

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



10000298716

INGENIEURWISSENSCHAFTEN

Dritter Teil

Der Wasserbau

Herausgegeben von

G. Franzius, A. Frühling (+), Th. Koehn, Fr. Kreuter, Th. Rehbock, Ed. Sonne
und G. de Thierry

Vierte, vermehrte Auflage

Zweiter Band

Stauwerke

2. Abteilung

Talsperren

Bearbeitet von

E. Mattern

Regierungs- und Baurat, Privatdozent an der Technischen Hochschule, Berlin

herausgegeben von

Th. Rehbock

Oberbaurat, Professor an der Technischen Hochschule in Karlsruhe

1. Lieferung

Mit Textabbildung 1—275 und Tafel I und II



Leipzig

Verlag von Wilhelm Engelmann

1912

Inhaltsverzeichnis

Stauwerke. 2. Abteilung

Dritter Abschnitt

Die Talsperren

Technische und wirtschaftliche Grundlagen

Bearbeitet von E. Mattern

Regierungs- und Baurat in Potsdam, Privatdozent an der Technischen Hochschule Berlin.

Mit Textabbildung 1—275 u. Tafel I und II

V. Kapitel.

A. Der Zweck der Talsperren.

	Seite
§ 1. Einleitung	1
§ 2. Talsperren für Bewässerungszwecke	3
§ 3. Talsperren für Trinkwasserversorgung	11
§ 4. Talsperren für Schiffahrtzwecke.	19
§ 5. Talsperren für Kraftgewinnung	24
§ 6. Talsperren für Hochwasserschutz.	28
§ 7. Talsperren für gemeinsame Zwecke	34

B. Technische Grundlagen.

I. Vorarbeiten und wasserwirtschaftliche Voruntersuchungen.

§ 8. Hydrometrische Arbeiten im allgemeinen.	44
§ 9. Ermittlung der Niederschläge und Abflußmengen.	46
§ 10. Die Eigenschaften des Talsperrenwassers.	78
§ 11. Wasserbedarf für die verschiedenen Zwecke der Talsperren	81
§ 12. Gesichtspunkte für die Wahl eines Talbeckens zur Wasseraufspeicherung.	85
§ 13. Allgemeine Erörterungen über die Größe des Stauraumes für den Ausgleich des Wasserabflusses	93
§ 14. Wasserwirtschaftspläne	101
§ 15. Geologische und Untergrunduntersuchungen	157
§ 16. Vermessungsarbeiten. Kartierung. Entwurfsaufstellung. Grunderwerb.	173
Anleitung für Bau und Betrieb von Sammelbecken	181

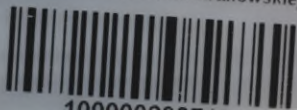
II. Die Bauweise der Talsperren im allgemeinen.

§ 17. Grundriß.	194
§ 18. Die Baustoffe der Talsperren	195
§ 19. Die Abdichtung der Mauern	200
§ 20. Entwässerung des Mauerinnern und Besichtigungsgänge.	209
§ 21. Höhenlage der Mauerkrone	211
§ 22. Fahrbahn	211
§ 23. Die Architektur der Talsperren	214

III. Berechnung und Querschnittsgestaltung der gemauerten Talsperren.

§ 24. Geschichtlicher Rückblick über die Entwicklung der Querschnittsformen	218
§ 25. Die naturgemäße Querschnittsgestaltung	224
§ 26. Querschnittsgestaltung nach dem Standsicherheitsbedingung	225
§ 27. Die Standsicherheitsbedingung nach dem Standsicherheitsbedingung	229

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



1000000000000



III 306284

Dritter Abschnitt.

Die Talsperren.

Technische und wirtschaftliche Grundlagen

bearbeitet von **E. Mattern**

Regierungs- und Baurat in Potsdam, Privatdozent an der Technischen Hochschule Berlin.

V. Kapitel.

A) Die Zwecke der Talsperren.

§ 1. Einleitung. Es ist der Zweck der Talsperren, durch Aufstauung von Wasser Sammelbecken zu bilden und den wechselnden Abfluß der natürlichen Wasserläufe auszugleichen. Dies geschieht in der Weise, daß die überreichen Wasservorräte in regenreichen Zeiten zurückgehalten und in späterer Trockenheit nach und nach, dem Bedarf entsprechend, abgelassen werden. Diese Maßnahmen bedeuten also einen Eingriff in den von Natur gegebenen Wasserhaushalt, der geeignet ist, nicht nur die wirtschaftlich bösen Folgen der Dürre für den Menschen, die Tier- und Pflanzenwelt abzuwenden, sondern auch Schaden zu verhindern, der entsteht, wenn eine Hochflut die bordvollen Ufer eines Flusses oder Baches übersteigt und verheerend die Niederungen überschwemmt, Brücken zerstört und die Frucht der Acker und Wiesen vernichtet. Wir sehen zwar, wie die Natur selbst durch verschiedene Bodenbedeckung in gleichem Sinne wirkt. Ein guter Waldbestand trägt dazu bei, den Niederschlag regenreicher Tage zurückzuhalten, indem sich das Wasser an den Blättern, den Baumstämmen und im Moos festsetzt und verlangsamt zum Abfluß gelangt. Ebenso wirken auch Seeflächen im Niederschlagsgebiet eines Flusses vorteilhaft ein auf den Abflußvorgang, wofür u. a. die Seen am Nordabhange der Alpen, in Schweden usw. Beispiele bilden. In Deutschland sind solche seenreiche Bezirke nur im südlichen Bayern, in Ost- und Westpreußen sowie in der Mark Brandenburg in nennenswertem Umfange vorhanden. Bei den Abflüssen aus den Seen Ostpreußens ist infolge dieser günstigen Einwirkung das Verhältnis von Niedrig- und Hochwasser etwa 1:4, in Schweden bis 1:2. Es wird angegeben, daß durch die Juragewässer-Korrektion und die künstliche Regelung der Abflüsse des Brienzer-, Thuner-, Bieler-, Vierwaldstätter-, Zuger- und Züricher-Sees die größten Hochwasser unterhalb Basel um 1000 bis 1500 cbm/sek. zurückgegangen sind und die niederen Beharrungszustände sich um 50 bis 100 cbm/sek. gehoben haben¹⁾. Aber diese Seeflächen sind nur spärlich über die Erdoberfläche verteilt und nehmen im übrigen meist nur einen bescheidenen Anteil des Niederschlagsgebiets ein. In dem seenreichen

¹⁾ Gelpke, Groß-Schiffahrt auf dem Rhein.

Schweden beträgt die Fläche der Binnenseen etwa 8 v. H. des Gesamtflächeninhaltes des Landes¹⁾. In der Schweiz schwankt das Verhältnis der Seenfläche zur Größe der den Seen zugehörigen Niederschlagsgebiete zwischen 2 (Thuner See) bis 15,5 v. H. (Zuger See). Ferner mildern auch die Gletscher der Hochgebirge den schroffen Wechsel der Wasserführung. Aber auch hiervon zieht nur ein kleiner Teil aller Flüsse Vorteil. Dieser Einfluß des Waldes, der sonstigen Bodenbedeckung, der Gletscher und Seen ist ein begrenzter und entzieht sich vor allem auch der Herrschaft des Menschen. Wohl können Wälder in ihrem Bestande dauernd gesichert oder Ödflächen aufgeforstet werden, wie das letztere neuerdings geschieht, nachdem man den unheilvollen Einfluß der früher zu starken Raubwirtschaft an den Waldungen erkannt hat. Aber der Wald vermag nur solange bis er gesättigt ist, das Wasser aufzuhalten und gibt dann, wie ein vollgesogener Schwamm, den weiteren Zufluß ohne wesentliche Verzögerung wieder ab. Seine Bedeutung für die Zurückhaltung von Hochfluten ist deswegen eine viel umstrittene, wenn man auch die vorteilhafte Einwirkung auf die Aufhöhung der Niedrigwasser der Flüsse im allgemeinen allseitig anerkennt. Zudem sind Maßnahmen dieser Art nur in langen Zeiträumen geeignet, Veränderungen herbeizuführen. Sie sind einerseits schwer durchführbar, weil sie tief in altbegründete Verhältnisse der Landwirtschaft eingreifen und mancherlei Umformungen des Betriebes bedürfen, andererseits aber auch nicht im gegebenen Augenblick wirksam sind. Ähnlich verhält es sich mit den See- und Gletscherflächen. Man nimmt die durch sie hervorgerufenen Einflüsse als etwas gegebenes hin. Man hat sich daran gewöhnt und vergegenwärtigt sich kaum noch den Vorteil, den sie bieten. Eine nachhaltige, im gegebenen Falle schnell zur Geltung kommende Einwirkung auf den Wasserablauf der Bäche und Flüsse kann man nur durch künstliche Stauungen — Einbauten in den Wasserlauf — erzielen, wobei die Größe der Aufspeicherung, die zeitliche Zurückhaltung und Ableitung durch Einrichtungen, deren Betrieb der Mensch in seiner Hand hat, so gestaltet werden können, wie es den wirtschaftlichen Bedürfnissen des in Betracht kommenden Landgebietes am besten entspricht. Nicht ausgeschlossen und in allen Fällen Erfolg verheißend ist es, wenn daneben durch systematische Aufforstung die wechselnde Wasserführung im Sinne eines gleichmäßigeren Abflusses geregelt wird.

Das Wasser gehört zu den unentbehrlichsten Stoffen, die unser Leben erfordert. Neben den unmittelbaren Bedürfnissen des Menschen für seinen Trink- und Gebrauchs-wasserbedarf, sind es die großen Wirtschaftsgebiete der Landwirtschaft, des Handels, der Gewerbe und Industrie, die das Wasser nutzen wollen: die Landwirtschaft für die Bewässerung der Ländereien und der Handel und Verkehr, indem die schiffbaren Ströme einen reichlichen Wasserabfluß und die Schifffahrtskanäle die notwendige Wasserspeisung erhalten. Die Gewerbe und Industrien ziehen Vorteil aus dem Kräftegewinn, den ein geregelter Wasserabfluß in den offenen Triebbächen oder ein aus dem Staubecken gespeistes Zentralwerk bietet. Allen diesen Wünschen kommen richtig betriebene Tal-sperren entgegen. Wenn ihre Wirkung nach dieser Richtung für die einzelnen Erwerbs-zweige unmittelbar produktiv ist, so ist sie zugleich für alle Anlagen eines Wasserlaufs mittelbar schaffend, indem die Zerstörung von Gütern durch Beseitigung von gefahr-bringenden Hochfluten vermieden wird.

¹⁾ Über den Einfluß der Seeregelungen auf den Abflußvorgang der Flüsse in Schweden siehe »Die Wasserkräfte Schwedens und ihre Ausnutzung« in der Zeitschrift für Bauwesen 1911, S. 575, in Norwegen. Zentralbl. d. Bauverw. 1911, S. 107. Technik und Wirtschaft 1911 S. 316.

§ 2. **Talsperren für Bewässerungszwecke.** Entsprechend der geschichtlichen Entwicklung unserer Kultur ist das Bedürfnis nach künstlichen Wasseraufsammlungen zuerst für die landwirtschaftliche Bewässerung hervorgetreten. Diese Bewässerung hat den Zweck, den Äckern und Wiesen die für das Gedeihen notwendige Feuchtigkeit in den Zeiten zuzuführen, in denen die Niederschläge ganz ausbleiben oder in ihrer Wirkung durch die große Wärme stark beeinträchtigt werden, indem das Wasser verdunstet, ehe es Zeit gehabt hat, in den Boden einzudringen. Aber es ist klar, daß die beste Bewässerung ihre Aufgabe nicht erfüllen kann und versagen muß, wenn gerade in der sommerlichen Trockenheit der Wasserzufluß fehlt. In der unbedingten Gewißheit, daß auch in trockenster Zeit ein genügender Wasservorrat vorhanden ist, liegt die ausschlaggebende Bedeutung der landwirtschaftlichen Bewässerung und die Sicherung des Ernteertrages. Während eine geregelte Zuführung des Wassers diese Zwecke in ausgezeichneter Weise erfüllt, kann andererseits ein Zuviel an Feuchtigkeit dem Gedeihen hinderlich sein. In doppelter Weise zeigt sich also der Vorteil einer nach diesen Gesichtspunkten beeinflussten Wasserwirtschaft.

Die landwirtschaftliche Bewässerung ist zu unterscheiden in eine düngende und anfeuchtende Bewässerung. Für die letztere die nötige Wasserabgabe bereit zu halten, ist in unseren deutschen Verhältnissen in erster Linie die Aufgabe der Sammelbecken. Die düngende Bewässerung kann durch die Wasserzurückhaltung in großen Becken sogar ungünstig beeinflusst werden, wenn in dem ruhigen Wasser der Stauung der Niederschlag der befruchtenden Sinkstoffe erfolgt. Dadurch wird nicht nur die düngende Kraft der Hochfluten aufgehoben, sondern es können auch für den Betrieb lästige Ablagerungen die Sohle der Staubecken verschlammen. Interessante Erörterungen dieser Art haben für die im oberen Wesergebiet belegene Edertalsperre stattgefunden. Die Landwirtschaft hält die an der Weser eintretenden natürlichen Überflutungen als düngendes Mittel für unentbehrlich. Diesen Anforderungen mußte Rechnung getragen werden, und es werden die mittleren Hochfluten nicht im Becken zurückgehalten werden, um den gegenwärtigen Zustand der Wesermarschen möglichst zu wahren. Ferner kann dabei auch in Betracht kommen, die Spitzen der geringeren Hochfluten mittels Staubeckenwasser in den Wintermonaten so zu erhöhen, daß sie die Vorländer längere Zeit überfluten und dadurch dem Grünlande eine gesteigerte Ertragsfähigkeit verleihen¹⁾.

Die auf eine Bewässerung von Ländereien durch künstliche Wasseraufspeicherungen gerichteten Bestrebungen reichen weit vor unsere Zeitrechnung zurück. Die Sorge auf Bekämpfung der nachteiligen Folgen der Dürre machen sich naturgemäß in den Tropen-

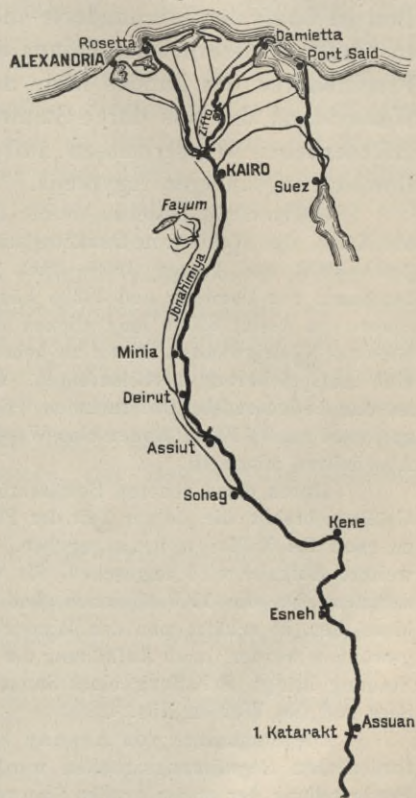


Abb. 1. Übersichtsplan der Stauwerke am Nil.
1 : 9 000 000.

1) Haus der Abgeordneten. Kommissionsbericht über die preuß. Wasserstraßen-Vorlage des Jahres 1904.

gegenden zuerst bemerkbar und man findet darum die ältesten Stauwerke für diese Zwecke in China, Indien und Ägypten. Die Errichtung der Anlagen für die Bewässerung des Niltals reicht bis in das frühe Altertum zurück. Der Nil war seit jeher die Grundlage für den Reichtum Ägyptens, indem seine Fluten jährlich eine Menge düngender Stoffe mitbrachten, welche die Felder der weiten Ebenen befruchteten. Das älteste Sammelbecken für das Nilwasser, um die Bewässerung in späterer Trockenzeit zu ermöglichen, war der Möris-See, wodurch eine Bewässerung von 3000 qkm ermöglicht wurde. Die alten Anlagen verfielen. Auch wurden sie unzureichend, weil einerseits das bewässerte Land durch die Ablagerung der Düngstoffe sich aufhobte und andererseits der Nil sein Bett im Laufe der Jahrhunderte austiefte. Wollte man die Bewässerung aufrecht erhalten, so mußten Wasserhebe­maschinen aufgestellt werden. Das wäre schwierig gewesen. Die Fruchtbarkeit des Landes hörte auf, an ihre Stelle trat die Öde. Es galt darum, den Wasserstand des Nils durch Stauwerke zu heben, die gleichzeitig die für die Bewässerung erforderlichen Wassermassen aufspeicherten. Das ist der Grundgedanke der neueren Bewässerungsanlagen Ägyptens.

Gegenwärtig bestehen in der Hauptsache drei große Stauwerke: An der Spitze des Niltales bei Kairo, die Wehre von Damiette und Rosette (erbaut 1843—1850), die Stauanlagen von Assiut (1899—1902) und Assuan (1898—1902). (Abb. 1.) Das Stauwerk des Deltas von 452 m Länge im Stromarm von Damiette und 522 m Länge im Arm von Rosette und die um 435 km oberhalb gelegene Sperre von Assiut (825 m lang) dienen als Wehre. Sie haben im wesentlichen den Zweck, die Spiegelhöhe des Niedrigwassers soweit zu heben, daß es in die Bewässerungskanäle eintritt, ohne gleichzeitig eine Aufspeicherung herbeizuführen. Die Hochfluten fließen hindurch. Die Talsperre von Assuan ist das bedeutendste Unternehmen. Es liegt 530 km oberhalb Assiut am ersten Nil-Katarakt und speichert rund 1100 Millionen cbm Wasser auf. Einzelheiten über dieses Bauwerk werden in späteren Abschnitten mitgeteilt.

Durch diese neueren Bewässerungsanlagen ist die Kulturlfläche Ägyptens schon heute zu der Größe gebracht, die sie zur Zeit der Pharaonen hatte. Die gesamte Berieselungsfläche Ägyptens wird zu rund 2,4 Millionen ha angegeben. Davon werden 1,6 Millionen ha ständig bewässert. Als die weitere Aufgabe wird angesehen, für den Rest von 0,8 Millionen ha ständige Wasserführung zu beschaffen. Da die 1100 Millionen cbm des Assuanbeckens für die Bewässerung von rund 200000 ha hinreichen, so schätzt man den Wasserbedarf auf 4 Milliarden cbm. Der erforderliche Stauraum soll gewonnen werden durch Aufhöhung der Talsperre von Assuan, deren Erhöhung um 6 m 1 Milliarde cbm Stauung bringt, Schaffung eines Sammelbeckens im Nady Bayan, Regulierung des Viktoria Nyanza Sees und des Weißen Nils.

Die Stauanlage von Assuan hat rund 49 Millionen Mark gekostet, die Kosten der noch erforderlichen Regulierungsarbeiten werden auf 220 Millionen Mark geschätzt. Inzwischen haben seit Fertigstellung der ersten großen Stauwerke von Assiut und Assuan die Verbesserungsarbeiten rüstigen Fortgang genommen und im Jahre 1909 wurde die neue Stauanlage von Esneh in Ober-Ägypten, 160 km nördlich von Assuan eröffnet, deren Kosten auf 20 Millionen Mark beziffert werden¹⁾.

¹⁾ s. Zeitschr. f. d. ges. Wasserwirtschaft 1908, S. 278. — H. Bellet, Barrages en Maçonnerie. — Wasserbauten in Ägypten: Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. vom 24. 3. 1905, S. 179—181. — Bewässerung in Ägypten: Engineer v. 6. 5. 1904, S. 459. — Das Meliorationsbauwesen in England, Ägypten und Indien: Engineer v. 20. u. 27. 10. 1905, S. 377, 403 u. 404; v. 3. u. 10. 11. 1905, S. 431 u. 432, 455 u. 456. — Nilstauwerk von Assuan: Österr. Wochenschrift f. d. öff. Baudienst 1903, S. 236—240 m. Abb. — Stauanlage im Nil bei Assuan: Glasers Annalen 1903, S. 181 u. 182; Engineer 1902, II, S. 558 u. ff.; Builder 1902, S. 241; Zeitschr. f. Bauwesen 1900, S. 361, 1910 S. 423; Zentralbl. d. Bauverw. 1900, S. 214; Engineering v. 12. 12. 1903, S. 783 u. 784; Génie Civil 1903, S. 369. — Die Bewässerung in Ägypten: Engineering v. 16. 6. 1905, S. 759 u. 760. — Bewässerungsanlagen am Nil: Engineer v. 9. 9. 1904, S. 243 u. 244 m. Abb.; Engineer v. 7. 10. 1904, S. 337 u. 352; Engineering v. 7. 10. 1904, S. 477 u. 478 m. Abb. — Die Arbeiten am Nil: Übersicht über die Talsperren bei Assiut und Österr. Wochenschr. f. d. öff. Baudienst 1906, S. 687. — Stauanlage bei Assiut: Eng. Rec. 1905, I, S. 428. — Über die Esneh-Talsperre: Eng. Rec., 5. 2. 1909; Engineer, 22. 1. 1909. Engineering 1900, S. 173; Österr. Wochenschr. f. d. ö. B. 1909, S. 738; Z. d. V. deutsch. Ing. 1909, S. 594. — Ägyptische Bewässerungsanlagen: Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1908, S. 42. — Die Bewässerung Ägyptens und die Stauanlage im Nil: Zentralbl. d. Bauverw. 1909, S. 393, 1910 (3. Sept.). — Über die Pläne für die Bewässerung Mesopotamiens: Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. (Technik und Wirtschaft) 1910, S. 100; Zentralbl. d. Bauverw. 1910, S. 253; 1912, S. 106 u. 194; Zeitschr. f. Bauwes. 1912, S. 271.

Auch die Wasserwirtschaft in Indien und anderen östlichen Ländern ist neuerdings, wesentlich durch die Förderung der Engländer, wieder belebt worden. Über die Staubecken in Indien s. u. a. Engin. News vom 10. 9. 1903; Engineer Juni 1903, S. 562; Scientific American 23. 9. 1905, S. 239; Bewässerungsanlagen in Arabistan Glasers Annalen 1906, S. 155; De Ingenieur 28. 4. 1906. Über Staubecken in Australien für Bewässerungszwecke Z. d. V. deutsch. Ingenieure 1909, S. 40; ferner Minutes of Proceedings of the Institution of Civil Engineers Vol. cl. XXVIII Sess. 1908/09 Teil IV.

Der Bau von Staubecken für Bewässerungszwecke findet in neuester Zeit besonders auch in den Vereinigten Staaten von Nordamerika Pflege. Man kann hier in den Weststaaten von einer förmlichen Erschließung neuer Landgebiete durch künstliche Berieselung der dünnen Ländereien sprechen¹⁾. Richtschnur für ein planvolles Vorgehen ist durch das Gesetz vom 17. Juni 1902 gegeben. Dieses bestimmt, daß alles Geld, welches aus dem Verkauf öffentlicher Ländereien in den beteiligten 13 Staaten und Territorien des Westens Erlöst wird, zur Bildung eines Fonds zur Urbarmachung von Ödland verwendet werden soll. Während die frühere private Bewässerung sich mit der Zuleitung von Wasser aus einem Flusse in die Niederung begnügte, ist jetzt vornehmlich die Einrichtung von Talsperren, die den nötigen Wasservorrat liefern, das Ziel, und man schreckt nicht davor zurück, durch lange Tunnel und Kanäle das Wasser den bedürftigen Ländereien zuzuführen. Der Ausbau großer Sammelbecken ist gegenwärtig im Gang. Daneben wendet man aber auch der Waldkultur die vollste Aufmerksamkeit zu und schafft aus unfruchtbaren Landbezirken eine aufblühende Landwirtschaft, in die dann die geschickte Bevölkerungspolitik des Staates den Strom der Einwanderung hineinlenkt. In Tab. 1 sind einige neuere, der Bewässerung dienende Staubecken angegeben.

Tabelle 1. Neuerrichtete Sammelbecken von großem Stauinhalt in Nordamerika²⁾.

	Bewässerungszwecke			Wasserversorgung	
	Roosevelt (am Salzfluß in Arizona)	Pathfinder (Wyoming)	Shoshone (Wyoming)	Neu Croton (Neu York)	Wachusett (Mass.)
Kronenlänge m	195	68	60	350	255
Höhe über Gründungssohle m	84	65	100	89	62
Größte Stauhöhe m	69	57	75	47	56
Sohlenbreite m	47,5	28,6	34	62	55,5
Kronenstärke m	5,0	3,0	3,0	5,4	7,5
Mauerwerk cbm	262 500	40 000	52 000	625 000	210 000
Stauinhalt Mill. cbm	1730	1234	563	114	238
Kosten der Sperrmauer . . . Mill. Mk.	16,2	4,2	4,2	32,0	8,4
Kosten für 1 cbm Stauraum . . . Pf.	0,94	0,34	0,74	28	3,6

Über Landbewässerungen aus Talsperren in den verschiedensten Staaten von Amerika s. u. a.: Wasserwirtschaft und Wasserrecht 1905, S. 296; Kulturtechniker 1. 7. 1905; Eng. Rec. 18. 2. 1905, 14. 10. 1905, 13. 6. 1908, 16. 1. 1909; De Ingenieur 15. 4. 1905; Scientific American, Supplement 4. 2. 1905, 20. 10. 1906; Eng. News

¹⁾ Mitteilungen der Gesellschaft zur Förderung der Wasserwirtschaft im Harz 1906, Heft 1 nach dem Bericht des Kaiserl. Konsulats in Portland. — ²⁾ Engineering News 10. 5. 1906. Über die Rooseveltsperrmauer s. Attachee-Bericht 514 vom 2. 5. 1911 im preuß. Ministerium d. öffentl. Arbeiten.

12. 1. 1905, 13. 4. 1905, 15. 6. 1905, 22. 2. 1906, 3. 1. 1907, Sept. 1908, 7. 1. 1909; Engineer 29. 9. 1905; Génie Civil 10. 2. 1906; Z. d. V. deutsch. Ing. 1909, S. 472; Schuyler, Reservoirs for Irrigation. II. Aufl., Einleitung. Über die Engle-Talsperre im Rio Grande (Fassungsraum 3100 Mill. cbm) s. Z. d. Ver. deutsch. Ing. 1910, S. 1603 u. Eng. News 18. 8. 1910. Über die Conchos-Talsperre in Mexiko (1850 Mill. cbm) s. Electrical World 15. Juli 1911.

In Südamerika ist Argentinien mit der Nutzbarmachung von Talsperren für die Zwecke der Landwirtschaft vorgegangen.

Die Talsperre von San Roque in Argentinien wurde im Jahre 1890 für gewerbliche und landwirtschaftliche Zwecke in Betrieb genommen. Die Sperrmauer ist am Eintritt des Rio Primero in die

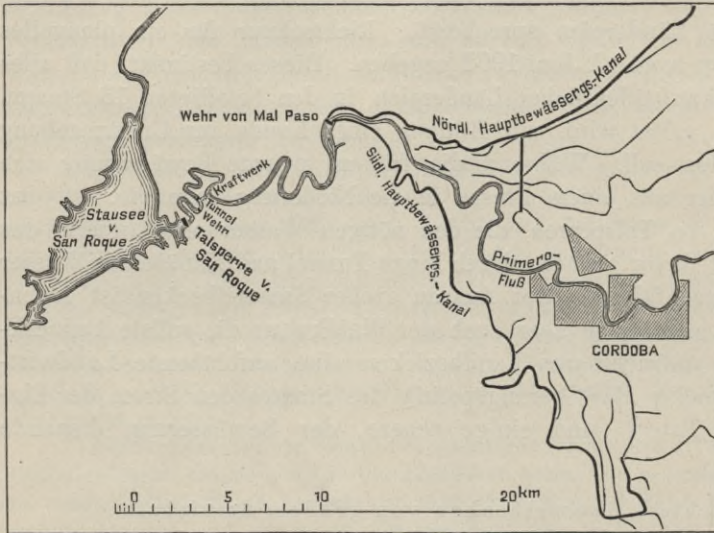


Abb. 2. Übersichtsplan der Talsperre von San Roque und der Bewässerungs- und Kraftanlagen am Primero-Fluß in Argentinien.

Sierra Chica, etwa 40 km von der Universitätsstadt Cordoba entfernt, errichtet (Abb. 2). Der Fluß durchbricht hier den Gebirgszug auf etwa 20 km Länge, um in die östlich davor gelegene Hochebene (400 m über M.) einzutreten, und das Becken, das einen Stauraum von ungefähr 260 Mill. cbm hat, bildet einen Teil des vor Entstehung des Gebirgsdurchbruches vermutlich vorhandenen gewesenen natürlichen Sees. Das Niederschlagsgebiet ist 1350 qkm groß. Die mittlere jährliche Abflußmenge soll nach den Angaben argentinischer Ingenieure 594 Mill. cbm betragen. Die Baukosten stellen sich auf 4,35 Pf. für 1 cbm Stauraum.

Man erkennt die Trockenheit des Landes, wenn man erfährt, daß das Verhältnis der in Cordoba beobachteten Regenhöhe zur Verdunstungshöhe einer freiliegenden Wasseroberfläche im Durchschnitt der 25 Jahre, 1875—1899, 694:1900, im Jahre 1899—1900 etwa 441:2220 betragen hat. Demgegenüber sei erwähnt, daß an der Bevertalsperre (Rheinland, 270 m Meereshöhe) die mittlere Regenhöhe 1220 mm beträgt, während die Verdunstungshöhe zu 1025 mm im Jahr gemessen wurde. Die Niederschlagshöhe in Lennep (340 m Meereshöhe) ist ein 20jähriges Mittel zu 1238 mm, die Verdunstungshöhe zu 810 mm festgestellt. Gegenwärtig sind 12000 ha der landwirtschaftlichen Bewässerung erschlossen. Auch eine Einwirkung der Talsperre auf das Klima will man beobachtet haben, indem der Einfluß der 1700 ha großen Seefläche und die Landbewässerung nach den Aufzeichnungen auf der Sternwarte von Cordoba eine Vermehrung der Wolkentage hervorgerufen hat.

Weiterer Vorteil wird aus der Anlage durch die Ausnutzung der Wasserkräfte gezogen. In dem erwähnten 20 km langen Gebirgsdurchbruch sind bei 15 cbm ständigem Wasserabfluß in der Sekunde 154 m Gesamtgefälle vorhanden, das durch einige ansehnliche Wasserkraftanlagen nutzbar gemacht ist. Wie hier, so läßt sich auch an einer Reihe sonstiger Flüsse Argentiniens durch Staubecken von bedeutendem Inhalt, bis 350 Mill. cbm, die natürliche Wasserführung für Kraftzwecke günstiger gestalten. Die Wasserkraftnutzung befindet sich daher in lebhafter Entwicklung und nimmt um so kräftigeren Aufschwung, als alle Kohle über See eingeführt werden muß. Nordamerikanisches und englisches Kapital ist an diesen Unternehmungen beteiligt; aber es scheint, daß sich hier auch deutscher Kolonisation unter gesunden klimatischen Verhältnissen und unseren Firmen ein großes Wirtschaftsgebiet zur vorteilhaften Betätigung bietet¹⁾.

¹⁾ Zentralbl. d. Bauverw. 1907, S. 471.

In Europa findet man die ältesten Unternehmungen dieser Art in Spanien und Italien. Zu den ersten Talsperren gehören die Anlagen von Almanza (um 1586 erbaut; 1,4 Mill. cbm Stauinhalt), Alicante (um 1590 erbaut; 3,7 Mill. cbm Stauraum), Elche, Val de Inferno (in den Jahren 1785—91 errichtet). Die gegen das Ende des 18. Jahrhunderts erbaute Talsperre von Puentes in Spanien hatte einen Stauinhalt von 53 Mill. cbm. Sie ist bekannt durch ihre Zerstörung. Spanien wendet der Bewässerungsfrage neuerdings wiederum erhöhte Aufmerksamkeit zu, ebenso Frankreich. In diesem Lande sind größere Bewässerungsanlagen am Hérault-Flusse eingerichtet (Génie Civil 5. 10. 1907). Über die Organisation und Betriebsweise der Wasserwirtschaft in Frankreich s. u. a. Wasserwirtschaft und Wasserrecht 11. 9. 1905; Kulturtechniker 1. 10. 1905.

Über kulturtechnische Arbeiten in Bosnien s. Deutsche Bauzeitung 18. 4. 1906.

Für Deutschland tritt die Frage der Landbewässerung und damit die Anlage von Staubecken für diese Zwecke wesentlich zurück gegenüber der Notlage in den Tropenländern, weil sich bei uns die nassen und trockenen Perioden nicht so schroff gegenüberstehen. Die Niederschläge sind gleichmäßiger über das Jahr verteilt, die Verdunstung der sommerlichen Meteorwässer ist eine gemäßigtere. Die Notwendigkeit, Wasservorrat für die Anfeuchtung in den Sommermonaten bereit zu halten, ist darum nicht so stark. Am meisten Bedeutung hat die Wiesenbewässerung in den Tälern unserer Mittelgebirge. Wer diese Täler durchstreift, findet vielfach geordnete Systeme von Bewässerungskanälen ausgebaut. Oft ist, wie besonders in den Tälern des rheinischen Schiefergebirges, der Boden undurchlässig, die Hänge sind steil. Eine Ansammlung und Stauung von Grundwasser findet nicht statt, und wenn man die Talsohle querüber bis auf den Fels aufschleift, wird ein Grundwasserstrom kaum bemerkbar, wie dies bei Talsperrenausführungen beobachtet werden kann. Die von steilen Hängen mit starkem Gefälle herunterkommenden Bäche und Flüsse schwellen bei Niederschlägen zu bedeutenden Fluten an, aber die Wassermassen verlaufen sich schnell und in regenarmer Zeit liegen die Gerinne trocken. Kleine Weiher für die Wiesenbewässerung sind in den Tälern des Schwarzwaldes, in den Tälern am Rhein, am Main und im Neckargebiet und in anderen deutschen Mittelgebirgen vielfach vorhanden. Diese unzureichenden Anlagen versagen jedoch in trockener Zeit. Zu großen Staubecken hat man sich noch nicht entschließen können. Sei es, daß die wirtschaftlichen Kräfte der Interessenten nicht ausreichen, sei es, daß man die Vorteile einer geregelten Bewässerung nicht so hoch einschätzt, um eine ausreichende Verzinsung für das anzuwendende Kapital aus den Mehrerträgen der Wiesen sichergestellt zu sehen. Mit der steigenden Kultur und Verteuerung aller Wirtschaftsverhältnisse geht eine Wertsteigerung der landwirtschaftlichen Erträge Hand in Hand. Wenn noch nicht jetzt, so ist sicherlich für die Zukunft die Notwendigkeit einer intensiveren landwirtschaftlichen Ausnutzung des Bodens auch in den deutschen Gebirgstälern zu erwarten. Die Maßnahmen hierfür zu treffen, sollte in Zeiten die Aufgabe einer sorgenden Staatswirtschaft sein¹⁾.

Die Stauweiher in den Vogesen, über deren Hauptpunkte die Tabelle 2 Aufschluß gibt, erfüllen den Zweck der Landbewässerung und Aufhöhung des Triebwassers. Die Verbesserung der natürlichen Wasserverhältnisse in den Vogesentälern wurde notwendig, als die gesteigerten Erwerbsverhältnisse den Wunsch nach einer über das Jahr möglichst gleichmäßig bleibenden Triebkraft immer reger machten. Aber auch der Wert des Wassers für die landwirtschaftliche Bewässerung wuchs in dem Maße, als die Bewirtschaftung des Bodens, — der Zunahme der Bevölkerung und

¹⁾ Siehe E. Mattern, Der Talsperrenbau und die deutsche Wasserwirtschaft, Berlin 1902 S. 60.

Tabelle 2. Stauweiherr in den Vogesen¹⁾
(Abb. 3, 4 u. 5.)

Nr.	Bezeichnung	Baun- führungs- jahr	Hauptzweck der Anlage	Größe des Nieder- schlags- gebietes qkm	Stau- inhalt des Beckens Mill.-cbm	Stauhöhe über Talsohle m	Gesamt- kosten des Staubeckens mit Neben- anlagen Mk.	Kosten für 1 cbm Stau- inhalt einschl. Grund- erwerb Pf.	Bemerkungen
1	Alfeldweiherr . . .	1883—87	Auführung der Nieder- rigwasserstände für Kraftzwecke in den Triebwerken und für landwirtschaftl. Bewässerung.	5,2	1,1	23,0	440 000	40	Es können durch den Weiherr in den unterhalb gelegenen Triebwerken jährlich 800 000 Ps.-Stunden nutzbar gemacht werden. Der Gesamtgewinn fürs Jahr wird für die Industrie zu 25 000 Mk., für die Landwirtschaft zu 50 000 Mk., zus. zu 75 000 Mk. ange- geben, sodab eine Verzinsung der Anlagekosten von 17 v. H. vorhanden ist.
2	Altenweiherr . . .	1886—88	Wie vor.	0,12	0,725	14,1	269 100	37	Talsperre aus Mauerwerk.— Der Nutzen der vier Weiherr Nr. 2—5 wird für die Sommerperiode angegeben: für die Industrie . . . 32 000 Mk. „ „ Landwirtschaft 36 000 „ „ „ „ „ „ „ „ zusammen 68 000 Mk. Die Verzinsung des Anlagekapitals beträgt 11 v. H.
3	Schieflorried . . .	1886—91	Wie vor.	0,124	0,325	11,5	146 200	45	Damm.
4	Forellenweiherr . . .	1890—91	Wie vor.	0,09	0,16	10,0	49 300	36	Wiederherstellung eines alten Dammes.
5	Sulzersee	1890—91	Wie vor.	0,06	0,58	9,8	40 600	7	Wie vor.
6	Lauchensee	1889—94	Niedrigwasserver- mehrung für Trieb- Werke.	5,5	0,9	20,0	975 000	1,265 ²⁾	Mauer.

¹⁾ Zusammengestellt vom Verfasser nach den Veröffentlichungen von Fecht, Zeitschr. f. Bauwesen 1889 u. 1893. ²⁾ Ohne Grunderwerb.

den Fortschritten des landwirtschaftlichen Betriebes entsprechend — mehr und mehr eine intensive wurde. Es wurde zunächst versucht, durch Erlaß von Rechtsordnungen den Veränderungen der wirtschaftlichen Entwicklung Rechnung zu tragen und die Gegensätze der einzelnen Erwerbszweige auszugleichen. Aber man erkannte bald, daß eine sachliche Befriedigung der Bedürfnisse der Gewerbe und Landwirtschaft nur erreicht werden konnte durch eine Verbesserung der Wasserverhältnisse, insbesondere Hebung der Niedrigwasserstände. Dementsprechend gelangten in den Jahren 1883—1894 der Alfeldweiher (Abb. 3), der Altenweiher, das Staubecken bei Schießrotfried, der Forellenweiher, der Sulzener (Abb. 4) und Lauchensee (Abb. 5); im wesentlichen aus staatlichen Mitteln, mit einem Gesamtstauinhalt von 3,8 Mill. cbm und mit einem Gesamtaufwand von rund 2 Millionen Mark zur Ausführung. Über den Betrieb, die wasserwirtschaftlichen und wirtschaftlichen Ergebnisse dieser Unternehmungen finden sich in den späteren Abschnitten Angaben.



Abb. 3. Übersichtsplan des Alfeldweihers (Vogesen). Ungef. Maßstab 1 : 40 000.

In bemerkenswerter Weise stellt Fecht die Aufgaben dieser beiden Bewässerungsarten für die Gebirgstäler in den Vogesen dar¹⁾. Der Wasserbedarf wird dort auf drei Wässerungsperioden verteilt: eine Frühjahrswässerung im April, eine Sommerwässerung im Juni, Juli und August und eine Herbstwässerung im September, Oktober und November. Die beiden ersteren haben ausschließlich den Zweck der Anfeuchtung und Belebung der Pflanzenwurzeln, während die Herbstwässerung dem Boden die nötigen Düngstoffe zuführen muß. Die Spätjahrhochwässer, die diese Aufgabe erfüllen, treten dort fast regelmäßig ein. Schon ungünstiger steht es mit den Frühjahrswässerungen, welche in trockenen Jahren öfters fehlen. Weitaus am ungünstigsten aber und in vielen Fällen entscheidend für die Wirkungsfähigkeit der Bewässerungsanlagen ohne künstliche Speisung sind die Verhältnisse während der Zeit der Sommerwässerungen. Infolge von ungünstigen Witterungsverhältnissen wird im Frühjahr der Heuertrag oft gering. Folgt dann noch ein heißer und trockener Sommer, und ist man außer Stande, zwischen Heuernte und Grummet anzufeuchten, so geht dieser zweite Schnitt verloren.

¹⁾ Über die Anlage von Stauweihern in den Vogesen, Berlin 1892.



Abb. 4. Uebersichtsplan der Stauweiher im Fechtthale.

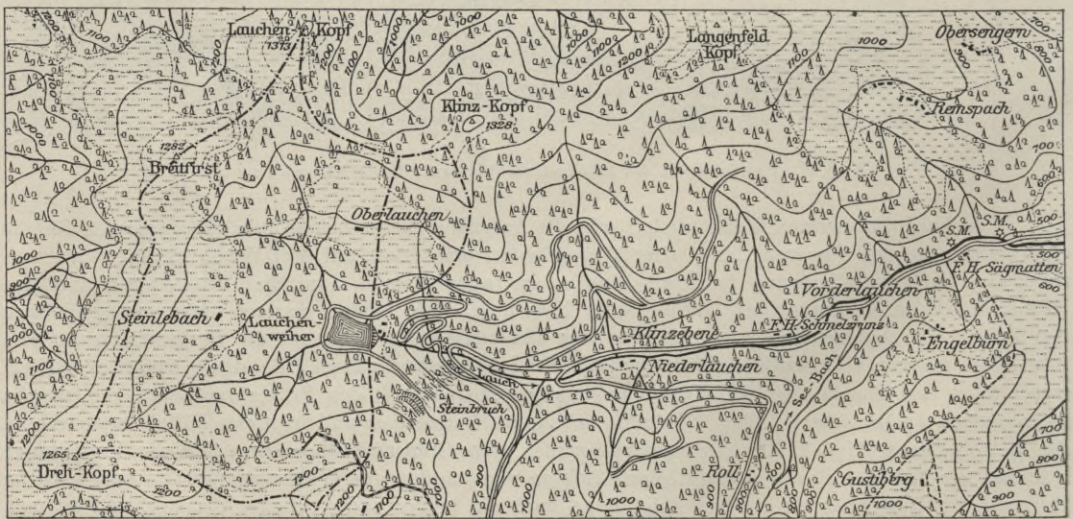


Abb. 5. Uebersichtsplan des Lauchenweihers (Vogesen).

Hat man aber während der Zeit zwischen diesen beiden Ernten unter allen Umständen eine genügende Wassermenge zur Verfügung, so ist das gleichbedeutend mit einer Sicherung des ganzen Erntebetrages; denn was am ersten Schnitt ausgeblieben ist, läßt sich dann am zweiten nachholen.

Diese Darlegungen lassen in unmittelbarer Klarheit die Bedeutung einer großen Wasseraufsammlung für die landwirtschaftliche Bewässerung erkennen. Und die Erkenntnis dieser Zustände und die Einsicht in die Zweckmäßigkeit dieser Mittel, die die Technik bietet, führten in den Vogesen zu dem Ausbau großer Stauwehre für Bewässerungszwecke.

Es scheint, daß auch in unseren afrikanischen Kolonien der Talsperrenbau berufen ist, eine Rolle zu spielen und ihre zukünftige Entwicklung durch Schaffung großer Wasservorräte für die Landbewässerung zu fördern. Die Verhältnisse in Südwestafrika sind daraufhin eingehend untersucht worden¹⁾. Die Wasserführung der Flüsse unterliegt dort bedeutenden Schwankungen. Die meisten Flüsse beginnen erst Wasser zu führen, wenn innerhalb weniger Stunden 10000—15000 cbm Regen auf 1 qkm Landfläche fallen. Wenn zwar die Kenntnis der Wasservorräte noch mangelhaft ist, so kann man doch etwa schätzen, daß höchstens $\frac{1}{6}$ der Regenmenge zum Abfluß gelangt.

Der Grund, weshalb die Bodenkultur in Deutsch-Südwestafrika seither nur in geringem Umfange betrieben wurde, ist darin zu erblicken, daß Berieselungswasser für die Ländereien fehlt. Ohne dieses ist aber, wie in allen subtropischen Ländern, der Anbau von Nutzpflanzen aussichtslos. Es kommt hier weniger die düngende als die anfeuchtende Bewässerung in Frage, da der Boden an Nährstoffen sehr reich ist. Unter den Mitteln zur Gewinnung des Wassers ist dasjenige der Aufstauung der während der Sommermonate oft sehr reichlich unbenutzt abfließenden Regenwässer das bei weitem wichtigste und für größere Bewässerungsanlagen das fast ausschließlich in Betracht kommende Mittel. Hierdurch lediglich ist dem größten Teil dieses Schutzgebietes die Möglichkeit einer ausgedehnten Bewirtschaftung gegeben, und die wirtschaftliche Erschließung des Landes erscheint aus Wassermangel nicht gehindert. Derartige Bauten sind bereits in den Jahren 1888/90 und später für Becken bis 60000 cbm und mehr Inhalt als Viehtränken und für Bewässerungszwecke errichtet. Neuerdings sind Pläne für größere Anlagen aufgestellt, deren Ausführung zum Teil gesichert erscheint. Auch für Deutsch-Ostafrika sind Untersuchungen für den Bau von Talsperren zu Bewässerungszwecken im Gang.

§ 3. Talsperren für Trinkwasserversorgung. Die Notwendigkeit, für den vermehrten Bedarf an Trinkwasser zu sorgen, trat vornehmlich hervor, als mit dem gesamten ungewöhnlichen Aufschwung des wirtschaftlichen Lebens um die Mitte des vorigen Jahrhunderts größere Menschenansammlungen in den Städten stattfanden, wenn zwar die südlich gelegenen Länder auch auf diesem Gebiet schon lange vorgegangen waren. Es sei u. a. nur verwiesen auf die alten Anlagen am Bosphorus auf europäischer wie asiatischer Seite, die sich noch heute im Betriebe befinden.

Es ist schwierig, in den Gebirgsländern in trockener Sommerszeit Trinkwasser zu beschaffen, und diese Frage kann für dicht bevölkerte Gegenden zu einer förmlichen Lebensfrage werden. Die Bedeutung dieses Gegenstandes wird klar, wenn man sich die tatsächlichen Verhältnisse vergegenwärtigt, wie die Wasserversorgung in manchen Bezirken in der Notlage sich gestaltet.

Ehedem boten den in den Bergen und Büschen zerstreut liegenden Gehöften die Quellen und Bäche der Hänge und Täler eine ausreichende Wasserversorgung, und in

¹⁾ Rehbock, Deutsch-Süd-West-Afrika, Berlin 1898, u. Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1907, S. 1947.

den nur kleinen Städten auf den Höhen spendeten die Brunnen genügenden Zufluß, wenigstens bei nicht allzu großer Trockenheit. In langer sommerlicher Dürre versagten allerdings diese Mittel. Dann mußte das Wasser aus den Tälern heraufgetragen oder in Tonnen herbeigefahren werden. Das waren Notbehelfe, die bei einer spärlichen Bevölkerung und unter den früheren einfachen Arbeits- und Lebensverhältnissen noch hingehen mochten. Unhaltbar aber gestalteten sich diese Zustände bei dem starken Wachstum der Städte in der Neuzeit. Für eine gewisse Menge Menschen konnte selbst in sehr trockener Zeit auf die geschilderte mühsame Weise der Wasserbedarf gedeckt werden; aber es ist klar, daß es schon nicht mehr möglich ist, für eine auf der Höhe, etwa 100—200 m über den wasserführenden Tälern liegende mittlere Stadt von 40—50000 Einwohnern das Trink- und Brauchwasser auf Wagen oder durch Tragen heranzuschaffen. Die Erschwernisse wachsen dabei ins große, und der Preis des Wassers wird eine unerschwingliche Last, abgesehen von allen gesundheitlichen Bedenken. Als um die Mitte des abgelaufenen Jahrhunderts die Anlage von zentralen Wasserwerken möglich wurde, welche imstande waren, das in den Tälern gesammelte Wasser durch Dampfpumpen auf jede gewünschte Höhe zu drücken, wurden zwar derartige Unternehmungen vielfach im Gebirge u. a. in Deutschland im Bergischen Lande ins Leben gerufen, allein sie vermochten die Grundfrage der Wasserversorgung — die dauernde Sicherung des ständig steigenden Bedarfs — nicht zu lösen. Stollen, welche zur Wassergewinnung in die Berge hineingetrieben wurden, versagten. Das vorhandene Schiefergebirge des Devons ist sehr dicht und undurchlässig, und die Gänge sind wenig wasserergiebig, so daß solche Anlagen als mißglückte Versuche meist aufgegeben werden mußten. Zu nicht wesentlich günstigeren Ergebnissen führte die Suche nach Grundwasser. Dieses war eben nur so lange vorhanden, als die unterirdische Aufspeicherung durch immer wieder erneute Auffrischung aus den Niederschlägen ergänzt wurde; in trockener Zeit ließ diese Wasserzufuhr ebenfalls im Stich. Die Lage der Gemeinden wurde um so mißlicher, als in neuerer Zeit die Industrie sich daran gewöhnt hatte, ihren Wasserbedarf aus den städtischen Werken zu decken. In Solingen, wie im Betriebe der nahegelegenen älteren Remscheider Grundwasserversorgung hatte sich gezeigt, daß durch Brunnen aus dem Grundwasserbett in trockener Zeit von 1 qkm Niederschlagsgebiet eine Wassermenge von 40—50 cbm in 24 Stunden gewonnen werden konnte. Wollte man für Solingen in den Tagen des zukünftigen größten Bedarfs eine Wassermenge von 9000—10000 cbm täglich sicher stellen, so wäre hierfür ein Niederschlagsgebiet von 200—250 qkm Größe erforderlich gewesen. Ein so großes ungenutztes Niederschlagsgebiet in den vielbebauten Tälern zu erschließen, war unmöglich und daher der Bedarf nicht zu decken, wenn nicht durch anhaltendes Pumpen unmittelbar Bachwasser angesaugt werden sollte¹⁾.

Ähnlich liegen die Verhältnisse in anderen Mittelgebirgen. Man erkannte aus dem Studium der Wasserverhältnisse, daß eine Befreiung der Städte und Gemeinden aus der geschilderten Notlage nur erfolgen konnte durch Aufsammlung des Wassers in der wasserreichen Zeit für den trockenen Sommer. Diese Aufspeicherung hat aber nur dann Aussicht auf Erfolg, wenn sie im Großen geschieht und mindestens einen Jahresausgleich schafft. In Deutschland wandte man sich dieser Wasserversorgung zuerst im Bergischen Lande, wo die Seitentäler der Wupper und Ruhr geeignete Stauräume boten, und in Sachsen zu. Eine Übersicht der Talsperren in Rheinland und Westfalen geben Tab. 3 u. 4 sowie Abb. 6.

¹⁾ Zeitschr. f. Bauwesen 1904, S. 295.

Tabelle 3. Talsperrenanlagen im Wuppergebiet.
(Abb. 6.)

Nr.	Bezeichnung	Jahr der Bauausführung	Hauptzweck der Anlage	Größe des Niederschlagsgebietes qkm	Mittlere Wassermenge im Jahr Mill. cbm	Stauhöhe über Talsohle m	Kosten der Sperrmauer der Grunderwerb		Kosten des Staubeckens für 1 cbm Stauhöhe Pfg.	Gesamtkosten der Talsperre mit allen Nebenanlagen Mk.	Bemerkungen
							Mk.	Mk.			
1a	Eschbachtal bei Remscheid	1889/91	Wasserversorgung von Remscheid.	4,5	3,6	1,07	18,0	630 000	59	978 000	Zu der letzten Spalte: Mit Erweiterung d. Wasserverserkes.
1b	Neyetal	1891/93	Erweiterung der Wasserversorgung von Remscheid und Wasserabgabe an die Triebwerke an der Wupper.	11,6	9,2	6,0	23,9	2 400 000	40	4 500 000	Mit Stollen, Turbinen, Rieselanlagen, Rohrleitungen und Wasserturm.
2	Panzertal bei Lennepe	1905/08	Wasserversorgung von Lennepe.	1,5	1,2	0,30	7,5	389 000	130	389 000	Erweiterung 1905 auf 300 000 cbm Stauhöhe (früher 117 000 cbm). Kosten der ersten Anlage 105 000 Mk.
3	Bevertal bei Hückeswagen	1896/98	Wasserabgabe für die Triebwerke der Wupper u. Hochwasserschutz.	22,4	18,0	3,3	16,0	1 482 000	45	3 050 000	Einschl. der Ausgleichweier b. Buchenhofen u. Beyenburg und Vergrößerung des Dahlhauser Weihers.
4	Lingesetal b. Marienheide	1897/98		9,0	8,0	2,6	18,5	1 086 000	42		
5	Salbachtal bei Ronsdorf	1898/99	Wasserversorgung von Ronsdorf und Abgabe an Triebwerkbesitzer.	0,87	0,65	0,3	19,3	523 000	174	923 000	Mit Wasserwerk.
6	Herbringshaustal b. Lüttringhausen	1898/00	Wasserversorgung von Barmen.	5,5	4,4	2,5	29,7	1 900 000	80	2 591 000	Mit Filteranlage u. Rohrleitung.
7	Sengbachtal bei Solingen	1900/02	Wasserversorgung, sowie Kraft- und Lichtabgabe für Solingen	11,8	8,0	3,15	36,0	2 700 000	86	4 162 000	Mit Wasser- u. Elektrizitätswerk.

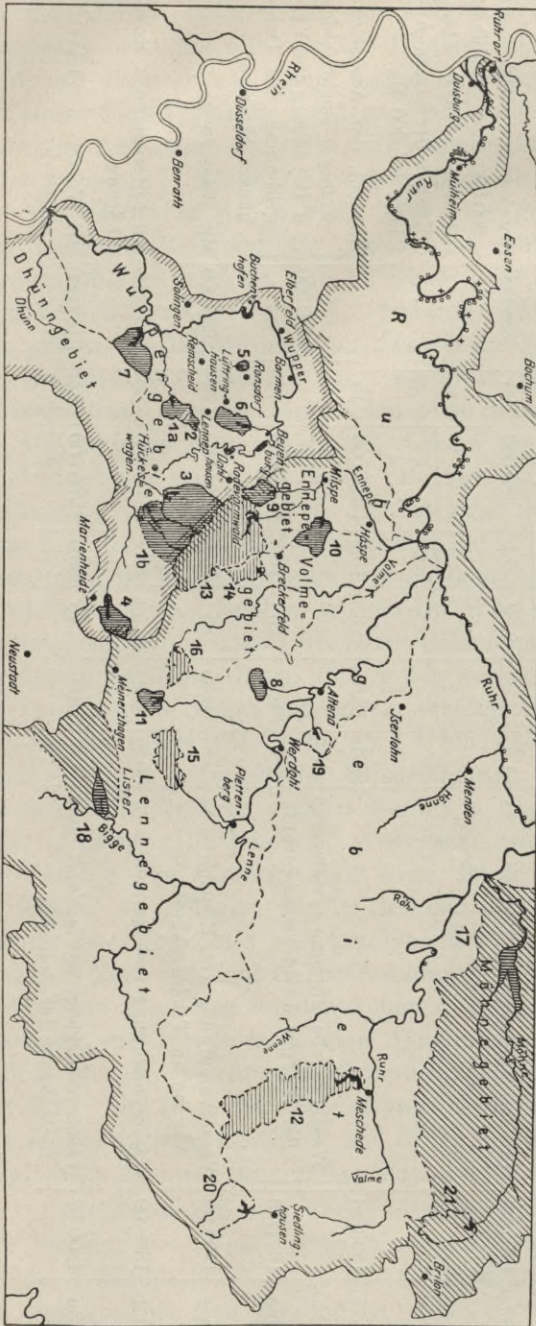


Abb. 6. Übersichtskarte der Talsperren im Ruhr- und Wuppertal. Unger, Maßstab 1 : 800 000

Die Remscheider Talsperren mit 1,0 Mill. cbm Stauinhalt für die Wasserversorgung war die erste Anlage dieser Art in Deutschland. Sie wurde im Jahre 1891 in Betrieb genommen. Zu etwa gleicher Zeit wurde die Talsperre der Stadt Chemnitz errichtet¹⁾. Die reiche Erfüllung der auf den ersteren Bau gesetzten Hoffnungen und Wünsche gab volles Vertrauen. Bald entstanden nach einander die Talsperren von Lennep, Gevelsberg, Ronsdorf. Diesen folgte dann im Jahre 1901 die Stadt Barmen mit der Anlage in Herbringhausen, die Talsperre der Stadt Solingen im Sengbachtale (1903), Nordhausen (1906), Gotha²⁾ (1907) und Plauen³⁾ (1907), die Erweiterung der Wasserversorgung von Chemnitz durch ein 3,3 Mill. cbm großes Becken (1909) u. s. w. Königsberg i. Pr. bezieht seine Wasserversorgung ebenfalls aus Staubecken.

Die Talsperre der Stadt Remscheid im Eschbachtale wurde erbaut in den Jahren 1889—1891 als Erweiterung eines vorhandenen unzureichenden Grundwasserwerks. Diese erste Erweiterung umfaßt die Anlage eines Staubeckens von 1 Mill. cbm Stauinhalt, das durch eine Mauer von 25 m Höhe abgesperrt wird (Abb. 7). Das Niederschlagsgebiet ist 4,5 qkm groß. Die mittlere jährliche Zuflußmenge zum Becken beträgt 3,6 Mill. cbm. Von der Talsperre wird das Wasser in zwei Druckrohrleitungen zu dem einige hundert Meter unterhalb gelegenen Pumpwerk geleitet, von wo es mittels einer Steigleitung der auf hohem Bergkegel belegen Stadt zugeführt wird. In geringem Maße dient die Anlage auch der Kraftgewinnung, indem im Kraftwerk zwei Turbinen von 25 und 60 P.S.-Leistung für Zwecke der Wasserhebung aufgestellt sind. Die Reinigung des Wassers erfolgt in Sandfiltern. Ein Teil des Wassers aus der Talsperre kommt den unterhalb im Eschbachtale belegen Triebwerken zugute,

deren Wasser in trockener Zeit damit aufgehört wird.

Als diese Talsperre im Jahre 1891 dem Betriebe übergeben wurde, hatte Remscheid 42000 Einwohner. Die Größe der Stadt hat sich seitdem fortgesetzt gesteigert. Das Becken von 1 Mill. cbm.

1) Kulturtechniker 1905, S. 33.

2) Broschüre der Stadt Gotha. Zeitschr. d. V. d. Ing. 1906, S. 1897.

3) Zeitschr. »Talsperre« 1903, S. 65.

vermochte den wachsenden Anforderungen auf die Dauer mit Sicherheit nicht mehr zu genügen und man ist zum Bau einer zweiten Talsperre im Neyetale bei Wipperfurth geschritten. Dieses 6 Mill. cbm große Staubecken ist im Herbst 1908 fertiggestellt worden, und soll durch gemeinsame Leistung mit dem alten Werk den Wasserbedarf von Remscheid decken. Das Niederschlagsgebiet ist 11,6 qkm groß, die mittlere jährliche Abflußmenge beträgt 9,2 Mill. cbm. (s. Tab. 3). Die Talsperre liegt im Wuppergebiet und dient zum Teil auch den Zwecken der Wuppergenossenschaft.

Die Stadt Remscheid erhält laut Vertrag mit der Wuppertalsperrengenosenschaft jährlich höchstens 5,5 Mill. cbm aus der Neyetalsperre und zwar:

April . . .	400000 cbm,	Mai	450000 cbm,
Juni	500000 „	Juli	550000 „
August . . .	600000 „	September .	550000 „
Oktober . . .	500000 „	November .	425000 „
Dezember . .	375000 „	Januar . . .	375000 „
Februar . . .	375000 „	März	400000 „

Die Wuppertalsperrengenosenschaft erhält vom 1. April bis 30. Nov. für jedes Jahr 2150000 cbm. Die monatlichen Wassermengen betragen höchstens 500000 cbm, oder für den Arbeitstag 20000 cbm.

Bemerkenswert ist die bedeutende Ausdehnung der Wasserzuführung von der neuen Talsperre zum alten Weiher im Eschbachtale. Die Gesamtlänge der Rohrleitung vom Neyetal bis zum Wasserhebwerk im Eschbachtale beträgt 14500 m. Es ist eine Rohrleitung von 700 mm l. W. eingebaut, die zum Teil im Erdreich, zum Teil in Gebirgsstollen liegt. Das Wasser der Neyetalsperre kann je nach Erfordernis zur Auffüllung des alten Beckens, zum Teil aber auch der Kraftgewinnung dienen, indem mit einem Druckgefälle von 60 bis 78 m eine Kraftleistung von 200 bis 270 P.S. erzielt werden kann.

Die Gesamtkosten der neuen Anlage überschreiten 4,5 Mill. Mk.

Im europäischen Auslande hat hauptsächlich England den Bedarf von Trinkwasser aus Talsperren zu decken gesucht. Am meisten bekannt ist die Vyrnwy-Talsperre für die Versorgung von Liverpool. Auf gleiche Art wird Birmingham versorgt¹⁾. Sheffield, Derby, Nottingham und Leicester planen 5 Staubecken von zusammen 46 Mill. cbm Inhalt²⁾. Erwähnt seien noch die Talla-Talsperre der Stadt Edinburg (Journ. f. Gasbel. u. Wasservers., 1907 Engineer 1. 9. 1909, Österr. Wochenschr. f. d. ö. B. 1909 S. 169) und die Stadt Carlisle, deren Becken 700000 cbm faßt (Engineer 24. 8. 1908). Über das neue Becken der Stadt London s. Engineer 17. 4. 1908.

Über die Talsperre der Stadt Komotau in Böhmen (700000 cbm Inhalt) s. Zeitschr. d. Österr. Arch.- u. Ing.-Vereins 1904, S. 469; Gesundh.-Ing. 1904, S. 390; Génie Civil 2. 7. 1904, S. 150. Über französische Talsperren für städt. Wasserversorgung im Tal der Ondaine, Dep. Loire, s. Ann. cl. P. et Chauss. Nov./Dez. 1908.

In Australien beziehen die Wasserwerke von Sydney ihren Bedarf aus einem Becken von 90 Mill. cbm³⁾; auf gleichem Wege geschieht in Südafrika die Versorgung von Port-Elizabeth aus 2 Becken von 1,0 bzw. 0,5 Mill. cbm⁴⁾.

Ausgebreitet ist die Wasserversorgung aus Talsperren in Amerika. Über die Versorgung der Stadt Denver (Becken von 136 Mill. cbm) s. Scientific American v. 4. 7. 1903; Zentralbl. d. Bauverw. 1905 S. 217 und Eng. Record. v. 22. 6. 1907, von Los Angeles s. Eng. Rec. v. 29. 2. 1908 u. Zentralbl. d. Bauverw. 1912 S. 208; der Städte an der San Francisco Bay, Eng. Rec. 9. 5. 1908; über das 27 Mill. cbm fassende Staubecken der Minnequa-Eisenwerke für die Deckung des Bedarfs für Betriebszwecke s. Eng. Rec. 22. 2. 1908, der Stadt Panama (1,8 Mill. cbm) Eng. Rec. 25. 11. 1905. Über die Staudämme zur Bildung

1) Eng. Rec. 30. 1. 1904; Scient. American, Supplement 28. 5. 1904.

2) Gesundh. Ing. 16. 6. 1906.

3) Eng. Rec. 5. 11. 1904. Über diese australischen Talsperren s. ferner Minutes of Proceedings of the Institution of Civil Engineers 1909 Band 178 Teil IV u. Zeitschr. die »Talsperre« 1910, S. 25, Zentralbl. d. Bauverw. 1911 S. 281 u. 362.

4) Eng. Rec. 3. 2. 1906, Eng. News 8. 2. 1906.

von Sammelbecken am Panamakanal für die Wasserversorgung von Ortschaften für den Kanalbau Zeitschrift d. Ver. deutsch. Ing. 1909 S. 222. Die Staubecken der Pennsylvania Eisenbahn in Fayette s. Engin. Record 11. 4. 1908, Engin. News 9. 4. 1908. Wasserversorgung von Salt Lake City, Utah, s. Engin. Record 21. 3. 1908, u. a. m., s. ferner Schuyler, Reservoirs for irrigation, water power and domestic water-supply.

Das größte Unternehmen dieser Art besitzt die Stadt Neuyork. Eine kurze Mitteilung über diese umfangreiche Anlage möge hier folgen.

Der Wasserverbrauch der bevölkerungsreichen Stadt Neuyork ist ein außerordentlicher. Es besteht zur Deckung des Bedarfs ein ausgebreitetes System von Sammelbecken im Niederschlagsgebiet des Crotonflusses, der sich in den Hudsonfluß ergießt (s. Abb. 8).

Der Beginn dieser Wasserversorgung reicht bis in die Mitte des vorigen Jahrhunderts zurück. Das älteste Becken, der Old Croton Weiher, wurde im Jahre 1842 fertig gestellt. Es liegt 10 km oberhalb der Mündung des Croton und etwa 65 km von Neuyork entfernt. Das Crotonsystem besteht aus einer Reihe von Talsperren, die teils in Mauerwerk, teils als Erddämme mit gemauertem Kern ausgeführt sind. Die nachstehende Tabelle gibt einen Überblick über die Gesamtanlage.

Das bedeutendste Sammelbecken, die neue Crotonsperrre, mit 114 Mill., wurde in den Jahren 1892—1906 fertiggestellt. 2 Aquadukte führen das aufgespeicherte Wasser nach einem Behälter im Zentralpark bei Neuyork, wobei die Entnahme je nach Bedarf aus dem neuen Becken oder aus dem oberen Crotongebiet erfolgen kann. Die Gesamtkosten dieser letzteren Anlage haben rund 20 Mill. Mk. betragen.

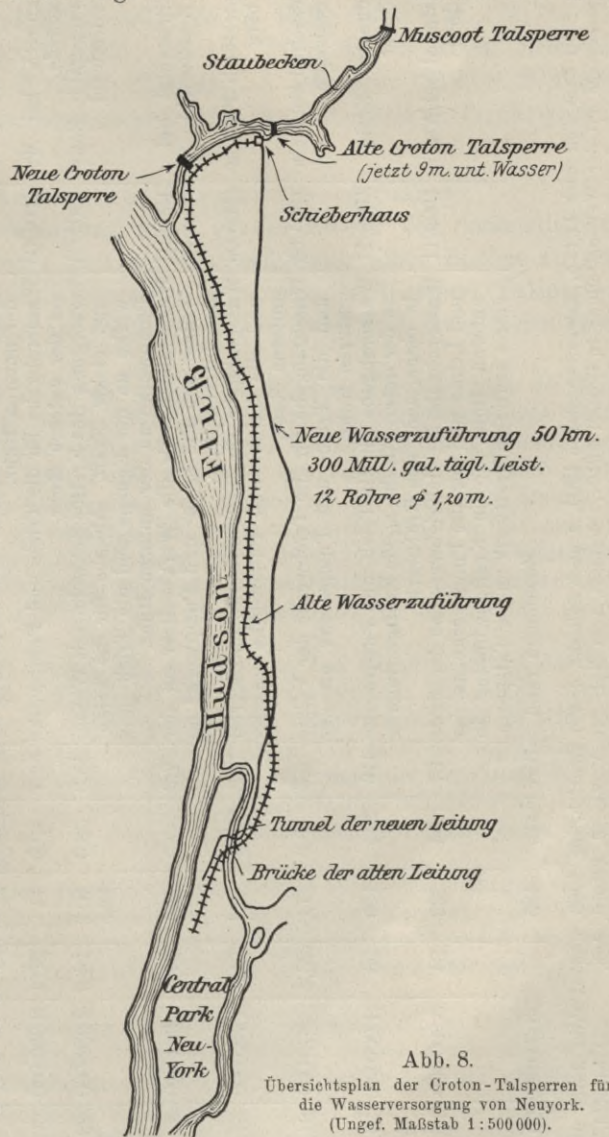


Abb. 8.

Übersichtsplan der Croton-Talsperren für die Wasserversorgung von Neuyork. (Ungef. Maßstab 1:500 000).

Sammelbecken im Crotonniederschlagsgebiet:

	Mill. cbm.		Mill. cbm.
Croton Damm (1906) . . .	114,0	Übertrag	240,0
Amawalk Damm	26,5	Kensico River	6,0
Carmel Damm (1896) . . .	37,8	Bronx u. Byram Dämme	15,5
Boyd's Corner (1866) . . .	10,2	Zur Zeit nutzbar	296,4
Middle Branch (1878) . . .	15,2		
Sodom	19,7	Im Bau waren 1906:	
Bog Brook	16,6	Croß River Damm	34,1
Titicus	27,3	Croton Falls Damm	53,7
Old Croton (1842)	7,6	Verschiedene Becken	3,7
Übertrag	240,0		rund 388,0

Tabelle 4. Talsperren im Ruhrgebiet¹⁾
(s. Abb. 6)

Nr.	Bezeichnung	Jahr der Bauausführung	Hauptzweck der Anlage	Größe des Niederschlagsgebietes		Mittlere Wasserzuluftmenge im Jahr		Stauinhalt des Beckens		Stauhöhe über Talsohle		Kosten des Sammelbeckens einschl. Grunderwerb		Kosten des Staubeckens für 1 cbm Stauinhalt		Gesamtkosten der Talsperre mit allen Nebenanlagen		Bemerkungen	
				q/m	Mill. cbm	Mill. cbm	m	Mk.	Pf.	Mk.									
8	Fießbecke b. Altona	1894/96	Abgabe von Betriebswasser an die Werkbesitzer in der Fießbecke und Rahmede.	3,5	2,8	0,7	27,0	332 000	47	332 000									
9	Heilenbecke bei Milspe	1894/96	Wasserversorgung von Gevelsberg und Abgabe von Wasser an die Triebwerke.	7,6	5,5	0,45	19,5	280 000	62	400 000								Mit Wasserversorgung von Gevelsberg.	
10	Haspertal b. Haspe	1901/03	Wasserversorgung der Stadt Haspe, Wasserabgabe an die Triebwerke im Haspertal und an die Trieb- und Pumpwerke an der unteren Ruhr.	8,0	5,7	2,05	27,5	1 438 000	70	2 138 000								Mit Wasserversorgung und Wasserleitung.	
11	Versetal oberhalb Werthol	1902/03	Wasserversorgung von Lüdenscheid, Wasserabgabe an die Trieb- und Pumpwerke an der unteren Ruhr.	4,7	3,8	1,65	23,7	746 000	45,2	746 000								Mit Wegeanlagen und Wärrerhaus.	
12	Hennetal bei Meschede	1901/05	Wasserabgabe für die Trieb- und Pumpwerke an der unteren Ruhr.	52,7	40,0	11	30,4	3 350 000	30,5	3 500 000									
13	Ennepetal b. Radenvorwald	1902/04	Versorgung des Kreises Schwelm mit Wasser und elektr. Kraft. Abgabe für die Triebwerke an der Ennepe und die Trieb- und Pumpwerke an der unteren Ruhr.	48,0	38,0	10,3 (12,5)	34,9	2 982 000	29	4 800 000									Gr. Grunderwerb um d. Becken herum, Wasser- u. Elektrizitätswerk unterh. d. Sperre nebst Verteilungsnetz spät. Vergrößerung auf 12,5 Mill. cbm.
14	Glöbachtal bei Breckerfeld	1903/04	Wasserabgabe für die Werkbesitzer an der Volme und die Trieb- und Pumpwerke an der unteren Ruhr.	7,2	5,5	2,1	27,7	901 000	42,8	901 000									
15	Östertal b. Plettenberg	1903/06	Wasserabgabe für die Triebwerke im Östertal und die Trieb- und Pumpwerke an der unteren Ruhr.	12,6	10,6	3,1	31,4	1 785 000	57,6	1 785 000									Mit Kraftwerk von 275 PS. Leistung.
16	Juchachtal bei Meinerzhagen	1904/05	Wasserabgabe für die Triebwerke der Volme und die Trieb- und Pumpwerke an der unteren Ruhr.	6,6	5,0	1,05	23,2	673 000	64,1	673 000									
17	Mühenetal Kreis Soest	1908/11	Wasserabgabe für die Trieb- und Pumpwerke an der unteren Ruhr, sowie Kraftgewinnung in einem zentralen Kraftwerk.	416	245	130	33	21 000 000	16,2	—									Kraftwerk für 2000 PS. Leistung ist geplant.
18	Listertal bei Atterdorn	1909/11	Wasserabgabe für die Triebwerke an der Bigge und Lemne und für die Pumpwerke an der unteren Ruhr, sowie Kraftgewinnung in einem zentralen Kraftwerk an der Talsperre.	67	54	22	34	3 800 000	18,6	4 100 000 ²⁾									
Zusammen rund				635	415	185	—	38 200 000	20	—									

¹⁾ Zum Teil nach In'tze, Talsperrenanlagen 1904, s. auch Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1906, und *Führer durch die Sammelanstaltung aus dem Gebiete des Wasserbaues auf der Weltausstellung in Brüssel 1910 e. Veranstr. vom Kgl. Preuß. Min. d. öffentl. Arb. ²⁾ Einschl. eines Elektrizitätswerkes von 300 PS. mittlerer Leistung nach dem Obergutachten des Verfassers s. § 51,7.

Über die Croton-Talsperre und die Wasserversorgung von Neuyork s. Engin. 29. 7. 1904. Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 4. 7. 1906. Engineer News 15. 11. 1904; 21. 11. 1907; 6. 2. 1908. Eng. Record 23. 4. 1904; 23. 7. 1904; 1905 I S. 274; 24. 12. 1908; 16. 6. 1906; 23. 11. 1907; 18. 1. 1908; 12. 12. 1908; 25. 12. 1909; Scientific American 15. 4. 1905, 7. 3. und 23. 5. 1908; Zentralbl. d. Bauverw. 1912, S. 208 usw.

Die Eigenschaften des Talsperrenwassers und seine Brauchbarkeit zu Trinkzwecken sind in § 47 erörtert.

Talsperren zur Ergänzung des Grundwasserstromes.

Neben der zentralen Wasserversorgung kann es der Zweck der Sammelbecken sein, durch Wasserabgabe in trockener Zeit die Wasserführung eines Baches zu vermehren, zum Ersatz des aus dem Grundwasserstrom entnommenen Wassers. Talsperren, die diese Aufgabe erfüllen sollen, sind im Quellgebiet der Ruhr und ihrer Nebenflüsse errichtet.

Ruhrtalsperren. Seit den 60er Jahren des vorigen Jahrhunderts waren im Tale der Ruhr eine Anzahl großer Pumpwerke entstanden, die ihren Wasserbedarf aus dem Grundwasserstrom dieses Flusses decken. Zur Zeit sind etwa 80 solcher Werke vorhanden. Der Einfluß dieser Grundwasserabsaugung auf das fließende Wasser der Ruhr zeigte sich bald und führte im Jahre 1893 zu Beschwerden der entlang am Fluß belegenen Triebwerke. Der verstorbene Professor Intze stattete in dieser Angelegenheit im genannten Jahre ein Gutachten ab, worin zum ersten Male der Gedanke ausgesprochen wurde, den Ersatz des fortgepumpten Wassers durch Zuschußwasser aus zu erbauenden Talsperren zu schaffen. Die Kosten hierfür sollten durch einen Zusammenschluß der Pumpwerke zu einer Interessengemeinschaft aufgebracht werden. Dieser Plan beschäftigte in den nächsten Jahren die beteiligten Kreise lebhaft.

Durch genauere Ermittlungen wurde festgestellt, daß die aus dem Grundwasserbett der Ruhr fortgepumpte Wassermenge im Jahre 1897 auf rund 137 Mill. cbm angewachsen war. Intze berechnete, daß zum Ersatz der schädlich entnommenen Wassermenge ein Talsperrenraum von 25 Mill. cbm nötig sei. Diese Sachlage drängte zur Entschliebung und im Jahre 1899 fand die Begründung des Ruhrtalsperrenvereins statt, dessen hauptsächlichster Zweck die Förderung der Errichtung der notwendigen Talsperren an der oberen Ruhr und deren Seitentäler sein sollte. Mitglieder des Vereins sind die Besitzer der Wasserwerke und anderer Anlagen, die Wasser aus der Ruhr, deren Nebenflüssen oder dem Grundwasser entnehmen.

Die Förderung der Talsperrenbauten geschieht durch jährliche Geldunterstützungen von Genossenschaften, die zur Errichtung von Talsperren gegründet werden, behufs Verzinsung und Tilgung der Anlagekosten. Die Genossenschaften übernehmen damit die Verpflichtung, während der trockenen Zeiten im Jahr für jede Mill. cbm Stauinhalt im Mittel 10000 cbm, im Maximum 15000 cbm täglich in den Ruhrfluß abzugeben.

Zurzeit sind 9 Sammelbecken mit zusammen 32,4 Mill. cbm Stauinhalt, die im Quellgebiet der Nebenflüsse der Ruhr verteilt liegen, im Betrieb (Tab. 4 und Abb. 6). Jedoch dienen diese Becken nicht ausschließlich den Zwecken des Ruhrtalsperrenvereins. Die Möhnetalsperre mit 130 Mill. cbm hat der Verein selbst ausgeführt, die Listertalsperre (22 Mill. cbm) ist ein genossenschaftliches Unternehmen. Weiteres siehe § 51 und ferner: Intze, Talsperrenanlagen in Rheinland und Westfalen 1904, S. 4, Zeitschrift für die gesamte Wasserwirtschaft 1907, S. 193, Schilling's Journ. für Gasbeleucht. u. Wasserversorg. v. 16. 9. 1905, Zeitschrift die »Talsperre« 1910, S. 97, Zentralbl. d. Bauverwalt. 1912, S. 296.

§ 4. Talsperren für Schiffahrtzwecke. Die Talsperren haben für Schiffahrtzwecke ihre älteste Betätigung in der Speisung von Kanälen zum Ersatz des durch die Schleusungen, Verdunstung und Versickerung abgegangenen Wassers gefunden. Die Wasserzuführung muß hier in der hochgelegenen Scheitelhaltung erfolgen, von wo der Wasserbedarf den tiefer gelegenen Haltungen mit den Schleusungen oder durch Freiarchen zufließt. Diese Wassermenge aus natürlichen Wasserläufen zu entnehmen, ist nicht immer möglich, weil ihr Vorrat in sommerlicher Trockenheit, wo die Kanalspeisung am nötigsten ist, meist recht gering ist und durch sonstige Erfordernisse, wie Schiffahrt im Flusse,

Mühlenbetriebe, landwirtschaftliche Bewässerung u. a. m. mit Beschlag belegt ist. Der Bau der Kanäle erscheint heute vielfach auf dem Plane, wo die Interessen anderer Wirtschaftsgebiete schon ihre Vorrechte erworben haben. Aber den Überfluß in nasser Zeit können auch diese Nutzungsberechtigten entbehren. Dazu tritt der Umstand, daß die Scheitelhaltungen die höchstbelegenen Stellen der Kanallinienführung sind, also für die Speisung am ungünstigsten liegen. Andererseits sind aber hochgelegene Täler im Gebirge die eigentlichen Stätten derartiger Wasseraufspeicherungen. Praktische Anwendung hat dieser Zweig des Talsperrenbaues zuerst in Frankreich und Rußland gefunden. In ersterem Lande besteht ein ausgebreitetes System von Sammelbecken für die Wasserversorgung des Rhein-Marne- und Marne-Saône-Kanals, des Kanals du Centre, des Burgunder-Kanals u. a. m. In Rußland dienten die ersten Stauanlagen dieser Art zur künstlichen Speisung des Kanals Gagarinski. Dieser Kanal, dessen Bau im Jahre 1703 auf Veranlassung Peters des Großen begonnen wurde, um der Stadt Petersburg einen Wasserzufuhrweg aus den reichen Getreidekammern Südrußlands zu schaffen, durchbricht die Wasserscheide zwischen dem Stromgebiete der Wolga und dem der Zuflüsse des Ladoga- und Onega-Sees. Er verbindet die Flüsse Twertsä (Wolga) und Msta (Ladoga-See). Es sind für die künstliche Speisung dieser Scheitelhaltung mehrere Behälter angelegt worden, deren bedeutendster der Zawodski-Behälter, unweit der Stadt Wycheni-Wolotchok, ist. Die Wasseraufsammlung wird durch Aufstauung des Tsna und seiner Nebenflüsse erreicht. Die Ausführung besteht in Wehranlagen mit anfangs 2,13 m Stauhöhe, die späterhin, weil im Jahre 1827 eine besonders langandauernde Trockenheit bedeutende Störungen im Schiffahrtsbetriebe hervorrief, auf 5,33 m erhöht wurde, wodurch bei einer Stauffläche von 68 qkm eine jährliche Wasserlieferung von 500—600 Mill. cbm gewonnen wurde¹⁾.

Als ein neueres Beispiel für eine Kanalspeisung aus Sammelbecken in Frankreich möge auf den Kanal von der Marne nach der Saône hingewiesen werden. Dieser Kanal hat 225 km Länge und wurde im Jahre 1907 fertiggestellt. Er bildet eine gerade Verbindung zwischen dem Kanalnetz des Nordens von Frankreich nach dem Flußsystem der Rhone und stellt die kürzeste Verbindung zwischen der Nordsee (Dünkirchen) und der Rhonemündung her. Die Scheitelhaltung liegt 340 m über dem Meere. Die Wasserversorgung des Kanals machte außerordentliche Schwierigkeiten und stellte zeitweise das ganze Unternehmen in Frage. Man mußte 40 Millionen cbm Speisungswasser für die Zeit vom Mai bis zum November gewinnen, in den übrigen Monaten genügte der natürliche Zufluß der Wasserläufe. Das Gebirge, das für die Aufspeicherungsanlagen in Betracht kam, war im allgemeinen durchlässig, sodaß man mehrere geplante Becken aufgeben mußte. Es sind vier Sammelbecken für die Kanalspeisung vorhanden: La Liez, La Mouche, La Vingeanne und Charmes. Die Talsperren sind als Erddämme ausgebildet, mit Ausnahme von la Mouche, die in Mauerwerk hergestellt ist.

La Mouche (1885—90) und La Liez sind in früherer Zeit hergestellt²⁾. Der Damm von Ville-gusien an der Vingeanne ist im Jahre 1905, der von Charmes im Jahre 1906 in Betrieb genommen. Der Stauinthalt beträgt:

La Mouche	8,5 Mill. cbm
La Liez	15,5 „ „
La Vingeanne	8,7 „ „
Charmes	11,6 „ „

Näheres Ann. d. P. et chaus. 1908 und Le Génie Civil 10. 10. 1908.

In Deutschland erfolgt die Speisung des vorerwähnten Rhein-Marne-Kanals und Saarkohlenkanals aus einem Sammelbecken. Diese in Elsaß-Lothringen belegene Anlage rührt noch aus der französischen Zeit des Landes her. Der Kanal geht mitten

¹⁾ E. F. de Hoerschelmann, Aperçu historique du développement des voies navigables de l'empire de Russie, Kiew 1894. Zeitschr. f. Binnenschiff. 1908, S. 441.

²⁾ Annal. d. P. et Chauss. 1899. Le Génie Civil 1895.

durch den Weiher. Die Dämme des großen Weihers von Gondrexange, der auf der Wasserscheide zwischen Rhein und Mosel liegt, wurden im Jahre 1880 aufgehöhrt und der Fassungsraum auf 17,5 Mill. cbm gebracht¹⁾.

Dieser Gedanke der Kanalspeisung aus Sammelbecken ist neuerdings wieder aufgenommen bei den Voruntersuchungen für die Wasserversorgung des Rhein-Weser-Kanals. Die westliche Kanalstrecke Rhein-Herne soll, soweit zugänglich, aus der Lippe gespeist werden, die Strecke Bevergern-Hannover aus der Weser. Wenn in Zeiten der Trockenheit diesen beiden Flüssen der Bedarf ohne Schädigung anderer Interessen nicht entnommen werden kann, soll die Speisung aus der im oberen Wesergebiet belegenen Edertalsperre erfolgen. (Weiteres s. unten.)

Schon die oben vermerkten älteren Bestrebungen zur Beschaffung von Speisewasser für Kanäle hatten in enger Beziehung gestanden mit dem Gedanken, auf gleichem Wege auch eine Vermehrung des fließenden Wassers in Schiffahrtsstraßen zu erzielen. Die erwähnten russischen Sammelbehälter sichern nicht nur die Speisung der Scheitelhaltung des Gagarinski-Kanals. Es wurde vielmehr nach der Vergrößerung des Stauinhalts vom Jahre 1827 ein ganzer Bezirk von Flüssen unter der Bezeichnung »System Wychenowolotski« für die Kleinschiffahrt und den Floßverkehr mit Wasser versorgt; und es wurden durch die Wasservermehrung die Schwierigkeiten gemildert, welche die Stromschnellen von Borowitchi im Flusse Msta der Schifffahrt bieten.

Kleinere Behälter zur Ermöglichung intermittierender Schifffahrt mit einer Stauhöhe von 1—1,50 m sind ferner vorhanden für die Speisung des Kanals, welcher die Wasserscheide zwischen der Weichsel und dem Dnjepr durchbricht und eine Verbindung dieser beiden Flußsysteme herstellt.

Auch in Deutschland kannte schon das Mittelalter die künstliche Speisung von Wasserläufen. Die praktische Ausführung beschränkte sich aber damals auf Gebirgsflüsse, in denen das Wasser hinter kleinen Stauanlagen, Wasserstuben oder Klausen genannt, gesammelt wurde und zur zeitweisen Ablassung gelangte. Auf den so hergestellten Schwellungen trieben die Fahrzeuge zu Tal; besonders dienten diese Anlagen dem Floßverkehr. Sie fanden sich u. a. in Bayern und im Schwarzwald vor.

Während es sich bei diesen Maßnahmen darum handelte, Verbesserungen der Fahrwasserverhältnisse für kleine Fahrzeuge oder Floßholz zu erzielen, ist an der oberen Wolga ein Versuch mit Sammelbecken in größerem Umfange gemacht worden. Etwa 341 km oberhalb Twer ist bald nach dem Jahre 1840 ein Sammelbecken, der Werchnewoljski-Behälter, abgesperrt worden, welcher in trockenen Zeiten mindestens 397 Mill. cbm Wasser zu liefern vermag und aus welchem die Wolga während 80 bis 90 Tagen im Frühling und im Sommer künstliche Speisung erhält, so daß in dieser Zeit die natürliche Wasserführung des Flusses um rund 60 cbm in der Sekunde vermehrt wird. Die Stauung wird durch einen Wehreinbau in der oberen Wolga mit etwa 6,0 m Stauhöhe gebildet. Die Anlage soll ihren Zweck gut erfüllen.

In Amerika sind im oberen Mississippital in der Zeit von 1880—1886 vier Sammelbecken durch höhere Stauung von Binnenseen mit zusammen rd. 2700 Mill. cbm nutzbarem Stauinhalt hergestellt worden, welche den Zweck haben, die Niedrigwasserstände des Stromes unterhalb St. Paul um 30 bis 35 cm zu heben²⁾.

¹⁾ S. Teil III, Band IV, 5. Auflage d. H. d. I.-W. Über die Speisung des Donau-Oderkanals aus Staubecken s. Allg. Bauztg. 1907, S. 51, über die Speisung von Kanälen in Amerika, Landreth a. nachst. a. O. S. 18.

²⁾ Borchardt, die Remscheider Stauweieranlage, ferner Zentralbl. d. Bauverw. 1883, S. 17. Neuere Erörterung über diesen Gegenstand Eng. News. 20. Jan. 1910; W. B. Landreth, XII. Int. Schiff. Kongr. 1. Abt. 1. Frage.

In neuerer Zeit ist mit der wachsenden Erkenntnis von der Bedeutung des Talsperrenbaues für die gesamte Wasserwirtschaft die Anregung, die Talsperren in den Dienst der Strombautechnik zu stellen, mit großer Lebhaftigkeit aufgenommen worden. Während die bisherigen Arbeiten zur Verbesserung der Fahrwasserverhältnisse nur dem einen Teile — dem Ausbau des Flußbettes — Rechnung getragen haben, soll nach diesem Plane auch der andere Faktor — der Wasserabfluß — in den Kreis der Beeinflussung gezogen werden.

Die Grenze, bis zu der durch Verbesserung des Stromlaufs selbst die Fahrtiefe vermehrt werden kann, ist gegeben. Wie einerseits die Sicherheit eines lebhaften Schiffsverkehrs und die Rücksicht auf die Hochwasserabführung es unmöglich machen, mit der Einengung des Flußbettes und der Fahrrinne unter ein gewisses den jeweiligen Verhältnissen angepaßtes Maß hinunterzugehen, so findet das Bestreben, die Wassertiefe zu vermehren, auch in der vorhandenen natürlichen Wasserführung des Stromes bei niedrigen Wasserständen seine Beschränkung.

Es ist allerdings ersichtlich, daß die Schaffung eines geordneten Strombettes der Verbesserung der Fahrwasserverhältnisse durch Regelung der Abflüßmengen vorangehen muß. Man könnte viel Wasser aufspeichern, wollte man in einem Strome, der sich in vielen Armen und Rinnsalen im Tale hinzieht, den Niedrigwasserstand durch künstliche Speisung heben, und es würde Wasservergeudung bedeuten, wollte man in einer großen Zahl von Stromarmen die Wassertiefe vermehren, wo eine Fahrstraße den Zweck erfüllt. Aus dem Wirrwarr der Wasserrinnen muß zunächst ein Stromschlauch und ein Durchflußquerschnitt herausgebildet werden. Erst wenn diese Arbeit beendet und in ihrem Erfolg sichergestellt ist, kann man an eine Beeinflussung der Wasserführung denken. Überdies bildet die Herstellung und Erhaltung eines einheitlichen Stromschlauches für die niedrigen Wasserstände die Voraussetzung und Grundlage für die Herstellung eines einheitlichen, zur regelmäßigen Abführung der Hochfluten geeigneten Hochwasserbettes¹⁾.

Beide Arbeiten — Regelung des Strombettes sowie die der Abflüßmengen —, tragen zur Verbesserung der Fahrwasserverhältnisse bei. Diese Methoden schließen sich nicht gegenseitig aus, sondern erzielen in gemeinsamer Wirkung die höchstmögliche Ausnutzung der Ströme als Verkehrsstraßen.

Die Nutzbarmachung der Talsperren für Schiffahrtzwecke bedeutet einen neuen Abschnitt in der Geschichte des Ausbaues der Ströme und wird die wichtigste Aufgabe des Wasserbaues für die Zukunft bilden. Eingehende Behandlung dieser Frage s. Mattern, Der Talsperrenbau und die deutsche Wasserwirtschaft, Berlin 1902.

Ein großzügiges Vorgehen ist in dieser Richtung in neuester Zeit von der preußischen Regierung für die Weser angebahnt. Die Weser hat am Zusammenfluß der Fulda und Werra ein Niederschlagsgebiet von 12500 qkm und bei gemitteltem Niedrigwasser eine Wasserführung von 22 cbm/sec. Es verkehren dort Schiffe von 500 bis 700 t Ladefähigkeit. Um die Leistungsfähigkeit dieser Wasserstraße, die bei Minden in Verbindung mit dem Kanal Rhein-Hannover steht, zu heben, wurde zuerst die Frage untersucht, die Weser von Hameln bis Bremen zu kanalisieren. Aber es zeigte sich bei Beratung des Wasserstraßengesetzes vom Jahre 1905 auf Grund eingehender Studien, daß es vorteilhafter sei, die Verbesserung der Fahrstraßen durch Zuschußwasser aus Sammelbecken herbeizuführen. Durch ein Staubeckensystem von 200—220 Mill. cbm Fassungsraum im Quellgebiet der Weser an der Eder — Waldecker Talsperre — und Diemel (Abb. 9) wird es möglich sein, die Weser späterhin in trockenen Zeiten um etwa 35 cm im oberen Laufe und 15 cm im unteren Laufe aufzuheben. Bei Hann.-Münden wird dann voraussichtlich mit einer geringsten Wassertiefe von 1,10 m und

¹⁾ Die Einwirkungen der Strombauten auf die Wasserverhältnisse, Zentralbl. der Bauverw. 1886, S. 411.



Abb. 9. Lageplan der Waldecker Talsperre und Übersichtsplan der Talsperren im oberen Wesergebiet. Ungef. Maßstab 1:100 000.

unterhalb Minden mit 1,4 m Wassertiefe gerechnet werden können. Das sind Wassertiefen, die die der mittleren Elbe und Oder bei Trockenzeiten übertreffen. Die Ausführung dieser Staubecken ist im sog. Wasserstraßengesetz vom 1. April 1905 vorgesehen. Es sind hierfür rund 19,8 Mill. Mark ausgeworfen. Es wird zunächst das Waldecker Staubecken an der Eder mit einem Inhalt von 202 Mill. cbm ausgeführt. Der errechnete Einfluß des Zuschußwassers aus dieser Talsperre auf die Mittelkleinwasserstände und der Nutzen für die Schifffahrt ist im einzelnen aus der nachstehenden Tabelle¹⁾ zu ersehen.

Ort	Fahrwassertiefen in Metern bei Mittelkleinwasser	
	vor Fertig- stellung der Talsperre	nach Fertig- stellung der Talsperre
Münden	0,75	1,10
Hameln	1,00	1,25
Minden	1,25	1,41
Hoya	1,35	1,52
Unterhalb der Aller- mündung	1,50	1,55

Weitere Mitteilungen siehe § 43.

¹⁾ Führer durch die Sammelausstellung aus dem Gebiete des Wasserbaues auf der Weltausstellung in Brüssel 1910. Veranstaltet vom Kgl. Preuß. Minist. d. öffentl. Arb.

Durch das oben erwähnte Gesetz vom 1. April 1905 sind auch Gelder für die Anlage eines oder mehrerer Staubecken an der Oder zu Versuchszwecken bewilligt worden. Durch Zuschußwasser aus Talsperren sowie durch Regulierung des Strombettes für Niedrigwasser soll unterhalb Breslau eine Mindestfahrtiefe von 1,40 m gewonnen werden¹⁾. Es sind von der Preußischen Staatsregierung zunächst zwei Becken von ansehnlichem Inhalt geplant. Das eine Becken im Tale der Malapane soll 88,5 Mill. cbm Inhalt erhalten, davon sollen 78 Mill. cbm als Nutzraum für Schifffahrtzwecke und 10,5 Mill. cbm als Hochwasserschutzraum dienen. Ein zweiter Entwurf sieht ein Becken von 100 Mill. cbm an der Glatzer Neiße vor, und davon 84 Mill. cbm für Schifffahrtzwecke, den Rest für Hochwasserschutz. Die Baukosten für das erstere Becken sind zu 11,8 Mill. Mk. oder 13,3 Pf. für 1 cbm Stauraum, für das Becken an der Glatzer Neiße zu 15,8 Mill. Mk. oder 15,5 Pf. für 1 cbm veranschlagt.

Die Untersuchungen dieser Art haben sich noch auf eine Reihe anderer Talbecken erstreckt. Es wurden hierbei 25 Staubecken einschließlich der beiden obigen mit einem Gesamtstauinhalt von 722 Mill. cbm für diesen Zweck geeignet befunden. Die Kosten schwanken hierbei zwischen 15 und 85 Pf. für 1 cbm Stauraum. Außerdem würde die Gewinnung von 635 Mill. cbm Aufspeicherungsraum in 131 Tälern möglich sein, in denen allerdings eine dichte Bebauung und ungünstige Untergrundverhältnisse der Anlage Schwierigkeiten entgegenstellen. Doch sind alle diese Vorarbeiten zur Zeit noch nicht zum Abschluß gelangt. Näheres siehe in der Denkschrift über die Staubecken in Schlesien, bearbeitet von der Oderstrombauverwaltung. Breslau 1910.

Im Elbegebiet ist an der oberen Saale die Möglichkeit zur Schaffung eines Staubeckens von mehreren hundert Mill. cbm vorhanden.

Neuerdings sind eine ganze Reihe von Bestrebungen zur Verbesserung der Fahrwasserverhältnisse unserer Ströme aus Talsperren oder aus der Verwendung von natürlichen Seenbecken als Staubecken hervorgetreten. Es würde zu weit führen, an dieser Stelle auf alle diese Pläne einzugehen. Es genüge auf die Litteratur zu verweisen:

Literatur.

- Wasserwirtsch. u. Wasserr. 1904, S. 322.
 Über die Schiffbarmachung der Werra, Zeitschr. f. Binnenschiff. 1908, S. 55; 1908, S. 308; 1908, S. 440.
 Zeitschr. f. d. ges. Wasserwirtsch. 1908, S. 195.
 Wasserwirtsch. u. Wasserr. 1906, S. 10; 1906, S. 328.
 Staubecken im natürlichen Seengebiet. Z. f. d. ges. Wasserw. 1908, S. 130.
 Der Bodensee als Staubecken. Gelbke, Zentralbl. d. Bauverw. 1907, S. 543; Österr. Wochenschr. f. d. öff. Baud. 1908, S. 46. Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1910, S. 1368.
 Talsperren im Frankenwald für Schifffahrtzwecke, Deutsch. Bauztg. 1905, S. 353.
 Talsperren und Wasserstand der Flüsse. Schiff 1904, S. 261 u. 262.
 Talsperren im Dienste der Landwirtschaft, Industrie und Schifffahrt. Von H. Röder, Berlin. Schiff v. 23. 6. 1905, S. 195.
 Der Einfluß der Wasseraufspeicherung in Staubecken auf die Wasserführung in Flüssen mit besonderer Beziehung auf den Ohiofluß. Engin. News v. 7. 5. 1908, S. 498—504 mit Übersichtskarte und v. 11. 6. 1908, S. 621—625, 638 u. 639.
 Über Flußregulierungen. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch. Ver. v. 4. u. 8. 5. 1908, S. 293—297 u. 305—307.
 Talsperren im Wesergebiet. Zeitschr. f. Binnenschiff. v. 1906, S. 202—206.
 Die Schifffahrt der Elbe. Zeitschr. f. Binnenschiff. 1905, S. 117; Zeitschr. f. Binnenschiff. 1909, S. 51.
 Zur Oderregulierung. Kulturtechniker vom 1. 1. 1907, S. I—XV; Zeitschr. f. Binnenschiff. 1907, S. 113—117.
 Siehe auch die Berichte von Sympher, Müller, Landreth, Kvassay u. a. für den XII. Int. Schiff. Kongr. 1912.

§ 5. Talsperren für Kraftgewinnung²⁾. Wenn zwar die frühesten Talsperrenanlagen im Altertum der landwirtschaftlichen Bewässerung und Trinkwasserversorgung dienten, so hat doch bereits das Mittelalter Wasseraufspeicherungen für Kraftzwecke gekannt und bei den neueren Unternehmungen dieser Art steht der Kraftgewinn obenan. Es erklärt sich das aus der zunehmenden Bedeutung, die die Erschließung billiger mechanischer Kraftquellen für das heutige Kulturleben besitzt. Man kann aussprechen,

¹⁾ S. Haus der Abgeordneten, Kommissionsbericht über die preuß. Wasserstraßenvorlage des Jahres 1904 und Sympher, der Talsperrenbau in Deutschland.

²⁾ Näheres hierüber s. auch des Verfassers Schrift »Die Ausnutzung der Wasserkräfte« 2. Aufl. Leipzig 1908.

daß die neuzeitlichen Talsperrenunternehmungen, besonders in Deutschland und Amerika, größtenteils der Kraftgewinnung gewidmet sind, zum mindesten ist bei fast allen Talsperrenanlagen, selbst wenn sie einen anderen Hauptzweck erfüllen, die Kraftausnutzung als wertvolle Erweiterung ihrer Nutzbarkeit hinzugetreten. Den ersten Anstoß zu diesen Bauten gab das Bestreben, die Triebwerke unserer Gebirgstäler, die unter starkem Wassermangel in sommerlicher Trockenheit leiden, durch vermehrte Wasserzuführung wettbewerbfähig mit den Dampfwerken zu machen. In weiterer Folge entstanden dann eine Reihe von Staubecken für zentrale Kraftanlagen. Die Wiege dieses neueren deutschen Talsperrenbaues ist in den Tälern des rheinisch-westfälischen Schiefergebirges zu suchen. Weiterhin hat er Bedeutung gewonnen in den Vogesen, in Schlesien und im Harz. Die Gegenwart bringt eine Reihe größerer Bauausführungen dieser Art in allen Teilen Deutschlands.

Stauweiher im Harz. Die Entstehung der Stauweiher im nordwestlichen Oberharz reicht bis in das sechzehnte Jahrhundert zurück. Diese Anlagen dienten und dienen noch heute der Kraftgewinnung für die Maschinenbetriebe des dortigen Bergbaues. Es sind annähernd 70 Weiher vorhanden. Der größte unter ihnen ist der Oderteich mit rund 1,7 Mill. cbm. Beckenraum. Das Wasser dieses Teiches wird in einer Gesamtgefällhöhe von 237 m in 30 Gefällen für 16 Betriebe benutzt. Es werden dabei im ganzen etwa 1000 P.S. gewonnen. Das Niederschlagswasser wird den Teichen zum Teil durch Sammelgräben zugeführt. Unter ihnen ist der bemerkenswerteste der etwa 50 km lange Dammgraben, der aus dem moorigen Brockenfelde am westlichen Abhange des Brockens auch während der trockenen Jahreszeit immerhin noch einige Speisung der hauptsächlich bei Claustal belegenden Teiche besorgt. Die Talsperren des Harzes sind als Erddämme errichtet (s. § 70–72). Näheres s. A. Dumreicher, Wasserwirtschaft des nordwestlichen Oberharzes. Über die Wasserwirtschaft des Oderteiches s. Mitteilung der Gesellschaft zur Förderung der Wasserwirtschaft im Harz 1907, Heft 1.

Über neuere und geplante Talsperren im Harz s. Tab. 5.

Tabelle 5. Harztalsperren.

Ort	Größe des Niederschlagsgebietes	Stauinhalt Mill. cbm	Nutzgefälle m	Leistung	Anlagekosten der Talsperre	Bemerkungen
	qkm			P.S.	Mill. Mk.	
1. Ausgeführte Anlage.						
Nordhausen	5,7	0,770	192	100 ¹⁾	0,480	Die Anlage dient zugleich der Trinkwasserversorgung. Gesamtbaukosten einschl. Grunderwerb und aller Nebenanlagen (11 km lange Hochdruckleitung u. Kraftwerk) 1 465 000 Mk. Entworfen und erbaut unter der Oberleitung des Verfassers.
2. Entwürfe.						
Okertalsperre	87,0	27,0	48 bzw. 244	1 200 ²⁾ bzw. 3 000 ³⁾	6,1	
Eckertalsperre	17,5	6,0	186	640 ⁴⁾	3,3	
u. a. m.						

¹⁾ Tag und Nacht; in max. 170 P.S., s. § 44.

²⁾ In einem zentralen Kraftwerk an der Talsperre.

³⁾ In den Triebwerken unterhalb der Talsperre.

⁴⁾ An 300 Arbeitstagen während 24 Stunden nach einem vom Verfasser aufgestellten Wasserwirtschaftsplane, s. § 14.

Es werden im Okergebiet geplant 3 Staubecken mit zusammen 76,6 Mill. cbm Inhalt, im Bodegebiet 5 Becken mit zusammen 81,3 Mill. cbm, im Odergebiet 4 Becken mit zusammen 77,8 Mill. cbm und im Wippergebiet 2 Becken von zusammen 18,0 Mill. cbm Inhalt, so daß hiernach insgesamt im Harz rund 254 Mill. Stauraum mit einem Kostenaufwande von 70 Mill. Mark erschlossen werden könnten. Die zu gewinnende Kraftleistung ist auf 19000 P.S. berechnet. Weiteres s. Veröffentl. der Gesellsch. zur Förderung der Wasserwirtschaft im Harz. Heft 11 (1911).

Man kann somit für die Kraftausnutzung zwei Arten von Sammelbecken unterscheiden:

1. Talsperren zur Aufhöhung des Niedrigwassers in den Triebwerken;
2. Talsperren für zentrale Kraftgewinnung.

Bei den ersteren Talsperren wird der Wasservorrat aufgespeichert für die Abgabe von Zuschußwasser zur Ergänzung und Vermehrung der natürlichen Wasserführung der Triebbäche in trockener Zeit. Die Abgabe erfolgt hier nicht ständig, sondern je nach Bedarf, um das Kraftwasser im Bache nicht unter eine gewisse Menge heruntergehen zu lassen. Treten in der trockenen Sommerszeit infolge reichlicher Niederschläge Anschwellungen der Gebirgsflüsse auf, so werden die Talsperren abgeschlossen, und die zu reiche natürliche Wasserführung wird zur Aufhöhung des eigenen Bestandes der Becken benutzt. Ein Beispiel hierfür bieten die Becken der Wuppertalsperrengenossenschaft.

Die Wuppertalsperren-Genossenschaft (Tab. 3) hat im Quellgebiet der Wupper (Rhein) an der Bever und Lingese zwei Sammelbecken von 3,3 und 2,6 Mill. cbm Stauinhalt errichtet. Außerdem sind am Flußlauf entlang drei Ausgleichweiher vorhanden von zusammen 168000 cbm Fassungsraum. Die Gesamtbaukosten betragen 3040000 Mk. Das Nutzwasser soll genügen, um das Niedrigwasser der Wupper vor Barmen bei einem Niederschlagsgebiet von 300 qkm auf 6000 Sekundenliter bei einer natürlichen Wasserführung der Wupper von 4000s/l und auf 5000s/l bei geringerem Wupperabfluß, im Sommer auf 4200s/l bei einer Wasserführung von 2800s/l und auf 3500s/l bei geringerem Wupperabfluß — während 14 $\frac{1}{2}$ Stunden am Tage — zu erhöhen.

Über die Wasserkraftverhältnisse und den Wasserverbrauch der industriellen Werke an der Wupper, sowie die durch die Talsperren geschaffenen Wasserkräfte und wasserwirtschaftlichen Ergebnisse s. § 51.

Die Wirksamkeit der Wuppertalsperren ist vergrößert worden durch die im Jahre 1908 fertiggestellte Neyetalsperre von 6 Mill. cbm Stauraum, die neben der Wasserversorgung von Remscheid als Ergänzung der bereits vorhandenen Talsperrenanlage auch den Zwecken der Wuppertalsperren-Genossenschaft dient, s. § 40. Weiteres Staubecken an der Kerspe (16 Mill. cbm) und bei Hammerstein (1,6 Mill. cbm) im oberen Tale der Wupper, sowie die Einschaltung von noch einigen Ausgleichweihern am Fluß entlang zur besseren Regulierung des Abflusses sind in Ausführung bzw. in Anregung gebracht.

Bei den Talsperren für zentrale Kraftgewinnung bilden die Sammelbecken vielfach die einzige Kraftquelle, und da der Kraftbedarf für Erzeugung mechanischer Kraftleistungen oder Licht ständig vorhanden ist, so müssen diese Becken auf eine dauernde, nach dem Wechsel des Kraftbedarfs allerdings in gewissen Grenzen schwankende Wasserabgabe eingerichtet werden.

Es möge noch kurz darauf hingewiesen werden, wie solche Talsperren für die Speisung von Zentralwerken im gegebenen Falle dazu dienen können, eine Dampfkraftanlage zu ersetzen. Wenn zwar durch die Anlegung von Sammelbecken für die Aufhöhung des Niedrigwassers in fließenden Gewässern eine gleichmäßigere Wasserführung erreicht werden kann, so ist doch eine vollkommene Ausgleichung auf ständiges Mittelwasser technisch nicht durchführbar. Da kann eine Talsperre für eine einzelne Triebwerkanlage dann einen besseren Kraftausgleich schaffen, wenn von dem Stauweiher nach dem Triebwerk ein hohes, in Druckleitungen zu fassendes Gefälle zur Verfügung steht, so daß in Hochdruckleitungen mit geringem Wasserverbrauch die gleiche Kraftleistung hervorgebracht wird, wie die Niederdruckturbinen mit großem Wasserverbrauch darbieten. Ein solches Becken bildet gleichsam die sonst für unzureichende Wasserkräfte übliche Aushilfe durch Dampfkraft. Eine neuere Form dieser Art Kraftverwertung bilden die Überlandzentralen, deren Netze elektrischen Strom für Kraft und Licht über weitverbreitete Gebiete verteilen. Wir stehen gegenwärtig mitten in dieser Entwicklung. So z. B. versorgen die Kraftwerke der Hochwasserschutzbecken von Marklissa (3500 P.S.)

und Mauer (7200 P.S.) zusammengeschaltet mit mehreren Dampfzentralen, die fünf schlesischen Kreise Laubau, Löwenberg, Hirschberg, Bunzlau, Goldberg-Haynau und Schönau mit zusammen 3900 qkm Fläche und 370 000 Einwohnern mit elektrischer Energie.

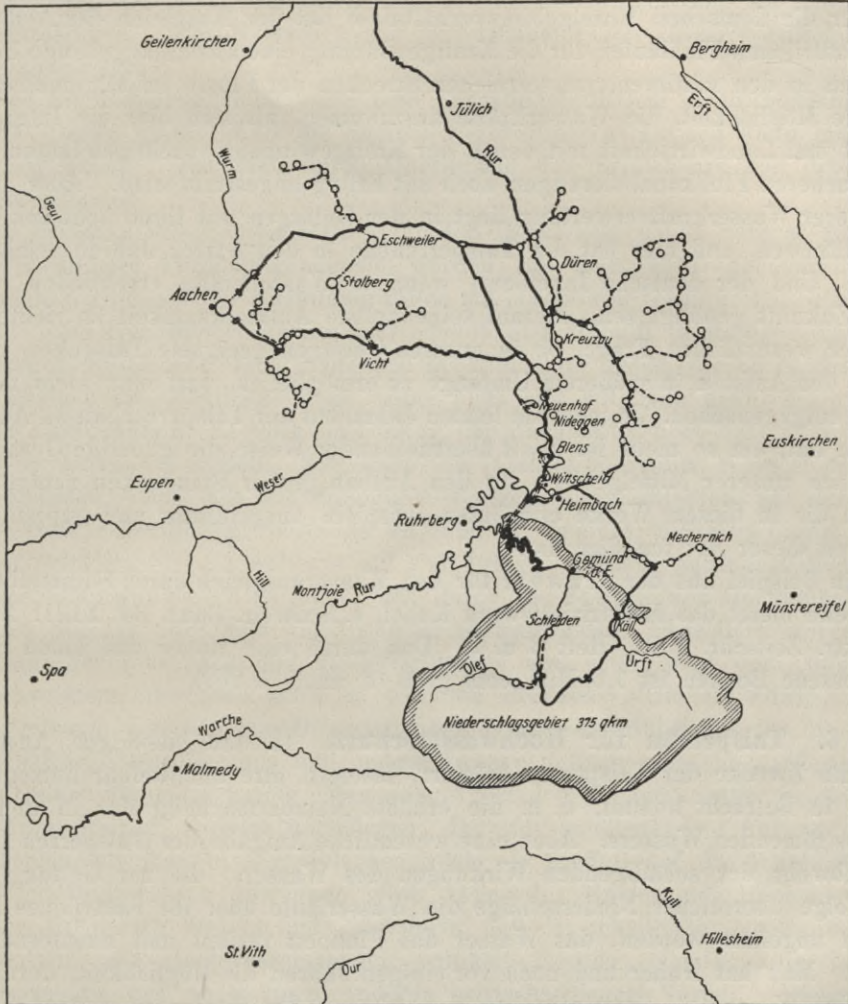


Abb. 10. Übersichtsplan der Urfttalsperre nebst Übertragungs- und Verteilungsnetz des Elektrizitätswerkes Heimbach (Eifel). Ungef. Maßstab 1 : 600 000.

— Hochspannungsleitung, 35 000 Volt. - - - - - Mittelspannungsleitung, 5 000 Volt.
 - - - - - Mittelspannungskabel, 5 000 Volt. ○ Niederspannungsverteilungsnetz.
 ■ Transformatorstation bzw. Schalthaus.

Die Urfttalsperre an der Eifel (Abb. 10). Diese Talsperre findet ihre Wirtschaftlichkeit lediglich in den Erträgen aus der Kraftausnutzung. Die Verhältnisse liegen hierfür in hohem Maße günstig. Für den Wasserausgleich des Rurflusses, dessen mittlere Wasserführung etwa 160 Mill. cbm jährlich beträgt, dient ein Becken von 45,5 Mill. cbm. Das Niederschlagsgebiet ist 375 qkm groß. Das Sammelbecken wird abgesperrt durch eine Talsperre von 52,5 m Stauhöhe. Von hier aus gelangt das Kraftwasser durch einen 3 km langen Stollen und die anschließenden Druckrohre zu den Turbinen mit einem Nutzgefälle, das zwischen 70 und 110 m schwankt. Diese Umleitung des Wassers aus einem Niederschlagsgebiet in ein anderes, niedriger gelegenes Tal, um Gefälle zu erschließen, bildet das Eigenartige dieser Kraftanlage. Es ist das eine neuere Erscheinungsform in der hydraulischen Kraftausnutzung, die wirtschaftlich überaus vorteilhaft ist und bei den Vorarbeiten für Talsperrenanlagen zu Kraftzwecken volle Beachtung finden sollte.

Das Kraftwerk bei Heimbach ist ausgebaut für eine Leistung von 12000—16000 P.S. und dient als Überlandzentrale zur Kraft- und Lichtversorgung von Aachen (Stadt- und Landkreis), und der Kreise Düren und Schleiden. In gewissem Maße — jedoch im allgemeinen nur insoweit, als dies mit dem Kraftbetrieb vereinbar ist —, dient das Becken auch dem Hochwasserschutz¹⁾.

Für die deutschen Mittelgebirgsverhältnisse hat der Ausgleich der Abflußmengen in den natürlichen Flußläufen für die Kraftgewinnung eine ausschlaggebende Bedeutung. Wir haben in den mittleren, wasserreichen Strecken der Flüsse im allgemeinen nur insoweit die Möglichkeit, die Wasserkräfte auszunutzen, als sich hier die Interessen der Schifffahrt und Landwirtschaft mit denen der Kraftgewinnung vereinigen lassen, wie dies bei den neueren Flußkanalisierungen auch mit Erfolg angestrebt wird. Aber ein großes Feld unserer Wasserkraftverwertung liegt in den Gebirgen mit ihren schwankenden Abflußverhältnissen, und hier hat der Talsperrenbau in den letzten Jahren reichen Segen gebracht. Und der deutsche Ingenieur, wenn er Wasserkräfte erschließen will, wird auch in Zukunft genötigt sein, hierauf seine vollste Aufmerksamkeit zu richten.

Der wesentlichen Frage, ob in unseren Gebirgen geeignete Talbecken vorhanden sind, um den Aufstau in größerem Umfange zu ermöglichen, darf man nicht mit bangen Zweifeln entgegensehen. Je mehr im letzten Jahrzehnt der Talsperrenbau an Ausdehnung gewonnen hat, um so mehr ist in oft überraschender Weise die günstige Gestaltung der Formationen unserer Mittelgebirge für den Ausbau großer Staubecken zutage getreten, und auch die in diesem Werke erwähnten Beispiele ausgeführter und geplanter Unternehmungen dieser Art tun dies dar.

Ein Beispiel aus der Schweiz für den Wasserausgleich durch Sammelbecken für Kraftzwecke bietet das Elektrizitätswerk Kubel, s. Schweiz. Bauz. Bd. XLIII Nr. 14 u. f. und Elektr. Zeitschr. 1904, Heft 8 u. 9. Das durch eine Mauer und einen Staudamm abgeschlossene Becken ist 1,6 Mill. cbm groß (s. auch S. 299).

§ 6. Talsperren für Hochwasserschutz. In den bisherigen Ausführungen wurden die Zwecke der Talsperren erörtert, insofern ihre unmittelbar nutzenbringende Wirkung in Betracht kommt, d. h. die erhöhte Nutzbarmachung des in den Wasserläufen abströmenden Wassers. Aber eine wesentliche Aufgabe der Talsperren liegt auch in der Abwehr der schädigenden Wirkungen des Wassers, die zur Geltung kommen, wenn infolge überreicher Niederschläge die Wasserläufe über ihr natürliches Fassungsvermögen angefüllt werden, das Wasser das Flußbett verläßt und ausufernd Schaden anrichtet. Man hat früher und noch vor einigen Jahren die Möglichkeit, durch Zurückhaltung des Wassers in Sammelbecken den Abgang des Hochwassers nennenswert beeinflussen zu können, förmlich in Abrede gestellt. Allerdings hatte man dabei die großen Flüsse im Auge. Man berechnete die Stauräume, die nötig sein würden, um die Hochfluten z. B. der Weichsel oder des Rheins nur für Tage zurückzuhalten und kam dabei auf so große Aufspeicherungsräume, wie sie sicherlich in den Gebirgstälern nicht gewonnen werden können und wirtschaftlich vielleicht nicht berechtigt sein würden. Aber es ist kein Zweifel, daß man dabei wesentlich über das Ziel hinausgeschossen ist. Der Mensch muß sich in seinem Kampfe gegen die großen Mächte der Natur mit bescheidenen Mitteln und Wirkungen begnügen und die Notwendigkeit, unsere jeweiligen Unternehmungen in wirtschaftlichen Einklang mit den Aufwendungen zu bringen, zwingt uns, Anlagen zu schaffen, die unmittelbaren Nutzen gewähren. Man scheut sich meist mit Recht, Werke ins Leben zu rufen, deren Rentabilität an sich zwar sicher, aber erst in

¹⁾ S. u. A. Deutsche Bauzeitung, Jahrg. XXXVII Nr. 21, Z. d. V. d. Ing. 1906, Engin. 29. 11. 1907.

vollem Umfange für künftige Geschlechter gegeben ist. Man würde zu sehr in alle bestehenden Verhältnisse eingreifen, wollte man — wenn auch die technische Möglichkeit geboten wäre —, so ausgedehnte Staubecken, die bei Füllung großen Binnenseen gleichen müßten, herstellen, um einigermaßen eine Hochwasserwelle am unteren Flußlaufe zu ermäßigen. Hierfür werden nur in Ausnahmefällen günstige örtliche Verhältnisse vorhanden sein.

Aber die Erfahrung lehrt, daß man mit kleinen Mitteln einem zunächst liegenden Zweck dienen kann. Und die Summe vieler Einzelwirkungen kann einen guten Gesamterfolg haben. Man muß durch Überlegung das Erreichbare von dem Unmöglichen unterscheiden.

Der Gedanke, die Sammelbecken für den Hochwasserschutz nutzbar zu machen, ist heute in anderer Form aufgenommen worden, als man ihn früher verfolgte. Die schädigenden Wirkungen der Hochfluten treten mit besonderer Heftigkeit in den Gebirgstälern auf. Das Hochwasser kommt hier schnell und verläuft in wenigen Tagen. Die Wassermengen halten sich dabei immerhin noch in einer Größe, die zu bändigen schon eher im Rahmen des Möglichen liegt. Aber auch hier will man nicht die gesamten Hochfluten zurückhalten. Es wäre ein Unding, den Bachabfluß, noch dazu in regenreicher Zeit, niedrig halten zu wollen. Man kann ihn in einer bordvollen Wasserführung ohne weiteres belassen. Man läßt alle diejenigen Wassermengen ablaufen, die der Gebirgsfluß ohne Gefahr abzuführen imstande ist, und ist bemüht, die Fluten, die ausufernd und damit Schaden für die Anlieger mit sich bringen würden, zurückzuhalten. Indem man dieses »Schadenhochwasser«, das durch die Spitzen der Hochfluten gekennzeichnet ist, abfängt, füllt man die Hochwassersammelbecken. Die Becken werden dann nach Verlauf der Flut nach und nach abgelassen und somit wird der Abflußvorgang eines Hochwassers, der sich sonst in wenigen Stunden vollziehen würde, auf einen längeren Zeitraum verteilt. Das aufgespeicherte Wasser kann überdies für die Industrie, landwirtschaftliche Bewässerung und andere Zwecke nutzbar gemacht werden. Man erzielt damit einen doppelten Erfolg: Man wendet Schaden ab und schafft zugleich Nutzen. Und es kann keinem Zweifel unterliegen, daß mit zunehmendem Ausbau derartiger Hochwasserschutzbecken in den Gebirgen auch ein Einfluß auf die Wasserführung in den unteren Wasserläufen gewonnen wird. Aber der Nutzen des Hochwasserschutzraumes der Talsperren besteht nicht nur darin, daß die schädlichen Hochwassermengen zurückgehalten und Hochwasserschäden verhütet werden, sondern die verringerte Hochwassermenge hat noch einen anderen wirtschaftlichen Vorteil. Dieser besteht darin, daß der Hochwasserabfluß nicht mehr einen so großen Durchflußquerschnitt erfordert wie früher, weil die höchste sekundliche Abflußmenge verringert ist. Es ist also möglich, das Hochwasserprofil einzuschränken und somit durch Eindeichung oder Anschüttung Flächen einer landwirtschaftlich besseren Bewirtschaftung (Ackerbau) zu erschließen, als solche im Überschwemmungsgebiet möglich ist, oder das eingedeichte Gebiet in der Nähe von Städten für die Bebauung freizugeben, wodurch der Wert des betreffenden Landes wesentlich erhöht wird. Ein fernerer Vorteil ist die Verminderung der Sinkstoffe, indem die kleinere Wasserführung die angreifenden Kräfte auf die Ufer mildert, sodaß die Auflandungen in den unteren Stromtälern weniger stark sind.

Die Verwertung der Sammelbecken für Hochwasserschutz geschah zuerst in Frankreich an der Loire und Yonne (s. des Verf. Schrift: Der Talsperrenbau u. d. deutsche Wasserwirtschaft S. 15). Ein Staubecken in letzterem Fluß dient zugleich Schifffahrtzwecken und dem Hochwasserschutz. Es wurde in den Jahren 1855—58 er-

Tabelle 6. Talsperrenanlagen im Gebiete des Queis und Bober, der Katzbach und der Glatzer Neiße in Schlesien.

Nr.	Bezeichnung der Talsperre	Bau- ausfüh- rungs- jahr	Nieder- schlags- gebiet qkm	Stau- inhalt Mill. cbm	Stau- fläche ha	Höhe der Sperr- e über Talsohle m	Kronen- länge m	Gesamt- kosten einschl. Grund- erwerb Mk.	Kosten für 1 cbm Stau- inhalt Pf.	Bemerkungen
1	Queis bei Marklissa	1901/5	303,0	15,0	140,0	38,4	150	3 220 000	21,0	Queisgebiet. Mauer. Kraftabgabe 1500 P.S. an 24 Stunden.
2	Heidwasser bei Herrschdorf	1904/6	92,0	4,0	205,0	5,7	1500	935 000	23,0	Bobergebiet. Erdamm.
3	Bober bei Buchwald	1904/6	59,0	2,2	57,5	11,6	230	1 100 000	50,0	„ Mauer.
4	Bober bei Mauer	1905/11	1210,0	50,0	230,0	50,0	—	7 500 000	15,0	„ Mauer. Kraftgewinn 3000 P.S. bei 24 stündigem Betrieb.
5	Langwasser bei Friedeberg	1908	62,0	3,4	85,0	10,0	600	500 000	14,7	Queisgebiet. Erdamm.
6	Zacken bei Warmbrunn	1905/8	118,0	6,0	150,0	10,3	3000	1 600 000	26,0	Bobergebiet. Erdamm.
7	Zieder bei Grüssau	1903/6	94,2	0,81	51,0	{ 4,75 6,35	{ 454 244	{ 360 000	45,0	„ Zwei Becken übereinander. Erdämme.
8	Lomnitz bei Krummhübel	—	11,0	0,54	7,9	29,0	254	650 000	120,0	Bobergebiet. Mauer.
9	Schweinitz bei Weißbach	—	37,0	0,525	20,0	6,5	370	250 000	48,0	„ Erdamm.
10	Lomnitz bei Zillertal	1909	50,0	3,0	—	8,5	1200	1 150 000	38,0	„ „
11	Katzbach bei Kaufung	—	19,0	0,68	—	9,2	150	265 000	39,0	Erdamm.
12	Steinbach bei Schönau	1907	39,0	1,57	—	16,5	130	380 000	24,0	Mauer.
13	Rüdersdorfer Wasser	1909	18,0	0,48	—	11,0	160	170 000	36,0	Erdamm.
14	Kleine Neiße	—	51,0	0,90	—	12,2	130	300 000	34,0	„
15	Mohre bei Seitenberg	1905/8	51,5	1,15	25,0	13,8	561	286 000	25,0	„
16	Wülfelsgrund	1905/7	25,0	0,91	65,0	4,0	112	522 000	57,0	Mauer. Nutzwasserramm.

richtet. Es ist mit einem Hochwasserschutzraum von 400000 cbm ausgestattet, liefert im übrigen aber das erforderliche Zuschußwasser, um das Niedrigwasser der Yonne für Flößerei und Schiffahrt zu heben.

In bedeutenderem Umfang ist dieser Zweck neuerdings in Deutschland verfolgt worden. Der Hochwasserschutz unserer Gebirgstäler ist umso notwendiger geworden, als eine immer mehr zunehmende Bebauung und Kultur entsteht. Die einzelnen Eigentümer rücken mit ihren Häusern und sonstigen Anbauten mehr und mehr in den notwendig offen zu haltenden Abflußquerschnitt hinein und versperren dem Wasser den Abzug. Dies zeigt sich um so stärker, wenn an einem Wasserlauf eine Zeit lang außergewöhnliche Hochfluten nicht eingetreten sind. Die Bevölkerung gewöhnt sich daran und faßt Vertrauen zu diesem Zustand, bis dann unerwartet eine Katastrophe eintritt und alle Hoffnungen begräbt.

Die Freihaltung des Hochwasserquerschnittes ist ein schweres Bemühen der Verwaltungsbehörden, das nicht durch bösen Willen, wohl aber oft durch eine gewisse Gleichgültigkeit der Anwohner gegen die Gefahren der Hochfluten in seinem Erfolge beeinträchtigt wird. Ein zweckmäßigerer Kampf als gegen diese menschlichen Schwächen ist es, der Gefahr dadurch entgegenzutreten, daß man die Ursache, d. h. die Hochfluten selbst mindert und diese auf ein mittleres Maß zurückführt. Durch öfteres Eintreten mittlerer Fluten wird den Einwohnern die Bedeutung des Hochwasserschutzes nachdrücklicher vor Augen geführt.

Zum ersten Male, wenn auch nur in geringem Umfange, ging man diesen Weg an der Wupper. Hier ist neben dem Industrierasserraum der beiden Talsperren an der Bever und Lingese von 5300000 cbm an der Talsperre ein Hochwasserschutzraum von 600000 cbm geschaffen worden, der in der Winterszeit, wo auf Grund langjähriger Erfahrungen größere schadenbringende Anschwellungen der Wupper zu erwarten sind, leer bleiben muß. Der Raum darf erst gegen das Frühjahr hin gefüllt werden, um in der trockenen Jahreszeit, wo Hochfluten weniger zu befürchten sind, auch diesen Stauraum für gewerbliche Zwecke nutzbar zu machen.

In besonderem Maße hat der Hochwasserschutz bei den schlesischen Talsperren Beachtung gefunden. Man erkannte hier, daß bei den stark wechselnden Wassermengen der schlesischen Gebirgsflüsse der Ausbau der Bachbetten sehr kostspielig werden würde, wenn man sie den veränderlichen Anforderungen hätte anpassen wollen. Oft mußte der Ausbau für eine unschädliche Hochwasserabführung unausführbar gelten wegen der dichten Besiedelung der Täler. Die Zurückhaltung des Wassers in Sammelbecken erschien daher als die billigste und wirksamste Maßnahme.

Für die Zurückhaltung der schadenbringenden Hochfluten sind in dem Gebiete der schlesischen Gebirgsflüsse 16 Sammelbecken mit einem Gesamtstauinhalt von rund 93 Mill. cbm vorgesehen, die ein Niederschlagsgebiet von 2203 qkm absperrn. Einige Becken sollen neben dem Hochwasserschutz auch der wirtschaftlichen Ausnutzung von Wasserkraften dienen, und es stehen von dem ganzen Stauraum für letzteren Zweck 25,3 Mill. cbm zur Verfügung, wovon auf die Anlagen von Markklissa und Mauer 5 und 20 Mill. cbm. entfallen. An der Talsperre von Markklissa ist ein Kraftwerk von 3000 P.S. Leistung errichtet; das Kraftwerk bei Mauer wird auf etwa 6000 P.S. ausgebaut werden. Beide Talsperrenkräfte sind miteinander gekuppelt und versorgen die Stadt Hirschberg und die Ortschaften von etwa 5 Kreisen mit Kraft und Licht. Über die Größe der gewinnbaren Kräfte gibt im übrigen die Tab. 6 Aufschluß. Die 16 Becken liegen in den Flußgebieten des Queis, des Bober, der Katzbach (Abb. 11) und der Glatzer Neiße.

Die einzelnen Staubecken für die Zurückhaltung des Hochwassers sind nach der Maßgabe bemessen, daß die Mittelhochwassermengen dauernd zum Abfluß gelangen und nur die die Mittelhochwassermenge übersteigenden Wassermassen, welche nach dem Ausbau der Gebirgswasserläufe die

eigentliche Schadenwelle darstellen, angesammelt werden. Dabei ist den Ermittlungen das Hochwasser vom Juli 1897 zugrunde gelegt worden. Neben Sammelbecken mit hohen Sperrmauern in den tief eingeschnittenen Tälern werden flache Becken mit niedrigen Verwallungen — im Vorlande des Hochgebirges liegend — hergestellt.

Für die unschädliche Abführung der in den Sammelbecken nicht zurückgehaltenen Wassermassen werden die Gebirgsflüsse derart reguliert, daß sie die mittleren Hochfluten bordvoll aufzunehmen vermögen. Dies ist geschehen durch Schaffung einheitlicher, dem Wasserabfluß angepaßter uerschnitte und durch Verminderung der Wassergeschwindigkeit in den Strecken mit übermäßig

Talsperren und Stauweieranlagen
im Gebiet des Queis, des Bober, der Katzbach



Abb. 11. Ungef. Maßstab 1: 600 000.

starkem Gefälle. Brücken, die den Durchfluß versperren, werden umgebaut, höher gelegt und erweitert, zu starke Krümmungen begradigt. Die Befestigung der Ufer erfolgt durch Ufermauern oder Böschungspflaster, die Ausgleichung zu starker Gefälle und die Festlegung der Flußsohle durch Kaskaden, Wehre und Grundschwelen. In den Quellgebieten der Gebirgsbäche sind Gerölltalsperren angelegt, um die bei Hochwasser herabkommenden Geröllmassen aufzufangen. Dieser Regulierungsausbau erstreckt sich auf das Gebiet der Lausitzer Neiße, des Bober, der Katzbach, der Weistritz, der Lose, der Glatzer Neiße und der Hotzenplotz.

Die Ausführung dieser Sammelbecken (Marklissa, Buchwald, Herischdorf, Grüssau, Mauer u. a.) erfolgte in den Jahren 1901 bis 1912.

Zur Erzielung des Hochwasserschutzes im Odertale selbst sind ferner vorgeschlagen ein Becken in der Oder von 640 Mill. cbm. Stauinhalt oberhalb Ratibor und im Jahre 1909 von Major

a. D. von Donat ein Becken von 425 Mill. cbm oberhalb Krappitz an der Oder. Außerdem können in einer Anzahl Becken der Seitentäler größere Fassungsräume für diesen Zweck gewonnen werden. In Verbindung mit diesen Aufspeicherungen großen Stiles steht die Frage der Wassertiefenvermehrung der Oder für Schifffahrtzwecke, worüber S. 24 einige Mitteilungen gemacht sind, sowie auch meist diejenige der Kraftgewinnung. Näheres siehe in der Denkschrift über die Staubecken in Schlesien, bearbeitet von der Oderstrombauverwaltung, Breslau 1910.

Das auf S. 22 erwähnte in erster Linie für Schifffahrtzwecke dienende Waldecker Becken von 202 Mill. cbm Inhalt wird zugleich einen günstigen Einfluß auf die Hochwasserverminderung der Weser haben. Der Einfluß des Beckens auf die größte bekannte Hochflut an der Weser vom Jahre 1841 ist wie folgt berechnet¹⁾:

Fluß	Ort	Größte sekundliche Abflußmenge	
		Januar 1841	nach Fertigstellung der Waldecker Talsperre
		cbm	cbm
Eder	Hemfurt	900	250
Fulda	Cassel	2000	1450
Weser	Münden	2350	1900
„	Hameln	2900	2500
„	Hoya	3000	2650
„	Unterhalb der Allermündung	4600	4300

Die Abb. 12 gibt eine Übersicht über die bei Reichenberg in Böhmen von Gemeinden und Genossenschaften zur Bekämpfung der Hochwassergefahren angelegten Staubecken. Diese Sammelbecken, die zusammen 6,3 Mill. cbm Inhalt haben, dienen zugleich ebenfalls der Aufhöhung des

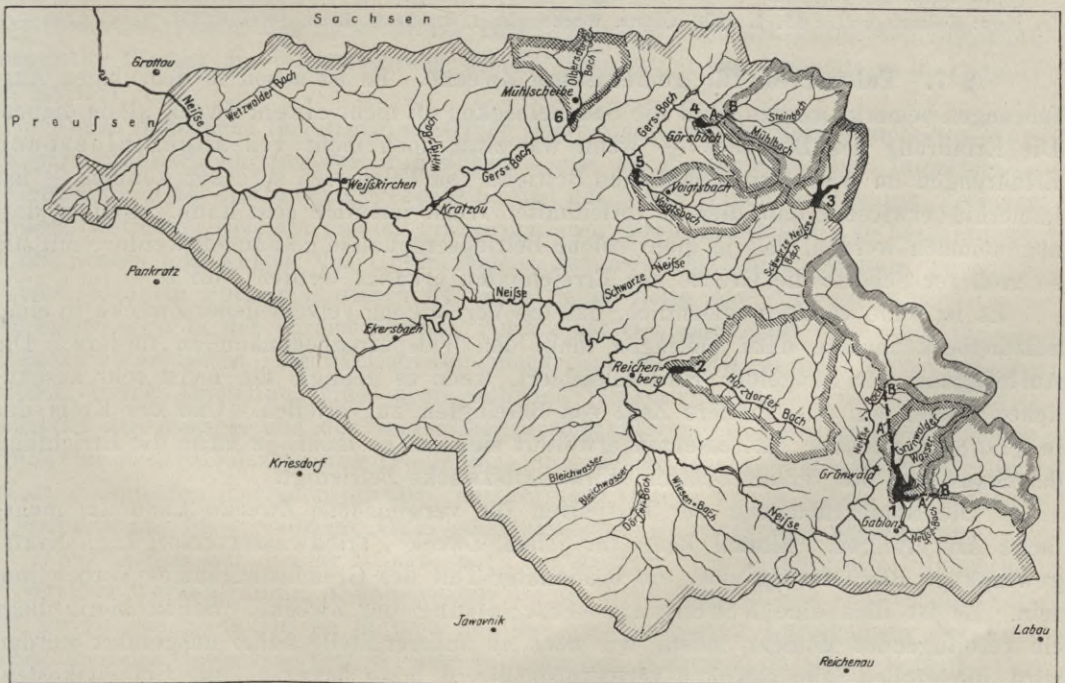


Abb. 12. Talsperren bei Reichenberg in Böhmen f. Hochwasserschutz u. Niedrigwasseraufhöhung d. Triebwerke. Ungef. Maßst. 1:250 000.

¹⁾ Führer durch die preuß. Wasserbauausstellung auf der Weltausstellung in Brüssel 1910, s. auch Bericht von Sympher f. d. XII. Int. Schiff. Kongr. 1912.

Niedrigwassers für Kraftzwecke, s. Tab. 7. Weitere Schutzbecken zu $\frac{2}{3}$ auf Staatskosten, zu $\frac{1}{3}$ aus Beiträgen des Landes sind errichtet an der Elbe, der Chrudimka und der Doubrava mit zusammen rund 16,4 Mill. cbm Stauraum. Näheres hierüber sowie über schwebende Pläne s. Österr. Wochenschr. f. d. öff. Baud. 1910, S. 661 sowie die Berichte von Lauda, Müller u. Kvassay f. d. XII. Int. Schiff. Kongr. 1912.

Tabelle 7. Talsperrenbauten im Gebiet der Görlitzer Neiße bei Reichenberg in Böhmen. (s. Abb. 12.)

Nr.	Talsperre	Jahr der Bauausführung	Nieder-	Stau-	Größte	Größte	Kronen-	Mauer-	Kosten	Kosten für
			schlags-							
			gebiet	Mill.	hö-	ü.	m	cbm	Ankauf und	inhalt
			qkm	cbm	m	m	m	cbm	Kronen	Heller
1	Grünwalder Wasser .	1905/06	26,6	2,7	15,0	20,0	440	42 600	2 559 000	91
2	Harzdorfer Bach . .	1902/03	15,5	0,63	12,0	10,0	155	16 200	650 000	103
3	Schwarze Neiße . . .	1902/04	4,1	2,0	14,65	23,15	296	41 000	1 300 000	65
4	Görsbach	1904/05	11,8	0,5	15,5	21,5	250	32 000	1 030 000	126
5	Voigtbach	1904/05	6,9	0,25	10,0	16,0	154	11 500	460 000	184
6	Mühlscheibe	1904/05	6,7	0,26	14,9	21,5	207	17 200	659 000	264
Zusammen			71,6	6,33	—	—	—	160 500	6 658 000	

Mittel für die sechs Talsperren 105

Literatur.

- Über die Hochwasserschutzsperrren: in Schlesien s. Zeitschr. f. Bauwesen 1903, S. 654; Zeitschr. f. Bauwesen 1907, S. 401; Kulturtechniker 1905, S. 278.
 In Böhmen: Intze, Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1906. Intze, Vortrag über die böhmischen Talsperren in Reichenberg, Jan. 1901. Zeitschr. f. d. ges. Wasserwirtsch. 1907, S. 37; Schiff 1906, S. 298.
 Im Harz: Kulturtechniker 15. 1. 1906, Österr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baud. 1906, S. 331.

§ 7. Talsperren für gemeinsame Zwecke. Es ist schon in den obigen Ausführungen bemerkt worden, daß die Sammelbecken oft nicht einem Zweck allein dienen. Die Erfahrung des Betriebes — wenn wir zwar noch nicht von abgeschlossenen Erfahrungen im wasserwirtschaftlichen Betriebe von Talsperren sprechen können — hat immerhin erwiesen, daß dies in vorteilhafter Weise möglich sein kann. Und es darf angenommen werden, daß je mehr solche Betriebsergebnisse gesammelt werden, mit um so größerer Schärfe die Grenze des Erreichbaren erkannt werden wird.

Es ist ohne weiteres ersichtlich, daß die Vereinigung verschiedener Zwecke in einer Sammelbeckenanlage dazu beitragen muß, den Talsperrengedanken zu fördern. Die Aufbringung der Baugelder wird erleichtert, wenn es gelingt, die meist sehr ansehnlichen Kosten auf eine größere Zahl von Beteiligten zu verteilen. Und der Kreis der in Frage kommenden Interessenten erweitert sich um so mehr, je mehr die Errichtung der Stauwerke die verschiedensten Wirtschaftszwecke befriedigt.

Die Nutzbarmachung der Talsperren für verschiedene Zwecke kann auf mehrfache Art erfolgen. Einmal kann für jeden Zweck: Trinkwasserversorgung, Kraftgewinnung, Bewässerung usw. ein bestimmter Teil des Gesamtstauraumes vorbehalten sein. Es ist dies eine Nebeneinanderschaltung der Zwecke. Schon hierin liegt ein verbilligendes Moment, indem, wie noch an anderer Stelle näher ausgeführt werden wird, die großen Sammelbecken verhältnismäßig, d. h. in bezug auf die Einheitskosten, billiger hergestellt werden können als kleine Weiher. Eine solche Vereinigung kann hinsichtlich der guten Durchführbarkeit des Betriebes kaum irgendwelche Schwierigkeiten bieten. Günstiger in der anteiligen Kostenverminderung, aber nicht in gleichem

Maße übersichtlich für die Betriebsgestaltung liegen die Dinge, wenn es möglich ist, einen Stauraum ganz oder teilweise nacheinander für verschiedene Zwecke zu verwerten. Also z. B. einen Hochwasserschutzraum in doppelter Weise dadurch auszunutzen, daß das in der Hochflutzeit aufgespeicherte Wasser später für Kraftbetrieb, Wiesenbewässerung oder andere Zwecke abgelassen wird. Auch diese Abgabe des Nutzwassers kann verschiedene Ziele verfolgen, wenn die wirtschaftlichen Zwecke zeitlich getrennt sind, also z. B. die landwirtschaftliche Bewässerung zu einer Zeit die größte Beanspruchung stellt, in welcher der Kraftbedarf nicht seinen Höhepunkt hat.

Eine andere Art dieser doppelten Ausbeutung tritt ein, sofern das aufgespeicherte Wasser den mehrfachen Zwecken nacheinander dienstbar gemacht wird. Dieser Fall liegt z. B. vor, wenn das Wasser einer Talsperre zunächst durch Turbinen geschickt und seine Energie in mechanische Kraftleistung umgesetzt wird und dann das abströmende Wasser einer nochmaligen Verwertung zugeführt wird. Aber auch selbst dieses unterhalb des Kraftwerkes frei abfließende Wasser kann nacheinander oder gleichzeitig verschiedene Aufgaben erfüllen. Es ist wohl denkbar — und der Betrieb des Ruhrtalsperrenvereins zeigt die Durchführbarkeit —, daß das Wasser gleichzeitig für Wiesenbewässerung dient, und dabei, indem es in den Untergrund dringt, den Grundwasserstrom vermehrt, aus dem Wasserwerke Trinkwasser saugen. In gleichem Maße kann das freifließende Bachwasser den Grundwasservorrat ergänzen, indem ein Teil zugleich für die entlang am Bache belegenen Triebwerke Kraftwasser liefert. Ebenso kann das aus der Wiesenbewässerung zum Bache zurückkehrende Wasser für Kraftzwecke nutzbar werden und umgekehrt. Alles dieses Zuschußwasser aus den Talsperren wird aber letzten Endes, soweit es nicht durch Verdunstung verloren geht, der Schifffahrt förderlich, indem das nach seinem verschiedensten Gebrauch durch den Nebenfluß gesammelte Wasser die Wasserführung der Schifffahrtsrinne im Hauptstrom in knapper Zeit aufhört.

Diese mehrfache Benutzung desselben Stauraumes oder des aufgespeicherten Wassers wird praktisch nur insoweit durchführbar sein, als die verschiedenen Interessenten sich hinsichtlich der Nutznießung gegenseitig und mit gutem Willen vereinbaren, getragen von dem Bestreben, sich auf das mit erschwingbaren Mitteln Erreichbare zu beschränken, um die Lasten und Kosten des Unternehmens auf möglichst viele Schultern zu legen. Es wird also ein Entgegenkommen auf allen Seiten nötig sein, um ein solches Übereinkommen etwa in der wirtschaftlichen Form einer Genossenschaft oder eines Zweckverbandes zu schließen. Der Wasserbauingenieur hat dabei die oft nicht leichte Aufgabe zu lösen, durch Aufstellung eines übersichtlichen Wasserwirtschaftsplanes die gerechte Verteilung des Wassers und der Geldbeträge herbeizuführen. In gleichem Maße wie sich der einzelne in der unumschränkten Geltendmachung seiner Ansprüche Mäßigung auferlegt, darf er auch hoffen und beanspruchen, mit geringen Opfern seinen Zweck zu erreichen und dadurch zur Insverksetzung eines gemeinnützigen Unternehmens beizutragen.

Wir stehen auf diesem Gebiete noch im Anfange der Erfahrungen. Immerhin soll versucht werden, einige Anhaltspunkte für die Beurteilung dieser schwierigen Verhältnisse zu geben, indem im übrigen auf die ausführlicheren Darlegungen des Verfassers über die Gemeinsamkeit der hier vorhandenen Interessen in seiner Schrift »Der Talsperrenbau und die deutsche Wasserwirtschaft«, Berlin 1902, S. 27, verwiesen werden mag.

Die Zurückhaltung der Hochfluten in den Sammelbecken wird die anderen Nutznießer dann nicht schädigen, wenn die natürliche Wasserführung der Bach- und Fluß-

läufe groß genug bleibt, um alle ihre Ansprüche zu befriedigen, wenn also eine dem Mittelwasser entsprechende Wassermenge zum Abfluß gelangt. Im Gebiet der Wupper haben andererseits, wie in § 14 näher dargelegt, genaue Messungen ergeben, daß 40 v. H. des Jahresabflusses über der Linie der mittleren Abflußmenge liegen. Es würden also, wenn die Triebwerke auf die Mittelwassermenge eingerichtet wären, jene 40 v. H. abgefangen werden können, ohne den Werken etwas zu nehmen. Damit könnte eine gleichmäßigere Wasserführung der Bäche erreicht werden, da naturgemäß der Fehlbetrag in trockener Zeit ebenfalls um 40 v. H. unter der Mittelwasserlinie zurückbleibt. Weiteres s. § 14.

Eine wichtige Frage ist nun, ob andererseits die Absicht, stets möglichst Vorrat an Wasser für Kraftzwecke, für die Landwirtschaft und Schifffahrt in den Stauweihern zu halten, dem Hochwasserschutz zweck entgegensteht, insofern zu befürchten ist, daß dann eine plötzliche Hochflut ein gefülltes Becken antrifft. Diese Bedenken sind es, die immer wieder betont werden und die auf vielen Seiten die Neigung hervorrufen, die Möglichkeit der gemeinsamen Verwertung der Sammelbecken überhaupt zu verneinen.

Der Hochwasserschutz würde scheinbar, wenn man für alle Fälle vollkommen gesichert sein wollte, bedingen, daß die Stauweiher stets leer sind und, wenn sie durch eine Hochflut gefüllt werden, auf schnellstem Weg wieder entleert werden, um für die Aufnahme neuer Wassermassen bereit zu sein. Ein solcher Betrieb würde die Becken allerdings von jeder anderen Verwendung ausschließen. Es scheint, daß eine soweit gehende Vorsicht nicht erforderlich ist. Der Grund hierfür liegt in dem vorhandenen Wechsel trockener und regenreicher Zeiten. Unsere gemäßigte Zone hat keine scharf getrennten Regen- und Trockenperioden wie die Tropen. An der Wupper sind jährlich 10 bis 12 größere Anschwellungen bemerkbar. Die Anschwellungen kommen und gehen schnell. Bald nach dem Ablauf der Hochflut zeigt der Fluß, wie das an allen Gebirgsflüssen der Fall ist, wieder stark fallende Wasserstände. Infolgedessen hat dann die Industrie das während der Hochflut in den Becken gesammelte Wasser zur Verstärkung der natürlichen Wasserführung wieder nötig, wodurch ein Entleeren der Sammelbecken herbeigeführt wird. Die Anschwellungen wechseln im allgemeinen in solchen Zeiträumen, daß sich der geschilderte Betriebsvorgang mit guter Regelmäßigkeit abspielen kann. Das gewiß nur sehr seltene Aufeinanderfolgen von zwei großen Flutwellen in kurzen Zwischenräumen läßt sich dadurch ungefährlich machen, daß in solchen gefährlichen Tagen die Becken — und dann ohne Nachteil für die industriellen Zwecke — schnell entleert werden. Niederschlagsbeobachtungen und bei ausgedehnterem Niederschlagsgebiet ein geordneter Hochwassernachrichtendienst werden jede einzelne Flut, und auch das ungünstige Zusammentreffen zweier Hochfluten so rechtzeitig vorauserkennen lassen, daß für die erwähnten Maßnahmen der Abwehr die nötige Zeit übrig bleibt. Gerade diese Frage hat beim Entwurf der neueren Hochwasserschutzbecken in Schlesien in allererster Linie gestanden. So könnte z. B. das für 50 Mill. cbm Stauinhalt geplante Becken bei Mauer in Schlesien in zwei Tagen geleert werden, wenn man sekundlich so viel abläßt, als der Bober, ohne Schaden zu bringen, fassen und abführen kann¹⁾. Wenn man hiergegen hält, daß die verheerenden Hochfluten des Jahres 1897 nach ununterbrochenem starken Regen erst am dritten und vierten Tage der Niederschläge eintraten, so liegt in dieser Möglichkeit der schnellen Entleerung der Schutz-

¹⁾ Intze, über den Bau, die wasserwirtschaftliche Bedeutung und Wirkung der Talsperren, Vortrag im Hause der Abgeordneten am 2. Mai 1900.

weiher eine gute Sicherheit. Dazu kommt die ausgleichende Wirkung der gefüllten Becken infolge der großen Oberfläche. Da die Spitzen der Anschwellungen der Gebirgsbäche immer nur von kurzer Dauer sind, so ist diese Tatsache von Bedeutung für die wasserzurückhaltende Eigenschaft ausgedehnter Wasserflächen¹⁾. Wo neue Anlagen für den Hochwasserschutz geschaffen werden, scheint es nach allem sicherlich berechtigt, zu verlangen, daß die Möglichkeit der Mitverwertung der Schutzraum auch für andere Zwecke offengehalten wird. Wie dies geschehen kann, ist in § 39—44 erörtert.

Aber auch die Interessen der Schifffahrt fallen mit denen der Industrie und des Hochwasserschutzes in der Ausnutzung der Sammelbecken vielfach zusammen. Schifffahrt und Industrie haben gleichmäßig den Wunsch, daß das Niedrigwasser in trockner Jahreszeit aufgehöhht wird; die Industrie hat in noch erhöhtem Maße Verlangen nach einem über das ganze Jahr gleichmäßig verteilten Abfluß des Triebwassers. Bei einer gleichbleibenden Wasserkraft lassen sich die Triebwerke auf das vollkommenste ausnutzen, der Betrieb ist ein geordneter.

Es wird nun zwar leichter sein, ein annähernd gleichbleibendes Mittelwasser für die Bäche und Nebenflüsse zu schaffen, als die gewaltigen Wassermassen des Hauptstromes in ihrem Abfluß für das ganze Jahr auszugleichen. Indem aber erster Zweck gefördert wird, wird dem letzteren gedient. Der Zuschuß zur Abflußmenge des Nebenflusses gereicht auch dem Wasserlauf, in welchen er mündet, zum Vorteil. Die Bäche und Nebenflüsse leiden im allgemeinen in derselben Zeit unter Wassermangel, wie der Hauptstrom. In dieser Hinsicht ist allerdings die Eigenart des einzelnen Stromgebietes ausschlaggebend. Je größer die Nebenflüsse sind, um so mehr fällt die Zeit der niedrigen Wasserstände in diesen mit denen des Hauptstromes zusammen. Es würde sich für den Betrieb der Sammelbecken etwa die Richtschnur ergeben, ihre Füllung in den letzten Winter- und Frühjahrsmonaten erfolgen zu lassen und dieselbe mit Eintritt der trocknen Periode im Juni und Juli sicher zu stellen, so daß das gestaute Wasser in den Monaten Juni bis September in erster Linie zur Verstärkung des Aufschlagwassers der Triebwerke, in den Monaten Oktober, November und bis Februar, ergänzt durch die Regenfälle dieser Zeit, zu Kraftzwecken und zur Vermehrung des Niedrigwassers im Hauptstrom zu dienen hätte.

Hinsichtlich der Landwirtschaft fällt der Umstand ins Gewicht, daß das dem landwirtschaftlichen Betriebe dienende Wasser für die Triebwerke und die Schifffahrt zum großen Teile erhalten bleibt. Es fließt nach Bewässerung und Befruchtung der Wiesen in den Bach, dem es entnommen wurde, zurück und nur jener Teil wird verloren, der in der Verdunstung und Aufsaugung durch die Pflanzen aufgeht. Fecht²⁾ nimmt den hierbei entstehenden Verlust zu $\frac{1}{3}$ an, so daß $\frac{2}{3}$ der ursprünglichen Wassermenge als Kraft- und »Verkehrs«-Wasser wieder nutzbar würden.

Die Wasserwirtschaftspläne der Vogesen- und Wuppertalsperren weisen auch auf die Gemeinsamkeit dieser Interessen mit denen der Schifffahrt hin. Der Betriebsplan des Alfeldweihers²⁾ zeigt, daß die Wasserabgabe — obwohl dieselbe dort lediglich nach dem Gesichtspunkte des gewerblichen und landwirtschaftlichen Nutzens erfolgt — sich zwar in erster Linie auf die Sommermonate erstreckt, daß sie sich aber tatsächlich doch so gestaltet, daß auch der Rheinwasserstand daraus Vorteil zieht. Weiteres in § 51.

¹⁾ Vgl. auch Garbe, im Handb. d. Ing.-Wissensch. Bd. III. 1900. Kap. XII.

²⁾ Über die Anlage und den Betrieb von Stauweihern in den Vogesen, Berlin 1893.

Man kann alle diese Überlegungen dahin zusammenfassen, daß die sonst vielfach auseinandergehenden Interessen der Landwirtschaft einerseits und der Industrie, Schifffahrt und des Handels andererseits sich in selten glücklicher Weise vereinigen in der Nutzbarkeit der Staubecken. Dazu kommt die Förderung der allgemeinen Wohlfahrt durch die Abwehr der Hochwasserschäden. Die Erkenntnis von dieser vielseitigen Verwendungsfähigkeit der Sammelbecken bei zweckmäßigem Betriebe bricht sich mehr und mehr Bahn, nachdem ausgeführte Anlagen die Beweise dafür erbracht haben.

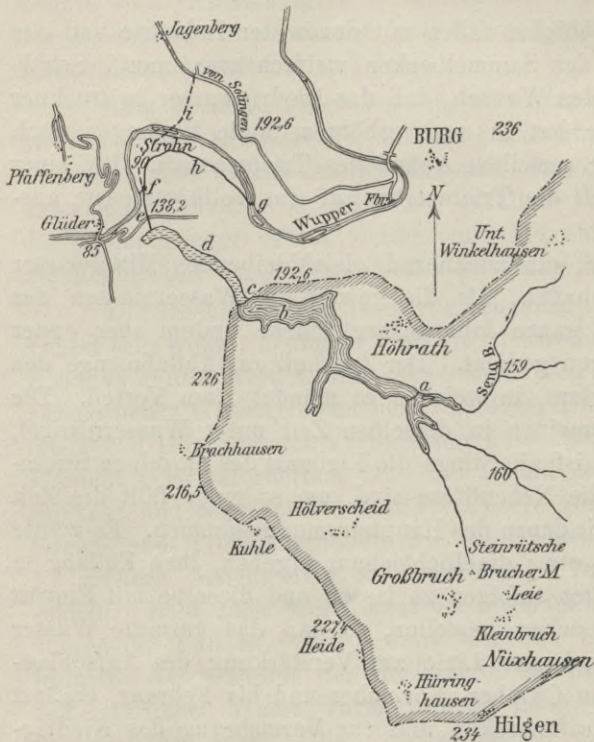


Abb. 13. Lageplan der Talsperren- und Wasserkraftanlage der Stadt Solingen. Ungef. Maßstab 1 : 50 000.

- a Vorbecken. 100 000 cbm Inhalt. Aufstauung des frischen Bachwassers. Erddamm mit Betonkern, bogenförmig, $R = 50$ m, Wasserreinigung durch Rieselwiesen bzw. Sandfilter. Rohrleitung nach dem Kraftwerk (f).
- b Hauptstaubecken 3 000 000 cbm Inhalt. Trink- und Kraftwasser.
- c Talsperre. Bruchsteinmauerwerk, bogenförmig $R = 150$ m, Gesamthöhe 43 m.
- d Rieselwiesen zur Reinigung des Talbeckenwassers.
- e Stollen (160 m) für die Rohrleitung: 2 Trinkwasser-, 1 Druckrohrleitung.
- f Kraftwerk zum Heben des Wassers nach Solingen. Daneben Gewinnung elektrischer Energie.
- g Wehr zur Aufstauung der Wupper.
- h Kanal 8,0 m Sohlenbreite. Zuleitung des gestauten Wassers zum Kraftwerk.
- i Steigleitung nach dem Hochbehälter bei der Stadt.

mit dem Vorbecken die Wasserversorgung der Stadt und gibt in Verbindung und in Ergänzung mit der gestauten Wupper die erforderliche Kraft, um das Trinkwasser aus dem Tal nach dem Hochbehälter bei Solingen um 170 m zu heben, von wo sich dasselbe in das Rohrnetz der Stadt verteilt. In der hierdurch gebotenen Möglichkeit, die Hebung des Trinkwassers allein durch Wasserkraft zu bewerkstelligen, liegt bei der schwierigen Zugänglichkeit des Pumpwerkes ein besonderer Vorzug der Anlage.

Es gibt nur wenige ausgeführte Talsperrenanlagen, die nicht gleichzeitig mehreren Zwecken dienen. Schon in den früheren Beispielen sind Anlagen beschrieben, die zwar in erster Linie einen Hauptzweck erfüllen, im übrigen aber doch auch noch mancherlei anderer Richtung nützlich werden. Es sei auf die Ausführungen zu den Wupper-, Ruhr- und Vogesentalsperren, sowie auf die schlesischen Sammelbecken hingewiesen.

Es möge hier noch das Beispiel einer neueren Anlage folgen, die zum ersten Male in Deutschland mit der Trinkwasserversorgung die zentrale Kraftgewinnung in großem Maße verband, derart, daß beide Zwecke nebeneinander aus gemeinsamen Becken erfüllt werden.

Das Wasser- und Elektrizitätswerk der Stadt Solingen im Sengbachtale bei Glüder ist eine Anlage für Trinkwasser- und Kraftgewinnung. Das Wasser (Trink- und Kraftwasser) wird gewonnen durch Aufstauung des Sengbaches in Sammelbecken mittelst zweier Talsperren; Kraftwasser ergibt außerdem die Stauung der Wupper. Diesem doppelten Zweck entsprechend gliedert sich die Gesamtanlage in zwei Hauptgruppen (Abb. 13 und 14). Lediglich der Trinkwasserversorgung dient das Vorbecken von 100 000 cbm Stauinhalt; lediglich zur Kraftgewinnung das Wehr in der Wupper. Das durch die große Sperrmauer von 43 m Höhe gebildete Hauptbecken von etwas mehr als 3 Mill. cbm Fassungsraum erfüllt beide Zwecke; es liefert zusammen

Die in dem Gefälle des gestauten Wassers nutzbare Kraft wird durch diese Arbeitsleistung nicht aufgebraucht; es ist darüber hinaus ein Vorrat an Wasserkraft vorhanden, welcher in elektrische Energie umgewandelt wird. Aus diesem Grunde sind in dem Maschinengebäude an der Wupper neben den Einrichtungen für Wasserhebung Dynamomaschinen aufgestellt.

Sämtliches Trinkwasser wird vor seiner Verwendung gereinigt. Dies geschieht teils durch Rieselwiesen, teils durch Sandfilter.

Der zukünftige größte Jahresbedarf der Stadt an Trinkwasser ist mit 2000000 cbm in Ansatz gebracht; außerdem werden jährlich rund 4000000 P.S.-Std. gewonnen, wovon 1600000 P.S.-Stunden für die Wasserhebung verbraucht werden, während nach elektrischer Fernleitung auf 6 km bei nur 70 v. H. Nutzwirkung rund 1700000 P.S.-Std. in Solingen für elektrische Zwecke verfügbar sind.

Die Leistungsfähigkeit für Trinkwasser ist 10000 cbm am Tage; zeitweilig stehen für Kraftleistung 1550 P.S. zur Verfügung, davon 600 P.S. für die Pumpen, 950 Pferdekkräfte für die Dynamomaschinen.

Die Gesamtanlagekosten mit Grunderwerb und Elektrizitätswerk betragen etwa 4200000 Mark. Entwurf und Oberleitung lag in den Händen des Geh. Regierungsrates Prof. Dr. Ing. Intze (+ 1904), die Leitung der Bauausführungen der Talsperren, hydraulischen und sonstigen Bauanlagen hatte der Verfasser dieser Schrift¹⁾.

Das Elektrizitätswerk wurde im Jahre 1903 in Betrieb genommen. Anfänglich waren im Kraftgebäude an der Wupper 4 Turbinen aufgestellt von je 300 P.S. mittlerer Leistung, und zwar 2 Niederdruckturbinen für 5 m Gefälle und 2 Hochdruckturbinen für 50 m mittleres Gefälle, davon diente je eine dem Pumpen- und elektrischen Betrieb. Bereits im zweiten Betriebsjahr wurde infolge des ständig steigenden Stromverbrauchs und aus Gründen einer gesteigerten Betriebssicherheit der Einbau einer dritten Wupperturbine von 350 eff. P.S. für elektrische Energieerzeugung beschlossen. Mit dem Einbau dieser Turbine

¹⁾ Eingehende Beschreibung, Zeitschr. für Bauwesen 1904. S. auch Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1906, S. 732.

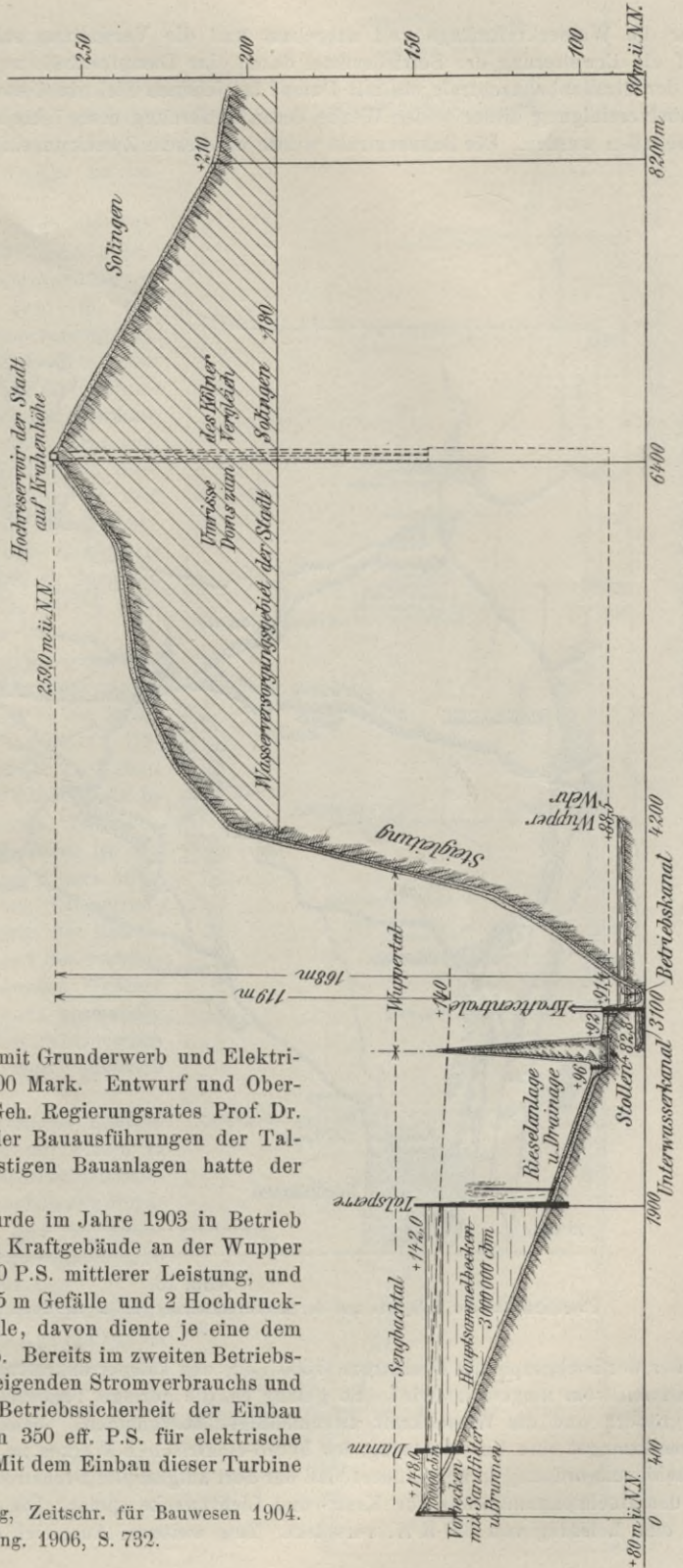


Abb. 14. Höhenplan der Talsperren- und Wasserkraftanlage der Stadt Solingen.

war die Wasserkraftanlage voll ausgebaut und die Verwaltung sah sich genötigt, ihr Augenmerk auf die Erweiterung der Betriebsmittel durch eine Dampfzentrale zu richten. Da die Stadt Solingen in der Straßenbahnzentrale ein mit Dampf betriebenes Elektrizitätswerk besaß, so konnte durch eine Kabelvereinigung dieser beiden Werke, deren Entfernung etwa 7 km beträgt, eine gegenseitige Aushilfe geschaffen werden. Die Bahnzentrale wurde zu diesem Zweck in eine Umformerstation umgewandelt,

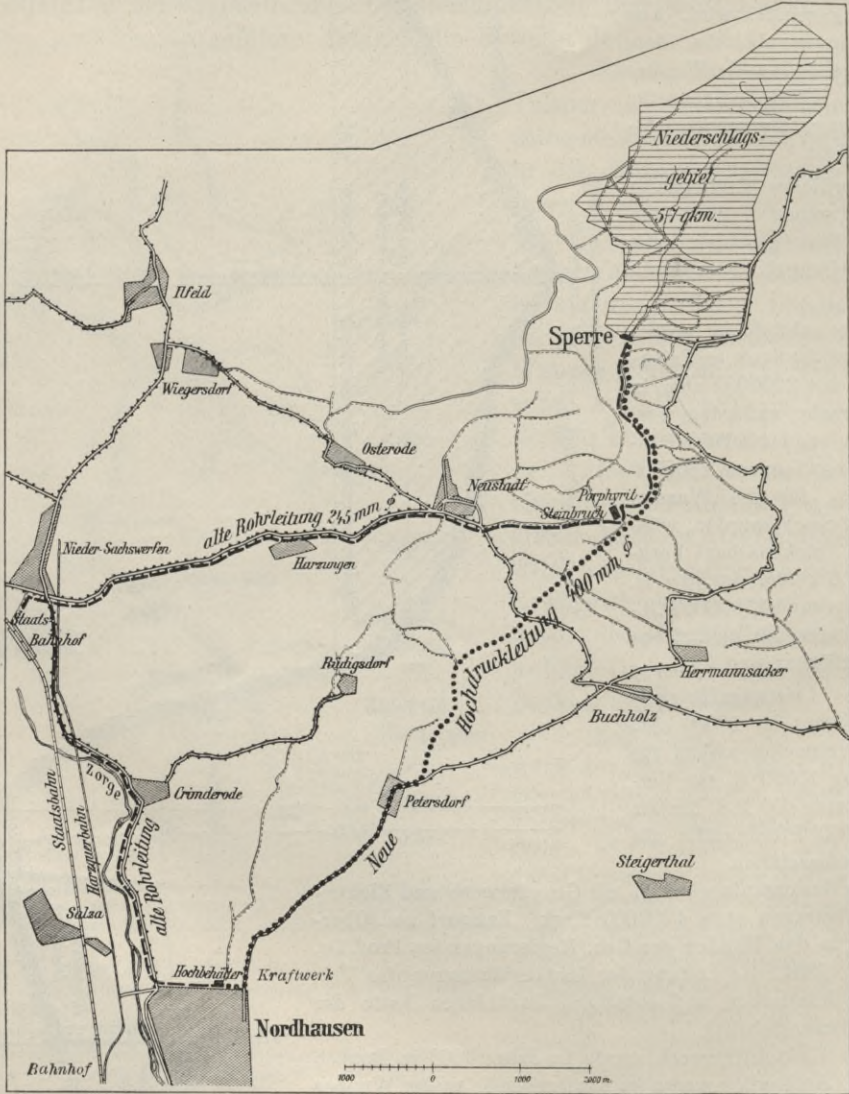


Abb. 15.

Übersichtsplan der Talsperre und der Hochdruckleitung für das Kraftwerk der Stadt Nordhausen a./H.

in der der hochgespannte Drehstrom (5300 Volt) des Talsperrenkraftwerkes für den Straßenbahnbetrieb in Gleichstrom umgeformt wird. So gelang es, die geringe Tagesbelastung des Werkes in Glüder zu vergrößern und die Wasserkraft zweckmäßiger auszunutzen. Gleichzeitig wurde, um im Falle von Wassermangel eine Unterstützung des hydro-elektrischen Werkes zu ermöglichen, im Dampfwerk die Maschinenanordnung so umgeändert, daß der dort aufgestellte Drehstrommotor — als Generator wirkend — das Hochspannungsnetz für Kraft- und Lichtzwecke speist. Die Wasserkraftanlage wird dadurch um eine Leistung von 100 K W. verstärkt. Zum weiteren Ausgleich des Wechsels im Strombedarf ist

die im Dampfwerk vorhandene Akkumulatoren-batterie auf die doppelte Leistungsfähigkeit gebracht¹⁾. Das Kabelnetz hat im Jahre 1905 ebenfalls eine bedeutende Erweiterung erhalten. Die Aufstellung einer 1000 PS. Dynamomaschine zur weiteren Verstärkung des Werkes ist im Jahre 1908 erfolgt.

Die Talsperre der Stadt Nordhausen am Harz (Abb. 15 u. 16) bietet einen Beleg für die Verwertung des aufgespeicherten Wassers nacheinander und zwar für die Kraftgewinnung und Trinkwasserversorgung. Das Staubecken, das durch eine rd. 28 m hohe Sperrmauer abgeschlossen wird, hat einen Stauraum von 770000 cbm und eine mittlere Zuflußmenge von rund 3 Mill. cbm im Jahre. Das von der Talsperre nach der Stadt Nordhausen vorhandene Gefälle ist am Hochbehälter in der Nähe der Stadt gebrochen und unmittelbar oberhalb dieses Hochbehälters ist das Kraftwerk angelegt, das ein Gefälle von 192 m ausnutzt und für eine Leistungsfähigkeit bis 170 PS. ausgebaut ist. Es ist dies, soviel bekannt, das größte bisher in Deutschland nutzbar gemachte Gefälle. Das Kraft- und zugleich Trinkwasser wird der Turbine durch eine rund 11 km lange Rohrleitung von 40 cm l. W. zugeführt. Die Abströmung aus der Turbine erfolgt nach dem Hochbehälter, von wo aus sich das Wasser in das Leitungsnetz der Stadt verteilt. Zwischen dem Kraftwerk und dem Hochbehälter ist die Möglichkeit der Einschaltung eines Filters offen gehalten, falls die Reinigung des Talsperrenwassers für Trinkzwecke, die wegen der Bewaldung des Niederschlagsgebietes und der vorzüglichen Beschaffenheit des zuzießenden Wassers gegenwärtig unterbleibt, später etwa notwendig werden sollte. Das Wasser hat sich im bisherigen Betrieb ohne Filterung als gut und hygienisch einwandfrei erwiesen²⁾.

Die Kraft wird in elektrische Energie umgesetzt und dient im Verein mit einem in Nordhausen vorhandenen Dampf-Elektrizitätswerk zur Beleuchtung des Staatsbahnhofes Nordhausen, für Straßenbahnbetrieb und für Kraft- und Lichtzwecke. Die Gesamtkosten haben nach der Ausführung 1465000 Mk. betragen.

Mit der Füllung des Staubeckens wurde im Winter 1905/06 begonnen, die Kraftanlage ist im Herbst 1906 in Betrieb genommen. Der Wasserversorgungs- und Kraftbetrieb ist ein

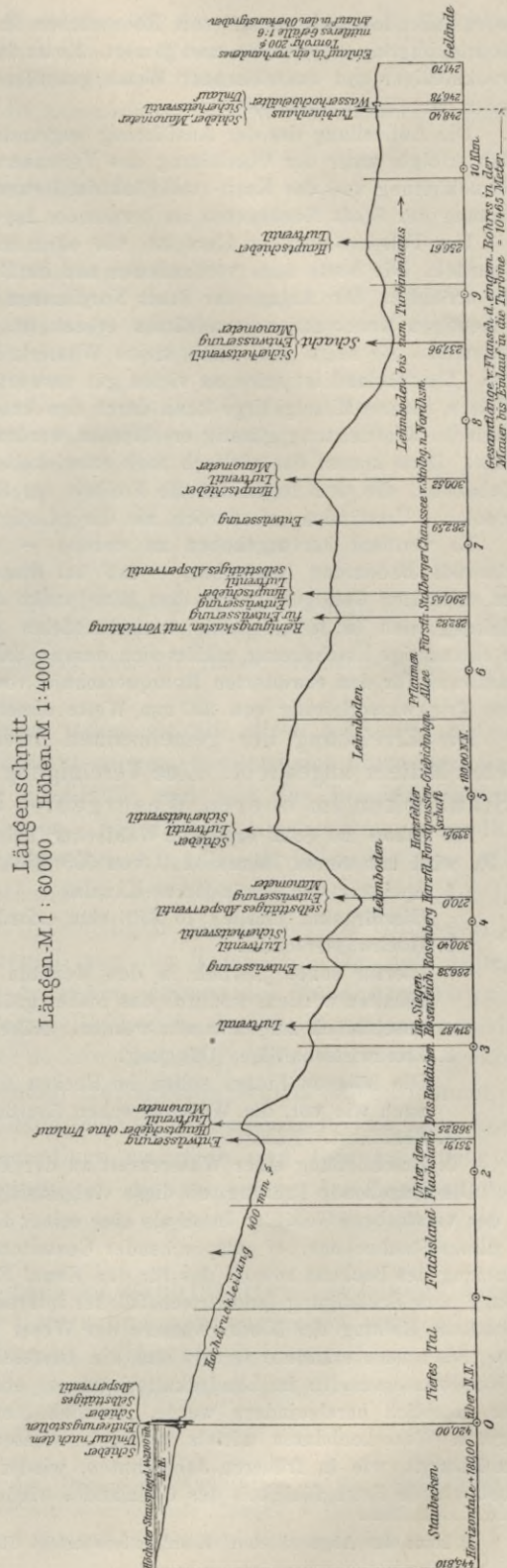


Abb. 16. Hochdruckleitung von der Talsperre zum Kraftwerk der Stadt Nordhausen a/Harz. Länge der Druckleitung rund = 11 km, Lichte Weite der Druckleitung = 400 mm, Höchstes ruhendes Gefälle = 192 m.

1) Über die Betriebsergebnisse des Werkes s. später.

2) Über die wasserwirtschaftlichen Verhältnisse s. § 14.

zufriedenstellender. Abgesehen von Rohrbrüchen in den ersten Monaten nach Inbetriebnahme hat die Rohrleitung einen guten Bestand gezeigt. Es ist daraus ersichtlich, daß die Sicherheitseinrichtungen in zweckmäßiger und ausreichender Weise getroffen sind, gegenüber den in der Rohrleitung auftretenden Druckschwankungen.

Die Aufstellung des der Ausführung zugrunde liegenden Entwurfs der Talsperrenanlage und ihr Bau erfolgte unter der Oberleitung des Verfassers dieser Schrift, der auch bei dem Ausbau der Hochdruckleitung und des Kraft- und Elektrizitätswerkes, sowie bei den Verhandlungen für die Kraftverwertung der Stadt Nordhausen als beratender Ingenieur zur Seite stand.

Der Talsperrenbau im Harz ist, wie oben mitgeteilt wurde, alt und reicht bis in das Mittelalter zurück. Die heute noch vorhandenen und im Betriebe befindlichen Sammelbecken sind als Erdämme errichtet. Die Anlage der Stadt Nordhausen ist die erste gemauerte Sperre im Harz, die nach heutigen Konstruktionsgrundsätzen erbaut ist. Aber sie ist noch aus anderen Gründen bemerkenswert. Sie zeigt, daß auch kleine Wasserkräfte im Gebirge mit Vorteil ausgenutzt werden können. Deutschland ist reich an vielen gut verwertbaren Kräften mittlerer Größe und besonders in den Tälern unserer Mittelgebirge kann durch den Ausgleich der schwankenden Wasserführung manche mechanische Krafterleistung günstig erschlossen werden. Aber dieser Reichtum liegt meist nicht offen zu Tage. Dazu kommt das vielfach hoch entwickelte Wirtschaftsleben in unseren Gebirgstälern und die Bebauung, die dem Ingenieur die Freiheit der Bewegung hemmt. Ein eingehendes Studium ist unter solchen Umständen erforderlich, um die günstigsten Bedingungen für die Kraftnutzung zu finden.

Es verdient hervorgehoben zu werden — wenn zwar diesem Ergebnis keine zu verallgemeinernde Bedeutung innewohnt, — daß bei dieser Anlage die Fernleitung der Kraft aus dem 11 km entfernten Gebirgstal nach dem Mittelpunkt des Verbrauchs mittels des hohen Druckes einer Rohrleitung sich in letzter Linie wirtschaftlicher gestaltete, als durch elektrische Übertragung. Diese eigenartige Erscheinung erklärt sich daraus, daß auf die Kraftfernleitung im Druckrohr nur der Mehraufwand für den erweiterten Rohrquerschnitt von 400 mm Lichtweite in Rechnung zu setzen ist, da eine Trinkwasserleitung von 250 mm Weite ohnehin notwendig gewesen wäre.

Die Erreichung der gemeinsamen Zwecke von Sammelbecken wird mit immer größeren Mitteln angestrebt. Eine Vereinigung der verschiedenartigsten Zwecke werden die Staubecken im oberen Wesergebiet bringen.

Die schon auf S. 22 erwähnte Waldecker Talsperre bei Hemfurt, von 202 Mill. cbm Stauinhalt (Abb. 9), wird mit einem Jahresabfluß von 503 Mill. cbm den nachfolgenden Hauptzwecken dienen:

1. Speisung des Rhein-Herne-Kanals

Hierfür sind jährlich 75 Mill. cbm erforderlich, die aus dem Becken abgegeben werden.

2. Hochwasserschutz.

Hierfür sollen jährlich in den Monaten November bis Ende Januar 30 Mill. cbm freigelassen werden, wodurch das bisher größte bekannte H.W. — etwa 900 cbm/sec. 1841 — unschädlich aufgenommen werden. Näheres s. S. 33.

3. Landwirtschaftliche Düngung.

Die höheren Fluten sollen im Becken nicht zurückgehalten werden, sondern düngend nach wie vor, die Wesermarschen überfluten.

4. Schifffahrt. Näheres s. S. 23.

5. Erschließung einer Wasserkraft an der Talsperre, die bis zu 5000 P.S. leisten wird.

Die eingehende Prüfung, ob diese vielgestaltige Verwertung durchführbar sein würde, an der noch der verstorbene Geh. Rat Intze als einer seiner letzten großen Arbeiten teilnahm, ergab, daß mit Hilfe dieses Staubeckens bei entsprechender Gestaltung und unter Verzicht auf eine volle industrielle Ausnutzung des Beckens sowohl das für den Kanal Rhein-Hannover erforderliche Zuschußwasser zur Speisung ohne Schädigung landwirtschaftlicher Interessen gewonnen als auch darüber hinaus noch eine beträchtliche Hebung des Niedrigwassers der Weser durch weiteres Zuschußwasser erreicht werden könne. Aber man erkannte ferner, daß ein ausreichend großes Sammelbeckensystem eine Hebung des Grundwasserstandes im Landeskulturinteresse ermöglichen, und die verderbenbringenden Hochwasser erheblich herabmindern werde. Endlich bietet es auch die Möglichkeit, die Spitzen der geringeren Weserhochfluten mittels Staubeckenwassers in den Wintermonaten so zu erhöhen, daß sie in Zukunft, wie in früheren Jahrzehnten, wieder längere Zeit die Vorländer überfluten und die alte bedeutende Ertragsfähigkeit des Grünlandes wiederherstellen¹⁾.

¹⁾ Haus der Abgeordneten, Kommissionsbericht über die preuß. Wasserstraßenvorlage des Jahres 1904.

Als weitere Vorteile ergeben sich die Erleichterung der Hochwasserregulierung der Fulda in Cassel, und der Regulierung der Hoya'schen Deiche an der Weser und die Erschließung umfangreicher Baugelände für die Städte Cassel, Münden, Hameln und Minden.

Nachstehend sind einige Angaben über die wasserwirtschaftlichen und baulichen Verhältnisse dieser Talsperre gegeben¹⁾.

Waldecker Talsperre an der Eder:

Niederschlagsgebiet	1430 qkm
Mittlere jährliche Abflußmenge	503 Mill. cbm
Mittlere sekundliche Abflußmenge	13,8 cbm
Größte sekundliche Abflußmenge	900 cbm
Kleinste sekundliche Abflußmenge	0,8—1 cbm
Stauinhalt	202 Mill. cbm
Staufläche	1200 ha
Länge des Staubeckens	25 km
Höhe der Sperrmauer über Talsohle	42 m
Größte Höhe über Gründungssohle	47,6 m
Mauermasse der Talsperre	300000 cbm
Baukosten einschl. Grunderwerb (Grunderwerb 8,0 Mill. M.)	18 Mill. M.
Kosten für 1 cbm Stauraum	9 Pfg.

Ferner ist ein Becken von 20 Mill. cbm an der oberen Diemel, ebenfalls im Wesergebiet, geplant. Die wasserwirtschaftlichen Verhältnisse dieser Becken und ihre Bedeutung für die Weser sind eingehend dargelegt in dem Bericht von Sympher zum XII. Intern. Schifffahrts-Kongreß Philadelphia 1912.

Es ist naturgemäß, daß die Talsperren, indem sie alle diese erörterten Aufgaben erfüllen, zugleich der allgemeinen Wohlfahrt dienen, insofern sich diese Vorteile aus einer gleichmäßigeren Wasserführung der Flußläufe und aus der Beseitigung langer sommerlicher Trockenlegung der Bäche ergeben. Sie erfüllen hierbei einen gesundheitsfördernden und zugleich auch einen ästhetischen Zweck. Der mit der mehr oder minder starken Trockenlegung der Flußsohle verbundene unschöne Anblick wird gemildert, die Entstehung der bösen, der Gesundheit nachteiligen Ausdünstungen verhindert. Es genüge, dieser Vorteile, die als eine Nebenleistung der Talsperren von den Anliegern gern hingenommen werden, hier kurz zu gedenken, ebenso der Verschönerung des Landschaftsbildes, die die durch die Sammelbecken in den Gebirgstälern gebildeten Seen mit sich bringen, und die umso höher zu bewerten sind, als unseren Mittelgebirgen meist die den landschaftlichen Reiz erhöhenden Gebirgsseen fehlen. Der Umstand, daß tatsächlich die neuen Talsperrenanlagen vielfach beliebte Ausflugsorte für die umwohnende Bevölkerung geworden sind, muß den neuerdings mehrfach und zum Teil nicht ohne Schärfe geführten, mehr akademischem Streit, ob die Talsperren das Landschaftsbild verschönern oder zerstören, praktisch ohne weiteres zugunsten der Sammelbecken entscheiden.

Der Nutzen, der aus den Sammelbecken als Zuchtstätten für Fische gezogen wird, kann zwar nicht als Zweck dieser Unternehmungen angesehen werden, er fällt aber immerhin als annehmbarer Nebenertrag ab. Hierüber soll späterhin noch einiges mitgeteilt werden. Über künstliche Quellenspeisung aus Sammelbecken s. Zentralbl. d. Bauverwalt. 1912 S. 296.

¹⁾ Führer durch die Sammelausstellung aus dem Gebiet des Wasserbaues auf der Weltausstellung in Brüssel 1910. Veranstalt. vom Kgl. Preuß. Min. d. öffentl. Arb.; s. auch Zeitschr. f. Bauwesen 1910, S. 560. Über die architektonische Ausbildung der Sperrmauer s. Zentralbl. d. Bauverw. 1911, Nr. 53.

B) Technische Grundlagen.

I. Vorarbeiten und wasserwirtschaftliche Voruntersuchungen.

§ 8. **Hydrometrische Arbeiten im allgemeinen.** Wenn man an die Planung eines Talsperrenunternehmens herantritt, so gehört es zu den ersten und wichtigsten Aufgaben, sich Kenntnis von dem Wasserhaushalt in dem abzusperrenden Gebiet zu verschaffen. Es ist mitunter nicht ganz leicht, hierfür schnell zuverlässige Zahlenunterlagen zu erhalten. Entsprechend dem Entwicklungsgang, den das Wasserbauwesen in Deutschland genommen hat, beschäftigte sich die systematische praktische Erforschung dieser Verhältnisse seit etwa der Mitte des vorigen Jahrhunderts mit den Abflußverhältnissen in den unteren Stromgebieten, und hier interessierten zunächst die Zwecke der Schifffahrt und des Hochwasserschutzes. Es kam weniger auf die Kenntnis der Abflußmengen als die der Wasserstände und Wassertiefen an. Es ist darum über die Wasserstände der Flüsse in den Pegelablesungen und Aufzeichnungen ein Zahlenmaterial vorhanden, das zum Teil bis in den Anfang des vorigen Jahrhunderts zurückreicht und heute im gegebenen Fall für die nachträgliche Ermittlung der Abflußmengen eine wertvolle Unterlage bieten kann.

Etwa bis in die gleiche Zeit reicht die Beobachtung der Niederschläge zurück. Die planmäßige meteorologische Landesaufnahme begann in Preußen um das Jahr 1850. Bereits im Jahre 1856 gingen die ersten Anregungen zur Errichtung von Regenstationen, besonders von landwirtschaftlicher Seite aus. Ein dichtes Netz von rd. 2600 Stationen überzieht gegenwärtig Norddeutschland. Ebenso sind in Bayern, Württemberg, Baden, Hessen, Elsaß-Lothringen usw. eine große Anzahl von Beobachtungsstellen vorhanden. Die Veröffentlichung über die Ergebnisse dieser Beobachtungen erfolgt für Preußen durch das Königl. Meteorologische Institut, dessen Entstehung wesentlich auf die Bemühungen Alexanders v. Humboldt zurückzuführen ist.

Der allgemeine hydrographische Dienst, der neben der Beobachtung der Niederschlagsverhältnisse auch die Erkundung der Wasserabflußmengen, den Aufbau des Gebirges, die Erforschung der geologischen Beschaffenheit der Untergrundverhältnisse, die Festlegung der Gefällverhältnisse in den Bachbetten usw. zum Gegenstand hat, begann in Deutschland in vermehrtem Maße mit dem Augenblick, in dem der Talsperrenbau sich einen einflußreichen Platz im Rahmen der Wasserwirtschaft verschaffte und mit der zunehmenden Ausnutzung der Wasserkräfte.

Es sind jetzt etwa 30 Jahre her, daß eine lebhafte Bewegung unter den deutschen Ingenieuren einsetzte, um eine zweckmäßigere Wasserwirtschaft in unseren Gebirgstälern herbeizuführen, nachdem in den unteren Flußläufen für die Schifffahrt und die Hochwasserabführung durch Regulierungen und den Einbau von Korrektionswerken so ansehnliche Erfolge erzielt waren. Damit war die Notwendigkeit gegeben, sich eingehender mit der Erforschung der Wasserverhältnisse des Gebirges zu befassen. Hierüber war bis dahin nur ein ganz spärliches Material vorhanden, denn der bisherige Wasserwirtschaftsbetrieb in diesen Landgebieten war der denkbar intensivste gewesen. Solche Arbeiten erfordern einen großen Aufwand an Zeit und Geld. Die Beobachtungen erfolgten daher meist für den Zweck eines Einzelunternehmens. Von diesen ersten Untersuchungen sind hervorzuheben die Vorarbeiten für die Stauweiher in den Vogesen, vor allem aber die wasserwirtschaftlichen Untersuchungen des verstorbenen Geh. Regierungsrats Prof. Intze, der in unermüdlichem und erfolgreichem Vorgehen die Unterlagen für seine zahlreichen Talsperrenauführungen im Rheinland und Westfalen, in Schlesien und in Böhmen gewann. Aus diesen und anderen Einzelbeobachtungen

und Messungen ist inzwischen ein ansehnliches Material erwachsen, das unserer Kenntnis auf diesem Gebiet heute einen schon allgemeineren Umfang gegeben hat, wenn zwar noch Jahrzehnte vergehen werden, bis hier eine Übersicht gewonnen sein wird, wie sie notwendig ist, um Klarheit über die im Lande vorhandenen und nutzbaren Energien zu besitzen.

Hydrometrische Vorarbeiten erfordern ferner vollkommene Vertrautheit mit den Zwecken und Aufgaben des Gegenstandes. Der Einzelunternehmer verfolgt lediglich die Ziele des Einzelfalles. Ein planvolles Vorgehen kann nur ein einheitlich und groß organisierter hydrographischer Dienst gewährleisten. Man hat daher in den meisten Ländern erkannt, daß es Sache des Staates sein muß, diese Aufgabe in die Hand zu nehmen. Diese systematische Durchforschung der Wasserhältnisse in den Gebirgen und ihren Vorländern ist ein kennzeichnender Zug der allerneusten Zeit.

Es ist naturgemäß, daß in jenen Ländern und Gegenden das Interesse dafür zuerst rege wurde, wo dieser Zweig der Wasserwirtschaft auf der Grundlage eines natürlichen Reichtums eine bedeutende Stellung im Rahmen des gesamten Wirtschaftslebens einzunehmen berufen war, wie z. B. in der Schweiz.

Mit zu den ersten Arbeiten dieser Art gehören daher die Untersuchungen des schweizerischen hydrometrischen Büros, dessen Tätigkeit auf das ganze Gebiet der Schweiz von 57 700 qkm mit allen Flußsystemen ausgedehnt wurde. In jedem Gebiet werden hier ermittelt:

1. die Gebietsgrößen und deren Gestaltung,
2. die Wasserbewegung der Flußläufe mittels Pegelstationen,
3. die Gefällverhältnisse sowie deren Nutzkraft,
4. die Wasserkraftverhältnisse mit Rücksicht auf Mittel- und Niedrigwasser.

Die Ergebnisse dieser Ermittlungen werden dann zu einer Wasserkraftstatistik und einem Wasserkraftkataster verarbeitet.

Auch in Österreich-Ungarn ist seit dem 1. Januar 1907 ein hydrographisches Zentralbüro mit ähnlichen Aufgaben eingerichtet worden, ebenso in Schweden und in anderen Ländern¹⁾.

In Deutschland hat Bayern und Baden begonnen, derartige Ermittlungen nach einem einheitlichen und systematischen Programm anzustellen. In Bayern wurde im Jahre 1899 ein stattliches hydrographisches Büro eingerichtet, das planmäßige Messungen in allen Flußgebieten ausführt. Aus den Vertretern der beteiligten bayrischen Ministerien ist neuerdings eine Kommission gebildet, die über den Umfang der vorhandenen und verwertbaren Wasserkräfte Klarheit schaffen soll. Dabei sollen zugleich allgemeine Entwürfe aufgestellt und vor allem auch die wirtschaftliche Seite und die Frage der staatlichen Ausnutzung der Wasserkräfte geprüft werden. Die Ergebnisse in Bayern sind neuerdings in einer sehr umfangreichen Denkschrift veröffentlicht worden²⁾. Über die wasserwirtschaftlichen Verhältnisse Badens siehe Beiträge zur Hydrographie des Großherzogtums Baden. Das Zentralbüro für Meteorologie wurde in Baden bereits im Jahre 1883 eingerichtet. Für Preußen versieht den hydrographischen Dienst die im Jahre 1901 ins Leben gerufene »Landesanstalt für Gewässerkunde«.

Über die Pflege der Hydrographie in den Vereinigten Staaten von Nordamerika siehe Österr. Wochenschr. f. d. ö. Baud. 1907 S. 8.

¹⁾ Näheres über das schweizerische hydrographische Büro s. österr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baud., 1906, S. 598 und Epper, die Entwicklung der Hydrometrie in der Schweiz; über den österr. Wasserdienst in ders. Zeitschr. 1907, Heft I, ferner: die hydrographische Forschung und ihre Nutzenanwendung in Österreich, 1911, über den schwedischen wasserwirtschaftlichen Dienst s. Die Wasserkräfte Schwedens und deren Ausnutzung, Zeitschr. für Bauwesen 1911, S. 575, s. auch d. Verf. Schrift: Die Ausnutzung der Wasserkräfte, Leipzig, 2. Aufl., 1908, S. 11.

²⁾ Die Wasserkräfte Bayerns. Im Auftrage des k. Staatsministeriums des Innern bearbeitet von der k. obersten Baubehörde. München 1907. S. auch Journ. f. Gasbel. und Wasserversorg. 1908, S. 1140.

§ 9. Ermittlung der Niederschläge und Abflußmengen. a) Niederschlagshöhen und -Mengen. Für die Voruntersuchungen von Talsperren wird es meist genügen, die Niederschlagsfeststellungen und Beobachtungen meteorologischer Institute oder auch andere verlässliche Aufzeichnungen zu benutzen. Es ist als ein günstiger Umstand zu bezeichnen, wenn innerhalb oder in der Nähe der in Betracht kommenden Einzugsgebiete unmittelbare Messungen stattgefunden haben. Man kann dann aus diesen oder aus den vorhandenen Regenkarten Schlüsse auf die Niederschläge im abzusperrenden Gebiet ziehen. Aber man muß dabei mit Vorsicht zu Werke gehen, und vor allem die Höhenverhältnisse und Lage der Beobachtungsstellen und der Niederschlagsgebiete in Vergleiche stellen. Die Reichlichkeit der Niederschläge wechselt im Gebirge sehr mit der Höhe der Berge und mit der Lage gegen die herrschenden Windrichtungen. Fecht¹⁾ bemerkt hierzu:

Bei den Vogesen zeigt sich die bei allen mitteleuropäischen, von Süden nach Norden streichenden Gebirgsstöcken beobachtete Tatsache, daß die jährlichen Niederschläge auf den Ostabhängen kleiner sind, als auf den Westabhängen. Gleichwohl sind bei der bedeutenden Höhe der Vogesen, bei welchen die jährliche Regenmenge mit zunehmender Höhe über dem Meeresspiegel wächst, die Niederschlagsmengen nicht beträchtlich kleiner, als z. B. am Westabhange des Schwarzwaldes. Es wirken hierbei, besonders für die oberelsässischen Zuflüsse, wesentlich ins Gewicht fallende Umstände mit. Dies sind namentlich die Kürze und Steilheit der Täler und die Art, wie sich der Gebirgsstock aufbaut. Letzterer besteht vorzugsweise aus kristallinen Massengesteinen: Granit, Granitit und Syenit, sowie aus Grauwacke und Schiefer. Die harten, witterungsbeständigen Felsarten sind hier trotz ihrer schiefriigen Beschaffenheit nur wenig von tiefer gehenden Spalten durchzogen und im allgemeinen für die Quellenbildung ungünstig. Hierzu kommt, daß der westliche, französische Abhang flach, der östliche, gegen die Rheinebene abfallende dagegen steil und größtenteils felsig ist. Hier ergießen sich deshalb die Niederschläge sehr rasch zu Tal und erzeugen schnell anlaufende, verhältnismäßig bedeutende Hochwasser von kurzer Dauer.

Für die Niederschlagshöhe kommt die absolute Höhe eines Ortes weniger in Betracht als die relative. Die Lage des Ortes in bezug auf die regenbringenden Winde ist von entscheidendem Einfluß. Ein interessantes Beispiel bietet in dieser Hinsicht das niederschlagsreiche bergische Land im Gebiet der Wupper (Rhein). Die Höhen dieses Bezirkes (bis 400 m ü. M.) bilden die erste große Bodenerhebung, an welche die von Westen kommenden, die Feuchtigkeit des Meeres mit sich führenden Winde anprallen, so daß bedeutende Regenmengen, bis über 1300 mm jährlich, niedergehen. Es wird interessieren, die Niederschlagsverhältnisse dieses Gebietes, das so reich an Talsperrenanlagen ist, kennen zu lernen, und es sind darum die Tab. 8 u. 9 hier wiedergegeben, die zugleich den Einfluß der Höhenlage eines Ortes über dem Meere auf die Menge der Niederschläge erkennen lassen. Eine Übersicht über die Verteilung der Niederschläge im Jahreslaufe s. Tab. 10.

Die Ergebnisse der Niederschlagsmessungen in den Jahren 1893 bis 1902 an 3000 Orten hat Hellmann in einer Regenkarte von Deutschland zusammengestellt²⁾. Von den preußischen Provinzen sind Sonderkarten vorhanden. Diese Karten bieten eine gute Unterlage und Übersicht für vorläufige Ermittlungen über die mittleren Nieder-

¹⁾ Anlage von Stauweihern in den Vogesen, Berlin 1892.

²⁾ Berlin 1906.

schlagshöhen in einzelnen Gebieten, die für die Planung einer Talsperre in Betracht kommen. Neuerdings gibt Hellmann neben den Regenkarten für die mittlere Jahreshöhe auch solche für die Monatsmittel heraus. Als erste Karte dieser Art ist die für Ostpreußen im Jahre 1911 bei Dietrich Reimer, Berlin, erschienen.

Tabelle 8. Jährliche Regenhöhen in der Rheinebene und im Bergischen Lande.

	Meereshöhe N. N.	Jährliche Regenhöhe mm	
Köln	67	596	23jähriges Mittel (Köln-Remscheid 30 km Luftlinie.)
Solingen	200	1000	6jähriges Mittel.
Remscheid	378	1267	15jähriger Durchschnitt.
Lennep	340	1238	20jähriges Mittel.

Tabelle 9. Niederschlagshöhen im Wuppergebiet mit Dhünn im Jahre 1895 in Millimetern¹⁾.

Maßstelle	Höhe über N. N.	Jan.	Febr.	März	April	Mai	Juni	Juli	Aug.	Sept.	Okt.	Nov.	Dez.	Jahr 1895
Gogarthen	360	126	30	150	85	93	58	158	119	27	160	137	208	1351
Hahnerberg	350	117	30	124	71	149	53	160	125	23	150	118	160	1280
Lennep	340	132	35	133	79	121	90	144	98	25	152	122	193	1324
Remscheid	310	119	36	117	78	144	86	162	98	27	147	106	178	1298
Hartcopsbever	270	112	22	120	72	104	51	134	108	26	133	108	165	1155
Dhünn	230	86	25	133	65	111	77	116	94	25	127	94	153	1106
Solingen	219	90	25	98	60	122	66	126	110	18	118	90	135	1058
Burscheid	200	79	21	94	66	93	86	114	90	24	99	65	124	955
Hitdorf	44	69	14	67	48	79	52	91	79	10	82	79	87	757

Tabelle 10. Verteilung der Niederschläge auf die Jahreszeit.

	Remscheid mm	Köln mm
Winter (Dezember, Januar, Februar)	349,8	130
Frühling (März, April, Mai)	230,5	133
Sommer (Juni, Juli, August)	330,2	191
Herbst (September, Oktober, November)	356,5	142
	1267,0	596

Die äußersten Grenzen, zwischen denen die mittlere Jahresmenge des Niederschlags in Deutschland schwankt, sind 2120 und 410 mm. Weiteres über jährliche Regenmengen s. Teil III. I. Bd. 4. Aufl. S. 18 dies. Handb.

Bei diesen Ermittlungen aus allgemeinen Regenkarten, Zusammenstellungen usw. wird man aus den Aufzeichnungen der nächstgelegenen Regenmeßstellen das Mittel nehmen. Dabei hat man aber zu berücksichtigen, daß sich diese Angaben oft nur auf die mittleren Niederschlagshöhen beziehen, während man, um die wirtschaftlichen Leistungen einer Talsperre beurteilen zu können, auch die trockenen Jahre mit

¹⁾ Nach Schmidt, Die Wupper.

geringen Regenhöhen heranziehen muß. Für das Niederschlagsgebiet der Talsperre der Stadt Nordhausen mit einer mittleren Meereshöhe von 500 m konnte aus nahe gelegenen Meßstellen auf eine mittlere Niederschlagshöhe von 900 mm, und eine niedrigste Regenhöhe von 600 (genau 593) mm geschlossen werden, d. h. rd. 70 v. H. Diese Annahmen wurden durch die späteren Messungen bestätigt. Man kann für Schätzungen rechnen, daß die niedrigste Regenhöhe etwa 70—80 v. H. des mittleren Niederschlags beträgt.

Immerhin bieten diese Unterlagen nur einen allgemeinen Anhalt, um daraus die Niederschlagsmengen zu berechnen, indem man die Niederschlagshöhe mit der zugehörigen Flächengröße multipliziert. Man wird bald die Lücken gewahr, wenn man an die unmittelbare Planung eines Werkes herantritt, im besonderen auch insoweit, als meist genauere Anhaltspunkte für die Verteilung der Niederschläge auf die einzelnen Monate fehlen. Mit Rücksicht auf die erwähnte starke Abhängigkeit der Niederschläge von Lage und Höhe der Gebiete, hat man für die Entwurfsbearbeitung oder sofern es sich sonst um ein tieferes Eindringen in die Untersuchungen handelt, bald den Wunsch, verlässlichere, vor allem mehr ins einzelne gehende Zahlenwerte zu besitzen. Die Praxis hat dies erwiesen und für unsere größeren Talsperrenunternehmungen sind daher stets besondere Meßstellen eingerichtet worden.

Zu diesem Zwecke werden im Einzugsgebiet des Wasserlaufes entweder gewöhnliche Regenmesser aufgestellt, die in regelmäßigen Zwischenräumen, etwa täglich einmal, beobachtet werden, oder selbstzeichnende Regenmesser, die die Niederschläge nach Zeit und Menge aufschreiben. Bei größeren Beobachtungsgebieten empfiehlt es sich, mehrere Messer in verschiedener Meereshöhe aufzustellen. Bei den Beobachtungen des Meteorologischen Instituts entfällt im norddeutschen Flachland 1 Station auf 250—350 qkm, in den Gebirgsgegenden kommt eine Regenstation auf 20—30 qkm. Bei der Verteilung und Auswahl der Stationen sind hauptsächlich topographische Gesichtspunkte maßgebend gewesen. Die Niederschlagshöhe wird um 7 Uhr morgens gemessen. Die Messungen beziehen sich auf die tägliche Niederschlagshöhe, Monats- und Jahressummen, größte Tagesmengen, große Niederschläge in kurzer Zeit, mittlere Niederschlagshöhen längerer Zeiträume, Wassergehalt der Schneedecke u. a. m.

Ein besonders ausgedehntes Netz solcher Regenstationen wurde im Gebiete der Rur und Urft geschaffen. Mehrere Jahre hindurch wurden die sorgfältigst durchgeführten Beobachtungen durch die meteorologische Station in Aachen gesammelt und bearbeitet und für die Zwecke der Errichtung der Urfttalsperre unterhalb Gemünd für ein Niederschlagsgebiet von 375 qkm verwertet.

In dem 306 qkm großen Niederschlagsgebiet des Queis oberhalb der Talsperre bei Marklissa (Abb. 17) waren bei Beginn der Messungen für den Bau des Schutzbeckens sechs gewöhnliche Regenmesser seitens des Königlichen Meteorologischen Instituts und zwar in Flinsberg, bei Röhrsdorf, Liebenthal, Greiffenberg, Vogelsdorf und Wiegandsthal aufgestellt. Hierzu wurden seitens der Bauleitung der Talsperre drei selbstzeichnende Regenmesser nach Hellmann an dem Isar- bzw. Kemnitzkamm bei Querbach, beim Forsthaus Kemnitzberg und bei Schwarzbach-Hermsdorf neu aufgestellt. Für jeden dieser neun Regenmesser ist der zugehörige Teil des Niederschlagsgebietes bestimmt worden. Hiernach und aus den bekannten Regenhöhen konnten die gesamten Niederschlagsmengen ohne weiteres berechnet werden.

Die Ergebnisse sind in nachstehender Tabelle 11 zusammengestellt, und zwar für den Zeitraum vom 1. Oktober 1901 bis 30. Sept. 1902 und für das Halbjahr vom 1. Oktober 1902 bis 31. März 1903.

Man ersieht aus der Tabelle, wie die Niederschlagshöhen mit der absoluten Höhe des Niederschlagsgebietes wachsen und von rund 900 mm für 340 m + N. N. bis 1620 mm für 900 m + N. N.

hinaufgehen. Die Angabe der stündlichen und sekundlichen Regenmengen ermöglichten die selbstzeichnenden Regenmesser, welche die Niederschläge nach Zeit und Menge aufzeichnen. Die Linien der drei im Quellgebiet des Queis aufgestellten selbstzeichnenden Regenmesser zeigten bei allen größeren Niederschlägen zeitlich nur sehr geringe Abweichungen, so daß auch für die übrigen sechs Regenmesser in dem verhältnismäßig kleinen Niederschlagsgebiet annähernd gleiche Zeitenfolge angenommen werden konnte. Es war daher ohne größere Ungenauigkeit angängig, die an den sechs Regenmessern des Meteorologischen Institutes täglich nur einmal gemessenen Regenmengen des gesamten Niederschlagsgebietes den Tagesstunden nach auf den selbstzeichnenden Regenmesser in Forst-



Abb. 17. Verteilung der Regenmesser im Niederschlagsgebiet der Queistalsperre.

haus Kemnitzberg zu beziehen und in gleichem Verhältnis auf die betreffenden Regenstunden zu verteilen. Eine genauere Verteilung der Niederschlagsmengen, die aber für den vorliegenden Zweck entbehrlich war, kann man erzielen, wenn man zu jedem selbstzeichnenden Regenmesser nur die ihm zunächst gelegenen zwei einfachen Regenmesser hinzunimmt. Auf diese Weise kann man durch Aufstellung weniger selbstzeichnender Regenmesser unter Verwertung der in der Nähe vorhandenen oder neu aufzustellenden gewöhnlichen Regenmesser nicht nur genaue Messungen der täglichen, sondern auch der stündlichen und sekundlichen Regenmengen erzielen¹⁾.

¹⁾ Bachmann, Wassermessungen und Niederschlagsbeobachtungen im Queis. Zeitschr. für Bauwesen 1903, S. 654.

Tabelle 11. Niederschlagsmessungen im Gebiet des Queis bei Marklissa (Schlesien).

Nr.	Regenmesser in:	Niederschlagsgebiet		Höhe der Niederschläge im Jahre mm	Gesamtniederschlag vom 1. Okt. 1901 bis 30. Sept. 1902 cbm	Höhe der Niederschläge v. 1. Okt. 02 b. 31. März 1903 mm	Gesamtniederschlag vom 1. Okt. 1902 bis 31. März 1903 cbm	
		Fläche qkm	Höhe des Regenmessers über NN, Mittlere Höhenlage des Gebirges					
1	Forsthaus Kennitzberg bei Flinsberg .	31,36	650	900	1624	50 931 776	461	14 456 960
2	Flinsberg	21,12	470	800	1427	30 144 576	401	8 467 008
3	Hermisdorf	12,39	595	780	1403	17 388 126	355	4 392 255
4	Querbach	39,49	630	650	1132	44 710 578	298	11 771 969
5	Wiegandstal	30,33	468	470	1040	31 561 398	259	7 852 437
6	Liebenthal	60,59	370	390	935	56 621 355	302	18 304 239
7	Rührsdorf	39,09	344	370	919	35 915 892	278	10 870 929
8	Greiffenberg	47,40	325	340	855	40 517 520	257	12 191 280
9	Vogelsdorf	24,56	325	360	897	22 040 144	230	5 648 800
		306,33	Niederschlagsmenge			329 831 365	—	93 956 877
				Summe				
Durchschnittliche Niederschlagshöhe				1077	—	310	—	
Gesamtabflußmenge v. 1. Okt. 01 bis 30. Sept. 02				—	239 951 808	—	—	
„ „ 1. „ 02 „ 31. März 03				—	—	—	87 510 968	
Durchschnittliche Abflußhöhe				783	—	290	—	
Verlusthöhe				294	—	20	—	

Auf die Einzelheiten des Messverfahrens soll hier nicht näher eingegangen werden. Ausführliche Mitteilungen darüber befinden sich in den oben erwähnten Mitteilungen des Preuß. Met. Institutes und im Handb. d. Ingenieurwissenschaften III. Teil, I. Band, 4. Aufl.¹⁾.

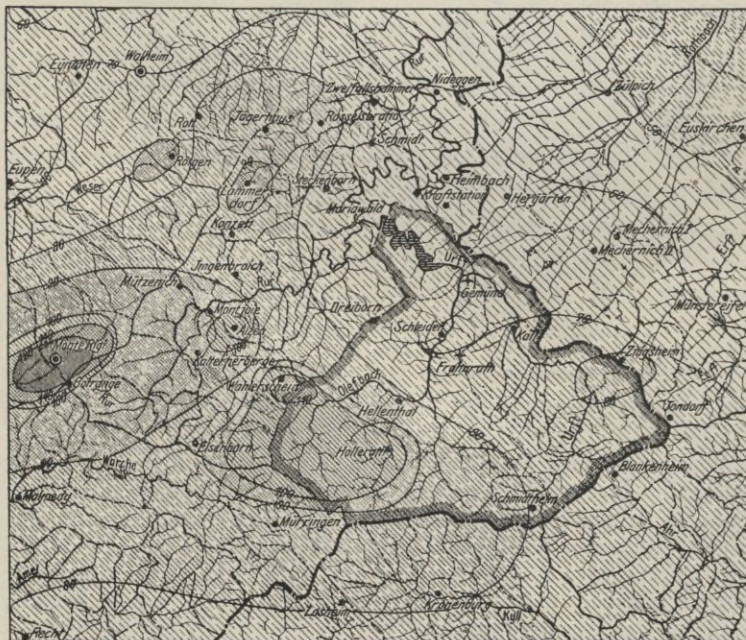


Abb. 18a. Regenkarte des Jahres 1901 für das Gebiet der Urfttalsperre.

Die Aufzeichnung der Meßergebnisse kann, wie angegeben, in tabellarischer Form erfolgen (s. Tabelle S. 64 u. 66) oder in anschaulicher Weise durch Herstellung von Regenkarten mit Linien gleicher Niederschlagshöhe.

Bei den Beobachtungen in den Quellengebieten der Wasserläufe, besonders in gebirgigen Gegenden, ist es noch von besonderem Interesse, die Verteilung der Nieder-

1) S. auch Hellmann, die Niederschläge in den Norddeutschen Stromgebieten.

schläge auf die einzelnen Tage und auf die einzelnen Teile der Quellgebiete für die Zeit kennen zu lernen, während welcher eine Hochflut entsteht und verläuft. Solche Regenkarten sowohl für die Jahre, wie für einzelne Monate und Tage wurden u. a. bei den Vorarbeiten für die Urfttalsperre angefertigt, s. Abb. 18 a u. b.

Für das Gebiet des Bober und Queis sind bei der Voruntersuchung der schlesischen Hochwasserverhältnisse derartige Regenkarten für die kritischen Tage von Ende Juli 1897, welche die außerordentliche Hochflut veranlaßten, hergestellt worden, s. Tab. 12 und Abb. 19¹⁾.

Ein außergewöhnlicher Regentag im Harz am 7. Juni 1905 ist in der Tab. 13 veranschaulicht. Diese letztere gibt zugleich das Verhältnis des Tagesniederschlags zur mittleren Jahresniederschlagshöhe nach 10jährigem Durchschnitt wieder.



Abb. 18 b. Regenkarte des Monats März 1901 für das Gebiet der Urfttalsperre.

b) Abflußmengen.

Allgemeines. Es ist eine auffallende Erscheinung, daß unsere Kenntnis von den Wasserabflußmengen verhältnismäßig gering ist, obwohl die Erforschung der meteorologischen Verhältnisse sich eine geraume Spanne durch Jahrzehnte rückwärts verfolgen läßt. »Wir müssen uns wundern«, bemerkt Intze²⁾, »daß man für diese idealen Zwecke der Beobachtungen auf den meteorologischen Stationen in den meisten Ländern so außerordentliche Aufwendungen schon seit einem Jahrhundert gemacht hat, daß man aber das Ergebnis dieser Niederschläge, das sind die Abflußmengen, verhältnismäßig wenig studierte.« Die Erklärung ist in der Entwicklung unseres Wirtschaftslebens zu suchen. Ehe die gesteigerte Intensität der Wasserwirtschaft, wie sie sich in den letzten Jahrzehnten überall angebahnt hat, Platz griff, hatte man wenig Interesse daran, zu wissen, wieviel Wasser in den Gebirgsbächen zum Abfluß gelangte.

Die reine Wissenschaft darf sich damit begnügen, die atmosphärischen Vorgänge zu erforschen, aber der ausübende Ingenieur als Vertreter der angewandten Wissenschaften hat, sobald er an die Planung eines Talsperrenunternehmens herantritt, vor allem den Wunsch, die Abflußmengen zu kennen, weil sie es sind, die eine wirtschaftliche Leistung ergeben sollen. Darum gehört mit zu den ersten und wichtigsten Auf-

¹⁾ Intze, Wasserverhältnisse der Gebirgsflüsse Schlesiens.

²⁾ Über die Anlage von Talsperren im Quellgebiet der Görlitzer Neiße, Vortrag 1901.

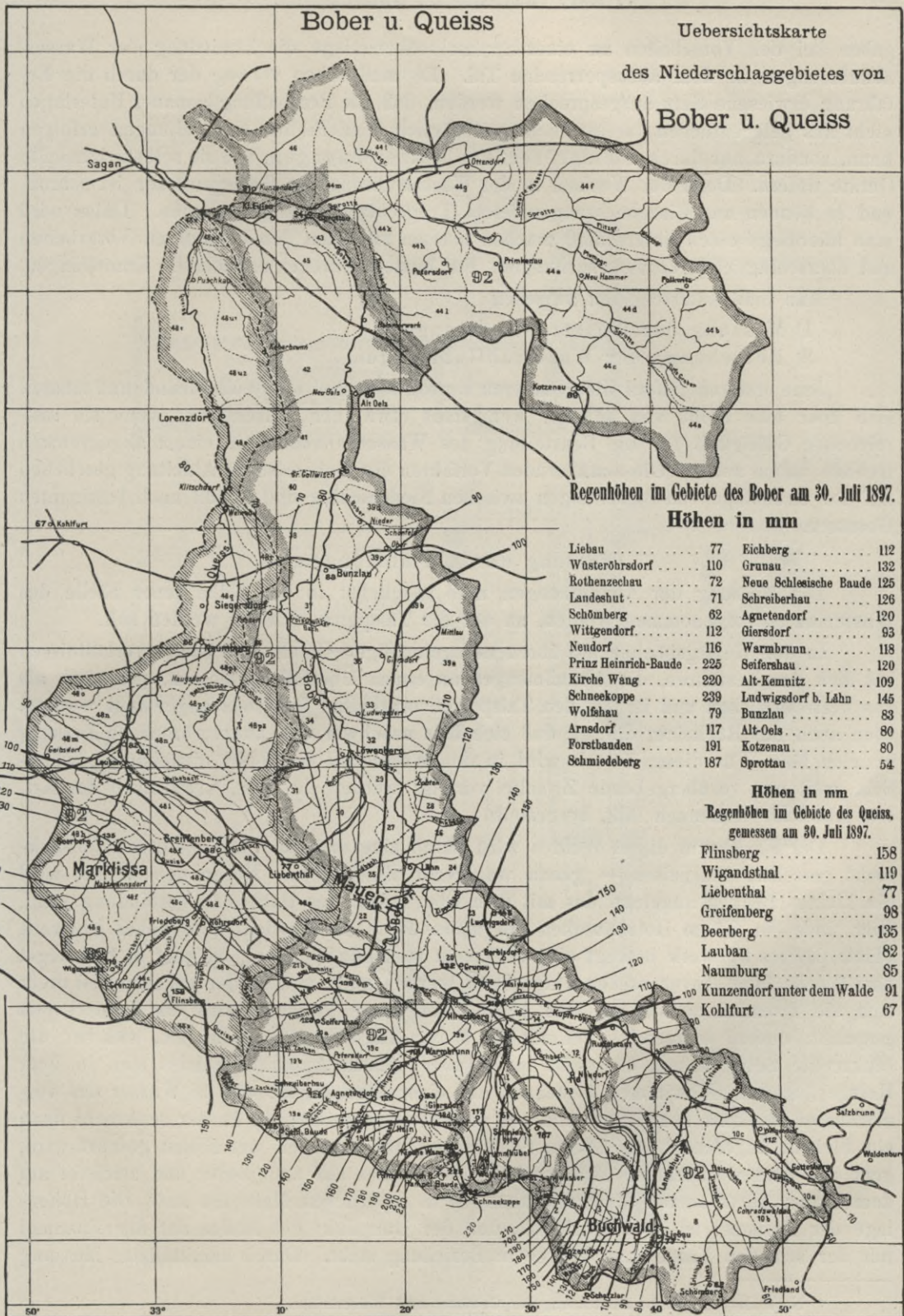
Tabelle 12. Niederschläge im Gebiet der Queistalsperre vom 27. Juli bis 2. August 1897.

Datum 1897	Flächeninhalt und Regenmenge des Niederschlagsgebietes										Gesamt- Regen- menge cbm	Zeitdauer des Regen- falles Stunden	Mittlere sekundliche Regenmenge cbm/qkm
	Flinsberg 68,94 qkm		Greiffenberg 106,23 qkm		Wiegandstal 46,01 qkm		Liebental 60,69 qkm		Beerberg 24,56 qkm				
	mm	cbm	mm	cbm	mm	cbm	mm	cbm	mm	cbm			
27. Juli	14,4	1100000	9,0	956070	11,1	510711	16,9	1025661	10,2	250512	3842954	4 Uhr Nm. bis 7 Uhr M. = 14 Std.	70,12
28. Juli	40,6	2799114	28,1	2985063	32,6	1499926	34,1	2069529	22,8	559968	9913600	7 Uhr Morg. bis 7 Uhr M. = 24 Std.	114,7
29. Juli	31,0	2137140	19,4	2060860	23,25	1069733	15,06	913991	26,5	650840	6832564	7 Uhr Morg. bis 7 Uhr Nm. = 12 Std.	158,1
	127,0	8755380	79,0	8392170	95,25	4382453	61,74	3747006	108,3	2659848	27936857	7 Uhr Nm. bis 7 Uhr M. = 12 Std.	644,4
30. Juli	14,0	965160	6,4	679872	8,1	372681	6,9	418761	3,1	75636	$\frac{2512110}{51038085}$	7 Uhr Morg. bis 7 Uhr M. = 24 Std.	29,8
31. Juli	13,0	896220	18,5	1965255	19,2	883392	5,9	358071	2,8	68768	4171706	7 Uhr Morg. bis 7 Uhr M. = 24 Std.	48,2
1. Aug.	29,4	2026836	20,0	2124600	28,8	1325088	9,6	582624	32,4	759744	6854892	7 Uhr Morg. bis 7 Uhr M. = 24 Std.	79,3
2. Aug.	13,9	958266	9,1	966693	11,0	506110	11,8	716142	8,2	201392	3348603	7 Uhr Morg. bis 7 Uhr M. = 24 Std.	38,8

Tabelle 13. Außergewöhnlicher Regenfall im Harz am 7. Juni 1905¹⁾.

Laufende Nr.	a	b	c	d	e	f	g	h	i	k
	Regenmesser- station	Höhe über N. N. m	Am 7. Juni 1905 gemessene Nieder- schlags- höhe mm	Regen- dauer Std.	Mittlere Jahresnieder- schlagshöhe im zehnjährigen Durchschnitt mm	c : e	Gesamte Jahres- nieder- schlags- höhe 1905 mm	g : e	Am 7. Juni beobachtete mittlere größte Niederschlags- höhe für 1 Stunde mm mm	
									mm	mm
1	Eggeröder Forst- haus	195	109,6	11	614 im 4jährigen Durchschnitt	$> \frac{1}{6}$ $< \frac{1}{5}$	776	$\frac{1}{7}$	10	17,1
2	Jagdschloß Toten- rode	425	69,5	8 $\frac{1}{2}$	676	$> \frac{1}{10}$	893	$> \frac{1}{13}$	8,2	8,4
3	Blankenburg	252	104,6	11	590	$> \frac{1}{6}$	825	$\frac{1}{8}$	9,5	—
4	Rübeland	420	86,8	12	764	$> \frac{1}{9}$	990	$> \frac{1}{12}$	7,4	10,2
5a	Wernigerode (alte Station)	232	230,8	9 $\frac{1}{2}$	663	$> \frac{1}{3}$	1028	$> \frac{1}{5}$ $< \frac{1}{4}$	24,5	31,3
5b	Wernigerode (neue Station)	245	180,7	9 $\frac{1}{2}$	—	—	965	$> \frac{1}{5}$ $> \frac{1}{6}$	19	—

1) Nach Mitteilungen der Gesellschaft zur Förderung der Wasserwirtschaft im Harz 1907, Heft 4.



Regenhöhen im Gebiete des Bober am 30. Juli 1897.

Höhen in mm

Liebau	77	Eichberg	112
Wasterbrdorf	110	Grnau	132
Rothenzechau	72	Neue Schlesische Baude	125
Landeshut	71	Schreiberbau	126
Schönberg	62	Agnatendorf	120
Wittgendorf	112	Giersdorf	93
Neudorf	116	Warmbrunn	118
Prinz Heinrich-Baude	225	Seiferschau	120
Kirche Wang	220	Alt-Kemnitz	109
Schneekoppe	239	Ludwigsdorf b. Lahn	145
Wolfschau	79	Bunzlau	83
Arnsdorf	117	Alt-Oels	80
Forstbanden	191	Kotzenau	80
Schmiedeberg	187	Sprottau	54

Höhen in mm

Regenhöhen im Gebiete des Queiss,
gemessen am 30. Juli 1897.

Flinsberg	158
Wigandsthal	119
Liebenthal	77
Greifenberg	98
Beerberg	135
Lauban	82
Naumburg	85
Kunzdorf unter dem Walde	91
Kohlfurt	67

Abb. 19. Regenkarte für den 30. Juli 1897. Ungef. Maßstab 1 : 600 000.

gaben bei den Vorarbeiten zu einer Sammelbeckenanlage die Ermittlung der Wasserabflußmengen in dem abzusperrenden Tal. Es muß schon vorweg der durch die Erfahrung erwiesene Satz ausgesprochen werden, daß die Beschaffung genauer Unterlagen nicht aus gelegentlichen, selbst nicht aus täglich wiederholten Feststellungen erfolgen kann, sondern nur durch ununterbrochene Aufzeichnungen, wie sie selbstzeichnende Geräte liefern. Denn der Wechsel in der Wasserführung der Gebirgswässer ist schroff, und es können aus Einzelmessungen leicht Trugschlüsse gezogen werden. Dabei wird man allerdings einen Unterschied machen müssen zwischen den besonderen Vorarbeiten und überschläglichen Voruntersuchungen. Für letztere genügen annähernde Ermittlungen.

Man muß unterscheiden zwischen

- 1) Messung der Wasserabflußmengen,
- 2) Berechnung der Wasserabflußmengen.

Jene ersteren liefern die genaueren Ergebnisse, sind aber zeitraubend und müssen sich über eine Reihe von Jahren, wenigstens etwa zehn, ausdehnen, wenn sie ausreichende Gültigkeit für die Beurteilung des Wasserhaushaltes in einem abgegrenzten Gebiete haben sollen. Die annähernden Verfahren der rechnerischen Ableitung geschehen auf der Grundlage von Beziehungen zwischen Niederschlag und Abfluß nach bestimmten Gesetzen.

Messung der Abflußmengen.

Die Messung der Abflußmengen muß möglichst in der Nähe jener Stelle des Wasserlaufes vorgenommen werden, an der die Talsperre errichtet werden soll.

In den Gebirgsbächen mit ihren unregelmäßigen Gefäll- und Breitenverhältnissen hat sich das Verfahren, die Abflußmengen an einem Überfall zu messen, praktisch als das beste erwiesen und ist bei den Talsperrenvorarbeiten fast stets angewandt worden, eben auch mit Rücksicht darauf, daß sich hier unschwer eine ununterbrochene Messung erzielen läßt. Für diesen Zweck wird in den Wasserlauf ein Wehr eingebaut, gewöhnlich, weil nur vorübergehende Zwecke verfolgt werden, in Holz, etwa nach der Art, wie Abb. 20¹⁾ erkennen läßt, hergestellt.

Der Fachbaum dieses Wehres wird durch eine scharfe Kante — etwa ein senkrecht gestelltes Flacheisen — genau wagerecht abgeglichen. Neben dem Wehre wird ein kleines Becken angelegt, das mit dem Oberwasser des Baches in Verbindung steht. Hier findet in einem Holzhäuschen ein meist durch ein Gewicht getriebenes Uhrwerk Platz. Dieses Uhrwerk bewegt eine senkrecht stehende Trommel; es geht in der Regel eine Woche lang, bevor es neu aufgezogen werden muß, und in der gleichen Zeit dreht sich die Trommel einmal um ihre Achse. Auf diese Trommel wird ein Papierbogen gespannt, dessen wagerechte Teilung die sieben Tage der Woche angibt, während die senkrechte Seite in mm eingeteilt ist. Außer diesem Apparat befindet sich in dem Holzgehäuse ein Schwimmer, bestehend aus einer Blechkapsel, die im Wasser des vorerwähnten Beckens schwimmt, und aus einer lotrechten Stange, in der senkrecht dazu ein Bleistift angebracht ist. Dieser Schwimmer, der zwischen vier Rollen geführt wird, geht mit dem wechselnden Wasserstande des Baches auf und nieder und zeichnet auf dem Papier der Trommel die Schwankungen in natürlichem Maßstabe auf. Die Höhenlage der Trommel ist so eingerichtet, daß der Nullpunkt des Maßes auf der Trommel mit der scharfen Kante des Wehres in Beziehung steht. Durch unmittelbare Messung

¹⁾ Nach Intze, Bessere Ausnutzung der Gewässer und Wasserkräfte.

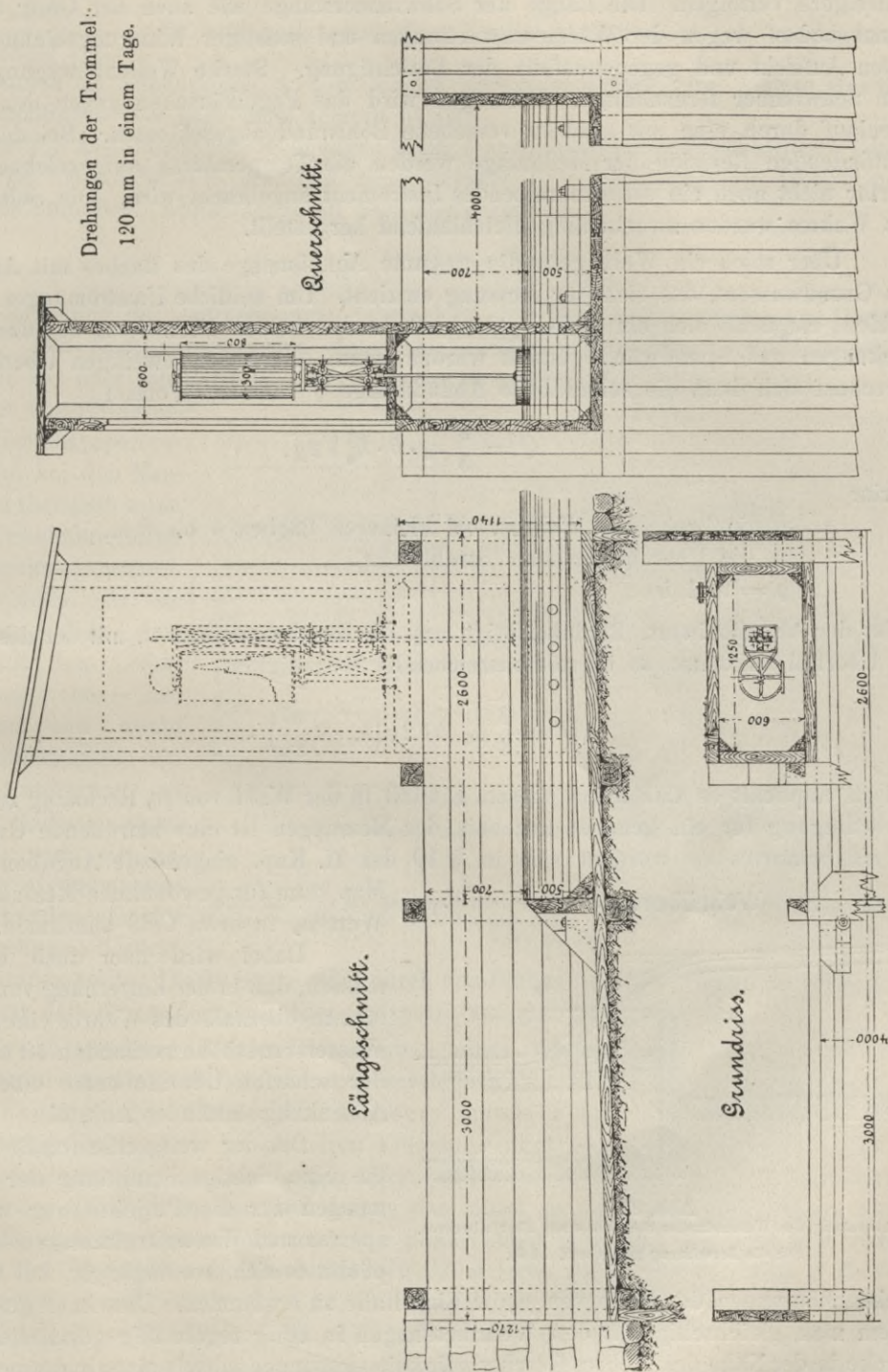


Abb. 20. Selbstzeichnende Meßvorrichtung zur Bestimmung der Wasserabflußmengen in einem Wehrüberlauf. Ungef. Maßstab 1 : 50.

der Dicke des Wasserstrahles über dem Wehr kann man das richtige Gehen des Bleistiftzeigers verfolgen. Die Länge der Schwimmerstange wie auch der Gang des Uhrwerks bedarf wegen der Wärmeschwankungen und sonstiger Witterungseinflüsse einer steten Aufsicht und gegebenenfalls der Berichtigung. Starke Wellenbewegungen sind vom Schwimmer fernzuhalten. Deswegen wird das Pegelhäuschen gegen den offenen Bachlauf durch eine mit Löchern versehene Bohlwand abgeschlossen. Bei der täglich stattfindenden Revision der Meßanlage werden die Temperaturen aufgezeichnet, wenn hierfür nicht auch ein selbstschreibendes Instrument angebracht wird. Die Seitenwände des Wehres werden zweckmäßig gleichlaufend hergestellt.

Über solch ein Wehr geht die gesamte Abflußmenge des Baches mit Ausnahme des Grundwassers, das sich der Messung entzieht. Um seitliche Umströmungen zu vermeiden, empfiehlt sich ein dichter Abschluß an den beiden Uferseiten, der durch Tonpackungen und Spundwände erzielt werden kann. Nach der jeweiligen Überlaufhöhe berechnet sich dann die sekundliche Abflußmenge Q nach der Formel

$$Q = \frac{2}{3} \mu_0 \cdot b \cdot h_0^3 \sqrt{2g},$$

worin:

b die Breite des Wehres, bei kleineren Bächen 4 bis 5 m,
 h_0 die Überflutungshöhe (Strahldicke),
 $g = 9,81$ ist.

μ_0 ist der Abflußbeiwert. Berücksichtigt man die Geschwindigkeit u , mit der das Wasser am Überfall ankommt, so ist mit ausreichender Genauigkeit

$$Q = \frac{2}{3} \mu_0 \cdot b \sqrt{2g} \left(h_0 + \frac{u^2}{2g} \right)^{\frac{3}{2}}.$$

Jedoch empfiehlt es sich mehr, diesem Einfluß in der Wahl von μ_0 Rechnung zu tragen. Vorbedingung für ein genaues Ergebnis der Messungen ist eine zutreffende Größe des Überfallbeiwertes μ_0 , worüber sich im § 10 des II. Kap. eingehende Angaben finden.

Wehrüberlauf

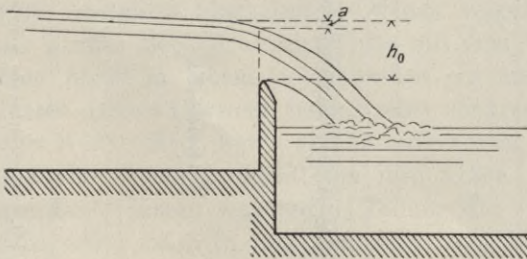


Abb. 21.

Absenkung des Wasserstandes oberhalb eines Überfallwehres.

Für die Berechnung maßgebend ist h_0 .

Man kann für gewöhnliche Messungen den Wert μ_0 zu etwa 0,63 annehmen.

Dabei wird man auch beachten müssen, daß in der Entfernung von einigen Metern oberhalb des Wehres eine größere Wasserstandshöhe vorhanden ist und nach der scharfen Überlaufkante eine leichte Absenkung stattfindet (Abb. 21).

Bei der weitgreifenden Bedeutung, die eine richtige Ermittlung der Abflußmengen für die Projektierung von Talsperren und Wasserkraftanlagen hat, empfiehlt es sich, wo angängig, bei umfang-

reichen Messungen den Wert von μ_0 im Einzelfalle zu bestimmen. Dies kann geschehen, indem man gleichzeitig mit den Wehrmessungen in einer regelmäßig gestalteten Flußstrecke in der Nähe des Wehres Geschwindigkeitsmessungen mittels eines hydrometrischen Flügels ausführt. Hat man nach letzterem Verfahren bei Beharrungszuständen die Abflußmenge Q bestimmt und im selben Zeitpunkt die Strahldicke am Wehrpegel

abgelesen, so hat man für die Berechnung des Abflußkoeffizienten den Ausdruck $\mu_0 = \frac{3Q}{2b \cdot h_0 \cdot \sqrt{2gh_0}}$. Es wird nötig sein, diese Vergleichsmessungen bei verschiedenen Wasserständen zu wiederholen, und man wird daraus sicherlich eine weitere Gewähr für die Richtigkeit der Ergebnisse folgern dürfen.

Für die Abflußmengenberechnungen genügt es im allgemeinen, die mittlere Überflutungshöhe (Strahldicke) h_0 während einer Stunde in die Rechnung einzuführen und danach die stündliche Abflußmenge zu bestimmen aus:

$$Q = \frac{2}{3} \mu_0 \cdot b \cdot h_0^{\frac{3}{2}} \sqrt{2g} \cdot 3600.$$

Zur Vereinfachung der Aufrechnungen leistet hier eine Wassermengenlinie gute Dienste (Abb. 22). Die Ergebnisse werden dann zeichnerisch übersichtlich zusammengestellt (Abb. 23 u. 24) oder tabellarisch, wofür Tabelle 16 und 17 einen Anhalt bieten.

Der Grundwasserstrom in dem abzusperrenden Tal ist bei den Messungen im rheinisch westfälischen Schiefergebirge im allgemeinen vernachlässigt worden, da die Ablagerung über dem Felsen mit den Lehm- und Letteschichten hier sehr dicht und wenig wasseraufnahmefähig ist. Wo der Untergrund aus kiesigem Boden besteht, kann sehr wohl ein bemerkbarer Grundwasserstrom vorhanden sein, der in der Rechnung berücksichtigt werden sollte. Dieser Strom wird durch den Einbau des Sperrwerkes abgeschnitten und kommt dem Wasserhaushalte der Talsperre auf alle Fälle zu Gute.

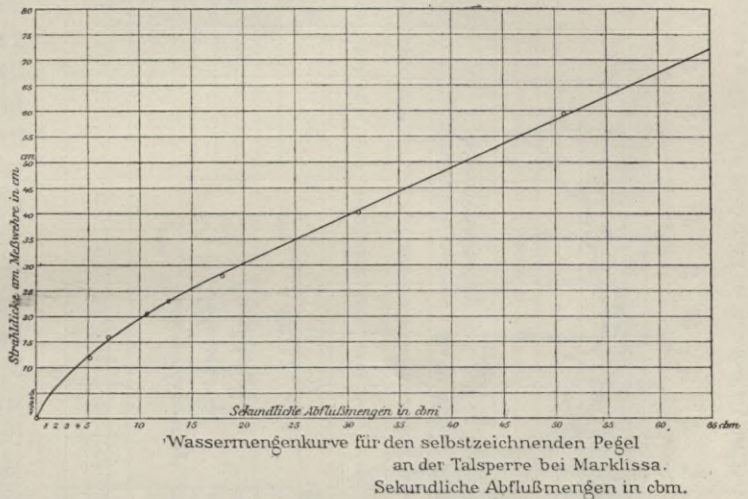


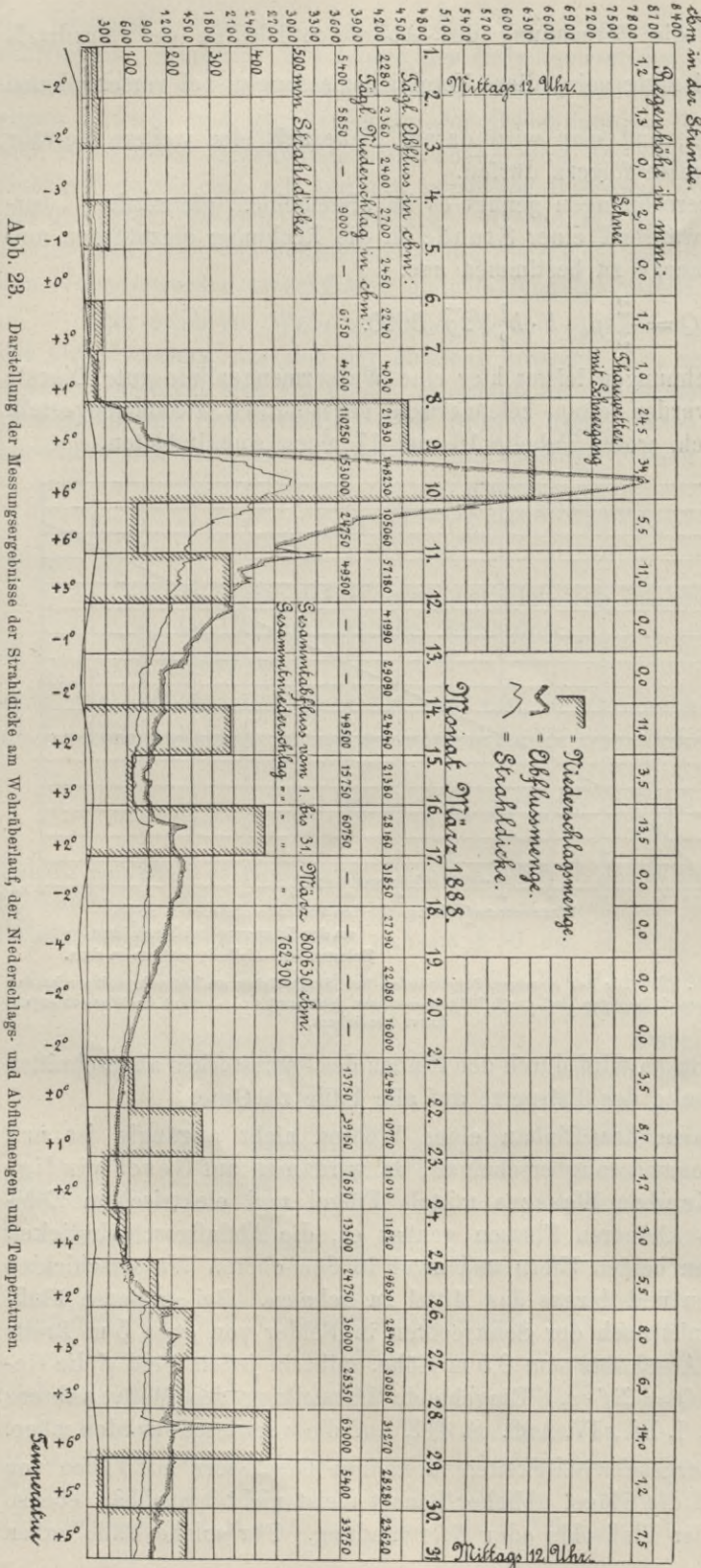
Abb. 22. Die den einzelnen Pegelständen bzw. Strahldicken am Meßwehr entsprechenden Wasserabflußmengen sind durch Flügelmessungen bestimmt und darnach die Wassermengenkurve gezeichnet.

Wo an größeren Flüssen der Einbau eines Wehres nicht angängig ist und Schwimmermessungen nicht genau genug erscheinen, da wird man auf Geschwindigkeitsmessungen des fließenden Wassers mittels Flügel und elektrischem Zählapparat angewiesen sein. In kleineren Flüssen genügt es, die Abflußgeschwindigkeit in der Strommitte und an den beiden Ufern und zwar in den oberen Wasserschichten und nahe der Sohle zu messen und daraus das Mittel zu nehmen. Bei größeren Flußläufen teilt man den Querschnitt nach der Senkrechten in Felder von etwa 5 m Breite und nach der Wagrechten in Abschnitte von 0,5 m Höhe, mißt in jedem Feld f die Geschwindigkeit v und erhält $Q = \Sigma f \cdot v$. Eingehende Darstellung des Meßverfahrens Handb. d. Ing.-Wiss. III. Teil, I. Bd., IV. Aufl. S. 411, auf die verwiesen werden möge.

Zur Messung der Wassergeschwindigkeiten in kleinen Gewässern mit Tiefen von weniger als 20 bis 30 cm sind die Flügel üblicher Bauart meist nicht brauchbar, ebenso auch zu Messungen hart an der Flußsohle oder Uferwandung. Für solche Fälle haben

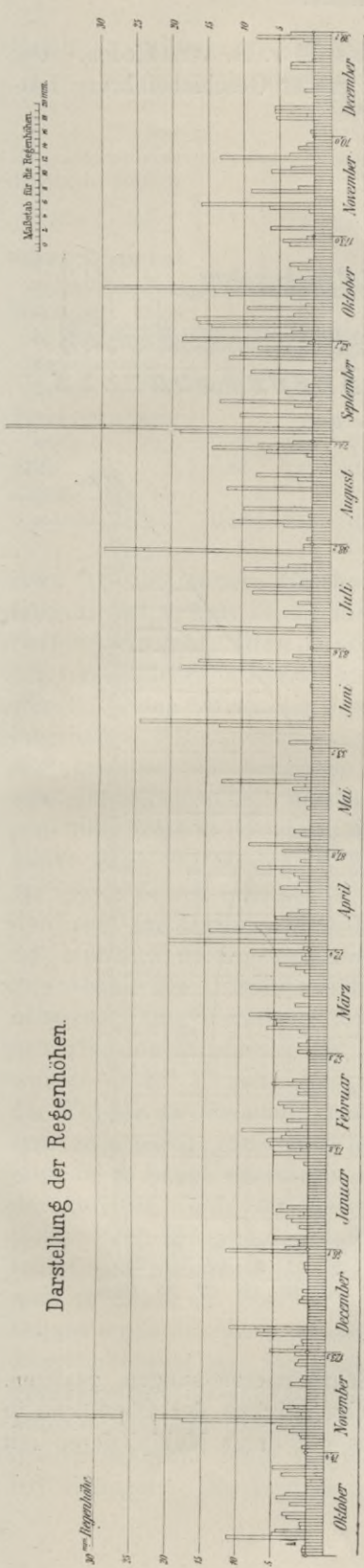
sich kleine mit einem Schutzing ausgestattete Flügel, wie sie bei den Messungen des schweizerischen hydrometrischen Bureaus in Gebirgsbächen angewandt wurden, bewährt. Die Gesamthöhe der Flügel beträgt 60 bis 76 mm, der Schaufelraddurchmesser 42 bzw. 55 mm¹⁾.

Zur Beurteilung der erreichbaren Genauigkeit dieser Ermittlungen mögen folgende Mitteilungen gemacht werden. Bei den hydrographischen Messungen in Ungarn zeigte sich in einer großen Anzahl von Fällen — bei Benutzung hydrometrischer Flügel —, daß die Abweichungen der Ergebnisse bei steigendem oder fallendem Wasser von jenen der Beharrungswasserstände etwa 5 v. H. betrug. Diese Abweichung wird nicht lediglich der Ungenauigkeit der Meßgeräte zugeschrieben, sondern kann auch durch die bei verschiedenen Wasserständen verschiedenartig zur Wirkung kommenden Gefällverhältnisse verursacht werden. An den Vereinigungsstellen von 2 Wasserläufen schwankten die Messungsergebnisse im ungeteilten und im geteilten Flußlauf um etwa 4 v. H. Beim Wasserzufluß zu Behältern mit bekanntem Inhalt (Staubecken, Schleuse) waren die zu den Behältern zugeflossenen und



¹⁾ Schweiz. Bauztg. 6. 10, 1906. Zeitschr. d. österr. Ing. u. Arch. Ver. 1907, S. 512.

Darstellung der Regenhöhen.



Darstellung der Abflußmengen.

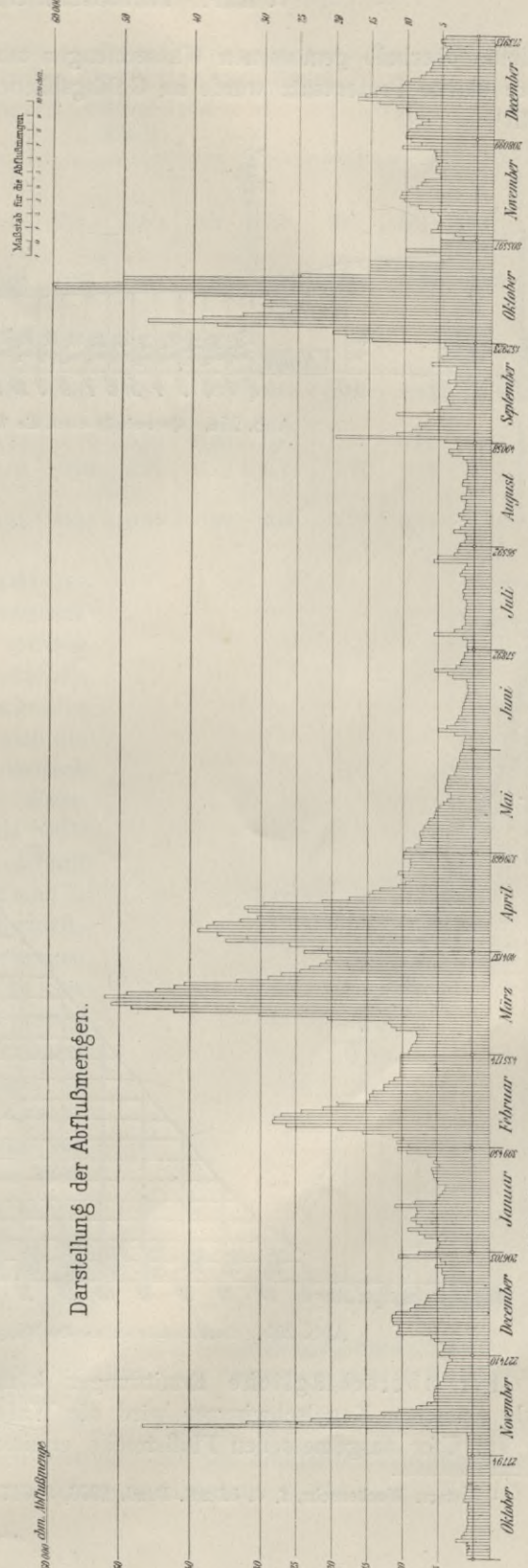


Abb. 24. Regenhöhen und Abflußmengen im Gebiet der Talsperre der Stadt Nordhausen a/Harz für das Jahr 1903/04.

im Flusse oberhalb gemessenen Wassermengen um 1,3 bis 14 v. H. verschieden. Der letztere starke Prozentsatz wurde an Gebirgsbächen mit großer Geschiebeführung festgestellt¹⁾.

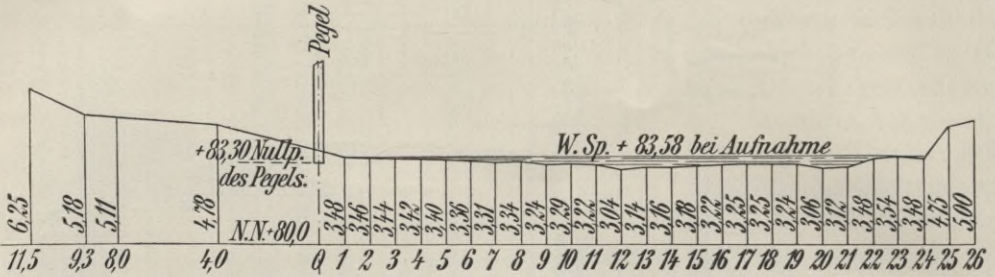


Abb. 25a. Querschnitt durch die Wupper bei Burg.

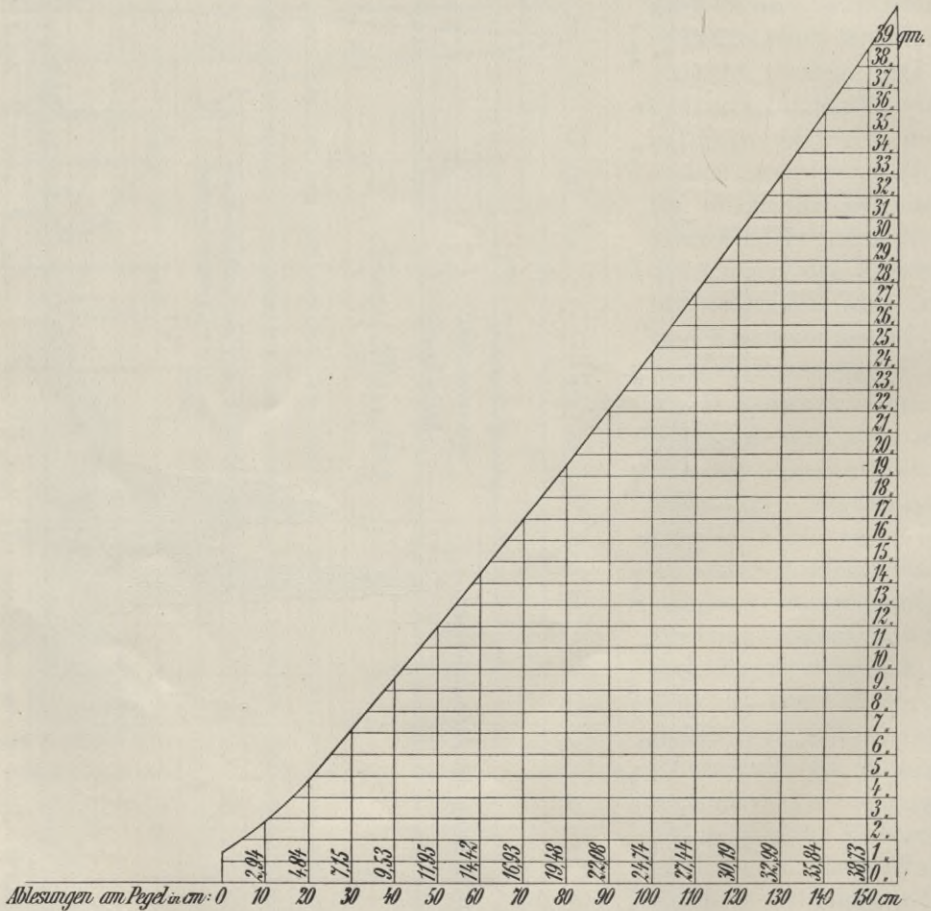


Abb. 25b. Durchflußflächenlinie des Wupperquerschnittes bei Burg.

Für überschlägliche Ermittlungen können Schwimmermessungen genügen. Mittels einfacher Kugelschwimmer wird die Wassergeschwindigkeit der Oberfläche in einer am Ufer ausgemessenen Flußstrecke ermittelt, aus der durch Multiplizieren mit

¹⁾ Österr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baud. 1906, S. 617.

Tabelle 14. Mittlere Geschwindigkeiten im Durchflußquerschnitt bei verschiedener Beschaffenheit des Flußbettes (nach Bazin).

Geschwindigkeit im Stromstrich = v_0 .
 „ „ Mittel = v .

Hydraul. Radius $R = \frac{F}{U} =$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,8	1,0	2,0	3,0	6,0	} = $\frac{v}{v_0}$					
Glatter Putz und gehobeltes Holz	0,84	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85		}				
Hausteine, ungehobelte Bretter, unverputzter Beton	0,80	0,82	0,82	0,83	0,83	0,83	0,83	0,83	0,84	0,84	0,84			}			
Bruchsteinmauerwerk	0,72	0,76	0,77	0,78	0,79	0,80	0,80	0,81	0,81	0,82	0,82				}		
Erde	0,54	0,61	0,65	0,68	0,70	0,71	0,72	0,74	0,77	0,78	0,80					}	
Gerölle und Geschiebe	0,45	0,53	0,58	0,61	0,63	0,65	0,67	0,68	0,72	0,74	0,76						}

etwa 0,8 die mittlere Geschwindigkeit gefunden wird, s. Tab. 14, die hierfür genauere Beziehungen gibt. Diese Messungen müssen bei verschiedenen Wasserständen wiederholt werden. Nach Aufmessung des Querschnittes innerhalb der Meßstrecke kann man sich die Abflußmengen (Fv) berechnen und hiernach eine Abflußmengenlinie aufzeichnen. Wenn man diese Linie in Beziehung setzt zum Nullpunkt eines Pegels, der am Meßquerschnitt für diesen Zweck errichtet ist, so ist man in der Lage, aus täglich mehrmals, im Bedarfsfall stündlich wiederholten Pegelablesungen den Abfluß des Flusses unmittelbar zu entnehmen. Dieses Verfahren liefert im ganzen befriedigende Ergebnisse und der Verfasser wandte es bei Wassermengenmessungen in der Wupper an. Es würde zu diesem Zwecke eine regelmäßig gestaltete Flußstrecke von etwa 50 m Länge ausgesucht. In der Mitte der Strecke wurde ein Querschnitt aufgemessen (Abb. 25a) und dessen Fläche bei verschiedenen Wasserständen in Beziehung gesetzt zu einem am Ufer aufgestellten Pegel. Daraus ergab sich die in Abb. 25b dargestellte Durchflußflächenlinie. Die der Berechnung zugrunde gelegte Wassergeschwindigkeit wurde durch wiederholte Messungen mittels Schwimmer (Flasche) in der Flußmitte (Stromstrich) bei den mannigfachsten Wasserständen bestimmt und die ermittelten Abflußmengen auf 0,8 verringert. Die darnach berechnete Wassermengenlinie s. Abb. 25c.

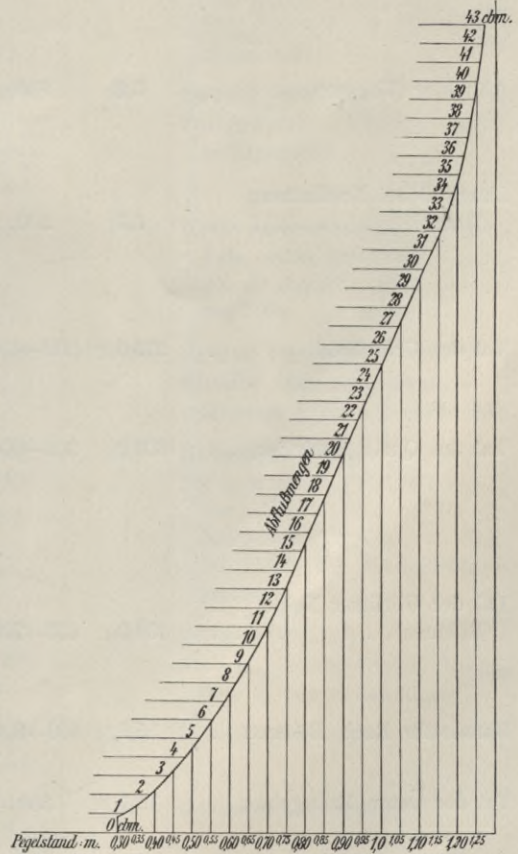


Abb. 25c. Wassermengenlinie für die Wupper bei Burg.

Die der Berechnung zugrunde gelegte Wassergeschwindigkeit wurde durch wiederholte Messungen mittels Schwimmer (Flasche) in der Flußmitte (Stromstrich) bei den mannigfachsten Wasserständen bestimmt und die ermittelten Abflußmengen auf 0,8 verringert. Die darnach berechnete Wassermengenlinie s. Abb. 25c.

Tabelle 15. Messungsergebnisse von

Meßstelle	Größe des Niederschlagsgebietes in Quadratkilometern	Mittlere Höhe des Gebirges üb. d. Meer in Metern	Mittlere Niederschlagshöhe jährlich in Millimetern	Mittlere Abflußmenge jährlich in Mill. cbm	Mittlerer Abfluß in Hundertstel der Niederschlagsmenge		
					Winter (Oktober bis März)	Sommer (April bis September)	im Jahre
Eschbachtal bei Remscheid (Wuppergebiet)	4,5	300	1267	3,6	90,3	41,1 11,0 ¹⁾	67,4
					95,0	45,0	70,0 (Mittel 1889 bis 1904)
Sengbachtal bei Solingen (Wuppergebiet)	11,8	200	1000	8,45	96,0	46,0	71,0
Ahlfelder (Vogesen)	5,2	850	2610	11,14	90,0 (Oktober bis Mai)	50—60 (4 Sommermonate)	80,0
Langetal bei Nordhausen (Harz)	5,7	500	600	1,89	75,0	34,0	56,0
Tal der Urft (Eifel)	375,0	300—400	890	172,0	72,0	30,0	51,0
Tal des Queis (Schlesien)	303,0	300—900	um 1100	229,0	Die durchschnittl. Abflußhöhe in den Jahren 1901 bis 1903 war 783 mm.		
Tal der Görlitzer Neiße (Böhmen)	103,0	400—700	900—1800	65,1	—	—	—
Harzdorfer Bach (Böhmen)	15,9	400—800	900—1800	8,1	—	—	—
Tal der Öster (Ruhrgebiet)	13,1	360	—	10,5	—	—	—

1) Im Durchschnitt der 6 Monate Mai bis Oktober 1904.

2) Monatsmittel. Der geringste Tages-

Niederschlagshöhen und Wasserabflußmengen.

Sommerabfluß in Hundertstel des Jahresabflusses		Gesamtjahresabflußmenge vom Quadratmeter in Mill. cbm		Sekundl. Abfluß vom Quadratmeter			Bemerkungen
im Durchschnitt	geringster	größte	geringste	größter	geringster	mittlerer	
				s/l			
20,0	5,0	0,970	0,607	650	0,2	25	Meßzeit 1888—96. Das Niederschlagsgebiet besteht aus geröllhaltigem Lehm auf Tonschieferfels, zum Teil bewaldet.
34,0	19,0	0,862	0,630	232	2,0 (Monatl. Mittel)	23	Meßzeit 1898—1903. Die kleinste jährliche Abflußmenge ist etwa 83 v. H. der mittleren Jahresabflußmenge. — Niederschlagsgebiet beschaffen wie vor. — Der größte sekundliche Abfluß im Wuppergebiet ist zu 1 bis 1,2 cbm gemessen worden. Das Mittel beträgt 25 l, der Mindestabfluß 1 l/s/qkm (oberhalb Barmen bei etwa 210 qkm N.-G.)
22,0	14,0	2,18	2,11	1400	27 (Mittl. niedrigster Sommerabfluß Juni bis September)	68	Meßzeit 1889—91. Festgelagertes, felsiges Niederschlagsgebiet.
28,0	13,0 (Mai bis Oktober 1904)	0,33		162	—	15	N.-G.: undurchlässiger Lehm auf Fels, stark bewaldet. — Ergebnis des sehr trocknen Jahres 1904.
26,0	25,0	0,52	0,4	500	1,9 ²⁾	12—16	Meßzeit 1901—02. Mittlere Jahresabflußmenge in längeren Jahren 180 Mill. cbm.
51,0	—	0,88	0,63	2600	5,4 ³⁾ 0,7 ⁴⁾	24	Meßzeit 1901—03. Bei dem H.-W. Juli 1897 betrug der Abfluß 96,4 v. H. der Niederschlagsmenge. — Steiler Abfall des Niederschlagsgebietes.
—	—	0,63		500	10,9 ³⁾ 2,0 ⁴⁾	20	Meßzeit 1902—03. Steil abfallende Hänge, besonders in den Seitentälern.
—	—	0,51		1260	5,0 ³⁾ 2,5 ⁴⁾	16,4	Meßzeit 1902—03.
—	—	0,88	0,74	—	1,6 ³⁾ 0,3 ⁴⁾	25,5	Meßzeit 1899—1900.

abfluß ist etwa 1 l/sek./qkm.

3) Monatsmittel.

4) Tagesmittel.

Dieses Verfahren läßt sich überdies vorteilhaft anwenden, um aus vorhandenen Pegelablesungen früherer Zeit die Abflußmengen nachträglich zu berechnen. Es wird damit Gelegenheit geboten, die an unseren großen Flußläufen seit vielen Jahren geführten Pegellisten nutzbringend zu verwerten. Voraussetzung dabei ist allerdings, daß sich die Höhenlage des Pegels und die Strombettverhältnisse nicht geändert haben. Wenn man nach oben angegebenen Verfahren die Abflußmengenlinie auf diesen Pegel bezieht, so wird man mit Hilfe der alten Aufzeichnungen die Abflußmengen unmittelbar entnehmen können. Da diese Pegelablesungen meist täglich, zu gewissen Zeiten mit bemerkenswerten Wasserständen mehrmals am Tage gemacht werden, so gelangt man zu ziemlich verlässlichen Unterlagen. Es sei bemerkt, daß man von diesem vom Verfasser im Zentralblatt der Bauverwaltung 1900, S. 260, mitgeteilten Verfahren bei Vorarbeiten zu Talsperren bereits mehrfach Gebrauch gemacht hat.

Für die Möhnetsperre lagen bei dem Entwurf Messungen des Wasserabflusses nicht vor. Aus drei Regenmeßstationen im Niederschlagsgebiet hatte sich für die zehn Jahre 1896—1905 eine mittlere Regenmenge von 898, 950 und 995 mm ergeben; das Mittel dieser drei Beobachtungen ist 948 mm. Der Abfluß vom 1. Juni 1906 bis 31. Mai 1907 wurde nach Beobachtung eines Pegels, und aus einer berechneten Wassermengenlinie zu 240,7 Mill. cbm bei 416 qkm Niederschlagsgebiet ermittelt. Das Jahr vom 1. Juni 1907 bis 31. Mai 1908 ergab 243,0 Mill. cbm. Der Stauspiegel des gefüllten Beckens liegt auf etwa 213 N. N. Schätzungsweise wurde dem Entwurf ein Abfluß von 245 Mill. cbm zugrunde gelegt.

Über die Vorermittlungen des Wasserabflusses für die Listertalsperre s. § 14.

Einen allgemeinen Überblick über die durch Messung gewonnenen Abflußverhältnisse bei einer Reihe neuerer deutscher Talsperrenanlagen gibt die Tabelle 15, die vom Verfasser aus den Ergebnissen unmittelbarer Messungen zusammengestellt ist, während die Tabellen 16, 17, 18, 19 u. 20 den Wasserhaushalt von 3 Talsperrenanlagen (Solingen, Nordhausen und Urfttalsperre) und im Eckertale (Harz) im einzelnen und nach dem Aufbau im Jahreslauf erkennen lassen.

Tabelle 16. Messungen der Regenhöhen und Abflußmengen im Sengbachtale (Wuppergebiet) während der Jahre 1898 bis 1903 (bis zur Inbetriebnahme der Talsperre).

Größe des Niederschlagsgebietes: 11,8 qkm.

Jahr und Monat	Regen-	Nieder-	Abfluß-	Jahr und Monat	Regen-	Nieder-	Abfluß-
	höhe	schlags-	menge		höhe	schlags-	menge
	mm	cbm	cbm		mm	cbm	cbm
1898				1899			
Januar	—	—	558 056	Januar	132,4	1 552 320	1 759 733
Februar	100,4	1 184 720	2 193 781	Februar	38,0	448 400	467 952
März	67,9	801 220	1 660 955	März	67,3	794 580	463 423
April	57,4	677 320	562 005	April	164,5	1 952 200	1 629 288
Mai	151,9	1 787 538	1 264 064	Mai	107,1	1 143 780	771 326
Juni	63,4	748 120	278 815	Juni	65,0	767 000	286 180
Juli	132,0	1 457 660	307 079	Juli	109,9	1 296 820	864 045
August	77,4	916 120	340 089	August	19,7	222 440	102 452
September	24,1	656 080	87 677	September	143,5	1 694 208	168 541
Oktober	65,8	777 476	113 572	Oktober	39,7	468 814	213 984
November	32,8	387 040	118 812	November	48,7	585 280	198 290
Dezember	114,0	1 310 180	1 106 245	Dezember	64,6	782 280	507 101
Zusammen			8 591 150	Zusammen	1000,4	11 708 122	7 432 315

Jahr und Monat	Regen- höhe	Nieder- schlags- menge	Abfluß- menge	Jahr und Monat	Regen- höhe	Nieder- schlags- menge	Abfluß- menge
	mm	cbm	cbm		mm	cbm	cbm
1900				1901			
Januar	165,5	1 953 754	2 174 891	Januar	58,2	677 202	794 605
Februar	71,0	814 920	1 086 589	Februar	49,0	575 000	554 766
März	20,2	237 180	396 468	März	104,3	1 330 740	1 862 409
April	54,2	638 420	383 644	April	90,8	1 071 800	1 041 822
Mai	62,2	723 960	295 394	Mai	29,5	368 100	187 248
Juni	99,8	1 182 640	104 996	Juni	47,3	558 140	111 857
Juli	117,8	1 383 040	632 563	Juli	21,5	254 880	63 047
August	112,8	1 329 340	351 666	August	102,5	1 209 736	64 196
September	23,3	276 940	128 326	September	111,3	1 323 340	99 877
Oktober	80,5	949 840	201 804	Oktober	125,5	1 480 900	748 133
November	54,6	644 300	586 559	November	144,5	1 702 886	1 476 456
Dezember	119,2	1 413 420	1 172 763	Dezember	127,2	1 497 020	1 331 944
Zusammen	981,1	11 547 754	7 515 663	Zusammen	1011,6	12 049 744	8 336 360
1902				1903			
Januar	78,8	929 610	1 405 097	Januar	89,7	1 077 240	1 181 517
Februar	44,8	528 640	593 267	Februar	53,9	646 800	973 928
März	79,5	954 960	895 401	März	53,2	638 520	723 388
April	52,8	633 960	382 525	April	113,6	1 363 200	1 298 419
Mai	112,2	1 347 360	754 885	Mai	68,8	825 600	702 173
Juni	131,8	1 581 600	717 321	Juni	56,4	676 800	188 108
Juli	79,1	949 680	179 511	Juli	154,8	1 857 840	412 493
August	95,1	1 141 200	314 403	August	110,7	1 328 400	938 069
September	36,6	439 200	655 610	September	98,6	1 183 800	562 299
Oktober	107,6	1 291 200	806 486	Oktober	114,9	1 378 800	1 021 564
November	32,4	388 800	454 623	November	124,4	1 493 760	1 336 716
Dezember	113,0	1 356 000	1 525 372	Dezember	23,8	285 600	833 147
Zusammen	963,7	11 542 210	8 684 501	Zusammen	1062,8	12 756 360	10 171 751

Bemerk. Die Regen- und Abflußmengen wurden etwa 300 m unterhalb der Sperrmauer in einer Höhe von rund 105 m N. N. gemessen, während die mittlere Höhe des Niederschlagsgebietes rund 200 m N. N. ist.

Nach vorstehenden Zahlen ergibt sich aus der sechsjährigen Beobachtungszeit 1898—1903 eine mittlere Regenhöhe von 1000 mm und eine Jahresabflußmenge von 8,45 Mill. cbm. Die durchschnittliche Abflußhöhe im Jahre betrug 710 mm; von der jährlichen Regenhöhe entfallen somit 1000—710 = 290 mm auf Verdunstung und Versickerung. Auf die Fläche als Einheit bezogen war der Jahresabfluß im Durchschnitt 710000 cbm/qkm des Niederschlagsgebietes, im trockensten Jahre (1899) 630000 cbm, im nassen Jahre (1903) 862000 cbm. Die geringste monatliche Abflußmenge von 1 qkm betrug 5340 cbm (Juli 1901) und die größte im Februar 1898 186000 cbm. Daraus berechnet sich für die trockenste Zeit im Monatsdurchschnitt ein sekundlicher Abfluß von 2 l/qkm und im nassensten Monat 72 l/qkm, während das Mittel der ganzen Beobachtungszeit 23 l/qkm beträgt. Die geringste bisherige Abflußmenge in 24 Stunden betrug 2000 cbm, die größte 211000 cbm vom ganzen Niederschlagsgebiet.

Bemerkenswert ist die Erscheinung, daß fast in sämtlichen Beobachtungsjahren die Abflußmenge in den Monaten Januar, Februar und März die Niederschlagsmenge übersteigt. Es zeigt sich hier ein natürlicher Ausgleich im Wasserhaushalte, den der im Vorwinter fallende und gegen Frühjahr hin zum Schmelzen gelangende Schnee herbeiführt.

Tabelle 17. Niederschlagshöhen und Abflußmengen im Langen Tale bei Nordhausen (Harz).

Größe des Niederschlagsgebietes: 5,7 qkm.

Abflußjahr 1903/04	Niederschlagshöhen im Langen Tale bei rund 400 m Meereshöhe	Abflußmengen		Abflußjahr 1904/05	Niederschlagshöhen	Abflußmengen		Bemerkungen
		in Tausenden	in Hundertsteln der Niederschlagsmengen			in Tausenden	in Hundertsteln der Niederschlagsmengen	
Monat	mm	cbm				cbm		
Oktober . .	78,8	137,2	130,5		47,1	27,8	10,4	Der Sommer 1904 zeichnete sich durch ungewöhnliche, lang andauernde Trockenheit aus. Das Niederschlagsgebiet ist stark bewaldet.
November .	59,8	284,4	52,6		123,3	227,4	32,3	
Dezember .	11,5	226,8	345,9		56,1	206,7	64,6	
Januar . . .	38,3	134,8	61,7		73,8	199,4	47,4	
Februar . .	94,2	289,6	12,2		52,3	435,2	146,0	
März	29,7	260,6	153,9		72,4	804,2	194,9	
April	39,5	337,6	149,9		87,8	629,7	125,8	
Mai	72,7	104,2	25,1		33,7	147,8	76,9	
Juni	60,9	61,0	17,5		83,6	57,9	12,2	
Juli	25,9	17,1	11,6		98,2	56,6	10,1	
August . . .	27,7	7,6	4,8		79,8	49,1	10,8	
September .	57,7	25,5	7,8		133,3	152,9	19,5	
Abflußjahr 1903/04	596,7	1886,4		1904/05	941,4	2994,7		
Es war im Abflußjahr			1903/04	1904/05	1905/06	1906/07		
die Jahresniederschlagshöhe			596,7 mm	941,4 mm	1003 mm	886 mm		
die Jahresniederschlagsmenge			3 401 000 cbm	5 366 000 cbm	5 717 000 cbm	5 050 000 cbm		
die Jahresabflußmenge			1 886 400 cbm	2 994 700 cbm	2 770 000 cbm	2 918 000 cbm		
der Abflußkoeffizient			0,56	0,58	0,48	0,58		
der mittlere Abfluß vom qkm in l			10	17	15	16		

Tabelle 18. Urft-Talsperre (Eifel, Meereshöhe 300—400 m)
Abflußmengen in Mill. cbm aus dem Niederschlagsgebiet von 375 qkm Größe
(bis zur Fertigstellung der Talsperre).

	Jan.	Febr.	März	April	Mai	Juni	Juli	Aug.	Sept.	Okt.	Nov.	Dez.
1897					8,2	10	6,5	2,5	6,2	3,3	2,4	25,6
1898	4,6	17,7	32,4	19,5	17,2	19,9	7,7	5,2	2,9	3,0	3,1	10,5
1899	37,1	15,7	5,5	25,8	11,3	4,5	7,3	1,9	3,1	4,8	3,6	10,1
1900	31,0	34,0	9,1	7,6	5,0	5,1	6,4	4,5	2,7	6,4	21,0	24,2
1901	18,0	9,8	46,6	25,8	5,3	2,9	2,3	3,1	10,9	27,8	16,2	27,1
1902	23,5	18,1	22,2	14,2	19,3	6,3	2,0	1,9	4,6	5,9	3,5	26,7

Abflußmengen im Eckertal (Harz), 275 m oberhalb der Dreiherrnbrücke
(Messungsergebnisse).Größe des Niederschlagsgebietes 17,5 qkm; Höhenlage der Ecker an der
Absperrstelle + 500 N.N.; das Niederschlagsgebiet liegt zwischen + 500 und 1142 m
über N.N.

Niederschläge. Es kommen hierfür die vier nachstehenden meteorologischen Meßstellen in Betracht:

Tabelle 19.

Meßstelle	Höhe über NN.	mittlerer Jahresniederschlag	zugehöriges Niederschlagsgebiet
	m	mm	qkm
Brocken	+ 1142	1740	6,25
Torfhaus	+ 800	1580	3,00
Scharfenstein	+ 610	1270	5,50
Molkenhaus	+ 515	1100	2,75

Nachstehend ist der während der drei Jahre vom 1. Oktober 1906 bis 30. September 1909 an einem Wehr mit scharfer Überlaufkante gemessene Abfluß zusammengestellt.

Tabelle 20. Abflußmengen im Eckertal.

Monat	Jahr		
	1906/07	1907/08	1908/09
	in 1000 cbm		
Oktober	697	314	199
November	674	281	240
Dezember	1126	1027	329
Januar	840	670	426
Februar	603	776	884
März	858	753	679
April	1605	2025	1719
Mai	2139	2908	604
Juni	521	667	256
Juli	776	342	473
August	606	627	563
September	584	386	1065
Zus. im Jahr	11009	10776	7437
Wintermonate (Oktober—März)	4798	3821	2757
Sommermonate (April—September)	6211	6955	4680

Die Abflußjahre 1906/07 und 1907/08 sind als mittlere, das Jahr 1908/09 als trocknes Jahr anzusehen, wenn man die hydrographischen Verhältnisse dieser Jahre in Vergleich stellt mit den langjährigen Beobachtungen der Regenmeßstellen des Gebietes. Der mittlere Jahresabfluß ergibt sich darnach zu 9,74 Mill. cbm oder zu 0,56 Mill. cbm von 1 qkm. Die mittlere Abflußhöhe beträgt 556 mm. Der Abfluß in einem trockenen Jahre beträgt erfahrungsgemäß etwa 80 v. H. des Abflusses in mittleren Jahren, dementsprechend für das Eckergebiet $9,74 \cdot 0,8 = 7,8$ Mill. cbm. Im Abflußjahre 1908/09 sind 7,437 Mill. cbm gemessen worden.

Eine lange Reihe von täglichen Messungen liegt für die Zuflüsse zur alten Remscheider Tal-sperre vor und ist in Tab. 21 wiedergegeben¹⁾. Es ist darin das kleinste bekannte Niedrigwasser vom September 1904 wie auch das größte Hochwasser für dieses Gebiet vom November 1890 mit 0,91 cbm Abfluß von 1 qkm enthalten. Die Zusammenstellung läßt ferner erkennen, daß im wasserreichsten Jahre der Abfluß das Mittel um 33 v. H. überstieg und im trockensten Jahre um 21 v. H. hinter dem Mittel zurückblieb.

¹⁾ Zentralbl. d. Bauverwaltung 1905, S. 327.

In den Gesamtgebieten der Wupper (606 qkm Niederschlagsgebiet) und Ruhr (rd. 4500 qkm Niederschlagsgebiet) ist der größte Jahreszufluß um etwa 30 v. H. größer als der mittlere und der kleinste bleibt um etwa 20 v. H. hinter dem Mittel zurück.

Tabelle 21. Zuflußmengen der Remscheider Talsperre. (4,5 qkm Niederschlagsgebiet.)
Regenhöhe im Mittel 1180 mm, Abflußhöhe 860 mm, Verlusthöhe 370 mm.

Monat	1888	1889	1890	1891	1892	1893	1894	1895	1896	1897	1898	1899	1900	1901	1902	1903	1904
in 1000 cbm																	
April . . .	252	208	260	587	107	37	37	271	339	601	237	823	179	504	263	671	335
Mai . . .	125	49	126	112	148	15	32	267	62	177	573	277	80	46	523	235	80
Juni . . .	47	27	75	553	60	14	249	65	18	209	71	62	122	15	285	32	31
Juli . . .	491	71	462	173	22	24	119	136	34	77	137	216	342	8	48	181	9
August . .	304	386	194	276	24	16	597	237	70	92	125	58	247	13	161	491	4
September.	44	269	95	32	163	41	273	13	247	271	12	130	31	71	156	380	3
Oktober . .	254	214	391	111	219	388	384	180	389	191	40	134	158	443	384	499	25
November .	388	224	1059	144	243	614	387	457	310	217	37	184	291	917	125	653	262
Dezember .	243	590	89	800	669	417	486	719	125	553	510	195	614	623	628	343	516
Januar . .	113	695	302	699	172	537	474	381	221	212	1087	986	378	650	492	308	515
Februar . .	413	129	206	517	1214	770	48	98	971	775	230	445	137	228	389	792	499
März . . .	538	221	540	123	368	497	806	659	507	766	152	107	908	481	406	248	600
Summe . .	3212	3083	3799	4127	3409	3370	3892	3483	3293	4141	3211	3617	3487	3999	3860	4833	2879
Mittlerer Zufluß 9938 cbm für 1 Tag, im Jahre 3 626 000 cbm. Zufluß in 17 Jahren 61 695 000 cbm.																	

Zum weiteren Anhalt für den Abflußvorgang in deutschen Mittelgebirgen sind in der Tabelle 23 die Ergebnisse neuerer unmittelbarer Messungen an Überfallwehren und mit Schwimmern im Schwarzwald mitgeteilt, die als Vorarbeit zu Talsperrenanlagen ausgeführt wurden. Einen Vergleich mit dem Wasserhaushalt im Flachlande ermöglicht die Tabelle 22 u. 24 über die Regen- und Abflußmengen in einigen Fluß- und Seengebieten Ostpreußens und der Mark Brandenburg.

Tabelle 22. Niederschlags- und Abflußverhältnisse im Gebiet der Märkischen Wasserstraßen¹⁾. Mittel der Abflußjahre 1902—1905.

Fluß	Abflußstelle	Nied.	Mittlere	Nieder-	Abfluß-	Abfluß-	Verlust-	Abfluß in v. H. d. Niederschlags	Mittl. Abfluß in sek./cbm	Abfluß in sek./ von 1 qkm
		Geb.	Regenhöhe	schlags-	menge	höhe	höhe			
		qkm	mm	Mill./cbm	Mill./cbm	mm	mm			
Obere Havel . .	Zaarenschleuse . .	1 340	630	876,2	188,5	141	492	23,0	6,0	4,4
	Tehdenik	2 265	614	1 390,0	251,5	111	503	18,7	8,0	3,5
	Liebenwalde . . .	2 517	611	1 537,4	285,8	114	497	19,3	9,1	3,6
Rhein	Fehrbellin	1 085	594	644,4	165,0	152	442	26,1	5,2	4,9
	Beeskow	5 721	590	3 376,3	604,5	106	485	18,5	19,2	3,4
Spree	Fürstenwalde . . .	6 353	592	3 757,5	776,6	122	469	21,7	24,6	3,9
	Neue Mühle	1 413	562	793,9	138,3	98	466	18,1	4,4	3,1
Untere Havel . .	Rathenow	19 503	574	11 199,0	2 092,2	107	467	19,6	66,6	3,4
Mittel aus allen Zahlen			586	—	—	112	474	19,9	—	3,57
In dem besonders trockenen Abflußjahr 1904			392	—	—	93	—	23,4	—	2,94

¹⁾ Nach Scholz, Wasserwirtschaft und Wasserverwertung im Gebiet der Märkischen Wasserstraßen.

Tabelle 23. Abflussmengenmessungen im Flußgebiet der Wiese (südl. Schwarzwald)¹⁾.

	Größe des Niederschlagsgebietes qkm	Niederschlagshöhe mm	Beschaffenheit des Niederschlagsgebietes	Abflussmengen in Millionen cbm												Bemerkungen	
				1902						1903							
				Jul.	Aug.	Sept.	Okt.	Nov.	Dez.	Jan.	Febr.	März	April	Mai	Juni		Jahr
Wiese oberhalb Todtnau	18,9	800 mm an der Wiesemündung (250 m über M.) bis 2500 mm am Feldberg (1267 m über M.)	Langgestreckte Höhenzüge mit tief eingeschnittenen engen Tälern. Starke Gefälle im oberen Gebiet; im unteren Teile 1,5—0,5 v. H. Höhe der Meßstellen 450—700 m über Meer.	1,358	1,425	0,962	2,383	1,073	2,892	4,516	1,252	3,265	2,944	4,752	1,123	27,945	Das Beobachtungsjahr 1902—1903 entspricht hinsichtlich der Nieder- und Mittelwasserstände nahezu dem 15jährigen Mittel der Jahre 1888—1903, die höheren Wasserstände blieben unter dem Mittel. Messung zum Teil mittels Schwimmer, zum Teil am Überfall. Aus 110 Einzelmessungen wurden Wassermengenkurven konstruiert für alle Pegelstände. Aus dem zum Teil täglich mehrmals erfolgten Pegelablesungen ergaben sich dann die Wassermengen.
Schönenbach bei Todtnau	18,3			0,889	1,161	0,756	1,898	1,121	2,212	3,452	1,455	2,709	2,838	3,586	1,161	23,238	
Prägbach oberhalb Geschwend	22,2			1,930	1,319	0,947	2,708	1,089	3,773	6,131	0,953	3,513	3,243	3,831	0,890	30,327	
Belchenwiese	40,3			1,459	1,621	1,354	3,712	2,090	6,662	7,228	1,989	5,727	6,349	5,172	2,179	45,542	
Köhlgartenwiese	25,0			1,023	1,035	0,787	1,551	1,256	3,676	4,235	1,486	2,979	3,100	3,234	1,324	25,676	

¹⁾ Beiträge zur Hydrographie des Großherzogtums Baden, 11. Heft.

Tabelle 24. Ergebnisse der Berechnungen aus den Beobachtungen und Messungen der Regen- und Abflusssmengen in einzelnen Fluß- und Seengebietten Ostpreußens¹⁾.

Nr.	Bezeichnung des Gebietes	Größe des Niederschlagsgebietes in qkm	Zugehörige Seenflächen in qkm	Prozentsatz der Seenflächen zum Niederschlagsgebiet	Jahre, in denen beobachtet, bzw. gemessen ist	Mittlere	Mittlere	Prozentsatz des Abflusses vom Niederschlag	Wassermenge in Sekundenlitern auf 1qkm Nieder-schlagsgebiet		Bemerkungen		
						Regen-höhe im Jahre in mm	Abflusshöhe im Jahre in mm		bei kleinstem Wasser	bei mittlerem Niedrigwasser		im Mittel des Jahres	bei Hochwasser
1	Gebiet der oberen Alle bis zur Ustrieschen Schleife	430,6	35,2	8,2	In 3 Jahren, von 1887 bis 1889	646	275	43	—	3,7	8,8	37,0	Die größte Hochflut.
2	Gebiet der oberländischen Seen	648,0	64,0	9,9	In 3 Jahren, von 1887 bis 1889	673	188	28	—	—	6,0	—	
3	Gebiet der oberen Alle bis zur Ustrieschen Schleife	430,6	35,2	8,2	In 10 Jahren, von 1882 bis 1891	?	221	?	2,9	3,7	7,0	37,0	
4	Gebiet der unteren Alle bis Friedland	5254,0	169,9	3,2	In 2 Jahren, 1887 und 1888	636	181	32	1,7	3,0	5,8	90,0	Die größte Hochflut (1888) und trockenens Jahr (1887).
5	Gebiet d. masurischen Seen von Angerburg bis Johannisburg	3378,0	500,0	14,8	In 3 Jahren, von 1887 bis 1889	594	185	31	3,3	4,0	6,0	12,5	Die größte Hochflut (1889) und größte Trockenheit (1887).
6	Oberes Gebiet der Passarge bis Groß-Gemmern	570,0	24,0	4,2	In 2 Jahren, 1889 und 1890	694	350	50	3,5	3,9	7,3	37,2	Nachwirkung der Hochflut von 1888.
7	Gebiet des Memelstromes bis Kallwehen	79600,0	?	?	In 2 Jahren, 1887 und 1890	580 (Im preußischen Teile)	205	35	2,93	—	6,5	21,2	Keine besondere Hochflut. Diese 2 Jahre wurden gewählt, da Hochfluten nicht gemessen worden sind.

¹⁾ Nach Intze, Die Wasserverhältnisse Ostpreußens.

Berechnung der Abflußmengen.

Wenn heute ein Tal nach seinen orographischen, Niederschlags- und geologischen Verhältnissen zur Anlage eines Sammelbeckens geeignet erscheint, so entsteht eine lebhaftige Frage nach dem im Tal und im Bachlauf vorhandenen Wasserabfluß. Die Entwicklung der Dinge, der Drang nach der Verwirklichung des Gedankens überholt dann meist die vorbeschriebene stille Arbeit der Messung und des Forschers. Es darf als Tatsache bezeichnet werden, daß wohl keine der neuzeitlichen großen Talsperren im Gebirge auf Grund langjähriger Abflußmengenmessungen geplant wurde. Schätzungen und überschlägliche Ermittlungen an der Hand allgemeiner Anhaltspunkte haben meist das Fehlende ersetzen müssen. Bei ausreichendem praktischen Überblick und mit Zuhilfenahme von Abflußgesetzen, soweit sie aus unmittelbaren Beobachtungen abgeleitet werden konnten, führt dies Verfahren zu hinlänglicher Genauigkeit und wird auch für die nächste Zukunft — bis unmittelbare Messungen an allen Wasserläufen vorliegen — der gangbare Weg sein müssen. Es ist dann Sache des Ingenieurs, sich im Einzelfalle aus der Niederschlagsmenge des abgegrenzten, für die Absperrung in Frage kommenden Gebietes die Abflußmenge zu errechnen.

Dies kann auf die nachstehend angegebenen Arten geschehen. Erforderlich ist aber, daß man die Niederschlagshöhen nicht nur in der Jahressumme, sondern auch in den einzelnen Monaten kennt. Von dem Niederschlag gelangt ein Teil oberirdisch zum Abfluß, ein anderer Teil geht durch Verdunstung, Versickerung und Aufsaugung des Pflanzenwuchses für die Kraftnutzung verloren. Über den offenen Abfluß an den Wassergerinnen haben sich auf Grund von Messungen in einzelnen Niederschlagsgebieten Erfahrungssätze über den Abfluß von der Flächeneinheit des Niederschlagsgebietes und in Hundertsteln des Niederschlags gebildet, die innerhalb gewisser Grenzen allgemeingültige Bedeutung haben. Dabei darf man allerdings nicht außer acht lassen, daß der Wasserabfluß in kleinen Gebirgsbezirken mit steilen Abhängen und undurchlässigem Untergrund sich wesentlich schroffer gestaltet als im Flachland. Die Höhe über Meereslage und die Bodenbedeckung sind hierauf auch nicht ohne Einfluß. Moorflächen und natürliche Wasserbehälter im Niederschlagsgebiet wirken ausgleichend. Man wird daher die in dem einen Gebirgstal aus Messungen abgeleiteten Sätze immer nur auf ein anderes Tal mit ähnlicher Gestaltung der Oberfläche und des Untergrundes anwenden dürfen. Immerhin geben die bisher in verschiedenen Landesteilen gesammelten Messungsergebnisse für überschlägliche Berechnungen einen wertvollen Anhalt, vorbehaltlich späterer genauer Ermittlungen.

Bestimmung der Abflußmenge nach der Flächeneinheit nach Sätzen in v. H. Bei den Voruntersuchungen über den Wasserhaushalt der Talsperre der Stadt Nordhausen benutzte der Verfasser dieses Verfahren, den vermutlichen Abfluß im Bach an der Absperrstelle aus dem prozentualen Verhältnis des Niederschlags und Abflusses zu berechnen. Die Stadt bezog aus diesem Niederschlagsgebiet schon seit etwa drei Jahrzehnten ihr Trinkwasser, ohne daß genaue Messungen über den Wasservorrat vorhanden waren. Über die jährlichen Niederschlagshöhen und ihre Verteilung im Jahreslauf gaben die Aufzeichnungen benachbarter Regenmeßstellen Aufschluß. Die Aufrechnungen erfolgten für 1 Jahr mit außergewöhnlich geringem Niederschlag und für 1 Jahr mit etwa mittlerer Regenhöhe (s. Tab. 25). Für die ungünstig getroffenen Annahmen der Abflußverhältnisse dienten in diesem Fall die langjährigen Messungen an der Remscheider Talsperre zum Anhalt. Die Niederschlagsgebiete sind der Größe nach nicht wesentlich verschieden und weisen auch in ihrer geologischen und orographi-

sehen Beschaffenheit manche Ähnlichkeit auf. Bei der Voruntersuchung wurde nach Berechnungen aus dem Meßtischblatt seine Größe zu 6 qkm eingesetzt, während eine spätere genaue Aufrechnung 5,7 qkm ergab.

Tabelle 25. Berechnung der Abflußmengen aus dem Niederschlagsgebiet der Nordhäuser Talsperre im Langentale bei Neustadt u. H. (Harz).

Vorläufige Ermittlung für die Projektierungsarbeiten auf Grund angenommener Abflußverhältnisse.

Monat	Für ein Jahr (1884) mit sehr geringer Niederschlagshöhe (593 mm)			Für ein Jahr mit mittlerer Niederschlagshöhe (900 mm)			Bemerkungen
	Niederschlagsmenge	angenommener Abflußkoeffizient v. H.	berechnete Abflußmenge	Niederschlagsmenge	angenommener Abflußkoeffizient v. H.	berechnete Abflußmenge	
	cbm		cbm	cbm		cbm	
Januar	120 000	90	108 000	197 000	90	177 000	Beschaffenheit des Niederschlagsgebietes s. Tab. 15. Bei der Ermittlung des Stauinhaltes der Talsperre wurde zur Sicherheit nur ein Abfluß v. 180 000 cbm während der 6 Sommermonate April-September angenommen. Diese Berechnungen wurden im Sommer 1903 durchgeführt, die Talsperre in den Jahren 1904/05 erbaut.
Februar	216 000	90	194 000	225 000	90	202 000	
März	210 000	90	189 000	306 000	90	275 000	
April	156 000	30	47 000	204 000	10	20 000	
Mai	498 000	30	149 000	391 000	10	39 000	
Juni	282 000	30	85 000	583 000	10	58 000	
Juli	348 000	30	104 000	715 000	10	72 000	
August	384 000	30	105 000	562 000	10	56 000	
September	228 000	30	68 000	459 000	10	46 000	
Oktober	408 000	90	367 000	422 000	90	379 000	
November	342 000	90	308 000	628 000	90	565 000	
Dezember	366 000	90	329 000	708 000	90	637 000	
Zusammen im Jahre	3 558 000		2 053 000	5 400 000		2 526 000	

Das Verhältnis von Niederschlag und Abfluß ist ferner für die Hochwassertalsperren von Bedeutung, um bei stark eintretendem Regen den Abfluß voraussagen zu können, so daß an der Talsperre entsprechende Maßnahmen rechtzeitig getroffen werden können, z. B. das Ablassen des Sammelbeckens veranlaßt werden kann. Hierzu sei erwähnt, daß in den Tagen vom 27. bis 30. Juli 1897 am Queis bei Marklissa der Abfluß zu 96,4 v. H. des Niederschlags angegeben wird. An der Wupper hat man u. a. gelegentlich des Hochwassers im November 1890 festgestellt, daß nach etwa dreitägigem ununterbrochenen Regen sämtliche Quellen geöffnet waren. Es konnte kein Regenwasser mehr versickern, es erfolgte keine Verdunstung. Die abfließende Wassermenge war annähernd gleich dem Niederschlag, d. h. 100 v. H.

Berechnung der Abflußmengen aus dem Abfluß eines anderen, ähnlich gearteten Niederschlagsgebietes nach dem Größenverhältnis der Niederschlagsgebiete.

Ein Beispiel hierfür bietet die Solinger Talsperrenanlage. Bei Aufstellung des ersten Entwurfs für dieses Becken lagen genaue Messungen der Abflußmengen aus dem Niederschlagsgebiet nicht vor und es wurden für ihre vorläufige Ermittlung die Feststellungen im Eschbachtal an der alten Talsperre der Stadt Remscheid benutzt, deren Niederschlagsgebiet geologisch und orographisch sowie hinsichtlich der Niederschläge dem des Sengbachtals ähnlich ist. Dort hatten genaue Messungen während

einer Reihe von Jahren stattgefunden, auf Grund deren man die wahrscheinlichen Zuflüsse in den in erster Linie in Betracht kommenden trockenen Jahren berechnete. Es konnte hiernach aus dem Größenverhältnis der Niederschlagsgebiete im Sengbachtal eine jährliche mittlere Abflußmenge von 8 bis 9 Mill. cbm ermittelt werden, wie aus der Tabelle 26 ersichtlich ist.

Zu gleicher Zeit mit diesen ersten Ermittlungen wurden in Solingen wie in Nordhausen an Überfallwehren mit selbsttätigen Pegeln, die in den Bach in der Nähe der zukünftigen Sperrmauer nach der Art, wie oben beschrieben, eingebaut wurden, unmittelbare Messungen des Wasserabflusses vorgenommen. Man ersieht aus den Tabellen 16, 17, 25 u. 26, daß die Berechnungen durch die Meßergebnisse im ganzen bestätigt wurden.

Tabelle 26. Berechnung der Abflußmengen zur Sengbachtalsperre aus dem Abfluß des Niederschlagsgebietes der Remscheider Talsperre im Eschbachtale.

Vorläufige Ermittlungen für die Projektierungsarbeiten:
 Größe des Niederschlagsgebietes im Eschbachtale 4,5 qkm } Verhältnis der Größen
 „ „ „ „ Sengbachtale 11,8 „ } 1:2,6.

Monat	Für ein trockenes Jahr (1892)		Für ein Jahr mit besonders trockenem Sommer (1893)		Bemerkungen
	Im Eschbachtale am Zufluß zur Remscheider Talsperre mittels Überfallwehr gemessene Abflußmenge cbm	Als voraussichtlicher Zufluß zur Solinger Talsperre im Verhältnis der Größe der Niederschlagsgebiete berechnete Wassermenge cbm	Im Eschbachtale am Zufluß zur Remscheider Talsperre mittels Überfallwehr gemessene Abflußmenge cbm	Als voraussichtlicher Zufluß zur Solinger Talsperre im Verhältnis der Größe der Niederschlagsgebiete berechnete Wassermenge cbm	
Januar . . .	699 400	1 820 000	171 900	447 000	Die Niederschlagshöhe des Eschbachtalsgebietes beträgt i. M. jährlich 1267 mm. Die Niederschlagshöhe im Sengbachtal war zur Zeit dieser Berechnung nicht bekannt. Sie ist später i. M. zu 1000 mm jährlich gemessen worden. Bei der Berechnung der Abflußmengen ist ein kleiner Zuschlag für den am Wehrüberfall nicht gemessenen Grundwasserstrom und für Wehrundichtigkeiten gemacht. Beschaffenheit des Niederschlagsgebietes s. Tabelle 15. Diese Berechnungen wurden im Jahre 1898 durchgeführt. Die Talsperre im Jahre 1900/02 erbaut. Näheres s. in des Verfassers Abhandlung: Das Wasser- und Elektrizitätswerk der Stadt Solingen. Zeitschrift für Bauwesen 1904.
Februar . . .	516 800	1 339 000	1 213 800	3 162 000	
März	123 000	325 000	367 900	952 000	
April	107 000	281 000	37 100	101 000	
Mai	148 000	385 000	15 100	39 000	
Juni	60 500	161 000	14 000	39 000	
Juli	22 400	60 000	23 600	65 000	
August . . .	24 300	65 000	16 200	47 000	
September .	162 500	426 000	40 500	109 000	
Oktober . . .	219 000	572 000	388 300	1 006 000	
November . .	243 200	624 000	614 000	1 591 000	
Dezember . .	669 500	1 742 000	417 100	1 084 000	
Zus. i. Jahre	2 995 600	7 800 000	3 320 000	8 642 000	

Abfluß von der Flächeneinheit, nach Erfahrungssätzen berechnet. Um eine allgemeine Kenntnis vom Wasservorrat in einem bisher noch nicht untersuchten Niederschlagsgebiet zu gewinnen, wird man die Angaben in Tabelle 15 über die Gesamtjahresabflußmenge und die sekundliche Abflußmenge vom Quadratkilometer beispielsweise wie folgt benutzen können. Wenn man daraus ersieht, daß der größte Jahresabfluß 0,862 Mill. cbm/qkm und der geringste Abfluß 0,630 Mill. cbm/qkm bei

11,8 qkm Niederschlagsgebiet beträgt, so wird man nicht fehl gehen, wenn man für ein annähernd gleich großes Gebiet von z. B. 10 qkm mit ähnlichen Niederschlags- und Geländebeziehungen für eine rohe Abschätzung den Jahresabfluß zu $0,862 \cdot 10 = 8,62$ Mill. cbm bzw. 6,3 Mill. cbm annimmt.

Beziehung zwischen Niederschlag und Abfluß nach Intze. (Verlusthöhe.) Einen neuen praktisch brauchbaren Aufschluß über die Beziehung zwischen Niederschlag und Abfluß hat Intze¹⁾ aus seinen zahlreichen Messungen bei Vorarbeiten zu Talsperren hergeleitet. Er fand, daß man die Jahresabflußmenge eines Gebietes erhält, wenn man die Flächengröße mit einer Abflußhöhe multipliziert, die gleich der mittleren Regenhöhe des Gebietes vermindert um 300 bis 350 mm ist. Diese letztere Zahl bezeichnet Intze als Verlusthöhe und glaubt nach seinen Wahrnehmungen schließen zu dürfen, daß diese Verlusthöhe in deutschen Gebirgsgegenden nur innerhalb sehr enger Grenzen schwankt. Wo wesentlich größere Verlusthöhen als 300 bis 350 mm vorhanden sind, darf man besondere Ursachen (klüftiges Gebirge) annehmen. Nach der Ansicht von Keller treffen diese Zahlen nur zu für Gebiete mit sehr großem Abflußvermögen, einerlei, ob diese im regenreichen bergisch-märkischen Hügellande oder im Hochgebirge oder im regenarmen, aber sehr durchlässigen Flachlande der pommerschen Seenplatte liegen. Bei allen übrigen Flußgebieten, meint Keller, ist die Verdunstungshöhe größer und nimmt langsam mit der Niederschlagshöhe ab. Nach seinen Ermittlungen schwanken

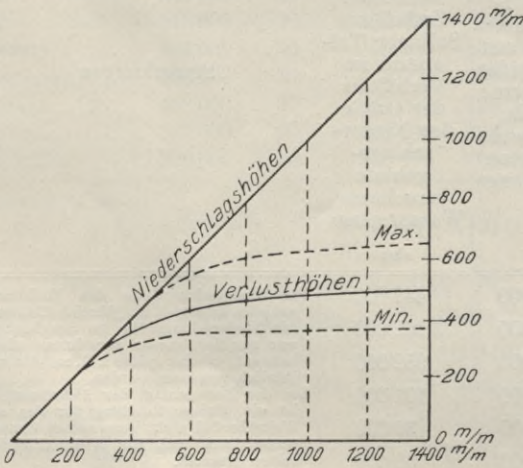


Abb. 26.

die Maße der Landverdunstung im Jahresmittel bei den Flachlandsgebieten Mitteleuropas von rund 350 bis äußerstenfalls 450 mm und betragen in den umfangreichen Gebirgsgebieten wohl nicht unter 430 und selten über 550 mm. In den Alpenflußgebieten mögen auf die Landverdunstung 350 bis 600 mm entfallen. Keller stützt sich dabei u. a. auf die Ergebnisse unmittelbarer anderweiter Messungen²⁾.

Hiernach ergeben sich die in Tabelle 27 und Abb. 26 dargestellten Beziehungen zwischen Niederschlags-, Verlust- und Abflußhöhe:

Tabelle 27.

Niederschlagshöhe (h_n)	600	800	1000	1200	1400	1600	1800	2000	2200
Verlusthöhe (h_v)	440	453	467	480	493	506	520	533	547
Abflußhöhe (h_a)	160	347	533	720	907	1094	1280	1467	1653
Abflußbeiwert für das Jahr (α_j)	1:3,75	1:2,30	1:1,87	1:1,66	1:1,54	1:1,46	1:1,40	1:1,36	1:1,33

¹⁾ Talsperrenanlagen in Rheinland u. Westfalen, Schlesien u. Böhmen. Weltausstellung St. Louis 1904

²⁾ H. Keller, Niederschlag, Abfluß u. Verdunstung in Mitteleuropa. Jahrb. f. d. Gewässerk. Norddeutschl. Herausgeg. v. d. Preuß. Landesanstalt f. Gewässerk. Besond. Mitteilungen Bd. 1, Nr. 4. Ferner Hettners geographische Zeitschr. Band XII, Heft 11. — Über entsprechende Untersuchungen in England. Zentralbl. d. Bauverw. 1906, S. 672; ferner 1906, S. 279.

Wenn bezeichnet:

- a = Abflußmenge in cbm/Jahr,
- F = Einzugsgebiet in qm,
- h_n = jährl. Niederschlagshöhe in m,
- h_a = „ Abflußhöhe in m,
- h_v = „ Verlusthöhe in m,
- α_j = Abflußbeiwert für das Jahr,
- α_m = „ „ den Monat,

so ist

1. $a = F \cdot h_a = F \cdot (h_n - h_v)$,
2. $a = F \cdot h_n \cdot \alpha_j$.

Für die in Deutschland vorkommenden Niederschlagshöhen über 500 mm hat Rehbock aus der Kellerschen Mittellinie die folgende Formel für die Verlusthöhe abgeleitet:

$$h_v = \frac{h_n}{15} + 0,4^m;$$

daraus berechnet sich:

$$h_a = 0,933 \cdot h_n - 0,4^m,$$

$$\alpha_j = 0,933 - \frac{0,4^m}{h_n}.$$

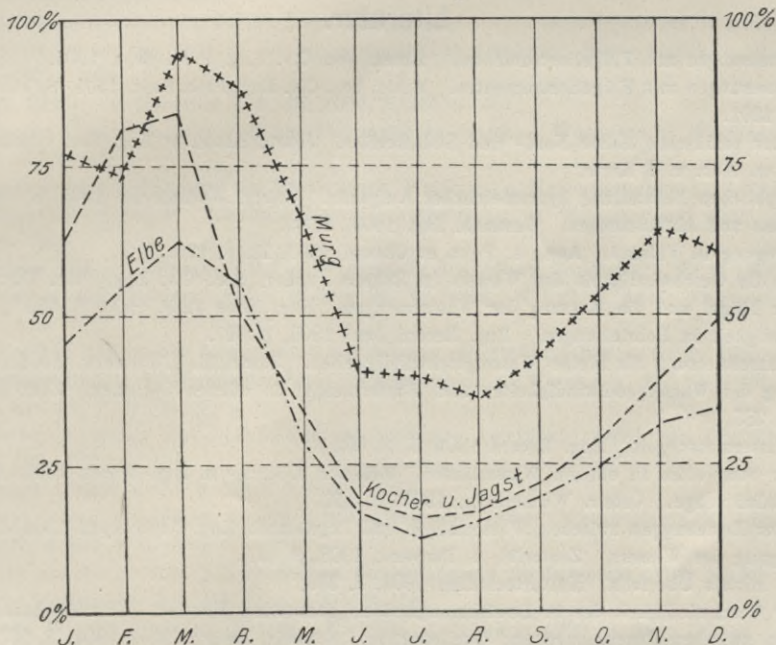


Abb. 27. Monatliche Abflußbeiwerte für Kocher und Jagst, Murg und Elbe.

Man wird von diesen Beziehungen für die vorläufige Bestimmung der Abflußmenge a bei Vorarbeiten zu Talsperrenbauten vorteilhaften Gebrauch machen können.

Zum weiteren Anhalt sei noch die nachstehende Zusammenstellung Tabelle 28 und Abb. 27 monatlicher Abschlußwerte (α_m) mitgeteilt. Die Angaben für Kocher und Jagst entstammen einer amtlichen Veröffentlichung württembergischer Behörden, die für die obere Murg sind von Rehbock berechnet auf Grund täglicher Messungen, die Wassermengen bis 10 cbm/sek. umfaßten, während die Abflußmengen bei größerer Wasserführung (an 90 Tagen des Jahres) aus Pegelaufzeichnungen ergänzt worden sind.

Tabelle 28. Zusammenstellung monatlicher Abflußbeiwerte α_m .

α_m	Kocher u. Jagst 1888—1898	Elbe b. Schandau 1876—1894	Obere Murg 1893—1906
Januar . .	0,62	0,45	0,76
Februar . .	0,82	0,55	0,74
März . . .	0,84	0,63	0,94
April . . .	0,51	0,55	0,89
Mai	0,34	0,28	0,66
Juni	0,19	0,16	0,40
Juli	0,16	0,13	0,39
August . .	0,17	0,15	0,36
September .	0,22	0,19	0,43
Oktober . .	0,28	0,24	0,53
November .	0,38	0,31	0,64
Dezember .	0,49	0,34	0,60
α_j	0,42	0,29	0,61
h_n	780 mm	683 mm	1580 mm
h_v	425 mm	487 mm	620 mm
h_a	355 mm	196 mm	960 mm

Literatur.

- Wassermengenmessungen mit Flügelinstrumenten. Amer. Soc. Civ. Eng. Proc. Sept. 1901.
- Wassermengenmessungen mit Flügelinstrumenten. Amer. Soc. Civ. Eng. Proc. Sept. 1901, S. 798—806, m. Abb. v. Nov. 1901.
- Regenfälle an der pazifischen Küste Nord- und Südamerikas. Journ. Assoc. of Eng. Soc. v. März 1903, S. 104 bis 117 m. Abb. u. 1 Karte.
- Beitrag zur graphischen Behandlung hydrometrischer Aufgaben. Österr. Wochenschr. 1903, S. 860.
- Über Regenhöhen und Abflußmengen. Gesundh. Ing. 1903, S. 89.
- Die Wasserbewegung in Flüssen. Ann. d. Pont. et Chauss. 1903, II, S. 179.
- Versuche über die Geschwindigkeit des Wassers in Röhren. Amer. Soc. Civ. Eng. Proc. Okt. 1903.
- Das Eichen der Flügel und die Messung der Wassermengen. Eng. News Febr. 1903, S. 159.
- Wassergeschwindigkeit in Rohrleitungen. Eng. Record Juni 1903, S. 667.
- Integral-Schwimmermessung für kleine Wassergeschwindigkeiten. Zentralbl. d. Bauverw. 1904, S. 281.
- Zur Bestimmung der Wassergeschwindigkeiten und Wassermengen in offenen Gerinnen. Zentralbl. d. Bauverw. 1904, S. 286.
- Apparat für Wassermessungen. Eng. Record 1904, I, S. 662.
- Berechnung der Stauweiten in offenen Wasserläufen. Zeitschr. f. Arch.- u. Ing.-Wesen 1903, S. 257.
- Die mittlere Abflußmenge. Österr. Wochenschr. 1904, S. 157.
- Ermittlung fester Beziehungen zwischen Wassermenge und Pegelstand. Eng. News April 1904, S. 379.
- Über die Bewegung des Wassers. Zentralbl. d. Bauverw. 1903, S. 497.
- Wassermessung mittels Überfalls. Kulturtechniker 1904, S. 239.
- Berechnung der Geschwindigkeit des in Bewässerungsgräben fließenden Wassers. Kulturtechniker 1904 S. 237.
- Die Beziehungen zwischen Regenmenge und Quellenertrag. Schweiz. Bauztg. März 1904, S. 157.
- Ermittlung der Hochwassermenge aus den Regenbeobachtungen. Österr. Wochenschr. 1905, S. 214.
- Keller, Regen- und Abflußmengen bei großen Regengüssen. Zentralbl. d. Bauverw. 1907, S. 321.
- Die Grundformel für die gleichförmige Bewegung des Wassers. Wasser- und Wegebau 1905, S. 7.
- Die Aufnahme von Flußprofilen und Messung von Stromgeschwindigkeiten. Journ. Assoc. of Eng. Soc. Juli 1905; Eng. News Aug. 1905, S. 213.
- Berechnung der größten sekundlichen Hochwassermengen aus dem Niederschlagsgebiet und der Anlaufzeit der Flutwelle. Deutsche Bauztg. 1905, S. 342.
- Der öffentliche Wassermeldedienst in Ungarn. Kulturtechniker 1905, S. 84.
- Der Abfluß an einem Grundwehre mit kurvenförmigem Profil. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1905, S. 414.
- Der Widerstand in gekrümmten Rohrleitungen. Eng. Rec. Aug. 1905, S. 219.
- Ausfluß des Wassers aus Leitungsröhren. Ann. trav. Belg. Febr. 1905, S. 147.

- Abhandlung des kgl. bayrischen hydrotechnischen Bureaus von 1905. Schiff. 1905, S. 259.
- Wassermessungen auf Strömen mit Eisdecke. Eng. News Mai 1905, S. 491; Génie civil Juli 1905, S. 170.
- Über die Bestimmung der Durchflußgeschwindigkeit und Wassermenge in Flüssen und Kanälen. Eng. News April 1905, S. 366.
- Das Venturimeter. Revue technique Febr. 1905, S. 100; Nouv. ann. d. l. constr. Febr. 1905, S. 30.
- Regenabfluß und Abflußverzögerung. Gesundh. Ing. 1905, S. 214.
- Die Verteilung der Wassergeschwindigkeit in Flüssen. Eng. News Jan. 1905, S. 38.
- Methode für die Berechnung der Wassermenge an Strömen. Eng. News April 1905, S. 355.
- Die mittlere Profilgeschwindigkeit in natürlichen und künstlichen Gerinnen. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. April 1905, S. 237.
- Versuch der Aufstellung einer Geschwindigkeitsformel für natürliche Flußbetten. Österr. Wochenschr. 1905, Heft 51.
- Die Einwirkung von Seen im Zuge eines Flußlaufes auf den Abflußvorgang. Zentralbl. d. Bauv. 1906, S. 138.
- Erd- und Wasserbau. Forests and reservoirs in their relation to stream flow with particular reference to navigable rivers. Proc. Am. Soc. Civ. Eng. Sept. 08, S. 924.
- Niederschlag, Abfluß und Verdunstung in Mitteleuropa. Zentralbl. d. Bauverw. v. 30. 5. 1906, S. 279; Zentralbl. d. Bauverw. v. 26. 12. 1906, S. 672.
- Über Wassermessungen mit Schwimmer. Beiträge zur Hydrographie des Großherzogtums Baden XI. Heft Karlsruhe 1905.
- Methoden der Wassermessung. Zeitschr. f. d. gesamte Wasserwirtsch. 1908, S. 139.
- Streiflichter über die Bewegungsformeln des Wassers im Dienste des Wasserbaues. Österr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst 1906, S. 630.
- Niederschlag, Abfluß und Verdunstung auf den Landflächen der Erde. Zeitschr. d. Gewässerk. v. 1905/06, S. 321—370.
- Land- oder Dauerregen im Gebirgslande des Regierungsbezirks Arnberg. Wasserwirtsch. u. Wasserr. v. 11. 1. 1906, S. 102 u. 103.
- »British Rainfall 1905«. Engineering v. 5. 10. 1906, S. 466 u. 467.
- Niederschläge in der Provinz Sachsen und den Thüringischen Staaten. Wasserbau u. Wasserwirtsch. v. 20. 10. 1906, S. 327 u. 328.
- Niederschläge in Brandenburg, Pommern und Mecklenburg. Wasserbau u. Wasserwirtsch. v. 1. 12. 1906, S. 389 u. 390.
- Selbsttätiger Wassermengenmesser. Schillings Journ. f. Gasbeleuchtg. u. Wasserversorg. v. 11. 8. 1906, S. 686 u. 687 m. Abb.
- Der hydrographische Dienst in Ungarn. Österr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst v. 29. 9. 1906, S. 617 u. 618.
- Der Wassermesser, System Leinert. Génie Civil v. 21. 10. 1905, S. 112 m. Abb.; Engineer v. 7. 10. 1905, S. 18 m. Abb.
- Abhandlungen des kgl. bayerischen hydrotechnischen Bureaus von 1905. Schiff v. 18. 8. 1905, S. 259.
- Die Niederschlagsverhältnisse in Norddeutschland. Wasserwirtsch. u. Wasserr. v. 21. 12. 1906, v. 1. u. 11. 1. 1907, S. 69—71, 77 u. 78, 85 u. 86.
- Beziehung zwischen Regenfall und Abflußmenge im Nordosten Amerikas. Amer. Soc. Civ. Eng. Proc. v. Mai 1907, S. 452—505 m. Abb.
- Neuer Schreibpegel. Schiff v. 20. 9. 1907, S. 303 u. 304.
- Die Hydrographie in den Vereinigten Staaten von Nordamerika. Österr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst v. 5. 1. 1907, S. 8—11 m. Abb.
- Praktische Winke zur Vereinfachung hydraulischer Berechnungen. De Ingenieur 1906, Nr. 10 u. 1908, S. 245 u. Österr. Wochenschr. f. d. öff. Baud. 1907, S. 294.
- Über verschiedene Formen Pitotscher Röhren. Zentralbl. d. Bauverw. 1909, S. 549; Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1909, S. 989.
- Beitrag zur Berechnung der Abflußmengen in Strömen aus Oberflächengeschwindigkeitsmessungen. Zeitschr. f. Gewässerkunde, Bd. 9, Heft 3.
- Wassermessungen mittels Schirmes Zeitschr. f. d. ges. Turbinenwesen 1909, S. 425.
- Über Messungen an Turbinenkanälen. Zeitschr. f. d. ges. Turbinenwesen 1909, S. 341.
- Wassermessungen in der Versuchsanstalt für Wassermotoren in Berlin. Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1908, S. 1835 u. Österr. Wochenschr. f. d. öff. Baud. 1909, S. 250.
- Verwendung von Geschwindigkeitsmessern bei dem hydrographischen Dienst in den Vereinigten Staaten. Am. Soc. Civ. Eng. August 1909.
- Bestimmung der Abflußmengen in zugefrorenen Flüssen. Engen. News 1911, S. 124.
- Experimentalforschung im Flußbau. Zeitschr. f. Binnenschifffahrt 1911, S. 325.
- Über Berechnung der Hochwassermengen s. auch in diesem Handb. Teil III, Bd. I, Aufl. IV, § 24, S. 608.

§ 10. Die Eigenschaften des Talsperrenwassers¹⁾. Die Frage nach der Beschaffenheit des Wassers hat bei denjenigen Talsperren Bedeutung, die der Trink- und Brauchwasserversorgung dienen. Die Eigenschaften des Wassers werden allenfalls auch dann zu erörtern sein, wenn es sich um landwirtschaftliche Bewässerung handelt, bei der die chemische Beschaffenheit, und wenn es sich um Düngung handelt, wobei der Gehalt an organischen und sonst im Wasser aufgelösten Stoffen von Bedeutung sein kann. Auch bei der etwaigen Einwirkung des gestauten Wassers auf die Lösung von Gesteinen im Talbecken sind seine physikalischen und chemischen Eigenschaften von Einfluß. Weit- aus im Vordergrund stehen jedoch die Eigenschaften des Wassers bei der Trinkwasser- versorgung, bei der sie oft einen ausschlaggebenden Wert haben. Hierbei ist nun weiter zu unterscheiden, die Verwendung des Wassers für menschliche Zwecke und als Brauch- wasser für die Industrie. Für gewerbliche Zwecke ist Weichheit des Wassers günstig. Die Abstufung der Härtegrade richtet sich nach dem Gehalt an gelösten Salzen von Kalzium und Magnesium. Die deutsche Härteeinheit ist der Gehalt von 10 mg Kalzium- oxyd auf 1 l Wasser. Man kann im allgemeinen annehmen, daß das Oberflächenwasser der Gebirgsbäche keine größere Härte als 1 bis 2 hat. Nicht unwesentlich ist jedoch mitunter der Gehalt an Eisen. Teils gelangt dies durch die Bäche in das Wasser, teils kann es aus dem Gestein des Talbeckens ausgelaugt werden. An Felsstücken aus dem Talbecken der Remscheider Sperre sind bis 17 v. H. Fe_2O_3 festgestellt worden.

Für die Trinkwasserversorgung ist die chemische Beschaffenheit des Wassers von Bedeutung. Gehalt an Salpetersäure, Salpetrigensäure, Ammoniak, Chlor und Eisen u. a. m. beeinträchtigt die Güte des Wassers für den menschlichen Genuß und kann es leicht unbrauchbar machen.

Einen Vergleich über die chemische Beschaffenheit eines Talsperrenwassers (Remscheid) mit solchen der Wasserversorgungen in Barmen, Elberfeld, Düsseldorf und Köln, die ein vollkommen zufriedenstellendes, hygienischen Anforderungen entsprechendes Wasser besitzen, ermöglicht die nachstehende Tabelle, die nach unmittelbaren chemischen Untersuchungen aus dem Jahre 1898 zusammengestellt ist²⁾.

In 100000 Teilen waren enthalten:

	Barmen	Elberfeld	Düsseldorf	Köln	Remscheid
Gesamtrückstand	12,50	23,25	25,75	36,25	7,00
Glühverlust	4,75	8,00	8,50	11,00	3,80
Organische Substanz	2,16	3,47	3,79	2,53	3,16
Ammoniak	—	—	—	—	—
Salpetrige Säure	—	—	—	—	—
Salpetersäure	Spuren	Spuren	Spuren	Spuren	Spuren
Kalk	4,00	8,50	8,25	12,50	1,50
Magnesia	0,72	1,80	1,44	1,62	0,50
Gesamthärte in deutschem Grad	5,01	10,02	10,27	14,77	2,76
Schwefelsäure	2,92	4,12	3,95	4,29	1,03

Für die bakteriologische Beurteilung ist ein Unterschied zu machen zwischen krankheiterregenden Keimen und solchen, die für den menschlichen Körper unschädlich sind. Das Trinkwasser darf keine krankheiterregenden Keime enthalten. Über die zulässige Zahl der Bakterien, die im Wasser enthalten sein dürfen, gehen die Ansichten auseinander. Krankheiterregende Keime sind immer verdächtig, während unschädliche Bakterien selbst in größerer Anzahl unbedenklich sein können. Ferner muß das Wasser

1) S. auch Abschnitt „Betrieb der Talsperren“. — 2) Die Talsperre 1903, S. 23.

rein, klar, farblos, frei von Geruch und Beigeschmack sein. Wesentlich ist auch die Temperatur des Wassers. Ein niedriger Wärmegrad ist besonders bei dem meist weichen Wasser der Sammelbecken von Bedeutung. Die Temperatur sollte in den Sommermonaten zwischen 6° und 12° C liegen. Ein reichlicher Gehalt an Sauerstoff macht das Wasser schmackhaft und die niedrige Temperatur erfrischend.

Die bakteriologischen Untersuchungen des in den Remscheider Stauweiher im Eschbachtal fließenden Wassers ergaben in den Jahren 1891 bis 1900 während der Wintermonate einen Höchstgehalt von 120 Keimen und während der Sommermonate von 1500 Keimen in 1 cm^3).

Die Zahl der Bakterien im Remscheider Stauweiher betrug:

am 3. Januar	1893	an der Oberfläche	220,	an der Sohle	14
„ 30. Juni	1893	„ „ „	80,	„ „ „	40
„ 15. September	1893	„ „ „	213,	„ „ „	16
„ 26. Juni	1894	„ „ „	276,	„ „ „	68
„ 28. Juni	1898	„ „ „	150,	„ „ „	65
„ 28. Juni	1899	„ „ „	1200,	„ „ „	225
„ 26. Juni	1900	„ „ „	180,	„ „ „	24

Als die ersten Talsperren für Trinkwasserversorgung in Deutschland ins Leben gerufen wurden, hielt man das frisch zufließende Wasser für das bessere und traf Einrichtungen (Remscheid, Solingen), um dieses Wasser in erster Linie zu entnehmen. Man sah das aufgestaute Wasser nur als Ersatz an. Untersuchungen (Kruse u. a.) erwiesen jedoch, daß das Wasser in den Sammelbecken sich verbessert, reinigt und bakterienfreier wird. Somit empfiehlt es sich, das Wasser durch Stauung der Selbstreinigung zu unterwerfen und es möglichst nicht an der Oberfläche, sondern etwa in 7—8 m Tiefe zu entnehmen. Hier ist es bakterienfreier und kühler. Diese Ablagerung hat sich als ein bedeutsamer Vorgang für die Güte des Talsperrenwassers erwiesen. Die Temperatur des Wassers verändert sich in dieser Tiefe unter der Oberfläche nur um wenige Grad im Jahreslauf. Die Erfahrung hat erkennen lassen, daß in der Nähe der Sohle bei den rheinisch-westfälischen Talsperren die Temperatur zwischen 6° und 12° C zu schwanken pflegt.

Die im Jahre 1898 bei dem Remscheider Wasserwerk während der Sommermonate vorgenommenen Temperaturmessungen haben in Celsiusgraden ergeben:

	Oberfläche	Sohle	Pumpbrunnen	in der Stad
Juli	16—19	8,5—9,5	11—13	11—12,5
August	17—24	10—11	12—13,5	12,5—14,5
September	14—20,5	11—12	13—14,5	13—15

Mitunter zeigt das Talsperrenwasser Trübungen. Solche sind u. a. bemerkt worden in der Remscheider-, Bever-, Gevelsberger Talsperre u. a. Die Trübungen pflegen in den Sommermonaten aufzutreten und sind meist darauf zurückzuführen, daß die Sohle des Beckens vor Inbetriebnahme nicht in genügendem Maße von organischen Bestandteilen befreit worden ist (s. § 46).

Jedoch ist auch das zufließende Wasser mitunter nicht frei von Trübungen, wie man am Eintritt des Wassers in das Becken beobachten kann. Ferner kommen Verunreinigungen der Oberfläche vor durch Absetzen von Ruß und anderen Stoffen aus der Luft. Ein Vorbecken oberhalb des Hauptsammelbeckens wird dazu dienen, die bei plötzlichen Anschwellungen durch Gewitterregen und andere Ursachen sich zeigenden Trübungen zu beseitigen. Mehrere Anlagen, z. B. Solingen, haben solche Vorbecken (s. S. 38).

1) Die Talsperre 1903, S. 14.

Weiteres über die Eigenschaften des Talsperrenwassers siehe: Borchardt, Beschaffenheit des Wassers aus Talsperren, Die Talsperre 1901, S. 3; Intze, Über Talsperren für städtische Wasserversorgung, Zeitschr. die Talsperre 1903, S. 239; Intze, Entwicklung des Talsperrenbaues in Rheinland und Westfalen 1903, S. 58 u. a.; Journ. f. Gasbel. u. Wasserversorg. 1905, S. 934 u. 1142; Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1906, S. 1514; Hydrologischer Beitrag zur Kenntnis der Beziehungen zwischen Talsperren u. Abwässer, Zeitschr. f. Gewässerkr. Bd. X, Heft 2, S. 163; Zeitschr. f. d. gesamte Wasserwirtschaft 1907, S. 297 u. 314; Thiesing, Talsperren in physikalischer und chemischer Beziehung, Journal für Wasserversorgung und Gasbeleuchtung, 23. Januar 1909.

Nachdem im letzten Jahrzehnt des abgelaufenen Jahrhunderts die Talsperren in Deutschland ganz besonders auch für die Trinkwasserversorgung eine große Bedeutung gewonnen und eigentlich ihre Brauchbarkeit für diesen Zweck praktisch schon längst erwiesen hatten, entbrannte mit einem Mal ein lebhafter Streit um die Frage, ob das Talsperrenwasser allen Anforderungen entspreche, die an reines und gesundes Trinkwasser gestellt werden müssen. Man stellte das Grundwasser dem Talsperrenwasser als Oberflächenwasser gegenüber. Dieser Streit tobte besonders heftig, als es sich um die Inbetriebsetzung der Barmer Talsperre handelte¹⁾. Umfangreiche chemische, bakteriologische Untersuchungen, Wärmemessungen und Beobachtungen aller Art wurden durchgeführt, von denen oben einige mitgeteilt sind. Die Ergebnisse führten zu der Einsicht, daß das Talsperrenwasser als ein einwandfreies Trinkwasser anzusehen ist. S. hierüber die Verhandlungen auf der XXV. Versammlung des deutschen Vereins für öffentliche Gesundheitspflege.

Beachtenswert sind die leitenden Grundsätze, die hier von Intze und Fränkel aufgestellt worden sind (abgedruckt in des Verf. Schrift: Der Talsperrenbau und die deutsche Wasserwirtschaft 1902, S. 93)²⁾, und die im ganzen das Talsperrenwasser als gleichwertig dem Grundwasser zur Seite stellen. Die Frage über die Erfahrungen mit Talsperrenwasser ist später wiederum Gegenstand eingehender Erörterungen auf dem XIV. internationalen Kongreß für Hygiene und Demographie gewesen. Auch hier ist im wesentlichen der alte Standpunkt vertreten worden. Man hat hier Talsperrenwasser in seiner Güte zwischen Grundwasser und Oberflächenwasser eingeschätzt. Ob es nötig ist, das Talsperrenwasser künstlich zu reinigen, hängt auch nach den hier ausgesprochenen Ansichten (Fränkel, Gärtner) von der Beschaffenheit des Niederschlagsgebiets und allgemeinen vorbeugenden Maßnahmen ab, die von vornherein für das Staubecken getroffen werden. Diese Frage muß in jedem Fall besonders untersucht werden. Man hat Talsperren mit und ohne Reinigungsanlagen.

Auf einem andern Standpunkt stand hier Graßberger (Wien) auf Grund seiner Erfahrungen an österreichischen Talsperren, die er im besonderen von der Wientalsperre bei Tullnerbach herleitet. Das Becken hat hier bei 53,7 qkm Niederschlagsgebiet und 720 mm Regenhöhe nur 1,35 Mill. cbm. Stauinhalt, ist also gegenüber der zu erwartenden Abflußmenge verhältnismäßig klein. Er hält die Reinigung des Wassers in allen Fällen grundsätzlich für erforderlich. Daß aber keine Gefahren bei unge reinigtem Wasser bestehen, zeigt der mehrjährige Betrieb in Nordhausen (s. S. 41).

Die im Betriebe vieler Talsperren seither gewonnenen und durch fortgesetzte wissenschaftliche Untersuchungen bekräftigten Erfahrungen haben immer wieder zu der

¹⁾ H. Glass, Gegen die Talsperren als Quelle der Trinkwasserversorgung der Städte, Barmen 1901.

²⁾ S. auch in der 4. Aufl., Bd. III, S. 195 dieses Handbuches.

gleichen für das Talsperrenwasser günstigen Erkenntnis geführt. Die Frage ist somit heute nicht mehr Grundwasser oder Talsperrenwasser, sondern Grundwasser und Talsperrenwasser. Beide Versorgungsarten werden im allgemeinen als gleichwertig angesehen und die Wahl — wo die technische Durchführbarkeit für beide Arten gegeben ist — wird im Einzelfalle durch die Kosten bestimmt sein. Ein großer Vorzug der Sammelbecken ist, daß man in jedem Augenblicke den Vorrat an Wasser übersieht und durch den Betrieb auf einen Ausgleich hinwirken kann. Bei der Grundwasserversorgung ist man über die Nachhaltigkeit des Bezuges im Ungewissen. Vielfach läßt ihre Ergiebigkeit im Lauf der Jahre nach.

Voruntersuchungen des Wassers: Die obigen Erörterungen lassen ohne weiteres erkennen, nach welchen Richtungen die Voruntersuchungen sich zu erstrecken haben, um zu prüfen, ob ein Bachwasser für Wasserversorgungen geeignet erscheint.

Wenn ein Tal für die Absperrung zur Trinkwassergewinnung in Aussicht genommen ist und sich für die Aufspeicherung eignet, so empfiehlt es sich, alsbald chemische und bakteriologische Untersuchungen an verschiedenen Stellen vorzunehmen und für längere Zeit in regelmäßigen Zeitabständen zu wiederholen. Ferner wird man die gelösten Rückstände im Wasser und den Gehalt an organischen Beimengungen bestimmen¹⁾. Es hat sich gezeigt, daß der Abdampfungsrückstand des Talsperrenwassers etwa zwischen 50 und 100 mg auf 1 l liegt.

Wärmemessungen im Wasser der zufließenden Bäche können diese Untersuchungen vervollständigen. Es empfiehlt sich, alle diese Ergebnisse mit den Eigenschaften der Trinkwasser in gut versorgten Städten in Vergleich zu stellen.

Ein besonderes Augenmerk ist den Zuläufen aus solchen Teilen des Niederschlagsgebietes zuzuwenden, die eine Bebauung zeigen. Die Beschaffenheit des Niederschlagsgebietes ist von größtem Einfluß auf die Güte des Wassers, und es ist der günstige Einfluß des Waldes auf die Eigenschaften des Wassers allbekannt. Eine starke Bebauung wird ein Gebiet für die Gewinnung von Trinkwasser verdächtig machen. Eine Prüfung des Niederschlagsgebietes muß also Hand in Hand mit diesen ersten Untersuchungen gehen.

Über die Maßnahmen zur Reinhaltung und Reinigung des Talsperrenwassers, falls letztere notwendig wird, s. § 46.

§ 11. Wasserbedarf für die verschiedenen Zwecke der Talsperren. Die Frage des Bedarfs an Wasser für die verschiedenen, in § 1—7 erörterten Zwecke der Talsperren soll hier nur nach allgemeinen Gesichtspunkten und nur insoweit erörtert werden, um bei der Beschaffung von Trinkwasser, Kraftwasser, Bewässerungswasser oder von Wasser zur Kanalspeisung durch Talsperren Anhalt dafür zu gewinnen, wie groß man den Stauinhalt der Becken in jedem einzelnen Fall zu bemessen hat. Es soll also nur der Gang derartiger Aufrechnungen dargelegt werden, was am zweckmäßigsten an einigen Beispielen geschehen kann. Im übrigen muß für die notwendigen Unterlagen zur Berechnung des Bedarfs auf die Sonderbearbeitungen dieser Gebiete im Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften hingewiesen werden.

Es wird sich nur in Ausnahmefällen die Möglichkeit bieten, daß man für einen bestimmten Bedarf über ein Talbecken verfügt, das in seiner Leistungsfähigkeit, d. h. in dem Wasserabfluß und dem Ausgleichvermögen gerade genau den gestellten An-

¹⁾ Weiteres hierüber s. im Teil III, Band III dieses Handbuches.

forderungen entspricht. Es ist günstig, wenn der Wasservorrat größer ist als der Bedarf, dann ist man auf alle Fälle gedeckt. Aber andererseits sollte man bei der Anpassung eines Stauraumes an einen gegebenen Wasserabfluß nie leichtfertig vorgehen und von dem Naturvorrat nur eben so viel nehmen, als man gerade braucht und den Rest ungenutzt abfließen lassen. Leider ist unter der früheren mangelnden Erkenntnis von dem großen Wert der natürlichen Energien oft nach diesem, der Raubwirtschaft ähnelndem System verfahren worden, bis Erfahrung und bessere Einsicht darauf hinwiesen, möglichst alle Abflußmengen eines Tales zu fassen, gegebenenfalls unter Vereinigung mehrerer Zwecke in einer Talsperre. Wenn jedoch der Wasservorrat eines Niederschlagsgebietes nicht an den unumgänglichen Bedarf heranreicht, so wird man sich eben mit den gegebenen Verhältnissen abfinden und noch nach anderen Hilfsquellen suchen müssen, z. B. durch Hinzunehmen weiterer Niederschlagsgebiete oder durch Wärmekraftaushilfen bei Talsperren für Kraftzwecke.

Es erhellt aus diesen Ausführungen, daß meist nicht so sehr der Bedarf im Vordergrund steht, als die Klarstellung der Frage, welche Leistungsfähigkeit kann aus dem Wasserabfluß und den sonstigen natürlichen Bedingungen der Örtlichkeit gewonnen werden. Und in dieser Hinsicht hat eine genaue Prüfung vielfach einen reicheren Vorrat an Möglichkeiten aller Art in unseren Gebirgen erwiesen, als man zunächst geschätzt hatte, wobei sich oft überraschend ein Bild entrollte von der segensreichen Ausnutzung, die aus einer geordneten Wasserwirtschaft im Gebirge gewonnen werden kann.

Die Frage, ob ein bestimmter Bedarf gedeckt werden kann, wird vor allem zu erörtern sein, wenn es sich um die landwirtschaftliche Bewässerung, die Trinkwasserversorgung und etwa die Speisung von Schiffahrtskanälen handelt. Bei den Talsperren für Kraftzwecke geht die Untersuchung darauf aus, welche Leistungen können gewonnen werden. Auf eine gleiche Beschränkung wird man angewiesen sein bei den für die Aufhöhung des Niedrigwassers in schiffbaren Wasserläufen zu errichtenden Talsperren und bei den Hochwasserschutzsperrern. Für die letzteren kommt es darauf an, zu bestimmen, wieviel Wasser zurückgehalten werden muß, um den Schaden durch Überschwemmung hintanzuhalten und darnach zu prüfen, ob Täler vorhanden sind, in denen dementsprechend groß bemessene Stauräume abgesperrt werden können.

Für den Bedarf an Wasser mögen folgende kurze Angaben einen allgemeinen Anhalt bieten.

Bedarf für die landwirtschaftliche Bewässerung. Für die Zwecke der landwirtschaftlichen Bewässerung rechnet man für anfeuchtende Bewässerung einen Verbrauch von 1 l auf 1 ha und 1 Sek., für düngende Bewässerung 10 l und mehr auf 1 ha und Sek.

Bei der Syke-Bruchhausener Niederung (7425 ha) erhält jede Fläche jährlich im Frühjahr 14 Tage lang eine düngende Bewässerung von 15 l/sek. auf 1 ha. Im Sommer nach der Heuernte findet eine Anfeuchtung statt mit einem Wasserverbrauch von 1000 cbm auf 1 ha. Dies beides — Düngung und Bewässerung — entspricht einem Wasserbedarf von 1,2 l/sek. für 1 ha auf 180 Tage. Bei Beginn der Bewässerung im Frühjahr müßte man also über eine Wassermenge von

$$7425 \cdot 1,2 \cdot 86400 \cdot 180 = \text{rund } 139 \text{ Mill. cbm}$$

verfügen können, die durch den Stauraum der Talsperre sicher zu stellen wäre.

Bei den Voruntersuchungen für die Vogesenstauweiher wurde auf Grund fünfzigjähriger Erfahrung der Wasserbedarf bei Mittel- und Niedrigwasser für ein Jahr und Hektar im Mittel zu 8000 cbm angenommen; diese Wassermenge verteilt sich auf drei Wässerungsperioden, nämlich eine Frühjahrswässerung im April, eine Sommerwässerung im Juni, Juli und August und eine Herbstwässerung im September, Oktober und November. Für die dritte Wässerung wird ausserdem die unbeschränkte Benutzung der Hochwasser gestattet¹⁾. Die Frühjahrs- und Sommerwässerung hat ausschließlich den

¹⁾ Fecht, Anlage von Stauweihern in den Vogesen, s. auch § 2.

Zweck der Anfeuchtung, während die Herbstwässerung dem Boden die nötige Düngung zuführt. Weiteres hierüber siehe Teil III, Band VII dieses Handbuchs.

Bedarf für Trinkwasserversorgung. Der Bedarf an Trinkwasser, der für wasserwirtschaftliche Untersuchungen in der Regel auf den Kopf der Bevölkerung als Einheit bezogen wird, wobei dann der gesamte Verbrauch an Trink- und Gebrauchswasser, Wasser für öffentliche Zwecke wie Straßensprengung und Parkanlagen sowie für industrielle Zwecke mit inbegriffen ist, ist in den einzelnen Städten recht verschieden.

Solche Städte, die ihr Wasser aus Talsperren beziehen, liegen meist im Gebirge oder doch in dessen Ausläufern und der nächst gelegenen Ebene. Die Möglichkeit, hier ausreichenden Wasservorrat zu schaffen, ist oft eine schwierige gewesen, wie schon in § 3 näher ausgeführt wurde. Man wird also allgemein in solchen Gebirgsstädten eine gewisse Sparsamkeit im Wasserverbrauch beobachten können und dies bei den Voruntersuchungen berücksichtigen dürfen. Es sei erwähnt, daß für den Entwurf der Talsperre im Sengbachtale (Solingen) nach den Erfahrungen des früheren Wasserwerksbetriebes mittels Grundwasserversorgung angenommen werden konnte, daß für den Kopf der Bevölkerung einschließlich des Bedarfes an Wasser für die dortige bedeutende Industrie, eine mittlere Wassermenge von 18 cbm im Jahr ausreichen würde, das sind etwa 50 l auf den Kopf und Tag. Solingen besaß damals 46000 Einwohner. Bei einer zukünftigen Größe der Stadt von 100000 Einwohnern, für welche das Werk bemessen wurde, war hiernach eine Gesamtabgabe von 1800000 cbm erforderlich. Zur Vorsicht wurde den Berechnungen ein Bedarf von 2 Mill. cbm jährlich zugrunde gelegt, und hierbei eine Verteilung auf die Monate angenommen, wie sie aus Tabelle 28a zu ersehen ist.

Tab. 28a. Wasserbedarf der Stadt Solingen für 100000 Einwohner (18 cbm/Kopf und Jahr). Verteilung des Wasserverbrauchs nach der aus dem Ergebnis des alten Wasserwerksbetriebes hergeleiteten Art.

Januar	162 000	Juli	184 000
Februar	145 000	August	184 000
März	161 000	September	180 000
April	160 000	Oktober	175 000
Mai	162 000	November	162 000
Juni	170 000	Dezember	150 000
			2 000 000

Der monatliche Verbrauch im Sommer ist also etwa 9 v. H. des Jahresverbrauchs, im Winter 7,5 v. H.

In Nordhausen (30000 Einwohner) hatte sich aus der alten Wasserversorgung ein Bedarf von 100 l für den Kopf und Tag der Bevölkerung ergeben, der für die Größenbemessung der Talsperre als maßgebend galt. Es wurde ferner eine zukünftige Einwohnerzahl von 45000 Seelen vorausgesetzt, sodaß sich hiernach der Jahresbedarf zu $45000 \cdot 0,1 \cdot 365 = 1642500$ cbm berechnet.

Man tut gut, bei derartigen Berechnungen zu berücksichtigen, daß der Sommerbedarf, der für die Raumbemessung des Beckens in erster Linie maßgebend ist, ein etwas größerer als der Durchschnittsbedarf ist und für einen Sommermonat etwa 9 v. H. der Jahresabgabe beträgt. Mithin würden in den 6 Sommermonaten $9 \cdot 6 = 54$ v. H. aus der Talsperre gedeckt werden müssen.

Bei den Vorarbeiten für die Talsperre der Stadt Plauen wurde nach Maßgabe der Zeichnungen der Wasserabgabe für private und öffentliche Zwecke folgende Verteilung auf die einzelnen Vierteljahre angenommen¹⁾.

¹⁾ Die Talsperre 1903, S. 68.

I. Vierteljahr 20 v. H. des Jahresverbrauchs			
II.	„	28 v. H.	„
III.	„	32 v. H.	„
IV.	„	20 v. H.	„

Es sei bemerkt, daß sich in Plauen der Wasserverbrauch vor Errichtung der Talsperre sehr niedrig und zwar wie folgt gestellt hatte.

Jahr	Täglicher Verbrauch in Litern für 1 Kopf der Bevölkerung
1896	23
1897	24
1898	27
1899	30
1900	33
1901	32

Bei den Voruntersuchungen für die alte 1889/91 erbaute Remscheider Talsperre wurde eine Bevölkerungszunahme von 3,5 v. H. jährlich angenommen und darnach der größte Tagesverbrauch für die nächsten 18 Jahre berechnet. Es wurde ferner vorausgesetzt, daß sich mit der Zunahme der Bevölkerung auch der Wasserverbrauch und zwar von 70 auf 90 l täglich für den Kopf steigern würde. Darnach ergab sich folgende Aufstellung¹⁾:

Jahr	Einwohner	Verbrauch für 1 Kopf und Tag	Größter Tages- verbrauch
		l	cbm
1895/96	47 900	70	3300
1896/97	49 600	70	3500
1897/98	51 300	70	3600
1898/99	53 100	70	3700
1899/1900	55 000	75	4000
1900/01	56 900	75	4200
1901/02	58 900	75	4400
1902/03	61 000	75	4600
1903/04	63 100	80	4900
1904/05	65 300	80	5200
1905/06	67 600	80	5400
1906/07	70 000	80	5600
1907/08	72 450	85	6100
1908/09	74 950	85	6400
1909/10	77 600	85	6700
1910/11	80 300	90	7200
1911/12	83 100	90	7500
1912/13	86 000	90	7800

Dieser Wasserbedarf wird aus der alten Talsperre im Eschbachtal und dem im Jahre 1908 fertiggestellten Sammelbecken von 6 Mill. cbm Inhalt gedeckt (s. S. 14).

Für die Wasserversorgung der Stadt Komotau, die ein Sammelbecken von 700 000 cbm Inhalt besitzt, ist mit einem Verbrauch von 120 l für den Tag und Kopf gerechnet²⁾.

Der Tagesverbrauch deutscher Städte schwankt etwa zwischen 30 und 330 l für den Kopf der Bevölkerung und beträgt im Mittel 110 l³⁾.

¹⁾ Borchardt, die Remscheider Stauweiheranlage, S. 16.

²⁾ Journ. f. Gasbeleucht. u. Wasserversorg. 1905, S. 184.

³⁾ Gesundh.-Ing. 1905, S. 389; Glasers Ann. 1905, S. 200.

Man wird hiernach den Tagesbedarf bei Versorgung aus Talsperren — wo genauere Anhaltspunkte nicht vorliegen — für kleinere deutsche Städte zu 50—80 l für den Kopf und Tag annehmen dürfen. Größere Städte haben heute wohl ausschließlich schon zentrale Wasserversorgung, die bei Erweiterungen der vorhandenen Wasserwerksbetriebe Unterlagen für derartige Berechnungen bieten wird. In Amerika kommt nicht selten eine Abgabe von 300—400 l als Einheit vor. Es sei im übrigen bemerkt, daß sich ein starker Verbrauch wesentlich einschränkt, wenn man Wassermesser einführt und die Bezahlung nach dem tatsächlichen Verbrauch erfolgt. Die Erfahrung hat dies mehrfach erwiesen.

Weiteres s. Teil III Band III dieses Handbuches.

Bedarf für Kanalspeisung. Für die Planung von Kanälen kann man die Verluste in den Kanalhaltungen etwa in folgender Weise aufrechnen. Die Gesamtverluste setzen sich zusammen: 1. aus den Verdunstungs- und Sickerverlusten in der freien Strecke, 2. aus dem Bedarf der Schleusungen und 3. aus dem Sickerverlust an den Schleusentoren. Alle diese Verluste hängen mehr oder weniger von den Verhältnissen des Einzelfalles ab, im besonderen werden die Sickerverluste größer oder kleiner, je nach der Dichtigkeit des Kanalbettes und der Größe des Wasserdruckes, sein. Die Güte der Schleusenbauten und Genauigkeit der Ausführung der Schleusentore kann auf die hier eintretenden Verluste nicht ohne Einfluß sein, und der Bedarf an Schleusungswasser richtet sich nach dem Gefälle und den Abmessungen der Schleusen und der Anzahl der Schleusungen am Tage bzw. in der Schifffahrtsperiode. Die Verdunstungsverluste sind mit den klimatischen Verhältnissen verschieden; auch die Breite des Wasserspiegels ist zu berücksichtigen. Es kommt vornehmlich in Betracht, den Bedarf in der wärmeren Jahreszeit zu decken. Dann ist die Verdunstung am größten und die Hauptschifffahrt fällt auch in diese Zeit.

Es ist in Berücksichtigung aller dieser Umstände nur angängig, allgemeine Mittelwerte in Ansatz zu bringen. Man rechnet bei den preußischen Kanälen vielfach mit einer Verdunstungshöhe von 4 mm am Tage während der warmen Jahreszeit, im Jahresmittel mit 2 mm. Insgesamt werden bei diesen Voruntersuchungen für Verdunstung und Versickerung etwa 7—12 l/sek. für ein Kilometer Kanalstrecke in Ansatz gebracht. Die Undichtigkeit der Schleusentore wird im Mittel zu 5—10 l/sek. für 1 m Schleusengefälle angegeben. Für die Ermittlung des Schleusungswassers kann man 15—20 Doppelschleusungen für Tagesbetrieb annehmen bei einer jährlichen Schifffahrtsdauer von 300 Tagen für die gemäßigte Zone. Für eine einfache Schleuse und ein 600 t Schiff kann man bei diesen Verkehrsverhältnissen etwa 0,07 cbm/sek. Wasserverbrauch auf je 1 m Schleusengefälle schätzen, falls Sparbecken mit 50 v. H. Nutzwirkung vorhanden sind. Bei Schlepplugschleusen von 10 m Breite und 165—170 m Länge beträgt der Schleusungsverlust etwa 0,3 cbm/sek. auf 1 m Gefälle, falls kein Sparbeckenbetrieb vorhanden ist.

Man darf hiernach den Gesamtwasserverbrauch für Kanäle mit 600 t Schiffen bei gutem Verkehr zu 20—25 l/sek. für 1 km annehmen. Die Deckung dieses Bedarfs aus Sammelbecken wird für eine Zeitdauer von 300 Tagen im Jahre zu sichern sein.

Siehe hierüber auch Teil III, Band V dieses Handbuches.

§ 12. Gesichtspunkte für die Wahl eines Talbeckens zur Wasseraufspeicherung. Im allgemeinen wird der Ingenieur bei der Auswahl eines Talbeckens an enge Grenzen gebunden sein. Die Frage der Wasseraufstauung darf man nicht losgelöst für sich untersuchen, sondern man muß sie in Einklang bringen mit sonstigen technischen und wirtschaftlichen Erfordernissen, die ein geplantes Talsperrenunternehmen stellt. Nicht überall, wo ein geeignetes Talbecken vorhanden ist, sind die Aussichten für den Kraftabsatz und die Erfüllung sonstiger Zwecke des Talsperrenbaues gegeben, wenn man zwar z. B. hinsichtlich der Kraftausnutzung nicht Bedenken tragen darf, bahn-

brechend vorzugehen und das Bedürfnis hervorzurufen, wie auch die Erfahrung erwiesen hat, daß Verkehrswege eine Belebung des durchzogenen Gebietes im Gefolge zu haben pflegen.

Es kann also der Einwand erhoben werden, daß es nur einen akademischen Wert hat, Gesichtspunkte für die Wahl eines Aufspeicherungs-Tales aufzustellen. Immerhin soll dieser Gegenstand mit einigen Worten gestreift werden, soweit eine solche Erörterung für die allgemein wirtschaftliche Beurteilung im gegebenen Falle Bedeutung haben kann, indem, soweit im einzelnen die geologischen und Untergrundsverhältnisse in Betracht kommen, auf den § 15 verwiesen wird.

Für die Anlage von Talsperren erscheint vor allem vorteilhaft eine ausgedehnte Hochebene, in die viele Täler tief eingeschnitten sind. Solch eine Formation zeigt im wesentlichen das bergische Land am unteren Rhein im Gebiete der Sieg, Wupper und Ruhr. Es ist dies eine Gebirgserhebung, welche bis zu 400 m über dem Meere ansteigt. Die Gestaltung der Täler und die Geschlossenheit des rheinischen Schiefergebirges (Lenneschiefer) bietet für die Errichtung von Sammelbecken die ausgezeichnetsten Vorbedingungen.

Wesentlich anders und für diesen Zweck nicht so günstig ist vergleichsweise die Gebirgsgestaltung des Riesengebirges und der anschließenden Höhenzüge. Das Riesengebirge zeigt infolge seines plötzlichen Abfalles nach dem Hirschberger Tale nur eine beschränkte Möglichkeit zur Anlage von Staubecken. Einige wenige geeignete Talmulden, wie die von Marklissa und Mauer, haben sich in diesen Vorbergen finden lassen.

Als die geeignetste Stätte für diese Zwecke wird sich im allgemeinen das Mittelgebirge erweisen. Die Täler des Hochgebirges haben nur geringe Abmessungen. Die Sohlen der Täler haben ein steiles Gefälle, sodaß mit den Abschlußwerken nur verhältnismäßig geringe Stauräume gewonnen werden können. Zudem ist die Talsohle meist in Bewegung, die steil herabstürzenden Wassermassen führen viel Gerölle, das die Beckenräume in kurzer Zeit vollfüllen würde. Die Erfahrung lehrt, daß z. B. die Hochgebirge der Schweiz und in Tirol die für die Wasseraufspeicherung notwendigen Vorbedingungen nur in geringem Maße erfüllen.

Auch die Ebene hat in dieser Hinsicht keine Bedeutung, weil die Becken große und landwirtschaftlich meist wertvolle Flächen überdecken müßten, also hier die Geldaufwendung im allgemeinen nicht in Einklang zu bringen ist mit dem zu erzielenden Nutzen. Immerhin hat z. B. die Notwendigkeit, die Trinkwasserversorgung einer großen Bevölkerung zu sichern, die Stadt Königsberg i. Pr. dazu geführt, Teichanlagen von zusammen mehr als 7 Mill. cbm Stauinhalt, die durch Erddämme abgeschlossen sind, zu errichten. Noch in neuester Zeit sind diese Staubecken vergrößert worden. Auch bei Danzig ist an der Radaune ein Becken von 3,4 Mill. cbm Inhalt für Kraftzwecke erbaut¹⁾. Die für die Aufbesserung der Wasserstände der Oder geplanten Becken (s. S. 24 u. 32) sollen ebenfalls im Flachland auf Alluvial- und Diluvialboden erbaut werden.

An Täler, die zur Aufsammlung großer Wassermassen dienen sollen, wird man allgemein folgende Hauptforderungen stellen müssen: Die Kosten für das Absperrbauwerk müssen in günstigem Verhältnis stehen mit der Größe des gewonnenen Stauraums, d. h. das Sperrwerk muß an einer engen Stelle des Tales errichtet werden, und es ist vorteilhaft, wenn sich dahinter ein großes Talbecken öffnet.

¹⁾ Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1910, S. 1079.

Eine Einschnürungsstelle mit hohen, steilen Berghängen ergibt naturgemäß ein billigeres Bauwerk als ein breites Tal mit flachen Hängen, weil geringere Mauermassen einzubauen sind, um die Talöffnung zu verschließen. Vorteilhaft ist ein in der Sohle flach ansteigendes Tal mit kesselartiger Erweiterung oder Gabelung oberhalb der Absperrstelle und mit einer Umgrenzung von hochragenden Hängen. Das Verhältnis des Stauinhaltes zur überstauten Fläche wird dabei ein günstiges sein und die Grunderwerbskosten halten sich auf geringster Höhe. Das Umgekehrte ist naturgemäß bei einem großen flachen Becken, das zudem vermehrte Verluste durch Verdunstung auf der breiten Wasseroberfläche nach sich zieht. Die Vereinigungsstelle mehrerer Täler darf aus dem erwähnten Grund immer auf besondere Beachtung als Abschlußstelle für ein Sammelbecken rechnen.

Wegmann¹⁾ macht allerdings darauf aufmerksam, daß nicht immer die engste Talenge die geeignetste für den Bau der Talsperre ist. Eine nicht tiefe Lage und eine gute Beschaffenheit des Felsens sind sehr oft bestimmend für die Wahl der Stau-



Abb. 28. Lageplan der Mohnetalsperre (Ruhrgebiet). Ungef. Maßstab 1 : 75000.

stelle. Aus diesem Grunde kann unter Umständen — wenn die Tiefenlage des Felsens wechselt — eine gebrochene Linienführung billiger als eine gerade oder gekrümmte Mauer werden.

In sehr günstiger Weise bietet das Mohnetal die Möglichkeit der Stauung. Abb. 28 u. 29. Die Talsperre gelangt 12 km oberhalb der Mündung der Möhne in die Ruhr zur Ausführung und das Talgefälle der nächsten 12 km im Staubecken oberhalb beträgt durchschnittlich nur 1:384. Zudem gabelt sich das Tal wenig oberhalb der Absperrstelle in zwei breite geräumige Becken. Es konnte somit durch eine Stauung von 31 m ein Stauraum von 130 Mill. cbm geschaffen werden. Die Länge der Mauer ist 632 m. Es kostet nach dem Anschlage 1 cbm Stauinhalt 16,2 Pfg., bezogen auf die Gesamtkosten des Unternehmens. (S. Tab. 4.)

In einem abzusperrenden kleinen Seitental empfiehlt es sich, unter sonst gleichen Umständen die Sperrmauer möglichst an die Ausmündung in das Haupttal heranzulegen, um das abzufangende Niederschlagsgebiet voll auszunutzen. Ein Beispiel hierfür bietet u. a. das Mescheder Staubecken. (Ruhrgebiet.) Dieser Gesichtspunkt wird in erster Linie dort gelten, wo es sich um freien Ablauf des Talsperrenwassers für Bewässe-

¹⁾ Design and Construction of Dams.

zung, Speisung von Schiffahrtskanälen und sonstige Schiffahrtsw Zwecke oder als Zuschuß zum Betriebswasser eines Baches handelt. Wenn aber, wie in Solingen, der Druck des aufgestauten Wassers in geschlossenen Rohrleitungen zum Kraftwerk hingeführt wird und in seinen Turbinen und Pumpen zur Ausnutzung kommt, so muß die Frage auftauchen, ob nicht die Verschiebung der Lage der Talsperre weiter hinauf in das Tal Vorteile bringt, wenn dadurch an Kraftgefälle gewonnen werden kann und sich dort gleich günstige Verhältnisse hinsichtlich des Untergrundes und des Geländes bieten. Die Möglichkeit, durch eine solche Verschiebung des Absperrwerkes talaufwärts den bedeutenden Gewinn an Kraftgefälle von 20 m zu erzielen bei unwesentlichem Verlust an Wasserabflußmengen, gab hier den Ausschlag für die Wahl der oberen Talenge. Näheres über diese Voruntersuchungen für das Staubecken im Sengbachtal s. Zeitschr. f. Bauwesen 1904, S. 306.

Um den Wasserhaushalt günstig zu gestalten, ist es erwünscht, ein regenreiches Niederschlagsgebiet abzusperren, dessen Wasserabfluß noch wenig verwertet wird, um

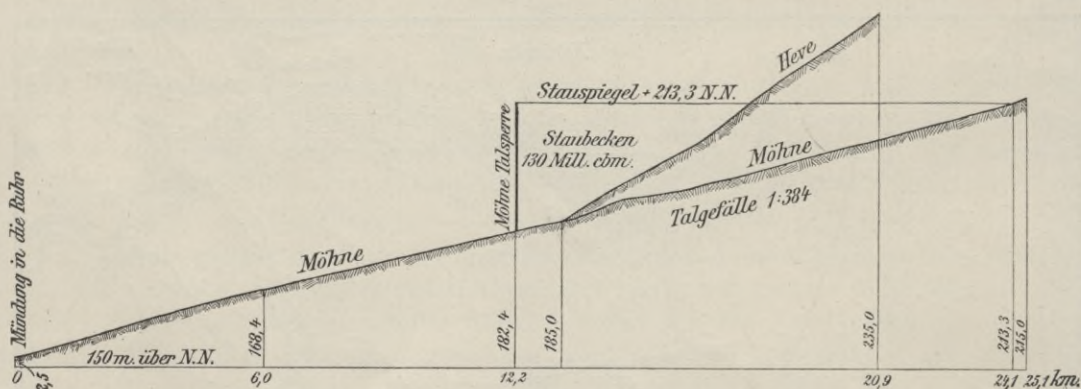


Abb. 29. Höhenplan der Möhnetalsperre.

die Entschädigungen für Wasserentziehung möglichst auszuschalten. Der Untergrund des Talbeckens muß dicht sein, um Wasserverluste zu vermeiden und für den Bau des Absperrwerkes muß eine geschlossene und feste Gründungssohle vorhanden sein. Wenn sich in unseren Mittelgebirgen zwar viele Talmulden finden, die diesen Bedingungen genügen würden, so ist doch die starke Bebauung in wirtschaftlicher Hinsicht oft ein Hindernis für die Wasserstauungen. Der Ankauf von wertvollen Ländereien, Gehöften oder gar Dörfern, wie das letztere u. a. für den Bau der Edertalsperre notwendig geworden ist, beeinträchtigt naturgemäß den Ertrag solcher Unternehmungen oder kann ihre Ausführung vielleicht überhaupt unmöglich machen. Wirtschaftliche Aufrechnungen werden da im Einzelfall die Unterlage für die Entscheidung abgeben müssen. Die Kosten des Grunderwerbs betragen daher in der Regel einen ansehnlichen Teil der Gesamtbaukosten.

In der Nähe der Baustelle von Talsperren in Mauerwerk muß ein brauchbares und schweres Steinmaterial möglichst über Mauerkrone gewonnen werden können, um die Querschnittsabmessungen in mäßigen Grenzen zu halten und um die Bausteine, dem Schergewicht folgend, zu fördern. Ferner muß die Baustelle für den Transport der sonstigen Baustoffe gute Zuwegungen, am besten Eisenbahnanschluß möglich machen.

Staubecken für Trinkwasserversorgung wird man möglichst in nicht zu großer Entfernung vom Verbrauchsorte anlegen, um an Länge der Rohrleitungen für die Zu-

führung des Wassers zu sparen. Man wird ferner bemüht sein, ein Tal ausfindig zu machen, das durch nicht starke Bebauung des Niederschlagsgebietes und den Mangel an Fabriken, die eine Verunreinigung des Wassers hervorrufen könnten, die Möglichkeit der Entnahme eines guten Trink- und Brauchwassers bietet. Zunächst wird man bestrebt sein, ein Tal zu suchen, aus welchem das Wasser mit natürlichem Gefälle dem Versorgungsgebiet zugeführt werden kann. Bei einer hohen Lage der Stadt, wie diese z. B. Remscheid, Solingen u. a. haben, ist dies nicht möglich und man ist genötigt, das Versorgungswasser durch eine Pumpenanlage zu heben. Aus dem Staubecken von Barmen im Herbringhauser Tal und dem der Stadt Nordhausen a. H. im Langental fließt das Wasser dagegen dem Schwergewicht folgend, den Verwendungsstellen zu. Bei Nordhausen wird in einer, in die Rohrzuführung eingeschalteten Kraftanlage sogar noch ein Gefälle von 192 m nutzbar gemacht (s. S. 41). In Herbringhausen hat man auf die Ausnutzung der unteren 10 m verzichtet, um das natürliche Gefälle nach der Stadt verwerten zu können. Die Filteranlagen sind etwa in halber Höhe der Stauhöhe am Berghang angeordnet.

Staubecken, die für die Kraftgewinnung bestimmt sind, wird man nach Möglichkeit ebenfalls in nicht zu großer Entfernung vom Gebrauchsort suchen müssen. Je nachdem die Gestaltung der Gelände- oder sonstigen Verhältnisse die Lage des Kraftwerkes bedingen, spart man dann an Länge der Zuleitung von der Talsperre zum Kraftwerk oder an den Kosten für die Fernübertragung der elektrischen Energie und Kraftverlusten. Nicht ohne Interesse für derartige Überlegungen sind die Voruntersuchungen, die in Verbindung mit der Kraftausnutzung an dem Sammelbecken der Stadt Nordhausen a. Harz angestellt wurden (s. d. Verf. Schrift: Die Ausnutzung d. Wasserkräfte. II. Aufl. S. 417). Wo es sich um die freie Abgabe des Wassers der Talsperre für die Aufhöhung des Niedrigwassers der Triebwerke zu Bewässerungs- oder Schifffahrtzwecken handelt, darf man die Verdunstungs- und Versickerungsverluste auf dem Wege bis zur Wasserverwertung nicht außer acht lassen. Andererseits ist es vorteilhaft, mit solchen Talsperren möglichst hoch hinauf in das Quellgebiet zu gehen, um an Gefälle des abströmenden Wassers in dem Triebbach bis zu seiner Einmündung in den Hauptfluß zu gewinnen.

Diese Überlegung weist weiter darauf hin, daß es bei Sammelbeckenanlagen für Kraftzwecke günstig ist, die Talsperre an einen Knickpunkt des natürlichen Talgefälles zu verlegen, um in einer anschließenden Rohrleitung Druckgefälle zu erschließen. Ein schwaches oberes Gefälle läßt mit geringer Stauhöhe einen großen Stauraum erhoffen, während das anschließende starke Gefälle eine gute Kraftnutzung sichert. Auch dort, wo das Becken der Aufhöhung des Niedrigwassers, der Trinkwassergewinnung oder irgend anderen Zwecken dienen soll, wird es vorteilhaft erscheinen, auf die Kraftverwertung in dieser Weise zu rücksichtigen, ohne die anderen Interessen zu schädigen. Die neueren Talsperrenunternehmungen lassen durchweg dieses Bestreben erkennen, und man sieht kaum noch ein großes Becken errichten, das nicht mit einem zentralen Kraftwerk verbunden wäre. Die Kraftverwertung ist eben mehr denn jede andere Art der Nutznießung berufen, die Rentabilität derartiger Werke zu sichern oder wenigstens zu fördern. Besonders hat die Erschließung großer Gefälle dort wirtschaftliche Bedeutung, wo nur ein kleines Niederschlagsgebiet mit entsprechend geringem Wasservorrat zur Verfügung steht.

Auch die Becken für Bewässerung werden mit Vorteil dort errichtet werden, wo unterhalb einer geeigneten Absperrstelle sich breite Täler mit reichem landwirtschaftlichen Anbau öffnen. Dies ist im besonderen der Fall, wenn nach dem Durch-

bruch eines Gebirges die Hänge zurücktreten und sich zu einer breiten Landschaft erweitern. Ein kennzeichnendes Beispiel in dieser Hinsicht bietet der Lageplan der Talsperre von San Roque (Abb. 2 auf S. 6).

Auf ein bestimmtes Tal ist der Ingenieur bei der Anlage eines Hochwasserschutzbeckens angewiesen. Es ist eine unerläßliche Vorbedingung, daß sich in einem gefährdeten Tal eine geeignete Stelle zum Bau eines Schutzbeckens findet, wenn der Gedanke der Wasserzurückhaltung nutzbringende Anwendung finden soll. Bei diesem Hochwasserschutz liegt nicht allein die Aufgabe vor, die Wassermengen, die im Tal verheerend herabfließen würden, aufzusammeln, sondern es muß vor allem auch ihre Gewalt gebrochen werden. Das führt dazu, die Becken möglichst in die Nähe der Gebirgskämme zu verlegen, weil dort der Angriff am größten ist. Dort finden sich die steilsten Hänge und in diesen oberen Bezirken pflegen die größten Niederschläge zu fallen. Es vereinigen sich also zwei Momente, um eine höchste schädigende Wirkung herbeizuführen. Hier muß man die lebendige Kraft des Wassers zu bändigen suchen, um Menschen, Ortschaften und Ländereien zu schützen¹⁾. Wie aber schon oben ausgeführt wurde, finden sich in diesen Höhenlagen in der Regel wenig geeignete Täler, um Sammelbecken von genügendem Stauraum mit nicht unverhältnismäßigen Mitteln herstellen zu können. Oft liegen auch bedeutende Schuttmassen in den Tälern aufgehäuft, welche die Gründung der Mauern schwierig und teuer machen. Noch ein anderer Umstand kommt hinzu. Man muß bedenken, daß man mit solchen Becken in der Nähe der Wasserscheiden immerhin nur verhältnismäßig kleine Gebiete faßt, also auch nur beschränkte Wirkungen erzielen kann.

Es wird aus diesen Darlegungen hervorgehen, daß es nicht immer leicht ist, geeignete Täler für die Errichtung von Hochwasserschutzbecken zu finden. Man wird in erster Linie solche Punkte ins Auge fassen müssen, wo die meist engen, noch in ihrer Ursprünglichkeit gehaltenen Schluchten am Fuß der Hochgebirge in die breiteren angebauten Täler der Vorgebirge übergehen. Man kann erwarten, daß hier ein möglichst großer Schutz vieler Vermögensbestandteile erreicht wird. Einen Anhalt für diese Beurteilung mag der Plan (Abb. 11 auf S. 32) geben, aus dem die Lage der bedeutendsten schlesischen Hochwasserschutzbecken von Mauer, Marklissa und Buchwald ersichtlich ist. Intze gelangte zu der Wahl dieser Stellen auf Grund sehr ausgedehnter Voruntersuchungen. Hier konnten gewaltige Niederschlagsmassen gefaßt, sowie große Becken — die genannten drei Becken fassen zusammen fast 70 Mill. cbm — sicher angelegt werden.

Eine weitere Frage ist, ob die Zerlegung eines großen Stauraumes in Einzelbecken — sofern die Geländegestaltung dies gestattet — für die Ausnutzung der Wasservorräte vorteilhafter ist als die Ausführung eines einheitlichen Weihers. Diese Entscheidung kann Bedeutung haben, wenn der volle Absatz des Nutzwassers aus der Talsperre zunächst nicht zu erwarten ist. Der allmähliche staffelartige Ausbau der Becken würde unter Schonung des gegenwärtig aufzuwendenden Geldes es möglich machen, der Entwicklung des Unternehmens schrittweise zu folgen. Eine solche Teilung des Niederschlagsgebietes ist z. B. vorhanden bei der neuen Anlage für die Wasserversorgung der Stadt Birmingham (England). Das gesamte Niederschlagsgebiet von 184 qkm enthält 6 Becken von 6 bis 35 Mill. cbm Stauinhalt, wovon je drei übereinander errichtet sind. (Engineering 1904 II S. 103.) Solche Zerlegung hat ferner das Wasserversorgungs- und

¹⁾ Intze, Über den Bau, die wirtschaftliche Bedeutung und Wirkung der Talsperren. Vortrag am 2. 5. 1900 im Hause der Abgeordneten.

Kraftwerk der Stadt Genua (Allgem. Bauz. 1906 S. 37) und die neue Wasserversorgungs- und Kraftanlage der Stadt Chemnitz. Hier werden nach vollem Ausbau drei Talsperren in drei Staffeln übereinander vorhanden sein. Auch die Solinger Talsperrenanlage hat einen derartigen Staffelnbau, bei dem das Vorbecken von 100 000 cbm und das große Becken von 3 Mill. cbm Stauraum mit etwa 1 m Wasserspiegelunterschied bei gefülltem Becken nacheinander geschaltet sind (Abb. 30). Der Grund war hier, in dem kleinen Becken eine Reserve zu schaffen, falls das Hauptbecken einmal für kurze Zeit außer Betrieb gesetzt werden muß.

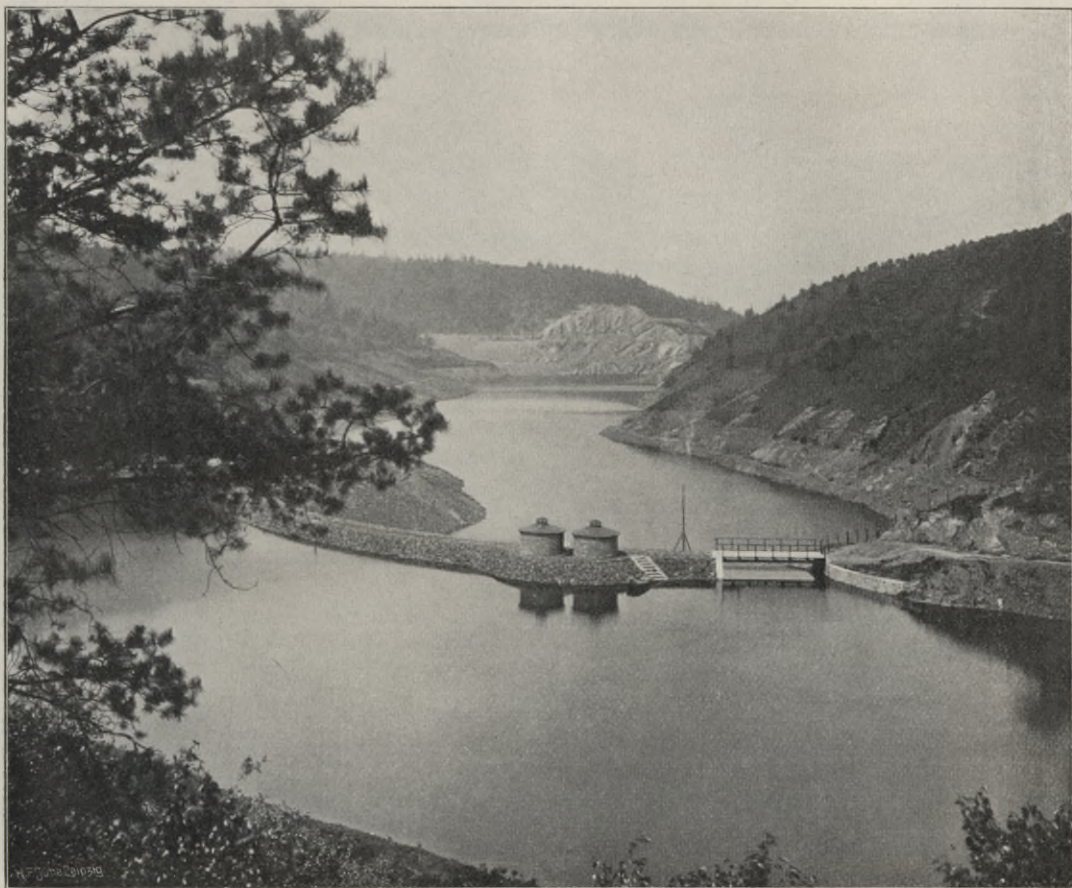


Abb. 30. Staffelförmiger Ausbau der beiden Sammelbecken der Stadt Solingen. Das obere Vorbecken ist durch einen Staudamm mit Betonkern, das Hauptbecken durch eine gemauerte Sperre abgeschlossen (s. S. 38).

Abb. 31 zeigt die hintereinander geschaltete Anlage zweier Staubecken am St. Louis-Fluß bei Duluth (Nordamerika). Das Kraftwerk I dient zum Teil dem Bergwerksbetriebe, zum Teil Kraft- und Lichtzwecken in Duluth, St. Paul und Minneapolis nach Fernübertragung auf 25 bzw. 200 km¹). Die Anlage leistet bei vollem Ausbau 104 000 PS. mit 8 Turbinen von je 13 000 PS.

Wenn man erwägt, daß große Becken sich gemeinhin für die Einheit (cbm) des gestauten Wassers billiger stellen als kleine Weiher und einen besseren Ausgleich des

¹) The Engineer 1907, S. 155.

Wasserabflusses und der Gefällhöhen ermöglichen, sowie daß bei jenen ein einheitliches Zentralwerk geschaffen werden kann, während im anderen Fall Einzelwerke mit dezentralisiertem Betriebe errichtet oder lange kostspielige Rohrleitungen nach dem Zentralwerke hergestellt werden müssen, so wird ein einheitliches Becken vorteilhafter erscheinen. Immerhin kann man hier keine allgemein gültige Regel aufstellen. Die Untersuchung muß bei gegebenen Vorbedingungen an der Hand eines Wasserwirtschafts- und Betriebsplanes und auf der Grundlage von vergleichenden Kosten- und Ertragsberechnungen erfolgen. Als Aushilfsmittel kann in Betracht kommen, die Abmessungen der Sperrmauer für ein großes Becken nach Höhe und Sohlenbreite für den endgültigen Ausbau festzulegen, aber die Mauer vorläufig nur in teilweiser Höhe

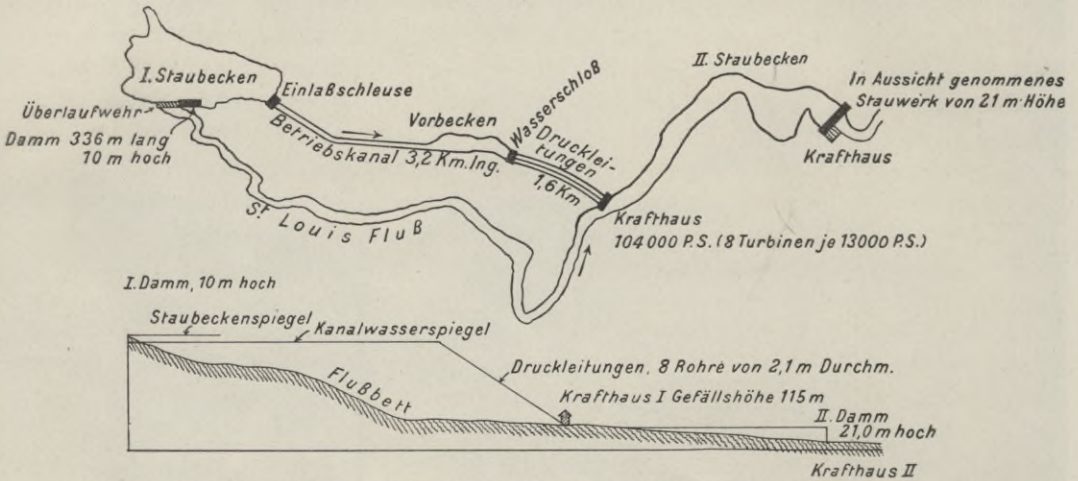


Abb. 31. Zwei hintereinander geschaltete Staubecken am St. Louis-Fluß bei Duluth. Ungef. Maßstab 1 : 100 000.

herzustellen und die Vollendung der künftigen Entwicklung zu überlassen. Vom Standpunkte der Technik, d. h. soweit die Güte des Mauerkörpers der Talsperre, die dadurch in gewissem Grade eine trennende Schicht im Inneren erhält, in Betracht kommt, ist ein solches Verfahren allerdings nicht gerade erwünscht. Und es liegt die Gefahr vor, daß durch den unvollständigen Ausbau der vorhandene Wasserreichtum für alle Zeiten unvollständig ausgenutzt bleibt. Das bedeutet aber die Vergewandung nationalen Gutes.

Zweckmäßig kann es sein — besonders wenn unmittelbar oberhalb der Staugrenze eine Ortschaft liegt — den letzten Zipfel des Beckens durch einen Damm mit festem Überlauf oder auch mit beweglicher Wehröffnung abzuschließen, um hier oben ständig ein Wasserbecken zu halten und die Unannehmlichkeiten zu vermeiden, die entstehen, wenn eine Fläche abwechselnd überstaut wird und trocken liegt. Bei einigen älteren Becken haben die hierdurch hervorgerufenen Mißstände (Ausdünstungen) zu Klagen der Anwohner Anlaß gegeben (Lingese-Talsperre).

Nachdem man auf Grund dieser Vorermittlungen geeignete Talbecken festgestellt und in Uebersichtskarten usw. zusammengestellt hat, ist es zweckmäßig, die als besonders vorteilhaft erscheinenden Täler einer genaueren Untersuchung zu unterziehen, um eine engere Auswahl zu treffen, da es meist nötig sein wird, sich bei gegebenen finanziellen Mitteln mit einem abgegrenzten Gebiet für die Verwirklichung abzufinden. Man kann dabei schon hinsichtlich der Staufflächen, der notwendigen Mauer Massen des Absperrwerkes für die verschiedenen Stauhöhen und der Beurteilung des

Untergrundes für die Gründung des Bauwerkes der Grunderwerbskosten usw. Unterlagen für zu treffende Kostenschätzungen finden. Das Ergebnis sollte in übersichtlichen Zusammenstellungen vereinigt werden.

Es sei zur Beleuchtung der Entwicklung, die derartige Vorarbeiten zu nehmen pflegen, bemerkt, daß nach den Feststellungen von Intze im Gebiet des Bober und Queis über 100 Sammelbecken an sich möglich sind. Davon wurde zunächst eine Auswahl von 19 Becken getroffen, die man näher untersuchte. Ausgeführt sind 16 Becken (s. S. 31).

§ 13. Allgemeine Erörterungen über die Größe des Stauraumes für den Ausgleich des Wasserabflusses. Die genaue Größenbestimmung eines Sammelbeckens wird stets unter Anhalt an die gegebenen wasserwirtschaftlichen Verhältnisse durch Aufstellung eines Wasserwirtschaftsplanes zu geschehen haben. Bevor in die Erörterungen über solche Betriebspläne eingetreten wird, mag es zweckmäßig erscheinen, einige allgemeine praktische Gesichtspunkte für die Beckengröße, wie sie sich aus der Erfahrung ergeben haben, mitzuteilen, weil man für Voruntersuchungen oft genötigt ist, den Stauraum ohne tieferes Eindringen in die Unterlagen zu wählen und weil diese selbst oft fehlen. Auch für einen genauen Betriebsplan wird man stets den Inhalt zunächst abschätzen und seine zutreffende Größe dann durch die wasserwirtschaftlichen Aufrechnungen des Wasserwirtschaftsplanes prüfen und nachweisen müssen.

Bestimmend für den Stauinhalt eines Sammelbeckens sind die Größe der jährlichen Zufußmenge, der Wechsel des Zuflusses zum Becken und die Art der Entnahme daraus. Diese drei Größen müssen bei der Bemessung des Stauinhalts so in Einklang miteinander gebracht werden, daß der höchstmögliche Nutzen aus der Anlage erzielt wird. Das Becken darf nicht so groß angelegt werden, daß es sich niemals füllt, andererseits bedeutet jeder über die Wassertreppe laufende Wassertropfen verlorene Energie. Wenn der Zufluß sich in allen Jahren und in den Jahreszeiten entsprechend gleich bliebe und die Entnahme in genau geregelter Weise stattfände, so würde diese Frage zu einer einfachen Rechenaufgabe. Allein beides ist nicht der Fall. Der Wasserreichtum der einzelnen Jahre und seine Verteilung im Jahreslauf ist sehr verschieden. Es kann darum unter Umständen erwünscht sein, den Ausgleich nicht nur für einen Jahreslauf zu schaffen, sondern man wird vielfach gut tun, sofern dies mit wirtschaftlichen Mitteln angängig ist, den Überfluß eines oder mehrerer wasserreichen Jahre für wasserarme Zeiten aufzuspeichern. Man wird sich allerdings im allgemeinen damit begnügen müssen, den Ausgleich für ein trockenes Jahr zu schaffen. Auf der anderen Seite ist die Entnahme aus dem Becken eine wechselnde. Am regelmäßigsten ist sie noch bei Trinkwasser- und zentralen Kraftanlagen. Hier soll eine auf alle Tage des Jahres annähernd gleichmäßig oder nach bestimmtem Verhältnis verteilte Entnahme ermöglicht werden. Da ist es notwendig, die beobachtete längste Trockenzeit eines Sommers zugrunde zu legen, um die zur Ergänzung auf das Jahresmittelwasser fehlende Wassermenge, welche aufgespeichert werden muß, zu berechnen. Von Bedeutung ist deshalb das Ergebnis der Messungen an der Remscheider Stauweiheranlage in dem außerordentlich trockenen Sommer 1904.

Aus der nachstehenden Tabelle 29 geht hervor, wie gering der sommerliche Abfluß war, der im September auf 1,7 v. H. herabging, trotz der nicht unwesentlichen Niederschläge. Während in den 6 Monaten Mai bis Oktober die Regenmenge in dem 4,5 qkm großen Gebiet 1381500 cbm betrug, sind nur 152160 cbm = 11 v. H. zum Abfluß ge-

langt. Hiervon sind nach dem Bericht von Borchardt 117700 cbm im Becken verdunstet, so daß nur rund 34000 cbm tatsächlich nutzbar wurden. Dieser geringe Abfluß tritt ganz zurück gegenüber dem gesamten Jahresabfluß und würde bei einer sicheren Rechnung gleich Null angenommen werden müssen. Das heißt, der Beckeninhalte muß so groß bemessen werden, daß man damit die Wasserabgabe während der sechs Monate sommerlicher Trockenheit decken kann, ohne neuen Zufluß zu erhalten. Allerdings ist der Untergrund des Remscheider Gebietes sehr undurchlässig. Es ist fester Lehm- und Tonboden, das Verwitterungsprodukt des Schiefergesteins. Das deutet der große Abfluß in den Wintermonaten an. Es findet somit im Winter keine nachhaltige Speisung des Untergrundes statt. Grundwasser ist im Sommer fast gar nicht vorhanden. Die Quellen versiegen, und der sommerliche Niederschlag verdunstet und wird von dem Pflanzenwuchs aufgezehrt. Aber doch ist das Remscheider Ergebnis für ähnliche Verhältnisse bemerkenswert.

Tabelle 29. Abflußmengenmessungen an der Remscheider Talsperre im Jahre 1904.
Größe des Niederschlagsgebietes: 4,5 qkm.

Jahr 1904	Gefallene Niederschläge in cbm	Im Stauweiher aufgefangene Wassermengen in cbm	Verhältnis der Abflußmengen zu den Niederschlägen in Hundertsteln	Bemerkungen
Januar	373 500	307 640	82,4	} 11 v. H. im Durchschnitt dieser sechs Monate.
Februar	755 100	791 740	104,9	
März	409 950	248 150	60,5	
April	276 300	335 020	121,3	
Mai	186 750	79 630	42,6	
Juni	311 400	31 120	10,0	
Juli	186 300	9 480	5,1	
August	164 250	4 410	2,7	
September	159 300	2 770	1,7	
Oktober	373 500	24 750	6,6	
November	651 600	262 340	40,3	

In der ersten Entwicklungszeit des neueren deutschen Talsperrenbaues hielt man dafür, daß in unseren deutschen Mittelgebirgen für kleine Niederschlagsgebiete hierfür ein Stauraum von $\frac{2}{5}$ bis $\frac{1}{3}$, für größere Gebiete, etwa über 100 qkm mit gleichmäßigerem Wasserhaushalt, von $\frac{1}{4}$ der mittleren Jahresabflußmenge genügt. Jedoch hat die Erfahrung gelehrt, daß mit den so bemessenen Stauweihern ein nicht ausreichender Ausgleich geschaffen werden kann. Man ist zu größeren Räumen übergegangen und es ist bemerkenswert, daß Intze — auf diesem Gebiet an Erfahrungen so reich — bei seinen letzten Plänen den Stauinhalt ziemlich hoch bemessen hat, z. B. hat er für die Neyetalsperre den Stauinhalt auf 65 v. H. der Jahresabflußmenge festgelegt.

Wie die Betriebserfahrungen bei Talsperren für Wasserversorgungszwecke ergeben haben, ist es zur Erzielung guter Erfolge wichtig, die Größe des Staubeckens so zu bemessen, daß über den durch den tatsächlichen Wasserbedarf bedingten Raum noch ein weiterer Stauinhalt vorhanden ist, der auch bei stärkster Inanspruchnahme eine geringste Wassertiefe von etwa 10 m im Becken allezeit sichert, so daß dem Trinkwasser stets die erforderliche Reinheit und Kühllheit erhalten bleibt.

Sehr schwankend aber ist der Betrieb bei Sammelbecken, die der Aufhöhung des Niedrigwassers dienen. Hier wird das Wasser nur abgelassen, wenn den Werken das natürliche Triebwasser fehlt. Der Betrieb des Beckens muß sich also dem Wechsel der Niederschlags- und Abflußmengen anpassen und ist daher wie diese sehr veränderlich. Hier hat die an den bisher ausgeführten Talsperren gewonnene Erfahrung gezeigt, daß die Größe der Becken im Wuppergebiet etwa $\frac{1}{3}$ bis $\frac{1}{2}$ des Jahresabflusses betragen müsse, um die dort im Jahreslauf auftretenden Schwankungen des Wasserabflusses zweckmäßig auszugleichen. Der Stauinhalt der Möhnetalsperre, die der Aufhöhung des Niedrigwassers an der Ruhr dient, ist mit 130 Mill. cbm = 53 v. H. des mittleren jährlichen Zuflusses von 245 Mill. cbm gewählt. Ein Grund für diesen verhältnismäßig reichlich bemessenen Stauinhalt lag u. a. darin, daß man in gewissem Umfange einen Ausgleich über Jahre schaffen wollte. Es kann dann in normalen Jahren ein Wasservorrat gehalten werden, um daraus besonders trockene Jahre zu unterstützen. Immerhin erscheint der gewählte Stauraum in Anbetracht, daß es sich um ein Niederschlagsgebiet von 416 qkm handelt, sehr reichlich bemessen. In einem so bedeutenden Einzugsgebiet findet erfahrungsgemäß von Natur ein mehr gleichmäßiger Wasserabfluß statt¹⁾.

Unter besonderen Gesichtspunkten sind solche Staubecken zu beurteilen, welche dem Hochwasserschutz dienen. Bei diesen ist die Beckengröße umgrenzt durch die Forderung, daß die Schadenwassermenge der größten zu erwartenden Hochflut zurückgehalten werden soll. Hierfür genügt im allgemeinen ein Aufspeicherungsraum von 6 bis 10 v. H. der jährlichen Abflußmenge.

Noch unübersichtlicher wird der Gegenstand bei Becken, die verschiedenartigen Zwecken zugleich dienen sollen. Wenn dieselbe Anlage für die Aufhöhung des Niedrigwassers, der Kraftgewinnung und Trinkwasserversorgung und etwa auch für den Hochwasserschutz errichtet werden soll und wenn noch der Kraftgewinn aus dem Becken mit einer anderen in ihrer Größe wechselnden Kraftquelle, z. B. eines Flusses, zusammenarbeiten soll, dann treten in der Rechnung so viel unbekannte und veränderliche Größen auf, daß eine rein theoretische Ermittlung des Stauinhaltes gewagt erscheint oder unmöglich wird. Man wird in solchem Fall gut tun, unter Anhalt an Erfahrungssätze und Betriebsergebnisse für die Beckengröße eine Annahme zu machen und muß dann, indem man die bestimmenden Grundgrößen soviel als möglich festzulegen sucht und die ungünstigsten Bedingungen zugrunde legt, prüfen, ob die gewählte Beckengröße einen solchen Ausgleich der Abflußmengen schafft, daß die beabsichtigte Leistung erzielt wird. Je nach dem Ergebnis wird, in Gegenüberstellung der technischen Möglichkeit und der wirtschaftlichen Richtigkeit, der Stauraum größer oder kleiner zu wählen sein, immer aber darf man hierbei nicht außer acht lassen, daß es erfahrungsgemäß vorteilhaft ist, ein Sammelbecken eher zu groß als zu klein anzulegen. Ein größerer Ausbau ist innerhalb gewisser Grenzen meist nur mit geringen Kosten verknüpft, weil durch jedes obere Meter der Sperrmauer ein unverhältnismäßig großer Stauraum gewonnen wird, während eine zu klein angelegte Talsperre dauernd eine verfehlte Anlage bleibt, da eine nachträgliche Aufhöhung der Sperrmauern und somit Vergrößerungen des Stauinhaltes meist schwer ausführbar sind.

¹⁾ Diese und die späteren Angaben über die Möhne-Talsperre dankt der Verfasser zum Teil dem ihm von Regierungsbaumeister a. D. Link freundlichst überlassenen Erläuterungsbericht, zum Teil seiner Mitwirkung bei der Prüfung des Entwurfs im preuß. Ministerium der öff. Arb.

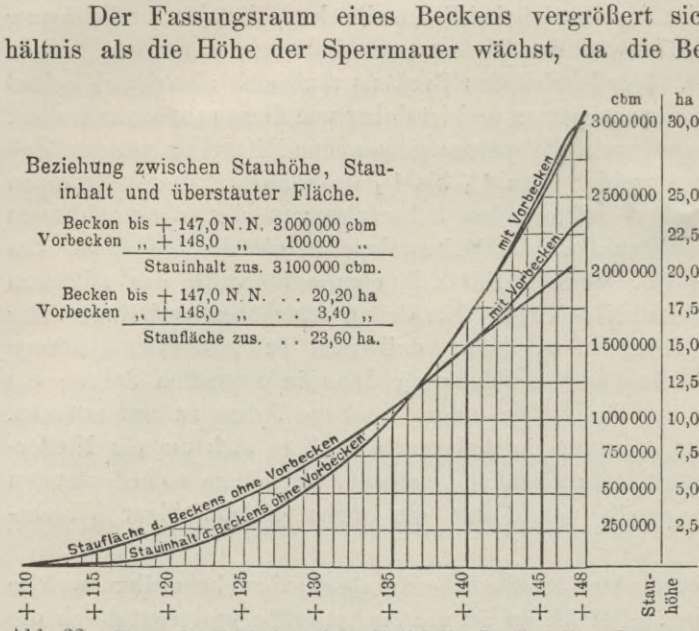


Abb. 32. Kurven der Staufläche und des Stauinhalts für die Solinger Talsperren im Sengbachtale.

Der Fassungsraum eines Beckens vergrößert sich in ungleich stärkerem Verhältnis als die Höhe der Sperrmauer wächst, da die Becken einer auf die Spitze gestellten Pyramide vergleichbar sind. Die Abb. 32, die in dieser Hinsicht zu verallgemeinernde Bedeutung hat, läßt erkennen, wie die Zunahme des Stauinhalts bei wachsender Stauhöhe durch eine Kurve mit steil ansteigendem Ast dargestellt wird. In den oberen Teilen wird mit jedem Meter Stauhöhe ein wesentlich größerer Stauraum als im unteren Teile gewonnen; also sind die anteiligen Kosten des Mauerwerks bezogen auf 1 cbm Nutzraum des Beckens geringer. Dazu kommt, daß den ausschlaggebenden Teil

die Grunderwerbskosten der wertvollen Wiesenflächen der Talsohlen bilden. Diese Wiesenflächen sind aber bei einem Becken mit geringer Staufläche größer als bei Weihern, die die Hänge in Anspruch nehmen. Zur Beurteilung mögen die Ergebnisse einer Untersuchung dienen, die vom Verfasser angestellt wurde unter den gegebenen Gelände- verhältnissen der Solinger Talsperrenanlage, und die in Tabelle 30 mitgeteilt sind.

Tabelle 30. Beziehungen zwischen den Stauhöhen einer Talsperre und den Kosten.

Höhe der Talsperre m	Stauinhalt Mill. cbm	Staufläche ha	Materialaufwand	Verhältnis		Kosten für 1 cbm Stauraum Mk.	Bemerkungen
				der Stauinhalte	der Grunderwerbskosten		
43	3	22,9	65 000 cbm Mauerwerk	30	5	0,44	Ausgeführte Mauer.
30	1	11,0	27 000 „ „	10	3	0,58	—
8,5	0,1	3,3	23 000 „ Beton	1	1	0,98	Erddamm mit Betonkern. Ausgeführt.
			16 400 „ Erde				

Man ersieht daraus, wie mit größerer Stauhöhe die Einheitskosten für 1 cbm Stauraum abnehmen. Bei den Entwurfsarbeiten sollte man sich diese Erscheinung stets vor Augen halten. Je mehr aber die neuzeitliche Wasserwirtschaft dem Ausgleich der natürlichen Wasserführung ihr Augenmerk zugewendet hat, um so mehr hat die Erfahrung erwiesen, daß man die Räume für diesen Ausgleich recht ausgiebig bemessen soll, zumal in der Schaffung großer Kraftquellen, reicher Bewässerungsmittel oder in der Möglichkeit eines starken Zuschusses an Wasser zu dem natürlichen Abfluß in trockener Zeit ein potenziertes Moment wirtschaftlichen Vorteils liegt in einer Zeit, wie der heutigen, in der die Entwicklung überall auf wirtschaftliche Konzentration gerichtet ist.

Die zweckmäßigste und wirtschaftlich günstigste Größe des Stauraumes ist naturgemäß nicht nur von dem Zufluß, sondern auch von der Art der Wasserentnahme abhängig.

Link hat hierüber Untersuchungen angestellt, indem er vier Fälle unterscheidet¹⁾:

Fall 1. Abgabe vom 1. Mai bis 31. Oktober 75 v. H., vom 1. November bis 30. April 125 v. H. der mittleren Zuflußmenge (etwa für Elektrizitätswerke).

Fall 2. Abgabe des mittleren Zuflusses während des ganzen Jahres. (Sehr seltener Fall).

Fall 3. Verminderte Abgabe in nasser, verstärkte Abgabe in trockener Zeit. (Etwa für Trinkwasserbecken). Abgabe von 75 v. H. des Mittelwassers in nassen Monaten, d. h. solchen mit einem Zufluß von 119 v. H. des Mittelwassers und mehr. Abgabe von 100 v. H. des Mittelwassers in mittleren Monaten, d. h. solchen mit einem Zufluß von 75–119 v. H. des Mittelwassers, Abgabe von 119 v. H. des Mittelwassers in trockenen Monaten, d. h. solche mit einem Zufluß von 0–75 v. H. des Mittelwassers.

Fall 4. Sehr verminderte Abgabe in nasser, sehr verstärkte Abgabe in trockener Zeit. (Etwa zur Niedrigwassererhöhung in Flüssen). Abgabe von 50 v. H. des Mittelwassers in nassen Monaten, d. h. solchen mit einem Zufluß von 140 v. H. des Mittelwassers und mehr. Abgabe von 100 v. H. des Mittelwassers in mittleren Monaten, d. h. solchen mit einem Zufluß von 50–140 v. H. des Mittelwassers. Abgabe von 140 v. H. des Mittelwassers in trockenen Monaten, d. h. solchen mit einem Zufluß von 10–50 v. H. des Mittelwassers.

Die Ergebnisse der Untersuchung sind in Abb. 33 zeichnerisch und in Tab. 31 dargestellt. Wenn zwar diese nur aus einem kleinen Einzelgebiet abgeleitet

sind, so geben sie doch immerhin einigen allgemeinen Aufschluß. Der günstigste Stauinhalt kann im allgemeinen in der Nähe des Punktes der schärfsten Krümmung der Kurven I–IV gesucht werden.

Man erkennt aus der zeichnerischen Darstellung weiter, daß in den meisten Fällen eine Steigerung des Stauinhaltes über die durch a–b bezeichnete Grenze hinaus wenig Vorteil verspricht,

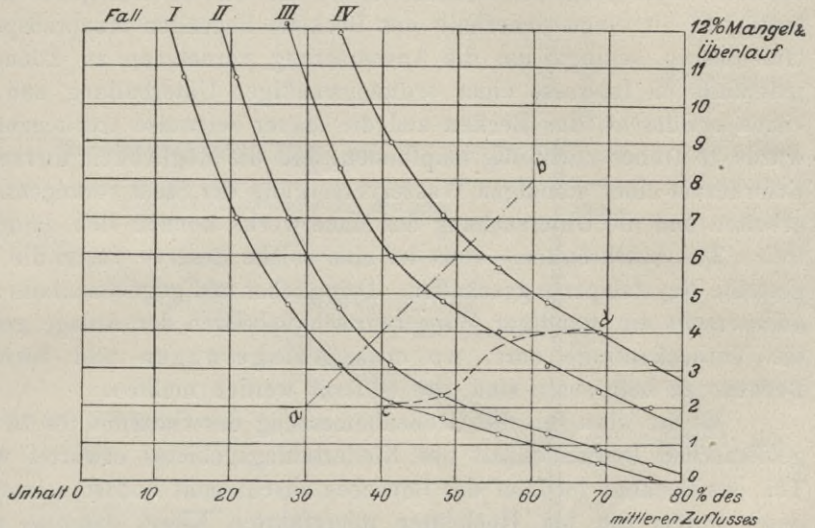


Abb. 33. Darstellung des verbleibenden Wassermangels bei wachsendem Stauinhalt, ausgedrückt in Hundertsteln der mittleren jährlichen Zuflußmenge.

Tabelle 31. Remscheider Talsperre.

Niederschlagsgebiet 4,5 qkm, mittlerer Abfluß 3,626 Mill. cbm, Stauinhalt 1,0 Mill. cbm. (S. auch Tab. 3.)

		Stauinhalt in cbm und in Hundertsteln des mittleren jährlichen Zuflusses									
		500 000	750 000	1 000 000	1 250 000	1 500 000	1 750 000	2 000 000	2 250 000	2 500 000	2 750 000
		13,8 vH.	20,7 vH.	27,6 vH.	34,5 vH.	41,3 vH.	48,2 vH.	55,1 vH.	62,0 vH.	68,9 vH.	75,8 vH.
		Überlauf in Hundertsteln des mittleren jährlichen Zuflusses oder Mangel an Mittelwasser.									
Fall 1		10,7	7,0	4,7	3,1	2,1	1,7	1,3	0,9	0,5	0,1
> 2		—	10,7	7,0	4,6	3,1	2,3	1,7	1,3	0,9	0,5
> 3		—	—	12,1	8,3	6,0	4,8	4,0	3,1	2,4	2,0
> 4		—	—	—	11,9	9,0	7,1	5,7	4,8	4,0	3,2

¹⁾ Zentralblatt der Bauverwaltung 1905, S. 325.

da die Abnahme des Wassermangels im Vergleich zur Steigerung des Inhaltes und der Kosten nur mehr gering ist. Die Linie c—d stellt die Grenze für den Stauinhalt dar, der 1904 zur Erhaltung der normalen Abgabe erforderlich gewesen wäre.

Als einen wesentlichen Gesichtspunkt wird man es weiter ansehen müssen, neben dem Sammelbecken eine Reserve zu haben, um ein Ablassen des Hauptbeckens zu ermöglichen. In Ronsdorf konnte man z. B. das Becken im Winter 1902/03 nicht tiefer als 85 000 cbm ablassen (Gesamtinhalt 300 000 cbm), um nicht die Wasserversorgung zu gefährden.

In dem Solinger Vorbecken liegt ein großer Vorzug, indem dasselbe die Möglichkeit bietet, einen geeigneten Zeitpunkt abzapfen, um, wenn erforderlich, das Hauptbecken auszuschalten und leer laufen zu lassen, wie dies z. B. im Winter 1908/09 geschah. Solche Notwendigkeit kann eintreten für die Vornahme von Ausbesserungsarbeiten, Reinigung des Beckens usw. An der Bevertalsperre hat z. B. eine Schadhaftheit an einem innerhalb des Beckens liegenden Hauptabsperrschieber das Leerlaufenlassen bedingt, um die Ausbesserung vornehmen zu können. Auch scheint es jedenfalls im Interesse einer ordnungsmäßigen Unterhaltung und zur zeitweiligen Revision erwünscht, das Becken und die Mauer zeitweise trocken zu legen. In Remscheid wurde es früher nachteilig empfunden, daß die Möglichkeit hierzu nicht vorlag, da das Erfordernis einer ständigen Wasserversorgung der Stadt vorangeht. Die Ausbesserungsarbeiten und die Untersuchung des Mauerwerks können sich dann nur auf den wasserfreien Teil beschränken. Jetzt ist eine solche Reserve durch die im Jahre 1908 fertiggestellte Neyetalsperre geschaffen. Dringlicher und gegebenenfalls zur Zwangslage, wenn andererseits ein ständiger Wasserwirtschaftsbetrieb der Anlage gesichert sein soll, wird die Vorbeckenfrage dort, wo etwa Ablagerungen und Verschlammungen des Beckens zu befürchten sind, die entfernt werden müßten.

Es ist also für die Größenbemessung des Stauinhaltes zu prüfen, ob nach der geologischen Beschaffenheit des Niederschlagsgebietes erwartet werden muß, daß ein Teil des Beckens im Lauf des Betriebes zuschlammt und so seiner Verwertung entzogen wird, indem die bei Hochfluten mitgeführten Kiese, Gerölle und Schlickteile dem Becken zugeführt werden. Diese Verschlammung bildet bei den Becken in Spanien und Algier, wo sie jährlich $\frac{1}{35}$ bis $\frac{1}{70}$ des Füllraumes betragen soll, eine große Last für den Betrieb und es entstehen erhebliche Räumungskosten. Für die deutschen Gebirgstäler liegt diese Gefahr meist nicht vor, wie der Betrieb unserer Talsperren hat erkennen lassen. Erwähnt sei, daß das Vorbecken der Solinger Talsperrenanlage (s. S. 38) im Jahre 1908, also nachdem es 7 Jahre im Betriebe gewesen war, entleert und hierbei eine Aufschlammung von 2 cm festgestellt wurde. Immerhin wird man diese Frage im Einzelfall untersuchen müssen.

Über die Sandmassen und Sinkstoffführung in der Weichsel und Nogat siehe des Verfassers Schrift »Zur Geschichte der Regulierung der Nogat« sowie die Angaben von Cipolletti in »Anlage von Wehren in Flüssen«, Druckschrift zum XI. Schifffahrtkongreß St. Petersburg 1908. Auch die Flüsse in Deutsch-Südwest-Afrika führen, namentlich in den gebirgigen Gegenden, verhältnismäßig große Mengen von Sinkstoffen, die bei Fluten bis $\frac{1}{100}$ des Wassergewichts geschätzt werden, worauf bei dem Entwurf der Becken Rücksicht genommen werden sollte¹⁾. Weiteres hierüber s. in des Verfassers Schrift: Der Talsperrenbau und die deutsche Wasserwirtschaft S. 54.

¹⁾ Rehbock, Deutsch-Südwest-Afrika, seine wirtschaftliche Erschließung unter besonderer Berücksichtigung der Nutzbarmachung des Wassers. Berlin. Dietrich Reimer 1898.

In den Sammelbecken findet neben der Ausgleichung des Wasserabflusses eine Gewinnung von Kraftgefälle dadurch statt, daß der Schwerpunkt des Wassers gehoben wird. Die Erfahrungen, die man über die Wasserspiegelschwankungen an der Talsperre im Eschbachtal gemacht hat, haben erkennen lassen, daß der mittlere Wasserstand in dem Staubecken während des ganzen Jahres nicht sehr tief unter den Stand des gefüllten Weihers zu sinken pflegt. Naturgemäß wird diese Bewegung von der Größe des Beckens und der Art des Wasserzufflusses und der Entnahme abhängen. Aber man wird rechnen dürfen, daß im Durchschnitt gut $\frac{2}{3}$ bis $\frac{3}{4}$ der gesamten Stautiefe des Beckens als mittleres Nutzgefälle verwertbar wird. Bei dem Staubecken des Kubelwerkes, dessen Wassertiefe 15 m beträgt, ist eine tiefere Absenkung als 7 m unter den höchsten Wasserstand bisher nicht eingetreten. Dann bleiben noch 400 000 cbm im Becken, die an sich im Kraftbetriebe keine wesentliche Rolle spielen.

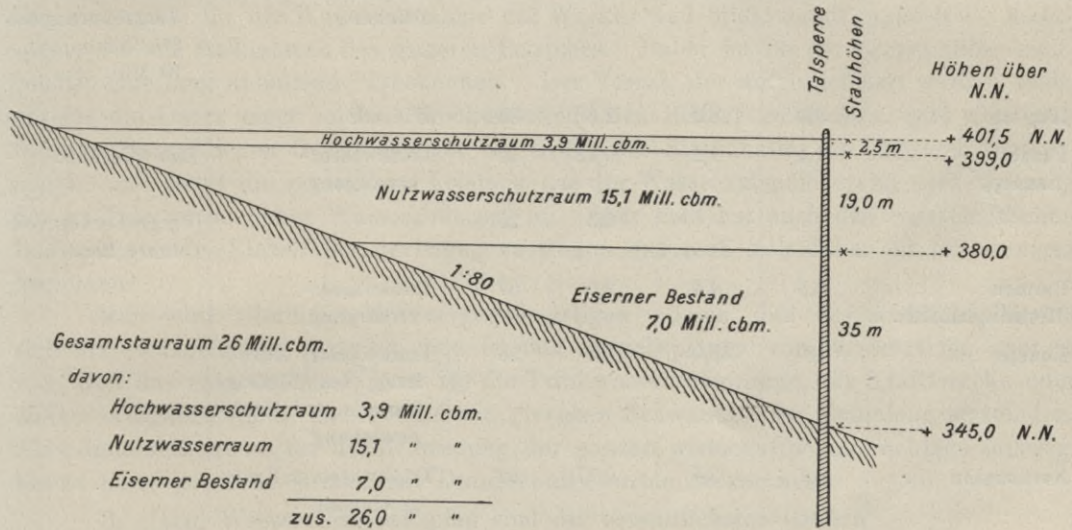


Abb. 34. Höhenplan der Okertalsperre (Harz). Vergl. auch Wasserwirtschaftsplan S. 110.

Dieses Eigengefälle der Talsperren kann dadurch noch gesteigert werden, daß im unteren Beckenraum ein »eiserner« Bestand geschaffen wird in Form eines Wasservorrates, der im laufenden Betriebe stets unberührt bleibt (Abb. 34). Neben der dadurch erzielten Gefällgewinnung ist ein solcher Raum für die Ausgleichung der Gefällschwankungen vorteilhaft, ein Umstand, der für den Betrieb der Turbinen von Bedeutung ist. Man kann bei den gewöhnlichen dreieckförmigen Talquerschnitten rechnen, daß mit Drangabe des unteren Drittels des Beckenraumes mehr als $\frac{3}{4}$ der gesamten Stauhöhe ständig gewonnen wird. Die dabei entstehenden Mehrkosten müssen ihre Deckung in dem Wert der vermehrten Kraft finden. Ertragsberechnungen werden meist dartun, daß dies der Fall ist, sofern für die Kraft ein preiswerter Absatz vorhanden ist. Der Umstand, daß an sich eine vergrößerte mechanische Arbeitsleistung für das wirtschaftliche Leben geschaffen wird, darf dabei nicht außer acht bleiben, ebenso die Sicherheit, die ein solcher »eiserner« Bestand als letzte Aushilfe in ganz außergewöhnlich trockenen Jahren darzubieten vermag. Will man diesen Zweck wahren, so muß man die Rohre für die Betriebswasserentnahme allerdings über die Sohle des Beckens legen. Eine höhere Lage der Rohre hat aber den Vorteil, daß stets reines Wasser in die Turbinen gelangt. Das Wasser im Grunde des Beckens ist immer mehr oder minder

Tabelle 32. Stauinhalte ausgeführter Talsperren und ihre Beziehung zur mittleren Jahresabflußmenge.

Name	Nieder- schlags- Gebiet qkm	Mittlerer Jahres- abfluß Mill. cbm	Stau- inhalt des Beckens Mill. cbm	Stau- inhalt in H. des mittleren Jahres- abflusses	Zweck der Talsperre	Bemerkungen
Urft.	375	180	45,5	25,3	Kraftgewinnung	
Solingen.	11,8	8,5	3,0	35	Trinkwasserversor- gung u. Kraftgewinn.	Größe des Beckens besser 60 v. H.
Bever	22,0	17,5	3,3	19	Aufhöhung des Nie- drigwassers i. Trieb- bächen	Neues Projekt zur Vergrößerung des Stauinhalts auf 10 Mill. cbm
Bever	22,0	17,5	10,0	57		
Lingese	9,0	8,0	2,6	33	Wie vor.	
Panzer (Lennep)	1,4	1,2	0,12	10	Trinkwasser- versorgung	Bau von 1893
			0,3	25		Vergrößerung vom Jahre 1905
Barmen (Herbringhausen)	5,5	4,4	2,5	57	Trinkwasser- versorgung	
Ennepe	48	36,0	10,0	28	Trinkwasser, Aufhö- hung des Niedrig- wassers und Kraft- gewinnung	
Nordhausen	5,7	2,4	0,77	32	Trinkwasser u. Kraft- gewinnung	
Marklissa	303	229	15,0	6,5	Hochwasserschutz	
Harzdorfer Bach . (Böhmen)	15,9	8,1	0,63	7,8	Wie vor.	
Oker	66,7	49,8	26	52	Hochwasserschutz u. Kraftgewinnung Ledigl. Kraftgew.	Entwurf
		49,8	22,1	44		
Neye	11,57	9,2	6,0	65	Trinkwasser u. Kraft- gewinnung	
Mühne.	416	245—260	130	53	Aufhöhung der Nie- drigwassers	
Lister	67	54	22	41	Wie vor.	
Raumünzach	28	31,6	15	47,5	Kraftgewinnung	Teile des Projekts für die Ausnut- zung der Murg- wasserkräfte
Schwarzenbach. . .	23	21,7	11,5	53	Kraftgewinnung	

trübe und mit Unreinlichkeiten durchsetzt, die mit dem strömenden Wasser durch die Turbinenschaufeln hindurchgehen und einen erhöhten Angriff ausüben. Die Wirtschaftlichkeit eines solchen »eisernen« Bestandes hat der Verfasser in »Ausnutzung der Wasserkräfte« II. Aufl. 1908 S. 235 durch ein Beispiel nachgewiesen.

Die Tabelle 32 gibt eine Übersicht über den Stauinhalt ausgeführter und geplanter Anlagen und seine Beziehung zur mittleren Jahresabflußmenge aus dem abgesperrten Niederschlagsgebiet.

§ 14. Wasserwirtschaftspläne. a) Allgemeines. Die Aufstellung eines Wasserwirtschaftsplanes gehört zu den schwierigsten, aber auch zu den interessantesten Aufgaben bei der Projektierung eines Talsperrenunternehmens. Der Wasserwirtschaftsplan stellt die Grundlage des ganzen Aufbaues dar. Er zeigt die Leistungsfähigkeit des Werkes, liefert also die Erkenntnis über die wirtschaftlich erschließbaren Werte und bildet somit die unentbehrliche Grundlage für die weiteren finanziellen Aufrechnungen, für die bauliche Durcharbeitung der hydraulischen Anlagen, gegebenenfalls auch für die Größenbemessung des Kraftwerkes, der Maschinenleistung und aller Einrichtungen der elektrischen Übertragung usw. Aber dieser Plan liefert auch die leitenden Gesichtspunkte für die Wasserentnahme des Werkes und bildet damit zugleich die Richtschnur für die Maßnahmen des späteren Betriebes. Daher ist für die Beckengröße maßgebend eine lang anhaltende Trockenheit. Der Vorrat, der aufgespeichert werden muß, um für die Dauer einer solchen Trockenperiode den Bedarf zu decken, gibt vom rein wasserwirtschaftlichen Gesichtspunkte die Größe des Stauinhalts, die zulässige Wasserabgabe und somit die erreichbare Leistung aus der Wasseraufspeicherung nach Maßgabe des im Tale vorhandenen Wasserabflusses an. Aber man hat auch den wirtschaftlichen Bedingungen des Einzelfalles Rechnung zu tragen und muß sich daher oft mit weniger begnügen.

Man wird allerdings sich vergegenwärtigen müssen, daß der wirkliche Betrieb sich nie so regelmäßig gestaltet, wie in den Betriebsplänen vorausgesetzt ist. Sei es nun, daß das entnommene Wasser für die Trinkwasserversorgung, für Kraftzwecke oder andere Aufgaben dient, immer wird ein gewisses Schwanken der Entnahme stattfinden. Aber immerhin ist es für die Beurteilung der ganzen wirtschaftlichen Sachlage zulässig, bis zu einer gewissen Grenze mit Durchschnittswerten zu rechnen.

In einem Wasserwirtschaftsplan sind die wesentlichsten Größen:

1. Der Zufluß zum Becken.
2. Die Abgabe von Wasser einschließlich der Verluste durch Versickern und Verdunsten.
3. Der Stauinhalt.

Für ein mit der Talsperre verbundenes zentrales Kraftwerk tritt noch eine weitere Größe in der Rechnung auf, die im Betriebsplan berücksichtigt werden muß: Die Gefällhöhe. Es kann hier die Kenntnis der zu dem jeweiligen Stauinhalt gehörigen Stauhöhe im Becken nicht umgangen werden. Denn das Produkt aus der Stauhöhe h (in m) und der Betriebsmenge Q (in cbm) — die Druckhöhe gegebenenfalls noch durch ein Gefälle in einer anschließenden Druckleitung vergrößert — gibt die Rohleistung $Q \cdot h$ und an der Turbinenwelle die in Pferdestärken ausgedrückte Nutzleistung $\frac{Q \cdot h \cdot 1000 \cdot 0,75}{75}$ PS. an, wenn der Wirkungsgrad des Wassermotors zu 75 v. H. angenommen wird.

Bei der Gegenüberstellung von Zufluß und möglicher Abgabe wird man vor allem zwei Hauptgesichtspunkte im Auge zu behalten haben:

1. Es muß der Wasserbedarf unter allen Umständen auch in einem trockenen Jahre aus der Talsperre gedeckt werden können.

2. Es muß bei Sammelbeckenanlagen im europäischen Mittelgebirge als unerläßliche Regel des Betriebes angesehen werden, daß das Staubecken beim Eintritt in die trockene Jahreszeit, also etwa am 1. April bis 1. Mai jeden Jahres gefüllt ist, um den Wasserbedarf in den sechs trockenen Sommermonaten zu decken.

Ferner wird man sich vergegenwärtigen müssen, daß im Mittelgebirge etwa $\frac{1}{3}$ und weniger des Gesamtjahresabflusses auf den Sommer und $\frac{2}{3}$ und mehr auf den Winter entfallen, während im Hochgebirge vielfach das Entgegengesetzte eintritt. Ist der Beckenstauraum nicht sehr reichlich bemessen, so wird man im Winter eine größere Nutzung erzielen können und dementsprechend z. B. bei Kraftwerken die Maschinenstärke einrichten. Diese natürliche Verteilung des Wasserabflusses fällt im allgemeinen zeitlich mit dem größeren Kraftbedarf der Elektrizitätswerke für Beleuchtungszwecke im Winter günstig zusammen.

Nachdem man sich in großen Zügen die grundlegenden Bedingungen für den Wasserhaushalt klar gemacht hat, kann man an die Aufstellung des Wasserwirtschaftsplanes auf Grund der durch Messung oder Berechnung ermittelten Wasserabflußmengen herantreten. Ein solcher Plan kann zeichnerisch und rechnerisch aufgestellt werden. Das erstere Verfahren giebt im allgemeinen eine übersichtlichere Darstellung. Beide Arten setzen aber voraus, daß man über die Verteilung der Abflußmengen im Jahreslauf Kenntnis hat.

Bei der Untersuchung des Wasserhaushaltes der Sammelbecken muß man im allgemeinen versuchsweise vorgehen, d. h. den Verbrauch und die Größe des Beckens in vorläufiger Annahme so groß wählen, als dies angängig erscheint, ohne in Zeiten knapper Zuflüsse auf ein leeres Becken zu kommen. Einigen Anhalt hierfür werden die Angaben im vorigen Abschnitt bilden. Wie weit man hierin gehen kann, muß die Untersuchung erweisen, jedenfalls aber hat man sich dabei zu vergegenwärtigen, wie dies schon oben dargelegt ist, daß es für den Betrieb günstig oder gegebenenfalls unerläßlich ist, beim Tiefstand des Wasserstandes im Becken noch eine gewisse Reserve zu behalten. Derartige Betriebspläne müssen insofern immer auf einer schwankenden Grundlage aufgebaut werden, als der Wasserhaushalt des Flusses sich in den einzelnen Jahren ungleichmäßig abspielt. Trockene und nasse Jahre treten in sehr verschiedenem Wechsel auf. Auch der Verbrauch an Betriebswasser, der sich dem Bedarf der Kraftabnahme anpaßt, ist ein wechselnder. Es ist also wünschenswert, die Untersuchungen über eine Reihe von Jahren (etwa 10 bis 12) auszudehnen und dabei auch die Frage zu prüfen, inwieweit der Stauraum etwa genügt, um den Wasservorrat des Niederschlagsgebietes nicht nur über die Trockenperioden eines Jahres, sondern über hintereinander folgende nasse und trockene Jahre auszugleichen. Hier die richtige Größe für das Sammelbecken zu wählen, ist durch schematisches Verzeichnen der Betriebspläne allein meist nicht zu erreichen. Zu peinlich ins einzelne getriebene Untersuchungen sind meist von wenig Wert. Es ist die Mitwirkung treffender Sachkenntnis nötig, die die großen Ziele übersieht. Neben der Erfahrung in Technik und Theorie muß eine richtige wirtschaftliche Auffassung vorwalten. Es ist dann die Aufgabe von Rentabilitätsberechnungen, an der Hand der Ergebnisse des Wasserwirtschaftsplanes zu prüfen, bis zu welcher Grenze die Mehraufwendung von Kapital für den größeren Stauraum im Einklang steht mit dem Vorteil, den die Nutzung aus dem erzielten besseren Wasserausgleich und der vermehrten Betriebswassermenge zieht. Kurzsichtigkeit oder Geldknpheit hat sich dabei oftmals begnügt, den Stauraum nach dem eigenen,

selbstüchtig oder kleinlich abgegrenzten Interesse zu bemessen, wiewohl der vorhandene Wasserreichtum des Tales eine größere, für die Zukunft sicherlich vorteilhaftere Anlage gestattet hätte.

b) Verluste durch Versickern und Verdunsten. Bei der Ermittlung des gewinnbaren Betriebswassers muß man ferner beachten, daß neben der Wasserabgabe gewisse Verluste im Sammelbecken auftreten, die praktisch der Entnahme von Wasser gleichkommen, jedenfalls die wirtschaftliche Ausnutzung des Wasservorrats beeinträchtigen und die Beckengröße beeinflussen. Es sind dies Verluste durch Versickern und Verdunsten des Wassers im Staubecken.

Verluste durch Versickern im Staubecken selbst werden im allgemeinen außer acht bleiben können, da die großen Talsperren in der Regel in Tälern mit felsigem Untergrund errichtet werden. Es sind ungewöhnliche Fälle, wenn durch Klüfte und unterirdische Adern großer Wasserverlust entsteht. Eingehender wird man diese Frage prüfen müssen, wenn im Flachland Becken im Alluvialboden geschaffen werden sollen. Es würde zu weit führen, an dieser Stelle auf den letzteren Gegenstand näher einzugehen. Talsperren, wie die Mescheder und Gothaer Sperre, die in der Talsohle und an den Hängen starke Undichtigkeiten zeigen, gehören zu den Ausnahmen.

An den Sperrmauern selbst ist bei sorgfältiger Ausführung eine fast volle Abdichtung zu erzielen. Wo stärkere Sickerungen vorhanden sind, hat dies meist in dem Fehlen einer guten Abdichtung des Mauerwerkes an der Wasserseite oder in der mangelhaften Bauausführung seinen Grund, wie z. B. an der Talsperre der Gileppe, an der das Wasser bei gefülltem Becken an der Luftseite stark herunter rieselt. Hier soll dies in der unsachgemäßen Herstellung des Mauerwerks seine Erklärung finden. Die Mauer ist zwar übermäßig in den Abmessungen, aber im Mauerwerk durchlässig. Ebenso konnte man an der Barmer Talsperre im Herbringhauser Tale ein starkes Rieseln an der Luftseite in den ersten Betriebsjahren bemerken. Auch die Vogesentalsperren sind etwas undicht. Andererseits muß man sich damit abfinden, daß unter dem hochgespannten Druck des Wassers im Becken ein Durchschwitzen, das sich durch feuchte Stellen an den Außenflächen des Mauerwerks kund gibt, nicht vollständig vermeidbar ist. Das liegt eben in der Natur des Mauerwerks, des Mörtels und der Steine, die das Wasser aufsaugen und weitergeben, bis es an der Luftseite in die Erscheinung tritt.

Einige Beobachtungen und Messungen im Betriebe von Talsperren mögen für die Beurteilung zum Anhalt dienen.

Sickermengen an den Solinger Talsperren. Die Größe der in den beiden Rohrstollen der Sperrmauer gemessenen Sickermengen ist in nachstehender Tabelle 33 zusammengestellt. Das gesamte Sickerwasser hat danach bei dem Druck des vollgefüllten Beckens bis 0,43 Sekundenliter betragen. Wie ersichtlich, sind geringe Schwankungen aufgetreten. Sonstige Undichtigkeiten zeigt die Sperrmauer nicht. Eine kleine Sickerung ist am linken Berghang bemerkbar, dort wo die Kaskade des Überfalls liegt. Hier zieht sich eine feine Wasserader scheinbar durch den Fels um die Mauer herum. Man kann diese Undichtigkeit nach vorläufiger Schätzung zu etwa 0,5 l/s annehmen. Der Gesamtverlust der Talsperre an Sickerwasser beträgt demnach etwa 1 l/s.

Der Staudamm des Vorbeckens hat erkennbare Undichtigkeiten nicht gezeigt und in seinem Bestande bisher keine Schäden oder nachteiligen Einflüsse der Stauung erkennen lassen.

Tabelle 33. Messung der Sicker Mengen an der großen Talsperre.
Stauinhalt 3,1 Mill. cbm, Stauhöhe 36 m.

Zeit	Stauhöhe des Beckens über NN.	Sickerungen in Sekunden- litern			Bemerkungen
		Rechter Stollen	Linker Stollen	Zu- sammen	
1903					
Mai	+ 139,5	0,42	0,06	0,48	Das Sickerwasser setzt sich zu- sammen aus dem Abfluß des in der Mauer liegenden Ent- wässerungsnetzes und mehrerer in der Felssohle abgefangenen Quellrohre. Etwa die Hälfte bringt allein ein Quellrohr im rechten Stollen.
Juni	+ 141,0	0,33	0,06	0,39	
Juli	+ 139,6	0,27	0,05	0,32	
August	+ 143,0	0,30	0,06	0,36	
September	+ 146,1	0,33	0,08	0,41	
Oktober	+ 147,0	0,32	0,08	0,40	
November	+ 147,0	0,36	0,07	0,43	
1904					
Januar	+ 146,7	0,26	0,06	0,32	Die Zahlen geben das monat- liche Mittel aus etwa 2 bis 5 Messungen an.
Februar	+ 146,9	0,28	0,06	0,34	
März	+ 147,0	0,28	0,06	0,34	
April	+ 147,0	0,29	0,06	0,35	

Eine Messung an der Ronsdorfer Talsperre (Wuppergebiet) aus dem Jahre 1903 gibt Tab. 34 wieder.

Tabelle 34. Sickerwasser an der Ronsdorfer Talsperre (Stauinhalt 300 000 cbm).
Größte Stauhöhe 19,3 m.

Jahr 1903	Sickerwasser cbm	Jahr 1903	Sickerwasser cbm
April	12 330	Oktober	5 009
Mai	12 741	November	2 521
Juni	12 330	Dezember	1 964
Juli	11 021	Januar	4 748
August	8 843	Februar	6 917
September	5 920	März	10 020

Im Jahr 1903 also zus. 94364 cbm.

Die Undichtigkeit der Nordhauser Talsperre (größter Stau 22,5 m) in den beiden Mauerstollen und aus der Entwässerungsanlage (2 Röhrensysteme, je eines an der Wasser- und Luftseite) betragen bei gefülltem Becken 3,73 l in der Sekunde. An der Glörbachtalsperre sind die in den Drainageleitungen zum Abfluß gelangenden Sicker Mengen beim höchsten Stau — Stauhöhe rund 30 m — zu 0,051 l/sek. gemessen. Anfangs — bei der ersten Füllung — war die Undichtigkeit zu 0,133 l/sek. gemessen worden. Man nimmt an, dass sich die feinen Poren des Putzes und Mauerwerks nach und nach zugesetzt haben.

Undichtigkeiten der Wuppertalsperren im Betriebsjahr 1906. Bevertalsperre (größte Stauhöhe 16,0 m). Die Menge des Sickerwassers schwankte je nach der Stauhöhe im Becken in den Hauptstollen von 0,001 bis 0,046 l/sek.; außerdem rieselten neben den Rohren 0,001 bis 0,008 l/sek. und aus den Felsspalten der Umlaufkaskade: 0 bis 0,2 l/sek.

Lingese (größte Stauhöhe 18,5 m'. Je nach der Stauhöhe sickerten: im Hauptstollen 0,04 bis 0,4 l/sek. Aus den Felsspalten flossen in weiterer Entfernung von der Mauer je nach der Druckhöhe im Staubecken 3 bis 82 l/sek. (jedoch ist darin auch das Quellwasser, welches von der Bergseite kommt, mitenthalten. Eine genaue Angabe der Größe des Abflusses aus dem Sammelbecken durch die Felsspalten ist daher nicht möglich¹⁾.

Über die Undichtigkeiten der Wuppertalsperren u. a. siehe weiterhin Abschnitt »Betrieb«.

Die gut abgedichtete Talsperre des Furens hat bei 50 m Wasserdruck und bei 1,2 Mill. cbm. Inhalt eine Undichtigkeit von 2 l/sek. gezeigt.

Der Leerlaufstollen der alten Remscheider Talsperre im Eschbachtale soll ohne Sickerungen sein. Die Sickerungen im Hauptstollen schwanken etwa zwischen 5 und 31 l in 24 Stunden. In der Felssohle unterhalb der Talsperre finden sich Sickerungen, die 70 bis 140 cbm in 24 Stunden betragen.

Man wird für durchschnittliche Ermittlungen sicher rechnen, wenn man für diese Sickerverluste einen Betrag von 1 l/sek. auf je 1 Mill. cbm Stauraum in Abgang stellt.

Für die Verdunstung kommt die freie Wasserfläche des Staubeckens in Betracht. Zur Beurteilung der Verdunstungsverluste in dem Sammelbecken mögen folgende Angaben dienen.

Bei den im Wuppergebiet für die Zwecke des Talsperrenbaues vorgenommenen Verdunstungsmessungen hat man festgestellt, daß die Verdunstungshöhe einer ruhenden Wasserfläche — unter den dortigen Verhältnissen, Meereshöhe etwa 300 m — durchschnittlich 1000 mm im Jahr ist. Die Verdunstungshöhe beträgt in den Sommermonaten 10 bis 16 v. H., in den Wintermonaten 1 bis 3 v. H. der Jahreshöhe für 1 Monat (s. Tab. 35). Es waren flache Wasserbehälter von 1 qm Größe aufgestellt, darüber in 15 cm Entfernung eine Glasplatte gelegt, die dem Wind gestattete, über die Wasserfläche zu streichen, den Sonnenschein nicht behinderte, aber den Regen abhielt. Es war im Bevertal i. J. 1889 die Verdunstungshöhe in den einzelnen Monaten wie folgt:

Januar	27 mm	Juli	168 mm
Februar	30 ..	August	135 ..
März	60 ..	September	102 ..
April	97 ..	Oktober	75 ..
Mai	134 ..	November	33 ..
Juni	154 ..	Dezember	10 ..
Jahr 1025 mm			

Tabelle 35. Verdunstungshöhen (Messungsergebnisse).

	Lennep + 340 N. N. mm	Ülfetal + 270 N. N. mm	Bevertal + 270 N. N. mm
1889	855	966	1025
1890	629	704	799
1891	684	781	749
1892	792	835	836
Monatliches Maximum	156 (Mai 1892)	166 (Juni 1889)	168 (Juli 1889)
Monatliches Minimum	10 (November 1890)	4 (Dezember 1891)	20 (November 1890)

¹⁾ Wasserwirtschaft und Wasserrecht 1907. S. 120.

Bei den Vogesenstauweihern wurden jährlich 600 mm festgestellt, wovon 44 v. H. auf die Monate Juli bis September, also durchschnittlich täglich 2,9 mm entfallen. Nach den Beobachtungen an der Remscheider Talsperre beträgt die Verdunstung 850 mm im Jahr für die Wasserfläche des Weihers.

In Augsburg wurde nach 14jähriger Beobachtung die Verdunstung von einer durch die Sonne beschienenen Wasserfläche festgestellt wie folgt¹⁾

Januar	15 mm	Juli	221 mm
Februar	65 ..	August	223 ..
März	113 ..	September	198 ..
April	174 ..	Oktober	115 ..
Mai	200 ..	November	76 ..
Juni	205 ..	Dezember	21 ..
		1626 mm	

Bei den Vorarbeiten für das Etzelwerk projekt (Schweiz) ist für die Wasserfläche des Sihlsees — der 900 m über dem Meere liegt — eine jährliche Verdunstungshöhe von 900 mm angenommen. Die Versickerung in dem 96,5 Mill. cbm großen Becken an den Berghängen, im Untergrund und bei den Abschlußdämmen ist zu 0,1 cbm in der Sekunde in Anschlag gebracht worden.

Nach Friedrich ist die Verteilung der Verdunstung auf die einzelnen Jahreszeiten:

	Es verdunsten von der Regenhöhe	
	der Jahreszeit v. H.	des ganzen Jahres v. H.
Frühling	81	21
Sommer	95	34
Herbst	68	15
Winter	35	6
	—	76

Für den Wasserwirtschaftsplan der Möhnetsperre wurde ebenfalls eine Verdunstungshöhe von 900 mm zugrunde gelegt. Andererseits wurde berücksichtigt, daß die auf die Staufläche fallenden Niederschläge keine Verluste erleiden, sondern der Wasseraufspeicherung unmittelbar zu Gute kommen. Die Verlusthöhe wurde im übrigen zu 350 mm angenommen. Demgemäß wurden für den Verlust der Wasserfläche 900 — 350 = 550 mm Höhe in Ansatz gebracht. Sicherer erscheint es, mit der vollen Verdunstungshöhe zu rechnen.

Seit mehreren Jahren sind an den Solinger Talsperren Verdunstungsmessungen erfolgt; das geschieht mittels der Vorrichtung System Wild. Die Aufzeichnungen des Apparates beruhen auf der Wirkung des Hebels. Der Wasserverlust infolge Verdunstung wird durch einen Zeiger an der Skala angegeben. Auf die 20 ha große Wasseroberfläche des Solinger Beckens berechnet haben sich die Werte der Tab. 36 ergeben²⁾. Es fällt die starke Verdunstung des ungewöhnlich heißen Sommers 1911 auf.

¹⁾ Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1906. S. 1061.

²⁾ Nach Mitteilung des Wasser- und Elektrizitätswerks in Solingen.

Tab. 36. Verdunstungsmessungen an den Solinger Talsperren.

Monat	1907/08	1908/09	1909/10	1910/11	1911/12
	cbm	cbm	cbm	cbm	cbm
April	11 800	9 920	15 000	11 700	11 380
Mai	20 760	12 180	20 680	15 140	13 620
Juni	14 780	14 950	10 580	11 700	11 680
Juli	12 180	15 460	10 160	8 060	19 020
August	11 820	11 440	10 280	10 020	17 280
September	8 700	10 380	6 040	5 400	11 260
Oktober	5 380	6 400	5 900	4 360	5 020
November	3 380	4 280	3 260	3 120	3 960
Dezember	4 060	2 840	3 980	3 480	3 200
Januar	2 380	2 700	3 360	1 960	3 520
Februar	3 520	3 340	3 380	4 280	3 540
März	5 500	6 440	6 600	6 860	6 800
	104 260	100 330	99 220	86 080	110 280
Jährl. Verdunstungshöhe in mm .	521	502	496	430	551

Bei Feststellung des Wasserbedarfs für die Kanalspeisung des Großschiffahrtsweges Berlin-Stettin wurden Verdunstungsmessungen in der Versuchsstelle am Mäckersee bei Eberswalde vorgenommen. Das Wasser befand sich in flachen Blechbehältern, die in das Erdreich eingelassen waren. Die Ermittlung geschah durch unmittelbare Messung. Die Ergebnisse sind nachstehend zusammengestellt¹⁾. Die Zahlen geben in Millimetern die Verdunstung in 24 Stunden an. Auch hier zeigt sich der Einfluß der überaus heißen Witterung des Sommers 1911.

Monat	1910	1911
	mm	mm
Januar	—	} Frost
Februar	—	
März	—	1,3
April	—	2,61
Mai	—	3,66
Juni	5,35	4,85
Juli	3,08	5,30
August	1,64	6,77
September	1,68	3,63
Oktober	1,30	1,22
November	1,00	0,94
Dezember	0,00	0,36

In Kalifornien an Staubecken angestellte Verdunstungsmessungen haben einen wesentlichen Einfluß der Wasserwärme auf die Verdunstung erkennen lassen. Die Verluste schwankten dort zwischen 1,5 mm im Winter und 13 mm im Sommer auf den Tag berechnet²⁾. Am Sweetwater Becken wurden 1350 mm jährliche Verdunstung der Wasserfläche gemessen³⁾.

Für Voruntersuchungen vorliegender Art wird man für mitteleuropäische Klimaverhältnisse i. M. für den Sommer eine tägliche Verdunstungshöhe von 4 mm, für die Wintermonate 1 mm und im Jahresmittel 2 mm als hinreichend in Ansatz bringen dürfen.

¹⁾ Nach Mitteilung von Regierungsbaumeister Niebuhr.

²⁾ Le Génie Civil. 9. Sept. 1905. — ³⁾ Schuyler a. a. O. S. 237.

Falls die Abgabe des Betriebswassers zur Aufhöhung des Niedrigwassers in Triebbächen erfolgt, entstehen weitere Wasserverluste im fließenden Wasser. Unsere Kenntnis über diese Vorgänge ist noch eine mangelhafte. Es sprechen bei diesem Vorgange viele Umstände mit, deren Besprechung den Rahmen dieser Schrift überschreiten würde. Einige Bemerkungen siehe des Verfassers Schrift: Der Talsperrenbau und die deutsche Wasserwirtschaft 1902, S. 22.

Es bietet sich hier der Wärme und den Sonnenstrahlen eine meist ungeschützte Fläche dar und der lebhafte Wirbel der Strömung, im besonderen der sprudelnde Abfluß der Gebirgsbäche ist nur zu geeignet, die Verdunstung zu fördern. Man wird in dieser Beziehung zu unterscheiden haben:

1. Zuleitungskanäle, für die die Annahmen über Verdunstungs- und Versickerungsverluste bei Schiffahrtskanälen maßgebend sein können.
2. Bachläufe, in denen eine Aufhöhung des Niedrigwassers durch Zuschuß aus Sammelbecken erfolgt.

Es ist zu erhoffen, daß ein systematisch angelegter Betrieb der neueren Talsperren hier Aufklärung und Ergebnisse bringen wird. Man wird gut tun, im Einzelfall nach Erkundung der Untergrundverhältnisse in den Tälern der Triebbäche, der Grundwasserverhältnisse usw. sich ein ungefähres Bild der zu erwartenden Verluste zu machen. Bei den Untersuchungen über die Anlage von Staubecken im Quellgebiet der Lippe stand diese Frage zur Erörterung und man befürchtete, daß das aus der projektierten Talsperre an der Alme ausgelassene Wasser in den Klüften des durchlässigen Kalkgebirges zeitweise vollständig versickern würde. Wenn auch anzunehmen war, daß es auf unterirdischem Wege wieder zur Lippe zurückkehren werde, so mußte doch eine sichere und rechtzeitige Wirkung der Sammelbecken fraglich erscheinen¹⁾.

Für den Nil rechnet man z. B., daß von den 1065 Mill. cbm betragenden Inhalt des Staubeckens bei Assuan auf etwa 530 km Stromlänge bis Assiut (Abb. 1) durch Verdunsten und Versickern 302 Mill. cbm verloren gehen, sodaß an letzterem Ort noch 763 Mill. cbm Wasser zur Verfügung stehen. Andererseits ist nachgewiesen, daß die Flüsse mitunter eine bedeutende Verstärkung ihrer Wasserführung aus dem Grundwasser des Tales erfahren. Ein Beispiel hierfür bieten der Po und Tessin in Oberitalien. Näheres darüber siehe Zentralbl. d. Bauverwalt. 1894 S. 68. Allgemein zu benutzende Angaben lassen sich dafür schwer machen, weil diese Vorgänge zu sehr mit der Eigenart des Flußbettes und der Beziehungen der sichtbar und unsichtbar abfließenden Wasserwelle zu einander abhängen.

Im übrigen wird man sehr bedeutende Verluste für die Versickerung im vorliegenden Fall kaum in Rechnung setzen dürfen, wenn man den Inhalt von Staubecken bestimmen will, welche dazu dienen sollen, den Abfluß der natürlichen Wasserläufe zu vermehren. Die Verluste für Verdunstung und Versickerung des abströmenden Wassers kommen aber nur zum kleinen Teil auf Rechnung des Zuschußwassers aus den Talsperren. Denn es handelt sich hier nicht um die Ableitung des Wassers in einem neuen Bett, sondern um die Vermehrung der Wassermenge eines alten Flußlaufes. Eine Zunahme der Verdunstungsmenge in den gespeisten Bächen wird ebenso in wesentlichem Maße nicht eintreten, da die verdunstende Wasseroberfläche durch das Zuschußwasser nicht erheblich vergrößert wird. Man wird den Gesamtverlust für Versickern und Verdunsten ausreichend berücksichtigen, wenn man ihn zu 10 bis 15 v. H. der Speisewassermenge

¹⁾ Kommissionsbericht des preußischen Abgeordnetenhauses über die Wasserstraßenvorlage d. Jahres 1904, S. 89.

aus einmaliger Beckenfüllung in Ansatz bringt. Da die Beckenfüllung etwa 2—3 mal im Jahr erfolgt, so ergibt sich der obige Verlust zu $3\frac{1}{3}$ bis 5 v. H. der Jahresabflußmenge. Intze nahm in seinen Berechnungen im allgemeinen den Gesamtverlust durch Verdunstung in den Sammelbecken zu etwa 1 v. H. der Jahresabflußmenge an und vernachlässigte die Verluste im fließenden Wasser unterhalb der Becken, da sie nach seiner Ansicht nicht größer als früher sind, als der Zuschuß noch nicht erfolgte.

Sicher ist, daß bei den Verlusten in Kanälen eine sorgfältige Abdichtung des Kanalbettes eine große Rolle spielt und es sei bemerkt, daß man in gutabgedichteten Kanalbetten der Scheitelhaltungen nach Maßgabe der beim Bau des Großschiffahrtsweges Berlin-Stettin ausgeführten Versuche mit einer täglichen Versickerungshöhe von im Maximum 19 mm und im Durchschnitt des Jahres mit 13 mm rechnen kann¹⁾.

c) Aufstellung der Wasserwirtschaftspläne. Nach der Art der Wasserabgabe aus dem Sammelbecken kann man folgende Gruppen von Wasserwirtschaftsplänen unterscheiden:

Betriebspläne für gleichmäßige oder annähernd gleichmäßige Abgabe des aufgespeicherten Wassers im Jahreslauf oder während größerer Zeiträume im Jahre. Dieser Betrieb findet statt bei Talsperren, die den Zwecken der Trinkwasserversorgung oder der Kanalspeisung dienen. Für die Kraftgewinnung an einem offenen Bachlaufe wird diese Art der Wasserabgabe nur seltener platzgreifen; hier ist mehr der in nächstem Absatz angedeutete Betrieb üblich.

Betriebspläne zur Abgabe von Zuschußwasser in trockener Zeit zur Aufhöhung des Niedrigwassers in Triebbächen zur Grundwasserspeisung oder für Schiffahrtzwecke. Dieser Fall liegt vor, wenn die natürliche Wasserführung eines Triebbaches für Kraftzwecke, wie z. B. der Wupper oder eines größeren Wasserlaufes für die Schiffahrt vermehrt werden soll. Hierher sind auch die Talsperren des Ruhrtalsperrenvereins zu rechnen, die in trockener Zeit den Ersatz des von den Wasserwerken an der unteren Ruhr fortgepumpten Wassers liefern, indem das Zuschußwasser den Grundwasserstrom der Ruhr speist. Ferner sind die Becken für nur zeitweise erfolgende landwirtschaftliche Bewässerung hierher zu zählen.

Betriebspläne für zentrale Wasserkraftwerke. Hier findet eine ständige, aber wechselnde Wasserabgabe statt. Es soll im wesentlichen eine dauernd gleichmäßige Kraftleistung erzielt werden. Daher kann die Wasserentnahme bei gefülltem Becken und hohem Nutzgefälle kleiner sein als bei abnehmendem Wasserstand im Becken, wo eine größere Betriebswassermenge abgezapft werden muß, um mit kleinerem Gefälle die gleiche Kraft zu erzeugen.

Betriebspläne für Hochwasserschutzbecken, deren Hauptzweck nicht die Abgabe, sondern die Zurückhaltung des Wassers ist.

Betriebspläne für Sammelbecken, die mehreren Zwecken zugleich dienen.

Betriebspläne für gleichmäßige oder annähernd gleichmäßige Wasserabgabe.

Die Aufzeichnung des Betriebsplanes gestaltet sich verhältnismäßig einfach. Ein zweckmäßiges Verfahren hierfür ist im Zentralblatt der Bauverwaltung 1898 S. 390 mitgeteilt. Man bildet ein Koordinatensystem, dessen Abszisse die Zeiteinheiten sind. Bei sehr genauer Untersuchung sind dies die Tage, im allgemeinen wird es ausreichen, die

¹⁾ S. auch Zeitschr. f. Bauwesen 1910.

Monatszeiträume als Einheit zu wählen. Am Ende jeder Zeiteinheit werden der bis dahin summierte Zufluß zum Becken, wie Abfluß aus dem Becken als Ordinaten aufgetragen. Als solche Entnahme sind ferner Verluste durch Versickern und Verdunsten einzutragen. Der Ordinatenunterschied der beiden Linien gibt dann für jeden Augenblick unmittelbar die Größe des Beckenvorrates an. Trägt man diese Unterschiede in einer neuen Darstellung als Ordinaten auf, so erhält man eine Kurve, die den Verlauf des Stauinhaltes in der untersuchten Zeit erkennen läßt. Man wird nun den Beckeninhalte nach Maßgabe allgemeiner Erfahrungssätze (s. § 13) zunächst schätzungsweise wählen. Wird der Ordinatenunterschied größer als der Beckenraum, so würde ein Überlaufen eintreten. Das bedeutet einen Wasserverlust, der gleichwertig einer Wasserentnahme im Betriebsplane erscheint. Der Beckenraum ist dann zu klein gewählt. Ist das Becken zu groß, so wird es sich nie füllen. Beide Zustände muß man möglichst vermeiden. Man wird in dieser Hinsicht zu einer zweckmäßigen Wahl kommen, wenn man den Zu- und Abflußvorgang über eine ausreichende Zeitspanne (mehrere Jahre) verfolgt.

Während die Zuflußsummenlinie eine nach Maßgabe der gemessenen oder geschätzten Wasserabflusses gegebene Größe ist, ist die Verbrauchssummenlinie zu suchen. Man legt diese probierenderweise fest, und wählt sie derart, daß das Becken niemals vollständig leer wird, d. h. so, daß die Verbrauchslinie die Zuflußsummenlinie nicht erreicht, da es in mehrfacher Hinsicht (Trinkwasserversorgung, Kraftbetriebe) erwünscht ist, daß selbst in trockenster Zeit noch ein gewisser Bestand übrig bleibt.

Der Beckeninhalte wird gleich 0 werden können, wenn in jedem Augenblick der Wasserbedarf gleich dem Zufluß ist; dann fällt Zufluß und Verbrauchssummenlinie zusammen. Ein Fall, der aber keine praktische Bedeutung hat. Der andere Grenzfall würde vorliegen, wenn zwei scharf getrennte Perioden der Regenzeit und der Trockenheit bestehen, wie dies in den Tropen vorkommt. Wenn somit in der Regenzeit der ganze Vorrat zurückgehalten werden muß, so werden bei gleichmäßiger Verbrauchsentnahme am Ende für die Trockenperiode 50 v. H. des Abflusses aufzuspeichern sein. So krasse klimatische Verschiedenheiten sind in unserer gemäßigten Zone nicht vorhanden. Zuflüsse, die den Beckeninhalte nachhaltig ergänzen, finden auch in der Sommerzeit statt, und z. B. an der Wupper folgen sich im Jahreslauf etwa 10 bis 12 Anschwellungen. Man kommt daher bei großen Niederschlagsgebieten im allgemeinen mit weniger als 50 v. H. des Abflusses aus. Anders in kleineren Talsperren. Wenn man erwägt, 1) daß bei kleineren Niederschlagsgebieten der sommerliche Zufluß zum Becken — in den sechs trockenen Monaten April bis September einschl. — wenn man sicher gehen will, nach den Erfahrungen an der alten Remscheider Anlage — gleich Null gesetzt werden muß (s. S. 94) und 2) daß der Trinkwasserverbrauch im Sommer zu demjenigen des Winters etwa im Verhältnis 9 : 7 steht, so erscheint es berechtigt, daß, wie oben angegeben, der neuen Remscheider Talsperre (Neye-Talsperre) nicht nur 50 v. H. sondern sogar 65 v. H. des Jahresabflusses als Stauraum gegeben ist.

Einige Beispiele mögen dieses Verfahren zeichnerisch und rechnerisch erläutern.

Okertalsperre. Die Abb. 35 stellt den Betriebsplan des geplanten Staubeckens im Okertal (Harz) dar. Das Becken soll der Kraftgewinnung in einem nicht weit unterhalb gelegenen zentralen Kraftwerk, der Aufhöhung des Triebwassers für die Triebwerke an der Oker und Aller und dem Hochwasserschutz dienen. Die Abflussmengen aus dem Niederschlagsgebiet (66,7 qkm) sind ermittelt zu:

	Jahresabflußmenge	sekundl. mittl. Abflußmenge
1901	49,1 Mill. cbm	1,56 cbm
1902	58,3 „ „	1,85 „
1903	42,0 „ „	1,33 „

150 Millionen cbm

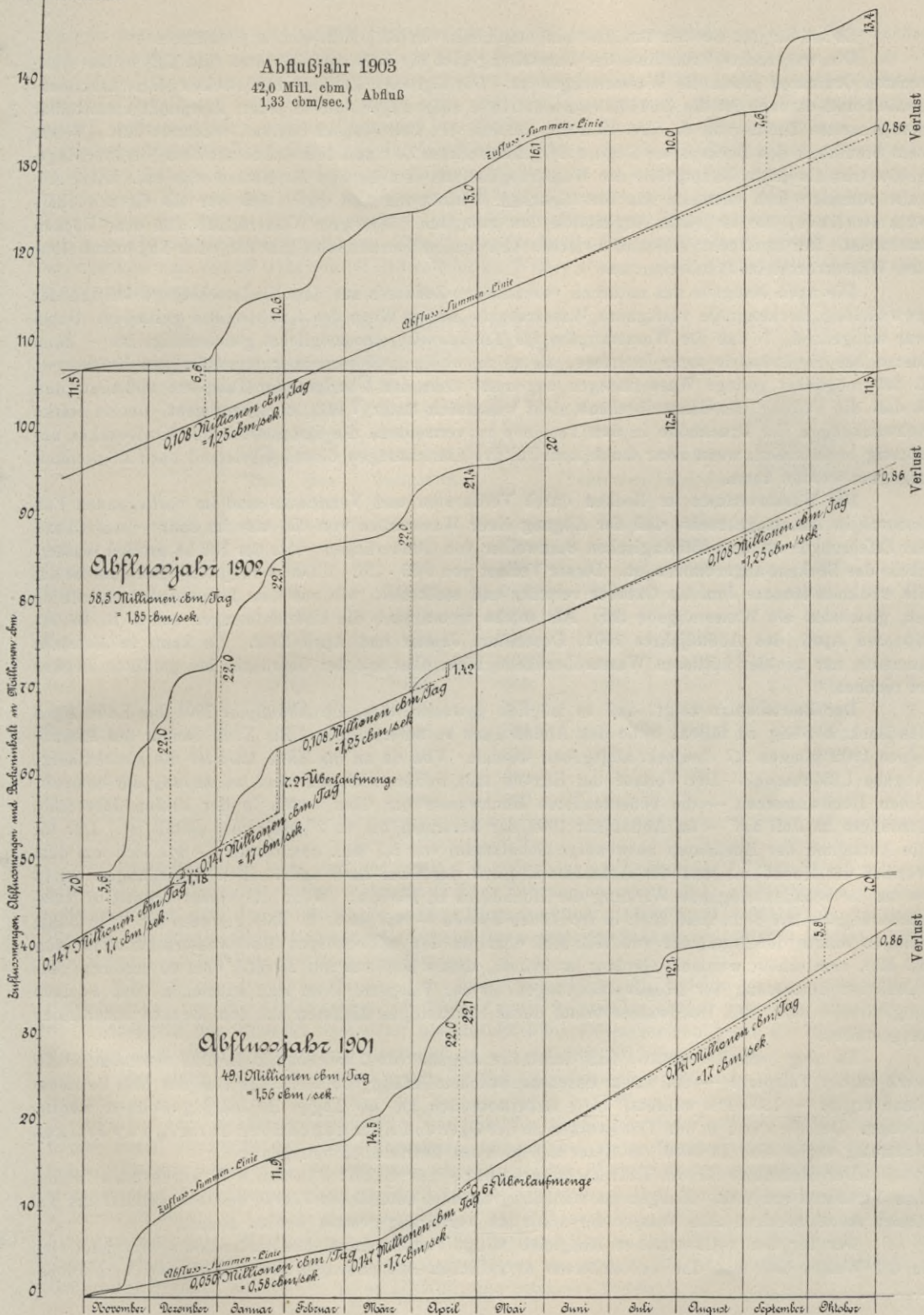


Abb. 35. Wasserwirtschaftsplan für das Sammelbecken im Okergebiet (Harz) für die Abflußjahre 1901 bis 1903 (Entwurf). Niederschlagsgebiet 66,7 qkm. Stauinhalt 22,1 Mill. cbm.

Es ist für das Becken zunächst ein Stauinhalt von 22,1 Mill. cbm angenommen.

Die wagerechte Grundlinie der Darstellung gibt die Zeit nach Monaten und Tagen, die senkrechten Ordinaten geben die Wassermengen an. Die täglichen Zuflüsse zum Becken sind zusammengezählt und darnach ist die Zuflußsummenlinie aufgetragen, die in jedem Zeitpunkt unmittelbar den gesamten Zufluß vom 1. Nov. 1901 ab, an dem der Betriebsplan beginnt, erkennen läßt. Neben dem Stauinhalt des Beckens am Beginn der untersuchten Zeit und dem Zufluß aus dem Niederschlagsgebiet tritt als dritte Hauptgröße die Wasserabgabe aus dem Becken für Nutzzwecke auf. Diese Abgabe summiert sich ebenfalls aus der täglichen Abströmung und stellt sich dar als die Abflußsummenlinie, die in jedem Augenblick den gesamten bisherigen Wasserabfluß aus dem Becken nachweist. Der senkrechte Abstand zwischen den beiden Summenlinien gibt für jeden Tag unmittelbar den Wasservorrat im Staubecken an.

Die nach Maßgabe des natürlich vorhandenen Zuflusses aus dem Niederschlagsgebiet und der gewählten Beckengröße verfügbare Wasserabgabe ist im Wege des Probierens gefunden. Dabei war maßgebend, 1. daß die Wasserabgabe für Triebzwecke eine möglichst gleichmäßige ist — denn hieran hat die Industrie mehr Interesse, als an zeitweilig größeren, aber unbeständigen Kräften —, 2. daß möglichst geringe Wassermengen ungenutzt über den Überlauf der Talsperre abfließen und 3. daß die Füllung des Sammelbeckens nicht wesentlich unter 7 Mill. cbm herabgeht, um zu starke Schwankungen der Druckhöhe in den Turbinen zu vermeiden, die den Betrieb des Kraftwerkes ungünstig beeinflussen, wenn zwar durch konstruktive Einrichtungen diesem Übelstand nach Möglichkeit begegnet werden kann.

Die Wasserverluste im Becken durch Verdunsten und Versickern sind im vorliegenden Fall dadurch in Ansatz gebracht, daß der Abgang einer Wasserhöhe von 650 mm im Jahr — auf Grund der Erfahrungen an dem lothringischen Stauweiher von Gunderfingen — in der 132 ha großen Wasseroberfläche des Beckens angenommen ist. Dieser Verlust von $0,65 \cdot 132 \cdot 10000 =$ rund 0,86 Mill. cbm ist auf die trocknen Monate Juni bis Oktober verteilt, und stellt sich, wie aus dem Betriebsplan ersichtlich ist, gleichsam als Wasserabgabe dar. Als solche treten auch die Überlaufmengen auf z. B. in den Monaten April des Abflußjahres 1901, Dezember, Januar und April 1902. Es kann in Betracht kommen, nur mit der mittleren Wasseroberfläche, nicht aber mit der Oberfläche bei gefüllten Becken zu rechnen.

Der Betriebsplan zeigt, daß es möglich gewesen wäre, im Abflußjahr 1901 bis Ende April das Becken völlig zu füllen, ohne den Abfluß ganz zu unterbrechen. Bis Ende Januar des Abflußjahres 1902 können 1,7 cbm/sek. abgegeben werden. Von da an bis Ende 1903 ist die gleichmäßige Abgabe 1,25 cbm/sek. Der Verlauf der Kurven läßt weiter erkennen, daß zu Anfang der sommerlichen Hochwasserzeit — die bedeutendsten Hochwasser der Oker treten in der heißen Jahreszeit, besonders im Juli auf — im Abflußjahr 1902 der Stauraum bis zu 20 Mill. cbm gefüllt ist. Der für die Aufnahme der Hochfluten notwendige Schutzraum von 8,3 Mill. cbm haben — wie sich aus dem Verlauf der Hochfluten und der Aufnahmefähigkeit der Oker nach anderweiten Ermittlungen ergibt — um die schadenbringende Wirkung der Hochfluten zu hindern. Wenn die vorher ermittelte Wasserabgabe mit Sicherheit auch in trockenen Jahren — wie es z. B. 1903 gewesen ist — erfolgen soll, so müßte der Stauinhalt von 22,1 Mill. cbm um den notwendigen Hochwasserschutzraum von 8,3 Mill. cbm erhöht werden. Geplant ist jedoch, dieses Maß nur auf 26 Mill. cbm zu erhöhen. Bei reichlicher Bemessung der Ablaßvorrichtungen an der Talsperre kann man annehmen, daß es dann möglich sein wird, den Hochwasserverlauf durch rechtzeitiges Ablassen aus dem Becken unschädlich zu gestalten.

Es mag bemerkt werden, daß durch die Abgabe von 1,25 cbm/sek. in dem zentralen Kraftwerk an der Talsperre — bei einem durchschnittlichen Gefälle von 48 m, das sich aus dem Betriebsplane ergibt — 1200 PS. während $14\frac{1}{2}$ Arbeitsstunden an 300 Tagen im Jahre gewonnen werden können. Der Gewinn in den Triebwerken an der Oker und Aller gegenüber der gegenwärtigen Nutzung ergibt sich zu 3000 PS. unter den gleichen Betriebsbedingungen¹⁾.

Der Stauinhalt für die Trinkwassersperre der Stadt Plauen i. V. wurde nach folgendem Verfahren ermittelt. Maßgebend war, daß von dem natürlichen Vorrat nichts ungenutzt ins Tal fließen sollte, sondern alles Wasser der Stadt zur Verfügung gestellt werden konnte.

Der für den vollkommenen Ausgleich nötige Fassungsraum des Staubeckens berechnet sich in der Weise, daß man den beobachteten monatlichen Abflußmengen die monatlichen Verbrauchs-

¹⁾ Hochwasser-Sammelbecken im Okergebiet. Jahrbuch für Gewässerkunde. Bd. 1. Nr. 3.

mengen gegenüberstellt und unter Berücksichtigung der für jeden Monat sich ergebenden Ueberschüsse und Fehlbeträge den Beckeninhalte am Ende jeden Monats feststellt, unter der Annahme, daß am Anfang des Jahres eine gewisse Menge x im Becken vorhanden ist. Wenn vollkommener Ausgleich zwischen Zufluß und Verbrauch eintreten soll, muß der Fassungsraum einerseits den größten Fehlbefehlbedarf, andererseits den größten Überschuß am Schluß eines Monats zu fassen vermögen. Dem so gefundenen Rauminhalt ist noch derjenige Inhalt hinzuzufügen, der als sog. eiserner Bestand im Becken zu bleiben hat, d. h. unter welchen die Füllung des Beckens an keinem Tage herabsinken darf; im vorliegenden Fall wurden hierfür mindestens 500000 cbm angenommen. Unter Berücksichtigung der Verhältnisse des Jahres 1901, des einzigen, für welches vollkommene Beobachtungen vorlagen, ergab sich folgende tabellarische Berechnung (Tab. 37) für die Größe des Hauptbeckens, wobei angenommen ist, daß von dem Zufluß während der Aufstauung im Weiher etwa $\frac{1}{3}$ durch Verdunstung und Versickerung verloren geht.

Tabelle 37. Betriebsplan der Talsperre der Stadt Plauen für das Jahr 1901.
Niederschlagsgebiet rund 10 qkm.

Monat	Monatl. Zufluß aus dem Niederschlagsgebiet in Taus. cbm (gemessen)	Monatl. Abzug nach $33\frac{1}{3}$ v. H. Verlust in Taus. cbm	Monatl. Trinkwasserbedarf in Taus. cbm	Monatl. Überschuß in Taus. cbm	Monatl. Fehlbefehlbedarf in Taus. cbm	Inhalt des Beckens am Ende des Monats in Taus. cbm	Bemerkungen
Januar	146	100	340	—	240	$x - 240$	x = Inhalt des Beckens am 1. Januar früh.
Februar	75	50	342	—	292	$x - 532$	
März	980	653	343	310	—	$x - 222$	
April	1872	1248	475	773	—	$x + 551$	
Mai	407	275	475	—	200	$x + 351$	
Juni	109	73	485	—	412	$x - 61$	
Juli	1043	695	545	150	—	$x + 89$	
August	764	510	550	—	40	$x + 49$	
September	237	158	545	—	387	$x - 338$	
Oktober	946	630	340	290	—	$x - 48$	
November	347	231	339	—	108	$x - 156$	
Dezember	743	495	339	156	—	$x + 0$	
	7669	5118	5118				

Diese Rechnung lehrt, daß der Inhalt x des Beckens am Beginn des Jahres so groß sein muß, daß er zur Deckung des größten Fehlbefehlbedarfs Ende Februar ausreicht, d. i. = 532000 cbm. Andererseits muß aber auch der größte vorkommende Überschuß über x Ende April = 551000 cbm im Becken Platz finden; sonach ergibt sich der erforderliche Rauminhalt des Beckens zu $532000 + 551000 + 500000$ (eis. Best.) = 1583000 cbm = rund 1600000 cbm.

Eine gleiche Rechnung für das Jahr 1902 durchgeführt, für welches bis zur Aufstellung des Betriebsplanes nur die Abflußmengen bis Ende August feststanden, ergab unter der Annahme, daß die Abflüsse in den Monaten September bis einschließlich Dezember annähernd die gleichen wie im Vorjahre sind, einen erforderlichen Beckeninhalte = rund 2000000 cbm (Tab. 38).

Man sieht, wie große Schwankungen in den Ablaufmengen vorkommen und wie außerordentlich abhängig hiervon die Bemessung des Beckeninhaltes ist. Wenn, was nicht ungewöhnlich wäre, der Oktober sehr trocken gewesen wäre und erst der November wieder größere Wassermengen gebracht hätte, so würde der nötige Fassungsraum noch um einige Hunderttausend cbm größer ausfallen. Ebenso würde eine Verschiebung im prozentualen Verhältnis der monatlichen Verbrauchsmengen eine Vergrößerung des erforderlichen Fassungsraumes des Beckens ergeben haben. Für spätere Zeit wurde in Aussicht genommen, benachbarte Niederschlagsgebiete zur Speisung des Beckens hinzuzuziehen, deren Wasser mit verhältnismäßig geringen Kosten zugeführt werden können. Es tritt dadurch eine Vergrößerung des Niederschlagsgebietes um rund $\frac{2}{3}$ ein und dementsprechend ist die Größe des Beckens auf $(1 + \frac{2}{3}) 2,0 = 3,3$ Mill. cbm bemessen worden¹⁾.

¹⁾ Nach »Talsperre« 1903.

Tabelle 38. Betriebsplan der Talsperre der Stadt Plauen für das Jahr 1902.
Niederschlagsgebiet rund 10 qkm.

Monat	Monatl. Zufluß aus dem Niederschlagsgebiet in Taus. cbm gemessen	Monatl. Zufluß nach Abzug von $33\frac{1}{3}$ v. H. Verlust in Taus. cbm	Monatl. Trinkwasserbedarf in Taus. cbm	Monatl. Überschuß in Taus. cbm	Monatl. Fehlbedarf in Taus. cbm	Inhalt des Beckens am Ende des Monats in Taus. cbm	Bemerkungen
Januar	2041	1360	330	1030	—	x + 1030	x = Inhalt des Beckens am Jahresanfang.
Februar	516	345	330	15	—	x + 1045	
März	772	515	340	175	—	x + 1220	
April	602	400	500	—	100	x + 1120	
Mai	567	380	500	—	120	x + 1000	
Juni	781	520	550	—	30	x + 970	
Juli	261	175	590	—	415	x + 555	
August	325	220	600	—	380	x + 175	
September	237	160	580	—	420	x — 245	
Oktober	946	630	380	250	—	x + 5	
November	347	230	370	—	140	x — 135	
Dezember	743	495	360	135	—	x + 0	
	8138	5430	5430				

Nötiger Beckeninhalt = 1 220 000 + 245 000 + 500 000 = 1 965 000 cbm, rund 2 000 000 cbm.

Dieses Verfahren erscheint hauptsächlich dort geeignet, wo ein ziemlich gleichmäßiger Wechsel zwischen Fehlbedarf und Überschuß ist, wie z. B. im vorliegenden Falle im Jahre 1901. Das Jahr 1902 zeigt eine ausgesprochene Trockenperiode von sechs Monaten (April bis September). Hier ist der Fehlbedarf dieser sechs Monate maßgebend, der zusammen 1 465 000 cbm, d. h. gleich dem errechneten nötigen Beckeninhalt ist. Überdies ist bei dem Verfahren angenommen, daß in jedem Jahre ein vollkommener Ausgleich vorhanden ist. Dies wird sich praktisch nicht leicht ergeben. Ein zweijähriger Abfluß ergibt ein noch nicht ausreichendes Bild des Wasserhaushaltes. Es wird ferner erwünscht sein, aus einem nassen Jahr einen Vorrat in das nächste, vielleicht trockene Jahr hinüberzunehmen. Aus alle diesem ergibt sich dann die Notwendigkeit eines wesentlich größeren Stauraumes. Ein Beckenraum von 2,0 Mill. cbm, d. h. nur etwa 25 v. H. des Gesamtjahresabflusses von 7,7 bis 8,1 Mill. cbm, der in Plauen gemessen wurde, erscheint gering und würde nach den heute vorliegenden Erfahrungen einen vollkommenen Ausgleich des Abflusses praktisch nicht erwarten lassen.

Betriebspläne zur Abgabe von Zuschußwasser in trockener Zeit zur Aufhöhung des Niedrigwassers in Triebbächen zur Grundwasserspeisung oder für Schifffahrtzwecke. Es sollen die leitenden Gesichtspunkte und die Aufstellung derartiger Betriebspläne kurz gekennzeichnet werden. Dabei sei vorweg bemerkt, daß in Deutschland vornehmlich die Sammelbecken zur Lieferung von Zuschußwasser für die Triebwerke und die Aufhöhung des Grundwassers zu Zwecken der Trinkwasserversorgung in den Vordergrund gerückt sind, während die ersten Becken für Schifffahrtzwecke an der Weser und Oder ihrer Verwirklichung, wie schon im § 4 ausgeführt, entgegengehen. Ein Anhalt für die Aufstellung von Betriebsplänen für Sammelbecken, die Bewässerungszwecken dienen, ist weiter unten gegeben.

Es erscheint notwendig, für das Verständnis derartiger Betriebspläne einige Bemerkungen voranzuschicken über die Art der Kraftgewinnung durch die Triebwerke an den durch Sammelbecken in seinem Ausfluß nicht regulierten Gebirgswasserläufe, um die Erfordernisse im einzelnen kennen zu lernen, denen die Becken hier zu genügen haben. Indem für genauere Kenntnis dieser Verhältnisse auf die ausführlichen Darlegungen des Verfassers in seiner Schrift »Die Ausnutzung der Wasserkräfte«, II. Aufl., Leipzig 1908, S. 79 u. f., hingewiesen wird, sei hier bemerkt:

Der oben S. 110 mitgeteilte Betriebsplan für die Okertalsperre weist die mögliche Abgabe von Zuschußwasser nach ohne Rücksicht auf die natürliche Wasserführung im Flußlauf. Bei einer Vermehrung des frei fließenden Wassers wird man naturgemäß das Becken nur dann und nur so lange in Anspruch nehmen, als die natürliche Wasserführung nicht dem Bedürfnis der Triebwerke an Kraftwasser oder der Aufhöhung des Niedrigwassers für andere Zwecke genügt. Es ist also nur mit Unterbrechungen Zuschußwasser in solcher Höhe aus dem Becken zu entnehmen, daß eine bestimmte normale Wassermenge im Fluß vorhanden ist.

Aus den eingehenden Untersuchungen Intzes über die Wasserverhältnisse im Wupper- und Ruhrtal geht hervor, daß dort die Wassertriebwerke im Mittel nur auf eine Ausbeute von 40 v. H. der Mittelwassermenge eingerichtet sind. Es ist dies in dem ungleichen Wasserabfluß begründet, der dort vor Erbauung der Talsperren in trockener Zeit bis auf 5 v. H. des Mittelwassers gesunken ist. Die Vermessung der Wassertriebwerke an der Wupper hatte die weiter unten in Abb. 40 dargestellten Ergebnisse über die erforderlichen Aufschlagwassermengen. Es geht daraus hervor, daß die meisten Triebwerke ganz erheblich weniger Wasser gebrauchen als das ihrem Niederschlagsgebiet entsprechende Mittelwasser. Aus den Schwankungen der Wasserabflußmengen für das Bevertal stellt sich darnach bei einem Bedarf von 100 v. H. der mittleren Abflußmenge für den Betrieb eines Motors ein jährlicher Mangel von 39 v. H. der gesamten Jahresabflußmengen heraus. Man fand ferner, daß bei einem Bedarf von 80 v. H. dieser Mangel auf 26 v. H. der Jahresmenge, bei einem Bedarf von 60 v. H. der Mangel auf $14\frac{1}{2}$ v. H. und bei 40 v. H. Bedarf auf rund 6 v. H. herabsank. Erst bei etwa 8 v. H. Bedarf von der mittleren Abflußmenge ist der Mangel gleich Null, da für diesen Verbrauch durch das niedrigste Wasser noch vollständige Deckung vorhanden ist. Es ist anzunehmen, daß die Triebwerke in langjährigen Erfahrungen zum Satz von 40 v. H. gekommen sind, und es stellt sich darin gleichsam eine Gleichgewichtslage dar: Auf der einen Seite der Vorteil, den eine stärkere Kraftausnutzung mit einer größeren Maschinenanlage in wasserreicher Zeit bringen würde, — auf der anderen Seite der Verlust aus brachliegendem Kapital in trockenen Monaten. Wenn Q die mittlere Jahresabflußmenge ist, so würde sich demnach für einen 24stündigen Betrieb an 365 Tagen die im Kraftwerke nutzbare Betriebswassermenge auf $\frac{Q \cdot 0,4}{365 \cdot 24 \cdot 60 \cdot 60}$ stellen.

Es seien noch die Ergebnisse der Untersuchungen an einigen anderen Wasserläufen mitgeteilt. Man fand, daß für die Gebrauchwassermenge, die der mittleren sekundlichen oder täglichen Abflußmenge während eines Jahres entspricht (100 v. H.), der Mangel des ganzen Jahres in bezug auf das Mittelwasser des jeweiligen Jahres gerechnet, betrug:

1. Für die Urft unterhalb Gemünd (Eifel) im Jahre	1901	43,7	v. H.
für das Jahr	1902	31,1	„ „
2. Für das Östertal (Ruhrgbiet) für das Jahr	1899	41,8	„ „
für das Jahr	1900	31,9	„ „
3. Für den Harzdorfer Bach bei Reichenberg (Böhmen) im Jahre vom 1. Mai 1902 bis 30. April	1903	30,7	„ „
4. Für die Görlitzer Neiße bei Röchlitz im Jahre vom 1. Mai 1902 bis 30. April	1903	21,5	„ „
5. Für den Queis bei Marklissa (Schlesien) im Jahre vom 1. April 1901 bis 31. März	1902	36,8	„ „
im Jahre vom 1. April 1902 bis 31. März	1903	34,3	„ „
6. Für die Ruhr bei Mülheim im Jahre	1902	33,8	„ „
7. Für das Bevertal bei Wipperfürth (Wupper) im Jahre vom 1. September 1888 bis 31. August	1889	39,35	„ „
8. Für die Murg bei Forbach in den Jahren 1893 bis	1906	32,6	„ „

Es zeigte sich dabei, daß in den meisten Jahren und in den meisten Niederschlagsgebieten der Wassermangel, der in einer Trockenperiode von mehreren Monaten eintritt, wesentlich kleiner ist als derjenige für das ganze Jahr. So war z. B. für das ganze Jahr 1901 an der Urft der Wassermangel in der Trockenperiode von 156 Tagen nur 31,8 v. H. der mittleren Abflußmenge, während im Jahre 1902 in der Trockenperiode von 197 Tagen dieser Mangel auf 30,1 v. H. sank.

Hiernach ist man in der Lage, die Frage zu beantworten, wie groß für eine Wasserkraftanlage die Ergänzung in trockener Zeit geschaffen werden muß, sei es durch Zuschußwasser aus einem Sammelbecken oder durch eine Wärmekraftaushilfe, um eine über das Jahr gleichmäßige mittlere Kraftleistung zu erzielen.

Wenn beispielsweise für eine Kraftanlage am Urftflusse der Mangel im Jahre 1901 43,7 v. H. betrug, so heißt das, es hätten 43,7 v. H. der Jahresabflußmenge als Kraftwasser oder die einem Produkt aus dieser Wassermenge und dem Gefälle des Werkes entsprechende Wärmekraft zugeschossen werden müssen, um ständig die mittlere Jahresleistung zu halten. Maßgebend für die notwendige Größe des Aufspeicherungsraumes werden im allgemeinen die oben angegebenen geringeren Prozentsätze von 31,8 und 30,1 einer langen sommerlichen Trockenperiode sein. So berechnet sich z. B. der Wassermangel in der Trockenperiode des sehr niederschlagsreichen Jahres 1901 zu $195,8 \cdot 0,318 = 62,3$ Mill. cbm und in der Trockenperiode des Jahres 1902 zu $148,2 \cdot 0,301 = 44,5$ Mill. cbm. Aus diesen Ermittlungen kann man Folgerungen auf die notwendige Größe der Sammelbecken ziehen.

Ähnliche Ermittlungen lassen sich über den zeitlichen Mangel anstellen. Nach den Untersuchungen Rehbocks¹⁾ ist die mittlere jährliche Abflußmenge bei der Murg im nördlichen Schwarzwald nur an 90 Tagen des Jahres voll vorhanden, während neun Monate lang der Wasserabfluß hinter dem mittleren zurückbleibt, so daß ein für die Ausnutzung des mittleren jährlichen Abflusses erbautes Werk $\frac{3}{4}$ des Jahres unter Wassermangel leiden würde. Dabei berechnet sich die mittlere Leistung des Werkes zu etwa $\frac{2}{3}$ der Volleistung.

Nach den Intzeschen Untersuchungen würde ein Werk, das aus einem Gebirgsfluß 40 v. H. der Mittelwassermenge als Betriebswassermenge ausnutzt, an etwa 100 bis 120 Tagen im Jahre Mangel an Betriebswasser leiden, während bei 30 v. H. des Mittel-

¹⁾ Th. Rehbock. Entwurf eines Wasserkraftwerkes im Gebiet der Murg oberhalb Forbach. 2. Auflage. Leipzig (W. Engelmann) 1910. Taf. XXX.

wassers als Betriebswasser die Aufschlagmenge an etwa 90 Tagen nicht vollkommen vorhanden sein würde. Nach den Kurven über die Beziehungen zwischen Wassermangel und Aufschlagwassermenge (Betriebswassermenge), die Intze aus einer Reihe von Messungen entworfen hat (s. Zeitschr. d. Ver. d. Ing. 1906, z. B. Abb. 24 bis 27), ist vom Verfasser die Tabelle 39 zusammengestellt, die diese Verhältnisse näher zur Darstellung bringt.

Tabelle 39. Beziehung zwischen Aufschlagwassermenge und Wassermangel.

	Nieder- schlags- gebiet qkm	Bei einer Betriebswassermenge von				
		20 v. H.	30 v. H.	40 v. H.	50 v. H.	60 v. H.
		Tage mit Wassermangel				
Urftalsperre, Mittel 1901/2	375	75	105	140	150	175
Wuppergebiet, Bever-, Ülfe- und Bruchertal 1888/89	7,2—22	40	90	130	160	185
Ostertal 1889/1900.	13	60	90	115	145	165
Ruhr 1902	4 450	—	40	125	150	175
Marklissa 1902/03	305	25	85	125	150	175
Harzdorfer Bach	15,5	10	40	90	120	150

v. Miller nimmt für die Berechnung der Wasserkräfte am Nordabhange der Alpen einen mittleren Abfluß an, der mindestens neun Monate im Jahr zur Verfügung steht, wobei er allerdings die Ergänzung durch Wärmemaschinen für manche Zwecke voraussetzt¹⁾. Es ist eine gewisse Übereinstimmung dieser beiden letzteren Erfahrungssätze vorhanden.

Die Erkenntnis des Verhältnisses des Wassermangels zur mittleren Abflußmenge im Jahr ist u. a. bedeutsam für die Beitragsermittlung zu den Kosten bei genossenschaftlichen Sammelbeckenunternehmungen. Kennt man den mittleren täglichen Wasserbedarf eines Triebwerks und den mittleren Jahresabfluß, so kann man aus der Kurve des Wassermangels und der der Zahl der Tage des Wassermangels seinen Bedarf an Zuschußwasser ermitteln, um das Werk auf die mittlere Leistung zu bringen. In dem Maße, in dem nun der Zuschuß aus den Sammelbecken tatsächlich geleistet wird — wie der Wasserwirtschaftsplan ausweist — ergibt sich der Nutzen des einzelnen Triebwerkbesitzers aus dem Unternehmen und sein Anteil an den zur Deckung des Gesamtbedarfs entstehenden Kosten.

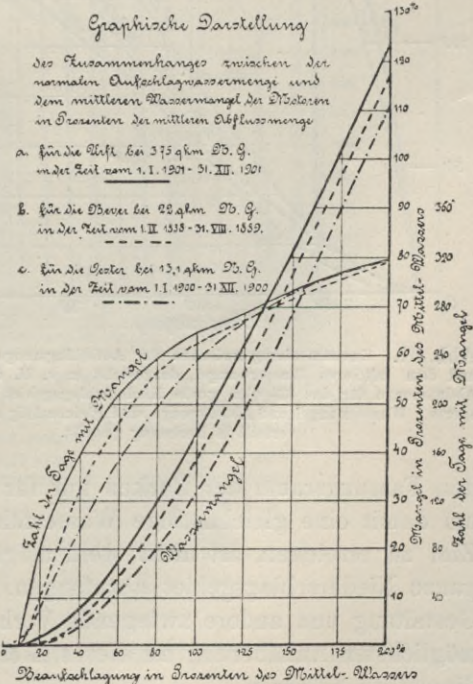


Abb. 36.

Diese Beziehungen lassen sich in übersichtlicher Weise zeichnerisch wiedergeben (Abb. 36²⁾ und 37). Die Darstellungen lassen z. B. erkennen, daß man für die

1) Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1903. S. 1002.

2) Nach Intze, Talsperrenanlagen 1904.

Urft vor der Ausgleichung durch das Staubecken nur etwa 20 v. H. der Mittelwassermenge als Betriebswassermenge während 270 Tagen im Jahre 1901 zur Verfügung gehabt hätte; im Mittel der beobachteten Jahre an etwa 300 Tagen. Da das Mittelwasser der Urft fast 6 cbm/sek. beträgt, so hätte man nur 1,2 cbm/sek. für Kraftzwecke verwenden können, während durch das Staubecken 5 bis 6 cbm/sek. gewonnen werden.

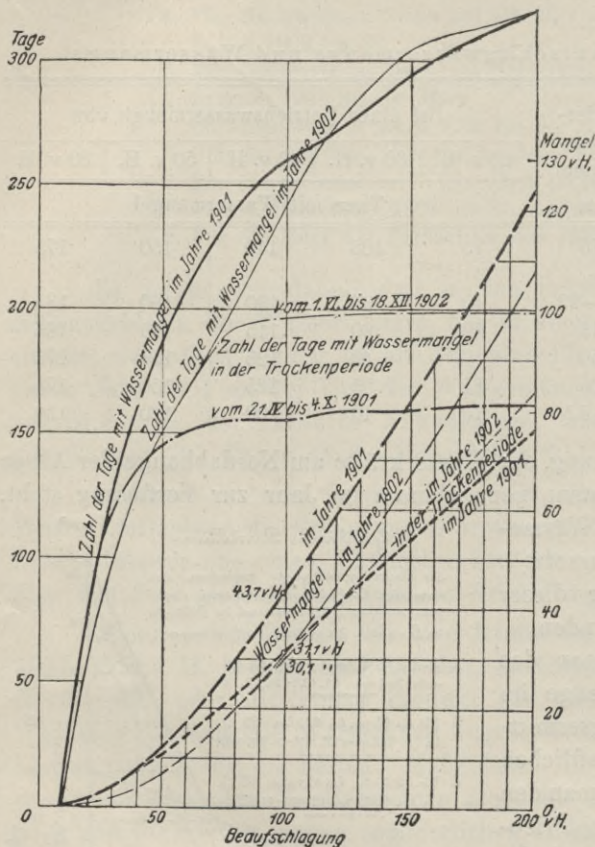


Abb. 37. Zusammenhang zwischen der Aufschlagmenge der Motore und dem mittleren Wassermangel, dargestellt in v. H. der mittleren Abflußmenge für das 375 qkm große Niederschlagsgebiet der Urftalsperre. Wassermangel und Abflußmenge sind gleichmäßig auf das Jahr verteilt in Rechnung gestellt.

den Fassungsraum der Becken nur für eine Aufspeicherung bis zu 40 v. H. bemessen, um damit eine gleichmäßige Wasserführung der Bäche zu erzielen. Aber auch dieses Ziel zu erreichen, ist nicht wohl möglich, da es technisch nicht durchführbar ist, das ganze Niederschlagsgebiet abzufangen. Es lassen dies die Bebauung, die geologische Gestaltung und andere zwingende Verhältnisse nicht zu. Man wird sich also mit einer möglichsten Annäherung an dieses Ziel abfinden müssen, soweit es die natürlichen Bedingungen zulassen.

Bei der Durchführung dieser Untersuchungen im einzelnen wird man etwa in folgender Weise verfahren können:

Wie in Abb. 38 geschehen, zeichnet man sich für den Verlauf mehrerer Jahre, oder für einzelne für die Betriebsgestaltung maßgebende Jahre — mittlere Trockenjahre, oder mittlere Jahre mit trockenem Sommer — sofern Messungen vorliegen, die

Es entsteht nun die Frage, in welcher Weise dieser Mangel an Betriebswasser gedeckt werden kann. Es ergibt sich ohne weiteres, daß dieses Zuschußwasser durch Zurückhaltung der Abflußmengen in den Zeiten geschehen kann, in denen der Abfluß über den Bedarf der Triebwerke hinausgeht. Vor allem kommen da die Hochfluten in Betracht. Wie schon oben (S. 36) hervorgehoben wurde, haben genaue Messungen ergeben, daß 40 v. H. des Jahresabflusses über die Linie der mittleren Abflußmenge hinausgehen. Diese 40 v. H. könnten also für den Fall aufgespeichert werden, daß die Triebwerke auf die Ausnutzung der Mittelwassermenge eingerichtet waren. Dies ist aber meist nicht der Fall, wie vorhin erwähnt. Es könnten also etwa bis zu 60 v. H. des Jahresabflusses zurückbehalten werden, um den Mangel in trockener Zeit zu decken. Mit Rücksicht jedoch darauf, daß die Anlieger eines Baches bei Um- und Neubauten darnach trachten werden und gegebenenfalls im Interesse einer vollkommenen Kraftausbeute darauf hingeleitet werden müssen, ihre Werkeinrichtungen den verbesserten Wasserhältnissen anzupassen, würde man

täglichen Abflußmengen auf; sofern genaue Messungen nicht vorliegen, wird man nach Pegelablesungen und sonstigen Aufzeichnungen, und zwar in diesem Falle nur monatweise die Abflußverhältnisse zur Darstellung bringen, wie in Abb. 39 angedeutet ist. Nach dem Gesamtjahresabfluß ermittelt man nun die Mittelwassermenge und trägt diese Linie in die Darstellung ein. Gleichzeitig auch Wagerechte, die die Aufschlagwassermenge entsprechend dem Wert von 20, 30 v. H. usw. der Mittelwassermenge angeben.

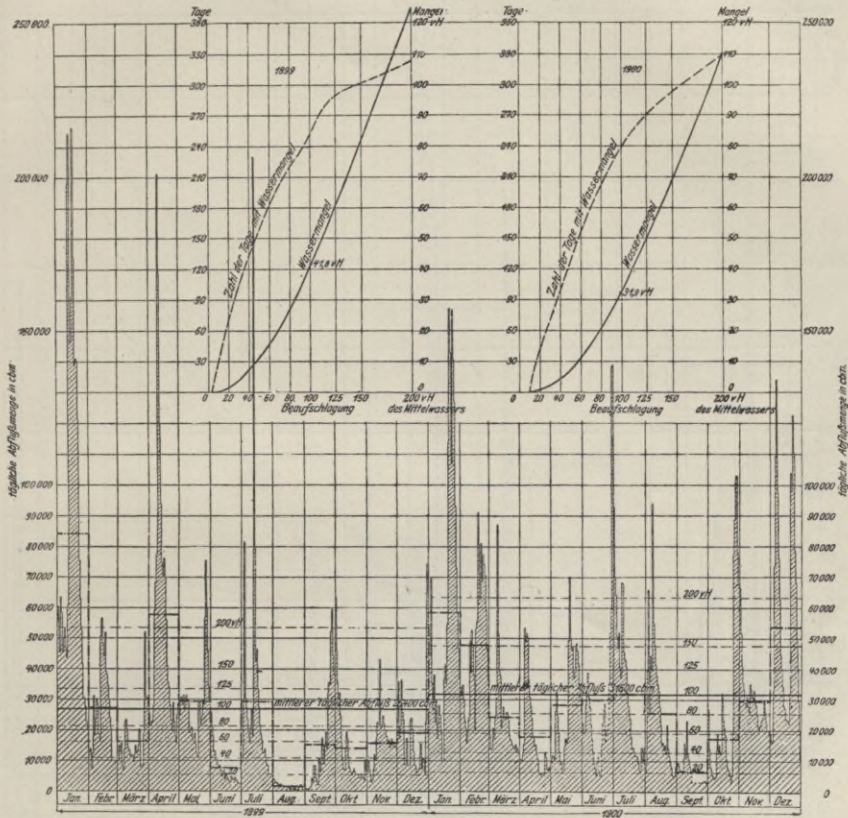


Abb. 38. Tägliche Abflußmengen im Östertal in den Jahren 1899 und 1900. Zeichnerische Darstellung des Zusammenhanges zwischen der Aufschlagwassermenge der Motoren und dem mittleren Wassermangel, dargestellt in v. H. der mittleren Abflußmenge. Wassermangel und Abflußmenge sind gleichmäßig auf das Jahr verteilt in Rechnung gestellt.

Niederschlagsgebiet 13,10 qkm.

Östertal	1899	1900	
Mittlere Abflußmenge pro qkm	l/sek.	9 624 000	11 534 000
Jahresabflußmenge	cbm	26 400	31 600
Mittlere tägliche Abflußmenge	*	23,4	23,0
Abflußhöhe im Jahre	mm	734	880

Nun kann man die Kurve für die Zahl der Tage mit Wassermangel und den Wassermangel selbst verzeichnen (Abb. 38).

Die weitere Untersuchung greift auf das wirtschaftliche Gebiet hinüber. Man wird untersuchen müssen, ob 30—40 v. H. des Mittelwassers als Betriebswasser überhaupt noch ausreichen, um eine wirtschaftlich nutzbare Kraftgröße zu schaffen. Bei hohen Gefällen wird das selbst an kleinen Wassergerinnen der Fall sein, anders aber bei niedrigen Gefällhöhen.

Ferner ist zu prüfen, ob und wie lange eine Unterbrechung oder Verminderung des Betriebes angängig ist. Ersteres kann bei elektrochemischen Werken wohl der Fall sein, das letztere bei Werken, die der Lichtversorgung dienen. Hier entspricht dem kleinen Wasserzufluß im Sommer der kleinere Lichtbedarf in dieser Zeit.

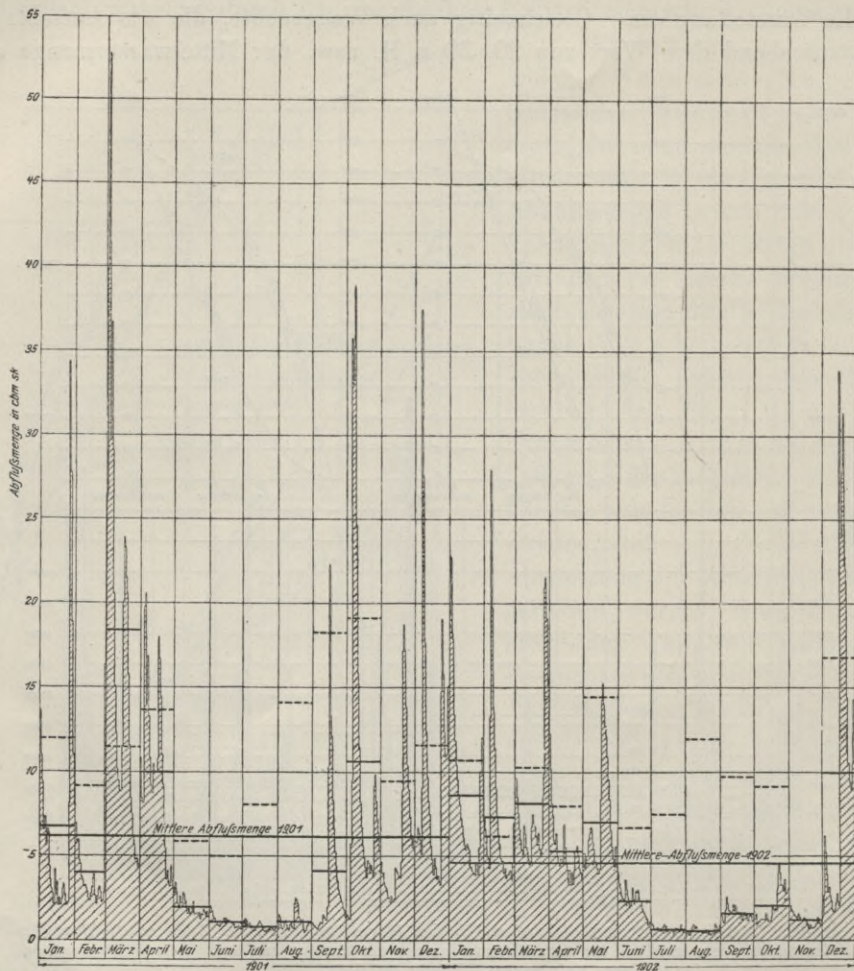


Abb. 39. Monatliche Niederschlagsmengen, sowie monatliche und mittlere sekundliche Abflußmengen an der Absperrstelle der Urftalsperre für die Jahre 1901 und 1902.

Niederschlagsgebiet 375 qkm.

Die Feststellung geschah durch selbstaufzeichnende Apparate und durch Geschwindigkeitmessungen mittels Flügel und elektrischem Zählapparat.

Urftal	1901	1902
Jahresabflußmenge	195 898 000	148 066 000
Mittlere sekundliche Abflußmenge	6,216	4,695
Mittlere Abflußmenge pro qkm	16,56	12,51
Regenhöhe	965	810
Abflußhöhe	522	395
Verlusthöhe	443	415

Wo eine durchaus gleichmäßige Kraftabgabe stattfinden muß, wird man die Dampfaushilfe nicht entbehren können, wobei dann in Betracht kommt, die Betriebswassermenge auf mehr als 40 v. H. des Mittelwassers zu steigern. Man wird für verschiedene prozentuale Aufschlagsmengen aus einer Darstellung, wie sie in Abb. 42

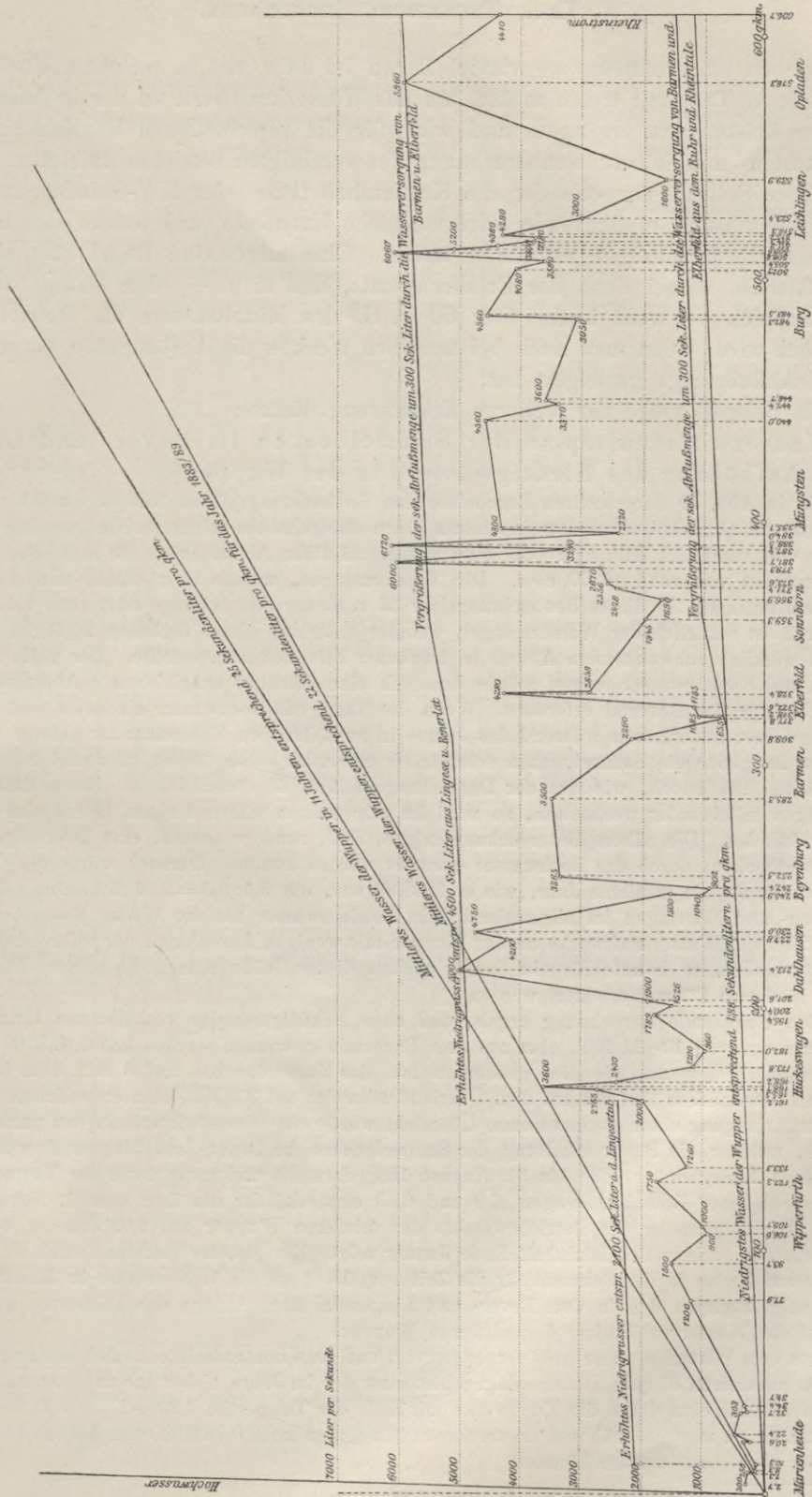


Abb. 40. Darstellung der sekundlichen Abflüßmengen der Wupper vor und nach Anlage der Bever- und Lingeselsperren und der größten sekundlichen Aufschlagwassermengen der Triebwerke in bezug auf die Größe des Niederschlagsgebietes.

wiedergegeben ist, ermitteln, an wieviel Tagen im Jahr und in welchem Umfang das Dampfwerk in Tätigkeit treten müßte, um das Wasserkraftwerk zu der in Aussicht genommenen Leistung zu ergänzen, und wird für die verschiedenen Möglichkeiten eine Betriebskosten- und Selbstkostenberechnung des vereinigten Betriebes aufstellen müssen. Der billigste Selbstkostenpreis für die Kraftereinheit (PS.- oder KW-Stunde) und Rücksichten auf sonstige maßgebende wirtschaftliche Umstände und solche des Betriebes werden das Zweckmäßigste erkennen lassen. Eine allgemeine Regel läßt sich hier nicht aufstellen, es sei denn der Erfahrungssatz, daß man — ohne Dampf oder Talsperrenausgleich — wohl kaum über 60 v. H. des Mittelwassers als Betriebswasser hinausgehen wird, wenn man auch bei manchen Werken die Ausbaugröße bis zur vollen mittleren Abflußmenge gesteigert hat.

Als Beispiel möge zur weiteren Erläuterung dienen:

Wasserwirtschaftsplan der Sammelbecken im Bever- und Lingesetal zur Aufhöhung des Niedrigwassers in der Wupper¹⁾.

Die in Abb. 40 dargestellten Ergebnisse des Beobachtungsjahres 1888/89 erreichen für das Bevertal von 22 qkm Größe bei dem in diesem Jahre stattgehabten mittleren Niederschlag eine Abflußmenge von rund 16,1 Mill. cbm oder eine mittlere tägliche Abflußmenge für sämtliche Tage des Jahres gerechnet von rund 44300 cbm. Die Wassermengen, welche über diesen mittleren Abfluß hinausgehen, betragen für dieses Beobachtungsjahr 39 v. H. der Jahresmenge oder rund 6,4 Mill. cbm. Ebenso groß ist natürlich der Wassermangel, welcher unterhalb dieses täglichen mittleren Abflusses durch den wirklich schwankenden Abfluß in trockener Zeit sich herausstellte. Der volle Ausgleich der Hoch- und Niedrigwassermengen würde demnach eine jährliche ausgleichende Abflußmenge von 6,4 Mill. cbm für das Bevertal erfordern. Wenn die Tage mit Hochwasser einerseits und die Tage mit Niedrigwasser andererseits während des Jahres in zwei Gruppen hintereinander gefolgt wären, so würde zum Ausgleich ein Sammelbecken erforderlich geworden sein, dessen Inhalt 6,4 Mill. cbm betragen müßte. Da jedoch, wie aus der Darstellung in Abb. 41 ersichtlich ist, Hoch- und Niedrigwassermengen miteinander wechselten, so wird im allgemeinen während eines Jahres eine häufigere Füllung stattfinden. Die nähere Untersuchung zeigte, daß, rund gerechnet, eine 2¹/₂malige Füllung eines Sammelbeckens durch das Hochwasser erwartet werden konnte. Darnach würde die Größe des Sammelbeckens für ein mittleres Jahr, wie es 1888/89 war, nur $6,4 : 2,5 = 2,56$ Mill. cbm sein dürfen. Da an Sonn- und Feiertagen im allgemeinen kein Betriebswasser für die Werke abzugeben ist und da der Betrieb der Wasserkraftwerke an der Wupper mit wenigen Ausnahmen nur während der Tagesstunden stattfindet, so konnte für ein Sammelbecken dieser Größe eine noch bessere Ausnutzung, d. h. eine häufigere Füllung erwartet werden.

Eine eingehende Berechnung ergab, daß ohne Schädigung der vorhandenen Betriebe eine Nutzwassermenge von 10—11 Mill. cbm aus dem Bevertale gewonnen werden kann, d. i. 60—65 v. H. des Jahresabflusses, wenn, wie dies geschehen ist, das Sammelbecken auf 3 Mill. cbm Inhalt und durch einen beweglichen Aufsatz auf dem Überlauf zeitweise auf 3,3 Mill. cbm eingerichtet ist.

Zur Erlangung einer angemessenen Übersicht wurde ein Wasserwirtschaftsplan nach Abb. 41. aufgestellt, welcher die Bewirtschaftung der Sammelbecken im Bever- und Lingesetal während des Betriebsjahres 1. September 1888 bis 31. August 1889 darstellt und zwar unter der Voraussetzung zweier verschiedener Entnahmemengen (6,0 und 6,83 cbm/sek.) für die Zeit vom 1. November bis 15. April. Die Ergänzung des Betriebswassers der mittleren Wupper auf 6,83 cbm ist eben noch möglich, wie der geringe Behälterinhalt Ende Januar zeigt. Ein gleicher Tiefstand stellt sich bei der Ergänzung auf 5 cbm in der Sekunde für die Zeit vom 15. April bis 1. November im Monat Juli ein. Der Plan zeigt zugleich den in dem Bever- und Lingesetal nach Anlage der Talsperren ausgeübten Einfluß auf die Wasserverhältnisse der mittleren Wupper.

Aus dem Wirtschaftsplan geht ferner hervor, daß man imstande ist, aus den beiden genannten Tälern von zusammen 31 qkm Niederschlagsgebiet statt der im Jahre bisher nur ausgenutzten Wassermenge von 4,2 Mill. cbm durch die Triebwerke mit Hilfe der Talsperren $4,20 + 17,76 = 21,96$ Mill. cbm Wasser nutzbar zu machen, während an trockenen Sonntagen noch 0,73 Mill. cbm jährlich zur Spülung der Wupper abgelassen werden können.

¹⁾ Zeitschr. f. Architektur und Ingenieurwesen 1899. Heft 1.

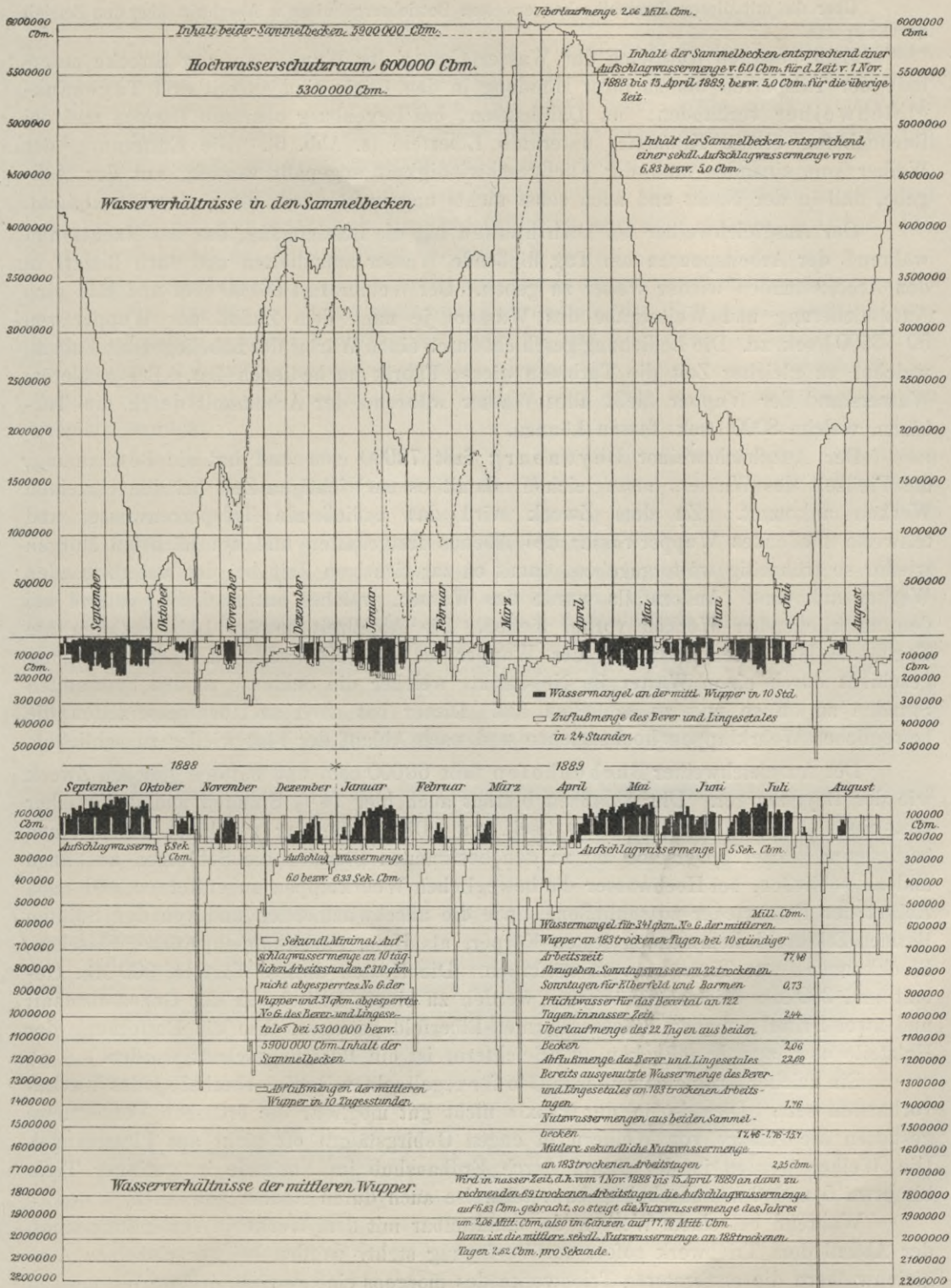


Abb. 41. Wasserwirtschaftsplan der Sammelbecken im Bever- und Lingse-Tal.

Über die mit diesen Sammelbecken erzielten Betriebsergebnisse s. Abschnitt über den Betrieb der Talsperre.

Zum besseren Ausgleich der Wasserführung der Wupper auf der Strecke unterhalb der Talsperren bis zu ihrer Mündung in den Rhein sind zurzeit drei Tagesausgleichweiher vorhanden: bei Dahlhausen, bei Beyenburg oberhalb Barmen und bei Buchenhofen einige Kilometer unterhalb Elberfeld (s. Abb. 6). Die Entfernung der Weiher von einander muß der Fließgeschwindigkeit angepaßt werden, mit der Maßgabe, daß in der Nacht und auch sonst nichts ungenutzt durch die Freiarchen abfließt.

Der Ausgleichweiher bei Dahlhausen hat die Bestimmung, das des Nachts und während der Arbeitspausen am Tag fließende Wasser aufzuhalten und nach Bedarf in den Arbeitsstunden wieder weiter zu geben. Der Weiher fast 56 000 cbm und läßt eine Aufspeicherung und Weitergabe des Wassers je nach dem Zufluß der Wupper von 50—3500 l/sek. zu. Die Bedienung geschieht durch einen Wärter der naheliegenden Fabrik, welcher zu gleicher Zeit die Turbinen dieser Fabrik zu bedienen hat. Bei mittlerem Wasserstand der Wupper fließt alles Wasser während der Arbeitszeit durch die Turbinen, welche 8000 l/sek. fassen können.

Der Ausgleichweiher Beyenburg faßt 72 000 cbm und hat die Bestimmung, die Fießzeit des Wassers auszugleichen, damit es zur richtigen Zeit bei den einzelnen Werken ankommt. Zu dem Zweck wird das zufließende Talsperrenwasser und teilweise fließendes Wupperwasser des Abends festgehalten und am nächsten Morgen wieder so frühzeitig weitergegeben, damit es zur richtigen Zeit bei den unterliegenden Werken ankommt. Andernfalls würde das Wasser, welches nachts fließt, nutzlos bei den unterliegenden Werken vorbei fließen. Die Ablaßzeit beträgt $14\frac{1}{2}$ Stunden am Tage und läßt einen Ausgleich der Wupper bis zu 1600 l/sek. zu. Die Bedienung geschieht durch einen Wärter im Nebenamt, welcher die Schleuse zu den bestimmten Stunden zu öffnen und zu schließen hat. Dieser hat auch zu Hochwasserzeiten die beweglichen Wehrklappen hochzuziehen und nach Ablauf der Flut wieder zu schließen.

Der Ausgleichweiher Buchenhofen faßt 66 000 cbm und hat den gleichen Zweck wie der Beyenburger. Die Ablaßzeit beträgt auch hier $14\frac{1}{2}$ Stunden und der Weiher läßt einen Ausgleich bis zu 1500 l/sek. zu. Die Bedienung geschieht durch einen besonderen Wärter. Derselbe hat zu den bestimmten Stunden die Schleusen zu öffnen und zu schließen, bei Hochwasser die beweglichen Wehrklappen zu entfernen und nach Ablauf der Flut wieder zu schließen, sowie die anschwimmenden und von den Städten Barmen-Elberfeld kommenden festen Körper, als Holz, Farbknüppel, Körbe, Flaschen, Blechkannen, tote Tiere usw. zu entfernen. Die Kosten dieses Wärters, 900 Mk. Gehalt und 300 Mk. Mietsentschädigung werden zu einem Drittel von der Genossenschaft und zwei Drittel von den Städten Barmen-Elberfeld getragen. Um die Entfernung der Holzteile usw. aus dem Becken zu erleichtern, ist ein Boot angeschafft worden.

Ein solcher Ausgleichweiher müßte für regelrechten Betrieb oberhalb jedes Werkes vorhanden sein. Dies ist in der Praxis nicht gut möglich, die örtlichen Verhältnisse gestatten die Anlage von Weihern in engen Gebirgstälern oft nicht aus Platzmangel. Die Weiher werden in der Regel durch Erdhaushub im Vorlande in geringer Tiefe bis etwa 5 und 6 m ausgehoben bzw. teilweise auch durch Anstau gewonnen.

Während bei einem Weiher, der unmittelbar mit dem Werke in Verbindung steht, der Abfluß dem Triebwerk sofort zur Verfügung steht, werden bei nur einzelnen Ausgleichweihern die entfernteren Triebwerke des morgens eine gewisse Zeit warten müssen — also erst später den Betrieb aufnehmen können — bis das Zuschußwasser, das morgens

zu bestimmter Stunde abgelassen wird, zu ihnen kommt. Die Mißstände, die sich hieraus ergeben haben, haben an der Wupper den Wunsch nach weiteren Ausgleichungen entstehen lassen. Neben den oben erwähnten 3 Weihern sind ein weiteres Staubecken bei Hammerstein (1,6 Mill. cbm) im oberen Tale der Wupper, sowie einige Weiher entlang am Flusse geplant. Im gleichen Sinne wirkt das Staubecken an der Kerspe von 16 Mill. cbm Inhalt, das der Wasserversorgung der Stadt Barmen dient.

Über die Vorermittlungen, die für die Ausnutzung des Wassers zu motorischen Zwecken bei den schlesischen Hochwassersperren angestellt wurden, s. Intze, Die Wasserverhältnisse der Gebirgsflüsse Schlesiens S. 8.

Wasserwirtschaftsplan der Sammelbecken zur Aufhöhung des Grundwassers in der Ruhr. Eine neuartige Verwendung der Talsperren, eine erst von Intze ins Leben gerufene Benutzungsart, liegt bei den Sammelbecken vor, die für die Zwecke des Ruhrtalsperrenvereins errichtet werden bzw. unter seiner Mitwirkung entstanden sind. Über die Zwecke dieses Vereines sind schon in § 3 einige Mitteilungen gemacht worden.

Es sei daran erinnert, daß diese Sammelbecken meist zugleich mehrfachen Zwecken dienen, indem daraus Gemeinden ihre Wasserversorgung beziehen oder zentrale Kraftgewinnung erfolgt, bevor das Wasser der unteren Ruhr zugute kommt zum Ersatz des dort von den Wasserwerken fortgepumpten Wassers.

Es galt hier vornehmlich, den Interessenstreit auszugleichen, der dadurch entstand, daß sich die Triebwerksbesitzer durch die Absaugung großer Wassermengen aus dem Taluntergrunde der Ruhr geschädigt fühlten. Es mußte angenommen werden, daß eine fortlaufende Speisung des Grundwasserstandes durch die sichtbar fließende Welle des Flusses stattfindet, und es ist ersichtlich, wenn ein solcher Abzug des Oberflächenwassers in den Untergrund erfolgt, daß dies besonders in solchen Zeiten fühlbar für die Triebwerksbesitzer werden muß, in denen die Wasserabflußmenge der Ruhr sich unterhalb einer Betriebswassermenge bewegt, die den Motoreinrichtungen angepaßt sind. Durch diese Überlegung war die Richtschnur für die wasserwirtschaftlichen Untersuchungen gegeben.

Es kam darauf an:

1. Die Wasserführung der Ruhr bei Niedrigwasser und Mittelwasser kennen zu lernen, zu einer Zeit, als noch die natürlich gegebenen Abflußverhältnisse vorhanden waren.
2. Die Wassermenge zu bestimmen, die einer mittleren Betriebswassermenge der Triebwerke entspricht und die Zeitdauer, während der im Jahre der dieser Abflußmenge entsprechende Wasserstand unterschritten wird.

Aus diesen beiden Angaben ergaben sich die Schlußfolgerungen für den notwendigen Ersatz durch Zusehußwasser aus Talsperren.

Die ersten derartigen Ermittlungen fanden im Jahre 1897 statt, und es konnten die Feststellungen zu 1. nach den Pegelbeobachtungen am Pegel zu Mühlheim a. Ruhr gemacht werden.

Nach dem Ergebnis von Messungen, die seitens der Wasserbauinspektion Ruhrort im Jahre 1892 vorgenommen worden sind, führte die Ruhr unterhalb Mühlheim bei Niedrigwasser tatsächlich rund 7 cbm Wasser je Sekunde. Die vorläufigen Ermittlungen über die Menge des Wassers, die der Ruhr durch die daran liegenden Wasserwerke entzogen wird, ergaben, daß im Mittel vor dem Jahre 1897 in jeder Sekunde etwa 3,50 cbm entnommen wurden. Der Höchstverbrauch der Wasserwerke, der der Zeit nach im allgemeinen mit dem niedrigen Wasserstande zusammenfällt, war danach, sowie nach den sonstigen vorhandenen Angaben zu etwa 5,50 cbm/sek. anzunehmen. Er dürfte im Jahr 1892 etwa 4,5 cbm betragen haben, und hiervon werden 3,5 cbm nicht in die Ruhr zurückgelangt sein. Somit würde die Ruhr, wenn kein Wasser entnommen würde, an der genannten Meßstelle bei Niedrigwasser etwa 10,5 cbm/sek. abführen.

Zu etwa der gleichen Zahl führte die folgende Überlegung.

Die Strecke der Ruhr, auf der die durch die Wasserentziehung geschädigten Triebwerke liegen, reicht von Witten bis Mühlheim. Das Niederschlagsgebiet dieser Strecke umfaßt im Mittel rund 4000 qkm. — Für einen Punkt der Ruhr in der Mitte dieser Strecke d. h. etwa 20—25 km oberhalb

der Meßstelle, erhält man unter der nach dem Umfange und den geologischen und hydrologischen Eigenschaften des Niederschlagsgebietes gerechtfertigten Annahme, daß ohne Wasserentziehung bei Niedrigwasser rund 2,5 l/sek. vom qkm zum Abfluß kommen würden, eine (ursprüngliche) Niedrigwassermenge der Ruhr von 10 cbm/sek. Beide Zahlen bestätigen sich gegenseitig und konnten also als hinlänglich zutreffend angenommen werden. — Das Mittelwasser der Ruhr auf der gedachten Strecke war ohne Wasserentziehung im Mittel zu mindestens 15 l/sek. vom qkm des Niederschlagsgebietes, d. i. zu rund 60 cbm/sek. anzunehmen.

Für die Unterlagen zu 2. wurde auf örtliche Feststellungen zurückgegriffen, und es konnte ermittelt werden, daß die Turbinen und Wasserräder der meisten der in Frage kommenden Triebwerke nach glaubhafter Angabe der Besitzer bei voller Beaufschlagung rund 18–20 cbm/sek. nötig haben.

Aus diesen Zahlen ergaben sich nun folgende Schlußfolgerungen:

Mit Rücksicht darauf, daß durch die Wasserwerke der Ruhr viele große industrielle Anlagen mit verhältnismäßig gleichmäßigem Wasserverbrauch versorgt werden, kann man annehmen, daß während der Zeit des Jahres, wo diese Wassermenge von 18–20 cbm/sek. in der Ruhr nicht vor-

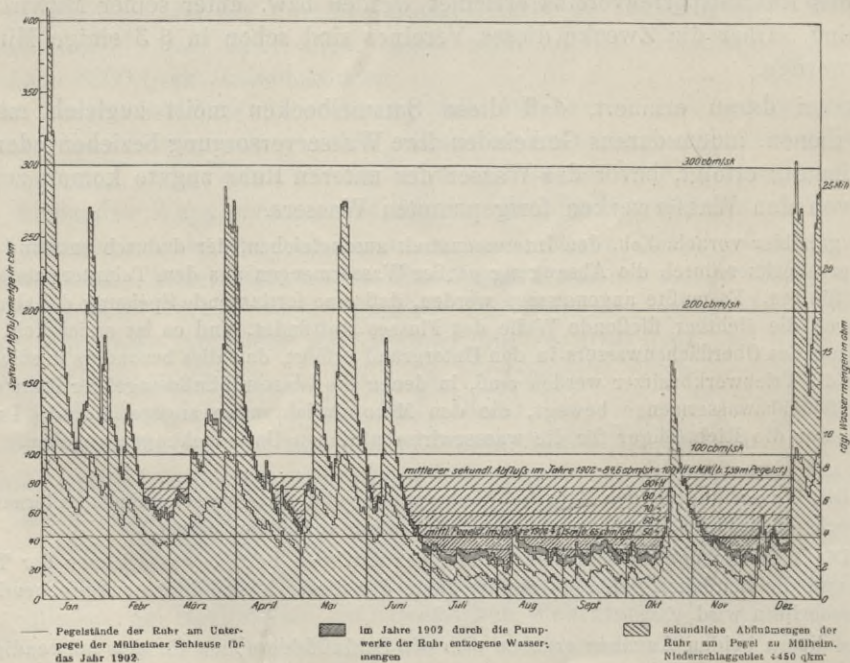


Abb. 42. Die Wasserhältnisse der unteren Ruhr im Jahre 1902 und ihre Beeinflussung durch Pumpwerke und Sammelbecken.

handen ist, im Mittel 4,5 cbm/sek. entnommen und 1,0 cbm zurückgegeben werden. Es müssen der Ruhr auf der Strecke Witten-Mühlheim also im Mittel 23,5 cbm Wasser, d. h. 39 v. H. des ursprünglichen Mittelwassers zufließen, wenn die Triebwerke vollen Betrieb haben sollen. Nach anderweitigen Untersuchungen und besonders nach den an der Wupper angestellten Messungen war ferner anzunehmen, daß in einem Jahre hinsichtlich seiner Niederschläge höchstens etwa 150 Tage vorkommen, an denen dieser Prozentsatz des Mittelwassers in der Ruhr nicht zum Abfluß kommt. Die Wasserwerke, die bei 3,5 cbm durchschnittlicher Wasserentnahme in der Sekunde jährlich (vor 1897) im Ganzen rund 110 Mill. cbm abfangen, entnahmen nach der auf Grund der Betriebsergebnisse einzelner Wasserwerke gemachten Annahme in den 150 „trockenen“ Tagen, an denen es an Betriebswasser in der Ruhr mangelt, eine Wassermenge von rund 4,5 cbm/sek., also im Ganzen rund 60 Mill. cbm; d. h. von rund 55 v. H. der jährlichen Gesamtentnahme. Von dieser Wasserentnahme von 60 Mill. cbm wurde indes als schädlich für die Triebwerke nur ein Teil und zwar höchstens in Höhe von 55 Mill. cbm angesehen. Es schien daher im Interesse dieser letztgenannten Werke damals auch nur nötig, einen Ersatz für diese Wassermenge zu schaffen. Dies konnte durch Talsperren geschehen, wenn man

diesen einen Fassungsraum von etwa 30 Mill. cbm gab, da unter den vorliegenden Verhältnissen die Annahme einer noch nicht zweifachen Füllung in der sehr trockenen Zeit eines Jahres, während welcher anhaltend Wasser aus dem Talbecken zur Deckung des Wassermangels entnommen werden muß, wegen der dann häufiger eintretenden Gewitterregen zulässig erschien.

Es sei hervorgehoben, daß diese Berechnung von der Annahme ausgeht, daß die Triebwerke in der Zeit, an der mehr als 40 v. H. der mittleren Abflußmenge (60 cbm/sek.) im Fluß vorhanden sind, nicht geschädigt werden. Dies ist nur der Fall, wenn weniger als 40 v. H. abfließen und in solcher Zeit muß der Zuschuß aus den Talperren in dem Maße erfolgen als ein Abpumpen aus dem Grundwasserstrom erfolgt.

Aus den obigen Ableitungen, daß für eine Entnahme der Pumpwerke von 110 Mill. cbm jährlich zum Ersatz des Zuschußwassers ein Stauraum von 30 Mill. cbm geschaffen werden muß, ergibt sich, daß der notwendige Stauraum rund 27 v. H. der Jahresentnahme beträgt, d. h. also, daß für 1 Mill. Wasserförderung ein Stauraum von 270000 cbm in den Sammelbecken zur Verfügung stehen muß. Man kann rechnen, daß der Abfluß unter den hydrographischen Verhältnissen des oberen Ruhrgebietes von 1—1½ qkm Niederschlagsgebiet genügt, um diesen Wasserabfluß in der Trockenperiode zu sichern. Es kommt demnach für 1 Mill. cbm geförderten Wassers die Absperrung von 1—1½ qkm Niederschlagsgebiet in Betracht.

Seit jenen ersten Ermittlungen im Jahre 1897, die zur Begründung des Ruhrtalsperrenvereins geführt haben, hat die Wasserentnahme seitens der Pumpwerke in außerordentlichem Maße zugenommen, wie die nachstehende Tabelle erweist. Die Abb. 42 u. 43 geben eine Darstellung der Wasserverhältnisse der unteren Ruhr im Jahre 1902.

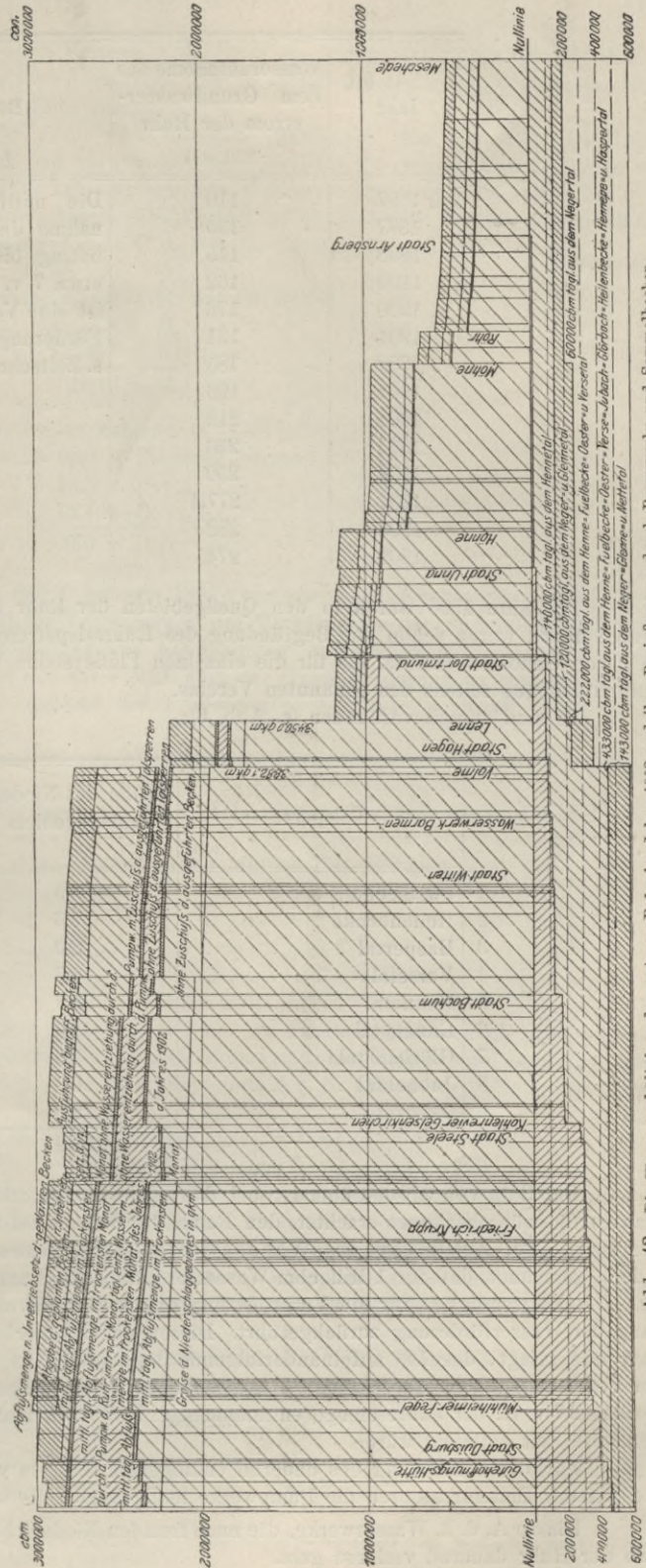


Abb. 43. Die Wasserverhältnisse der unteren Ruhr im Jahre 1902 und ihre Beeinflussung durch Pumpwerke und Sammelbecken.

Jahr	Wasserentnahme aus dem Grundwasser- strom der Ruhr	Bemerkungen
	Mill. cbm	
Vor 1897	110	Die mittlere jährliche Zunahme der Wasserförderung betrug bis zum Jahre 1908 etwa 7 v. H. Im Jahre 1909 ist eine Verminderung in der Förderung eingetreten. Näh. s. Zeitschr. die Talsperre 1910 S. 98.
1897	135	
1898	145	
1899	162	
1900	176	
1901	181	
1902	185	
1903	196	
1904	212	
1905	226	
1906	250	
1907	277,4	
1908	282	
1909	274	

Im Jahre 1908 waren in den Quellgebieten der Ruhr folgende neun Talsperren vorhanden. Einige davon waren schon vor Begründung des Ruhrtalesperrenvereins errichtet, die meisten sind erbaut von Genossenschaften, die für die einzelnen Flußsysteme ins Leben gerufen wurden, mit Geldunterstützungen seitens des genannten Vereins.

Es sind zurzeit vorhanden (s. Abb. 6):

	Talsperre	Größe des Niederschlagsgebiets	Stauinhalt
		qkm	Mill. cbm
1	Fuelbecke	3,5	0,70
2	Heilenbecke	7,6	0,45
3	Häspertal	8,0	2,05
4	Versetal	4,7	1,65
5	Hennetal	52,7	11,00
6	Ennepetal	48,0	10,30
7	Glörbachtal	7,2	2,10
8	Jubachtal	6,6	1,05
9	Ostertal	12,6	3,10
		150,9	32,40

Der Satz von 270000 cbm ist bei den späteren Ermittlungen erhöht worden; zunächst hat man es für wünschenswert erachtet, den Raum der Becken auf rund $\frac{1}{3}$ der Jahreswasserentnahme zu bemessen. Bei Aufstellung des Wasserwirtschaftsplanes für die Mönhetalsperre wurde jedoch gerechnet, daß für 1 Mill. cbm Wasserförderung ein Stauraum von 380000 cbm bereit zu stellen ist. Die Notwendigkeit für die Vergrößerung dieses Satzes wird auf den Einfluß der starken Steigerung der Wasserförderung zurückgeführt. Diesen neuen Berechnungen ist das sehr trockene Jahr 1904 zugrunde gelegt, das 146 aufeinanderfolgende Tage hatte, an denen der Wasserstand unter +0,20 am Pegel zu Mülheim zurückging. An diesen 146 Trockentagen wurden der Ruhr durch die Pumpwerke 42,7 v. H. der Jahresmenge entnommen, d. h. 7 v. H. mehr, als nach dem Jahresmittel auf die genannte Zeit entfallen würde.

Für die Berechnung des dauernd entzogenen Wassers war für diese neueren Untersuchungen die Art der Entnahme durch die Pumpwerke maßgebend. Es waren demgemäß zu unterscheiden:

Klasse A, d. h. Wasserwerke, die nach fremden Niederschlagsgebieten pumpen, deren Förderung also der Ruhr dauernd verloren geht.

Klasse B, d. h. Wasserwerke, deren Verbrauch innerhalb des Ruhrgebietes liegt. Solche Werke brauchen nach Messungen Intzes an den Abwässern von Elberfeld-Barmen etwa 50 v. H. des entnommenen Wassers, der Rest fließt zur Ruhr zurück.

Klasse C, d. h. industrielle Werke, die nach die Ruhr entwässern. Sie verwenden das Ruhrwasser hauptsächlich zur Kondensation und verursachen nach mehrfachen neueren Feststellungen bei Gelegenheit von Schiedssprüchen verhältnismäßig geringe Wasserverluste, weil sie fast alles entnommene Wasser dem Fluß wieder zurückgeben. Der Verlust ist zu 2–4 v. H. bei den großen Eisenwerken festgestellt und soll für die ganze Klasse C zu 5 v. H. angenommen werden.

Im Jahre 1907 gehörten:

Zu Klasse A	76,5 v. H. der Förderung
„ „	B 14,8 v. H. „ „
„ „	C 8,7 v. H. „ „
	100,0 v. H.

Im Jahre 1897 waren die betreffenden Zahlen:

Klasse A	69,0 v. H. der Förderung
„	B 15,3 v. H. „ „
„	C 15,7 v. H. „ „
	100,0 v. H.

Die Förderungen nach Klasse B und C hat seit 1897 zwar ebenfalls zugenommen, aber nicht in dem Maße, wie die Klasse A. Aus dieser Verschiebung des Verhältnisses der Beitragsklassen folgt, daß auch das Verhältnis der Gesamtförderung zum notwendigen Stauinhalt nicht feststeht, sondern sich langsam verändert, und zwar ist der auf 1 Mill. cbm der Gesamtförderung zu rechnende Stauinhalt wegen der besonders starken Zunahme der Förderung nach Klasse A zurzeit im Wachsen begriffen.

Für die Verhältnisse des Jahres 1907 mit 277,4 Mill. cbm Förderung ergibt sich der notwendige Stauraum wie folgt:

Wasserverlust der Ruhr an 146 Tagen bei Wiederholung einer Trockenperiode gleich der des Jahres 1904:

$$0,427 \cdot 0,765 \cdot 277,4 = 91,1 \text{ Mill. cbm}$$

$$0,427 \cdot \frac{0,148 \cdot 277,4}{2} = 8,8 \text{ „ „}$$

$$0,427 \cdot \frac{0,087 \cdot 277,4}{20} = 0,5 \text{ „ „}$$

100,4 Mill. cbm

Der notwendige Stauinhalt selbst ist etwas größer, da die Sammelbecken nie ganz entleert werden dürfen. Als Minimum des verbleibenden Inhaltes können nach den Erfahrungen des Jahres 1907 mit sehr später, bis Ende November dauernder Trockenperiode 5 v. H. der vollen Füllung betrachtet werden.

Demnach ist der erforderliche Stauinhalt für das Jahr 1907 rund:

$$1,05 \cdot 100,4 = 105,4 \text{ Mill. cbm.}$$

Es könnte der Einwand erhoben werden, daß ein Teil des Inhaltes der Talsperre zu Trinkwasserzwecken verbraucht wird, also der Ruhr nicht zugute kommt. Diesem Umstand wird dadurch Rechnung getragen, daß der Wasserverbrauch der eigentlichen Talsperrenwasserwerke (Altena, Haspe und Kreis Schwelm) in der Statistik der Gesamtförderung der Ruhrwasserwerke ebenfalls aufgeführt wird, so daß auch der für diesen Verbrauch erforderliche Ersatz an Stauinhalt im Rechnungsergebnis berücksichtigt ist.

Es sind also zurzeit für 277,4 Mill. cbm Jahresförderung 105,4 cbm Stauinhalt bereitzustellen, für 1 Mill. cbm Förderung:

$$1\,000\,000 \cdot \frac{105,4}{277,4} = 380\,000 \text{ cbm } ^1)$$

Immerhin muß man sich darüber im klaren sein, daß alles dieses nur Annahmen sind. Die Intze'schen Berechnungen gehen von der Voraussetzung aus, daß die im Untergrund entnommenen

¹⁾ Wasserwirtschaftliche Verhältnisse der Möhne und Wasserwirtschaftsplan der Möhnetalsperre. Zeitschrift für die Gesamte Wasserwirtschaft 1908. S. 171.

Wassermengen der freifließenden Ruhr in gleicher Stärke ersetzt werden sollen. Von dem fließenden Wasser wird jedoch nur ein Teil in den Untergrund dringen, das gleiche wird der Fall sein hinsichtlich des Zuschußwassers. Sollte der Grundwasserstrom in seiner früheren vollen Stärke erhalten bleiben, so mußte ein Überschuß an Ersatzwasser geschaffen werden; dieser Überschuß wird abhängig sein von der Durchlässigkeit des Untergrundes. Auch scheint der Verlust, den das Zuschußwasser auf dem Weg von den in den oberen Quellgebieten belegenen Talsperren bis zu der speisenden mittleren Ruhrstrecke »Witten-Mühlheim« erhält, nicht in genügendem Maße berücksichtigt zu sein. Die Wasserabflußmenge von 20 cbm entspricht etwa einem Wasserstand von +0,20 am Pegel zu Mühlheim a. Ruhr. Zutreffend würde es sein, wenn man an der früher vorhandenen, durch die Natur gegebenen Verhältnisse nichts ändern wollte, so viel Zuschußwasser aus den Sammelbecken zu liefern, daß die Unterschreitung des Wasserstandes jetzt nicht öfters und nicht in längerer Dauer im Jahreslauf eintritt, als dies unter früheren Verhältnissen der Fall war, ehe die gewaltigen Wassermengen dem Ruhrtal entzogen wurden.

Es ist im übrigen die Frage und wohl der Untersuchung wert, ob es nicht vorteilhafter und wirtschaftlich richtiger wäre, das Wasser von den im oberen Quellgebiet gelegenen Sammelbecken den Wasserwerken in Rohrleitungen zuzuführen als es frei abfließen zu lassen, wobei naturgemäß die Interessen der Triebwerke gewahrt werden müßten. Die Nutzwirkung des Stauraumes würde unverhältnismäßig größer sein und die ersparten Kosten für die Schaffung immer vermehrter Stauräume könnten für die Herstellung der Rohrleitungen aufgewandt werden.

Man ersieht aus obigen Darlegungen, daß der vorhandene Stauraum von 32,40 Mill. cbm durchaus unzulänglich ist. Er reicht nur gerade hin, um eine Entnahme zu decken, wie sie bereits 1897 vorhanden war. Der Ruhrtalsperrenverein sah sich deswegen genötigt, mit tatkräftigen Maßnahmen vorzugehen. Er hat zu diesem Zweck den Bau einer großen Talsperre selbst in die Hand genommen und auf eigene Kosten ein Becken von rund 130 Mill. cbm Inhalt an der Möhne bei Günne im Kreise Soest errichtet. Da die Fertigstellung dieser Talsperre längere Zeit in Anspruch nahm, so wurde in der Zwischenzeit ein Becken von 22 Mill. cbm an der Lister (Lenne) bei Attendorn hergestellt. Diese Anlage baute eine für diesen Zweck gegründete Genossenschaft mit Geldunterstützung durch den Ruhrtalsperrenverein. Dieses Becken soll daneben auch den Triebwerksbesitzern an der Bigge, Leine und Volme zugute kommen. Betriebsplan s. unten.

Im Betrieb der Ruhrtalsperren wird angenommen, daß jährlich der Stauinhalt der Talsperren während drei Monaten zur Abgabe gelangt. Der Verein wird nach Fertigstellung der Listertalsperre und der Möhnnetalsperre zusammen mit dem Stauinhalt in den jetzt vorhandenen neun Sperren einen Gesamtstauraum von rund 185 Mill. cbm zur Verfügung haben; also jährlich aus den Talsperren einen Zuschuß von rund 185 Mill. cbm zum Ersatz des aus der Ruhr fortgepumpten Wassers liefern können. Es ist nur eine einmalige Nutzabgabe des Talsperrenraumes angenommen. Mit Rücksicht darauf, daß die Becken neben dem Ersatz des fließenden Wassers auch der Trinkwasserversorgung dienen, ist diese Annahme wohl gerechtfertigt.

Betriebspläne für Talsperren zu Schiffahrtzwecken. Die Wasserwirtschaftspläne für Sammelbecken, die der Aufhöhung des Niedrigwassers für Schiffahrtzwecke dienen sollen, werden zum Teil nach ähnlichen Gesichtspunkten aufzustellen sein, wie für andere Becken, die ein nur zeitweiliges Zuschußwasser liefern. Auch hier findet nicht eine dauernde, über ganze Jahre verteilte Abgabe statt, sondern die Abströmung wird je nach Bedarf und im allgemeinen nur während der Sommerzeit nötig sein. Wenn zwar in der winterlichen Frostzeit in den Strömen oft auch sehr niedrige Wasserstände vorherrschen, so ruht doch andererseits auch die Schiffahrt in dieser Zeit mehr oder weniger. Die Flüsse selbst unserer gemäßigten Zone zeigen einen sehr verschiedenen Abfluvorgang. Für den Rhein, der seinen Ursprung im Hochgebirge hat, sind die Abflußbedingungen andere als für die übrigen deutschen Ströme, die in den Mittelgebirgen entspringen und dorthin ihre Zuflüsse erhalten. (Abb. 44.) Die künstliche Speisung unserer Flüsse wird also zeitlich verschieden sein müssen; immer aber wird man beachten müssen, daß insofern eine gewisse Gemeinsamkeit besteht, als auch an den unteren Strecken der Wasserläufe Wechsel von Anschwellungen und Mangel in den Sommermonaten einzutreten pflegen, wie in den Quellgebieten, wenn zwar dort

der Vorgang und Wechsel bei weitem nicht so schroff sind wie an den Gebirgsbächen. Dieser Umstand bringt die anzustrebenden Ziele jenen Aufgaben nahe, die oben bei den Betriebsplänen der Wuppertalsperren entwickelt werden. Es wird auch bei den Betriebsplänen für die Schifffahrtssperren als leitender Gesichtspunkt gelten dürfen, eine längere Trockenperiode nach Maßgabe der längere Jahre hindurch beobachteten Pegelstände oder Wasserabflußmengen-Messungen zu erkennen und festzusetzen. In diesen Zeiten muß der Zuschuß aus den Becken in solchem Umfang geliefert werden, daß im Strome ein bestimmter, für die Schifffahrt als wünschenswert

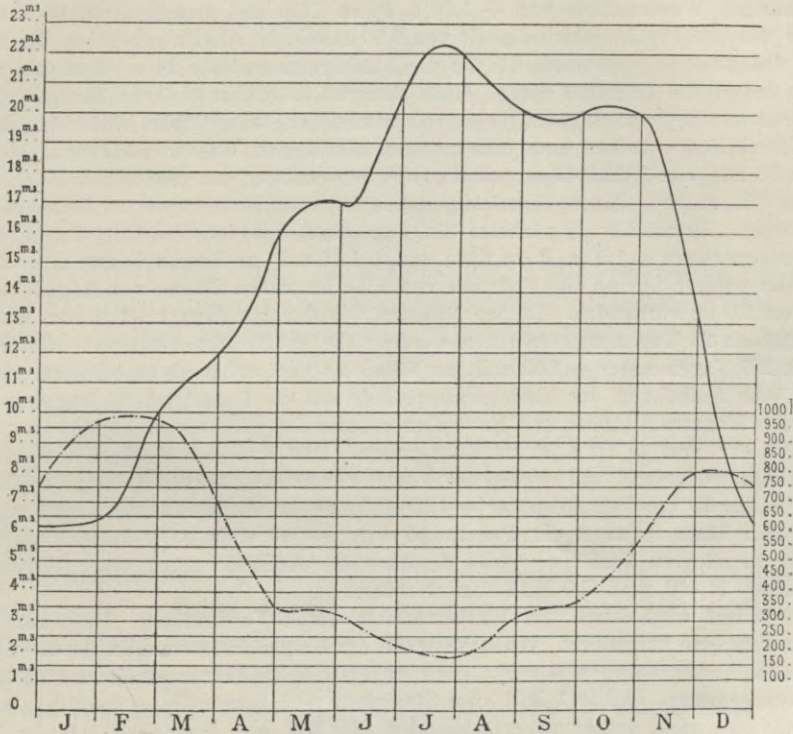


Abb. 44. Darstellung des Abflußvorganges eines Hoch- und Mittelgebirgsflusses.

— Abfluß eines »Hochgebirgsflusses«
 - - - - Abfluß eines »Mittelgebirgsflusses«
 Die 12 Monate des Jahres bilden die Abszisse.

angestrebter Wasserstand gehalten werden kann. Ist der Bedarf in einer solchen Trockenzeit gedeckt, so kann man annehmen, daß infolge der Niederschläge und Speisung aus den Zubringern in den Seitenflüssen auch für alle die kleineren Perioden des Wassermangels der erforderliche Zuschuß aus den Sammelbecken zur Verfügung stehen wird. Man wird also zeichnerisch vorgehen können und nach der Art des dort dargelegten Verfahrens bestimmen, wieviel Zuschußwasser für eine sommerliche Trockenzeit aufgespeichert werden muß, um im Hauptstrom eine bestimmte Abflußmenge zu erhalten. Dieser Abflußmenge entspricht dann in der Fahrrinne eine für die Schifffahrt nutzbare Fahrtiefe, vorausgesetzt, daß das Strombett sich in einer dem Regulierungsplan entsprechenden Beschaffenheit befindet, daß im besonderen die Höhenlage der Flußsohle und damit die Regulierungsfahrtiefe nicht durch Sandablagerungen beeinträchtigt wird. Hat man diese aufzusammelnde Wassermenge bestimmt, so tritt an den Ingenieur die andere Aufgabe heran, in den Seitentälern und oberen Quellgebieten die geeigneten

Talbecken und die abzusperrenden Niederschlagsgebiete zu suchen, die diesen notwendigen Wasservorrat zu liefern befähigt sind.

Ein Beispiel möge diese Darlegung erläutern. Es ist einem Gedankengange¹⁾ entnommen, dem der Verfasser im Jahre 1902 folgte, um zu prüfen, welche Wassermengen an Zuschußwasser nötig sein würden, um die Schifffahrtsverhältnisse des Rheins in trockener Herbstzeit zu verbessern. Die Normalbreite des unteren Rheins zwischen den beiderseitigen Regulierungswerken ist 300 m, die der eigentlichen Schifffahrtsrinne 150 m. Sie beträgt auf der Strecke Bingen-St. Goar 230 m, im Rheingau 450 m, auf der Strecke Mannheim-Mainz wiederum 300 m. Es seien hier als mittlere Breite 300 m in Rechnung gesetzt. Die Wassergeschwindigkeit kann dem Wechsel im Gefälle und in der Wasserführung entsprechend keine überall gleichmäßige sein. Mit bezug auf stattgehabte Messungen sei für die niedrigen Wasserstände von + 1,50 a. P. zu Köln und darunter, welche hier in Betracht kommen, eine mittlere Profilgeschwindigkeit von 0,90 m/sek. in Ansatz gebracht. Es erübrigt noch die Zeit und das Maß zu bestimmen, um die die Niedrigwasserstände zu erhöhen sein würden. Die Schifffahrt hat das größte Interesse daran, einen dauernd möglichst gleichen Wasserstand zu haben. Sowohl die höchsten wie die niedrigsten Wasserstände sind der Flußschifffahrt hinderlich. Bei Köln a. Rh. beträgt der Unterschied zwischen dem beobachteten niedrigsten Wasserstande vom Jahre 1853 und dem höchsten Stande von 1882 9,43 m, während die Schwankung der gemittelten Jahreswasserstände immerhin noch 5,32 m ist²⁾. Einen vollständigen Ausgleich auf Mittelwasser zu schaffen, ist praktisch nicht durchführbar. Es sei als ein nächstes Ziel angesehen, daß der Schifffahrt der Wasserstand des gemittelten Niedrigwassers + 1,50 a. P. zu Köln und + 1,25 a. P. zu Bingen in trockener Zeit gesichert sei. Dann ist im unteren Strome eine Fahrtiefe von 3,00, im oberen Strome von Mannheim bis St. Goar eine solche von 2,0 m vorhanden. In den Monaten Oktober bis Januar ist dieser Wasserstand im 71-jährigen Mittel an 23 Tagen unterschritten worden; die größte Trockenperiode dieser Art war im Jahre 1858 mit 107 Tagen unter + 1,50 a. P. zu Köln. Es darf daher als ausreichend erscheinen, daß der Schifffahrt eine Aufhöhung der Niedrigwasserstände auf die Dauer von 60 Tagen in erster Linie in den trockenen Monaten Oktober und November geboten ist. Als ein recht niedriger Wasserstand des Rheins darf der von + 1,0 a. P. zu Köln gelten. Das Maß der Wassertiefenvermehrung, um + 1,50 zu halten, ist demnach 0,50 m. Da der Vorrat der Staubecken auf 60 Tage reichen soll, aber im Durchschnitt nur 23 Trockentage unter + 1,50 eintreten, so würde zeitweise auch eine stärkere Abströmung erfolgen können, wenn der Pegelstand unter + 1,0 sinkt. Die künstliche Speisung des Rheins in dem dargelegten Umfange würde demnach die Aufspeicherung einer Wassermenge von $300 \cdot 0,5 \cdot 0,9 \cdot 3600 \cdot 24 \cdot 60$ rund 700 Mill. cbm erfordern.

Dieser Bedarf wird durch die Wasserverluste durch Verdunstung, Versickerung und Undichtigkeit der Talsperre vergrößert. Nach Maßgabe der obigen Erörterungen sei die Verdunstungshöhe einer freien Wasserfläche zu 4 mm täglich angenommen. Ferner sei für unsere Mittelgebirgsverhältnisse vorausgesetzt, daß je 1 Mill. cbm Stauinhalt eine Wasserfläche von 10 ha einnimmt, so daß sich für die gesamten, später zu errechnenden 800 Mill. cbm Stauinhalt 8000 ha Wasserfläche ergeben. Die in 60 Tagen in den Weihern verdunstende Wassermenge ist $800 \cdot 10000 \cdot 0,004 \cdot 60 = 19,2$ Mill. cbm.

Die Undichtigkeit der Sperrmauern wird nach den bisherigen Erfahrungen (s. S. 103) mit 2 l/sek. auf je 1,0 Mill. cbm Stauinhalt reichlich berücksichtigt sein. Der Verlust für 60 Tage und 800 Mill. cbm berechnet sich hiernach zu $60 \cdot 60 \cdot 24 \cdot 60 \cdot 2 \cdot 800 = 8,3$ Mill. cbm.

Wenn man den Verlust im fließenden Wasser unterhalb der Talsperre mit 10 v. H. des Stauinhaltes in Ansatz bringt, so ergibt sich eine Einbuße von 70 Mill. cbm.

Der Gesamtverlust in den Stauweihern und im abströmenden Wasser beträgt hiernach $19,2 + 8,3 + 70,0 = 97,5$ Mill. cbm. Dieser Abgang wird selbst in sehr trockener Zeit durch den Zufluß aus dem Niederschlagsgebiet der Sammelbecken zum Teil ersetzt. Im großen Durchschnitt entfällt in den Gebirgen auf eine Jahresabflußmenge von 1 Mill. cbm je 1,5 qkm Niederschlagsgebiet. Für die Beschaffung von 800 Mill. cbm würden demnach 1200 qkm Niederschlagsgebiet erforderlich sein. Der geringste Abfluß in trockenster Zeit beträgt für kleine Niederschlagsgebiete in deutschen Gebirgen etwa 1,5 l/sek. vom Quadratkilometer. Für 60 Tage ergibt sich danach ein Zufluß von $60 \cdot 60 \cdot 24 \cdot 60 \cdot 1200 \cdot 1,5 = 9,3$ Mill. cbm, so daß sich der obige Abgang auf 88,2 Mill. cbm. vermindert.

¹⁾ Der Talsperrenbau und die deutsche Wasserwirtschaft. Berlin 1902. S. 20.

²⁾ Diese Angaben sind dem Werke entnommen: Der Rheinstrom und seine wichtigsten Nebenflüsse. Berlin 1889.

Der gesamte Wasserbedarf, um eine künstliche Vermehrung der Wassertiefe des Rheins um 0,5 m in 60 Tagen zu ermöglichen, würde demnach $700 + 88,2$ oder rund 800 Mill. cbm sein.

In dieser Rechnung ist vorausgesetzt, daß die Sammelbecken lediglich den Schiffahrtzwecken dienen und der Stauraum für eine geschlossene Abgabe an 60 trockenen Tagen bemessen ist.

Der Verfasser hat in seiner oben erwähnten Studie „Der Talsperrenbau und die deutsche Wasserwirtschaft“ (S. 34 u. f.), diese Aufhöhung des Niedrigwassers im Rhein für Schiffahrtzwecke aus Sammelbecken, die zugleich anderen Aufgaben, z. B. dem Kraftbetrieb und Hochwasserschutz dienen sollen, in Vorschlag gebracht. Danach sollten in den Tälern des Schwarzwalds an der Murg, Kinzig, Rench usw. und in den Vogesen von 7400 qkm, in den ganzen Gebirgen am Rhein von Basel bis zur Mainmündung von 62000 qkm Niederschlagsgebiet 1600 Mill. cbm Stauraum, 3200 Mill. cbm Jahresabfluß und 600000 Pferdestärken gewonnen werden. Dieser Gedanke ist von mancher Seite als nicht durchführbar und unwirtschaftlich bezeichnet worden. Rehbock findet in seinem Entwurf eines Wasserkraftwerkes im Gebiet der Murg oberhalb Forbach¹⁾ für ein Niederschlagsgebiet im Schwarzwald von 350 qkm die Möglichkeit, 100 Mill. cbm zu stauen und 325 Mill. cbm jährlichen Abfluß zu gewinnen. Wenn man aber aus diesen genauen Untersuchungen ersieht, daß an der Murg mit hervorragender Wirtschaftlichkeit — die Kilowattstunde kostet im Kraftwerk $1\frac{2}{3}$ Pfg. — schon auf einem verhältnismäßig kleinen Bezirk 100 Mill. cbm Stauraum erschlossen werden können, dessen Ausgleichwirkung neben der Krafterzeugung auch der Niedrigwasservermehrung im Rheine zugute kommt, so erscheint der obige Plan doch nicht so unmöglich.

Über die Verwertung von Stauwerken für Schiffahrtzwecke siehe auch die Schriften des IX. Internationalen Schiffahrts-Kongresses Düsseldorf 1902, I. Abteilung die I. Mitteilung »Anlage von Stauwerken«. Über die Frage der Stauung des Bodensees und der sonstigen schweizerischen Seen zur Aufhöhung des Rheins siehe Gelpke, Großschiffahrt auf dem Rhein.

Betriebspläne für zentrale Wasserkraftwerke. Die Arten, nach denen die bisher erörterten Betriebspläne aufgestellt werden, lassen nur erkennen, welche Betriebswassermenge bei gegebenem Wasserhaushalt und Stauinhalt zur freien Abströmung gelangen kann. Sie haben also nur Bedeutung, sofern es sich darum handelt, die Aufhöhung des Niedrigwassers für die unterhalb gelegenen Flußläufe nachzuweisen. Es tritt hier nur die eine Größe in die Erscheinung: Die aus dem Becken abtrömende Wassermenge. Es soll nachstehend ein zeichnerisches Verfahren an dem Betriebsplan einer ausgeführten Talsperrenanlage beschrieben werden, das auch das Gefälle des Wassers bei Zuleitung in geschlossener Rohrleitung oder in einem Druckstollen für die Verwertung in einem zentralen Kraftwerk berücksichtigt.

Betriebsplan für die Urfttalsperre. In Abb. 45 ist der Betriebsplan für das Talbecken der Urfttalsperre und das Kraftwerk bei Heimbach dargestellt. Der Plan gilt für die Abflußverhältnisse der Jahre 1897 und 1898. Er enthält die Darstellung der vier wesentlichen Größen: Die Zuflußmengen zu dem 45,5 Mill. cbm fassenden Becken, die Betriebswassermenge, die aus dem Becken entnommen wird und die sich zusammensetzt aus dem natürlichen Zufluß und dem Zuschuß aus dem aufgespeicherten Wasser, den jeweiligen Staubeckeninhalt, der sich aus Zufluß und Abgabe ergibt, und die zugehörige Druckhöhe, die im vorliegenden Fall aus der wechselnden Stauhöhe im Becken (40 m) und der durch einen Stollen gewonnenen gleichbleibenden Gefällhöhe von rund 70 m besteht. Der Maßstab für die Abflußmenge ist am linken Rande in cbm/sek., der des Stauinhalts in Mill. cbm angegeben, rechts ist die jeweilige Gefällhöhe ablesbar.

Auch ein solcher Plan muß im Weg des Probierens ermittelt werden. Man wird nach Erfahrungssätzen den Stauinhalt (45,5 Mill. cbm) vorläufig annehmen. Es ist hier in Übereinstimmung mit dem Vorgang, wie er sich im praktischen Betriebe voraussichtlich gestaltet haben würde, am 1. Mai 1897 ein volles Becken vorausgesetzt, das den Kraftwasserbedarf während des nächsten Sommers decken soll. Unter der weiteren Annahme, daß im Kraftwerk eine Leistung von 6300 PS. erzeugt werden soll, ist für den Monat Mai — als Zeiteinheit ist der Monat gewählt — eine Betriebswasserabgabe von rund 6 cbm/sek. nötig. Da dies den natürlichen Zufluß übersteigt, ist ein Zufluß aus der Tal-

¹⁾ 2. Aufl. Leipzig 1910.

sperre erforderlich, der zur Folge hat, daß der Beckeninhalt sinkt. Dies bedingt seinerseits eine Abnahme der Gefällhöhe, und es wird im weiteren Verlauf im Monat Juni eine Steigerung der Betriebswassermenge nötig, die sich bis in den November hinein fortsetzt. Dieses Verfahren, das sich aus der gegenseitigen Beeinflussung der Betriebsfaktoren ergibt, würde zeigen, daß bei nicht zutreffenden Annahmen, z. B. zu starker Wasserabgabe, ein vollständiges Leerlaufen des Beckens ein-

Betriebsplan für die Kraftstation
der Urfttalsperre im Jahre 1897 und 1898.

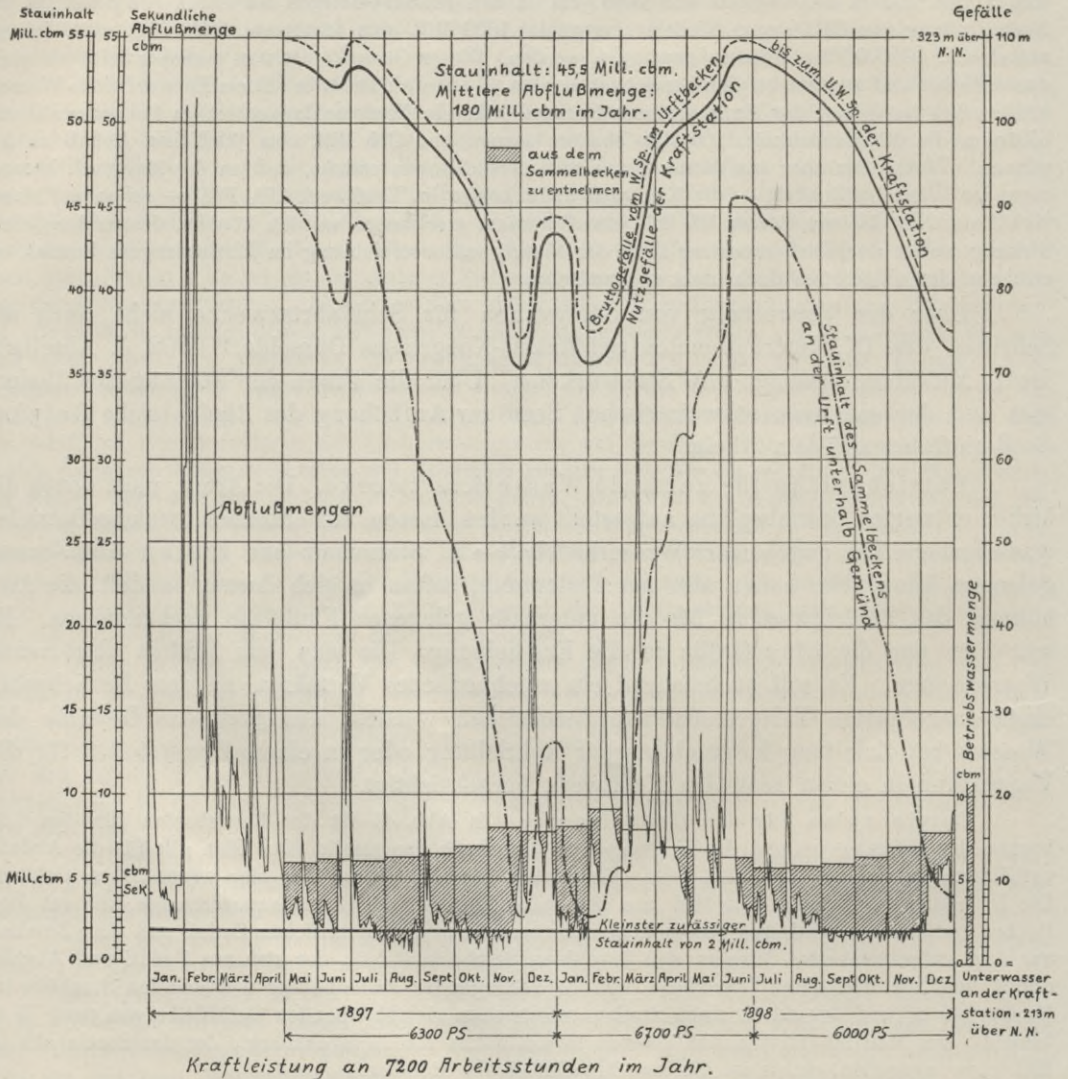


Abb. 45. Darstellung der sekundlichen Abflußmengen der Urft, der Schwankungen des Stauinhaltes im Sammelbecken, des Roh- und Nutzgefälles, der Betriebswassermenge und der aus diesen Größen sich ergebenden Nutzleistung im Kraftwerk bei Heimbach a. d. Ruhr für die Jahre 1897 u. 1898 (6000 bis 6700 PS. an 7200 Arbeitsstunde).

treten würde. Hier ist als untere Grenze ein Stauinhalt von 2 Mill. cbm angenommen, der im Betrieb nicht unterschritten werden soll, und der Betriebsplan zeigt, daß in den Monaten November bis Dezember 1897 und Januar bis Februar und im Dezember 1898 diese untere Grenze nahezu erreicht wird. Daraus geht hervor, daß eine größere Leistung als die angenommene von 6300, 6700 und 6000 PS. unter den gegebenen wasserwirtschaftlichen Verhältnissen nicht wohl zu erzielen gewesen wäre.

Da, wie hervorgehoben, für viele Fälle es genügt, aber auch notwendig ist, dafür zu sorgen, daß der gefüllte Stauraum hinreicht, um die gewünschte Wasserabgabe für die Zeit einer ungewöhnlich langen Trockenperiode sicherzustellen, so kommt man bei der Prüfung der Frage, ob ein Stauraum und der vorhandene Wasserabfluß hinreicht, diesen Bedingungen zu genügen, oft schneller durch einen rechnerischen Nachweis zum Ziele.

Als Anhalt für eine derartige Ausrechnung möge der nachfolgend mitgeteilte Betriebsplan dienen, den der Verfasser bei den Voruntersuchungen für die Trinkwasserversorgung der Stadt Nordhausen a. Harz aufstellte (s. S. 41). Als der Verfasser im Frühjahr 1903 mit den vorbereitenden Arbeiten zur Ausführung des Baues in Berührung kam, wurde von ihm die Frage aufgeworfen und untersucht, ob es möglich wäre, mit der Wasseraufspeicherung zugleich eine Kraftgewinnungsanlage zu verbinden, ohne den Zweck der Trinkwasserversorgung zu gefährden. Es zeigte sich, daß dies mit gutem wirtschaftlichen Erfolge geschehen konnte, wenn man das im Sammelbecken zurückgehaltene Wasser durch Turbinen schickte, ehe es in das städtische Leitungsnetz floß. Hygienische Bedenken dagegen, das Wasser erst für Kraftzwecke zu gebrauchen und dann der städtischen Wasserversorgung zuzuführen, können nicht entstehen. Vielmehr muß der Umstand, daß das Versorgungswasser bei der Beaufschlagung der Turbinen mit Luft in Berührung gebracht wird, günstig wirken, insofern es durch den Sauerstoff der Luft verbessert wird. Vom Stauspiegel des gefüllten Beckens bis zum Hochbehälter bei der Stadt standen 195 m Gefälle zur Verfügung. Die Kraftausnutzung konnte auf zwei Arten erfolgen: entweder durch Brechung des Gesamtgefälles, indem das Kraftwerk im Tale bei Neustadt etwa 2,6 km unterhalb der Talsperre errichtet wurde oder unter Zusammenfassung des Gesamtgefälles in einem Punkt, wobei das Kraftwerk in unmittelbarer Nähe der Stadt seinen Platz fand. (Abb. 16). Im ersteren Fall war eine nutzbare Gefällhöhe von 110 m vorhanden. Der Rest des Gefälles wäre für die Zuführung des Trinkwassers nach der Stadt mittels einer 250 mm weiten Rohrleitung aufgebraucht. Im zweiten Fall erhielt die Leitung in ihrer ganzen Länge 400 mm Lichtweite.

Rentabilitätsberechnungen erwiesen, daß beide Anlagen zu etwa gleichen Selbstkosten der gewonnenen Energie führten¹⁾. Aber zugunsten der zweiten Anordnung sprach die größere Kraftgewinnung infolge des höheren Nutzgefälles und die Lage des Kraftwerkes bei der Stadt, nahe dem Verbrauchsmittelpunkt. Dieser letztere Umstand fiel besonders ins Gewicht und die zweite Ausführungsweise wurde deswegen gewählt.

I. Untersuchung über die Deckung des Trinkwasserbedarfs überhaupt:

a) Wasservorrat.

1. Mittlere jährliche Niederschlagshöhe (nach Messungen) 800 mm. In einem trockenen Jahre (1893) 600 mm. Der Abfluß wurde in der Voruntersuchung zu nur 50 v. H. des Jahresniederschlags angenommen. Niederschlagsgebiet 5,7 qkm.

2. Abflußmenge²⁾

In einem mittleren Jahre $5\,700\,000 \cdot 0,800 \cdot 0,50 = 2\,280\,000$ cbm Abfluß. In einem sehr trockenen Jahre $5\,700\,000 \cdot 0,600 \cdot 0,5 = 1\,710\,000$ cbm Abfluß.

b) Wasserbedarf:

Nordhausen hatte im Jahre 1903 rund 30000 Einwohner. Für die Zukunft sind 45000 Einwohner angenommen. Verbrauch 100 l für den Kopf und Tag, einschließlich Bedarf für industrielle Zwecke. Also zukünftiger Verbrauch $45\,000 \cdot 100 \cdot 365 = 1\,642\,500$ cbm.

Der Bedarf ist also selbst in sehr trockenem Jahre gedeckt.

II. Größe des Stauraumes: a) Deckung des Trinkwasserbedarfs. Es wurde ein sehr trockener Sommer angenommen, in dem der Abfluß in den sechs Sommermonaten April bis September nur etwa 10 v. H. vom Jahresabfluß beträgt. In den sechs Sommermonaten also Abfluß rund 180000 cbm.

¹⁾ Näheres darüber in des Verfassers Schrift: Die Ausnutzung der Wasserkräfte. 2. Aufl. Leipzig 1908. S. 417.

²⁾ In dieser Rechnung der Voruntersuchung wurde, um den Nachweis zu erbringen, daß das Sammelbecken selbst unter den denkbar ungünstigsten Verhältnissen seinen Zweck erfüllen würde, noch unter die in Tab. 25 gegebenen Annahmen heruntergegangen.

Zukünftiger Verbrauch in den sechs Sommermonaten: $45000 \cdot 100 \cdot 30 \cdot 6 = 810000$ cbm. Am 1. April beim Übergang aus der nassen Jahreszeit in die trockene Sommerzeit müssen also für die Deckung des Trinkwasserbedarfs vorhanden sein: $810000 - 180000 = 630000$ cbm.

b) Verluste für Verdunstung und Versickerung. Wasseroberfläche = 11,3 ha = 113000 qm. Verlust für das Sommerhalbjahr: Verdunstung 4 mm für den Tag. $180 \cdot 4 = 720$ mm; Verdunstungsverlust: $113000 \cdot 0,72 = 81360$ cbm. Versickerung 2 l/sek. $180 \cdot 86400 \cdot 2 = 31104$ cbm; zusammen 112500 cbm d. i. etwa 1 m Wasserhöhe im Becken.

c) Daraus ergibt sich als notwendiger Inhalt des Beckens $630000 + 112500 = 742500$ cbm. Vorhanden ist ein Stauinhalt von 770000 cbm. Der Überschuß von 30000 cbm entspricht etwa einer Wasserhöhe von 10 m als Reserve selbst in sehr trockenen Jahren.

III. Gegenüberstellung des vorstehend angenommenen und wirklich gemessenen Wasservorrates.

Gemessener Abfluß Abflußjahr 1903/04. Es flossen ab vom 1. 10. 1903 bis 30. 9. 1904 rund 1 890 000 cbm (s. Tab. 17). Das Jahr 1904 hatte einen außergewöhnlich trockenen Sommer. Der Abfluß der Sommermonate Mai bis Oktober betrug nur 13,0 v. H. des Jahresabflusses. Das Abflußverhältnis für das ganze Jahr war 56 v. H. In dem sehr trockenen Sommer 1904 sind also in den sechs trockenen Monaten abgeflossen $\frac{1890000 \cdot 13}{100} = 245700$ cbm gegenüber der Annahme von nur 180000 cbm.

Abflußjahr 1904/05. Es flossen ab vom 1. 10. 1904 bis 30. 9. 1905 = 2 995 000 cbm. Das Abflußverhältnis für das ganze Jahr ist 58 v. H.

Es erwies sich somit, daß die Annahmen der Voruntersuchung im ganzen zutreffend gewesen waren. Sie bieten selbst für größere Trockenheit als im Sommer 1904 noch einen genügenden Rückhalt.

Den Berechnungen der Mindestleistung und der Rentabilität der Kraftgewinnung ist eine Wasserabgabe von 50 l/sek., d. i. ein Tagesabfluß von 4320 cbm zugrunde gelegt. Es schien nicht angängig — wenigstens solange nicht ausreichende Erfahrungen im Betrieb der Talsperre gesammelt waren — über dieses Mindestmaß hinauszugehen, um die Trinkwasserversorgung unter allen Umständen sicher zu stellen. Eine weitergehende Kraftausnutzung konnte immerhin erwartet werden, zumal der Stadt Nordhausen neben dem Sammelbecken eine altvorhandene Stollenanlage als Reserve zur Verfügung steht, die in trockenster Zeit 800 cbm täglich liefert. Daher sind zum Vergleich die Kraftverhältnisse und wirtschaftlichen Erträge auch für mittlere Wasserabflußverhältnisse geprüft worden. In wasserreicher Zeit kann immerhin eine größere Kraftwassermenge als 50 l/sek. entnommen werden, soweit der Betrieb der Trinkwasserversorgung dies zuläßt und wenn das volle Becken an sich überströmen würde. Es ist deswegen im Kraftwerk ein Peltonrad aufgestellt, mit einer Aufnahmefähigkeit von 100 l/sek., das bei einer mittleren Druckhöhe von 178 m rund 170 PS. leistet. Auf gleicher Welle mit dem Peltonrade stehen zwei Gleichstromdynamos von je 55 Kilowatt Leistung.

Ein ähnliches Rechnungsverfahren kann man einschlagen zur Ermittlung der erreichbaren Betriebswassermengen für ein Kraftwerk. Als Beispiel hierfür möge die Talsperre von Markklissa dienen, wobei der Verfasser den Ausführungen von Bachmann in der Zeitschrift für Bauwesen 1903 folgt.

Talsperre Markklissa am Queis (Schlesien). Diese Talsperre ist als Hochwasserschutzbecken für einen Stauraum von 15 Mill. cbm bemessen. Unter Berücksichtigung des in dem 303 qkm großen Niederschlagsgebiet vorhandenen Wasserreichtums würde sich der zweckmäßig zu wählende Stauraum unter dem Gesichtspunkt der Kraftgewinnung wie folgt berechnen.

Die gesamte Abflußmenge in den 18 Monaten vom 1. Oktober 1901 bis 31. März 1903 ist gemessen zu 327 463 000 cbm. Die mittlere Abflußmenge berechnet sich daraus zu

$$\frac{327463000}{547 \cdot 86400} = 6,93 \text{ cbm/sek.}$$

Diese für den ganzen Zeitabschnitt berechnete mittlere Abflußmenge von 6,93 cbm/sek. ist in Abb. 46 durch eine wagerechte Linie dargestellt.

Diese Mittelwassermenge könnte man gleichmäßig während des ganzen Jahres schaffen, wenn man den Stauraum genügend groß machte. Maßgebend hierfür ist die längste unmittelbar aufeinanderfolgende Reihe trockener Tage, die hinter dieser MW-Menge zurückbleibt. In dem obigen Zeitraum war dies der Fall zwischen dem 15. Juli und 14. Dezember 1902 d. s. 153 Tage. In dieser Zeit flossen 36964000 cbm ab. Für Erhöhung auf die Mittelwassermenge auf 6,93 cbm würden notwendig sein: $153 \cdot 86400 \cdot 6,93 - 36964000 = 91609000 - 36964000 = 54645000$ cbm Stauraum. Aus der mittleren

Stauhöhe — die man am zweckmäßigsten unter Zuhilfenahme eines Betriebsplanes nach Art des Planes für die Urfttalsperre ermittelt (s. S. 133) — würde man die Nutzleistung des abgelassenen Wassers — 6,93 cbm/sek. — in PS. finden können.

Wenn man in dieser Weise Ausgleich schafft für die längste Trockenperiode — und als solche wird immerhin die obige von 153 Tagen angesehen werden können — so wird man auch damit den nötigen Ausgleichraum mit Sicherheit für sonstige Niedrigwasserperioden haben.

Es hätte also eine Talsperre von rund 55 Mill. cbm Stauraum errichtet werden müssen, wenn man den vorstehend berechneten Ausgleich erzielen wollte.

Wesentlich geringer wird der Raum, wenn man sich mit kleinerem Erfolg begnügt z. B. 4,0 cbm sekundlicher Abgabe für Kraftwerke. Man ersieht dies aus folgender Aufrechnung. Es sei der Arbeitstag zu 20 Stunden = $3600 \cdot 20 = 72000$ Sekunden angenommen. Ein Wasserabfluß von weniger als 4 cbm war mit verschwindender Ausnahme vorhanden vom 27. Juli bis 9. Dezember 1902 d. s. 136 Tage (s. Abb. 46). Unter Berücksichtigung, daß an 20 Sonntagen nur der halbe Bedarf vorhanden sein soll, sind 126 volle Arbeitstage in Ansatz zu bringen. Der Zufluß des Queis in dieser Zeit war 28637 000 cbm. Dem gegenüber steht der Wasserbedarf von $126 \cdot 72000 \cdot 4 = 36 288 000$ cbm. Der Stauraum müßte hiernach $36 288 000 - 28 637 000 = 7 651 000$ cbm groß sein, um eine gleichmäßige Abgabe von 4 cbm/sek. zu ermöglichen.

Die im Jahre 1905 fertiggestellte Talsperre hat einen Fassungsraum von 15 Mill. cbm erhalten, wovon 5 Mill. cbm für Kraftgewinnung genutzt werden, während der übrige Teil des Beckens dem Hochwasserschutz dient. Den Wasserwirtschaftsplan für letzteren Zweck siehe unten. Über den Kraftausbau s. S. 31.

Noch einige Beispiele neuerer ausgeführter bzw. geplanter Unternehmungen dieser Art mögen die obigen Darlegungen und ihre praktische Anwendung erläutern.

Listertalsperre¹⁾. Abb. 47 u. 48. Die i. J. 1911 fertiggestellte Anlage dient zur Wasserabgabe für die Triebwerke an der Bigge und Lenne und für die Pumpwerke an der Ruhr, sowie für Kraftgewinnung in einer Kraftzentrale an der Talsperre. Das Niederschlagsgebiet ist 66,8 qkm groß. Die Niederschlagshöhe konnte nach der Regenkarte der Provinz Westfalen und anderen Unterlagen i. M. zu 1160 mm jährlich angenommen werden. Unter der Voraussetzung von 70 v. H. Abfluß (Verlusthöhe 360 mm) wurde darnach der mittlere Wasservorrat zu 53,0 Mill. cbm berechnet. Der Abfluß in einem trockenen Jahre ist zu etwa 80 v. H., d. h. zu rund 45 Mill. cbm anzunehmen. Im Sommer fließen etwa 25 v. H. der Gesamtjahresmenge ab. Die Beckengröße wurde hiernach im Entwurf zu 22 Mill. cbm oder zu 41,2 v. H. des Jahresabschlusses gewählt. Die gesamte Mauerhöhe beträgt 40 m. Die überstaute Fläche 168 ha. Einem Obergutachten, das der Ver-

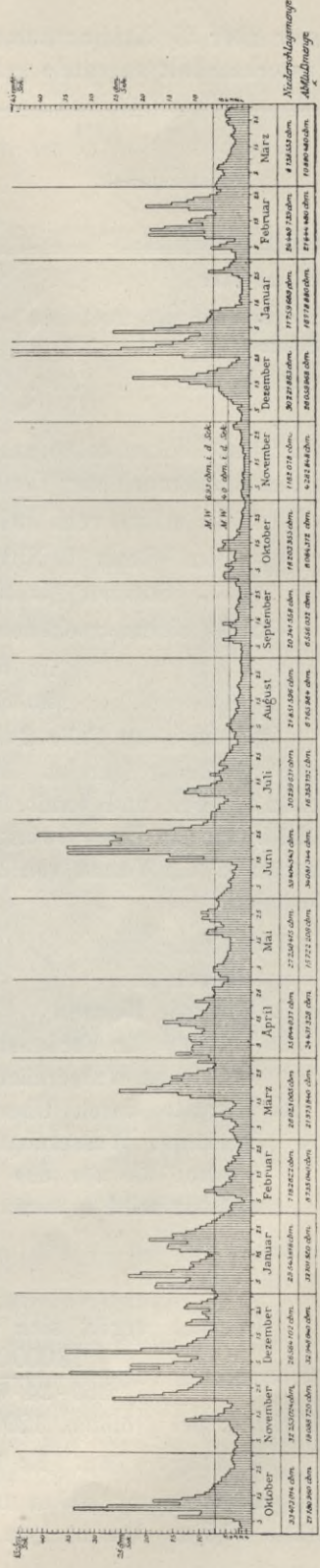


Abb. 46. Darstellung der Abflussmengen des Queis am Pegel an der Talsperre bei Markkissa nach den durchschnittlichen sekundlichen Mengen am Tage für die Zeit vom 1. Oktober 1901 bis 31. März 1903.

1) S. auch S. 19.

fasser über die Kraftausnutzung an dieser Talsperre erstattete, konnte hiernach folgender Wasserhaushalt zugrunde gelegt werden:

Wasserhaushalt	Abfluß in Mill. cbm			
	Jahr	Winter	mittlerer Sommer	trockener Sommer
Mittleres Jahr	53,0	39,7	13,3	—
Mittleres Jahr mit trockenem Sommer	53,0	47,7	—	5,3
Trockenes Jahr	45,0	33,7	11,3	—

Das Becken sollte am 30. April jeden Jahres einen Vorrat von 20 Mill. cbm halten. Es stehen hiernach zur Verfügung:

1. In mittlerem Jahr mit trockenem Sommer:

im Winter (1. November bis 30. April): $47,7 - 20 = 27,7$ Mill. cbm

„ Sommer (1. Mai bis 30. Oktober): $20 + 5,3 = 25,3$ „ „

2. In einem trockenen Jahr mit mittlerem trockenem Sommer:

im Winter $33,7 - 20 = 13,7$ Mill. cbm

im Sommer $20 + 11,3 = 31,3$ „ „

Es kann im Falle 2 damit gerechnet werden, daß das Becken am 1. November nicht vollständig leer ist. Man wird auch hier für den Winter ein volles Becken in Ansatz bringen und somit für den Winter wie für den Sommer eine Vollfüllung von 22 Mill. cbm im Zentralwerk nutzbar annehmen dürfen. Im Becken sollte unter allen Umständen ein Vorrat von 1 Mill. cbm verbleiben. Es ergab sich somit der Wasserhaushalt:

Vollfüllung	22,00 Mill. cbm.
Davon ab:	
1. Eiserner Bestand	1, 0 Mill. cbm
2. Verluste für Verdunsten und Versickern bei 168 ha Wasserfläche $1680000 \cdot 1,0 =$	1,68 „ „
3. Verluste durch Überlaufen des vollen Beckens, Wasserabgabe an die Triebwerke, die für das Zentralwerk nicht nutzbar wird u. a. m.	1,32 „ „
	<u>4,00 Mill. cbm</u>
	<u>4,00 „ „</u>
	bleibt 18,00 Mill. cbm.

Darnach ergibt sich für die Kraftverwertung im Zentralwerk eine Betriebswassermenge von $\frac{18000000}{365 \cdot 24 \cdot 60 \cdot 60} =$ rund 1170 l/sek. Es sollen entnommen werden 1100 l/sek. bei größtem, 1200 l bei kleinstem Gefälle.

Kraftgewinn. Es können hierfür 2 Fälle unterschieden werden (s. Abb. 48):

a) Kraftwerk 100 m unterhalb der Talsperre. Höchstes Gefälle 35,0 m, kleinstes Gefälle 10,5 m. Das höchste Gefälle steht am 1. Mai jeden Jahres zur Verfügung, wenn

das Becken voll ist. Die größte Kraftleistung ist (als Grundlage für die Maschinenstärke des Krafthauses) demnach $\frac{1100 \cdot 35 \cdot 0,75}{75} = 385$ rd. 400 P S. bei 24stündigem Betriebe. Die kleinste Leistung bei gesenktem Wasserstande ist $\frac{1200 \cdot 10,5 \cdot 0,75}{75} = 126$ rd. 130 P S. bei 24stündigem Betriebe.



Abb. 47. Übersichtsplan der Listertalsperre bei Attendorf (Ruhrgebiet) mit Wasserkraftwerksbau. Maßst. 1 : 50 000.

Für die Berechnung der insgesamt vorhandenen Nutzkraft (als Grundlage für die wirtschaftliche Aufrechnung) wird man annehmen dürfen, daß von dem oberen Stauraum als mittleres Gefälle rd. $\frac{2}{3}$ d. s. 16,5 m im Jahreslauf wirksam werden. Das gesamte mittlere Nutzgefälle ist daher $16,5 + 10,5 = 27$ m, d. s. $\frac{3}{4}$ der Gesamtstauhöhe oder abzüglich der Reibungsverluste etwa 26 m. Demnach mittlere Leistung $\frac{1150 \cdot 26 \cdot 0,75}{75} = 299 =$ rd. 300 P S. an 365 Arbeitstagen während 24 Stunden. Die Jahresleistung berechnet sich zu $299 \cdot 365 \cdot 24 = 2,62$ Mill. P S.-Stunden. Wenn hiervon im Elektrizitätsbetriebe 80 v. H. abgesetzt werden, so werden an der Turbinenwelle $2,62 \cdot 0,8 = 2,1$ Mill. P S. wirtschaftlich nutzbar und sind für die Einnahmen des Werkes in Rechnung zu stellen. Diese Nutzleistung bezieht sich auf ein sehr trockenes Jahr, in wasserreicheren Wintern und mittleren Abflußjahren wird die Leistung eine entsprechend gesteigerte sein.

Ausbau des Kraftwerkes. Es empfiehlt sich, den Ausbau der hydraulischen Anlagen (Krafthaus) für die volle Stärke einzurichten, die Maschinen selbst aber dem zunächst vorhandenen Bedürfnis anzupassen. Ebenso genügt zunächst eine Druckleitung von 700 mm Durchmesser. Der Anschlußwert der Anmeldungen in dem in Frage kommenden Absatzgebiet war ermittelt für Licht zu 140 K. W., für Kraft bei Tag zu 150 K. W. und bei Nacht zu 60 K. W. Bei 50 v. H. größter Belastung des Werkes konnte hiernach auf eine gleichzeitige Beanspruchung von 70—75 K. W. gerechnet werden. Wenn man selbst annimmt, daß in den Morgen- (7—9) und Nachmittagsstunden (4—6) Kraft und Lichtbedarf zeitweise zusammenfällt, wird man vorläufig mit einer Turbine von 150 P. S. auskommen und eine zweite als Reserve aufstellen. Die zukünftige Maschinenstärke (etwa 900 P. S. einschl. Reserve) ist dem steigenden Bedarf anzupassen.

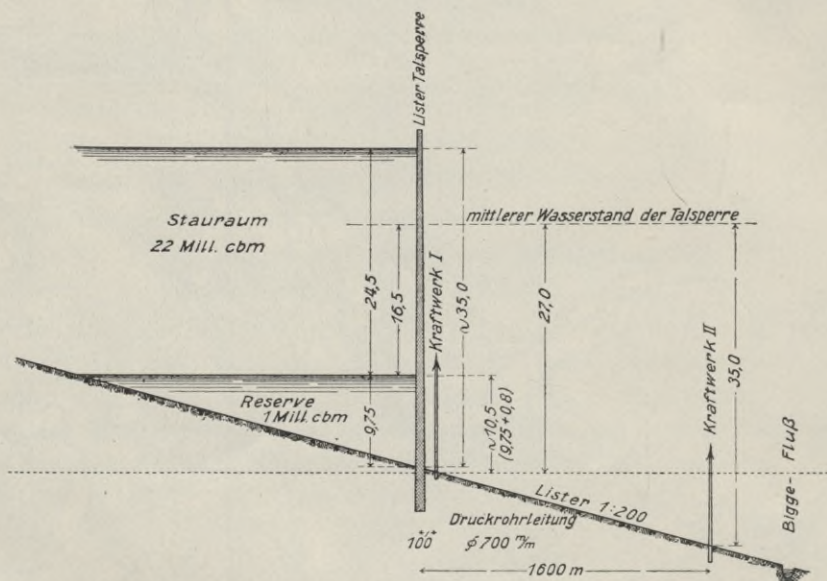


Abb. 48. Höhenplan der Listertalsperre und der Kraftanlagen.

b) Wird das Kraftwerk 1600 m unterhalb der Talsperre errichtet, so gewinnt man 8 m Gefälle und eine Gesamtkraft von 2,75 Mill. P. S. Stunden im Jahr. Die Mehrkosten der verlängerten Druckleitung werden durch Zuschuß an Kraft aufgewogen. Wenn der größere Kraftabsatz im Gebiet erwartet werden kann, würde dieser zweite Ausbau in Frage kommen, da grundsätzlich eine vermehrte mechanische Kraftleistung für die Zukunft sicherlich Bedeutung hat.

Wasserwirtschaftsplan für die Anlage einer Talsperre für Kraftgewinnung und Hochwasserschutz im Eckertale oberhalb der Dreierherrenbrücke (Harz). Dieser Plan wurde vom Verfasser für die Gesellschaft zur Förderung der Wasserwirtschaft im Harz zur Begutachtung eines allgemeinen Entwurfs aufgestellt.

Das Staubecken. Von dem natürlichen Abfluß der Ecker (s. S. 67) gehen während der Stauung im Becken Verluste durch Verdunsten und Versickern ab. Es wurden für ersteren Verlust 4 mm am Tage in der warmen Jahreszeit und 1 mm durchschnittlich im Winter, ferner der Sickerverlust zu 1 l/sek. auf 1 Mill. cbm Stauraum angenommen. Das Becken hat, wie später dargetan, 6 Mill. cbm Stauinhalt und 430000 qm

Wasseroberfläche. Es sind demnach für den Sommer rd. 300000 cbm und für den Winter rd. 100000 cbm in Abgang zu stellen. Demnach ergibt sich der Wasserhaushalt unter Berücksichtigung der Trockenperiode Juni bis November nach folgender Tabelle 40. Bemißt man nach Maßgabe der neueren Betriebserfahrungen die Beckengröße auf 60 v. H. des mittleren Jahresabflusses, so ergibt sich der notwendige Stauinhalt zu $9,74 \cdot 0,6 = 5,85$ Mill. cbm. Gewählt wurden 6 Mill. cbm., sodaß ein guter Ausgleich des Wasserabflusses in der Ecker erwartet werden kann. Daneben ist ein Hochwasserschutzraum von 2,3 Mill. cbm geplant.

Tabelle 40. Wasservorrat des Eckerbeckens.

Mittleres Jahr			
Wasserhaushalt	Jahr	Sommer (Juni-November)	Winter (Dezember-Mai)
Abfluß in Mill. cbm	9,74	3,10	6,64
Verlust durch Verdunsten und Versinken	0,40	0,30	0,10
Nutzbarer Abfluß in Mill. cbm	9,34	2,80	6,54
Trockenes Jahr			
Abfluß in Mill. cbm	7,8	2,6	5,2
Verlust durch Verdunsten und Versickern	0,4	0,3	0,1
Nutzbarer Abfluß	7,4	2,3	5,1

Bemerkenswert ist an den Abflußverhältnissen des Eckergebietes, daß der Abfluß der Sommermonate in allen drei Beobachtungsjahren von 1906 bis 1909 größer ist als in den Wintermonaten (s. Tab. 20). Es erklärt sich dies daraus, daß die Monate April und Mai einen ungewöhnlichen Wasserreichtum haben. Dieser dürfte von den Nachwirkungen der Schneeschmelze in den oberen Niederschlagsgebieten herrühren. Man wird damit bei der Betriebsführung der Talsperrenanlage rechnen müssen. In den sechs trockenen Monaten Juni—November sind im Mittel rd. 3,1 Mill. cbm d. h. etwa $\frac{1}{3}$ der mittleren Jahreswassermenge abgeflossen.

Der Kraftgewinn. Von der Mitte der Druckrohre an der Sperre bis zur Achse der Turbinen im Krafthause steht ein Gefälle von rd. 156 m auf einer Strecke von rd. 4,4 km zur Verfügung. Das durchschnittliche Talgefälle beträgt also 1:28. Dieser Gefällgewinn auf einer verhältnismäßig kurzen Strecke läßt die Kraftgewinnung sehr günstig erscheinen. Die Stauhöhe im Becken bei 6 Mill. cbm Inhalt beträgt 40 m. Man kann mit einer mittleren Druckhöhe von etwa $\frac{3}{4}$ der Stauhöhe rechnen, indem man den Wasserstand im Becken aus Betriebsrücksichten nicht unter eine Wassertiefe von etwa 10 m, die einem Fassungsraum von 300000 cbm entspricht, absenken wird. Es ist demnach im Krafthause eine mittlere Druckhöhe von $156 + \frac{3}{4} \cdot 40 = 186$ m in Ansatz zu bringen. Bei einem Druckhöhenverlust in der Rohrleitung von i. M. 8 m verbleibt eine für Kraftzwecke nutzbare Gefällhöhe von 178 m.

Der mittlere Jahresabfluß abzüglich der Verluste beträgt nach der Tabelle 40 9,34 Mill. cbm. Wenn man zur Sicherheit annimmt, daß hiervon nur 90 v. H. für den Kraftbetrieb nutzbar werden, während der Rest im Eigenbetriebe, in ungleichmäßigen

Beanspruchungen des Werkes u. a. m. verloren geht, so ergibt sich bei 75 v. H. Wirkungsgrad der Wassermotoren eine nutzbare Jahresleistung von $\frac{9,34 \cdot 1000 \cdot 178 \cdot 0,75 \cdot 0,9 \cdot 1000000}{75 \cdot 3600}$ = 4150000 Pferdekraft-Stunden. Bei einem Verlust von 10 v. H. bei der Umsetzung der Kraft in elektrische Energie verbleibt an der Schalttafel im Kraftwerk eine Jahresleistung von $4150000 \cdot 0,9 \cdot 0,736 = 2750000$ Kilowattstunden.

Der Ausbau des Krafthauses. Das sekundliche Betriebswasser für 300 Arbeitstage zu je 24 Stunden ergibt sich zu $\frac{9340000 \cdot 1000}{300 \cdot 24 \cdot 3600} = 360$ l/sek. Es entspricht dies bei 178 m Gefälle einer Kraftleistung von rd. 640 P.S. Ein Kraftausbau mit 1 Turbine von 360 P.S. und 2 Turbinen von je 720 P.S. erscheint hiernach angemessen. Mit diesen Maschineneinheiten würde man sich den Schwankungen des Kraftverbrauchs (1 : 2 bis 1 : 3) im Elektrizitätsbetriebe genügend anpassen können. Wenn nur Tagesbetrieb stattfinden soll, würde man die Maschinenstärken entsprechend größer zu wählen haben.

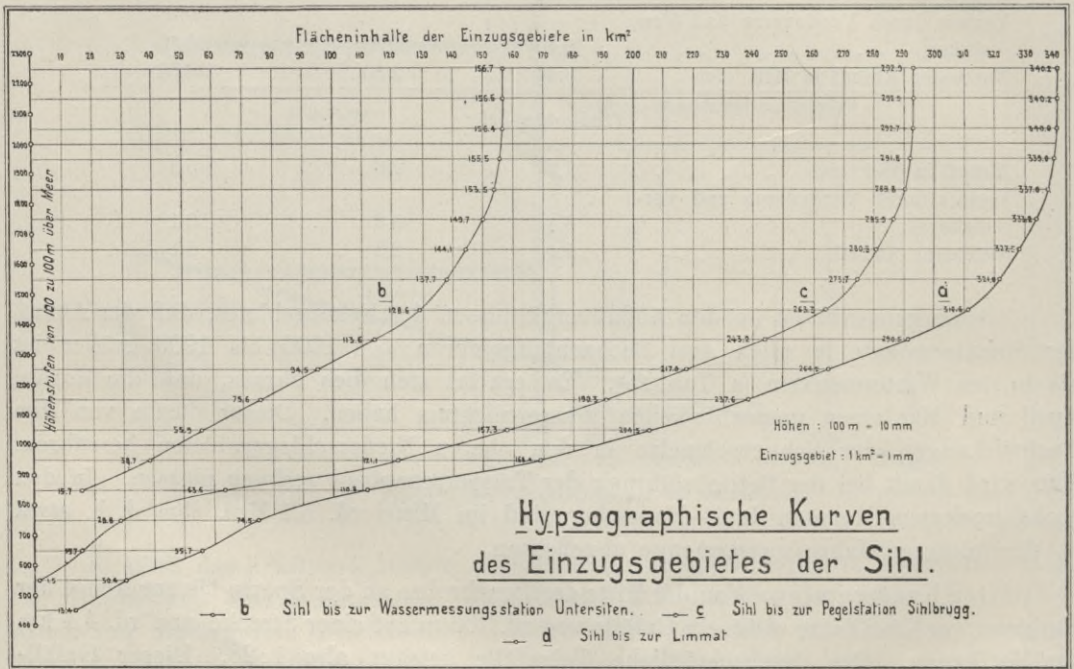


Abb. 49.

Wasserwirtschaftsplan für das Staubecken des Etzelkraftwerkes (Schweiz). Der in eingehender Weise vom eidgenössischen hydrometrischen Bureau aufgestellte Betriebsplan ist bemerkenswert wegen der hohen Lage des Niederschlagsgebietes über dem Meere, wegen der Höhe der Niederschläge, der nachhaltigen Einwirkung des Schnees auf den Abflußvorgang und wegen des ungewöhnlich langen Zeitraumes, über den sich die Untersuchungen erstrecken (1858—1904). Das Niederschlagsgebiet der Sihl am Abfluß des geplanten Beckens beträgt 156,7 qkm (Abb. 49). Das Einzugsgebiet liegt in der Hauptsache 800—2000 m über M., 7 v. H. der Fläche liegen höher als 2000 m. Die Waldbedeckung beträgt 25 v. H. der gesamten Niederschlagsfläche. Es sind zum Teil neuere Abflußmengenmessungen (1901—04) benutzt, woraus eine Abflußmengenkurve abgeleitet wurde.

Bei der Seeregulierung waren in der Hauptsache zwei Umstände in Betracht zu ziehen. In erster Linie sollte dem Sihlsee Tag für Tag eine bestimmte Wassermenge zum regelmäßigen Betrieb der Kraftanlage bei Altendorf am Zürichsee entnommen werden können; ferner sollte, wenigstens

vorläufig, der Sihl die ihr zu Zeiten kleinster Wasserführung durch die Anlage des Sihlsees entzogene Wassermenge in einem Maße wieder ersetzt werden, daß an den bereits bestehenden Wasserwerken auch fernerhin eine günstige Kraftausnutzung stattfinden kann.

Die Größe des Beckens — rund 96,5 Mill. cbm — ist in richtiger Würdigung aller einschlägigen Verhältnisse derart bemessen, daß jeder gegen Ende eines Jahres vorhandene Überschuß an Wasser für das nächstfolgende Jahr aufgespeichert werden kann.

Die Überfallhöhe liegt auf Ord. + 892,6. Der Wechsel in der Wasserspiegelhöhe beträgt nach dem Betriebsplan 17,6 m. Durch ein Zufrieren des Sees geht eine Wassermenge von 2,15 Mill. cbm der Nutzung verloren. Unterhalb der Ausflußöffnung liegen 0,126 Mill. cbm, so daß im ganzen 2,27 Mill. cbm von dem Gesamthalt von 96,5 Mill. cbm abgehen.

Für die Jahre 1901—1904 lagen unmittelbare Abflußmengenmessungen vor, für die weiter zurückliegenden Jahre bis 1858 sind die Niederschlagsmengen insofern verwertet, als die vermutlichen Abflußmengen aus dem Verhältnis des Niederschlags zum Abfluß, wie es sich für die Jahre 1901 bis 1904 nach Messungen ergeben hatte, berechnet sind. Es wurde ein mittlerer Abfluß mit von 80 v. H. in Ansatz gebracht. Danach wurden annähernde Wirtschaftspläne aufgestellt, die die Schwankungen des Stauinhalts im Sihlsee für die Zeit von 1858 bis 1901 angeben. Die Niederschlagshöhe hatte den geringsten Betrag von 1189 mm im Jahre 1892/93.

Die wesentlichen Grundlagen, auf denen sich der Wasserwirtschaftsplan aufbaut, sind in nachstehender Tabelle 41 zusammengestellt.

Die Untersuchung gelangte zu folgender Schlußfolgerung:

Aus dem Sihlsee werden in der Regel und auch in den Fällen, wo ungewöhnliche Trockenjahre (jährlicher Niederschlag nicht geringer als 1300 mm) nur vereinzelt auftreten, stetig 5,2 cbm Wasser in einer Sekunde nach dem Kraftwerk bei Altendorf abgegeben werden können. Außerdem kann die Sihl in einer Weise aus dem See gespeist werden, daß die Kleinstwasserführung, gemessen in Sihlbrugg, nicht unter 2,5 cbm/sek. herabgeht. Hingegen ist es wahrscheinlich, daß, wenn mehrere Trockenjahre aufeinanderfolgen, oder wenn in einem Trockenjahr die Summe der Niederschläge einen ganz außergewöhnlich niedrigen Betrag aufweist (z. B. wie in 1892/93 = 1189 mm), die Wasserabgabe nach dem Kraftwerk bei Altendorf zeitweise nicht mehr in vollem Maße sich wird bewerkstelligen lassen¹⁾.

Weiteres über die Aufstellung von Wasserwirtschaftsplänen für Kraftwerke, im besonderen über die Ermittlung der Betriebswassermenge siehe des Verfassers Schrift: Die Ausnutzung der Wasserkräfte 2. Aufl. 1908, S. 70 u. ff. Ferner allgemein über Wasserwirtschaftspläne: Österr. Wochenschr. f. d. öff. Baudienst 1908, S. 535 u. 721, Zeitschr. f. Archit. und Ingenieurwesen 1911, S. 110, Österr. Wochenschr. f. d. öff. Baudienst 1911, S. 143 u. 247.

Betriebspläne für Hochwasserschutzbecken.

Wie schon in § 6, S. 28, dargelegt wurde, wird man sich gegenüber den Hochfluten im allgemeinen mit dem Schutz einzelner, besonders gefährdeter Gebiete begnügen müssen. Aber auch mit dieser Beschränkung soll eine Zurückhaltung des Wassers nur insoweit stattfinden, daß eine schädigende Wirkung des Abflußvorganges vermieden wird. Die Becken sollen nur die Spitzen der Hochflut aufnehmen, jenen Teil der Abflußmenge, der ausufern würde, die Vorländer überschwemmen, den Saaten und Früchten und dem Bestande menschlicher Ansiedelungen Verderben bringen würde. Ein Bachlauf vermag eine gewisse Wassermenge innerhalb seiner natürlichen Ufer abzuführen. Dann fließt er »bordvoll« ab und schadet niemand, denn auf diesen Zustand sind alle Kulturen eingerichtet.

Durch diesen Gedankengang sind die Hauptgesichtspunkte für den Wasserwirtschaftsplan eines Hochwassersammelbeckens und für die ihm zu gebende Größe gekenn-

¹⁾ Bericht des Regierungsrates an den Kantonsrat betr. die Prüfung des Eitzelwerk-Projektes vom 16. Juni 1906.

zeichnet. Es wird der Verlauf einer Hochflut dargestellt, wobei die Abszissen die Zeit und die Ordinaten die in der Zeit abfließende Wassermenge sind. Die Wassermenge, die der Bachlauf unschädlich abzuführen vermag, sei durch eine Linie gegeben, die im Abstände = a cbm von der Abszissenachse verläuft. Der darüber hinausragende Teil der Kurvenfläche gibt die Schadenwassermenge an. Sie muß im Staubecken zurückgehalten werden.

Tabelle 41. Wasserwirtschaftliche Verhältnisse des Staubeckens für das Etzelkraftwerk (Schweiz).

Gegenstand	Hydrographisches Jahr		
	1901/02	1902/03	1903/04
1 Gesamte in den Sihlsee gelangte Wassermenge in Mill. cbm	209,9	190,2	200,9
2 Durchschnittlich in 1 Sekunde in den See gelangte Wassermenge in cbm	6,66	6,03	6,35
3 Durchschnittlich in 1 Sekunde in den See gelangte Wassermenge für 1 qkm in 1	43	38	41
4 Durchschnittlich in 1 Sekunde an das Kraftwerk bei Altendorf abgegebene Wassermenge in cbm	5,20	5,20	5,20
5 Gesamte an das Kraftwerk bei Altendorf abgegebene Wassermenge, in Mill. cbm	163,987200	163,987200	164,436480
6 Gesamte Speisung der Sihl in Mill. cbm	12,199680	11,897280	15,085440
7 Durchschnittlich in 1 Sekunde an die Sihl abgegebene Wassermenge in cbm	0,39	0,38	0,48
8 Gesamter Wasserverlust infolge der Verdunstung in Mill. cbm.	9,893500	9,734200	9,684000
9 Durchschnittlicher Verlust in 1 Sekunde, verursacht durch die Verdunstung, in cbm.	0,31	0,31	0,31
10 Gesamter Wasserverlust infolge Versickerung, in Mill. cbm	3,153600	3,153600	3,162240
11 Durchschnittlicher Verlust in 1 Sekunde, verursacht durch die Versickerung, in cbm	0,10	0,10	0,10
12 Gesamte Wassermenge, die im See infolge Überlaufens nicht zurückbehalten werden konnte, in Mill. cbm . .	16,211260	9,548460	18,975960
13 Durchschnittlich in 1 Sekunde, wegen Überlaufens verloren gegangene Wassermenge in cbm	0,51	0,30	0,60
14 Inhalt des Sees am Beginn des hydrographischen Jahres, in Mill. cbm	89,597360	94,121400	86,044820
15 Inhalt des Sees am Ende des hydrographischen Jahres, in Mill. cbm	94,121400	86,044820	75,649820
16 Inhalt des Sees bei seinem niedrigsten Stande, in Mill. cbm	42,660720	60,678620	48,010980
17 Aufspeicherung, bzw. Verminderung an Wasser im See am Ende des hydrographischen Jahres, in Mill. cbm .	+ 4,524040	- 8,076580	-10,395000
18 Gesamtverbrauch an Wasser (Abgabe an das Kraftwerk bei Altendorf, Speisung der Sihl, Verdunstung, Versickerung und Überlauf), in Mill. cbm.	205,445240	198,320740	211,344120
19 Durchschnittlicher Gesamtverbrauch in 1 Sekunde in cbm.	6,51	6,29	6,68
20 Wechsel der Wasserspiegelhöhe des Sees, innerhalb der Grenzen	892,60-887,11	892,60-889,18	892,60-887,75
21 Abstand zwischen dem höchsten und niedrigsten See-stande, in m	5,49	3,42	4,85

Gegenstand	Hydrographisches Jahr		
	1901/02	1902/03	1903/04
22 Höhenlage der Achsen der horizontalen Turbinenwellen des Kraftwerkes bei Altendorf in m, (Vorprojekt)	426,72	426,72	426,72
23 Maximum des Rohgefälles, in m	465,88	465,88	465,88
24 Minimum des Rohgefälles, in m	460,39	462,46	461,03
25 Niederschlagshöhe, gemessen in Einsiedeln, in mm	1613	1500	1609
26 Insgesamt, im Einzugsgebiet des Sihlsees (F = 156,242 qkm) gefallene Niederschlagsmenge, in Mill. cbm, (unter der kaum zutreffenden Voraussetzung, es entspreche die in Einsiedeln gemessene Menge, der mittlern Niederschlagsmenge des ganzen Einzugsgebietes	252,018346	234,363000	251,393378
27 Durchschnittliche in 1 Sekunde im Einzugsgebiet des Sihlsees gefallene Niederschlagsmenge, in cbm	7,99	7,43	7,95
28 Verhältnis zwischen der gefallenen Niederschlagsmenge und der dem Sihlsee zugeflossenen Wassermenge, in v. H.	83,3	81,2	79,9

Wenn $q_1, q_2, q_3 \dots$ die in den einzelnen Zeiteinheiten von t Sekunden abströmende schädliche Wassermenge bedeuten, so ist das gesamte aufzuspeichernde Wasser

$$Q = (q_1 + q_2 + q_3 + \dots) \cdot t.$$

Es sind durch diese Ausführungen ferner die Richtungslinien gekennzeichnet, auf die sich die Vorarbeiten zu Hochwasserschutzbecken zu richten haben:

1. Es ist die Bedürfnisfrage zu prüfen, d. h. es sind die Schäden bei Hochwasser in einem Flußgebiet nach Möglichkeit festzustellen, um ermessen zu können, ob die Aufwendungen für die Sammelbecken berechtigt sind. Dieser Gegenstand wird in dem Abschnitt über die wirtschaftlichen Grundlagen der Talsperren näher erörtert werden.

2. Es sind Messungen nötig, um die stark wechselnden Wassermengen während des Verlaufes einer großen gefährlichen Hochflut kennen zu lernen. Es ist dies natürlich keine einfache Aufgabe, abgesehen davon, daß in der Zeit der Hochfluten meist sehr viel sonstige dringliche Arbeiten vorliegen. Oft wird man sich mit nachträglichen Schätzungen nach Maßgabe von Hochwassermarken an Brücken, Häusern, sonstigen örtlichen Angaben usw. begnügen müssen.

3. Bestimmung der »unschädlich« abfließenden Wassermenge. Auch dies ist keine so leichte Arbeit. Sie kann nur an der Hand sorgfältiger Untersuchungen an Ort und Stelle gelöst werden.

Man wird meist mit einer mittleren, »unschädlichen« Abflußmenge, die die Interessen der Anlagen mit den Ausgaben für das Sammelbecken in Einklang bringt, auskommen müssen; denn je größer diese unschädliche Abflußmenge gewählt wird, um so kleiner kann der Raum des Schutzbeckens sein und umgekehrt.

Die Aufnahmefähigkeit kann durch eine Regulierung des Bachbettes erhöht werden, indem man durch Beseitigung von Abflußhindernissen, wie zu engen Brücken, vorspringenden Häusern usw. das Flutprofil vergrößert und ferner durch eine regelmäßige Gestaltung des Bachgerinnes eine Verbesserung der Vorflut herbeiführt. Solche Regulierungsarbeiten wurden in großem Umfange an den der Oder links zufließenden schlesischen Gebirgsflüssen im Zusammenhange mit dem Ausbau von Hochwasserschutzbecken ausgeführt (s. S. 31).

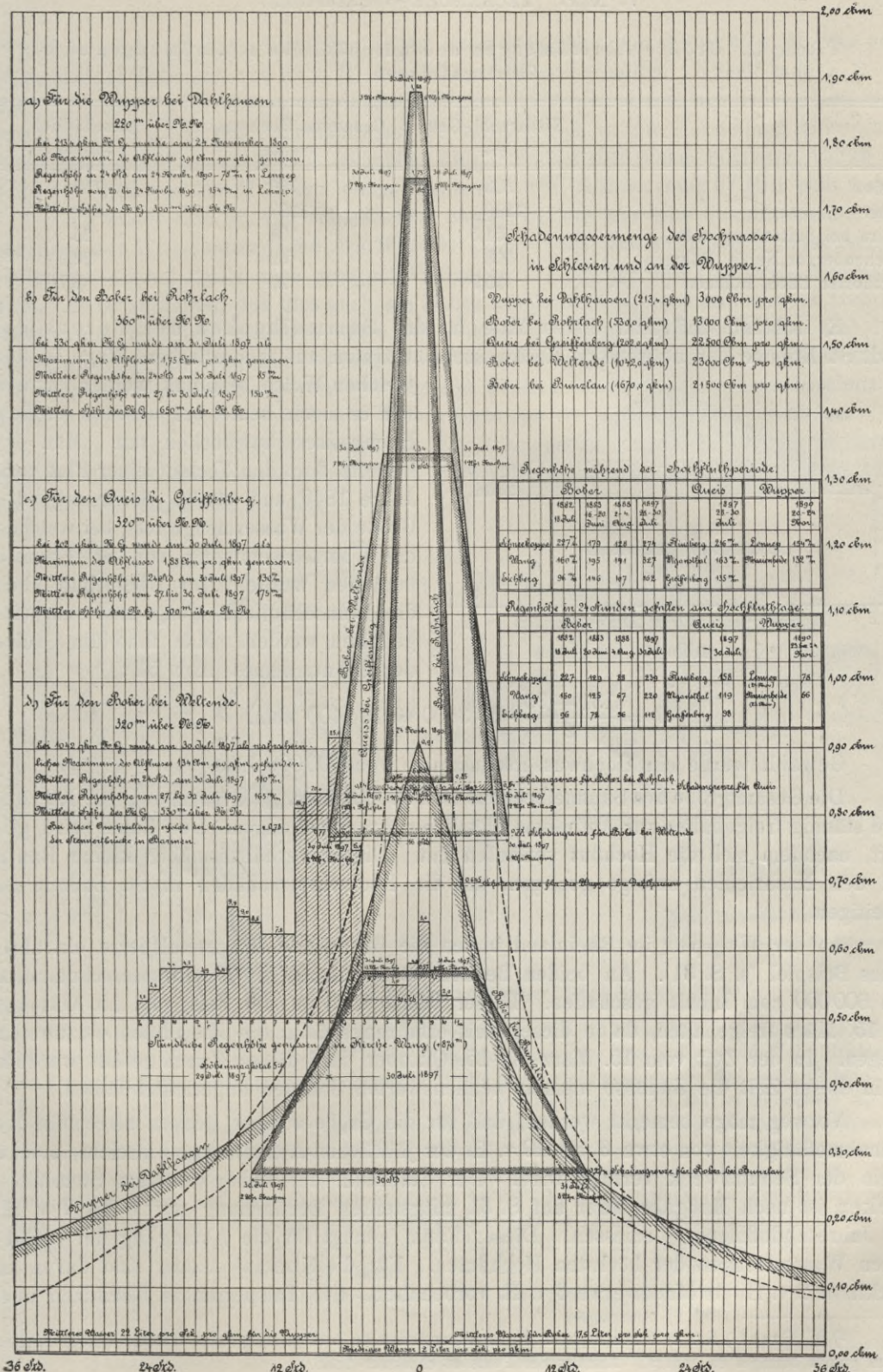
Die Tabelle 42 u. Abb. 50 geben einige Zahlen über die gesamte und »unschädliche« Abflußmenge an schlesischen und böhmischen Gebirgsflüssen.

Es ist naturgemäß, daß alle diese Unterlagen zunächst meist nur unvollkommen zur Verfügung stehen und genaue Unterlagen erst durch eingehende Untersuchungen und zum Teil langjährige Beobachtungen und Messungen gewonnen werden können. Man wird sich vielfach mit Schätzungen begnügen müssen auf Grund eines Materials, das aus der Literatur, Karten, Wasserstandsbeobachtungen, Niederschlagsmessungen, Angaben und Feststellungen der Behörden und von Eingesessenen usw. zusammengetragen ist. Zur Ergänzung der vorstehenden Darlegungen mag es von Interesse sein, die Hauptpunkte kennen zu lernen, die Intze auf Grund seiner Untersuchungen im Jahr 1895 an den schlesischen Gebirgsbächen bei solchen Vorarbeiten klargestellt sehen will. Bemerkt sei, daß man hier Hand in Hand mit der Hochwasserschutzfrage auch die gewerbliche Verwertung der Becken durch Aufhöhung des Niedrigwassers der Triebwerke prüfte.

Die Hauptgebiete der Untersuchung sind:

- a) Genaue Messungen der täglichen Abflußmengen der Wasserläufe an verschiedenen Punkten, während einer längeren Reihe von Jahren durchgeführt.
- b) Sorgfältige Bestimmung der Schwankungen der sekundlichen Abflußmenge bei Hochwasser, Anschwellungen, nicht nur an den Hauptflüssen, sondern auch an den aus dem Gebirge hinabstürzenden größeren und kleineren Seitenflüssen.
- c) Bestimmung derjenigen sekundlichen Hochwassermengen der verschiedenen Wasserläufe, bei denen an verschiedenen Punkten und in den einzelnen Gebieten das Hochwasser beginnt Schaden anzurichten, und Bestimmung der Schadenwassermengen, welche über diese Grenze hinaus bei Hochwasseranschwellungen zum Abfluß gelangen.
- d) Bestimmung der bei vollem Betriebe erforderlichen Nutzwassermengen für die vorhandenen Betriebe und der Leistung der vorhandenen Wassermotoren.
- e) Feststellung derjenigen Wassermengen, welche in trockener Zeit an der erforderlichen Betriebswassermenge fehlen, und derjenigen Nutzleistung, welche durch die Lieferung der fehlenden Wassermengen in trockener Zeit durch die vorhandenen Wassermotoren erzielt werden kann.
- f) Bestimmung der Größe der Niederschlagsgebiete für die betreffenden Triebwerke und für die durch Hochwasser geschädigten Punkte.
- g) Ermittlung der auf die betreffenden Niederschlagsgebiete entfallenden Regenmengen der einzelnen Monate eines Jahres und Vergleich derselben mit den gesamten Abflußmengen dieser Gebiete.
- h) Vergleich der in den Tagen und in den einzelnen Stunden während einer Hochwasseranschwellung gefallenen Regenmengen mit den während dieser Anschwellung gemessenen Abflußmengen.
- i) Topographische Aufnahmen und Bodenuntersuchungen in den Gebieten, an welchen bauliche Anlagen zum Ausgleich der Wassermengen voraussichtlich mit Vorteil zu errichten sein würden¹⁾.

¹⁾ Bericht über die Wasserverhältnisse der Gebirgsflüsse Schlesiens. S. 4 u. 5.



a) Für die Wupper bei Datteln
220^m über N.N.

Bei 220 qkm Fl. G. wurde am 24. November 1890 als Maximum die Abflussmenge 137 qkm gemessen.
Mittlere Regenfälle im 24 Std am 24. Novbr. 1890 = 70^{mm} in Lennep
Mittlere Regenfälle vom 24. bis 26. Novbr. 1890 = 124^{mm} in Lennep.
Mittlere Höhe des St. G. 300^m über N.N.

b) Für den Bober bei Rottlach.
360^m über N.N.

Bei 330 qkm Fl. G. wurde am 20. Juli 1897 als Maximum die Abflussmenge 175 qkm gemessen.
Mittlere Regenfälle im 24 Std am 20. Juli 1897 = 85^{mm}
Mittlere Regenfälle vom 27. bis 30. Juli 1897 = 150^{mm}
Mittlere Höhe des St. G. 650^m über N.N.

c) Für den Queis bei Greiffenberg.
320^m über N.N.

Bei 207 qkm Fl. G. wurde am 30. Juli 1897 als Maximum die Abflussmenge 188 qkm gemessen.
Mittlere Regenfälle im 24 Std am 30. Juli 1897 = 132^{mm}
Mittlere Regenfälle vom 27. bis 30. Juli 1897 = 179^{mm}
Mittlere Höhe des St. G. 500^m über N.N.

d) Für den Bober bei Rellende.
320^m über N.N.

Bei 1042 qkm Fl. G. wurde am 30. Juli 1897 als Maximum die Abflussmenge 124 qkm gemessen.
Mittlere Regenfälle im 24 Std am 30. Juli 1897 = 110^{mm}
Mittlere Regenfälle vom 27. bis 30. Juli 1897 = 165^{mm}
Die obere Abflussmenge ergibt bei Kenntnis der Abflussmengen in Ramm.

Abflusswassermenge des oberirdischen Wassers in Schichten und an der Wupper.

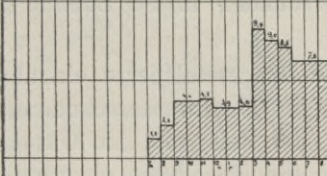
Bober bei Datteln (213 qkm)	3000 qkm pro qkm.
Bober bei Rottlach (530 qkm)	13000 qkm pro qkm.
Queis bei Greiffenberg (202 qkm)	22500 qkm pro qkm.
Bober bei Rellende (1042 qkm)	23000 qkm pro qkm.
Bober bei Ramm (1670 qkm)	21500 qkm pro qkm.

Regenfälle während der Beobachtungsperiode

Bober		Queis		Wupper	
1897	1899	1897	1899	1897	1899
18. Juli	22. Juli	23. Juli	26. Juli	26. Juli	26. Juli
277 ^{mm}	179 ^{mm}	122 ^{mm}	274 ^{mm}	216 ^{mm}	154 ^{mm}
Mittel	160 ^{mm}	195 ^{mm}	141 ^{mm}	163 ^{mm}	130 ^{mm}
Greiffenberg	94 ^{mm}	116 ^{mm}	147 ^{mm}	102 ^{mm}	135 ^{mm}

Regenfälle im 24 Stunden während der Beobachtungsperiode

Bober		Queis		Wupper	
1897	1899	1897	1899	1897	1899
18. Juli	22. Juli	23. Juli	26. Juli	26. Juli	26. Juli
162 ^{mm}	185 ^{mm}	158 ^{mm}	189 ^{mm}	149 ^{mm}	189 ^{mm}
Mittel	120 ^{mm}	128 ^{mm}	149 ^{mm}	143 ^{mm}	176 ^{mm}
Greiffenberg	67 ^{mm}	129 ^{mm}	88 ^{mm}	236 ^{mm}	76 ^{mm}
Mittel	400 ^{mm}	185 ^{mm}	27 ^{mm}	230 ^{mm}	119 ^{mm}
Greiffenberg	56 ^{mm}	78 ^{mm}	56 ^{mm}	111 ^{mm}	58 ^{mm}



Mittlere Regenfälle gemessen in Rellende (187^{mm})

Abflussmenge für Bober bei Rottlach

Abflussmenge für Bober bei Rellende

Abflussmenge für Bober bei Ramm

Mittlere Abflussmenge 22 qkm pro qkm pro qkm für die Wupper

Mittlere Abflussmenge für Bober bei Ramm 15.6 qkm pro qkm pro qkm

Abb. 50. Größte sekundliche Abflussmengen für 1 qkm Niederschlagsgebiet an der Wupper, am Bober und am Queis.

Tabelle 42. Größte Abflußmengen und unschädliche Abflußmengen an Gebirgsflüssen.

	Niedersch.-Geb. qkm	Gesamtes Hochwasser cbm/sek	unschädlich cbm/sek
Queis	303	780	110
Bober	1210	1360	300
Mohre bei Seitenberg a. B.	51,5	103	25
Reichenberger Neiße, Böhmen	103	52	20,9
Harzdorfer Bach, Böhmen	15,9	20	6,7

Es scheint, daß zum ersten Male für das Sammelbecken des Furens der Stadt St. Etienne der notwendige Hochwasserschutzraum auf theoretischem Wege in der

gleichen Weise bestimmt worden ist, wie wir es noch heute bei unseren großen Hochwasserschutzbecken tun. Man ermittelte dort den Verlauf einer Flut vom Jahre 1849 und stellte gleichzeitig die Größe der Wassermenge fest, bei welcher die Überschwemmung von St. Etienne beginnen würde. Der Überschuß über diese »unschädliche« Menge muß zurückgehalten werden. Man fand die Größe des Schutzraumes (Abb. 51):

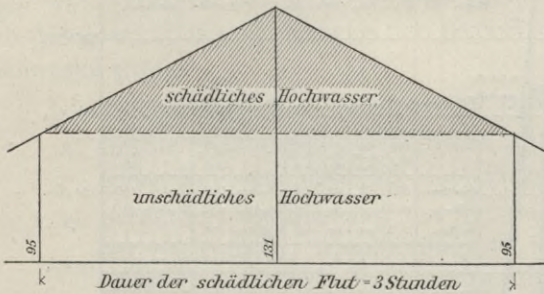


Abb. 51.

$$J = \frac{131 - 95}{2} \cdot 3 \cdot 3600 = 194400 \text{ cbm.}$$

Gewählt wurde ein Hochwasserschutzraum von 400000 cbm¹⁾.

Die Gesamtgröße des Sammelbeckens ist 1600000 cbm. Der Raum von 400000 cbm wird ständig freigehalten zur Aufnahme plötzlicher Anschwellungen. Der Raum wird geleert, nachdem sich die Hochflut verlaufen hat. Dieser verhältnismäßig kleine Raum soll den Nachrichten zufolge genügen, um die Hochwasserschäden in St. Etienne zu beseitigen.

An der Wupper im Rheinland bieten die Bever- und Lingesetalsperre ein ähnliches Beispiel (s. S. 31). An beiden Becken ist zusammen ein Hochwasserschutzraum von 600000 cbm Inhalt geschaffen. Dieser Raum wird in der Zeit vom 15. Oktober bis 15. März freigehalten, da in dieser Zeit erfahrungsmäßig die Hochfluten einzutreten pflegen. In der Zeit vom 15. März bis 15. Oktober darf dieser Raum gefüllt werden, da in dieser Zeit die Zuflüsse niemals nennenswerten Schaden angerichtet haben.

Vorweg möge bemerkt werden, daß für die Größe solcher Becken allgemein die Aufnahmefähigkeit von etwa 6 bis 10 v. H. der jährlichen Abflußmenge hinreicht, sofern allein der Schutzzweck verfolgt wird. Der Stauraum der schlesischen Sammelbecken ist nach Maßgabe ihrer auf S. 31 mitgeteilten Bestimmung auf 6 bis 7 v. H. der Jahresabflußmenge bemessen. Dieser Raum genügt für die Abfangung der schädlichen Wassermengen der höchsten Hochfluten. Für die Kraftausnutzung sind davon in Marklissa 2 v. H., in Mauer etwa 3 v. H. vorbehalten. Die Talsperren in Rheinland und

¹⁾ M. Graeff, Sur la forme et le mode de construction du barrage du gouffre d'Enfer sur le Furens et des grands barrages en général. Annales des Ponts et chaussées 1866.

Westfalen und in anderen Gegenden haben einen Stauinhalt von 30 bis 40 v. H., die neue Remscheider Talsperre von 65 v. H. des Jahresabflusses erhalten. Nimmt man z. B. für die Talsperre von Marklissa mit ihrem 303 qkm großen Niederschlagsgebiet einen Stauraum von 25 v. H. des Jahresabflusses als ausreichend an zur Herstellung eines guten Ausgleichs des Wasserabflusses, so müßte dieses Becken bei einem mittleren Abfluß der Jahre 1901/03 von 229 Mill. cbm einen Inhalt von $229 \cdot 0,25 =$ rund 57 Mill. cbm haben.

Es findet also an den schlesischen Sammelbecken nur eine unvollkommene Verwertung der Wirtschaftszwecke des Wassers statt. Nach den örtlichen Untersuchungen sollen am oberen Queis noch geeignete Talengen zur Anlage von Talsperren vorhanden sein. Es ist zu hoffen, daß dies auch am Bober und an den anderen schlesischen Gebirgsflüssen der Fall ist. Dadurch wäre für spätere Zeit die Möglichkeit offen gehalten, fortschreitend mit der Entwicklung der Wasserwirtschaft im Gebirge durch staffelförmigen Ausbau der Talsperren entlang den Flüssen neben dem Hochwasserschutz die volle Ausnutzung des vorhandenen Wasserreichtums für Kraftzwecke zu erzielen.

Es wird von Interesse sein, die Ermittlungen im einzelnen kennen zu lernen, die für die Größenbemessung des ersten großen Hochwasserschutzbeckens von Marklissa in Schlesien angestellt wurden.



Abb. 52. Lageplan der Talsperre bei Marklissa. Ungef. Maßstab 1 : 25 000.

Wasserwirtschaftsplan für das Hochwasserschutzbecken am Queis bei Marklissa i. Schlesien. Maßgebend für diese Untersuchungen war das außergewöhnliche Hochwasser von Ende Juli 1897. Genauere Aufzeichnungen für die in Aussicht genommene Absperrstelle lagen hierüber jedoch nicht vor und man mußte sich zum Teil auf die Angaben der Triebwerksbesitzer und verschiedener Behörden über den Verlauf der Hochwasseranschwellungen und Schätzung der abgeflossenen schädlich wirkenden Hochwassermengen stützen¹⁾. Ferner konnte das Ergebnis der an den vier kritischen Tagen und besonders am 29. bis 30. Juli 1897 vorgenommenen Messungen der Regensmengen am Bober und Queis benutzt werden (s. S. 72). Es konnte nach den Aufzeichnungen des etwa 12 km unterhalb der Queistalsperre belegenen Pegels zu Lauban (Niederschlagsgebiet 486 qkm) geschlossen werden, daß an den vier Tagen vom 27. bis 31. Juli 1897 abgeflossen war:

Unschädliche Abflußmenge	21 200 000 cbm
Schadenwassermenge (ausufernd und überschwemmend)	27 800 000 „
zusammen	49 000 000 „

1) Intze, Bericht über die Wasserhältnisse der Gebirgsflüsse Schlesiens 1899.

Für die Absperrstelle am Queis, für welche das Niederschlagsgebiet 303 qkm groß ist, konnte hiernach unter Berücksichtigung der höheren Lage dieses Einzugsgebietes der gesamte Abfluß dieser Tage zu 34 000 000 cbm geschätzt werden und zwar:

Unschädliche Abflußmenge 19 Mill. cbm
 Schadenwassermenge . . . 15 „ „
 zusammen: 34 „ „

Eine Nachprüfung dieser Ableitungen war durch die im Niederschlagsgebiet des Queis erfolgten Regenmessungen, die an den fünf vorhandenen Regenmessern des meteorologischen Instituts (s. Abb. 17) stattfand, möglich. Jedem einzelnen Regenmesser fällt ein bestimmtes Niederschlagsgebiet zu und dessen Fläche multipliziert mit der Regenhöhe ergab die gefallenen Regenmengen (s. Tab. 11 auf S. 50).

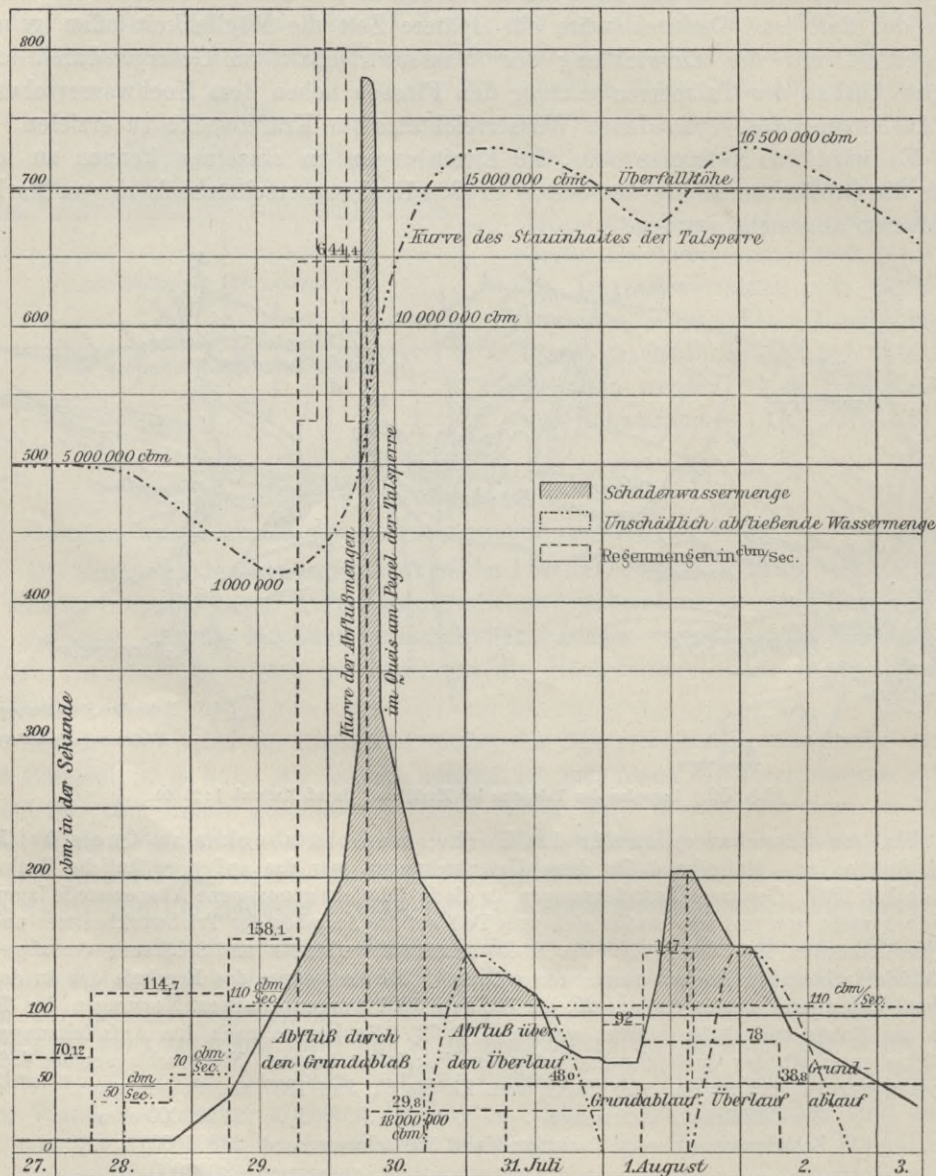


Abb. 53. Darstellung der Hochflut des Queis vom Juli 1897 als Grundlage für die Größenermittlung des Hochwasserschutzraumes der Talsperre bei Marklissa.

Es sei bemerkt, daß sich nach diesen vergleichenden Aufstellungen in den genannten Tagen für Verdunsten nur ein Verlust von 3,6 v. H. berechnet, so daß 96,4 v. H. der gesamten Niederschlagsmenge zum Abfluß gelangten. Man ersieht daraus, wie vollkommen der Abflußvorgang erfolgte, der sich nur daraus erklären kann, daß durch den starken, tagelang anhaltenden Regen alle Poren des Erdreichs mit Wasser angefüllt und nicht mehr aufnahmefähig waren. Ebenso befand sich die Atmosphäre in einem vollkommen gesättigten Zustande.

Dieser Hochwasserverlauf des Queis ist in Abb. 53¹⁾ zur Darstellung gebracht. Die schwarz ausgezogene Kurve stellt die sekundlichen Abflußmengen dar, wie sie während der Hochflut am Ende Juli 1897 aufeinanderfolgten. Von 10 cbm/sek. am 28. Juli, schwoll der Queis auf 780 cbm/sek. am 30. Juli an, um am 31. Juli wieder unter die Schadengrenze von 110 cbm/sek. zurückzugehen. Eine zweite allerdings erheblich kleinere Hochflutwelle folgte am 1. und 2. August; eine dritte noch kleinere Welle am 4. August.

Der Queis kann, ohne auszufern, etwa 110 cbm/sek. abführen. Der dieser unschädlichen Abflußmenge entsprechende Anteil der Hochflut ist in Abb. 53 durch eine wagerechte strichpunktierte Linie abgegrenzt. Das unterhalb dieser Grenze abfließende Wasser ist den Anwohnern ungefährlich, die darüber hinausgehenden Wassermengen müssen im Staubecken zurückgehalten werden, wenn Schaden verhütet werden soll. Es ist diese »Schadenwassermenge« durch die in der Abbildung schraffierte Fläche angedeutet.

Die Summe der in der Zeiteinheit abfließenden Wassermenge vom 29. Juli 2 Uhr nachmittags bis 31. Juli 2 Uhr nachmittags ergibt innerhalb der schraffierten Fläche 15 Mill. cbm und damit die notwendige Größe des Schutzraumes. Das hierin aufgespeicherte Wasser wird erst dann wieder abgelassen, wenn der Queis unter die Schadenwassermenge abgefallen ist.

Demgemäß hat der Beckenraum einen Inhalt von 15 Mill. cbm erhalten, womit man imstande ist, die Hochfluten selbst bei größtem Wasser zu beheben. Da aber so gewaltige Hochfluten, wie die des Jahres 1897 nach den bisherigen Ermittlungen nur etwa in 100 Jahren einmal aufzutreten pflegen und überdies die Ablaßvorrichtungen der Talsperre so leistungsfähig gemacht sind, daß selbst bei einer Hochflut, wie die des Jahres 1897, das Staubecken noch rechtzeitig — ein gutes Nachrichtenwesen über starke Regenfälle im Niederschlagsgebiet und verlässlicher Betrieb vorausgesetzt — bis auf 1 Mill. cbm hätte entleert werden können, so ist in der Talsperre eine ständige Stauung von 5 Mill. cbm gestattet, die für Kraftzwecke verwertet wird. Man trägt sich neuerdings sogar mit dem Plan, den Sperrraum bis zu 10 Mill. cbm für Nutzzwecke zu verwerten.

Nach denselben Gesichtspunkten ist der Stauinhalt der Talsperre von Mauer in Schlesien auf 50 Mill. cbm (30 Mill. cbm Schutzraum, 20 Mill. cbm Nutzraum), sowie der Inhalt der sonstigen schlesischen und der Schutzbecken in Böhmen bemessen. Die Abb. 54 zeigt die entsprechenden Untersuchungen der Hochwassermengen der Reichenberger Neiße und des Harzdorfer Baches für die Hochflut im Juli und August 1897 nach den einzelnen Stunden. Die sekundlich abfließende Wassermenge der Neiße steigt sehr schnell bis zum Gipfel, etwa 52 cbm/sek., und fällt dann ein wenig langsamer ab. Eine zweite kleine Flutwelle folgt. Der erste Anlauf ist gewöhnlich der am meisten in Betracht kommende. Ein entsprechendes Bild bietet der Harzdorfer Bach. Es ist kennzeichnend, daß sich dieser Abflußvorgang meist immer in ähnlicher Weise vollzieht. Aus den zulässigen Abflußmengen von 20,9 und 6,7 cbm/sek. ergibt sich die Schadenwassermenge.

Betriebspläne für Sammelbecken, die mehreren Zwecken zugleich dienen.

Wenn schon die Betriebspläne für Talsperren, die nur einem Zwecke dienen, meist in probierender Weise gefunden werden müssen, so ist dies in noch erhöhtem Maße der Fall bei Becken, die zugleich mehrere Aufgaben erfüllen sollen. Hier wird man mehr als je darauf angewiesen sein, den Stauinhalt zu schätzen und an der Hand des verfügbaren Wasservorrats prüfen müssen, ob und inwieweit die einzelnen Ansprüche, die aus der Aufsammlung und Abgabe des Wassers Nutzen ziehen wollen, befriedigt werden können.

Indem hinsichtlich der hierfür maßgebenden allgemeinen Gesichtspunkte auf die Ausführungen in § 7 hingewiesen wird, scheint es erwünscht, als Anhalt für die

¹⁾ Nach Bachmann, Die Talsperrenanlage bei Marklissa am Queis.

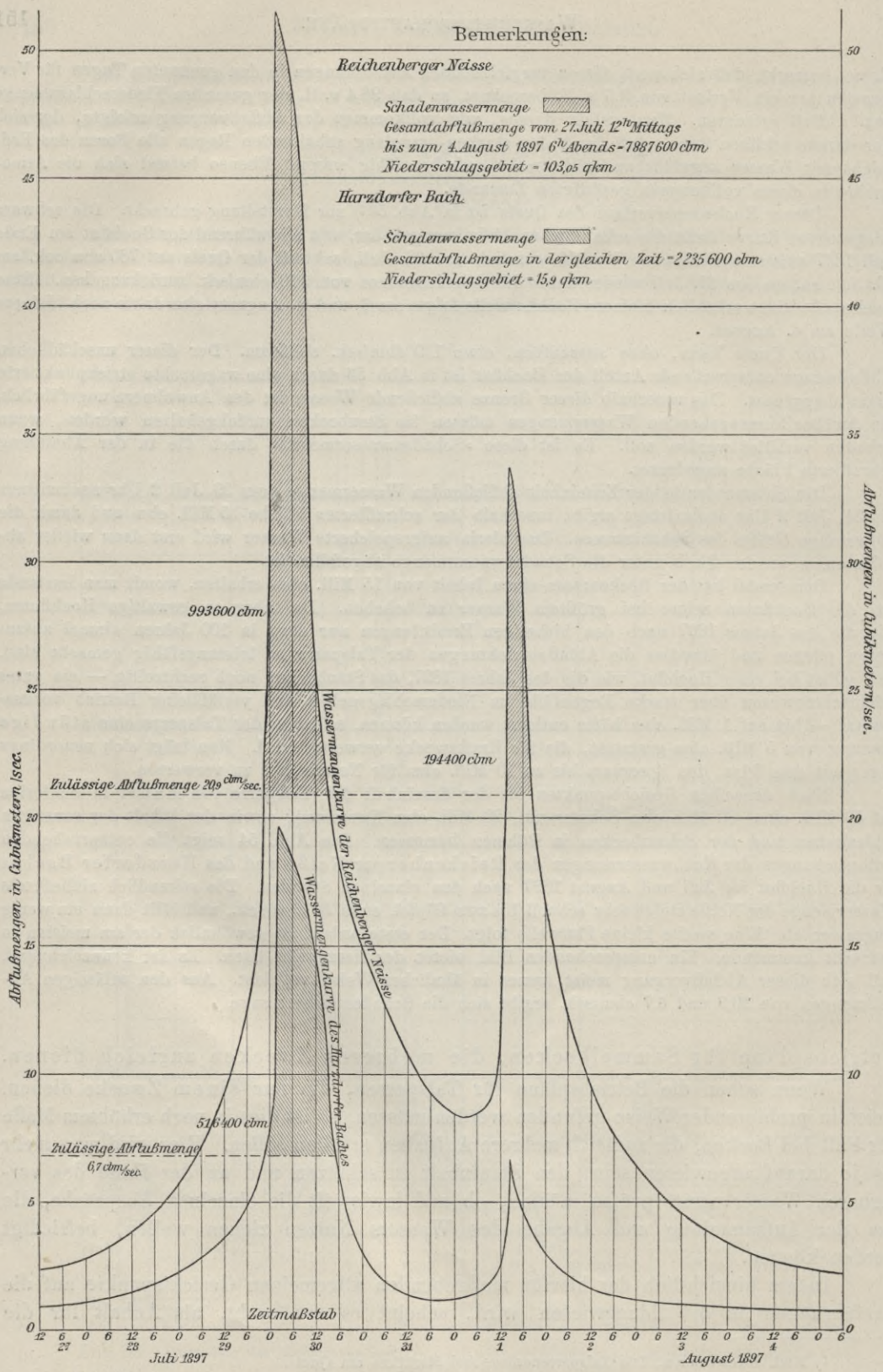


Abb. 54. Hochwassermengen der Reichenberger Neiße und des Harzdorfer Baches im Juli und August 1897.

Art, wie man bei Aufstellung solcher Wirtschaftspläne verfahren muß, einige Beispiele zu erläutern.

Solinger Wasser- und Elektrizitätswerk. Aus den Voruntersuchungen ergab sich, daß der vorhandene Wasserreichtum weit über den Bedarf der Stadt für Trinkwasserzwecke von 2 Mill. cbm jährlich hinausging und ein Mehr von 6 bis 7 Mill. cbm für andere Zwecke zur Verfügung stand. Naturgemäß wurde Bedacht darauf genommen, diesen Überschuß durch Umsetzung in Kraft nutzbar zu machen und dementsprechend die Größe des Sammelbeckens zu bemessen. Die Gelände- verhältnisse ermöglichten die Anlegung eines Beckens in der hierfür erforderlichen Größe von mehreren Millionen Kubikmeter Stauinhalt in vorteilhaftester Weise. Es war nun ein Ausgleich der Abfluß- mengen zu schaffen für die Trinkwasserversorgung und Kraftgewinnung. Der Ausgleich für Kraft- zwecke wurde dadurch beeinflußt, daß mit der aus dem Sammelbecken zu schöpfenden Kraft eine zweite Wasserkraftquelle verbunden werden sollte. Es hatte sich aus den Voruntersuchungen ergeben, daß der Kraftzufluß aus der Talsperre durch die Wupperkraft verstärkt werden konnte. Etwa 1 km oberhalb des bei Glüder anzulegenden Kraftwerkes (s. Abb. 13) war in der Wupper ein Gefälle vor- handen, das zum Betriebe einer Schleiferei diente. Es war möglich, durch Einbau eines neuen Wehres in den Fluß und Umleitung des gestauten Wassers zum Kraftwerk ein Gefälle von 5 m bei Mittel- wasser zu schaffen. Die zur Verfügung stehende Wassermenge betrug 12 cbm bei Mittelwasser und in trockener Zeit 5—6 cbm sekundlich. Die Verhältnisse für eine so erweiterte Anlage des Wasser- werks lagen bei Glüder außerordentlich günstig. Man verfügte sonach über zwei Wasserkräfte, die sich gegenseitig ergänzten. In wasserreicher Zeit konnte die Wupper allein eine Arbeitsleistung liefern, welche der aus der Talsperre zu gewinnenden Kraft die Wage hielt. In trockener Zeit würde sie allerdings versagt haben. Zwar wird ihre Wasserführung durch die Anlage von zwei großen Tal- sperren an der Bever und Lingse im oberen Flußgebiet, sowie durch drei kleinere Ausgleichweiher geregelt und auf die angegebene geringste Wasserführung von 5—6 cbm sekundlich gebracht⁴⁾. Allein das genügte nicht. Auch erfolgte dieser Kraftzufluß nicht regelmäßig. Es gibt wohl keinen Fluß, der in dieser Hinsicht so eigenartige Verhältnisse zeigt, wie die Wupper. Man kann sie heute kaum noch als ein natürliches Flußgerinne ansehen. Über Sonntag und in den Feiertagen liegt sie fast ganz trocken, weil dann die Triebwerke nicht arbeiten und sämtlicher Abfluß in den oberen Staubecken, den drei am Flusse entlang verteilten Ausgleichweihern und in vielen kleinen privaten Triebwerk- teichen aufgefangen und zurückgehalten wird. Aber auch über Tag wechselt ihre Wasserführung in starkem Maße, weil der natürliche Abfluß durch willkürliche Anstauungen in den privaten Werken vielfach gestört wird. Wenn zwar diese täglichen Unregelmäßigkeiten durch weiteren Ausbau von Sammelbecken, vermehrte Anlage von ausgleichenden Zwischenstauungen und polizeiliche Maßnahmen zu beseitigen sein würden, so bleiben für ein an ununterbrochenen Betrieb gebundenes Werk der Mangel des Wassers an Sonntagen und die Schwankungen an einzelnen Tagesstunden sehr störend, und solche Zustände müssen auf seinen Betrieb lähmend wirken. Hier nun konnte durch das Sammel- becken in Sengbachtal, von welchem aus bis zum Kraftwerke an der Wupper ein mittleres Gefälle von 50 m zur Verfügung stand, eine vortreffliche Ergänzung geschaffen werden.

Es war in Aussicht zu nehmen, die Wupper so lange und insoweit arbeiten zu lassen, als ihre Kraft ausreichte. Erst wenn sie im Stich ließ, sollte das Talbecken eintreten. Die in einem Gebäude zu vereinigende Anlage der Niederdruckturbinen für das Wupperwasser und der Hochdruck- turbinen für das Talsperrenwasser ermöglichte diese Umschaltung jederzeit im Augenblick. Die beiden auf verschiedenen Wegen gewonnenen Kräfte konnten überdies, wenn erforderlich, gleichzeitig zur Befriedigung des vollen Bedarfs zusammen arbeiten und somit ein geschickter Betrieb sich dem je- weiligen Bedarf und Kraftzufluß in bester Weise anpassen. In dieser eigenartigen Ausnutzung der natürlichen Energien liegt ein besonderer Vorzug der Solinger Wasserkraftanlage.

Eine theoretische Vorausbestimmung des Beckeninhaltes auf der dadurch gegebenen nicht ganz einfachen Grundlage konnte zu keinem Ziele führen. Aber man war in der Lage, nach dieser Richtung hin die Ergebnisse des Betriebes der Remscheider Talsperre zu verwerten, da ein ähnlicher Betrieb für die Solinger Anlage zu erwarten war. Nach den Erfahrungen in Remscheid konnte für einen solchen gemischten Wasserversorgungs- und Kraftbetrieb ein Becken als groß genug gelten, welches wenigstens ein Drittel der über den Trinkwasserbedarf überschüssigen Jahresmenge faßt, s. Tab. 26. Es mußte also für Solingen ein Stauraum von mindestens $\frac{7}{3} = 2\frac{1}{3}$ Mill. cbm in Aussicht genommen

4) Neuerdings sind die Neye- und Kerspetalsperre hinzugekommen, s. S. 125.

werden, wenn nicht zu häufig ein Überlaufen des Beckens und damit Verlust von Betriebswasser eintreten sollte. Mit Rücksicht auf Verluste infolge Sickerungen und Verdunstung und zur Vorsicht, weil die Niederschlags- und Abflußverhältnisse des Sengbachtals derzeit noch nicht genügend bekannt waren, wurde ein Stauinhalt von 3,0 Mill. cbm gewählt.

Bei der Ermittlung der Leistungen ging man von diesem Beckeninhalte von 3000000 cbm als gegeben aus, stellte den Bedarf an Brauchwasser für die vier Sommermonate Mai bis August fest und berechnete das Betriebswasser, um diese Wassermenge in den Hochbehälter zu pumpen. Einen Teil hiervon sollte die Wupper mit dem zur Verfügung stehenden Gefälle von 5 m liefern, der Rest wird aus dem Becken entnommen. Diese Kraftwassermenge wurde bestimmt und zu dem Brauchwasserbedarf hinzugenommen. Indem man diese Summe unter Berücksichtigung des Sengbachzuflusses während obiger Monate von dem Talbeckeninhalt von 3000000 cbm, das zu Anfang Mai gefüllt anzunehmen ist, abzieht, erhält man eine gewisse verfügbare Wassermenge. Diese liefert bei dem Gefälle von 50 m eine Anzahl Pferdekkräfte, die auf die obigen vier Monate gleichmäßig verteilt gedacht sind. Das gibt die für elektrische Stromerzeugung vorhandene Kraft. Entsprechende Berechnungen wurden für die Wintermonate aufgestellt, wobei außer dem Brauchwasserbedarf für die Wintermonate berücksichtigt wird, daß das Becken zu Ende des Winters gefüllt sein muß. Auch für diese Zeit erhält man eine Anzahl Pferdekkräfte als verfügbar für elektrische Stromerzeugung. Vorstehende Berechnungen sind rechnerisch für zwei trockene Jahre durchgeführt.

Auf die Berechnungen im einzelnen soll an dieser Stelle nicht eingegangen werden. Sie sind abgedruckt in des Verfassers Schrift: Die Ausnutzung der Wasserkräfte. 2. Aufl. 1908, S. 111.

Über die gewonnene Kraftmenge, den Kraftausbau, die Zahl und Stärke der Maschinen s. S. 38.

Erwähnt sei als bemerkenswertes Ergebnis des späteren Betriebes, daß es vorteilhaft gewesen wäre, den Beckeninhalt auf 5 Mill. cbm, d. h. auf 60 v. H. des mittleren Jahresabflusses zu bemessen, um einen vollständigeren Ausgleich des Wasserabflusses und die errechneten Leistungen sicherer aus dem Stauweiherbetriebe herauszuwirtschaften.

Der Stauweiher in Alfeld in den Vogesen ist zum Teil für Kraft, zum andern Teil für Bewässerungszwecke erbaut worden. Sein Stauinhalt ist auf 1100000 cbm bemessen. Im 11jährigen Mittel konnte für die Sommermonate vom 1. Juni bis 30. September der Zufluß in den Weiher zu 1606800 cbm angenommen werden. Davon wurden 10 v. H. als Verlust durch Überlauf des Beckens geschätzt, so daß 1446120 cbm verfügbar bleiben.

Der Betrieb sollte so eingerichtet werden, daß zu Beginn der Sommerniederwasser eine volle Seefüllung (1,1 Mill. cbm) vorhanden ist. Es konnte daher erwartet werden, daß zur Verstärkung des Niedrigwassers in dieser Zeit im Mittel rund 2,6 Mill. cbm zur Verfügung stehen. Die Zahl der Sommertage mit Niedrigwasser wurde zu 65 geschätzt. Daraus ergab sich eine Verstärkung des Niedrigwasserstandes der Doller in diesem Zeitraume um etwa 470 l/sek. Eine gleiche Abgabe sollte während der zweiten Niedrigwasserzeit des Jahres vom 1. Januar bis Ende Februar erfolgen. Das Niedrigwasser der Doller konnte dadurch auf 700—1000 l/sek. erhöht werden. Da die Mindestwasserführung für Triebzwecke 500 l betragen mußte, so ergab sich, daß durch den Zuschuß auch die Bewässerung sicher gestellt werden konnte.

Wie die Erfahrung des späteren Betriebes erwiesen, war es jedoch nach diesem Betriebsplan nicht möglich, einen annähernd gleichmäßigen Abfluß zu erzielen. Es wechselten Perioden mit ziemlich großem Abfluß mit solchen mangelnden Abflusses.

Es wurde ein neuer Betriebsplan aufgestellt, der den Zweck verfolgt, der Industrie den regelmäßigen Bezug einer gewissen Wassermenge (200 l/sek.) zu sichern, der Landwirtschaft dagegen an den Wässertagen (von Sonnabend früh bis Montag früh) eine möglichst große Wassermenge zur Verfügung zu stellen. Nach diesem neuen Betriebsplan erfolgt die Abgabe nach Maßgabe der Tabelle 43.

Am 1. Oktober soll der See womöglich leer sein. Die in der Tabelle für den Zeitraum vom 15. September bis 1. Oktober angegebenen Mindestbeträge sind daher gegebenenfalls zu erhöhen, jedoch nicht über den Betrag von 1000 l in der Sekunde. Falls die in der Tabelle angegebenen Mengen mangels Vorrats nicht abgelassen werden können, ist die ganze Zuflußmenge bis zu den dort verzeichneten Beträgen abzulassen.

Die Ergebnisse dieses neuen Betriebsplanes sind in der Tabelle 44 zusammengestellt. Diese Wassermengen sind zum Teil geringer als die entsprechenden des früheren Betriebes. Die sekundlichen Abflußmengen sind aber das ganze Jahr hindurch viel gleichmäßiger, und der Landwirtschaft können an den Wässertagen größere Wassermengen zur Verfügung gestellt werden. Der neue Betriebsplan genügt daher den Bedürfnissen sowohl der Industrie als der Landwirtschaft besser.

Tabelle 43.

Zeitraum	An gewöhnlichen Tagen	An Wässerungs- tagen ¹⁾	Bemerkungen
	Liter rund	Liter rund	
1. Oktober bis 15. Dezember	200	350	¹⁾ Unter Wässerungstagen sind hier zu verstehen die Sonntage u. gesetzlichen Feiertage u. die denselben vorhergehenden Tage, also z. B. die Zeit von Samstag früh 6 bzw. 8 Uhr bis Montag früh 6 bzw. 8 Uhr.
15. Dezember bis 15. März	200	200	
15. März bis 15. April	200	350	
15. April bis 1. Juni	200	200	
1. Juni bis 1. August	200	300	
15. August bis 1. September:			
a) wenn der Pegelstand im See am 15. August unter 19 m beträgt	200	300	
b) » » » » » » » » zwischen 19 u. 20 m beträgt	200	450	
c) » » » » » » » » über 20 m beträgt	200	600	
1. September bis 15. September:			
a) wenn der Pegelstand im See am 1. Sept. unter 14 m beträgt .	200	300	
b) » » » » » » » » zwischen 14 u. 15 m beträgt .	200	400	
c) » » » » » » » » » 15 u. 16 m beträgt .	200	600	
d) » » » » » » » » » 16 u. 17 m beträgt .	200	800	
e) » » » » » » » » » 17 u. 18 m beträgt .	200	1000	
f) » » » » » » » » » 18 u. 19 m beträgt .	300	1000	
g) » » » » » » » » » über 19 m beträgt .	400	1000	
15. September bis 1. Oktober:			
a) wenn der Pegelstand im See am 15. Sept. unter 10 m beträgt, mindestens .	200	200	
b) » » » » » » » » » zwischen 10 u. 12 m beträgt, mindestens .	250	250	
c) » » » » » » » » » zwischen 12 u. 14 m beträgt, mindestens .	300	300	
d) » » » » » » » » » über 14 m beträgt, mindestens .	400	400	

Über die Gesichtspunkte für die Aufstellung des Wasserwirtschaftsplanes der Möhnetalsperre für die gemeinsamen Zwecke der Aufhöhung des Niedrigwassers der Ruhr und der zentralen Kraftgewinnung s. S. 128, vgl. auch Zeitschr. f. d. ges. Wasserwirtschaft 1908 S. 171.

Tabelle 44.

Laufende Nr.	Zeitraum	Weiterinhalt bei Beginn des Zeitraumes		Nieder-schlagsmenge im Nieder-schlagsgebiet		Zu-geflossene Wassermenge		Ab-gelassene Wassermenge		Zur Ver-stärkung der Niederwasser bis zu 1000 l wurden ab-gelassen		Von Hoch-wassern zurück-gehalten	
		ebm	ebm	ebm	ebm	ebm	ebm	ebm	ebm	ebm	ebm	ebm	ebm
1	1. Januar 1889 bis 28. Februar 1889	737 500	1 835 288	889 337	1 028 537	506 088	155 520						
	1. März 1889 " 31. Mai 1889	598 300	2 162 888	2 759 658	2 360 358	222 480	18 144						
	1. Juni 1889 " 30. September 1889	997 600	5 226 212	2 661 898	3 659 498	1 509 408	100 872						
	Summe 1. Januar 1889 " 30. September 1889	0	9 224 388	6 310 893	7 048 393	2 237 976	274 536						
2	1. Oktober 1889 " 31. Dezember 1889	0	4 036 032	2 983 949	2 128 549	531 360	610 848						
	1. Januar 1890 " 28. Februar 1890	855 400	2 105 376	2 297 289	2 468 789	332 208	147 960						
	1. März 1890 " 31. Mai 1890	683 900	3 351 712	2 741 065	2 407 765	230 688	109 296						
	1. Juni 1890 " 30. September 1890	1 017 200	4 560 920	2 951 728	3 968 928	1 237 032	25 056						
Summe 1. Oktober 1889 " 30. September 1890	14 054 040	10 974 031	10 974 031	2 331 288	893 160								
3	1. Oktober 1890 " 31. Dezember 1890	0	4 484 480	3 522 226	2 852 426	416 664	754 208						
	1. Januar 1891 " 28. Februar 1891	669 800	653 016	809 150	1 033 550	356 616	0						
	1. März 1891 " 31. Mai 1891	445 400	4 487 392	3 872 189	3 296 089	198 504	346 032						
	1. Juni 1891 " 30. September 1891	1 021 500	4 351 984	2 897 726	3 919 226	1 253 232	14 472						
Summe 1. Oktober 1890 " 30. September 1891	13 976 872	11 101 291	11 101 291	2 225 016	1 124 712								
4	1. Oktober 1891 " 31. Dezember 1891	0	5 629 624	5 014 368	3 992 868	330 264	616 032						
	1. Januar 1892 " 29. Februar 1892	1 021 500	2 538 536	2 171 664	2 344 064	224 208	79 488						
	1. März 1892 " 31. Mai 1892	849 100	1 421 784	2 623 147	2 646 347	330 912	89 208						
	1. Juni 1892 " 30. September 1892	825 900	3 112 200	1 569 456	2 395 356	1 188 000	69 336						
Summe 1. Oktober 1891 " 30. September 1892	12 702 144	11 378 635	11 378 635	2 073 384	854 064								

§ 15. Geologische und Untergrunduntersuchungen. Die geologischen und Untergrunduntersuchungen gehören zum Teil zu den Vor- und Entwurfsarbeiten, zum Teil bilden sie die einleitenden Arbeiten bei der Bauausführung von Talsperren. Die Möglichkeit, eine Sperrmauer vollkommen standsicher und dicht an einer bestimmten Stelle eines Tales errichten zu können, ist ausschlaggebend für das ganze Unternehmen und hieraus erhellt ohne weiteres die Notwendigkeit, daß die Prüfung dieser Vorfrage zu den ersten Schritten der Planung gehört, sowie überhaupt die Bedeutung, die derartigen Untersuchungen beim Talsperrenbau beizulegen ist.

Die schlechten Erfahrungen, die nach dieser Richtung hin an einigen der neuen Talsperrenanlagen gemacht worden sind, haben zu erhöhter Vorsicht gemahnt. Die Talsperre von Meschede an der Henne (Nebenfluß der Ruhr) weist erhebliche Undichtigkeiten des Untergrundes auf, die auf unterirdische Klüfte in der Talsohle und am rechten Hang zurückzuführen sind. Sehr kostspielige Abdichtungsarbeiten, die nach Inbetriebnahme des Staubeckens vorgenommen werden mußten und über die an späterer Stelle Mitteilungen gemacht werden (s. Abschn. Betrieb) sind notwendig geworden und haben den Betrieb der Anlage ungünstig beeinflußt. Ebenso haben sich in den Hängen der Gothaer Talsperre bei Tambach starke Sickerungen gezeigt. Neben dem Ingenieur ist in neuerer Zeit auch der Geologe zu derartigen Voruntersuchungen herangezogen worden. Es muß hierbei als die Aufgabe des Geologen angesehen werden, die Gebirgsformationen, die Schichtenbildung unter dem Gesichtspunkt der Abrutschungen infolge Einwirkung des Wasserdrucks, den unterirdischen Befund des Gebirges, das Vorhandensein von Gängen und Klüften mit Rücksicht auf die Gefahren der Unterspülung und Wasserverluste, die Beschaffenheit des Gesteins im allgemeinen, besonders hinsichtlich seiner geologischen Eigenschaften für den Zweck der Stauung und seine Verwendbarkeit vom geologischen Standpunkt, sowie die Frage der Verschlämmung des Beckens infolge Erosion zu prüfen. Nach dem Ergebnis dieser Voruntersuchung wird sich der Ingenieur ein Urteil bilden können über die Dichtigkeit und Verwertbarkeit des Talbeckens für den Zweck der Stauung und an der Hand von Schürfungen den Untergrund und die Hänge an der Baustelle auf ihre Tragfähigkeit, Dichtigkeit und Lagerungsverhältnisse als Gründungssohle für eine Talsperre prüfen. Der Ingenieur darf sich darüber nicht im Unklaren bleiben, daß er durch ein geologisches Gutachten seiner Verantwortung nicht enthoben ist, und daß ihm die Hauptaufgabe bei diesen Vorarbeiten zufällt. In Anbetracht der verheerenden Wirkungen für Leben und Gut, die der Bruch von Sperrmauern und die hinabstürzenden Wassermassen über ausgedehnte Gebiete bringen können, müssen diese Prüfungen sehr sorgfältig sein und wenn je, so ist hier ein selbständiger, seiner Verantwortung sich voll bewußter Ingenieur am Platz.

Man kann die gesamten, für die Planung und Bauausführung von Talsperrenanlagen notwendigen geologischen und Untergrunduntersuchungen nach drei Hauptgruppen unterscheiden:

1. Allgemeine Vorprüfung über die Eignung eines Gebirgsaufbaues für Stauzwecke.
2. Die erste Untersuchung eines Tales, das für die Anlage eines Sammelbeckens in Aussicht genommen ist, auf Grund von Schürfungen oder Bohrungen.
3. Die Untersuchung und Festlegung der Gründungssohle für die Sperrmauer bei Aushebung der Baugrube.

1. Allgemeine geologische Vorprüfung. Die erste Prüfung fällt in erster Linie in das Gebiet des Geologen. Es soll darum an dieser Stelle nicht näher auf diesen Gegenstand eingegangen werden. Die bei den geologischen Untersuchungen im

einzelnen zu beachtenden Gesichtspunkte behandelt Leppla in dem unten erwähnten Aufsatz über die geologischen Vorbedingungen der Staubecken, wobei im besonderen die Eignung der verschiedenen Gesteine, wie Quarzite, Grauwacken und Grauwackensandsteine, Tonschiefer, Kalksteine, Dolomite, Sandsteine, als Untergrund und als Baustoff für eine Staumauer besprochen wird. Ferner wird der geologische Gebirgsaufbau auf seine Brauchbarkeit für die Bildung großer Wasseraufspeicherungen geprüft.

Die Beurteilung der Lagerung, des Steigens und Fallens, der Erstreckung der Veränderungen, der Klüftung und Störungen kann in manchen Gebirgen nur dem jahrelang mit Aufnahmen in solchen Schichten beschäftigten Feldgeologen überlassen werden, der sich wissenschaftlich und praktisch mit diesen Fragen beschäftigt hat. Es sei bemerkt, daß teils durch die unmittelbaren Erfahrungen beim Bau von Talsperren, wie im Rheinland und Westfalen, im Harz und den Vogesen, teils durch neuere geologische Prüfungen, von denen nur hier erwähnt seien die Voruntersuchungen für das Hochwasserschutzbecken in Schlesien und an der Görlitzer Neiße in Böhmen, im Königreich Sachsen, im Quellgebiet der Weser u. a. m., eine genauere Kenntnis des Aufbaues unserer Gebirge für die Zwecke der Wasserstauung sich angebahnt hat.

Während z. B. die Becken der Ruhr und Wupper in dem undurchlässigen Schiefergebirge liegen und sich darum für die Anlage von Staubecken vorzüglich eignen, ist das nicht weit davon entfernte Quellgebiet der Lippe für diesen Zweck weniger tauglich, da es in einem durchlässigen Kalkgebirge liegt. Eine ähnliche Gegenüberstellung bieten die Flußsysteme der Weser. Während sich die Täler der linkseitigen Zuflüsse Fulda und Diemel für die Wasseraufspeicherung gut eignen — es wird an der Eder ein Staubecken von 202 Mill. cbm errichtet — liegt die Werra zum Teil in durchlässigem Gestein. Aber auch innerhalb eines Talbeckens wechseln oft die durchlässigen und undurchlässigen Schichten, so z. B. im Langen Tal für das Sammelbecken der Stadt Nordhausen a. H., Abb. 55, und an der Absperrstelle für das Becken bei Mauer und Buchwald in Schlesien, und feste und dichte Gesteine stehen oft für die Aufnahme der Staumauer nur in geringer Ausdehnung zur Verfügung. Bei der Talsperre von Mauer liegen fester Gneis, auf dem die Talsperre steht, und Glimmerschiefer dicht beieinander. Im Urnitztal, in dem die Talsperre bei Wölfelsgrund (Quellgebiet der Glatzer Neiße) errichtet ist, finden sich unmittelbar hintereinander abgelagert die Gebirgsmassen von drei Gesteinsarten, ein graues, sandsteinartiges Gestein, ein rötliches porphyrartiges Gestein, in das die Talsperre gebettet ist und ein granitartiges Gestein, aus dem die Bausteine für das Mauerwerk der Sperrmauer gewonnen wurden.

Die geologischen Verhältnisse einer Talsperre, die im Senkungsgebiet eines im Abbau befindlichen Kohlengebirges in Australien errichtet ist, sind erörtert in den Minutes of Proceedings of the Institution of Civil Engineers (London) Vol. cl. XXIII. Sess. 1908—1909 Teil IV, siehe auch Zeitschr. die »Talsperre« 1910 S. 25 und am Schluß dieses §. Über weitere allgemeine geologische Gesichtspunkte siehe ferner die Erläuterungen von Leppla über die Stauanlagen im Niederschlagsgebiet der Glatzer Neiße in den »Abhandlungen der Kgl. Preussischen Geologischen Landesanstalt« Neue Folge, Heft 22 u. Zentralbl. für Wasserbau und Wasserwirtschaft 1908, ferner Zentralbl. d. Bauverwalt. 1912 S. 296. Über den Gebirgsaufbau des rheinisch-westfälischen Schiefergebirges siehe Zeitschr. des Ver. deutscher Ingenieure 1905 S. 260. Über Flußregime und Talsperrenbau in den Ostalpen. Z. d. österr. Ing. u. Arch. Ver. 1909, S. 813.

Derartige allgemeine Untersuchungen werden die mehr oder minder entsprechende Eignung ganzer Gebirge für die Planung von Wasserstauungen klarzustellen geeignet sein und

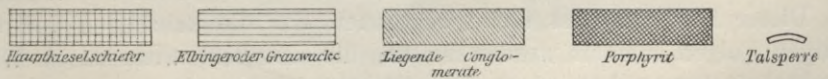
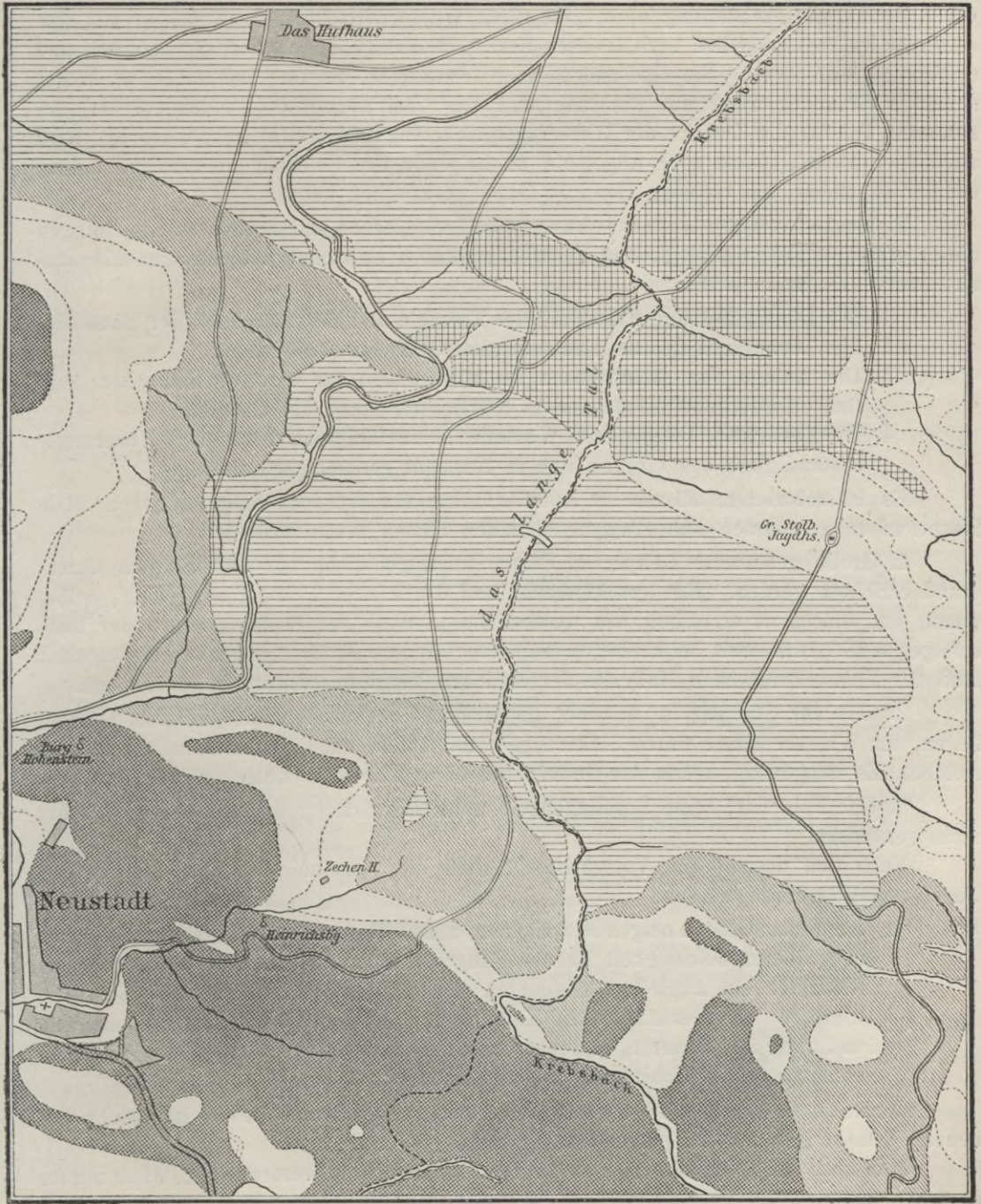


Abb. 55. Geologische Karte des Langen Tales im Südharz mit der Talsperrenanlage der Stadt Nordhausen (nach Aufnahme der Geologischen Landesanstalt). Ungef. Maßstab 1 : 25 000.

die Beantwortung der allgemeinen Frage finden lassen, inwieweit für ein Land oder für einen Bezirk die Anbahnung einer geregelten Wasserwirtschaft im Einklang mit den sonstigen hydrographischen Verhältnissen durch die Anlage der Staubecken möglich und erfolgversprechend ist. Sie sind unerläßliche Grundlagen, um für eine auf hoher Warte stehende Staatsregierung die Richtung und das Ziel anzugeben. Nachdem ein bestimmtes Tal für die Zwecke der Wasseraufspeicherung in Aussicht genommen ist, wird auch hier zunächst eine noch allgemein zu haltende Untersuchung zu erfolgen haben, bei der Ingenieur und Geologe Hand in Hand zu arbeiten haben.

2. Erste örtliche Untersuchung. Die geologischen und Gesteinsuntersuchungen dieser ersten örtlichen geologischen Vorarbeiten haben sich nach 4 Richtungen hin auszudehnen. Es ist zu prüfen:

1. Die Dichtigkeit und Festigkeit der Talsohle und Berghänge an der Baustelle.
2. Die Dichtigkeit des zu überstauenden Geländes (Talbecken).
3. Die Anlage von Steinbrüchen im allgemeinen für die Gewinnung der zum Bau erforderlichen Bausteine in möglichster Nähe der Baustelle.
4. Die Festigkeit, Dichtigkeit, Wasseraufnahmefähigkeit, Frost- und Witterungsbeständigkeit des für den Bau in Aussicht genommenen Gesteins.

Es ist schwierig, allgemeine Anhaltspunkte für diese Prüfung zu geben. Die Hauptforderungen lassen sich etwa in folgenden Sätzen zusammenfassen:

1. Große gemauerte Talsperren dürfen im allgemeinen nur auf felsigem Untergrund errichtet werden. Ein geschlossener und druckfester Fels ist notwendig, selbst wenn, um diesen zu erreichen, ein wesentlicher Aushub der Baugrube nach der Tiefe erfolgen muß. Inwieweit bei kleineren Anlagen geringere Anforderungen zu stellen sind, muß der Feststellung nach Maßgabe der örtlichen Verhältnisse vorbehalten bleiben.

2. Das zur Stauung in Aussicht genommene Becken muß im dichten Gestein liegen, um Wasserverluste durch Sickerungen und Abfluß nach Seitentälern hin zu vermeiden. Es ist günstig, wenn das Gestein mit einer Ton- oder Lehmlage überdeckt ist.

3. Der Fels darf seine Beschaffenheit unter Einwirkung des stauenden Wassers nicht verändern.

Nach den preußischen Vorschriften¹⁾ wird die Genehmigung zum Bau in der Regel versagt werden müssen:

- a) wenn zum Gleiten neigende Schichten, z. B. Letten, Ton, Talk, Glimmer u. s. w. in größerer Mächtigkeit in der Baugrube auftreten und die Lagerung der Schichten ein Abgleiten, Abscheren und Ausweichen befürchten läßt,
- b) wenn lösliche Gesteine, z. B. Kalk, Mergel, Gips, Dolomit, in der Baugrube und unter ihr auftreten, in denen unter dem Einfluß des unterirdischen Wassers gefahrdrohende Hohlräume entstehen können.

Diese Forderungen sind vornehmlich von geologischer Seite in Rücksicht auf neuere Erfahrungen bei Talsperrenbauten gestellt worden.

Man kann noch hinzufügen, daß der Bau auch verboten werden sollte, wenn Klüfte in dem Becken vorhanden sind, die ein wesentliches Entweichen von Wasser befürchten lassen. Dieser Forderung ist damit begründet, das die Beteiligten vor wirtschaftlich nachteiligen Folgen bewahrt werden sollen, die eintreten, wenn durch Wasserverluste die Nutzbarkeit des Beckens stark beeinträchtigt wird.

¹⁾ Siehe: Anleitung für den Bau und Betrieb von Sammelbecken in § 16 (Anhang).

Zu der Frage der Einwirkung des Wassers auf den Kalk ist es nicht uninteressant, einige Ergebnisse über die von einem Chemiker angestellten Untersuchungen an dem Sickerwasser der Nordhauser Talsperre kennen zu lernen, wenn zwar diese Untersuchungen nur angestellt wurden, um die Brauchbarkeit des Sickerwassers für Trinkzwecke zu erkunden. Es wurde das der Leitung entnommene Trinkwasser, das Sickerwasser und der sich in den Stollen der Sperrmauer bildende Schlamm untersucht. Die Ergebnisse lassen erkennen, daß der Kalkgehalt des Sickerwassers und des Schlammes ein wesentlich größerer war als im Leitungswasser. Die Untersuchung wurde wenige Monate nach der Inbetriebnahme der Talsperre vorgenommen.

1. Die chemische Untersuchung des Sickerwassers aus der Talsperre hatte folgendes Ergebnis.

In 100 Litern des Wassers waren enthalten:	
Fester Rückstand nach dem Abdampfen	8,38 g
Glührückstand	7,30 g
Darin Kieselsäure (Si O ₂) und Ton	0,86 g
„ Eisenoxyd + Tonerde	0,46 g
„ Kalk (Ca O)	1,72 g
„ Magnesia (Mg O)	0,27 g
„ Schwefelsäure (S O ₃)	0,89 g
Hieraus ermittelte deutsche Härtegrade 2,10 Grade	
Chlornatrium	0,94 g
Zur Oxydation der organischen Substanzen	
in 100 Litern Wasser sind übermangan-	
saures Kali erforderlich	1,20 g

2. Die chemische Untersuchung des reinen Leitungswassers hatte folgendes Ergebnis.

In 100 Litern desselben waren enthalten:	
Feste Rückstände nach dem Eindampfen	6,00 g
Glührückstand	5,00 g
Darin Kieselsäure und Tonpartikel	0,74 g
„ Eisenoxyd und Tonerde	0,12 g
„ Kalk (Ca O)	0,90 g
„ Magnesia (Mg O)	0,37 g
„ Schwefelsäure (S O ₃)	0,27 g
Hieraus ermittelte deutsche Härtegrade 1,42 Grade	
Chlornatrium	0,83 g
Zur Oxydation der organischen Substanzen	
in 100 Litern Wasser sind übermangan-	
saures Kali erforderlich	0,74 g

Das untersuchte Sickerwasser war nicht ganz so klar als das reine Talsperrenwasser, weil es mehr Tonteilchen und auch mehr organische Beimengungen enthielt, als das in die Stadt geleitete Talsperrenwasser. Im Sickerwasser kommt für die Beurteilung als Trinkwasser der Gehalt an Tonerde, Eisenoxyd und an organischen Substanzen in Frage. Mit Bezug hierauf mußte eine vergleichende Untersuchung mit dem Leitungswasser vorgenommen werden.

Ein Vergleich mit der vorstehenden Tabelle ergibt, daß der Gehalt des Leitungswassers an Tonpartikeln, Eisenoxyd, Tonerde und organischen Substanzen merklich geringer ist, als derjenige des Sickerwassers, so daß namentlich der Gehalt an organischen Substanzen ein völlig normaler zu nennen ist.

Der Unterschied in den übrigen Bestandteilen ist noch geringer. Es wurde daraus gefolgert, daß es auf die Güte des Leitungswassers keinen Einfluß hat, wenn es mit dem Sickerwasser der Talsperre nach der Stadt geleitet wird. Der Gehalt des Sickerwassers an organischen Substanzen überschreitet nur im Verhältnis von 1,2:1 die Norm.

3. Untersuchung des Talsperren-Schlammes.

Der Schlamm bestand in der Hauptsache aus einem Gemenge von kohlenurem und gelöschem Kalk und etwas Sand. Das von dem Schlamm abfiltrierte Wasser enthielt annähernd 2,5 gr Kalk (CaO) in 100 l Wasser gelöst. Aus dieser Zusammensetzung des Schlammes und Schlammwassers erklärt sich der Mehrgehalt des Sickerwassers an Kalk, Eisenoxyd und an organischen Substanzen. Schädliche Stoffe wurden in dem Schlamm nicht gefunden.

Der Einfall der Schichten ist zu beurteilen in Hinsicht auf die Druckbeanspruchungen durch die Sperrmauer und auf die Wasserdichtigkeit. Wenn zwar innerhalb der Talsperrenbaugruben die Richtung und Lage der Bänke häufig einen großen Wechsel zu zeigen pflegt und Verwerfungen und kugelförmige Schalenbildungen vorkommen, so sei doch allgemein folgendes bemerkt:

Für die Hinderung von Sickerungen unterhalb der Gründungssohle ist der Einfall der Schichten senkrecht zur Achse der Talsohle günstig. In geschichtetem Gestein geben die Fugen der einzelnen Lagen leicht zur Bildung von Wasseradern Anlaß, besonders bei dem hohen Druck eines gefüllten Beckens. Darum kann ein Schichteneinfall gleichlaufend zur Talsohle gefährlich sein für die Dichtigkeit des Untergrundes, während ein solcher, wie in Abb. 56 dargestellt, jeder Verbindung von der Wasser-

nach der Luftseite entgegensteht. Weniger günstig ist dieser Schichteneinfall für die Druckaufnahme, hierfür ist eine Lagerung derart, daß die Mittelkraft die Felschichten in das Lager drückt, d. h. daß der Schichteneinfall gegen das Becken hin gerichtet

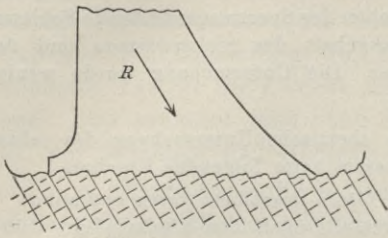


Abb. 56. Einfall der Schichten.

ist, wie punktiert angedeutet, wünschenswerter. Allein auch eine Beanspruchung gegen den Kopf der Bänke kann zu Bedenken keinen Grund bieten. Die Felsmasse sitzt fest eingekellt und ein Ausweichen ist nicht möglich. Die wirklich auftretenden Beanspruchungen sind ungemein gering gegenüber der Tragfähigkeit des Felsuntergrundes, sofern ein gesundes Gestein vorhanden ist. Und überdies ist das rheinisch-westfälische Schiefergebirge, wie auch andere Gebirgsformationen, überall so stark von Verwerfungen durchsetzt, daß es kaum gelingen dürfte, eine Baugrube für eine Sperrmauer ausfindig zu machen, die in ihrer ganzen Ausdehnung eine gleichmäßige Richtung der Gesteinslagen zeigt. Man muß sich hier eben mit gegebenen Verhältnissen abfinden, zumal durch die Erfahrung erwiesen ist, daß Talsperren mit den verschiedenartigsten Verwerfungen in den Gründungssohlen durchaus standsicher und dicht errichtet werden können.

Diese vorläufigen Feststellungen haben neben der Untersuchung der Eignung einer Talstelle für die Errichtung einer Talsperre den weiteren Zweck, die ungefähre Tiefe der Gründungssohle kennen zu lernen. Die endgültige Festlegung der Gründungssohle erfolgt nach Aushebung der Baugrube. Um diese vorbereitenden Aufschlüsse zu gewinnen, sind Schürfungen vorzunehmen. Sie bestehen darin, das man an geeigneten Stellen in der Talsohle und an den Hängen hinauf bis zur zukünftigen Sperrmauerhöhe Probelöcher von etwa 2—3 m im Quadrat bis auf den Fels aushebt. Besseren Aufschluß als einzelne Löcher geben längere Schlitzte quer und längs über die zukünftige Baugrube. Das Hauptaugenmerk ist dabei der Erforschung der Untergrundsverhältnisse in der Talsohle zuzuwenden, weil sich gezeigt hat, daß hier leicht ungünstige Klüfte und Verwerfungen zu erwarten sind. Auch ist in der Talsohle die Überdeckung mit Verwitterungsschichten und Gerölle meist stärker als an den Hängen. Es empfiehlt sich überhaupt, die Schürfungen recht eingehend auszuführen, um diese Verhältnisse für die Kostenveranschlagung und die Bauausführung der Talsperre nach Möglichkeit klar zu stellen.

Die Ergebnisse der geologischen Untersuchungen werden zweckmäßig in einem Gutachten niedergelegt, dessen Darlegungen durch zeichnerische Darstellungen hinsichtlich der Lagerung, Klüftung, Schieferung usw. erläutert werden können. Dieses geologische Gutachten wird sich im wesentlichen über folgende Punkte zu äußern haben:

1. Beschaffenheit der Gründungssohle im Tal und an den seitlichen Hängen auf Grund von Schürfungen.
2. Lagerung, Dichtigkeit und Tragfähigkeit des Bodens.
3. Stärke und Einfallrichtung der Felschichten, namentlich in Rücksicht auf Abrutschungen infolge des Wasserdrucks.
4. ob unterirdische Gänge und Klüfte vorhanden sind, die dem Druckwasser Gelegenheit zum Durchsickern und Unterspülen Veranlassung geben können. Beschaffenheit des Gesteins gegen Wassereinwirkung (Kalk).
5. natürliche Quellenverhältnisse.

6. Anlage von Steinbrüchen, soweit dadurch die Dichtigkeit des Beckens und Sicherheit der Mauer gefährdet werden könnte.

7. Die Eignung der Baustoffe vom geologischen Standpunkt.

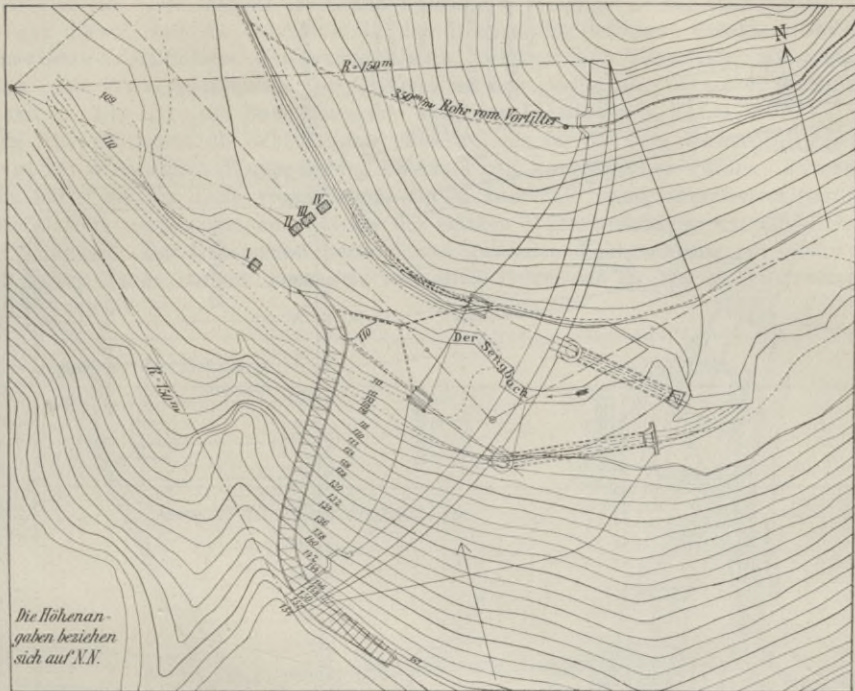


Abb. 57. Übersichtsplan für den Bau der Solinger Talsperre.

Probegruben
aufgetragen nach dem Ergebnis der Schürflingen

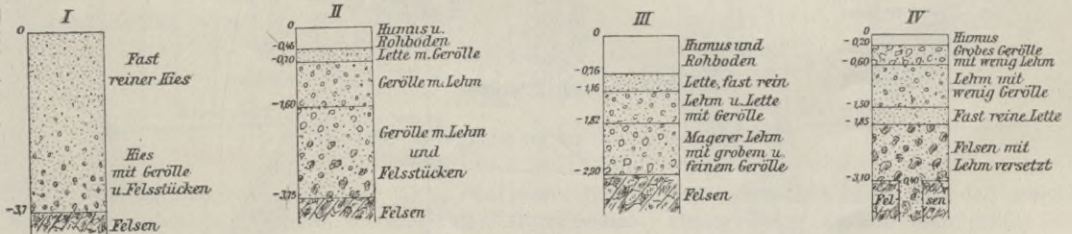


Abb. 58. Ergebnisse der Schürflingen für den Bau der Solinger Talsperre.

Die Aufgabe des Ingenieurs ist es, auf Grund dieses Gutachtens und seiner eigenen Erfahrungen, Beobachtungen und Feststellungen bei den Schürflingen die Gründungssohle vorläufig festzulegen und die notwendigen Eintragungen in die Entwurfszeichnungen für die Talsperre vorzunehmen.

Aus Abb. 57 und 58 ist ersichtlich, in welchem Umfange diese Voruntersuchungen für die Solinger Talsperre im Sengbachtale erfolgt sind. Es wurden in der Talsohle 4 Schürflöcher vorgegraben, deren Ergebnis in Abb. 58 dargestellt ist. An den Hängen lag der Fels zum Teil frei zu Tage. Die danach ermittelte Lage der Felloberfläche wurde in einen Längsschnitt in der Achse der Sperrmauer eingetragen und diese Linie diente der Kostenveranschlagung als Grundlage. Die spätere tatsächliche Gründungssohle, Grauwacke und sogenannter Lenneschiefer, wie sie sich in der Bauausführung ergab, ist in Abb. 72 (S. 202) punktiert dargestellt.

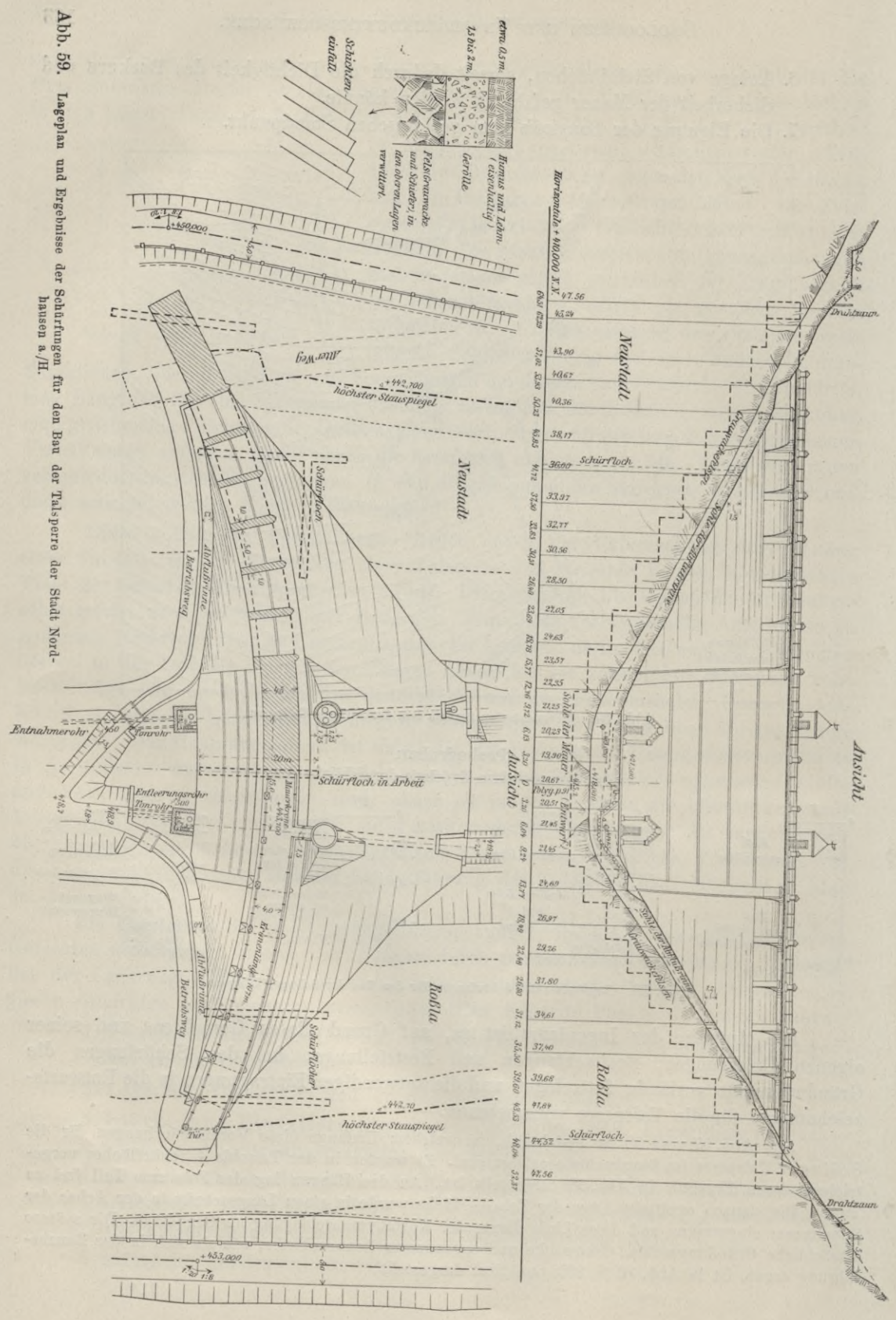


Abb. 59. Lageplan und Ergebnisse der Bohrungen für den Bau der Talsperrre der Stadt Nordhausen a/H.

Für den Bau der Talsperre der Stadt Nordhausen a./H. im Langentale wurden Längs- und Querschnitte ausgehoben, wie aus Abb. 59 ersichtlich ist.

Es ergab sich im Mittel eine etwa 0,5 m starke Humus- und Lehmschicht, die etwas eisenhaltig war, darunter lag auf 1,5 bis 2 m Tiefe Geröll, dann stellte sich ein in seinen oberen Lagen verwitterter Fels ein. Der Eingriff der Gründungssohle in den Fels betrug etwa 2,0 m. Der Schichteneinfall war derart, daß die Drucklinie in den Rücken der Schichten drückte. Das Gestein war dunkelgrau-körnig-kristallinische Grauwacke, Quarz, Feldspat und Tonschiefer mit wenig Glimmerbeimengung. Die Wasseraufnahme dieses Gesteins ist sehr gering, nur bis 0,5 v. H. Kalk war darin nicht enthalten. Die Lage der Baugrubensohle nach der Ausführung s. Taf. I, Abb. 7.

Die Abb. 60 deutet die Schürfsarbeiten an, die für die neue Remscheider Talsperre im Neyetal bei Wipperfürth (Wuppergebiet) im Jahre 1906 vorgenommen wurden. Es waren 7 Schürfflächen bis auf 5 bis 7 m Tiefe vorgetrieben, die in zum Teil wenig standfestem Geröll lagen und daher ausgezimmert werden mußten. Infolge des starken Wasserandranges war eine Lokomobile mit Pumpe in Tätigkeit. Der Untergrund bestand aus gesundem Lenneschiefer mit Grauwacke durchsetzt. Am linken Hange lag der feste Fels wesentlich tiefer, wie an dem steilen rechten Hang und selbst in der Talsohle.

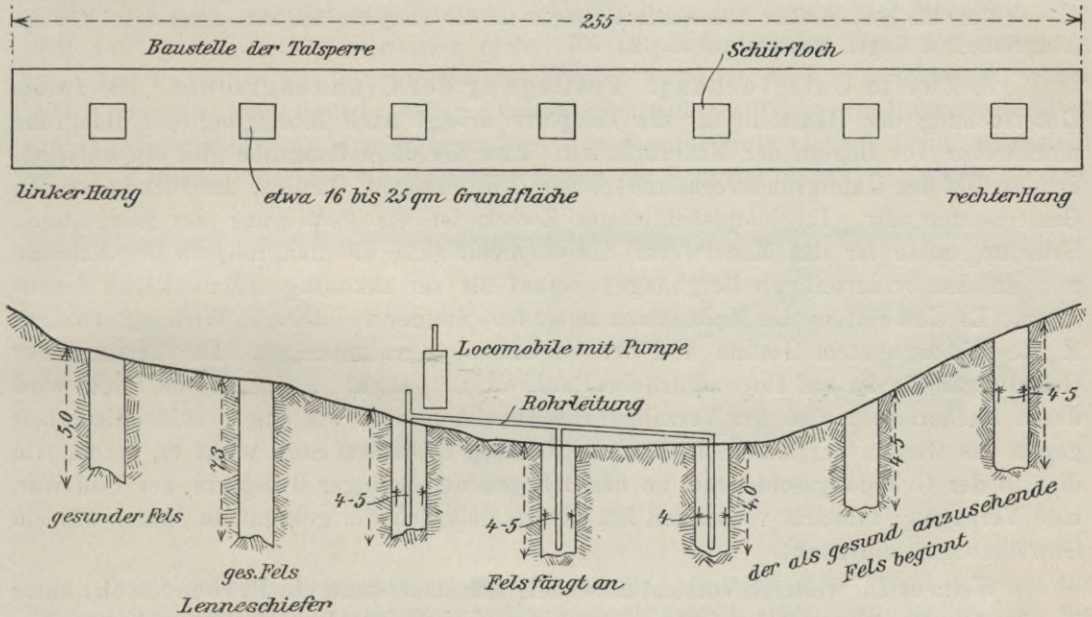


Abb. 60. Schürfungen für den Bau der Neyetalsperre.

In der Baugrubensohle der Mühnetalsperre ließen die Schürfungen erkennen, daß weiche Schieferschichten mit härteren Steinschichten abwechselten. Dieser Baugrund soll eine größte Belastung von 8 kg/qcm aufnehmen. Die festen Grauwackensteine haben bei vorgenommenen Druckversuchen eine Festigkeit von 1553 bis 1582 kg/qcm ergeben. Die Belastungsproben der weichen Schieferschichten wurden in folgender Weise vorgenommen: es wurden in Abständen von etwa 1 m kleine Flächen, welche die Ecken eines Quadrates bildeten, glatt geschliffen. Auf diese wurden kleine Pfeiler aufgesetzt und diese trugen eine quadratische Holzplatte. Diese Platte wurde mit Ziegelsteinen belastet. Die Belastung wurde bis 40 kg/qcm gesteigert. Nach einer Dauer von 5 Monaten zeigten sich an den belasteten Flächen keinerlei Eindrücke oder Verschiebungen des Schiefers. s. § 29.

Es kann in solchen Fällen wechselnder Gesteinschichten zur größeren Sicherheit in Betracht kommen, die festeren Gesteine als allein tragend anzusehen und die Mauer so zu entwerfen, daß die zulässige Inanspruchnahme dieses härteren Gesteins nicht überschritten wird. Dazu ist es nötig durch Schürfungen tunlichst durch Längs- und Querschnitte in der Baugrubensohle das Verhältnis der anteiligen Flächen der verschiedenen Gesteine zu bestimmen.

Sehr eingehende geologische Voruntersuchungen auf Grund von Bohrungen sind für den in Verbindung mit dem Etzel-Werk (Schweiz) geplanten Stausee im oberen Sihltale bei Pfäffikon

(Stauinhalt 96,5 Mill. cbm) gemacht worden. Diese Prüfung wurde auf den Untergrund für den Stollen und die Druckleitung vom Becken zum Kraftwerk und die Gründungen des Krafthauses selbst ausgedehnt. Zur Beurteilung wurde eine sachverständige Kommission aus drei Geologen gebildet, die sich sowohl mit der Sicherheit der Abschlußvorrichtungen, wie mit der Frage der Durchsickerungen des gestauten Wassers zu beschäftigen hatte. Es wurden 19 Bohrlöcher bis zu einer größten Tiefe von 60,2 m vorgetrieben, die jedoch die Felssohle nicht erreichten, da mit zunehmender Tiefe die Bohrungen immer schwieriger wurden. Diese Bohrungen im Seegebiet erwiesen in den oberen Lagen vornehmlich Torf, Kies und Sand, in den tieferen Lagen einen blaugrauen feinen Letten, als Ablagerung eines früheren Sees.

Die Geologen kamen zu dem Schluß, daß der Untergrund des Seebeckens und die das Becken begrenzenden Hänge als durchaus undurchlässig betrachtet werden dürfen. Die Staumauer im Schlagan kann auf festen Sandstein der Molasse gegründet, der Staudamm bei Hühnermatt aber auf undurchlässigen Untergrund gesetzt werden¹⁾.

Bemerkungen über die geologischen Verhältnisse des Okerbeckens aus Anlaß der Entwurfsbearbeitung für eine Talsperre daselbst (s. Jahrbuch der Gewässerkunde Norddeutschlands, Besond. Mitteilungen Bd. 1 Nr. 1).

Über die geologischen Bodenuntersuchungen für die Talsperre am Panamakanal bei Gatun (Chagresfluß) s. Engin. Record vom 21. 12. 1907.

3. Zweite Untersuchung. Festlegung der Gründungssohle. Die zweite Untersuchung der Baustelle für die Talsperre erfolgt nach Blosslegung der Baugrube unmittelbar vor Beginn der Mauerarbeiten. Erst die offene Baugrube gibt ein entscheidendes Bild der Untergrundsverhältnisse, der Zerklüftungen, Quellen, der vorkommenden Gesteinsarten usw. Ihr hauptsächlichster Zweck ist die Festlegung der endgültigen Gründungssohle für das Mauerwerk. Es empfiehlt sich, die Baugrube in der Talsohle und an den beiderseitigen Berghängen hinauf bis zur zukünftigen Mauerkrone freizulegen. Es sind hierbei die Maßnahmen zu treffen, um der nachteiligen Wirkung etwaiger Klüfte mit zersetztem Gestein und der Verwerfungen vorzubeugen. Die Felslage der Gründungssohle ist auf ihre natürliche Rauheit zu prüfen. Sofern solche fehlt, wird durch Nacharbeiten eine Art Verzahnung anzubahnen sein, um eine erhöhte Sicherheit gegen das Gleiten der Mauer zu erzielen. Günstig in diesem Sinn wirkt es, wenn, wie dies in der Gründungssohle und an den Hängen der Solinger Talsperre der Fall war, eine Verengung talwärts vorhanden ist, derart, daß sich die gekrümmte Mauer wie ein Gewölbebogen einspannt.

Wenn es zur weiteren Vorsicht notwendig erscheint, kann ein Probeschacht unter die in Aussicht genommene Gründungssohle auf vielleicht 4—6 m Tiefe vorgetrieben werden, um auch die Gesteinsverhältnisse in größerer Tiefe durch Offenlegen und unmittelbare Anschauung kennen zu lernen. Ein solcher Probeschacht von etwa 2 zu 2 m Grundfläche und 4 m Tiefe wurde in der Baugrube der Talsperre im Sengbachtale ausgehoben und später mit Beton ausgefüllt.

Alle diese Maßnahmen hängen naturgemäß von den Untergrundsverhältnissen im gegebenen Falle ab. Auch die Beurteilung, ob eine Gründungssohle ausreichend dicht und sicher erscheint, muß dem durch Erfahrung und Sachkenntnis geübten Ingenieur überlassen bleiben. Bei dieser zweiten und endgültigen Prüfung hat die Tätigkeit des Ingenieurs sicherlich größere Bedeutung als die des Geologen.

Wesentlich ist dabei die Frage des Eingriffs, den die Mauersohle in die Felslage erhält. Ein kräftiger Eingriff der Gründung in die Felssohle wird sich vor allem

¹⁾ Es kann auf die sehr ausführlichen Darlegungen dieses Gutachtens hier nicht näher eingegangen werden. Näheres s. Bericht des Regierungsrates an den Kantonsrat betreffend die Prüfung des Etselwerk-Projektes vom 16. 6. 1906.

dann empfehlen, wenn, wie dies im rheinisch-westfälischen Schiefergebirge vorkommt, das Gestein spröde und von feinen Rissen durchsetzt ist, die bei dem Angriff des Gesteins durch die Hacke sich öffnen, sodaß das Gestein in kleine, oft würfelartige Brocken zerfällt. An sich macht ein solcher Fels einen vollkommen geschlossenen Eindruck, und ist er in der natürlichen Lage auch als undurchlässig anzusehen. Erst bei der Aushebung des Schürfloches und der Baugrube tritt diese Natur des Gesteins zutage. Die Sprödigkeit und das Auseinanderfallen — in den oberen Schichten wohl noch durch die langen tausendjährigen Einflüsse der Witterung erhöht — pflegt sich nach der Tiefe hin zu verringern. Ein solcher Untergrund kann kein Hindernis für die Errichtung einer Talsperre bilden. Nur wird leicht ein vermehrter Felsaushub entstehen, bis man die geeignete Gründungssohle erreicht hat.

Die Eingriffstiefe in den gesunden Fels schwankt je nach dessen Beschaffenheit. Im allgemeinen wird man 1 m als das mindeste ansehen dürfen. Meist ist dieses Maß größer. In dem rheinisch-westfälischen Schiefergebirge hat sich in der Regel ein Eingriff von 2—2½ m als notwendig erwiesen. Die erforderliche Tiefe der Gründung unter der Talsohle hat in Schlesien und Böhmen zwischen 4—6 m geschwankt, wobei jedoch ausnahmsweise Gründungstiefen von 9—10 m und mehr (Talsperre Mauer, Schlesien) vorgekommen sind. An den Hängen liegt der gesunde Fels vielfach höher und steht oft sogar zutage. Bei der Neyetalsperre betrug der Eingriff in den Fels etwa 2—3 m.

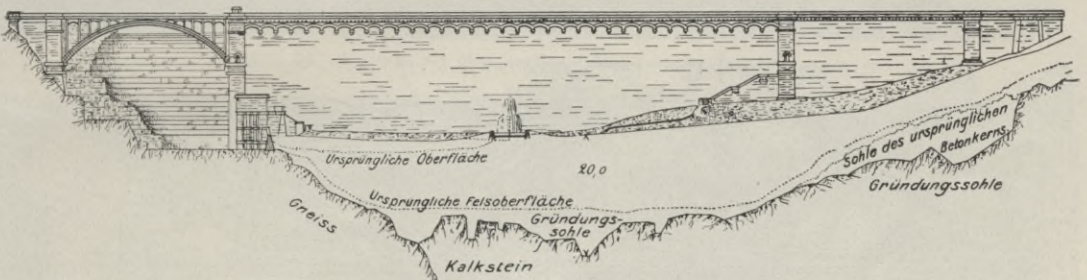


Abb. 61. Gründung der Croton-Talsperre.

Zur allgemeinen Beurteilung sei bemerkt, das die Talsperre von Marklissa in festem und hartem Gneis, der dicht, ungeschichtet und wetterbeständig ansteht, gebettet ist. Die Talsperre von Mauer steht ebenfalls im Gneis. Die Sperrmauer des Alfeldweihers in den Vogesen ist in Hornblendegranit gebettet. Die Waldecker Talsperre ist in Tonschiefer und Grauwackengestein errichtet. Die geplanten Talsperren im Murgtal sollen auf Granit erbaut werden.

Der Baugrund der Buchwalder Talsperre besteht aus einem äußerst festgelagerten, mit tonigen Bestandteilen durchsetztem Steinmaterial, welches in Konglomeratgestein übergeht und eine außerordentliche Wasserdichtigkeit zeigt. Der feste Fels liegt 1—1,5 m unter dieser Schicht. Eine hölzerne oder eiserne Spundwand konnte wegen der Festigkeit der Schicht nicht bis auf den Fels hinabgetrieben werden. Eine Herdmauer an der Wasserseite schien nicht erwünscht, um nicht auf Schichten von verschiedener Tragfähigkeit zu bauen. Es ist daher auf jener oben angegebenen Schicht unmittelbar gegründet worden.

Der Untergrund der Gründungsstelle der Croton talsperre (Abb. 61) besteht zum Teil aus Gneis, zum Teil aus Kalksteinen. Letzterer dehnt sich über den größten Teil des Tales aus und die Gründung reicht zum Teil bis 20 m unter die ursprüngliche Geländeöhe. Unter dem Flußbett lag hauptsächlich Sand, Kies und Gerölle. Die Beseitigung des Felsens geschah durch Sprengung. Für die Lösung fanden Dampfschauflern Verwendung. Der Aushub wurde aus der Grube mittels Kabelbetrieb in Kippwagen gehoben und dann auf Lokomotivbahnen fortbefördert. Drei Seilbahnen von 300—450 m Spannweite waren in 15 m Abstand über die Baugrube gespannt. Näheres The Engineer 1907, S. 412.

In der Gründungssohle der Talsperre bei Assuan (Abb. 62 u. 63) stand zum Teil unmittelbar, zum Teil in mäßiger Tiefe Fels an. Die Talränder bestehen in den höheren Schichten aus Sandstein, in den tieferen Schichten und im Flußbett aus Granit. Es konnte daher unmittelbar auf den Fels gegründet werden.

Es mögen noch einige Mitteilungen über die Gründungsverhältnisse der Mescheder Talsperre folgen, da man hier bemerkenswerte Erfahrungen gemacht hat. Die Talsperre liegt etwa 1500 m oberhalb der Mündung der Henne in die Ruhr. Das Gebirge besteht aus Schiefer, Grünstein und Kalkstein. Die beiden letzteren Gesteine befinden sich an der Sohle und den unteren Hängen; mehr nach oben, zum Teil erst über der Mauerkronenhöhe lagert der Schiefer. Der linke Hang und die Bausohle waren ziemlich geschlossen. Nur eine Kluft von 1,5–2 m war vorhanden, in der fester Fels

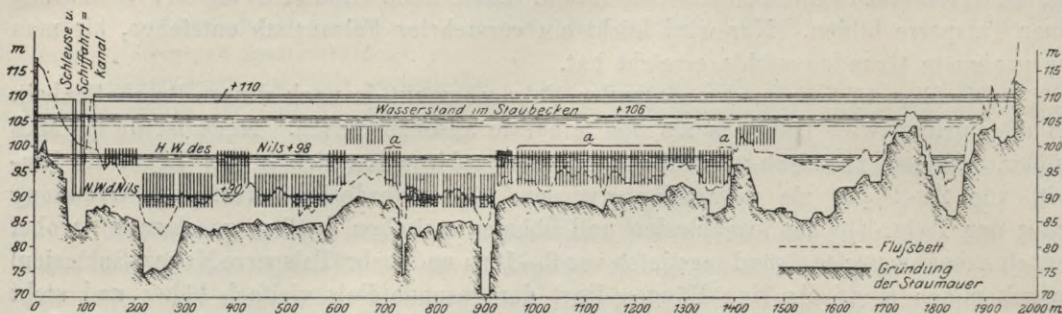


Abb. 62. Gründung der Staumauer bei Assuan.

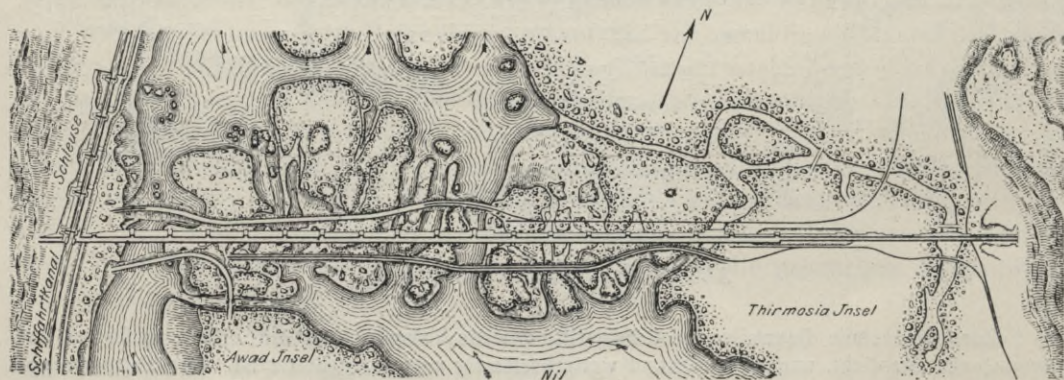


Abb. 63. Lageplan der Staumauer bei Assuan.

nicht gefunden werden konnte. Die Kluft war ausgefüllt mit Mergel und verwittertem Gestein. Man hat dieses weiche Material auf 2–3 m herausgehoben und dann Beton eingebracht. Einige kleinere Klüfte waren auch in der Sohle vorhanden (Abb. 64). Auch sie sind mit Beton ausgefüllt worden. Unangenehm lagen die Gesteinsverhältnisse am rechten Hang. Dieser Hang bestand zum größten Teil aus losem, bröckligen Gestein. Stollen, die bei den Untersuchungen mit Auszimmerung in diesen Hang vorgetrieben wurden, ließen Tropfsteinbildung und Höhlungen erkennen. Der Kalk war durch die Einwirkung des Wassers aufgelöst und ausgespült. (Abb. 65.) Weit größere Massen als vorgesehen mußten aus der Baugrube entfernt werden. Die Klüfte wurden zum Teil bis 5 m unter der Baugrubensohle ausgeräumt und mit Beton abgedichtet. In engere Spalten wurde dünnflüssiger Zementmörtel in großen Mengen hineingegossen. Die schwierige Gründung verursachte 600 000 Mk. Mehrkosten, während die Anschlagssumme des ganzen Baues 2,30 Mill. Mk. betrug. Hätte die geologische Voruntersuchung alle diese bei der Aushebung der Baugrube zutage tretenden Eigenschaften des Gebirges dargelegt, so hätte man vermutlich eine andere Baustelle gewählt. So aber scheute man sich, als für die Freilegung bereits Hunderttausende verausgabt waren, die Baustelle aufzugeben.



Abb. 64. Klüfte in der Gründungssohle der Mescheder Talsperre.



Abb. 65. Verwerfungen der Felsbänke in der Gründungssohle der Mescheder Talsperre.

Zu einem vollen Erfolg haben alle Abdichtungsarbeiten des Untergrundes nicht geführt. Nach Inbetriebnahme des Beckens traten starke Quellen auf, die bedeutende und kostspielige nachträgliche Abdichtungsarbeiten erforderten, über die an anderer Stelle (Abschn. Betrieb) näheres mitgeteilt werden soll¹⁾.

Neben der allgemeinen Untersuchung des Baugrundes in Hinsicht auf seine geologischen Eigenschaften und seine Dichtigkeit und Festigkeit wird sich im gegebenen Falle das Augenmerk auch auf die Standsicherheit und Dichtigkeit der Berghänge zu richten haben.

Zu bemerkenswerten Untersuchungen gab in dieser Hinsicht die Umgebung der Urfttalsperre in der Eifel Veranlassung. Dieses Tal liegt tief eingeschnitten zwischen steilen Hängen. Die Bergrücken sind sehr schmal und scharf. Das Kennzeichnende der Umrahmung des Beckens dicht an der Mauer sind die verhältnismäßig schwachen Felswände. Die Schichtung des Felsens ist andererseits günstig, indem die Drucklinien fast senkrecht in ihren Rücken trifft. Das Gebirge besteht aus Grauwacke und Schiefer. Letzterer überwiegt. In diese Hänge, die etwa die Abmessung haben, wie man sie einer Dammschüttung von gleicher Höhe geben würde, greift die im Grundriß bogenförmig gebaute Talsperre beiderseits ein. Bedenken, die entstanden waren, gaben Geh. Rat Intze Veranlassung, die Berggrate statisch zu untersuchen.

Die Art dieser Berechnungen ist aus den Abb. 66 ersichtlich. Am linken Berghang wurde neben der Belastung durch den Wasserdruck der Einfluß der Bogenwirkung der Talsperre berücksichtigt.

Die Ermittlung ist graphisch erfolgt, und es sind im Fall II folgende Kräfte z. B. für den obersten Teil zusammengesetzt, wobei die Fuge $g-g^1$ als die Grenze zwischen innern und äußern Kräften angesehen ist:

1. Last des Felskörpers oberhalb der Fuge $g-h$.
2. Last des Mauerkörpers oberh. $g-h$ bis $g-g^1$.
3. Wasserlast, welche bis $g-g^1$ auf dem Querschnitt der Sperrmauer ruht.
4. Wagerechter, tangential zur Mauer wirkender Wasserdruck entsprechend der Auflast zu 3.
5. Gewölbedruck für den Rad = 200 m für die Höhe des radialen Wasserdrucks oberhalb $g-h$. Es ist angenommen, daß der Gewölbedruck voll zur Geltung kommt, wenn die Sperrmauer lediglich als Gewölbe wirken würde. Die Übertragung der Wasserbelastung auf den Untergrund in lotrechter Richtung ist also vernachlässigt.

Das Ergebnis dieser Untersuchung war, daß Befürchtungen für die Standhaftigkeit der Grate nicht vorliegen. Zur dichteren Gestaltung der Hänge waren Abdichtungen während der Bauzeit erfolgt, soweit Schäden an den Berghängen bemerkt wurden. Nach den bekannt gewordenen Mitteilungen haben sich die Hänge bei der späteren Anstauung als dicht erwiesen²⁾.

Wenn durch die Berghänge der Sperrmauer Umlaufstollen für die Abführung des Hochwassers oder die Betriebswasserentnahme durchgeschlagen werden sollen, so muß die Untersuchung sich auch auf diese Teile erstrecken. Es wird zu prüfen sein, ob die Beschaffenheit des zu durchschneidenden Gebirges Schwierigkeiten für den Stollenausbau oder die Wasserführung bereiten kann. Namentlich kommt die Festigkeit des Gesteins in Frage, wenn, wie bei den Hochwasserentlastungen der schlesischen Talsperren bei Markklissa und Mauer, die Wassermassen aus großer Höhe zum Absturz gelangen. Hierüber folgen einige Mitteilungen im § 41 u. 42. Für die Führung von Druckstollen kommt vornehmlich die Dichtigkeit des Gesteins in Betracht, um Wasserverluste zu vermeiden. Eine Abdichtung durch Betonverkleidung oder Mauerwerk, wie z. B. am 3 km langen Druckstollen der Urfttalsperre, wird hier oft nicht zu umgehen sein.

¹⁾ S. auch Zentralbl. d. Bauverw. 1907. S. 160.

²⁾ Zentralbl. d. Bauverw. 1905 S. 228.

Es ist schwierig, den Umfang der Gründungsarbeiten einer Talsperre mit Sicherheit — auch bei sorgfältigsten Schürfungen — im voraus zu erkennen. Daraus folgt, daß sich die Baukosten vorher nicht immer klar feststellen lassen und daß man mit

Statistische Untersuchung der Grate.

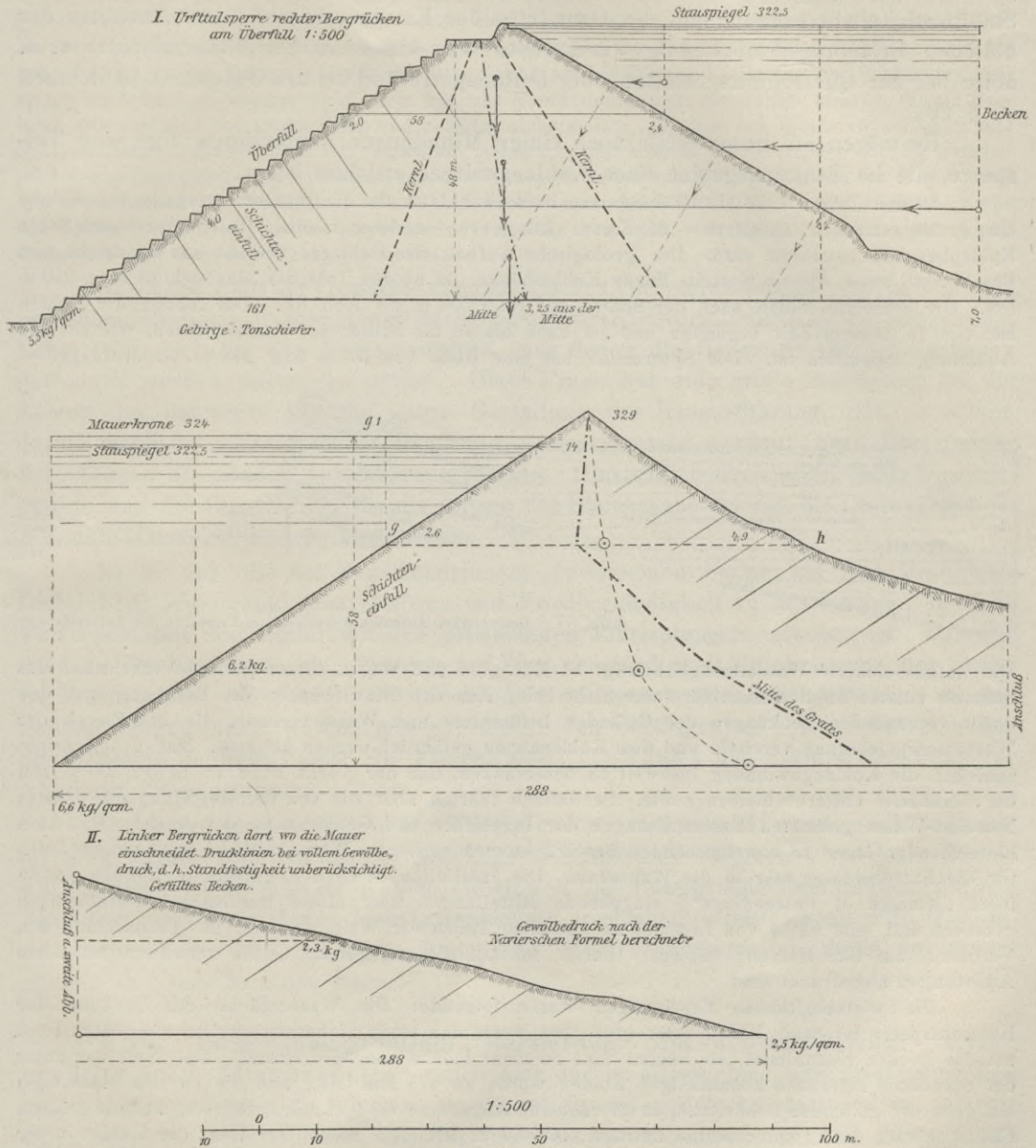


Abb. 66. Berggrate der Urftalsperre.

ungünstigen Zufällen rechnen muß, da das Erfordernis der unbedingt sorgfältigen Gründung und Ausführung das oberste Gebot für den Bau ist, so daß nach dieser Richtung hin keineswegs gespart werden darf. Falls aus diesem Anlaß erhöhte Kosten für die

Gründung eintreten, so liegen sie in der Natur der Dinge und können nicht dem Entwurf zur Last gelegt werden.

Wenn einerseits eine tiefere Hinabführung der Gründungsmauer eine Erhöhung der Kosten verursacht, so kann diese auch hervorgerufen werden, wenn die Untergrundverhältnisse gebieten, den Mauerquerschnitt stärker zu machen, als dies nach der Standfestigkeitsberechnung auf der Grundlage der Kerntheorie und unter Annahme der üblichen Belastungen notwendig wäre. Dies war außer an der Möhnetsperre u. a. nötig bei der Querschnittsgestaltung der Urftalsperre und bei den Talsperren in Böhmen (s. § 29).

Es mögen an dieser Stelle noch einige Mitteilungen interessieren über eine Talsperre, die im Senkungsgebiet eines Kohlengebirges errichtet ist.

In den Jahren 1902 bis 1906 hat man in Australien für die Wasserversorgung von Sidney eine große gemauerte Talsperre — die Kataraktsperrre — errichtet in einem Tale, unter dessen Sohle Kohlenbergbau betrieben wird. Der geologische Aufbau des Gebirges besteht aus Sandstein und Basalt und unter diesem Gestein liegen Kohlenbänke, im oberen Tale des Staubeckens etwa 240 m tief. Die Schichten fallen nach der Sperre auf rund 500 m ab (Abb. 67). Der Abbau der Kohlen hat erst in neuerer Zeit begonnen und ist nahe bis an die Staugrenze vorgeschritten, wie aus der Abbildung ersichtlich ist. Die Sperrmauer hat eine Höhe von 57 m und 243 m Kronenlänge. —

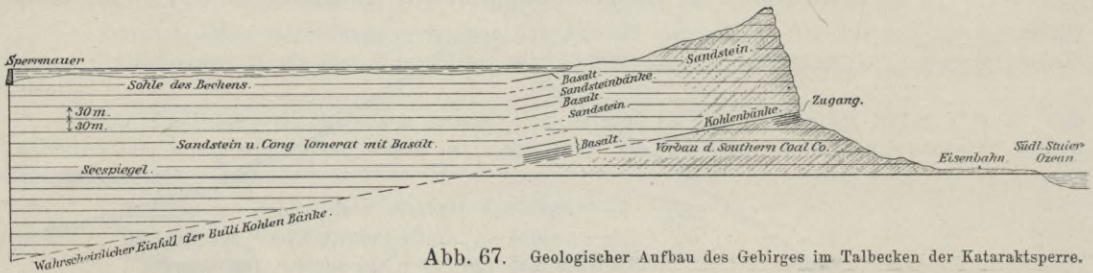


Abb. 67. Geologischer Aufbau des Gebirges im Talbecken der Kataraktsperrre.

Die aufgespeicherte Wassermenge beträgt 81 Mill. cbm und wegen dieser großen Verhältnisse des Staues entstanden Bedenken für seine Sicherheit. Aus den Einwirkungen des Bergbaues und den damit verbundenen Senkungen des Geländes befürchtete man Wasserverluste, die den Zweck der Wasseraufspeicherung vereiteln und dem Kohlenabbau gefährlich werden könnten. Man beabsichtigte zunächst, die Kohlegewinnung insoweit zu beschränken, daß der Abbau auf allen Seiten 400 m von der Stauffläche entfernt bleiben sollte. Schließlich führten aber die von der Regierung des Staates Neu-Süd-Wales geleiteten Untersuchungen der Ingenieure und Geologen zu der Ansicht, daß kein hinreichender Grund zu soweitgehenden Beschränkungen vorliege. Wirtschaftliche Erwägungen fielen für die Entscheidung sehr in die Wagschale. Die Institution of Civil Engineers in London hat in ihren „Minutes of Proceedings“¹⁾ eingehende Mitteilungen über dieses interessante Unternehmen gebracht und eine Reihe von Ingenieuren aus allen Teilen der Welt, darunter aus Deutschland den Verfasser, um ihre Meinung befragt. Hierfür sei auf die angegebene Quelle verwiesen, wo diese Äußerungen abgedruckt sind.

Die wirtschaftlichen Erwägungen waren folgende: Die Wasserfläche des Beckens der Kataraktsperrre ist rund 1020 Hektar groß und wenn man einen Sicherheitsstreifen von 400 m rund um das Becken hinzunimmt, so kommt man zu einer Fläche von 3670 Hektar. Der Wert der unter der Stauffläche lagernden abbaufähigen Kohlen wurde zu 113 Mill. Mk., und die an den Staat nach Maßgabe der geltenden Bestimmungen zu zahlende Abgabe zu 6,3 Mill. Mk. berechnet. Für die größere Fläche würden die entsprechenden Beträge 400 und 22 Mill. Mk. sein. Der Wert der Kohlen unter dem ganzen Niederschlagsgebiet der Talsperre wurde zu mehr als 10 Milliarden Mk. geschätzt. Aus diesen Zahlen geht die wirtschaftliche Bedeutung der Frage hervor. Eine übertriebene Ängstlichkeit würde den Bau unmöglich gemacht haben. Man nahm daher von allen weitergehenden Forderungen Abstand, und es soll nur für die Sperrmauer selbst ein Sicherheitspfeiler stehen bleiben, um sie vor

¹⁾ Vol. CXXXVIII, Sess. 1908—1909. Teil IV.

Senkungen zu schützen. Dieser Kohlenpfeiler wird sich um die Grundfläche der Sperre nach allen Seiten auf etwa 270 m erstrecken.

Bei der Mächtigkeit der Überlagerung kann angenommen werden, daß gleichmäßige Senkungen das Gelände im Zusammenhang lassen und die Gefahr von Wassereinbrüchen nicht herbeiführen. Eine besondere Stellung nimmt aber der Übergang zum Sicherheitspfeiler ein, der unter der Talsperre verbleiben soll. Es hat sich nach den Erfahrungen beim Kohlenbergbau in Rheinland und Westfalen gezeigt, daß bei solchen Pfeilern die Absenkungen meist scharfe Umränderungen haben und leicht Bergschäden herbeiführen. Man vermeidet deswegen lieber die Sicherheitspfeiler. Aber es ist zuzugeben, daß man die Talsperre durch die Beseitigung solcher Stützen auf keinen Fall Senkungen aussetzen darf, denn es werden nicht leicht bauliche Anordnungen getroffen werden können, die ein Bauwerk von solcher Höhe gegen Risse und Schäden sicherstellen, wie dies bei Brückenwiderlagern und Schleusenmauern durchführbar ist. Immerhin meine ich, daß man an dem Übergang vom Sicherheitspfeiler zum Senkungsgebiet im Staubecken von Sidney in an Betracht der Sprödigkeit des dort lagernden Gesteins mit der Möglichkeit von Wassereinbrüchen rechnen müßte, falls nicht an dieser Stelle der Abbau der Kohlen mittels Bergeversatz vorsichtig geschieht, um einen Ausgleich vom festen Gelände zu der Senkungsfläche zu schaffen.

Gleichzeitig mit der Vornahme der geologischen Voruntersuchungen empfiehlt es sich, gegebenenfalls unter Hinzunahme eines Geologen, eines Sachverständigen oder ortsansässiger Leute, die Anlage von Steinbrüchen, aus denen die Bausteine für die Mauerung gewonnen werden sollen, zu prüfen. Diese Frage hat eine große Bedeutung für die Kosten des Bauwerks und die ganze Gestaltung der Bauausführung, und es sollten darum möglichst eingehende Untersuchungen vorgenommen werden. Auch hier werden Schürfungen die nötigen Aufschlüsse erbringen. Hinsichtlich der maßgebenden Gesichtspunkte und der Einzelheiten für die Anlage der Steinbrüche sei auf die Darlegungen im Abschnitt »Bauausführung« hingewiesen.

Es ist gut, die bei den Schürfungen gewonnenen Steine auf ihre Festigkeit, Dichtigkeit, Wasseraufnahmevermögen und Frostbeständigkeit zu untersuchen, in einer Versuchsanstalt, die hierfür mit den notwendigen Einrichtungen versehen ist. Daneben wird an Ort und Stelle eine Prüfung auf Wetterbeständigkeit durch Lagern der Steine im Freien zweckmäßig sein. Entsprechende Prüfungen werden vielleicht auch an den Steinen vorgenommen werden müssen, die in den Schürfruben bei der Untersuchung der Bausohle bloßgelegt sind. Im übrigen siehe hinsichtlich der Prüfung der Bausteine Abschnitt »Bauausführung«.

Die Bedingungen, die an den Untergrund zu stellen sind, wenn ein Staudamm errichtet werden soll, werden im Abschnitt »Staudämme« besprochen werden. Ebenso soll an jener Stelle erörtert werden, inwieweit bei Untergrundsverhältnissen, die den Bau einer massiven Mauer nicht zweckmäßig erscheinen lassen, wenn z. B. ein geschlossener fester Fels fehlt, die Errichtung hoher Staudämme an Stelle der Sperrmauern in Frage kommen kann.

§ 16. Vermessungsarbeiten. Kartierung. Entwurfsaufstellung. Grunderwerb. Die Feldmeßarbeiten sollen hier nur im allgemeinen kurz erörtert werden, um den Gang derartiger Arbeiten für die vorliegenden Zwecke darzustellen und die Unterlagen zu kennzeichnen, die für die Voruntersuchungen und den Entwurf von Talsperrenanlagen erforderlich sind.

Die vorläufigen Ermittlungen werden an der Hand allgemeiner Karten der Landesaufnahme erfolgen können. Für deutsche Gebiete geben für diesen Zweck eine gute Unterlage die Meßtischblätter, die im Maßstabe 1:25 000 hergestellt sind. Für größere Anlagen dienen zur Übersicht die Generalstabskarten (1:100 000).

Die örtlich gewonnene Anschauung wird die Aufmerksamkeit auf ein zur Absperrung geeignetes Tal hingelenkt haben, und im Zusammenhang hiermit wird es möglich sein, aus den Meßtischblättern, die Höhenlinien von 20 m bis herab zu 1,25 m Höhenabstand aufweisen, den ungefähren Stauinhalt eines Beckens oder die Höhen- und Gefällverhältnisse eines Flußlaufes, des Geländes einer geplanten Rohrlinie, die Größe des Niederschlagsgebietes u. a. m. mit einer Genauigkeit zu erkennen, die hinreicht, um überschlägliche Kostenermittlungen und eine Vergleichung verschiedener Entwürfe vorzunehmen. Ob für die Kenntnis der Höhenverhältnisse im Niederschlagsgebiet allgemein die Angaben der Meßtischblätter hinreichen oder ob die Stellen, an denen etwa Regenmesser oder sonstige Beobachtungsposten einzurichten sind, durch besondere Nivellements festgelegt werden müssen, wird im gegebenen Falle zu entscheiden sein.

Wenn man auf Grund dieser Voruntersuchungen zu einem Beschluß für die Ausführung eines Unternehmens oder zur Vornahme ausführlicher Vorarbeiten gelangt ist, wird eine genaue Vermessung des Geländes in senkrechter und wagerechter Richtung nicht zu umgehen sein. Es ist notwendig, das in Aussicht genommene Staubecken der Höhe nach in Höhenlinien von 1 bis 5 m Höhenabstand aufzumessen und danach Höhenschichtenpläne mit diesem Höhenabstand der Schichten im Anschluß an einen durch das Tal gelegten Polygonzug herzustellen und gegebenenfalls Ergänzungen aus Katasterkarten und sonstigem vorhandenen Kartenmaterial vorzunehmen. Außer dem Katasterkartenmaterial können Wasserkarten und die bei Behörden (Ministerien, Strombauverwaltungen, Meliorationsämtern u. a. m.) vorhandenen Karten über die Größe der Niederschlagsgebiete und Karten der Niederschläge für einzelne Wasserläufe wertvollen Anhalt bieten. Auch die Karten zu den großen Werken des Wasserausschusses über den Oder-, Elbe- und Weserstrom, das Werk über den Rheinstrom werden oft nutzbare Angaben bieten, wenn sich diese Veröffentlichungen zwar mehr mit dem Wasserhaushalt der Ströme und ihrer Nebenflüsse beschäftigen und die kleinen Quellgebiete, die für die Anlage von Talsperren in erster Linie in Betracht kommen, in dieser Bearbeitung mehr zurücktreten. Diese Lagepläne werden zweckmäßig für einen Maßstab von 1:1000 bis 2000, bei größeren Anlagen bis 1:5000 eingerichtet.

Für die Darstellung der Umgebung des eigentlichen Staubeckens, soweit Wege oder Eisenbahnverlegungen, die Überführung von Brücken oder sonstige Nebenanlagen wie Rohrleitungen, Kraftwerke, Filter oder andere Wasserreinigungsvorrichtungen in Frage kommen, werden die Katasterkarten zweckmäßig zu Hilfe genommen. Aus diesen Karten kann man sich für den bestimmten Zweck Lagepläne zusammenstellen und das etwa Fehlende durch besondere Vermessungen ergänzen. Für die Kostenveranschlagung des Grunderwerbs kann es sich empfehlen, in diesem Lageplan die Geländeart — Wiese, Wald, Ackerland — zur Darstellung zu bringen und auch die Lage des in Aussicht genommenen Steinbruchs. Ferner wird es gut sein, schon in diesem Zeitpunkt die Möglichkeit der Baustoffanfuhr zur zukünftigen Baustelle zu prüfen. Näheres hierüber s. Abschnitt »Bauausführung«.

Zugleich mit den Lageplänen sind die Höhenpläne herzustellen, welche die maßgebenden Höhenverhältnisse des Tales erkennen lassen und sich talabwärts so weit zu erstrecken haben, als dies für den Zweck der Talsperre notwendig erscheint, also für Kraftanlagen, soweit die Ausnutzung des Talgefälles hierfür in Frage kommt, für Hochwasserschutzbecken, um die Untersuchungen für das Aufnahmevermögen der Wasserläufe unterhalb zu Hochwasserzeiten feststellen zu können, für Trinkwasserzuführungen, Wiesenbewässerung bis zur Verbrauchsstelle usw.

Bei steil abfallenden Hängen wird die Tachymeteraufnahme, die zugleich die Höhen und Flächenmaße liefert, im allgemeinen vorteilhafter erscheinen als die Auslegung von Querschnitten. Jedoch sind bei den Vorarbeiten für Talsperrenanlagen beide Vermessungsarten in Anwendung gekommen. In stark hügeligem Gelände leistet die Winkelmessung gute Dienste und, wo irgend möglich, sollte man, von einer genau gemessenen Grundlinie ausgehend, allgemein bei solchen Aufmessungen das Verfahren der Winkelmessung mit anschließender Berechnung der Längen benutzen. Theodolithe und anderes genaues Meßwerkzeug sind bei Aufmessungen im Gebirge unentbehrlich¹⁾.

In diese ursprünglichen Pläne wird der Entwurf eingetragen, und diese Pläne dienen dann der späteren Absteckung bei der Ausführung als Unterlage, indem man von dem im Plane und im Gelände vorhandenen Polygonzuge, den Höhenpunkten usw. ausgeht.

Zwischen der Aufnahme des Geländes und der späteren Bauausführung pflegen meist mehrere Jahre zu liegen. Es empfiehlt sich daher, eine sorgfältige und sichere Markierung der erstmaligen Festpunkte im Gelände durch Versteinung mit ausreichender Gründung und Verankerung im Erdboden. Der Unterschied in den Ergebnissen der Aufrechnungen nach Meßtischblättern und nach genauer Aufnahme wird sich in den Grenzen von 5 v. H. halten.

Hinsichtlich der Ausführung der geodätischen Arbeiten im einzelnen — Aufmessungen, Herstellung der Pläne — sei u. a. insbesondere auf die ausführlichen Darstellungen im Handb. d. Ing. Wiss. III. Teil I. Bd., 4. Aufl., S. 358 hingewiesen.

In Abb. 68 ist der für die Anlage eines Staubeckens aufgenommene Höhengichtenplan des Sengbachtals bei Solingen zur Darstellung gebracht. Die Höhenlinien haben einen Abstand von 5 m. Für die Vermessung wurde durch das Tal und seine Ausläufer ein Polygonzug²⁾ gelegt, dessen Eck-

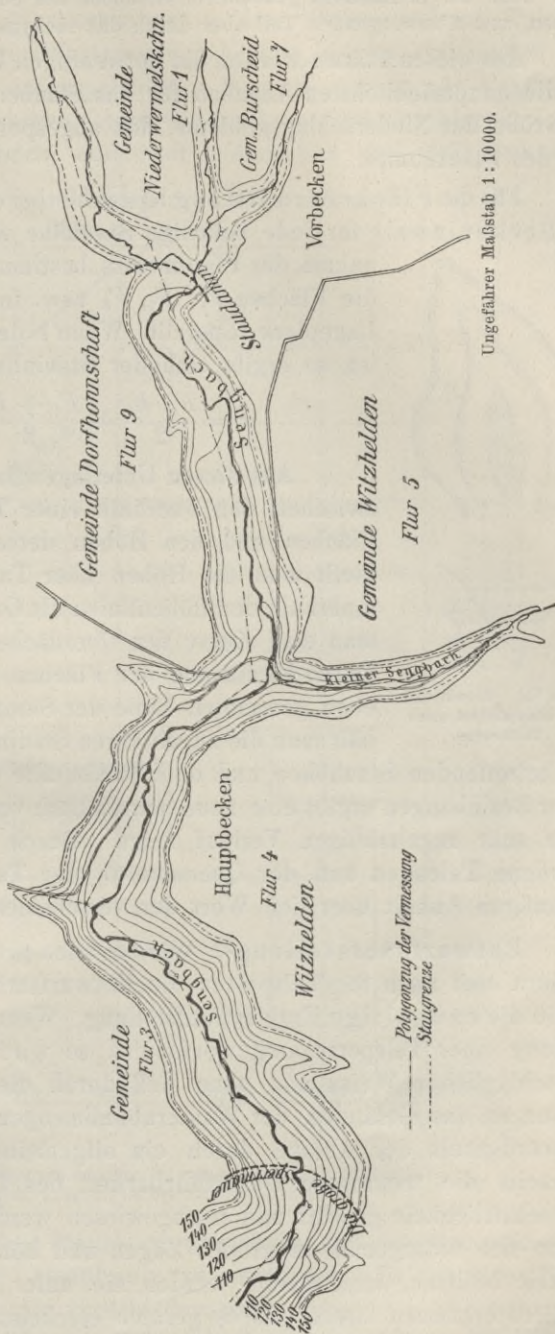


Abb. 68. Höhengichtenplan des Sengbachtals bei Solingen. Die Höhenangaben beziehen sich auf NN. und sind durch ein Fein-Nivellement an die Höhenbolzen der Landesaufnahme angeschlossen.

1) S. Zentralbl. d. Bauverw. 1906, S. 541.

punkte zugleich Höhenpunkte waren. Der Anschluß erfolgte an die Festpunkte der Landesaufnahme. Im Anhalt an den Polygonzug geschah die Vermessung des Talgrundes und der Berghänge bis einige Meter über die in Aussicht genommene Stauhöhe des Sammelbeckens zum Teil durch Querprofilaufnahmen, zum überwiegenden Teil aber durch das tachymetrische Verfahren.

Aus diesen Plänen werden die notwendigen Unterlagen entnommen werden können, um die hauptsächlichsten Angaben für das Staubecken machen zu können, und zwar für die Größe des Niederschlagsgebietes, das abgesperrt werden soll, der überstauten Fläche und des Stauraumes.

Für die Flächenermittlung leistet hierbei die Planimetrierung gute Dienste. Auch den Beckeninhalt für jede beliebige Stauhöhe wird man zweckmäßig unter Zuhilfenahme des Planimeters bestimmen, indem man zunächst nach Abb. 69 die Flächen F_1 , F_2 , F_3 usw. innerhalb der Linien gleicher Höhen im Lageplane feststellt. Wenn h der Schichtenabstand etwa gleich 1—5 m ist, so ergibt sich der Stauinhalt des Beckens zu

$$J = \frac{F_1 \cdot h_1}{2} + \frac{F_1 + F_2}{2} \cdot h_2 + \frac{F_2 + F_3}{2} \cdot h_3 \dots$$

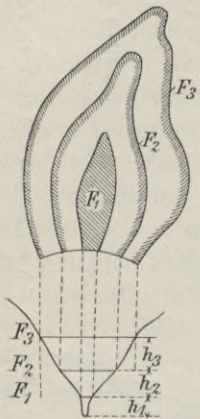


Abb. 69. Berechnung des Stauinhaltes eines Talbeckens.

Aus diesen Unterlagen lassen sich ferner Beziehungen ableiten zwischen den oberhalb einer Talenge durch Höhenlinien begrenzten Flächen und den Höhen derselben über Talsohle an der Talenge. Stellt man die Höhen über Talsohle als Abszissen und die Flächen innerhalb der Höhenlinien als Ordinaten oder umgekehrt dar, so erhält man eine Kurve der Oberflächen, wie sie in Abb. 70 verzeichnet ist. Durch Ermittlung der Flächen zwischen der Abszissenachse und der eben genannten Linie der Staufflächen für verschiedene Stauhöhen erhält man die zugehörigen Stauinhalte und daher Beziehungen zwischen

den betreffenden Stauhöhen und dem Stauinhalte oberhalb der Talenge. Die Darstellung dieser Beziehungen ergibt eine neue, parabolisch verlaufende Linie, welche im allgemeinen einen sehr regelmäßigen Verlauf zeigt. Durch den Verlauf dieser Linien für verschiedene Talengen und der Querschnitte der Talengen miteinander erhält man einen vorläufigen Anhalt über den Wert der verschiedenen möglichen Absperrungen¹⁾.

Entwurfsaufstellung²⁾. Wie bei allen größeren Unternehmungen des Ingenieurs gliedern sich auch für Talsperren die Entwurfsarbeiten in vorläufige Untersuchungen und in die endgültige Entwurfsaufstellung. Wenn der Gedanke oder Vorschlag zur Errichtung einer Talsperre aufgeworfen ist, so wird es sich zunächst darum handeln, in übersichtlicher Weise und ohne daß durch die notwendigen Vorarbeiten, wie Vermessungen des Geländes, der Wasserabflußmengen u. a. m. große Kosten entstehen, die Bauwürdigkeit der Anlage durch ein allgemeines Urteil zu prüfen. Es soll hierbei einerseits die technische Durchführbarkeit des Unternehmens und andererseits seine Wirtschaftlichkeit geprüft und nachgewiesen werden. Alle diese Voruntersuchungen halten sich naturgemäß in großen Zügen und können darum keine eigentliche Verbindlichkeit besitzen, andererseits werden sie unter der Hand eines sachverständigen Beurteilers erkennen lassen, ob es geraten erscheint, den Plan weiter zu verfolgen oder ihn als unzweckmäßig und aussichtslos zurückzustellen.

¹⁾ Talsperrenanlagen in Rheinland und Westfalen. Weltausstell. St. Louis 1904.

²⁾ Über Vermessungs- und Entwurfsarbeiten für Wasserkraftanlagen siehe des Verfassers Schrift »Die Ausnutzung der Wasserkräfte«. 2. Auflage 1908, Seite 26 bis 35.

Diese Vorprüfungen werden je nach dem Zweck, dem die Talsperre dienen soll, zwar verschieden sein, als ihre wichtigste Aufgabe aber muß bezeichnet werden eine möglichste Klarstellung des Wasserhaushaltes in dem abzusperrenden Tale, der Eignung des Tales für die Zwecke der Wasseraufspeicherung, der zu erzielenden Nutzleistung und der Verwertbarkeit des aufgespeicherten Wassers, sei es zur Kraftgewinnung, sei es für die Trinkwasserversorgung oder die anderen früher erörterten Zwecke herbeizuführen, um den Fernerstehenden, und zwar technischen und nicht technischen

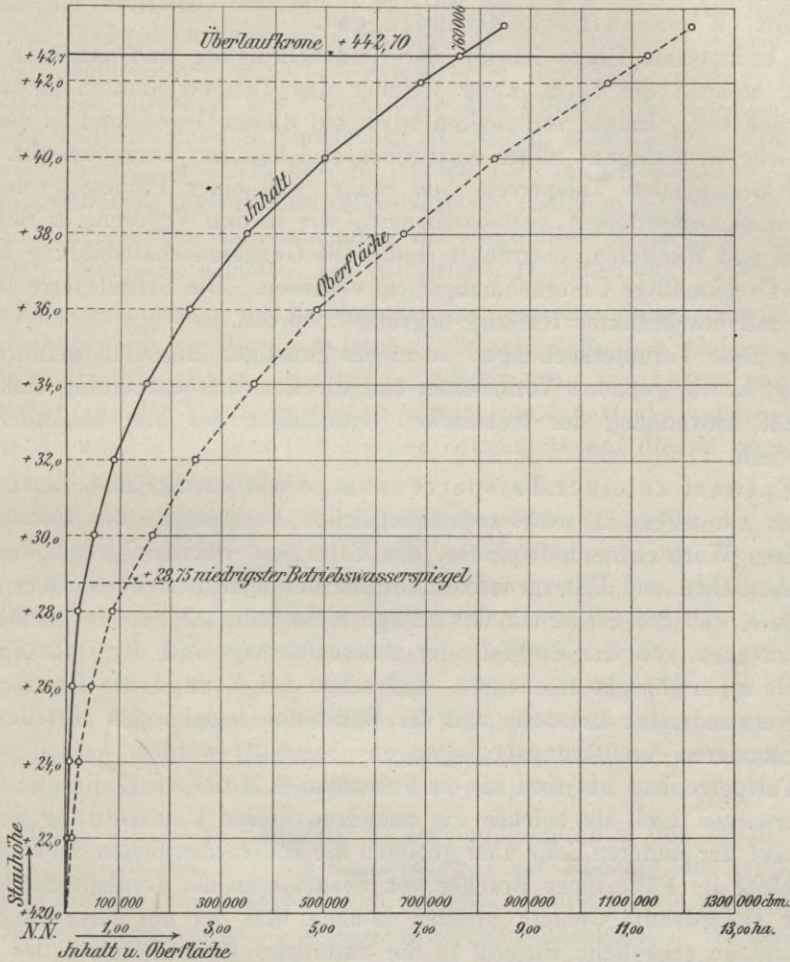


Abb. 70. Darstellung der Beziehung zwischen Stauhöhe, Stauinhalt und Staufläche für die Talsperre im Langen Tale bei Nordhausen a. H.

Kreisen den Kern und das Wesen eines Planes zu entwickeln, sie von dem erreichbaren Nutzen zu überzeugen und für die Ausführung zu erwärmen. Es ist eine für den Ingenieur oft nicht leichte Aufgabe, die verschiedenartigen Interessen zu erwägen und eine billige Lastenverteilung herbeizuführen. Dabei werden meist mehrere Möglichkeiten für die Ausführung zu prüfen sein, um vergleichende Ergebnisse für die Entscheidung beizubringen.

Hierbei ist auch zu erörtern, wie weit durch das Talsperrenunternehmen bestehende Rechte und Berechtigungen berührt und geschädigt werden. Vor allem sind

es die landwirtschaftlichen Interessen der Bewässerung oder Düngung, denen das Wasser ganz entzogen wird, wenn es z. B. für Trinkwasserzwecke nach entfernten Orten und in andere Niederschlagsgebiete geleitet wird. Zum mindesten wird hierbei eine andere Gestaltung des Wasserabflusses eintreten. Es ist berechtigt, daß für entstehende Schädigungen und die Wasserentziehung von den Beteiligten ein voller Ausgleich gefordert wird. Die hierfür notwendigen Aufwendungen, die das Unternehmen bisweilen nicht unerheblich belasten, müssen bei den ersten wirtschaftlichen Aufrechnungen schon abgeschätzt und berücksichtigt werden. Einige Mitteilungen hierüber befinden sich in dem Abschnitt »Wirtschaftliche Grundlagen«.

Eine bedeutsame Frage ist die der Geldaufbringung und damit in engem Zusammenhang stehend die Form, unter welcher das Talsperrenunternehmen ins Leben gerufen werden soll. Indem vorbehalten wird, auf diesen Gegenstand in dem Abschnitt »Wirtschaftliche Grundlagen« näher einzugehen, sei hier nur kurz bemerkt, daß die in Deutschland bestehenden Talsperren vom Staat, von einer Provinz, von Gemeinden oder von genossenschaftlichen Verbänden usw., wie in den Vogesen, in Schlesien und im Rheinland und Westfalen, ausgeführt sind. Die Genossenschaftsbildung hat sich dabei als eine zweckmäßige Unternehmungsform erwiesen. Die Urfttalsperre ist von einer Gesellschaft mit beschränkter Haftung begründet worden.

Wenn diese Voruntersuchungen zu einem günstigen Abschluß geführt haben, ist es notwendig, in die genauen Vorarbeiten und die Entwurfsbearbeitung einzutreten, die die praktische Anwendung der technischen Grundlagen des hier behandelten Gegenstandes darstellt.

Der Entwurf zu einer Talsperrenanlage soll durch Pläne, Zeichnungen und Erläuterungen vor allem die wasserwirtschaftlichen Verhältnisse des Unternehmens an der Hand eines Wasserwirtschaftsplanes, die Form und Standsicherheit des Bauwerks und die geologischen und Untergrundverhältnisse des abzusperrenden Tales klarstellen. Die Erkenntnis, daß die Sicherheit der Anlage nicht lediglich von der richtigen Gestaltung, sondern auch von der Sorgfalt der Bauausführung und der Güte der Baustoffe abhängt, läßt es erwünscht erscheinen, daß schon bei Vorlage des Entwurfs über die Art der zu verwendenden Baustoffe und der Baustoffuntersuchungen Mitteilung gemacht und die »Besonderen Ausführungsbedingungen« beigelegt werden.

Der Talsperrenbau hat sich als ein bedeutsames Mittel zur Förderung der Wasserwirtschaft erwiesen und als solches die nachdrücklichste Unterstützung der Behörden gefunden. Auf der anderen Seite aber gebieten die außerordentlichen Schäden an Leben und Gut, welche im Falle eines Bruches von Staumauern die herabstürzenden Wassermassen über ausgedehnte Gebiete bringen können und der mit einer Sammelbeckenanlage verbundene erhebliche Eingriff in die natürliche Wasserführung der Bäche und Flüsse und in die wirtschaftlichen Verhältnisse des umgebenden Gebietes, daß eine sorgsame Staatsregierung der Verhütung von Gefahren und Nachteilen ihre vollste Aufmerksamkeit zuwendet. Es ist daher der preußischen Staatsregierung notwendig erschienen, diese Bauausführungen genauer staatlicher Aufsicht zu unterstellen.

Um sowohl für die Entwurfsbearbeitung und die Bauweise, als auch für die Bauaufsicht, die spätere Unterhaltung und den Betrieb der Talsperren eine gleichmäßige Behandlung zu sichern, sind neuerdings von der preußischen Staatsregierung allgemeine Vorschriften erlassen worden, in welchen die für die Beurteilung der einschlägigen technischen Fragen maßgebenden Gesichtspunkte aufgestellt und für deren Durchführung Regeln gegeben werden. Diese Vorschriften, bei deren Ausarbeitung der Verfasser mitwirkte, sind

zusammengefaßt in einer im Jahre 1907 erschienenen »Anleitung für Bau und Betrieb von Sammelbecken« nebst der Anlage »Muster zu einer Dienstanweisung für Stauwärter bei Sammelbecken«¹⁾.

Sammelbeckén im Sinne dieser Anleitung werden zur Ansammlung von Wasser durch Stauanlagen gebildet, deren Höhe von der Sohle des Wasserlaufs bis zur Krone des Bauwerks mehr als 4 m beträgt oder die bis zur Bauwerkskrone eine Ansammlung von mehr als 30000 cbm Wasser ermöglichen. Kleinere Becken werden von diesen Vorschriften nur betroffen, falls ein Bruch des Bauwerks erhebliche Gefahren herbeiführen würde. Talsperrenangelegenheiten sind, wie der begleitende Ministerialerlaß ausführt, als landespolizeiliche anzusehen, sofern nicht besondere Umstände (geringer Umfang, Geländebeschaffenheit usw.) eine über den Umfang des Bezirks nachbarlicher Gemeinschaften hinausreichende Einwirkung der Anlage ausschließen. Die Bedingungen für die Bauausführung und den Betrieb werden in einer auf Grund der Prüfung auszufertigenden Genehmigungsurkunde vorgeschrieben, nachdem in größeren und besonders gearteten Unternehmungen die Zustimmung der zuständigen Ministerien (Inneres; Handel und Gewerbe; Öffentliche Arbeiten; Landwirtschaft, Domänen und Forsten) eingeholt ist.

Die Zusammenfassung der Erfahrungen im deutschen Talsperrenbau während fast dreier Jahrzehnte, wie sie diese »Anleitung« bringt, stellt sich gleichsam als ein Abschluß der ersten Staffel dar. Sie ist der Niederschlag von Lehren und Ergebnissen, die unmittelbar aus der Praxis gewonnen wurden, und darf als maßgebend nach dem zeitigen Stande unseres Wissens und unserer Erkenntnis auf diesem eignen Gebiet der Ingenieurtechnik angesehen werden.

Wenn diese Vorschriften einerseits dem Ingenieur Anhaltspunkte bieten für die Aufstellung des Entwurfs von Sammelbecken und den Behörden die Richtschnur für die Prüfung und Genehmigung geben, so tritt doch ihre vornehmliche Bedeutung auch darin zutage, daß sie sich klar über die Art und Güte der Bauausführung aussprechen. Es ist zu wünschen, daß die Beteiligten — Bauunternehmer, Werke usw. — den Bestimmungen rechtzeitig ihre Beachtung zuwenden. Wer sich darüber von vornherein vergewissert, welche Bedingungen beim Bau von Talsperren, die naturgemäß etwas strenger wie für Bauwerke minderer Bedeutung gehalten sein müssen, zu erfüllen sind, wird Zeitverluste vermeiden und die Bauausführung erleichtern.

Im Jahre 1910 ist zu Abschnitt B (Vorbereitung, Form und Inhalt der Entwürfe) ein Nachtrag erschienen, der die Einrichtungen zur Messung des Wasserinhalts des Beckens und der Zu- und Abflüßmengen festsetzt. Danach soll der Beckeninhalt aus einem Höhenschichtenplan ermittelt werden, dessen Genauigkeit nicht mehr als 3 v. H. von der wirklichen Größe abweicht. Die Beobachtung der Wasserstände im Betrieb hat an Schreib- oder Lattenpegeln zu erfolgen, die an der Talsperre und gegebenenfalls im Becken verteilt angebracht sind. Die Messung der Zuflüßmengen soll im allgemeinen an Überfallwehren mit Schreibpegeln geschehen, bei großen Zuflüssen können die Schreibpegel im Flußlauf selbst aufgestellt werden, wenn eine Veränderung seines Querschnitts und Gefalles an der Meßstelle nicht zu befürchten ist. Die entsprechenden Einrichtungen sind für den Abflüß aus dem Sammelbecken zu treffen, wenn das Wasser frei abströmt. Wo das Nutzwasser in Rohrleitungen abgegeben wird, sind besondere Meßvorrichtungen nötig.

¹⁾ S. auch Zentralbl. d. Bauverwalt. 1907, S. 525, 1910, S. 531.

Man ersieht ohne weiteres die Bedeutung dieses Nachtrags für die Einheitlichkeit im Betrieb unserer heute schon zahlreichen Talsperrenanlagen. Die genaue Durchführung der vorgeschriebenen Messungen wird den Wasserhaushalt des Beckens und die Nutzwassermengen, die aus der Wasseraufspeicherung gewonnen werden, klarlegen. Daraus ergibt sich die wirtschaftliche Wertigkeit des Unternehmens, wobei es sich allerdings empfehlen wird, bei Becken, die zugleich mehreren Aufgaben dienen, die Nutzwassermengen getrennt für die verschiedenen Wirtschaftszwecke zu bestimmen. Nicht zuletzt wird durch alle diese Feststellungen die hydrographische Wissenschaft eine wertvolle Bereicherung erfahren.

Wegen der Bedeutung, die diese Anleitung für den deutschen Talsperrenbau hat, und zum Anhalt sowohl für die Entwurfsbearbeitung, wie für die spätere Ausführung und den Betrieb ist sie im Anhang zu diesem Abschnitt wörtlich zum Abdruck gebracht. Der erwähnte Nachtrag ist darin berücksichtigt. Es wird darauf hingewiesen, daß in dieser Anleitung die Vorlagen vorgeschrieben sind, die für die Prüfung und Genehmigung bei den Behörden einzureichen sind.

Dadurch, daß die Entwürfe für Talsperren heute in Preußen der staatlichen Prüfung und die Bauausführung der staatlichen Aufsicht untersteht, sind die Talsperrenentwürfe einem so weit gehenden Einfluß unterstellt, daß diese Unternehmungen fast zu Staatsbauten geworden sind, wenigstens soweit die Konstruktion und bauliche Gestaltung in Betracht kommt. Die Entwürfe, die von den einzelnen Privatingenieuren aufgestellt werden, müssen bei der behördlichen Prüfung oft einer sehr gründlichen Umarbeitung unterzogen werden, oder es werden Leitlinien für die Umgestaltung gegeben. Durch Verhandlungen an Ort und Stelle durch die beteiligten staatlichen Kommissare werden diese Einzelheiten weiterhin festgelegt. Der zur Ausführung gelangende Entwurf sieht darnach oft wesentlich anders aus als der ursprüngliche, so daß man in manchen Fällen von einer individuellen Entwurfsbearbeitung nicht mehr sprechen kann.

Die Grundlagen für das Entwerfen der Talsperren in Frankreich sind niedergelegt in dem »Circulaire Du Ministère De L'Agriculture Du Juin 1897« (s. H. Bellet, Barrages en Maçonnerie S. 293). Für die Ausführung ist ferner maßgebend der Erlaß vom 1. Aug. 1905 (s. Journal Officiel vom 1. Nov. 1905 u. La Houille Blanche, Februar 1906), sowie »Arrêté ministeriel du 2 Juin 1902« (betrifft die hydraulischen Mörtel) abgedruckt bei Bellet a. a. O. S. 324.

In Amerika unterstehen die Talsperrenauführungen nicht der staatlichen Aufsicht. Die bösen Folgen dieser allzufreien Wirtschaft sind u. a. unlängst beim Bruch der Austin-Talsperre zu Tage getreten¹⁾. Kennzeichnend sind die Worte Schuyler's, eines der besten Kenner des amerikanischen Talsperrenwesens, indem er schreibt: Die Zeichen der Zeit scheinen die unumgängliche Notwendigkeit darzutun für die staatliche Aufsicht bei dem Entwurf, der Ausführung und dem Betrieb der Talsperren²⁾. Mit vermehrtem Nachdruck wurden gegenwärtig Stimmen laut, die auf Erfüllung dieser Forderung drängen.

Grunderwerb. Wenn man grundsätzlich über die Ausführung schlüssig geworden ist, so wird man gut tun, so schnell wie möglich, für eine Staubeckenanlage die zu überstauenden und sonst für Kraftgebäude, Betriebskanäle, Steinbrüche usw. zu benutzenden Grundstücke ohne viel Geräusch zu erwerben oder sich zu festen Preisen an

¹⁾ Zentralbl. der Bauverwaltung 1912 S. 25 u. 36.

²⁾ a. a. O. Vorwort S. XI.

die Hand geben zu lassen, um an dem Baubeginn nach dieser Richtung hin nicht behindert zu werden. Der Grunderwerb ist oft eine mühselige und langwierige Sache. Das nächste Bestreben muß der freihändige Erwerb sein. In vielen Fällen aber wird man nur im Weg der Enteignung zum Ziel gelangen, denn es ist bekannt, daß bei der Ins-
werksetzung eines solchen öffentlichen Großunternehmens die geforderten Grundstückspreise oft ins Ungemessene sich steigern. Zu diesem Zweck ist zumeist erforderlich, sofern die Vorbedingungen aus Gründen des öffentlichen Wohles gegeben sind, sich die Verleihung des Enteignungsrechtes zu sichern (für Preußen: Gesetz über die Enteignung von Grundeigentum vom 11. Juni 1874 [G. S. S. 221]). Dieses wird zu erwirken sein nicht nur für das zur Anlegung und den Betrieb der Talsperre notwendige Grundeigentum, sondern auch für die Nebenanlagen; insbesondere für Kraftgebäude, Rohrleitungen, Kanäle, Wegebauten, Wirtschaftsgebäude, elektrische Kraftleitungen und alle Anlagen, die zur vollen wirtschaftlichen Ausnutzung des Werkes nötig sind. Das führt zu langdauernden Verhandlungen, Abschätzungsverfahren u. a. m. und man wird acht geben müssen, daß nicht in der Zwischenzeit die Talsperre selbst fertiggestellt wird und die Aufstauung des Wassers durch einzelne noch nicht erworbene Grundstücke im Staubecken und damit die Inbetriebsetzung der Anlage verzögert wird. Die Frage der mit dem Grunderwerb nahe zusammenhängenden Entschädigung für Wasserentziehung, die die Unterlieger einer Talsperre erleiden, findet ihre Erledigung meist bei dem landespolizeilichen Genehmigungs- und Planfeststellungsverfahren. Einige Mitteilungen zur Beurteilung der sich hieraus wie aus dem Grunderwerb ergebenden Kosten sind in Abschnitt »Wirtschaftliche Grundlagen« gemacht worden.

Anleitung für Bau und Betrieb von Sammelbecken.

A) Begriff der Sammelbecken.

Von der preußischen Staatsregierung erlassen (s. S. 178).

Sammelbecken im Sinne dieser Anleitung werden zur Ansammlung von Wasser durch Stauanlagen gebildet,

- a) deren Höhe von der Sohle des Wasserlaufs bis zur Krone des Bauwerks mehr als 4 m beträgt oder die bis zur Bauwerkskrone eine Ansammlung von mehr als 30000 cbm Wasser ermöglichen,
- b) die auch bei geringeren Abmessungen wegen der Gestaltung des Wasserlaufs oder seiner Umgebung im Falle eines Bruches des Bauwerkes erhebliche Gefahren herbeiführen würden.

Ob die Stauanlage aus Mauerwerk, Erde, Holz oder anderen Stoffen besteht, ist für den Begriff der Sammelbecken belanglos.

B) Vorbereitung, Form und Inhalt der Entwürfe.

Für die von dem Unternehmer¹⁾ zur Prüfung einzureichenden Entwürfe gelten die unter Nr. 12 Abs. 1, 2a—c, Nr. 13 und 14 der Ausführungsanweisung zur Gewerbeordnung vom 1. Mai 1904 (Min.-Bl. der Handels- und Gewerbeverwaltung S. 123²⁾) gegebenen Vorschriften, vorbehaltlich der nachstehend aufgeführten weitergehenden Anforderungen.

1) Das Wort »Unternehmer« bezeichnet hier und im folgenden stets den Bauherrn der Sammelbeckenanlage. Für den nur mit der Ausführung der Bauarbeiten beauftragten »Unternehmer« wird im folgenden stets das Wort »Bauunternehmer« gebraucht.

2) Die angezogenen Vorschriften lauten:

12. Aus dem Antrage müssen der vollständige Name, der Stand und der Wohnort des Unternehmers ersichtlich sein. Dem Antrage sind in drei Exemplaren eine Beschreibung, eine Situationszeichnung und der Bauplan der Anlage beizufügen.

Aus den Vorlagen muß, soweit nicht mit Rücksicht auf die geringe Bedeutung einer zu prüfenden Anlage in einzelnen Punkten Ausnahmen angemessen sind, folgendes zu entnehmen sein:

1. Die — zweckmäßig in Generalstabskarten oder Meßtischblättern dargestellte — allgemeine geographische Lage der Stauanlage, des Sammelbeckens, seines Niederschlagsgebietes und des Vorflutgebietes unterhalb des Sammelbeckens bis zu einem größeren Wasserlauf.
2. Die genaue Lage und Begrenzung des Beckens sowie die Gefällverhältnisse des Tales bis zu dem unter 1 bezeichneten größeren Wasserlauf.
3. Die Abmessungen der Stauanlage in Grundrissen, Querschnitten und Ansichten, die Höhenlage der Stauziele.
4. Die Größe, Bebauungsart und Steilheit des Niederschlagsgebietes des Sammelbeckens, die dem letzteren jeweilig zuströmenden Wassermengen und deren Beschaffenheit, der Fassungsräum des Beckens, die bisherige und künftige Ausnutzung des Wassers, die Schaffung eines etwaigen Hochwasserschutzraumes und dementsprechend der allgemeine Betriebsplan.
5. Die Einrichtungen zur Abführung des überschüssigen Hochwassers, die Nebenanlagen, soweit sie zur Entlastung des Beckens in Beziehung stehen, die Abmessungen der Grundablässe und Rohrleitungen, ihr Einbau und ihre Verschlüsse mit den Bewegungsvorrichtungen, ihre Auskömmlichkeit, um namentlich bei Gefahren die Überschreitung einer bestimmten, im Entwürfe vorgesehenen Stauhöhe unter jedem Wasserzuflusse sicher verhüten zu können, und die rechnerisch ermittelte Wassermenge, die der Wasserlauf unterhalb des Sammelbeckens innerhalb der Ufer ohne Nachteil für die Anlieger abführen kann.

Aus diesen Vorlagen müssen hervorgehen:

- a) die Größe des Grundstücks, auf dem die Betriebsstätte errichtet werden soll, seine Bezeichnung im Grundbuch oder im Kataster und der etwaige besondere Name;
 - b) die gleichartige Bezeichnung der umliegenden Grundstücke und die Namen ihrer Eigentümer;
 - c) die Entfernung, in der die zum Betriebe bestimmten Gebäude oder Einrichtungen von den Grenzen der benachbarten Grundstücke und den darauf befindlichen Gebäuden sowie von den nächsten öffentlichen Wegen liegen sollen.
13. Bei Stauanlagen ist eine Zeichnung aller Stauvorrichtungen einschließlich der Gerinne und Wasserräder (Turbinen) beizubringen. Außerdem ist ein Nivellement erforderlich, in dem dargestellt sein muß:
- a) das Längenprofil des zum Betriebe bestimmten Wasserlaufes und des Mutterbaches,
 - b) eine Anzahl von Querprofilen beider,
 - c) eine Anzahl Talquerprofile,

und das so weit auszudehnen ist, als die Wirkungen der anzulegenden Stauwerke bei Hochwasser reichen; auch müssen die Wirkungen der übrigen Wasserführungen erkennbar gemacht werden. Die Profile sind auf eine und dieselbe Horizontale zu beziehen; diese ist an einen unverrückbaren Festpunkt anzuschließen.

Es bedarf ferner einer Angabe der Höhe des gewöhnlichen, des niedrigsten und des höchsten Wasserstandes sowie der Wassermengen, die der Wasserlauf bei den verschiedenen Wasserständen führt, und einer Mitteilung darüber, welche Stauwerke sich unmittelbar ober- und unterhalb der projektierten Anlage befinden.

In dem Situationsplane sind die Grundstücke, die an den Wasserlauf stoßen, soweit der Rückstau reicht, mit der Nummer, die sie im Grundbuch oder Kataster führen, und mit dem Namen des Eigentümers zu bezeichnen.

14. Für die erforderlichen Zeichnungen ist ein Maßstab zu wählen, der eine deutliche Anschauung gewährt; der Maßstab ist stets auf den Zeichnungen einzutragen, auch sind die Himmelsrichtungen anzugeben. Für die Zeichnungen ist haltbares, auf Leinwand aufgezoogenes Zeichenpapier oder durchsichtige Zeichenleinwand zu verwenden. Nivellements und die dazu gehörigen Situationspläne sind von vereideten Feldmessern oder von Baubeamten anzufertigen. Alle anderen Aufmessungen und Zeichnungen können von den mit der Ausführung betrauten Technikern und Werkmeistern angefertigt werden. Beschreibungen, Zeichnungen und Nivellements sind von demjenigen, welcher sie gefertigt hat, und von dem Unternehmer zu unterschreiben.

6. Die durch einen Geologen, auf Erfordern durch einen Beamten der Geologischen Landesanstalt in Berlin begutachteten geologischen Verhältnisse des die Stauanlage umgebenden Gebietes, soweit seine Beschaffenheit für die Standsicherheit und Dichtigkeit des Talabschlusses in Betracht kommt, insbesondere die Beschaffenheit der Gründungssohle im Tale und an den seitlichen Hängen, die durch Schürfvorsuche¹⁾ ermittelte Beschaffenheit, Lagerung, Dichtigkeit und Tragfähigkeit des Bodens, die Dichtigkeit, mittlere Stärke und Einfallrichtung etwa vorhandener Felsschichten, namentlich in Rücksicht darauf, ob Abrutschungen durch den Wasserdruck begünstigt werden und ob die Beschaffenheit des Bodens, insbesondere unterirdische Gänge und Klüftungen, dem Druckwasser Gelegenheit zu Unterspülungen geben können, ferner die natürlichen Quellenverhältnisse, die Höhen- und Grundrißlage der zur Entnahme von Baustoffen in Aussicht genommenen Stellen, die Zulässigkeit der Entnahme und schließlich die Eignung der zu verwendenden natürlichen Baustoffe.
7. Die Art, Beschaffenheit und Zusammensetzung der zu verwendenden Baustoffe mit Rücksicht auf Festigkeit, Dichtigkeit und Formbeständigkeit des Mauer- oder sonstigen Dammwerks, insbesondere die Ermittlung ihrer Einheitsgewichte im lufttrocknen Zustande.
8. Die im Innern des Bauwerks wirkenden Kräfte bis zur Grundfläche und die sich hieraus ergebenden Flächeneinheitsspannungen der einzelnen Bauteile unter den für sie in Betracht kommenden gefährlichsten Voraussetzungen, wobei der Stau in Rücksicht auf etwa verstopfte Hochwasserüberfälle in der Regel bis zur Bauwerkskrone reichend anzunehmen ist.
9. Die Art und Weise, wie die Baustoffe geprüft, bearbeitet, auf der Baustelle befördert und verbaut werden sollen.
10. Die Vorkehrungen zur Dichtung des Bauwerks im Anschluß an das Gebirge zur Verhütung von Durchsickerungen und Auftriebwirkungen, und zwar nicht nur an der Grundfläche des Bauwerks, sondern je nach der Beschaffenheit der oberen Bodenschichten und des Felsens auch in der Beckensohle weiter aufwärts, ferner die Vorkehrungen zur Dichtung des Bauwerks, um Durchsickerungen und Auftriebwirkungen im Innern des Staukörpers zu vermeiden.
11. Die Vorrichtungen zur Messung von Bewegungen des Bauwerks, sowohl solcher infolge der elastischen Formänderung durch den Wasserdruck oder durch Erwärmung, als auch solcher aus einer etwaigen Verschiebung des gesamten Bauwerks auf seiner Grundlage.
12. Die Merkzeichen zur Kennzeichnung der Stauziele (B 3) und Vorschläge für die anzubringenden Festpunkte.
13. Die Einwirkungen des Rückstaus auf das am Sammelbecken liegende Gelände und seine Grundwasserführung, die Erhaltung eines geregelten Wasserzufflusses und die Wirkungen der Abflußänderungen für die Unterlieger sowie die etwaigen Einrichtungen zur Schaffung eines Hochwasserschutzraumes und deren Handhabung, ferner die mit den Beteiligten oder den Behörden dieserhalb bereits gefögenen Verhandlungen.
14. Die Vorkehrungen zur Abführung des während des Baues ankommenden Hochwassers.
15. Die etwa einzurichtenden telephonischen und telegraphischen Anlagen.
16. Die besonderen Ausführungsbedingungen.
17. Die Einrichtungen zur Messung des Wasserinhalts des Beckens und der Zu- und Abflüßmengen nach Lage und Bauart.

Bemerkung zu 17. Die Wirkungs- und Betriebsweise dieser Einrichtungen ist besonders zu erläutern; ihre Kosten mit Einschluß der etwaigen Grunderwerbskosten und der Kosten für Eichung der Meßwehre sollen als besondere Posten im Kostenanschlag erscheinen.

Als Unterlage für die Ermittlung des Beckeninhalts ist ein von einem zuverlässigen und sachverständigen Techniker aufgenommener Höhenschichtenplan des Beckens vorzulegen, in dem die unmittelbar gemessenen Höhenpunkte der Lage nach ersichtlich zu

¹⁾ Von den Schürfvorsuchen kann abgesehen werden, wenn sie bei vollständig klarer Sachlage von dem zugezogenen Geologen für nicht notwendig erachtet werden.

machen sind. Der Verlauf der Schichtlinien soll durch die gemessenen Punkte so genau festgelegt sein, daß bei der Darstellung der Schichtenflächen in der Regel nicht mehr als 3% Abweichungen von der wirklichen Flächengröße zu erwarten sind.

Beim Entwerfen der vorstehend genannten Einrichtungen sind folgende Bestimmungen zu beachten:

a) Messung des Beckeninhalts.

Zur Messung des Wasserstandes im Sammelbecken soll in der Regel ein kräftig gebauter Schreibpegel aufgestellt werden, dessen Angaben sich über alle im regelmäßigen Betriebe des Beckens öfter wiederkehrenden Wasserstände bis zum höchsten in Rechnung gezogenen Hochwasser erstrecken. Für niedrigere Wasserstände genügt ein von 2 zu 2 cm geteilter Lattenpegel, der nach Bedarf durch eine schwimmende Tauchwand gegen störenden Wellenschlag zu schützen ist, und zum Zwecke des Aufeisens zugänglich sein muß.

Der Nullpunkt dieser Pegel ist mit der Sohle des untersten Grundablasses gleichzulegen.

Bei kleineren Becken (etwa unter 3 Millionen cbm Inhalt) kann auf die Forderung eines Schreibpegels verzichtet werden. Bei großen Anlagen müssen außer dem Pegel an der Talsperre unter Umständen noch Hilfspegel an anderen Stellen des Beckens aufgestellt werden, mittels deren bei höheren Wasserständen die Einwirkung des Windauftriebs auf die Angaben des Hauptpegels ermittelt werden kann.

b) Zuflußmessungen.

Im allgemeinen ist anzustreben, daß die Zuflüsse von Belang an Meßwehren, deren Zahl möglichst zu beschränken ist, zusammengeführt und dort durch Schreibpegel fortlaufend gemessen werden.

Durch geeignete Wahl der Baustelle und zweckmäßige technische Maßnahmen ist nach Möglichkeit dafür zu sorgen, daß kein Wasserabzug durch Undichtigkeiten an der Wehren oder in durchlassenden Schichten des Untergrundes stattfindet, sowie daß Umströmung der Bauwerke bei großem Hochwasser verhindert wird. Der freie Überfall des Wassers darf unter keinen Umständen durch Rückstau vom Sammelbecken her beeinträchtigt werden.

Kann ausnahmsweise der freie Überfall nicht dauernd sichergestellt werden, so ist ein zweiter Schreibpegel im Unterwasser aufzustellen. Zu möglichster Fernhaltung der Geschiebe von den Meßwehren sind nötigenfalls Sand- oder Kiesfänge anzuordnen. Meßwehre ohne Schreibpegel sind in der Regel nur für untergeordnete und wenig veränderliche Zuflüsse zuzulassen.

Bei Sammelbecken mit größeren Zuflüssen können die zur Messung des Zuflusses dienenden Schreibpegel am rückstaufreien Flußlauf aufgestellt werden, wenn nach Beschaffenheit des Flußbetts keine Veränderung des Querschnitts oder des Gefälls an der Pegelstelle zu befürchten ist.

c) Abflußmessungen.

Erwünscht ist, daß der gesamte Abfluß aus dem Sammelbecken an einem einzigen Meßwehre mit Schreibpegel zusammengeführt wird. Die Bestimmung unter b letzter Absatz findet, da die Messung des Hochwasserabflusses durch Meßwehre nicht überall möglich sein wird, sinngemäß Anwendung. Wo ein Teil des Wassers durch längere geschlossene Rohrleitungen abfließt, wird in der Regel mit besonderen Vorrichtungen gemessen werden müssen.

Das Meßwehr muß so angelegt sein, daß ihm das Wasser stets aus derselben Richtung in gleichmäßiger ruhiger Strömung zufließt. Eine gute Wirkung in dieser Hinsicht zeigen Überfallstufen und Vorbecken, die oberhalb des Meßwehrs angelegt werden.

Die hiernach zu stellenden Anforderungen können auf Antrag im Einzelfall ermäßigt werden, wenn die Prüfung des Entwurfs ergibt, daß keine besonderen Interessen zu wahren sind. Ein Lattenpegel zur Messung des Wasserstandes im Sammelbecken soll in jedem Falle verlangt werden.

C) Genehmigungs-Bedingungen.

Die Pflichten, die dem Unternehmer auferlegt werden müssen, sind schon bei der Genehmigung festzustellen. Die Genehmigungsurkunde bildet die Unterlage für das Einschreiten der Staatsbehörden, aber im allgemeinen auch die Grenze für dessen Zulässigkeit.

Ob die Vorlagen für eine erschöpfende Prüfung ausreichen, ist in jedem einzelnen Falle zu erwägen. Nötigenfalls ist eine Ergänzung über die im Abschnitt B aufgestellten Anforderungen hinaus zu veranlassen.

Ebenso ist zu prüfen, ob die aus nachstehendem zu entnehmenden Auflagen hinreichen, oder weitere Bedingungen durch die Lage des einzelnen Falles geboten sind. Andererseits aber hat der Regierungspräsident dafür zu sorgen, daß bei kleineren, minder gefährlichen Anlagen entsprechende Erleichterungen eintreten.

Im allgemeinen wird bei Erteilung der Genehmigung zum Bau eines Sammelbeckens, insbesondere für die an die Genehmigung zu knüpfenden Bedingungen folgendes zu beachten sein.

I. Bauausführung.

1. Allgemeines.

a) Die Anlage ist nach den genehmigten Entwürfen, den besonderen Bedingungen und nach den Regeln der Baukunst auf das sorgfältigste herzustellen. Änderungen während des Baues müssen vor der Ausführung von der zuständigen Behörde genehmigt werden.

b) Der Unternehmer ist verpflichtet, einen ständigen Vertreter als Bauleiter auf der Baustelle zu halten, mit dem sich die Baubeamten jederzeit ins Benehmen setzen können.

Der Bauleiter muß bevollmächtigt sein, namens des Unternehmers rechtsverbindliche Erklärungen über die Bauausführung abzugeben.

Die Bauleitung darf nur einem Ingenieur übertragen werden, dessen Sachkunde und Zuverlässigkeit vom Regierungspräsidenten für ausreichend erachtet ist.

c) Die Ausführung des ganzen Baues oder von Teilen desselben, sowie die Lieferung von Baustoffen darf nur an solche Personen vergeben werden, die ihre Leistungsfähigkeit erwiesen haben, und gegen die der zuständige Baubeamte keinen Einwand erhoben hat.

Die Verdingungs- und Lieferungsbedingungen sind vor der Ausschreibung, und wenn eine solche nicht stattfindet, vor dem Abschluß der Verträge dem Baubeamten zur Genehmigung vorzulegen, soweit sie nicht bereits mit dem Entwurfe genehmigt worden sind. (B 16.)

Sie sind so abzufassen, daß sie den Verpflichtungen des Unternehmers entsprechen und diese auf die Bauunternehmer und Lieferanten ausdehnen.

d) Behufs Ausübung der staatlichen Aufsicht hat der Unternehmer den mit der Aufsicht betrauten Beamten jederzeit Zutritt zu allen Teilen der Anlage zu gestatten.

Dem Baubeamten, der die örtliche Aufsicht ausübt, ist auf der Baustelle ein geeigneter Unterkunftsraum mit angemessener Ausrüstung, Heizung und Beleuchtung kostenfrei zu überlassen; nach vorheriger Anforderung sind ihm die für vorzunehmende Untersuchungen, Messungen usw. erforderlichen Arbeitskräfte zu stellen. Die nötigen Hilfsmittel, wie Nivellierinstrumente, Meßplatten, Pfähle, Handwerkszeug und Versuchsapparate zur Prüfung der Baustoffe werden von der Aufsichtsbehörde beschafft.

Den Baubeamten ist jederzeit zu gestatten, Einsicht in die Pläne, Werkzeichnungen, Berechnungen usw. zu nehmen. Auf Verlangen sind ihm Abzeichnungen, Abschriften und Auszüge davon für Dienstzwecke kostenlos zur Verfügung zu stellen.

2. Talsperren aus Mauerwerk (Staumauern).

Bei den durch Staumauern abzuschließenden Sammelbecken sind, soweit nicht die Entwürfe schon entsprechende klare Angaben enthalten, folgende besondere Bedingungen zu stellen:

a) Untergrund.

Die Genehmigung zum Bau wird in der Regel versagt werden müssen,

α) wenn nach Gleiten neigende Schichten, z. B. Letten, Ton, Talk, Glimmer usw. in größerer Mächtigkeit in der Baugrube auftreten und die Lagerung der Schichten ein Abgleiten, Abscheren und Ausweichen befürchten läßt;

β) wenn lösliche Gesteine, z. B. Kalk, Mergel, Gips, Dolomit in der Baugrube und unter ihr auftreten, in denen unter dem Einfluß des unterirdischen Wassers gefahrdrohende Hohlräume entstehen können.

Die Baugrube ist so tief auszuheben, bis ein gesunder, dichter und tragfähiger Untergrund erreicht wird.

Vor der Aufmauerung hat eine besondere Abnahme der Baugrube durch den Regierungs- und Baurat und den Baubeamten¹⁾ stattzufinden. Von dem Abnahmeterrnin ist dem zur Begutachtung des Entwurfs zugezogenen Geologen Kenntnis zu geben mit dem Anheimstellen, am Termin teilzunehmen. Treten bei diesem Abnahmeterrnin Zweifel über die Beschaffenheit des Untergrundes auf, so sind auf Anordnung der Genehmigungsbehörde erneute Schürfungen vorzunehmen und ist ein weiteres Gutachten eines Beamten der Geologischen Landesanstalt zu Berlin einzuholen. (B 6.)

b) Bestandteile des Mauerwerks.

Die gebrochenen Steine müssen durchaus gesund und wetterbeständig sein (B 6) und eine den Beanspruchungen des Mauerwerks entsprechende Festigkeit haben. Ihr Verhalten unter dem Einfluß der Witterung ist u. a. durch mindestens einjährige Lagerung von Probesteinen im Freien klarzustellen, wobei darauf zu sehen ist, daß die Steine vor Eintritt von Frost die Bruchfeuchtigkeit verloren haben. Ungeeignete Lagen der Steinbrüche sind sorgfältig auszuscheiden.

Die Ziegelsteine müssen aus gut durchgearbeitetem, von Kalk, Gips, Mergel, Salpeter und anderen schädlichen Beimengungen freiem Ton geförmt und klinkerartig mit scharfen Ecken und Kanten hartgebrannt, aber auch nicht verzogen oder verbrannt sein. Sie sollen sich, ohne zu zerbrechen oder zu spalten, mit dem Hammer bearbeiten und behauen lassen, dürfen keine Risse oder Blasen zeigen und nur geringe Porigkeit und geringes Wasseraufnahmevermögen besitzen, auch sich für Wasserbauten durch ihre Beständigkeit unter Wasser gut eignen. Ihre Druckfestigkeit muß mindestens 250 kg/qcm betragen.

Die als Betonzuschlag verwendeten Baustoffe sollen mindestens die gleiche Festigkeit besitzen wie der erhärtete Mörtel des Betons. Die Betonsteine müssen in ihrer Güte den im Mauerwerk verwendeten Steinen entsprechen. Kies als Betonzuschlag muß gemischtkörnig und frei von pflanzlichen Stoffen oder anderen Verunreinigungen sein. Auch Steinschlag zu Beton soll in der Regel verschiedene Korngröße besitzen, um einen möglichst festen und dichten Beton zu geben. Die größten Stücke müssen durch ein Loch von 7 cm im Durchmesser oder 6 cm im Geviert fallen können. Teile, die in ihren Abmessungen kleiner sind als 0,7 cm, sind zum Sande zu rechnen.

Alle Steine einschließlich Kies müssen vor ihrer Verwendung durch Wasserstrahlen unter hohem Druck und nötigenfalls mit Stahlbürsten und anderen Geräten so sauber gereinigt werden, daß überall die reinen Steinflächen freigelegt sind. Bevor die Steine verbaut werden, müssen sie nötigenfalls durch Einlagerung in Behältern derart gewässert werden, daß keine Wasserentziehung aus dem Mörtel des Mauerwerks stattfinden kann. Auf den Arbeitsstellen dürfen nur ausgesuchte, brauchbare Steine vorhanden sein.

Der Mörtel soll die Eigenschaft besitzen, an der Luft und unter Wasser zu erhärten. Das zu seiner Bereitung verwendete Wasser muß rein und frei von schädlichen Beimengungen sein. Der Sand darf keine schädlichen Beimengungen enthalten und muß möglichst scharfkantige, steinreiche Oberflächen zeigen sowie tunlichst vom Grobkorn bis zum Feinkorn wechseln. Der Zement muß den von der Staatsbauverwaltung erlassenen Normen entsprechen. Der Kalk muß von der besten Beschaffenheit sein. Die beiden letztgenannten Baustoffe sind bis zur Verarbeitung im Trocknen aufzubewahren. Der Traß soll, wenn angängig, in Stücken von bester Beschaffenheit auf die Baustelle angeliefert und dort sehr fein gemahlen werden. Kann diese Bedingung aus besonderen Gründen nicht gestellt werden, so ist vorzuschreiben, daß der Traß nur in feinsten Mahlung und vorzüglichster Beschaffenheit von den besten Bezugsquellen bezogen werden darf.

Das Mischungsverhältnis des Mörtels ist so fett zu halten, daß nicht nur eine vollständige Raumfüllung zwischen den einzelnen Sandkörnern und eine gänzliche Umhüllung der letzteren gewährleistet ist, sondern auch eine solche Dichtigkeit herbeigeführt wird, daß eine unter Wasser ausreichend erhärtete, 2—3 cm starke Mörtelprobe unter einem Drucke von 2—3 Atmosphären kein Wasser durchläßt.

Die Zubereitung des Mörtels muß mit Maschinen erfolgen, die ein inniges und gleichmäßiges Gemenge ergeben. Bei Verwendung von Traß empfiehlt es sich, zuerst Kalk und Traß mit-

1) Unter dem »Baubeamten« ist hier und im folgenden stets der mit der örtlichen Wahrnehmung der technischen Aufsicht über Bauausführung, Betrieb und Unterhaltung betraute Staatsbaubeamte verstanden (siehe Abschnitt D Nr. 1).

einander zu mischen. Bei größeren Bauten kann die Anwendung eines Kollerganges vorgeschrieben werden, um ein besseres Eindringen und Einpressen des Kalkes in den Traß und die Bildung von Kalksilikaten zu begünstigen. Es darf nie mehr Mörtel angemacht werden, als vor Beginn des Abbindens frisch verbraucht werden kann.

Das zur Herstellung von Eisenkonstruktionen verwendete Eisen muß in seiner Güte und Bearbeitung den vom Verbands deutscher Architekten- und Ingenieurvereine aufgestellten Normalbedingungen für die Lieferung von Eisenkonstruktionen für Brücken- und Hochbau genügen. Alle Rohre und Schieber sind vor dem Einbau einer Druckprobe zu unterziehen.

e) Herstellung des Mauerwerks.

Um die dichtenden Eigenschaften des Mörtels auszunutzen und diesen und die einzelnen Steine möglichst zu einem einheitlichen Körper abbinden zu lassen, müssen die Steine derart von Mörtel vollständig umhüllt und so in den Mörtel eingebettet sein, daß an keiner Stelle die Mörtelhülle durchbrochen wird oder die Steine sich gegenseitig berühren. Zur Vermeidung von Lufträumen infolge Zusammensackens des Mörtels beim Abbinden oder bei etwaiger sonstiger Wasserentziehung ist ein möglichst steifer Mörtel zu verwenden. Das Mörtelbett ist spitz aufzuhäufen.

Der versetzte Stein muß im Mörtel satt und gut im Gleichgewichte liegen, andernfalls ist er, wenn das Mörtelbett nicht hinreichend war oder der Stein durch den Mörtel hindurchgedrungen ist, in einem neuen Mörtelbett zu versetzen. Nachdem etwaige seitliche Fugenräume voll ausgefüllt sind, was auch durch Einschieben von genügend angefeuchteten Steinschrotten in den vollen Mörtel geschehen kann, ist jede Erschütterung oder Verschiebung des versetzten Steines zu vermeiden.

Die Beförderung von Baustoffen auf frischem Mauerwerk ist nicht zulässig. Vollzieht sie sich nicht auf besonderen Gerüsten, sondern auf hinreichend abgebindenen Teilen der Mauer, so sind zur Verteilung des Druckes genügende Unterlagen zu verwenden.

Damit der Mörtel in der Mauer gut abbindet und sich in seinen Eigenschaften denjenigen der Mörtelproben so viel wie möglich nähert, ist das Mauerwerk zunächst nur mäßig feucht zu halten; sobald das Abbinden des Mörtels beginnt, muß für eine ausgiebige Anfeuchtung gesorgt werden. Auf alle Fälle ist zu vermeiden, daß der im Abbinden begriffene Mörtel, wenn auch nur zeitweise, der Austrocknung ausgesetzt ist. Sonnenschein und Wind müssen daher in den ersten Tagen vom Mauerwerk möglichst abgehalten werden.

Die Zubereitung von Beton hat genau nach den vorgeschriebenen Mischungsverhältnissen, und zwar nachdem die dazu bestimmten Baustoffe in besonderen Gefäßen abgemessen sind, durch Maschinen zu geschehen. Beim Mischen muß ein vollständiges Durcharbeiten stattfinden, bis eine durchaus innige, gleichmäßig feuchte Masse entsteht, so daß sämtliche Steinbrocken von innig vermengtem Mörtel umgeben sind.

Der Beton muß unmittelbar nach der Bereitung verwendet werden und die Einbringung muß vor Beginn des Abbindens beendet sein. Verschalungen sind fest, dicht und unverrückbar aufzustellen. Die Betonmasse darf in die Verwendungsstelle nur schichtenweise und nur in solcher Höhe eingebracht werden, daß eine gute Stampfwirkung möglich ist. Je nach dem kleineren oder größeren Wassergehalt darf die Stärke der gestampften Schicht 15—25 cm nicht überschreiten. Vor dem Einbringen einer neuen Lage muß die untere Schicht von allen losen Steinen und abgebindenem Mörtel mit Stahlbesen gereinigt werden. Dasselbe gilt für das Aufbringen einer neuen Mauerschicht bei gewöhnlichem Mauerwerk. Lose gewordene Steine sind hierbei auszuheben und neu zu versetzen.

Von dem Einbau des Betons in Lagen und Stampfen kann abgesehen werden, wenn die Mischung so fett ist und die Schüttung in so großer Stärke erfolgt, daß auch ohne Stampfen ein dichter Mauerkörper erzielt wird.

Alle Einrichtungen und Arbeitsvorgänge, durch die das Verschleppen von Schlamm und Schmutz auf eine fertige Mauerschicht herbeigeführt oder begünstigt werden kann, sind unstatthaft.

Ist unvollendetes Mauerwerk, wenn auch nur kurze Zeit, dem Froste ausgesetzt oder der Betrieb längere Zeit unterbrochen gewesen, so ist die Oberfläche des Mauerwerks aufzuspitzen und der gefrorene oder sonst beschädigte Mörtel unter Anwendung eines Wasserstrahls sorgfältig zu entfernen.

Bei Eintritt der Winterfröste sind die Mauer- und Putzarbeiten einzustellen und ist das Mauerwerk durch sorgfältige Abdeckung, oder in den tiefen Lagen durch Überstauung mit Wasser, gegen Frostschäden zu schützen.

Die durch die Sperrmauer hindurchgehenden Rohrstollen sind in sorgfältiger Weise genau nach Maß auszuführen und kräftig zu überwölben. Es empfiehlt sich, die Abmauerung dieser Stollen

an der Wasserseite mit Ziegelmauerwerk herzustellen und in Ringen von 1—1,5 m Stärke auszuführen. Die einzelnen Ringe sind nacheinander aufzumauern, jeder Ring ist nach der Wasserseite hin mit einem gut abdichtenden Verputz zu versehen. Auf eine durchaus sorgfältige und dichte Herstellung dieses Ziegelsteinmauerwerks aus nur besten Baustoffen und besonders hartgebrannten, nur wenig wasseraufnahmefähigen Hartbrandsteinen ist Bedacht zu nehmen. Die durch diese Abmauerung hindurchgehenden Rohre müssen dicht schließend und unverrückbar verlegt werden.

d) Ausfüllung der Baugrube.

Der an der Wasserseite neben dem Mauerwerk freibleibende Schlitz der Baugrube ist bis zur Höhe des gesunden Felsens mit Beton und darüber möglichst mit Letten (Ton) auszufüllen. Auch ist eine wenigstens teilweise Ausfüllung des luftseitigen Schlitzes erwünscht.

3. Talsperren aus Erdschüttung (Staudämme).

Ein aus Erde geschütteter Staudamm wird besonders für kleinere Stauhöhen oder da in Betracht kommen, wo der zum Tragen einer Mauer geeignete Untergrund verhältnismäßig tief liegt, die für einen Dammbau nötige Erde aber in geeigneter Beschaffenheit zu wirtschaftlichem Preise gewonnen werden kann.

Bei der Herstellung dieser Staudämme sind folgende besondere Bedingungen zu stellen:

a) Untergrund.

Der von den oberen Lagen befreite Untergrund muß so dicht sein, daß bei dem der höchstmöglichen Stauhöhe entsprechenden Wasserdruck ein Durchsickern des Wassers unter dem Damme als ausgeschlossen angesehen werden kann.

Die Baugrube ist bis zum gewachsenen dichten Boden, in welchem keine pflanzlichen, zersetzungsfähigen und ausspülbaren Stoffe vorhanden sein dürfen, auszuheben. Die Gründungsfläche ist an den Hängen mit wagerechten treppenförmigen Absätzen zu versehen. Vor dem Aufbau des Dammes sind diese gehörig anzurauhen, stärker ausgetrocknete Stellen sind wieder in erdfeuchten Zustand zu bringen und etwaige Risse sind sorgfältig zu schließen.

Bezüglich der Abnahme der Baugrube und der Zuziehung der Geologen gelten die Bestimmungen unter CI. 2a.

b) Dammerde.

Die zum Aufbau des Dammes zu verwendende Erde muß vollkommen aufgelockert, von möglichst gleichmäßigem, feinem Korn und frei von pflanzlichen und zersetzungsfähigen Beimengungen sein. Am geeignetsten ist im allgemeinen sandig-lehmige Erde, die wegen des Reißens und der Erschwerung der Verarbeitung nicht zu fett, aber auch zur Erzielung genügender Dichtigkeit und guten Zusammenbackens beim Stampfen oder Walzen nicht zu mager sein darf. Ob kleinere, in der Schütterde vorhandene Steine zugelassen werden können, bedarf in jedem Falle besonderer Erwägung.

c) Herstellung des Dammes.

Die Erde ist in lockerem Zustande in Lagen von 15—20 cm Stärke einzubringen und mit 15—20 kg schweren Stampfen, mit geeigneten Walzen oder in sonst zweckmäßiger Weise dicht und fest zusammenzupressen. Die Erde ist während der Dichtungsarbeiten so feucht zu halten, daß sie nicht an der Stampfe haften bleibt und einen zusammenklebenden Körper ergibt. Beim Schütten vorrollende Steine sind gleichmäßig zu verteilen, jedoch nicht in den Kern zu bringen. Frostklumpen und gefrorene Erde sind seitlich auszusetzen und dürfen vor dem Auftauen nicht verwendet werden. Gestampfte Erdschichten, die vor dem Aufbringen einer neuen Schicht ausgetrocknet oder gar gerissen und verworfen sind, müssen wieder entfernt werden. In Rücksicht auf nachträgliches Setzen der Erde ist die Dammkrone um etwa $\frac{1}{20}$ der Dammhöhe zu überhöhen.

Bei Gewinnung der Dammerde darf die Dichtigkeit der Beckensohle wenigstens in der Nähe des Dammes nicht beeinträchtigt werden.

Die luftseitige Böschung des Erddammes ist je nach der Höhe des Dammes und der Beschaffenheit des Schüttbodyens tunlichst flach, an keiner Stelle aber steiler als 1:2 anzulegen und kann dann in der Regel je nach Ermessen durch Pflaster oder Rasen befestigt werden. Die wasserseitige Böschung muß zum Schutze gegen Wellenschlag und gegen Unterschneidung durch Eis und schwimmende Gegenstände eine kräftigere Schutzdecke aus Pflaster, Schüttsteinen oder dergleichen erhalten. Sie darf um so steiler gehalten werden, je standfester und dichter diese Schutzdecke selbst, je dichter die verbaute Dammasse geworden ist und je zuverlässiger etwa eingebaute besondere Dichtungsmittel wirken.

Derartige besondere Dichtungsmittel müssen stets bis in die undurchlässigen Gründungsschichten hinabgeführt werden. Sie bestehen entweder aus einem in der Mitte des Dammquerschnittes angebrachten Kerne aus Ton, Stampfbeton oder Mauerwerk, oder aus einer, auf die wasserseitige Böschung gelegten Dichtungsschicht, die in der Regel aus Ton, mit Kalkmilch getränkter Erde oder dergleichen herzustellen ist und gegen Austrocknen bei niedrigen Wasserständen mit einer Schutzdecke versehen werden muß.

Die in Mauerwerk auszuführenden Grundablaßstollen und Hochwasserüberfälle sind sicher zu gründen und nach Vollendung in den Baugrubenschlitzten sorgfältig mit bester Dammerde bis zur Höhe der übrigen Gründungsfläche auszustampfen.

Die Hochwasserüberfälle sind in Rücksicht auf die unmittelbare Gefahr eines Bruches, der überflutete Erddämme ausgesetzt werden, stets nach der größten zu erwartenden sekundlichen Hochwassermenge in der Länge und Höhe des Überfalls reichlich zu bemessen. Läßt sich die Hochwassermenge nicht sicher genug angeben, so ist die Vorsicht zu steigern und gegebenenfalls die Dammkrone und die luftseitige Böschung ebenfalls mit Steinpackung und Pflasterung zu versehen. Das Mauerwerk der Überfälle ist nach den unter 2. gegebenen Gesichtspunkten auszuführen. Besondere Aufmerksamkeit ist auf den dichten Anschluß der Erde an das Mauerwerk zu richten, der stets derart erfolgen muß, daß die Erde durch den Wasserdruck gegen das Mauerwerk gedrückt wird.

Bezüglich der Eisenkonstruktionen vgl. C I. 2b.

II. Betriebseröffnung.

1. Mit dem Aufstauen des Wassers darf im allgemeinen erst begonnen werden, wenn die Anlage in allen ihren Teilen fertiggestellt und die abschließende Untersuchung ausgeführt ist. (E. 1.) Doch kann in besonderen Fällen eine teilweise Füllung des Sammelbeckens während der Bauausführung von der Aufsichtsbehörde genehmigt werden, wenn für die unschädliche Abführung des Hochwassers Sorge getragen ist.

Zur vollständigen Fertigstellung gehört auch die Anbringung der Merkzeichen etwaiger Einrichtungen, die zur Kontrolle des Betriebs seitens der Verwaltung und zur dauernden Beobachtung und Messung von Bewegungen des Bauwerks dienen und der im Entwürfe oder in den Genehmigungsbedingungen vorgesehenen telephonischen und telegraphischen Verbindungen.

2. Sobald das Becken auf $\frac{3}{4}$ der zulässigen Stauhöhe gefüllt ist, muß der Unternehmer dem Baubeamten hiervon schriftlich Anzeige machen. Das Wasser darf erst dann höher gestaut werden, wenn der Regierungspräsident es gestattet oder seit der Anzeige an den Baubeamten vier Wochen verstrichen sind.

Bei solchen Anlagen, deren Entlastungsvorrichtungen nicht genügen, um den Wasserstand in $\frac{3}{4}$ der zulässigen Stauhöhe unter allen Umständen halten zu können, müssen vor Beginn des Aufstauens vier Monate seit Fertigstellung des in Höhe des Normalstaus liegenden Mauerwerks verstrichen sein.

III. Betrieb.

1. Das Wasser darf nicht über das Stauziel angespannt werden.

2. Der Betriebsplan für das Sammelbecken muß von der Aufsichtsbehörde festgestellt und in der Anwendung durch den zuständigen Baubeamten fortlaufend kontrolliert werden.

Bei Festsetzung dieses Betriebsplanes sind in jedem einzelnen Falle die Interessen des Unternehmers und der Unterlieger gleichmäßig abzuwägen.

Der vorgesehene Hochwasserschutzraum ist bei Aufstellung des Betriebsplanes zu berücksichtigen.

3. Wird Hochwasser von oberhalb gemeldet, oder steht dies sonst zu erwarten, so ist soweit als möglich durch Ablassen von Wasser für einen Hochwasserschutzraum zu sorgen.

IV. Unterhaltung.

1. Der Unternehmer ist verpflichtet, die Anlage dauernd in allen ihren Teilen sorgfältig zu unterhalten. Insbesondere sind auch etwaige telephonische und telegraphische Verbindungen stets betriebsfähig zu erhalten.

Alle Schäden, die sich zeigen, sind sobald als möglich zu beseitigen.

2. Treten größere Schäden auf, so ist der Baubeamte sofort zu benachrichtigen, auch wenn noch keine Gefahr vorliegt.

3. Bei außergewöhnlichen Ereignissen, die eine unmittelbare Gefahr in sich schließen, sind der Unternehmer und sein Vertreter, sowie der Stauwärter (VI, 1) verpflichtet, die nach Lage der Sache zur Abwendung der Gefahr geeigneten Mittel unverzüglich zu ergreifen, namentlich das Wasser mit Vorsicht abzulassen.

Gleichzeitig sind der Baubeamte und der Regierungspräsident auf dem kürzesten Wege zu benachrichtigen; ebenso sind die unterhalb gelegenen Ortschaften und einzelnen Anwohner von der vorliegenden Gefahr in Kenntnis zu setzen.

4. Die zur Beseitigung größerer Schäden (2 und 3) unverzüglich aufzustellenden Entwürfe sind dem Baubeamten vorzulegen zur Prüfung der Frage, ob damit eine wesentliche Änderung der Anlage bezweckt ist, die ein Genehmigungsverfahren bedingt.

5. Der Boden des Staubeckens ist von Zeit zu Zeit bei niedrigem Wasserstande von faulenden, verwesenden und sonstigen schädlichen Stoffen soweit zu reinigen, daß Gefahren für die Umgebung vermieden werden.

V. Aufsicht über Betrieb und Unterhaltung.

1. Der Unternehmer hat den Beamten, welche die staatliche Aufsicht darüber auszuüben haben, daß bei der Aufnahme des Betriebes und dem Betriebe selbst, sowie hinsichtlich der Unterhaltung, Beobachtung und Bewachung der Anlage die Genehmigungsbedingungen innegehalten werden, die Erfüllung ihrer Obliegenheiten zu ermöglichen und nach jeder Richtung hin zu erleichtern.

2. Der Unternehmer hat Buch zu führen über den Wasserabfluß, über die jeweilige Stauhöhe, die Bewegung des Bauwerks, etwaige Durchsickerungen und sonstige Schäden, Meldungen von außergewöhnlichen Ereignissen und über das Wundhalten der Eisdecke an dem Bauwerke.

VI. Stauwärter.

1. Die Bedienung, Bewachung und Beobachtung der Anlage muß von einem Stauwärter ausgeübt werden, der vom Unternehmer durch schriftlichen Vertrag auf Kündigung angestellt ist.

Als Stauwärter darf nur eine Persönlichkeit angenommen werden, die vom Regierungs-Präsidenten nach Prüfung ihrer Zuverlässigkeit und Befähigung zugelassen ist; die Zulassung ist widerruflich.

2. Der Stauwärter ist mit einer vom Regierungs-Präsidenten genehmigten Dienstanweisung zu versehen¹⁾. Darin können ihm außer Aufgaben im Interesse des Unternehmers auch solche im öffentlichen Interesse, wie polizeiliche Befugnisse und Pflichten zum Schutze der Anlage gegen Dritte, Witterungs- und Niederschlagsbeobachtungen und dergl. übertragen werden.

Bei großen Anlagen sind Gehilfen des Stauwärters vorzusehen, die, wenn sie ihn vertreten sollen, ebenfalls geprüft sein müssen. Polizeiliche Befugnisse kann nur derjenige Stauwärter und Vertreter ausüben, der als Organ der Polizeibehörde vereidet ist.

3. Die nötigen Geräte für den Stauwärter und für Hilfsmannschaften, namentlich zur Freihaltung der Überfälle von Eis- und sonstigen Verstopfungen, müssen stets zur Hand sein.

VII. Einstellung des Betriebes.

1. Wird die Anlage dauernd außer Betrieb gesetzt, so hat der Unternehmer dies dem Regierungs-Präsidenten anzuzeigen; das Wasser ist in dem Becken so niedrig zu halten, als es mit Rücksicht auf die Grundablässe geschehen kann.

2. Die Verpflichtungen des Unternehmers, die auf den Bedingungen zu IV—VI beruhen, hören mit der Einstellung des Betriebes nicht auf.

VIII. Ergänzung der Bedingungen.

Die genehmigende Behörde behält sich vor, die Bedingungen, unter denen die Genehmigung erteilt ist, abzuändern und zu ergänzen, falls sich die Notwendigkeit dazu herausstellt.

Dieser Fall kann beispielsweise eintreten, wenn der Untergrund oder die Baustoffe ungünstiger geartet sind, als im Entwurf angenommen war. (C I. 2a.)

¹⁾ Ein Muster derartiger Dienstanweisungen für Stauwärter ist beigelegt. Es soll nur einen allgemeinen Anhalt bieten. Bei Genehmigung einer Dienstanweisung im einzelnen Falle sind die jeweiligen besonderen Umstände zu berücksichtigen.

D) Handhabung der Bauaufsicht.

1. Unbeschadet der allgemeinen gesetzlichen Befugnisse der Staatsaufsichtsbehörden hat der Regierungspräsident polizeilich Fürsorge zu treffen, daß das Sammelbecken der Genehmigung entsprechend ausgeführt wird. Liegt die Leitung des Baues in der Hand eines Staatsbaubeamten des Ingenieurbaufaches, so ist dieser in der Regel zugleich zum Organ des Regierungspräsidenten hinsichtlich der staatlichen Aufsicht zu bestellen. Trifft dies nicht zu, so wird dem Regierungspräsidenten zur Führung der ständigen Aufsicht an Ort und Stelle ein besonderer Baubeamter beigegeben.

Zur technischen Aufsicht gehört die fortdauernde Beobachtung der Arbeiten am Bauwerk und auf den Werk- und Lagerplätzen. Außerdem sind nach Bedürfnis eingehende Prüfungen, Untersuchungen, Berechnungen, Vermessungen usw. vorzunehmen.

Der Baubeamte hat den Gang der Bauarbeiten in einem besonderen Aktenstück mit fortlaufenden kurzen Niederschriften zu begleiten, die dem Regierungs- und Baurat bei dessen Anwesenheit an Ort und Stelle vorzulegen sind.

In diesen Niederschriften sind die Beschaffenheit der Fundamentgruben, die Fortschritte der Bauarbeiten, die Ausfühungsweise, die Prüfung und Behandlung der Baustoffe vor und bei ihrer Verwendung zu beschreiben, die Ergebnisse nachträglicher statischer Berechnung von Einzelbauteilen usw. mitzuteilen und alle beachtenswerten Bauwerksteile durch Skizzen oder Zeichnungen zu erläutern.

Eingehender sind diejenigen baulichen Ausführungen zu erörtern, deren spätere Besichtigung gar nicht oder nur mit großen Schwierigkeiten zu ermöglichen ist. Auch bemerkenswerte Beobachtungen allgemeiner Art sind anzuführen.

Dem Unternehmer oder dessen Stellvertreter kann auf Ansuchen gestattet werden, in diese Niederschrift Einsicht zu nehmen. Beantragen sie hierbei eine Änderung der Niederschrift, mit welcher der Baubeamte nicht einverstanden ist, so können sie ihren Antrag bei diesem schriftlich wiederholen; der Beamte ist alsdann gehalten, diesen Antrag ungesäumt dem Regierungspräsidenten zur endgültigen Entscheidung vorzulegen. Die Akten über die Ausübung der Aufsicht sind von dem Baubeamten zu sammeln und in geordnetem Zustande aufzubewahren.

3. Dem Regierungspräsidenten sind in regelmäßigen Zwischenräumen kurze Berichte über den Baufortschritt und alle dabei auftretenden wichtigen Vorgänge vorzulegen.

Abschriften dieser Berichte sind dem Unternehmer oder dessen Stellvertreter gleichzeitig zuzustellen.

4. Die Pflichten des Unternehmers hinsichtlich der Unterstützung der Bauaufsicht ergeben sich aus der jeweiligen Genehmigungsurkunde.

5. Der Baubeamte hat das Recht, Baustoffe, einzelne fertiggestellte Bauteile und bautechnische Maßnahmen zu beanstanden und ihre Verwendung bzw. Weiterführung zu untersagen. Fühlt der Unternehmer sich hierdurch beschwert, so kann er die Entscheidung des Regierungspräsidenten herbeiführen.

6. Von der bevorstehenden Vollendung des Bauwerks hat der Baubeamte dem Regierungspräsidenten Anzeige zu machen.

E) Abschließende Untersuchung vor der Betriebseröffnung. (Abnahme.)

1. Sobald das Bauwerk fertiggestellt ist, hat der Regierungspräsident eine abschließende Untersuchung der Anlage, in der Regel bei vollständig geleertem Becken, durch den Regierungs- und Baurat zu veranlassen.

2. Sobald der Unternehmer anzeigt, daß das Becken auf $\frac{3}{4}$ der zulässigen Stauhöhe gefüllt ist, oder dies sonst bekannt wird, hat der Regierungs- und Baurat, in wichtigen Fällen unter Zuziehung des mit der örtlichen Bauaufsicht betraut gewesenen Beamten, von neuem eine eingehende Untersuchung der Anlage vorzunehmen. Dabei sind besonders die Bewegungen des Bauwerks und seine Dichtigkeit zu beobachten, sowie die Fundamente und anschließenden Talhänge auf Durchlässigkeit und die Möglichkeit einer Unterspülung zu untersuchen.

F) Handhabung der Aufsicht über Betrieb und Unterhaltung.

1. Der von dem Unternehmer bestellte vereidete Stauwärter ist bei Handhabung der Aufsicht über Betrieb und Unterhaltung und bei Ausführung polizeilicher Anordnungen nach Maßgabe seiner Dienstanweisung heranzuziehen.

2. Wenigstens einmal im Jahre, und zwar tunlichst abwechselnd bei hohem und niedrigem Stau und bei verschiedenen Temperaturen ist von dem Baubeamten die Anlage einer Besichtigung zu unterziehen. In den ersten fünf Jahren sind diese Besichtigungen nach Bedarf häufiger und in eingehenderer Weise auszuführen (E 2). Bei diesen Prüfungen ist auch die Tätigkeit des Stauwärters zu kontrollieren und etwaiges Beobachtungsmaterial, soweit es nicht in regelmäßigen Terminen eingereicht wird, entgegenzunehmen und zu prüfen.

Ferner ist festzustellen, ob etwaige bei der abschließenden Untersuchung oder bei früheren Besichtigungen hervorgetretene geringere Mängel sich vergrößert haben, ob nunmehr äußerlich erkennbare Beschädigungen des Bauwerks, Änderungen seiner Höhenlage, augenscheinliche Formänderungen einzelner Bauteile, Undichtigkeiten, Lockerungen von Anschlüssen und dergl. hinzugekommen sind, ob die Schutzmittel gegen Verwitterung und Rost in gutem Zustande sind, ob die Sicherheitsvorkehrungen und Entlastungsvorrichtungen in der Zwischenzeit zuverlässig gewirkt haben, ob die Handhabung des Betriebs öffentliche Interessen schädigt usw.

3. Das Augenmerk ist auch auf wichtige Veränderungen im Niederschlagsgebiete zu richten, namentlich auf solche, durch welche die abzuführende Hochwassermenge gesteigert werden könnte.

4. Vom fünften Jahre ab sind eingehendere Untersuchungen in größeren, für jede Talsperre besonders festzusetzenden Zwischenräumen vorzunehmen.

Bei dieser Gelegenheit sind alle einzelnen Bauteile und alle ihre Verbindungen, wobei auch innere Teile besichtigt werden müssen, genau zu prüfen und ihr Zustand mit dem bei der letzten eingehenden Prüfung festgestellten zu vergleichen.

Zweckmäßig wird der eine Teil dieser Untersuchung in der Zeit des niedrigsten Wasserstandes vorgenommen, damit auch an der Wasserseite des Bauwerks eine eingehende Prüfung stattfinden kann. Dabei ist besonders darauf zu achten, ob die Dichtungseinrichtungen in gutem Zustande geblieben sind, ob sich sogenannte Frostrisse gebildet haben oder ob wagerechte Risse entstanden sind, welche die Entwicklung gefährlicher Auftriebwirkungen begünstigen könnten.

5. Der Baubeamte hat sein Augenmerk auf die Reinhaltung des Wassers in dem Becken und im Niederschlagsgebiet zu richten und von Zeit zu Zeit, namentlich in den ersten Jahren eine chemische Untersuchung mit Feststellung der Mengen der im Wasser vor und hinter der Sperre gelösten Stoffe zu veranlassen.

G) Sammelbeckenbuch.

1. Für jedes Sammelbecken ist ein Sammelbeckenbuch in zwei Ausfertigungen anzulegen, von denen eine beim Regierungspräsidenten, die andere beim aufsichtführenden Baubeamten aufzubewahren ist.

2. Dem Buche sind vorzuheften oder als Anlage beizufügen:

eine Abschrift der Genehmigungsurkunde, eine Übersichtsskizze der geographischen Lage, die zweckmäßig in ein Meßtischblatt eingetragen wird, sowie ein Lageplan des Beckens im Maßstabe: 1:2000 bis höchstens 1:5000,

der Ausführung entsprechende Grundriß-, Ansicht- und Querschnittzeichnungen des Bauwerks mit genauer Darstellung der Gründung, der Grundablässe, Rohrleitungsanschlüsse, Hochwasserüberfälle und sonstigen Entlastungsvorrichtungen, auch mit Angabe der wesentlichen Maße, der Höhenlage des Stauzieles, des Beckeninhalts, des Niederschlagsgebiets, des Wasserzflusses, der Stauweite usw., die statische Berechnung des Bauwerks in gedrängter Form oder deren Ergebnisse sowie die Niederschriften des Baubeamten während der Bauzeit,

Angaben über den Zweck der Anlage und den Wasserwirtschaftsplan,

die Dienstanweisung des Stauwärters.

Zu sämtlichen Zeichnungen ist Pausleinwand oder dauerhaftes, auf Leinwand aufgezeichnetes Zeichenpapier zu verwenden.

3. In das Sammelbeckenbuch sind fortlaufend einzutragen:

die Ergebnisse der Abnahme (E) und der Tag der Betriebseröffnung, Zeit und bemerkenswerte Ergebnisse der gewöhnlichen Besichtigungen und kurze Angabe etwaiger sonstiger wichtiger Berichte über den Zustand des Bauwerks,

Zeit und Ergebnisse der eingehenden Untersuchungen,

einfache Skizzen der von Zeit zu Zeit an dem Bauwerke gemessenen Bewegungen,

jährlich zu ergänzende Angaben über die Ergebnisse der Messungen des Zu- und Abflusses.

4. Ein besonderer Abschnitt des Buches ist für Vermerke über die Rechtsverhältnisse der Anlage, deren Änderungen und für sonstige Nachrichten von Belang einzurichten.
5. Die Vorbereitungen zur Herstellung des Buches liegen dem Baubeamten ob.
6. Das Buch ist nach der abschließenden Untersuchung und sodann in Abständen von fünf zu fünf Jahren den zuständigen Ministern vorzulegen.

Berlin, den 24. Mai 1907.

**Der
Minister des Innern.**
In Vertretung:
von Bischoffshausen.

**Der Minister
der öffentlichen Arbeiten.**
In Vertretung:
Holle.

**Der Minister
für Handel und Gewerbe.**
In Vertretung:
Richter.

**Der Minister für Landwirtschaft,
Domänen und Forsten.**
Im Auftrage:
Wesener.

Muster zu einer Dienstanweisung für Stauwärter bei Sammelbecken.

1. Der Stauwärter ist, soweit es sich um die Sicherheit der Anlage und ihres Betriebs handelt, dem aufsichtführenden Baubeamten unterstellt und hat seinen Anweisungen Folge zu leisten.

Die Obliegenheiten des Stauwärters bestehen in:

Beaufsichtigung der Anlage,
Beobachtungen,
Handhabung des Betriebs,
Schutz der Anlage.

Beaufsichtigung der Anlagen.

2. Der Stauwärter hat sich täglich — wenn er nicht nahe bei der Sperre wohnt, an bestimmten Wochentagen — davon zu überzeugen, daß die baulichen Anlagen sich in ordnungsmäßigem Zustande befinden.
3. Mindestens¹⁾mal im Monate hat der Wärter das ganze Becken zu umgehen, etwaige Unregelmäßigkeiten festzustellen und darauf zu achten, ob das Wasser im Becken verunreinigt wird und ob an den Wandungen sich faulende, verwesende oder sonstige schädliche Stoffe befinden.
4. Sobald er Beschädigungen, namentlich Durchsickerungen und sonstige Unregelmäßigkeiten entdeckt, deren Beseitigung er nicht selbst bewirken kann, oder wenn sich außergewöhnliche Vorkommnisse ereignen, hat er sofort dem Unternehmer — einer bestimmt zu bezeichnenden Stelle — und dem Baubeamten Mitteilung zu machen.
5. Ist unmittelbare Gefahr vorhanden, so muß er auf dem kürzesten Wege auch den Regierungspräsidenten, die unterliegenden Ortschaften und einzelne Anwohner benachrichtigen, indem er gleichzeitig die nach seinem pflichtmäßigen Ermessen zur Abminderung der Gefahr geeigneten Maßnahmen ergreift.

Während der Dauer der Gefahr darf er ohne höhere Erlaubnis unter keinen Umständen seinen Posten verlassen.

Beobachtungen.

6. Der Pegelstand im Becken (und an etwaigen anderen Meßstellen) ist
.....
.....¹⁾ zu beobachten und sofort in das Beobachtungsheft einzutragen.
7. Über die Schützenstellung und den Zeitpunkt ihrer Veränderung sind im Beobachtungshefte fortlaufend genaue Angaben zu machen.

¹⁾ Den örtlichen Verhältnissen entsprechend auszufüllen.

8. Ferner sind die Wärme der Luft und des Wassers im Becken sowie die Regenhöhe und möglichst auch die Verdunstung nach der besonders erteilten Anweisung zu messen und die Ergebnisse nebst Angaben über sonstige bemerkenswerte Witterungsverhältnisse in das Beobachtungsheft einzutragen.
9. Mindestens¹⁾mal im Jahre, tunlichst wechselnd bei hohem und niedrigem Wasserstand und bei Hitze und Kälte, hat der Wärter mit den Meßvorrichtungen die Bewegungen des Bauwerks festzustellen. Die Ergebnisse dieser Messungen sind nebst Angaben über den Wasserstand, die Wärme, die Tageszeit und die Beleuchtung (Wetter) im Beobachtungshefte zu vermerken.
10. Das Beobachtungsheft wird am Ersten jedes Monats abgeschlossen, unterschrieben und dem Unternehmer übersandt, der es bis zum Vierten des Monats an den Baubeamten weitergibt.
11. Außer dem Beobachtungshefte führt der Wärter ein Tagebuch. In dieses sind die ihm erteilten Anweisungen, alle besonderen Bemerkungen, die Ergebnisse der Besichtigungen des Beckens, die an den Baubeamten und andere Stellen erstatteten Meldungen usw. nach der Zeitfolge kurz einzutragen. Dieses Tagebuch ist dem Baubeamten bei jeder Anwesenheit vorzulegen.

Handhabung des Betriebes.

(Richtet sich nach den Umständen des Einzelfalles.)

Schutz der Anlage.

12. Der Wärter hat die Anlage gegen Beschädigungen und Verunreinigungen durch das Publikum zu schützen. Bei Ausübung dieser Tätigkeit ist er Organ der Polizeibehörde und hat die Rechte und Pflichten eines solchen.
Er hat im Dienste das ihm verliehene Abzeichen zu tragen.

Stellvertretung.

13. Der Wärter hat seinen Stellvertreter — als welcher auch ein erwachsenes männliches oder weibliches Mitglied der Familie verpflichtet werden kann — mit allen seinen Dienstobliegenheiten, insbesondere der Bedienung der Schleußen und der Beobachtung des Pegelstandes sowie der Schützenstellung, vertraut zu machen.
14. Wenn er erkrankt oder sonst verhindert ist, seinen Dienst zu versehen, so hat er den Betriebsunternehmer und den Baubeamten sofort zu benachrichtigen und dafür zu sorgen, daß die in Nr. 13 bezeichnete Person vorläufig seinen Dienst versieht.

II. Die Bauweise der Talsperren im allgemeinen.

§ 17. Der Grundriß. Die Sperrmauern werden im Grundriß gerade (Abb. 61 bis 63) oder nach der Bogenform gebaut. (Abb. 72 u. Tafel I, Abb. 2.) Welche dieser beiden Formen die zweckmäßigste ist, darüber gehen die Ansichten der Ingenieure auseinander. Und wenn man die Ausführungen in den verschiedenen Ländern und Erdteilen in Betracht zieht, erkennt man, daß beide Bauarten vielfach nebeneinander vorkommen.

Schon die alten spanischen Mauern sind nach der Bogenform gebaut. Es scheint, daß man die Gewölbewirkung verwerten wollte, ohne daß man jedoch ihre Theorie näher kannte und begründete. In England, Frankreich und Amerika und im sonstigen Ausland neigt man mehr der geraden Linie zu, sofern nicht — und hierfür ist besonders unter den amerikanischen Ingenieuren große Meinung vorhanden — die Bogenwirkung voll ausgenutzt werden soll²⁾. Man ist dort der Ansicht, daß der Bogen nicht solche Vorteile bietet, um den Mehraufwand infolge der größeren Mauer Massen zu rechtfertigen. Es sei bemerkt, daß die deutschen Talsperren fast ausschließlich bogenförmig gebaut werden, obwohl sie als Stützmauern konstruiert sind. Die Gründe hierfür sind

¹⁾ Den örtlichen Verhältnissen entsprechend auszufüllen.

²⁾ S. u. a. Proceedings und Transactions des amerikanischen Zivilingenieurvereins 1904, Minutes of Proceedings of the Institution of Civil Engineers. Vol. cl. XXVIII. Sess. 1908—1909. Teil IV. Weiteres s. S. 273 (b).

folgende. Die Bogenform wird gewählt, um den Bewegungen der Mauern, die unter dem Einfluß der Wärme, besonders der Sonnenbestrahlung und des Wasserdruckes stattfinden, Spielraum zu gewähren. Sie gibt den Ausdehnungen Raum, die bei Temperaturen eintreten, die höher liegen als die mittlere Wärme während der Bauausführung. Bei Abkühlung unter diesem mittleren Maß vermag allerdings auch der Bogen Rissebildung infolge Zusammenziehung des Materials nicht zu verhindern. Immerhin wirkt hier der Wasserdruck, wenn das Becken gefüllt ist, wie meist im Winter, auf das Schließen der Risse. Schon Rankine hat darauf hingewiesen, daß bei graden Mauern in den Mauer teilen an der Luftseite Zugspannungen entstehen müssen, indem sich die Mauer bei gefülltem Becken unter dem Druck des Wassers durchbiegt, also verlängert¹⁾. Bei der Staumauer von Bouzey, die im Grundriß grade war, sollen derartige Durchbiegungen bis 28 cm beobachtet worden sein. Fecht führt diesen Grund dafür an, daß für die Alfeldstaumauer die Bogenform gewählt wurde und hebt hervor²⁾, daß gegenüber den ungleichen Durchbiegungen, die bei vollem Weiher entstehen, infolge der Höhenunterschiede der Sperrmauern in der Talmitte und an den Berghängen die Bogenform besser ausgleichend auf die inneren Spannungen und die Vermeidung von Schubbeanspruchungen wirkt. Diese Gründe sowie die erhöhte Sicherheit und Reserve der Gewölbewirkung, die in Tätigkeit treten würde, falls aus irgendwelchen Gründen die Standsicherheit der Mauer als stützender Körper in Frage gestellt sein sollte, sind es, die für uns den Ausschlag für die Bogenform geben. Die dadurch entstehenden Mehrkosten gelten durch die erzielten Vorteile als reichlich aufgewogen. Wenn die Bogenwirkung gekrümmter Talsperren bei den meist vorhandenen großen Halbmessern ihrer Größe nach zurücktritt und somit in den Berechnungen vernachlässigt wird, so sind sich doch andererseits alle Ingenieure über ihr Vorhandensein klar. Nach alledem scheint es voll berechtigt, wenn heute unsere Talsperren allgemein nach der Bogenform ausgeführt werden. Übliche Halbmesser sind etwa 100—300 m bzw. die Länge der Mauer.

Die Möhnetalsperre ist im Grundriß nach einer Parabel gekrümmt. Der Krümmungshalbmesser der Parabel ist in runder Zahl in der Mauermittte etwa 600 m³⁾. In Anbetracht dieser schwachen Krümmung wird allerdings — zumal bei der verhältnismäßig kleinen Höhe der Mauer (40 m) — die Bogenwirkung nicht in nennenswertem Maße zur Geltung kommen.

§ 18. Die Baustoffe der Talsperren. Die Talsperren werden ausgeführt in: Mauerwerk (meist Bruchsteinmauerwerk, bisweilen Quadermauerwerk; vereinzelt ist der Ziegelstein zur Anwendung gelangt),

Beton,

Eisenbeton,

Eisen und

Erdschüttung

gemischter Bauart, wobei die vorgenannten Baustoffe zu gemeinsamer Konstruktion vereinigt sind.

Unter den Baustoffen der gemauerten Sperren überwiegt bei weitem das Bruchsteinmauerwerk, das als sog. Cyklopenmauerwerk aus unregelmäßigen Steinen, wie sie sich durch Sprengen oder Abarbeiten mit der Hacke im Steinbruch ergeben, hergestellt wird, wobei bisweilen die Außenflächen durch ein wenig glatt bearbeitetes

1) Report on the design and construction of masonry dams. The Engineer 1872.

2) Fecht, Über die Anlage von Stauweihern in den Vogesen.

3) Nach dem dem Verfasser freundlichst zur Verfügung gestellten Erläuterungsbericht.

Material verblendet, meist aber aus Steinen in ihrer vollen Ursprünglichkeit aufgemauert werden. Als Mörtel kommen hydraulische Mörtel zur Verwendung, d. h. solche Bindemittel, die unter der Einwirkung des Wassers erhärten. Der innige Verband der unregelmäßig ineinandergreifenden, durch den Kittstoff zusammengehaltenen Bruchsteine macht die Sperre zu einem einheitlichen Mauerkörper, der als solcher in seiner Standfestigkeit auch gegenüber den angreifenden äußeren Kräften nach allen Richtungen geschlossen wirkt.

Als Steinmaterial hat in den gemauerten Talsperren Verwendung gefunden: Tonschiefer, Grauwacke, Gneis, Granit, Flinz, Grünsteine u. a. m., bei amerikanischen Bauten auch Kalkstein und Sandstein. Die rheinisch-westfälischen Sperrmauern sind fast durchgängig aus dem sog. Lenneschiefer errichtet, die schlesischen Sperren aus Gneis und granitartigem Gestein. Amerikanische Mauern sind mehrfach mit Werksteinen verkleidet, während im Inneren Bruchsteinmauerwerk oder Beton verwendet ist.

Als Sand ist, wo irgend erreichbar, reiner Flußsand verwendet worden, sei es, daß er aus dem Strom unmittelbar oder aus Gruben im Grundwasserbett der Flußtäler gebaggert wurde, wie dies bei den meisten deutschen Anlagen dieser Art geschah. Sicherlich ist ein reiner Flußsand am meisten zu empfehlen. Wo aber seine Herbeischaffung Schwierigkeiten und hohe Kosten verursachte, hat man sich in anderer Weise geholfen. Der Sand für die Talsperre von Marklissa wurde aus einer Grube in der Nähe der Baustelle gewonnen und nach gründlicher Wäsche zur Mörtelmischung verarbeitet. Das gleiche Verfahren findet man auch bei anderen schlesischen Mauern, in Böhmen, sowie in den Vogesen angewandt. Hier hat man aber auch z. B. bei dem Alfeldweiher Sand gebraucht, der durch maschinelle Zerkleinerung der natürlichen, auf der Baustelle gewonnenen Steine entstand. Ein in gleicher Weise erzeugter Sand ist in der Betonmauer von Buchwald enthalten. Bei der Urftalsperre wurde ein feiner Sand gebraucht, der bei der Erzgewinnung in den Mechernichen Bleibergwerken (Rheinland) als Nebenerzeugnis abfällt.

Als Mörtel wird im Westen Deutschlands der Traß-Kalkmörtel verwandt. Die älteren Vogesenmauern (Alfeldweiher, Altenweiher usw.) enthalten Zement-Kalk-Mörtel, bei den neueren Anlagen ist man jedoch auch hier zum Traßmörtel übergegangen. Im Osten Deutschlands ist wegen der hohen Förderkosten der Traß nicht mehr wettbewerbfähig mit dem Zement. Es ist deshalb bei den Talsperren von Marklissa und Mauer ein Mörtel gebraucht, der zum größten Teil Zement als Bindestoff enthält, aber doch einen Zusatz von Traß erhalten hat, um die vorteilhaften Eigenschaften dieses Stoffes für das Mauerwerk mit zu verwerten. Das Ausland, insbesondere Amerika, verwendet fast ausschließlich reinen Zementmörtel. Nachstehend sind einige der bei uns üblichen Mörtelmischungen mitgeteilt, ausführlicher soll auf diesen Gegenstand bei der Besprechung der Bauausführung der Talsperren eingegangen werden:

Traßmörtel in der Zusammensetzung bei den rheinisch-westfälischen Sperren und der Nordhauser Talsperre: 1 Rt. Fettkalk + $1\frac{1}{2}$ Rt. Traßmehl + $1\frac{3}{4}$ Rt. Flußsand (gewaschen) + Wassergehalt (15—17 v. H.¹⁾.

Die Zusammensetzung des Zementtraßmörtels der Talsperre von Marklissa ist: 125 l Zement + 100 l Traß + 66 l Kalkbrei + 510 l Sand.

Zementkalkmörtel des Alfeldweihers (Vogesen): 1 Gewichtsteil Zement + 2 Gewichtsteile Wasserkalk + 10 Gewichtsteile Flußsand. Bei den später erbauten Vogesen-Talsperren ist Traßmörtel (Lauchenseeweiher 1 Rt. Kalk, 1 Rt. Traß, $2\frac{1}{2}$ Rte. Sand) verwandt worden.

¹⁾ Über Traßmörtel s. u. a. Zentrabl. d. Bauverwalt. 1903 S. 90 u. 349, 1909 S. 16, 1912 S. 264. Mitteilungen aus den Kgl. Techn. Versuchsanstalten zu Berlin 1900 Heft 4, 1901 Heft 2.

Ziegelmauerwerk kommt wegen des hohen Preises und des geringen Gewichtes kaum in Betracht.

Beton ist bei deutschen Talsperren bisher wenig verwandt worden. Die erste deutsche Talsperre dieser Art, bei welcher der Beton teilweise als Baustoff mitwirkt, ist die kleine Talsperre von 13 m Höhe bei dem Solinger Wasser- und Elektrizitätswerk, die als Erddamm mit Betonkern ausgebildet ist (1900/01) (s. § 34). Ganz in Beton ist die Talsperre von Buchwald hergestellt (1905). Gegen die Verwendung von Beton sprechen bei uns die hohen Herstellungskosten und Bedenken, die man gegen seine Witterungsbeständigkeit hat, sowie die Gefahr der Rissebildung in freistehenden dünnen Mauern. Man fürchtet, der größere Mörtelgehalt als im Bruchsteinmauerwerk könnte hierzu Veranlassung geben. Es trifft zu, daß im Bruchsteinmauerwerk der Mörtelgehalt etwa 33—40 v. H. beträgt, im Beton hingegen etwa 45 bis 50 v. H. Zudem ist der Ausdehnungskoeffizient des Mörtels größer als bei Stein. Vom Verfasser wurde festgestellt aus den Bewegungen von Sperrmauern¹⁾: Als Ausdehnungskoeffizient für Bruchsteinmauerwerk (in Traßmörtel bzw. Zementtraßmörtel) = 0,0000078 für 1°, für Beton (in Zementtraßmörtel) = 0,00001228 für 1°.

Technische Bedenken gegen die Verwendung kleiner Steine im vollen Mauerwerk der Talsperren können aber im allgemeinen nicht vorhanden sein. Eher schon finanzielle, denn es kann, wenn große Steine vermauert werden, an Mörtel gespart werden. Das bringt zwei Vorteile. Einmal ist der Mörtel von beiden Baustoffen — Stein und Bindestoff — der teurere Teil, sodaß geringerer Verbrauch an Mörtel gleichbedeutend ist mit billigeren Herstellungskosten. Nach der anderen Seite wird das Mauerwerk bei Verwendung kleinerer Steine mit stärkerem Mörtelverbrauch leichter. Das hat zur Folge, daß die statische Berechnung der Mauer einen größeren Mauerquerschnitt und damit größeren Aufwand an Mauerwerk abgibt.

Aber dem stehen ausgleichend gegenüber mancherlei Vorteile, die gerade für abgelegene Talsperrenbaustellen ins Gewicht fallen. Beton kann hergestellt werden, ohne daß man Maurer nötig hat, also mit einfachen, ungelernten, oder leicht anzulernenden Arbeitskräften. Geschwungene, viel gegliederte Formen verlangen ein gut geschultes Maurerpersonal; sie lassen sich leichter in Beton ausführen. Es kann ein schneller Massenbetrieb eingerichtet werden. Das ermöglicht die Einförmigkeit des Baustoffes und der Arbeit, ohne daß die Güte des Erzeugnisses zu leiden braucht. Der Umstand z. B., daß an dem Wupperwehr für das Elektrizitätswerk der Stadt Solingen statt des anfänglich vorgesehenen Bruchsteinmauerwerks Beton verwendet wurde, trug wesentlich zur schnelleren Fertigstellung bei. Bei der Betonierung konnte unbedenklich Tag und Nacht gearbeitet werden; die Mauerung hätte nicht über Nacht fortgesetzt werden können. Es war überdies möglich, in der Zeiteinheit mehr Betonmassen einzubringen, als in Mauerwerk hätte geleistet werden können. Als ein Nachteil fällt allerdings ins Gewicht — besonders bei feingegliederten und runden, stark wechselnden Querschnitten und Gewölben — daß die Holzeinschalungen schwierig sind, viel Bretter und Rüsthölzer erfordern und ihre Zimmerung zeitraubend ist.

Bei den großen Massenkörpern der Talsperren kommt dieser Umstand weniger in Betracht, und es sind Schnelligkeit und Einfachheit in der Bauausführung gerade die Vorteile, die dem Beton bei amerikanischen Talsperren in abgelegenen Gebirgstälern

¹⁾ Zeitschrift für Bauwesen 1904, S. 665, wo der Verfasser diesen Wert aus Messungen an Talsperren berechnet hat. Über den Schutz gegen Rissebildung durch Eiseneinlagen s. § 38.

vielfache Anwendung gebracht haben. Man hat in Amerika (Coldspring und Cristal Springs für die Wasserversorgung von San Francisco usw.) und in Australien (Beetaloo, Geelong und Sidney¹⁾), Indien (Peryar) usw. sehr große Sperrmauern aus Beton mit gutem Erfolg errichtet.

Mehrfach ist bei deutschen Ausführungen in Anregung gebracht worden, den Beton in zweiter Linie in Betracht zu ziehen, sei es dort, wo die Steinbrüche kein vollkommenes Steinmaterial lieferten oder wo besondere Schnelligkeit der Herstellung sich als wünschenswert erwies. Man zog diesen Gedanken u. a. in Erwägung beim Bau der Urfttalsperre, wo die Steinbrüche viel kleines Gestein lieferten, sowie bei dem unter

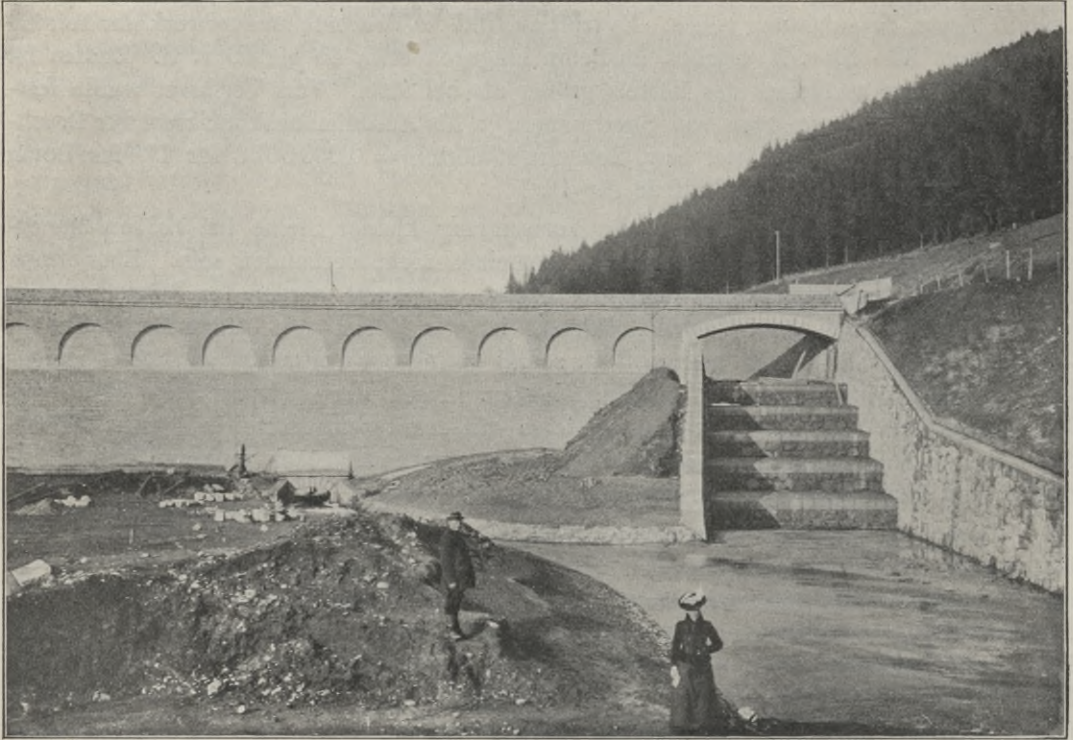


Abb. 71. Die Talsperre in Beton bei Buchwald.

der Oberleitung des Verfassers erfolgtem Bau der Nordhauser Talsperre, deren Fertigstellung sich im Jahre 1904 stark in den Spätherbst hineinzog. An der Verzögerung trug zum Teil ungünstige Witterung, zum größeren Teile aber die nicht ausreichende Steingewinnung Schuld. Es galt für die Stadt Nordhausen das Möglichste zu tun, um die Fertigstellung des Baues zu beschleunigen, sodaß mit dem Anstau des Beckens gegen das Frühjahr 1905 hin begonnen werden konnte und die Stadt für den nächsten Sommer aus der Wassernot befreit war. Es wurde daher in Erwägung gezogen, in dem oberen Teile im Innern der Sperrmauer Beton zu verwenden, während die Außenseiten, wie bisher, in Bruchsteinmauerwerk verkleidet werden sollten. Man konnte der Ungunst der Witterung dadurch besser begegnen und auch dem Mangel an Maurern abhelfen, der sich im Spätherbst bemerkbar machte, als die Italiener in ihre Heimat abzogen. Es wurde jedoch von

¹⁾ Minutes of Proceedings of the Institution of Civil Engineers. Vol. cl. XXVIII, Sess. 1908/09. Teil IV.

der Betonierung in letzter Stunde Abstand genommen wegen der nicht unwesentlichen Mehrkosten, die sich aus dem Preisunterschied von Bruchsteinmauerwerk und Beton ergeben hätten. Die Fertigstellung der Mauerung wurde bis auf das nächste Frühjahr (1905) verschoben.

Für die vorerwähnte Talsperre von Buchwald (Abb. 71) wurde Beton als Baustoff gewählt, da sich das dort an Ort und Stelle gewonnene Steinmaterial für Bruchsteinmauerwerk als ungeeignet erwies. Das ursprünglich in einer Größe von 12,5 Mill. cbm geplante Schutzbecken von Buchwald ist mit einem Stauraum von 2,2 Mill. cbm ausgebaut worden. Das Niederschlagsgebiet ist 59 qkm groß. Die Absperrung bildet eine im ganzen 26,8 m hohe Mauer, wovon infolge der ungünstigen Untergrundverhältnisse 12 m auf die Gründungshöhe unter Gelände entfallen. Die Sohlenbreite ist 17,5 m, der Halbmesser im Grundriß 250 m. Die Kronenlänge beträgt 230 m. Für die Hochwasserentlastung ist in Geländehöhe ein stets offener Durchlaß von 3,1 qm Eiformquerschnitt angeordnet, der bei gefülltem Becken rechnerisch 30 cbm abzuführen vermag. Am rechten Hang — in dem Fels ausgearbeitet und durch Mauerung eingefast — liegt ein 50 m langer Überlauf mit kaskadenartigem Abfall. Die Talsperre ist in einer konglomeratartigen Gebirgsformation errichtet. Der Bau wurde im Jahre 1905 beendet.

Die Durchlaßöffnung ist mit Granitquadern eingefast. Die Mischung des Betons geschah hier in Maschinen im Mischungsverhältnis 1 : 4 : 8. Bindemittel ist Zement mit $\frac{1}{2}$ Teil Traßzusatz. Dieser letztere Zusatz wurde gewählt, um die Talsperre, die nach ihrem Zweck als Hochwasserschutzbecken zum größten Teil des Jahres trocken und frei dastehen wird, gegenüber den Bewegungen infolge der Wärmeänderungen elastisch und widerstandsfähig zu machen. In den Außenflächen wurde noch ein geringes Maß von Zement zugesetzt. Die Steine sind aus dem Konglomerat- und Grauwackengestein an Ort und Stelle gebrochen und nach Reinigung und Waschung im Steinbrecher zerkleinert. Das Produkt dieser Zerkleinerung wurde mit allem sandartigen Gries und Steinmehl, das sich in dem Steinbrecher bildet, für die Betonbereitung verwandt, wobei um das obige Mischungsverhältnis zu erzielen, ein bestimmtes Maß reinen Sandes (grobkörniger, reiner, scharfer Quarzsand) zugesetzt wurde. Es fand also eine Waschung des Schotters, um diesen von tonigen Bestandteilen zu reinigen, nicht statt. Es hatte sich gezeigt, daß eine geringe Beimengung des zwar scharfen, aber tonigen Steinmehls die Festigkeit erhöhte. Festigkeitsuntersuchungen haben ergeben, daß hierdurch ein ausreichend fester Beton von etwa 80 kg Druckfestigkeit nach 4 Wochen gewonnen wurde.

An der dem Wasser zugewandten Seite ist die Sperrmauer mit einem abdichtenden Putz überzogen. Da dieser Putz im oberen Teile der Mauer den Witterungseinflüssen frei ausgesetzt ist — im unteren Teile liegt er unter dem Schutz einer Erdschüttung —, so werden sich hier, wie an der Talsperre von Marklissa, Aufschlüsse über die Bewährung dieser freistehenden Schutzdecke ergeben. An der Luftseite blieb der Beton ohne Putz und ist künstlich aufgeraut, wodurch er eine poröse Oberfläche angenommen hat. Wenn zwar das Aussehen dieser rauhen Fläche für das Auge nicht übel wirkt, so ist doch zu befürchten, daß das dadurch begünstigte Eindringen der Niederschläge in den Beton und der Frost auf die Dauer nicht ohne zerstörende Wirkung bleiben werden.

Es kann angenommen werden, daß diese erste Betonsperrmauer in Deutschland manche lehrreiche Beobachtung ermöglichen wird. Aus dieser Sachlage ist für die alte Streitfrage der Betonverwendung manche Aufklärung zu erhoffen.

Für die Talsperre von San Mateo in Californien wurde ebenfalls Beton als Baustoff verwandt wegen der Schwierigkeit, Steine für Bruchsteinmauerwerk in der Nähe zu gewinnen¹⁾.

Literatur.

- Staudamm aus Beton. Eng. Rec. Dezember 1904, S. 666.
 Betontalsperre zu Barossa (Australien). Génie civil Aug. 1904, S. 241. Eng. News April 1904, S. 321. Scient. Americ. April 1905, S. 266.
 Talsperre aus Beton für die Wasserversorgung von Lynchburg, Va. (Betonblöcke). Engin. Record v. 16. 5. 1908 S. 641 u. 642 m. Abb.

¹⁾ Schuyler a. a. O. S. 267.

Die Talsperre bei Illachmühle in Oberbayern. Cement und Beton vom 28. 2. und 3. 4. 1908, S. 132 bis 141, 214 und 215 m. Abb.

Talsperre aus Beton (Australien) Eng. record September 1905, S. 276.

Talsperre bei Cheyenne, Wyo, Eng. Record vom Juni 1905, S. 698. Eng. News Juni 1905, S. 671.

Talsperre aus Beton am Pedlar-Fluß bei Lynchburg Va. Engin. Record v. 12. 5. 1906, S. 584—586 m. Abb. Minutes of Proceedings of the Institution of Civil Engineers Vol. cl. XXVIII. Sess. 1908/09 Teil IV.

Die Holter-Staumauer in Beton. Eng. Record 29. 10. 1910.

Wie auf allen Gebieten, so ist neuerdings auch im Talsperrenbau das Eisen und in ganz neuester Zeit der Eisenbeton als Konstruktionsstoff aufgetreten. Ausführungen dieser Art besitzt Amerika. Es wird auf diese Bauweisen, sowie auf die Bedingungen, unter denen zweckmäßig Erddämme errichtet werden in § 33—38 näher eingegangen werden.

§ 19. Die Abdichtung der Mauern. Die wegen des Ausbruchs der Baugrube unvermeidliche Lücke zwischen der Mauer und dem anstehenden Fels am wasserseitigen Fuß der Staumauern ist eine wunde Stelle, indem dieser Schlitz im allgemeinen durch eine eingebrachte Lehmschicht ausgefüllt wird, sodaß bei gefülltem Becken das unter hohem Druck stehende Wasser unter Umständen bis an den Fuß der Mauer vordringen kann. Es ist ferner zu beachten, daß die Fuge zwischen Mauerwerk und Fels die Grenze zweier verschiedenartiger Körper bildet. Der Zusammenhang von Mauerwerk und Fels — herbeigeführt durch die kittende Masse des Mörtels — ist eine weniger gute, wie der Zusammenhalt dieser Massen in sich. Dazu kommt, daß die in jeder tiefen Baugrube meist vorhandenen Quellen leicht undichte Stellen und kleine Leerräume beim ersten Ansetzen des Mauerwerks herbeiführen. Wenn nun das Wasser bis an diese Fuge von der Wasserseite her vordringt, so kann der losere Zusammenhang zwischen Mauerwerk und Fels der Kraftwirkung des Auftriebs möglicherweise einen kleineren Widerstand entgegensetzen, als der homogene Fels oder das in sich fest verspannte Mauerwerk in irgend einem anderen Teile der Mauer. Darum ist es geboten, dieser Stelle besondere Sorgfalt zuzuwenden, und es ist von großem Wert für die Güte der hier vorzunehmenden Arbeiten, wenn die Lücke zwischen dem Mauerwerk und dem anstehenden Fels nicht zu enge ist. Es sollten hier wenigstens 1—1½ m Spielraum vorhanden sein. Wenn dabei etwas mehr Felsausbruch erfolgt, als für die Hochführung der Mauer an sich unbedingt nötig erscheint und dafür entsprechend mehr Dichtungsmaterial (Beton und Lehm) eingebracht werden muß, so wird diese Mehrausgabe reichlich aufgewogen durch den Vorteil, daß ein genügender Raum ein sorgfältiges Arbeiten ermöglicht.

Für den Fuß der Solinger Sperrmauer geschah diese Abdichtung in folgender Weise (Abb. 73). In der Sohle des Schlitzes zwischen Mauer und Fels ist nächst der Felswand ein 10 cm weites Muffenrohr ohne Abdichtung der Muffen eingelegt, um das vom Hange rieselnde Wasser aufzufangen und abzuführen. Dieses Rohr wurde insoweit mit Beton eingehüllt, als erforderlich war, um eine trockene Lage für den aufzubringenden ersten Verputz zu erzielen. Der Beton erhielt Gefälle von der Mauer ab, so daß jede sich noch etwa ansammelnde Feuchtigkeit am Fels entlang abziehen konnte. Zur Herbeiführung möglicher Dichtigkeit ist hierbei Kiesbeton (1 Zement : ½ Trass : 4 Sand : 8 Feinkies) verwendet worden. Nach Erhärtung dieses Betons wurde die erste Putzlage aufgebracht und an der äußeren Mauerfläche hochgezogen. Auf diesem mit Siderosthen gestrichenen Putz liegt eine Betonlage von 50 cm Stärke von dem Mischungsverhältnis 1 Cement : ½ Kalkbrei : ½ Trass : 4 Sand : 7 Kleinschlag. Dieser Beton erhielt ebenfalls einen Verputz, der sich an jenen der aufgehenden Mauer anschloß. Diese doppelte Sicherung erwies sich bei den Arbeiten im Grunde noch insofern vorteilhaft, als hier wegen der meist vorhandenen Feuchtigkeit sowohl der Verputz wie der Anstrich desselben durch die Nässe leiden. Die gleiche Ausführungsweise wurde an der Wasserseite bis hinauf zur Kronenhöhe beibehalten; doch waren an den Hängen die Abwässerungsrohre und die untere Lage Kiesbeton nicht nötig. Der erste Verputz griff hier unmittelbar auf den Fels am Mauerfuße hinüber.

An der Luftseite wird das Mauerwerk, soweit der feste Fels ansteht, etwa in $1\frac{1}{2}$ —2 m Höhe voll an die Felswand herangeführt. (Tafel I, Abb. 4.) Wenn schon die raue und ausgezackte Sohle eine reiche Sicherheit gegen Verschieben der Mauer in der Richtung des Wasserdrucks bietet, so wird dadurch, daß sich der hintere Fuß der Mauer voll gegen den Fels stemmt, einer solchen Bewegung noch weiter entgegen gearbeitet.

An der Wasserseite wird die Mauerfläche oft mit einem Verputz versehen, der am Fuße der Mauer beginnt, wo er zweckmäßig an die oben geschilderte Fußabdichtung anschließt. Bei den deutschen Talsperren ist in dem unteren Teile der Verputz an der Außenfläche meist geschützt durch eine Erdanschüttung. In dem oberen freistehenden Teil der Mauer ist zu seinem Schutz gegen die Einwirkungen des Wassers und der Witterung eine Verblendmauer angebracht. Diese Verblendung greift in 0,90 und 0,60 m Stärke mit schwalbenschwanzförmiger Verzahnung in den Mauerkörper ein. Ihre Lage wird außerdem durch eine geringe Abböschung der Mauer gesichert. Dort, wo die Wasserentnahmeschächte stehen, legt sich der Verputz als trennende Schicht zwischen das Mauerwerk der Schächte und dasjenige der Talsperre und greift in die Abmauerungen der Rohrstollen hinein, sodaß auf der gesamten wasserseitigen Mauerfläche eine ununterbrochene Abdichtung besteht. (Tafel I, Abb. 4 u. 5, Tafel II, Abb. 1 u. 4.) Dieser Verputz besteht z. B. an der Solinger Talsperre (Abb. 73) aus zwei Lagen, die zusammen eine Mindeststärke von 25 mm haben. Die untere Lage ist Zementtraßputz, zusammengesetzt aus 1 Teil Zementmörtel (1 Zement : 2 Sand) und $\frac{1}{3}$ Teil Traßmörtel (1 Kalkbrei : $1\frac{1}{2}$ Traß : $1\frac{1}{2}$ Sand). In der Oberfläche ist dieser Putz durch einen feinen Zementmörtelüberzug (1 : 1) in etwa 5 mm Stärke glatt und dicht abgeglichen und zweimal mit Siderosthen gestrichen.

Der Verputz an der Wasserseite ist für die Dichtigkeit der Sperrmauer ein sehr wesentliches Erfordernis. Denn das Mauerwerk für sich dicht herzustellen ist schwierig, wenn überhaupt erreichbar, weil — abgesehen von etwaigen bei weniger guter Arbeit entstehenden Hohlräumen und wasserdurchlässigen Fugen — der Mörtel in der kellegerechten Verarbeitung nicht so geschlossen wird, als dies etwa bei der Herstellung von Probekörpern im Hammerapparat der Fall ist. Zudem ist jeder Mörtel mehr oder weniger wasseraufnahmefähig. Er saugt das Wasser unter dem hohen Druck der Stauung auf und gibt es weiter, bis es an der Luftseite der Talsperre zum Vorschein kommt. Es empfiehlt sich daher durchaus, die Dichtigkeit einer Talsperre durch einen Verputz an der Wasserseite zu bewirken. Ohne einen solchen Verputz ausgeführte Mauern haben bisher meist Rieselungen gezeigt. Mit Rücksicht auf das feste Anhaften auf der Mauerfläche ist es erwünscht, den Putz auf möglichst frisches Mauerwerk aufzubringen.

Nachdem der Verputz erhärtet und getrocknet ist, wird er meist mit einem zweimaligen Anstrich versehen. Dieser Anstrich hat den Zweck, alle etwa noch vorhandenen feinen Poren des Verputzes, die sich selbst bei sorgfältigster Ausführung nicht immer vermeiden lassen, zu schließen. Es kommt hierbei also darauf an, eine Masse zu verwenden, die sich möglichst in den Mörtel einsaugt und, indem sie fest anhaftet, eine geschlossene, abdichtende Haut bildet. Der Anstrich darf bei Hitze nicht treiben und bei Kälte und Feuchtigkeit nicht abblättern.

Zur Ermittlung der zweckmäßigsten Anstrichsmasse wurden bei den Solinger Talsperrenbauten Versuche an Probeputzflächen vorgenommen, wobei zur Probe kamen: Asphaltlack, sowie eine Mischung von 1 Teil Holzzement und 2 Teilen Goudron und Siderosthen, letzteres in der Herstellungsart für Maueranstrich.

Der Asphaltlack bildete einen geschlossenen, ziemlich anhaftenden Anstrich; aber er blieb nur auf der Oberfläche; die Lage war sehr dünn, und ein Eindringen in die Poren fand nicht statt; etwaige kleine Leerräume wurden mit einer feinen Haut überzogen und abgedeckt. Da somit die

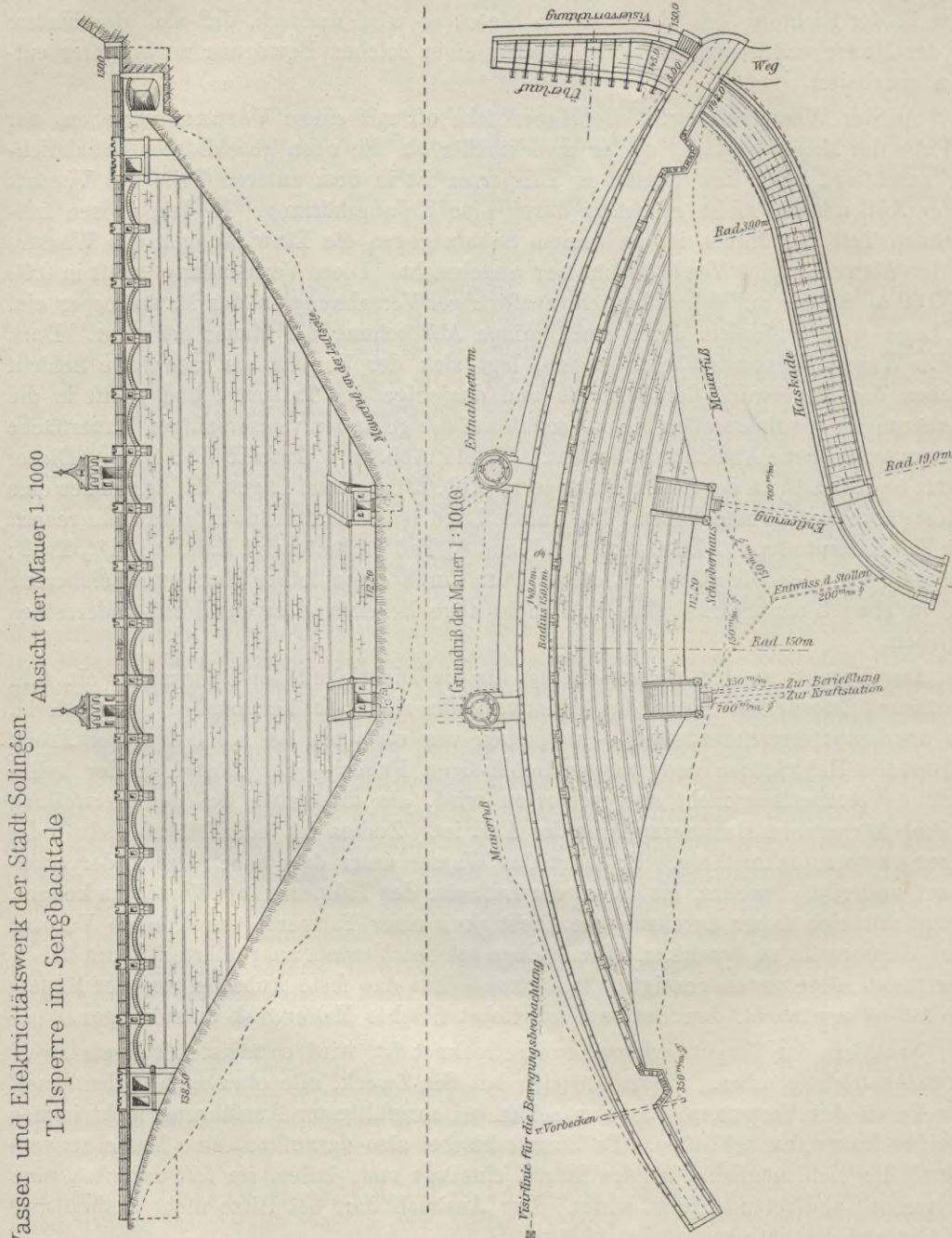


Abb. 72. Grundriß und Aufriss der Solinger Talsperre.

Hohlräume nicht ausgefüllt wurden, war zu befürchten, daß ein so dünner Überzug nur wenig Widerstand gegen äußere Einflüsse leisten würde. Die ganze Anhaftung war eine äußerliche.

Der Anstrich mit der Holzzement- und Goudronmischung drang in alle Poren gut vor und sog sich auch in den Verputz bis einige Millimeter ein. Die Mischung mußte sehr heiß aufgebracht

Talsperre im Sengbachtal
(Stadt Solingen)

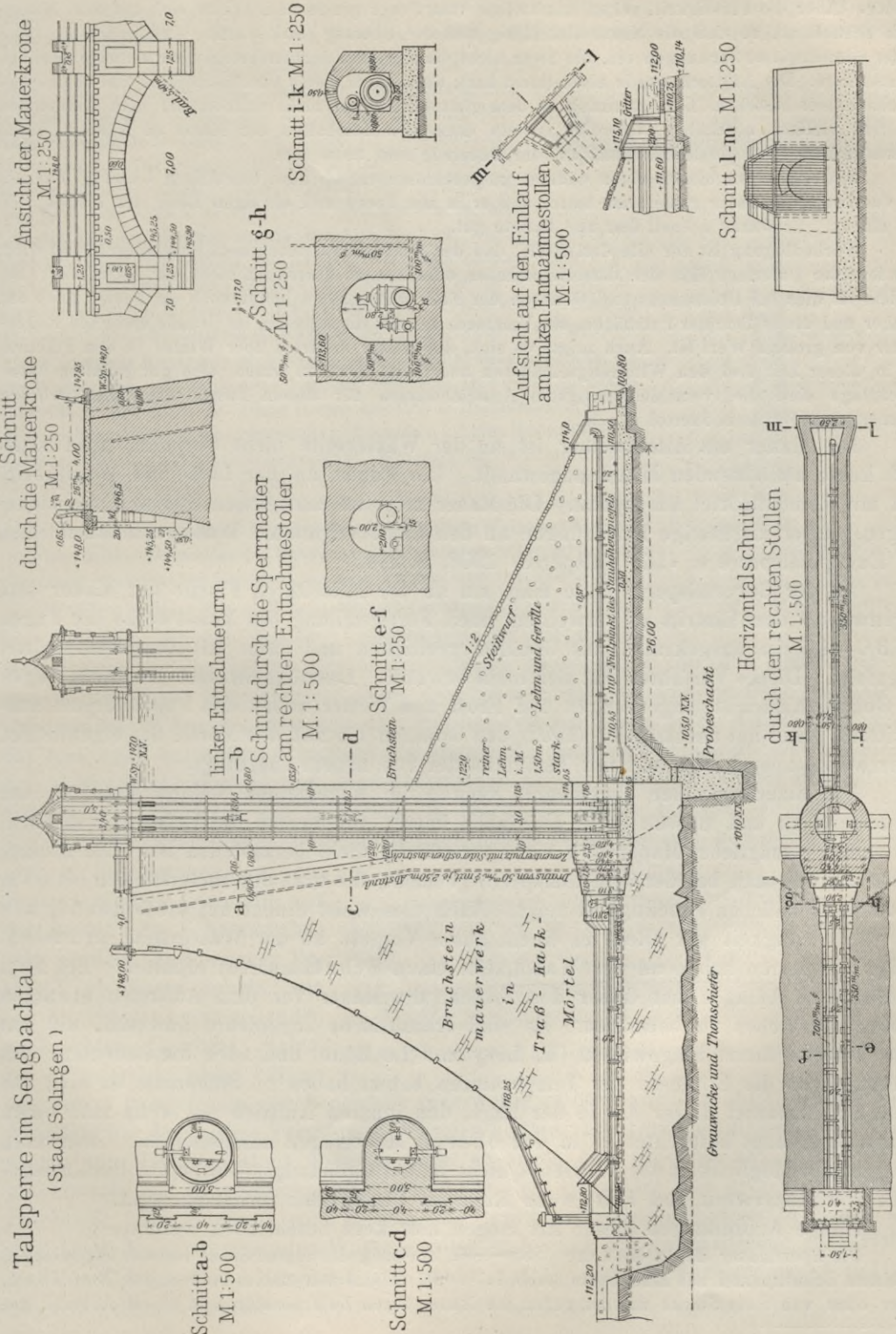


Abb. 73. Querschnitt und Einzelheiten der Solinger Talsperre.

werden. Aber die Flüssigkeit, selbst unmittelbar vom Feuer genommen, kühlte sich auf dem Mauerwerk schnell ab, so daß die Masse dickflüssig und der Überzug stark wurde. Infolgedessen traten in der Sonnenwärme Sackungen ein, die zwar nicht ein Abreißen herbeiführten, aber klebrige Gehänge verursachten. Der Anstrich wurde nicht leicht hart; unter einer festen Oberfläche blieb eine schmierige Beschaffenheit bestehen. Die Anhaftung an dem glatten Putz war nicht vollkommen, man konnte den Anstrich vielfach abschälen. Überdies ist ein dauerndes Heißhalten der Masse in Kesseln durch loderndes Feuer für die Handhabung auf der Baustelle sehr unbequem.

Siderosthen bildete einen dünnen, gutgeschlossenen, öl- bzw. teerartigen Überzug, der mit der vorerwähnten Masse gemeinsam hatte, daß er in alle Poren und etwaigen Risse des Putzes sich voll einsog. Er wurde schnell fest und haftete gut.

Vorbedingung ist für alle drei Stoffe, daß der Anstrich auf trockenem Putz aufgebracht wird. Von feuchter Unterlage läßt sich derselbe abheben oder kommt überhaupt nicht zur Anhaftung; besonders ist dies bei Holzzement und Goudron der Fall. Siderosthen haftet noch am besten auch auf frischer und etwas feuchter Putzfläche, ein Umstand, der für die Arbeiten im Grunde und nach Regenwetter von großem Wert ist. Auch zeigte es sich, daß dieser Anstrich über Winter in den Flächen, die in dieser Zeit frei den Witterungseinflüssen ausgesetzt gewesen waren, sich gut gehalten hatte. Neuerdings sind die verschiedenartigsten Anstrichmassen für diesen Zweck empfohlen worden Wunner'sches Bitumen, Inertol u. a. m.

Die Mauer am Alfeldweiher ist an der Wasserseite nicht verputzt, auch sonst sind keine abdichtenden Mittel angewandt. Die Fugen an der Luft- und Wasserseite sind mit Zementmörtel ausgeputzt. Die Mauer zeigt an zahlreichen Stellen Durchsickerungen. Über ungünstige Erfahrungen an den nicht verputzten Wasserentnahmetürmen der Ennepetalsperre s. »Die Talsperre« 1908, S. 214.

An der Bevertalsperre hatte man, um an der luftseitigen Fläche der Mauer dem Regenwasser den Eintritt zu verwehren, nach Fertigstellung des Mauerwerks die Fugen auf 3,0—4,0 cm ausgekratzt, mit Goudron gestrichen und dann mit Zementtraßmörtel ausgefügt. Dieses Verfahren hat sich nicht bewährt. Das Regenwasser ist in die Fugen des Goudronanstrichs eingedrungen und Frost und Wetter haben den Fugenverputz ausgewittert. Man hat nachträglich (1902) den Goudron bis auf den Mörtel des eigentlichen Mauerwerks ausgekratzt und mit Zementmörtel von neuem ausgefügt.

Die amerikanischen Ingenieure wenden im allgemeinen keinen Putz an der Wasserseite an und müssen dafür aber auch immer von neuem die Erfahrung machen, daß selbst vorzügliches Mauerwerk nicht vollständig dicht herzustellen ist. Die neueste Erfahrung hat man bei der Crotontalsperre gemacht, die trotz der Mauerstärken bis 65 m an den Außenflächen Feuchtigkeit zeigt. Auch dies weist erneut auf die Notwendigkeit hin, die Dichtigkeit vor allem in einem guten Verputz an der Wasserseite zu suchen. Einige Talsperren haben an der Wasserseite einen Schutzmantel erhalten. Bei zwei französischen Anlagen hat dieser den Zweck, die Mauer vor dem Auftreten etwaigen inneren Auftriebes zu bewahren. Es sind französische Ingenieure gewesen, die auf diese Vorteile zuerst hingewiesen (M. Lévy und Le Rond) und auch die Bedeutung des Mantels gegen die Einflüsse der Temperaturen betont haben¹⁾. Sicherlich ist man mit einem Schutzmantel dieser Art in der Lage, den inneren Auftrieb — wenn man einen solchen überhaupt befürchtet — in den oberen Mauerfugen auszuschalten. Aber man begegnet der Möglichkeit des Auftriebes nicht in der Gründungssohle, in der Berührungsfläche von Mauerwerk und Fels, wenn Risse im Untergrund vorhanden sind.

Einige Anordnungen dieser Art mögen hier kurz beschrieben werden.

Die Sperrmauer de la Mouche (1885—1890, Speisung des Marne-Saône-Kanals) ist bekleidet mit einem Schutzmantel aus Eisenbeton (Abb. 74)¹⁾. Die Platte hat unten eine Stärke von 12 cm, weiter oben von 8 cm Stärke und ist gegen die Mauer durch Zwischenstücke in 60 cm Abstand ge-

¹⁾ H. Bellet, Barrages en Maçonnerie S. 180 u. Annal. d. P. et Chauss. 1907, S. 136.

stützt. Die lichte Weite zwischen Mauer und Platte ist 10 cm. Die Art der Eiseneinlagen ist aus der Abbildung ersichtlich. Am unteren Ende sammelt eine Entwässerungsanlage das Drängewasser.

Die in den Jahren 1855 bis 1858 errichtete Stau-
mauer von Settons — sie dient der Verbesserung der
Schiffahrt auf der Yonne, s. S. 31. — hat im Jahre 1899
einen Schutzmantel erhalten. Die Mauer ist 21 m hoch und
271 m lang¹⁾. Die senkrechten Öffnungen dieses Mantels,
der bis auf die Felssohle hinuntergeführt ist, haben Huf-
eisenform von etwa 2 zu 2 m Weite. An der Wasserseite
befindet sich ein Überzug aus Asphalt von 2–3 cm Stärke,
der sich bis über den Fels hinüberzieht, um auch diesen abzudichten. Auch unter
der Gründungssohle dieses Mantels ist diese Asphaltschicht eingebracht,
um den Mantel vor innerem Auftrieb zu schützen. Die Bauweise ist ähnlich
der nachstehend beschriebenen Abdichtung der Talsperre von Marklissa.

Bei der Mauer von Marklissa ist die Verblendung der Mauer an
der Wasserseite mit annähernd lotrecht stehenden Gewölben in Beton
ausgeführt. Abb. 75 u. 79. Diese Bogen von 0,80 m Halbmesser sind der
wasserseitigen Mauerfläche vorgebaut und von dem inneren Mauerwerk der
Talsperre durch eine Putzschicht getrennt. Wasserseitig sind die Gewölbe
verputzt. Diese Anordnung wurde hier getroffen, um den Gneis, dessen
Witterungsbeständigkeit auf die Dauer nicht gesichert erschien, den äußeren
Einflüssen zu entziehen. Man hat überdies auf diese Weise zur Abdich-
tung gegen das Stauwasser des Beckens zwei Putzlagen, während bei den
rheinisch-westfälischen Sperren nur eine Putzschicht vorhanden ist.

Eine solche für sich bestehende Verblendung bringt im-
mer die Gefahr mit sich, daß eine Lostrennung vom eigentlichen
Mauerkörper erfolgt infolge der ungleichartigen Bewegungen, die das Massiv der Tal-
sperre und dieser Schutzmantel unter dem Einfluß der Wärmeschwankungen und des
wechselnden Wasserdruckes aus dem Becken erleiden. Aus dieser Überlegung heraus
hat man auch bei anderen neueren Talsperren die Schieberschächte an der Wasserseite
der Mauer allein stehend und ohne Zusammenhang mit dem Mauerkörper der Talsperre
ausgeführt. Es wird die Erfahrung in Marklissa lehren müssen, ob die in dieser
Grenzlinie zwischen Mauer und Schutzmantel entstehenden Risse oder ob sonst die ungleich-
artigen Bewegungen auf die
Dauer irgendwie nachteilig auf
den Bestand des Schutzmantels
sein werden. Es kommt in Be-
tracht, ob dieser Schutz, wie
ihn die schwer herzustellenden
senkrechten Gewölbe bieten,
wo erforderlich, nicht billiger
aus einem wetterfesten gegebenenfalls anderweitig zu beschaffenden Stein nach rheinisch-
westfälischer Art mittels Verzahnung erfolgen könnte. Die verputzte Betonfläche der Tal-
sperre von Marklissa sieht überdies nicht so schön und gediegen aus, wie Verblend-
mauerwerk aus Bruchsteinen, das sich mehr dem Charakter des großen Steinmassivs
anschließt. Von Interesse wird es sein, die Bewährung dieses freiliegenden Putzes unter
dem Einfluß des wechselnden Wasserstandes im Becken und der Witterung zu verfolgen.
Bei der Talsperre von Mauer ist man wieder auf die einfache Verblendmauer und zwar
ohne die oben beschriebene Verzahnung zurückgekommen.

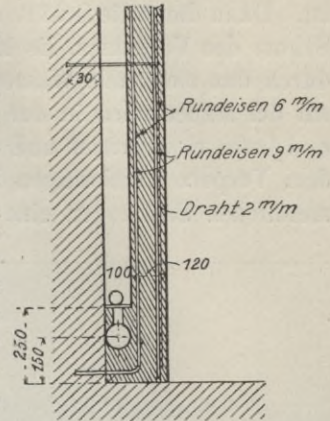
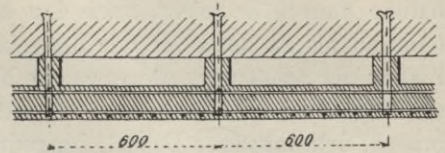


Abb. 74. Schutzmantel aus Eisenbeton an der Talsperre de la Mouche (Frankreich).

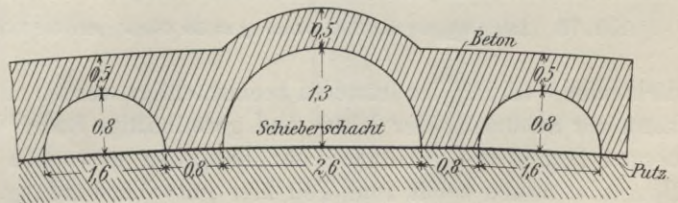


Abb. 75. Schutzmantel aus stehenden Gewölben an der Talsperre von Marklissa. 1 : 100.

¹⁾ H. Bellet, Barrages en Maçonnerie S. 73. Über Abdichten der Talsperren s. auch Engineer 1911, S. 223.

Vor der Mauer befindet sich bei den meisten deutschen Talsperren nach der Wasserseite eine Erdanschüttung, deren Spitze in der Mitte des Tales etwa bis zur halben Mauerhöhe reicht, nach den beiden Hängen hin etwas ansteigt und sich dort annähernd bis zu der Höhe der Mauerkrone hinzieht. Abb. 73 u. Tafel I, Abb. 1, 2 u. 4. Der Zweck der Schüttung, die etwa die Neigung 1:2 hat, ist ein doppelter. Einmal wird durch sie die statische Wirkung erreicht, daß die Drucklinie bei leerem Becken nach dem Mauerinnern, dem mittleren Drittel, hingedrängt wird, wenn auch dieser Einfluß nicht bedeutend ist. Dann dient die Schüttung zur weiteren Abdichtung der Mauer und, wie bemerkt, zum Schutz des Verputzes. Es kann angenommen werden, daß etwaige feine Risse oder Poren durch das sickende Wasser mit Lehmteilchen in einiger Zeit voll zugeschlämmt werden. An der Mauer wird in der mittleren Stärke von $1\frac{1}{2}$ m eine Schüttung aus reinem Lehm und Lette eingebracht und eingestampft. Es ist durchaus zu vermeiden, unmittelbar an dem Verputz steinhaltigen Boden zu verwenden, da beim Stampfen und bei den unvermeidlichen Sackungen eine Beschädigung des Putzes eintreten würde, wodurch die ab-

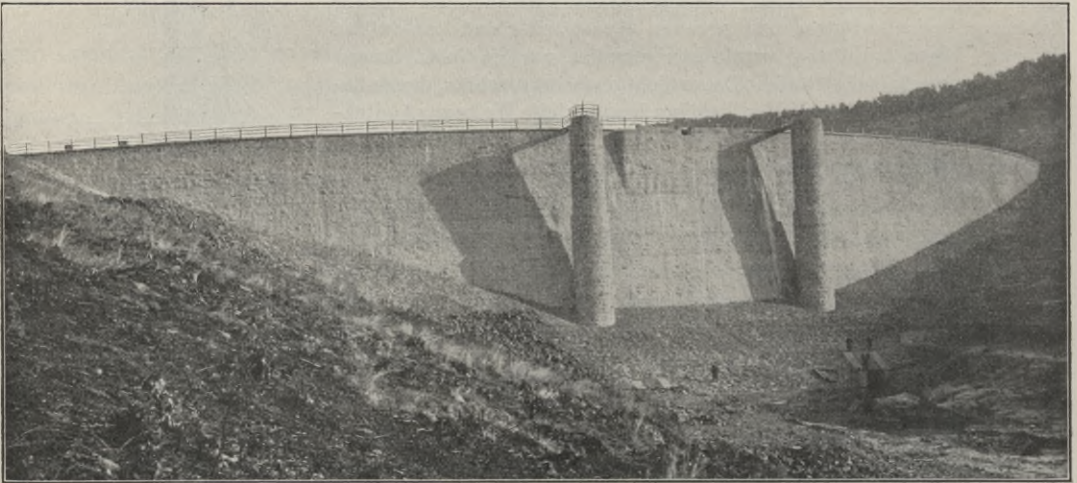


Abb. 76. Erdanschüttung mit Steinabdeckung an der Glörtalsperre der Volme-Talsperrengeossenschaft in Westfalen.

dichtende Wirkung des letzteren beeinträchtigt werden müßte. Weiter ab von der Mauer kann zur Schüttung der lehm- und geröllhaltige Boden benutzt werden, wie er aus den oberen Lagen des Aushubes der Baugrube gewonnen wird. Die Aushubmassen der Baugrube finden somit zum Teil hier gute Verwendung. Die äußere Abdeckung bildet eine Lage aus Steinen.

Im Anschluß an eine Beschreibung der Solinger Talsperren im »Génie Civil« vom 25. Februar 1905 erörtert Jacquinet den Wert der wasserseitig angebrachten Erdschüttung. Nach Ansicht französischer Ingenieure soll ein Nachteil dieser Schüttung darin bestehen, daß sie einen Teil der Mauer der Zugänglichkeit und Unterhaltung entzieht. Die Dichte der Mauer werde nur unendlich wenig vermehrt werden, da das Erdreich durchlässig sei und sich an der senkrechten Mauerfläche eine Wasserfuge bilden werde. Beim Füllen und Entleeren des Beckens werde der Erddruck sich in den verschiedenen Teilen der Mauer ungleichmäßig gestalten, wodurch die Gefahr der Rissebildung im Mauerwerk gegeben sei. Es könne nicht erwartet werden, daß solche Haarrisse in der Mauer durch feine Teile aus dem

Lehm zugeschlämmt würden. Die Erdschüttung schaffe somit schwere Nachteile und biete nur unsichere Vorzüge.

Dem Umstande, daß ein Teil der Mauer der Berücksichtigung entzogen wird, kann eine wesentliche Bedeutung nicht zuerkannt werden. Die Sperrmauern erfordern erfahrungsmäßig an sich sehr wenig Unterhaltung, um so weniger noch ihre geschützt liegenden Teile. Auch bei anderen Bauwerken wird vieles dauernd zugedeckt, ohne daß man sich Sorge darüber macht. Die Erdschüttung wird in jedem Fall ihren Teil zur Vermehrung der Wasserdichtigkeit beitragen und erzeugt außerdem eine Abdichtung des Untergrundes auf 30—40 m oberhalb der Mauer. Die Auffassung von der Unwirksamkeit der Lehmlage für die Zuschlammung feiner Poren im Mauerwerk kann nicht geteilt werden. Falls Wasseradern als Haarrisse vorhanden sind, wird das sickende Wasser den Lehm auflösen und die schwebenden Stoffe in die Mauer hineinziehen, damit die zackigen und winkligen Linien und die Poren ausfüllend. Der gleichen Anschauung pflichten übrigens auch die amerikanischen Ingenieure bei und sehen darin einen weiteren Vorzug des Mauerkerne in Staudämmen gegenüber dem Tonkern, bei dem eine solche Zusetzung von Wasseradern nicht zu erwarten ist.

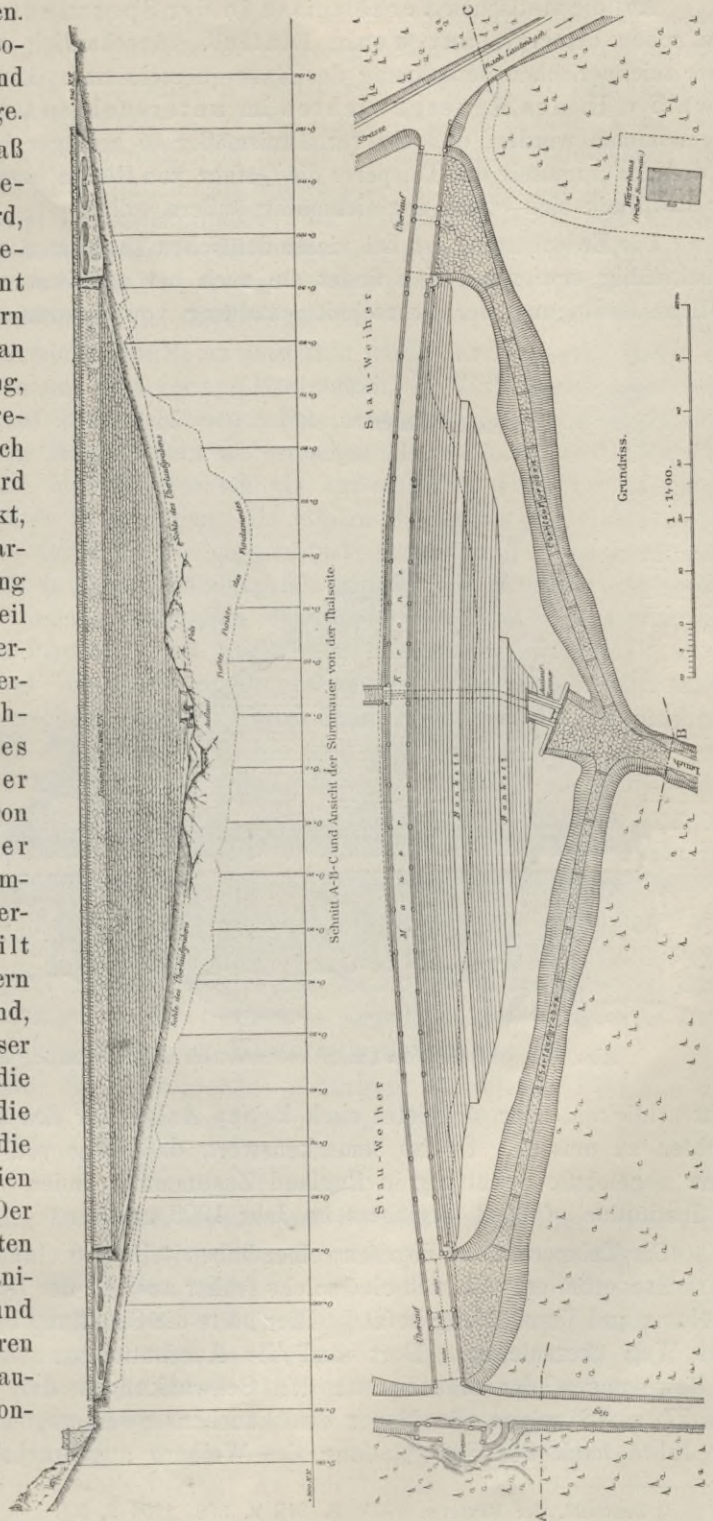


Abb. 77. Ansicht und Grundriss des Lauchense-Stauweihers.

Auf die statischen Verhältnisse in der Sperrmauer hat die Erdschüttung, wie schon bemerkt, nur wenig Einfluß. Anschaulich zeigt dies jede Darstellung einer zeichnerischen Berechnung des Mauerquerschnittes. Der gesamte Erddruck beträgt etwa 5 v. H. des Mauergewichtes im untersuchten Querschnitt. Es kann nicht angenommen werden, daß ein verhältnismäßig so geringer Anteil der wirkenden Kräfte in dem Mauermassiv der Talsperre die Gefahr von Rissen hervorrufen könnte, wenn dieser Erddruck sich etwas ungleichmäßig äußern sollte.

Die Erdschüttung ist bei vielen deutschen Talsperren ausgeführt und hat sich als zweckmäßig erwiesen. Man findet sie auch bei amerikanischen Anlagen. Eine unerläßliche Bedingung der Querschnittsgestaltung von Sperrmauern darf man darin zwar

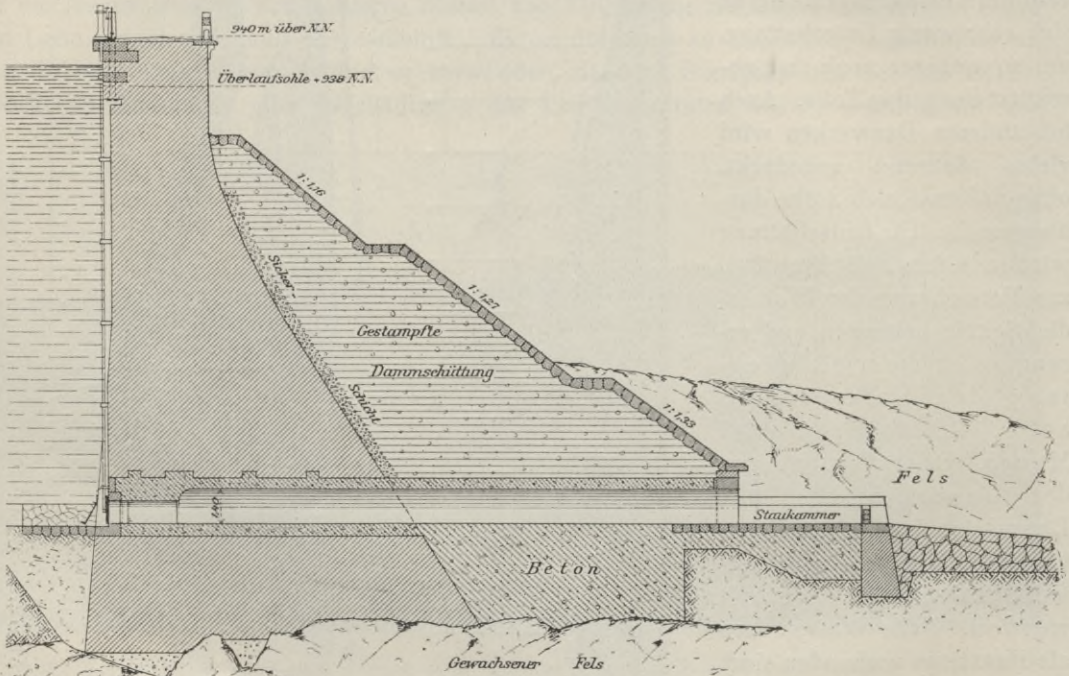


Abb. 78. Querschnitt des Lauchensee-Stauweihers mit Erdschüttung an der Talseite. 1:300.

nicht erblicken, aber sie bietet auch keinen Anlaß, für den Bestand des Bauwerks befürchten zu müssen. Es ist bemerkenswert, daß diese von den französischen Ingenieuren abgelehnte Schüttung in England Zustimmung findet, wie die Verhandlungen vor der Institution of Civil Engineers im Jahr 1908 ergaben¹⁾.

Die Talsperren der Vogesenweiher haben teilweise eine Erdschüttung an der Luftseite erhalten, wie sich eine solche früher auch an der Lenneper Talsperre vor ihrer Erhöhung und Verstärkung befand. Hier hatte die Schüttung im wesentlichen den Zweck, einen Weg überzuleiten. Dort sind die Anschüttungen nachträglich hergestellt, um die Bewegungen der Mauer unter den Schwankungen der Temperatur zu mäßigen. Abb. 77 u. 78 zeigen die Mauer des Lauchenseewehers, mit der Erdschüttung, die vier Jahre nach der Fertigstellung des Weihers angebracht wurde. Die gestampfte

¹⁾ Zentralbl. der Bauverw. 1905, S. 319 u. 569, 1906 S. 503 und Minutes of Proceedings of the Institution of Civil Engineers. Vol. cl. XXII. Session 1907/08. Teil II.

Dammanschüttung ist abgeplästert; an der Mauer ist eine Sickerschicht angeordnet. Man hat beobachtet, daß dadurch die Wärmeeinflüsse wesentlich vermindert wurden¹⁾.

Ein Fels, der genügende Tragfähigkeit besitzt und in dieser Hinsicht geeignet erscheint, die Standsicherheit der Mauer zu gewährleisten, braucht deshalb noch nicht dicht zu sein. Der Fels ist mitunter rissig und für feine Wasseradern durchlässig, aber deswegen wird man vielleicht unbedenklich eine Sperrmauer darauf gründen können. Um der möglichen Entstehung von Durchsickerungen, die immerhin geeignet sein können, die Gefahr von Durchbrüchen heraufzubeschwören, entgegenzutreten, kann es erwünscht erscheinen, eine vollkommene Abdichtung quer über der Talsohle anzustreben. Dies kann geschehen durch einen Schlitz in der Gründungssohle, der quer durch das Tal ausgehoben und mit dichtem Mauerwerk oder Beton ausgefüllt wird (Herdmauer). Haben die wasserdurchlässigen Schichten nur eine geringe Mächtigkeit, so wird es sich empfehlen, diese sog. Herdmauern bis auf den geschlossenen Fels abzuteufen. Liegt dieser in einer Tiefe, die mit aufwendbaren Mitteln nicht zu erreichen ist, so kann es in Betracht kommen, zum mindesten die oberen Schichten bis auf vielleicht 6 bis 8 m zu durchfahren, um in solche Schichten zu gelangen, die infolge der größeren Geschlossenheit das Vordringen des Wassers durch die Reibungsverluste erschweren, wenn nicht ganz verhindern. Aber auch selbst in gutem Gründungsfels wird es immer ratsam erscheinen, an der Wasserseite durch tieferes Eingreifen des Mauerwerkes in den Untergrund einen solchen abdichtenden Pfropfen nach Möglichkeit herzustellen, wie dies z. B. an der Solinger Talsperre und Neyetalsperre geschehen ist. Teilweise sind solche Pfropfen auch an der Wasserseite der Nordhauser Talsperre ausgeführt, um dahinterliegende Klüfte abzuschließen. Am rechten Hange fand sich hier zwischen festen Felsbänken eine Lage von Löß. Es ist das ein festabgelagertes Gerölle, dessen Bindemittel toniger Art sind. Nach der Wasserseite schloß sich dieser senkrecht stehende Schlitz fast ganz; nach der Luftseite erweiterte er sich auf etwa 60 bis 80 cm. Es wurde zur Abdichtung an dieser Stelle ein Mauerpfropfen, der bis auf einige Meter in die Gründungssohle eingriff, an der Wasserseite als Abschluß vorgesetzt. Bei der Waldecke Sperre ist vor dem Fuß der Mauer ein 5 m tief in den Felsuntergrund eingreifender Sporn angeordnet. Zur weiteren Abdichtung ist auf 30 m oberhalb der Mauer die Talsohle durch einen Lehmschlag von 1 m Stärke abgedeckt, wohingegen an dieser Mauer die oben erwähnte Schüttung an der Wasserseite fortgelassen ist.

Es wird von der Natur des Untergrundes abhängen, in welchem Umfange derartige Herdmauerabschlüsse vorgenommen werden müssen. Eine Stärke von 2,0 m wird als das Mindeste erscheinen müssen.

§ 20. Entwässerung des Mauerinnern und Besichtigungsgänge. Bei vielen deutschen Talsperren ist im Innern der Mauer etwa 1,5 m hinter der wasserseitigen Fläche eine Entwässerung angelegt, welche den Zweck hat, das etwa von der Wasserseite her bei dem vorhandenen hohen Druck trotz der Abdichtung in die Mauer eintretende Sickerwasser abzufangen und spannungslos nach den Rohrstollen abzuführen (Abb. 73). Diese Drainage, welche die ganze Mauerfläche überdeckt, besteht aus einem Netz von senkrechten Saugröhren von 50 mm Lichtweite, die in $2\frac{1}{2}$ m Abstand voneinander liegen und in Sammler von 100 mm Durchmesser münden. Diese Sammelrohre laufen in Sohlenhöhe in die Rohrstollen ein und liegen im Gefälle 1:200. An den Hängen ist ihre Lage dem Abfall

¹⁾ Zeitschrift für Bauwesen 1902.

derselben angepaßt mit der Maßgabe, daß sie 1 m von dem Fels ableiben. Die Sauge-drains bestehen aus stumpf aneinanderstoßenden porösen Tonrohren, die Sammelrohre aus glasierten Tonrohren mit Muffen. Falls die Entlastung des Staubeckens über die Mauer erfolgt, wird ein solches Entwässerungssystem oft auch unter der talseitigen Mauerfläche eingebaut (Taf. I, Abb. 1, 4, 5 u. 6).

Bei der Talsperre von Marklissa sind für die Entwässerung glasierte Tonrohre von 8 cm Durchmesser angewandt, die durchlöchert sind. Die Erfahrung weist ferner

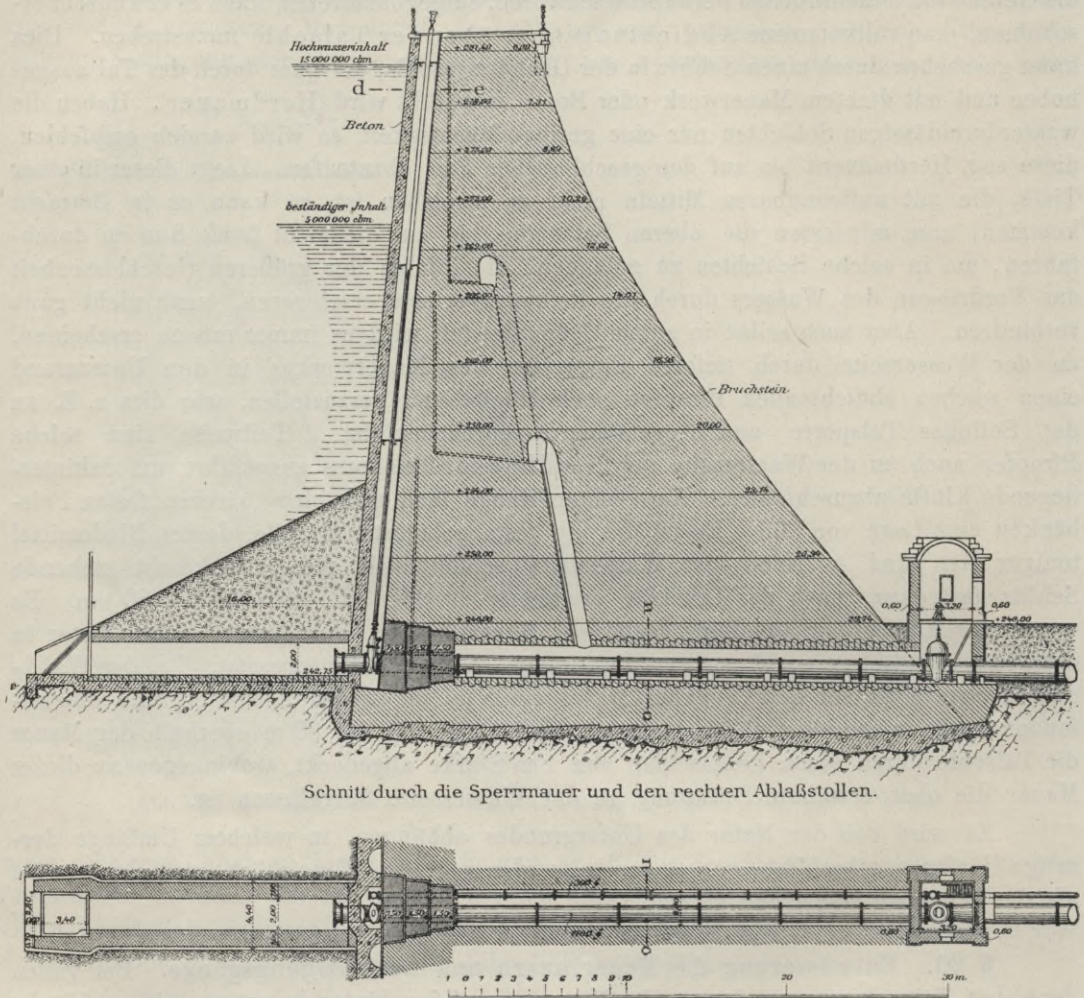


Abb. 79. Querschnitt der Talsperre von Marklissa mit Besichtigungsgängen. Ungef. Maßst. 1 : 500.

darauf hin, daß man gut tut, an der Wasserseite der Sperrmauer einige Rohre vom Grunde des Felsens anzusetzen, und ihnen nach den Stollen freien Abzug zu gewähren, so daß sich ein Auftrieb auf keinen Fall entwickeln kann.

Bei mehreren großen Talsperren sind neben der vorherbeschriebenen Entwässerungsanlage neuerdings begehbare Stollen im Mauerinnern zu Revisionszwecken ausgespart worden. Eine solche Einrichtung haben in Deutschland die Talsperren von Marklissa und Mauer erhalten. Die Sperrmauer von Vyrnwy (1881—88) hat ebenfalls einen inneren

Besichtigungsgang¹⁾. Auch die amerikanischen Ingenieure gehen neuerdings dazu über, im Mauerinnern Besichtigungsgänge und Entwässerungen anzulegen, wie der Querschnitt der im Jahre 1907 in der Ausführung begriffenen Sperrmauer des Ashokan-Beckens für die Wasserversorgung von New York zeigt²⁾.

Diese Stollen im Innern eines so großen Mauermassivs sind eine interessante Einrichtung, um Beobachtungen über die Dichtigkeit des Mauerwerks zu machen und um über die Temperaturschwankungen im Mauerwerk der Talsperre besseren Aufschluß zu erhalten. Es kann nicht bezweifelt werden, daß diese Messungen im Vereine mit dem Verfolg der Bewegung der Mauerkrone der Sperrmauer unter dem Einfluß der äußeren Wärmeschwankungen bei genügendem Beobachtungsmaterial eine wissenschaftlich ausreichende Grundlage für die Bestimmung des Wärmeausdehnungsbeiwerts des in der Sperrmauer angewandten Bruchsteinmauerwerks, Betons usw. bieten. Vielleicht findet sich auch dabei die Gelegenheit zu Beobachtungen darüber, wie weit die im Winter an Talsperren bemerkten Frostrisse in das Mauerinnere eindringen.

§ 21. Höhenlage der Mauerkrone. Die Mauerkrone sollte so hoch liegen, daß bei normalem Wasserstande und selbst bei dem stärksten zu erwartenden Wellenschlage nicht größere Wassermengen über die Mauerkrone geschält werden. Als der normale Wasserstand ist hierbei die Höhe der Überlaufschwelle anzusehen, über die bei gefülltem Becken das überschüssige Wasser zum Abfluß gelangt.

Von Einfluß wird die Größe und Lage des Beckens zur Mauer sein; auch die Lage in Beziehung zur Windrichtung. Es liegt z. B. die Möhnetalsperre auf 7 bis 8 km Länge ihrer Oberfläche in der Himmelsrichtung O.S.O. Da kann bei steifem Ostwind ein starker Stau an der Mauer entstehen. Dieser Umstand kann nicht nur von Bedeutung sein für die Höhenlage der Mauerkrone, sondern auch für die des Überlaufs. Man wird also im gegebenen Fall zweckmäßig Untersuchungen über den möglichen Windstau an der Mauer vornehmen und diesen bei Festlegung der Kronenhöhe berücksichtigen müssen.

Bei den meisten deutschen Talsperren liegt die Mauerkrone um 1 m höher als die Überlaufschwelle, Abb. 73 u. Taf. I Abb. 1, 3 u. 4, bei der Staumauer des Alfeldsees beträgt dieses Maß 1,60 m. Die Mauerkrone ist außerdem durch eine Brustwehr von 1 m Höhe gegen das Überschlagen der Wellen geschützt. Bei amerikanischen Mauern befindet sich die Mauerkrone gewöhnlich 1,5 bis 6 m über der Überlaufschwelle. Einige weitere Erörterungen hierüber s. § 41.

§ 22. Fahrbahn. Eine gute Abdichtung der Mauer von oben her ist erforderlich, um das Eindringen von Tagewasser zu verhindern. Die Abwässerung der Fahrbahn erfolgt meist nach der Seite des Beckens hin, um ein Beschmutzen der Mauer an der Luftseite zu verhindern. Von hygienischer Seite wird jedoch bisweilen bei Trinkwasseranlagen die Tagewasserabführung nach der Luftseite gewünscht, was als eine sehr weitgehende Forderung erscheint. Denn man wird bedenken müssen, selbst wenn einige wenige Unreinlichkeiten bei Regen in das Becken geschlämmt werden, so ist doch die Verdünnung in dem großen Wasserbehälter eine so außerordentliche, daß Bedenken für die Güte des Trinkwassers kaum entstehen können. Will man die unmittelbare Ableitung des Niederschlagswassers nach den Außenseiten der Fahrbahn vermeiden, so kann

¹⁾ Bellet a. a. O. S. 195.

²⁾ The Engineering Record 11. Mai 1907, Schuyler, Reservoirs etc. II. Aufl. S. 305.

man sich durch Anordnung eines Längsgefälles und Abführung des Wassers nach den Hängen helfen. Ein starkes Quergefälle in der Fahrbahn ist erwünscht, um die Bildung von Wasserlachen bei Regenwetter zu vermeiden. Die Breite der Fahrbahn hängt davon ab, ob ein Weg überführt werden soll. Aber auch wo dies nicht geschieht, wird man unter ein gewisses Maß nicht heruntergehen, um nicht einen zu dünnen oberen Mauer- teil zu schaffen, der den Witterungseinflüssen und der Bildung von Frostrissen stark ausgesetzt wäre. Man wird unter 3—4 m bei unseren klimatischen Verhältnissen kaum heruntergehen dürfen. Dient die Mauerkrone als öffentlicher Verkehrsweg, so ist ihre Breite nach den hierfür maßgebenden Forderungen zu bemessen.

Die meisten der deutschen Talsperren haben eine Kronenbreite von 4—6 m erhalten. Eine ungewöhnliche Breite weist die Gileppe-Talsperre mit 15 m auf. Krantz und Crugnola empfehlen für die Kronenbreite und die Höhe der Mauerkrone die Maße der nachstehenden Tabelle 45, die jedoch für die klimatischen Verhältnisse Mitteleuropas zum Teil zu schwach erscheinen.

Tab. 45. Kronenbreite und Höhe der Mauerkrone über Wasserspiegel¹⁾.

Wasser- tiefe t in m	Kronenbreite in m		Kronenhöhe über Wasser in m	
	Krantz	Crugnola	Krantz	Crugnola
5	2,00	1,70	0,50	0,50
10	2,50	2,00	1,00	0,90
15	3,00	2,30	1,50	1,30
20	3,50	2,50	2,00	1,50
25	4,00	3,00	2,50	2,00
30	4,50	3,50	3,00	2,40
35	5,00	4,00	3,50	2,80
40	5,00	4,25	3,50	3,00
45	5,00	4,50	3,50	3,25
50	5,00	4,75	3,50	3,50

Rehbock empfiehlt, diese Beziehungen in Formeln zu kleiden und zu wählen für die Kronenhöhe $h_k = \frac{t}{15} + 0,3$ m und für die Kronenbreite $h_b = \frac{t}{15} + 1,8$ m = $h_k + 1,5$ m. Man wird diese Formeln verwerten können, sofern nicht besondere Verhältnisse für die Breite (Wegeüberführung) vorliegen. Die Kronenhöhe ergibt sich darnach etwas reichlich; diese wird wie schon oben betont wurde, immer wesentlich von dem Windstau abhängen.

Als Befestigung der Fahrbahn wird gewählt:

1. Asphalt auf Betonunterlage.
2. Pflasterung.
3. Steinplatten.
4. Chaussierung.

Die Betonunterlage empfiehlt sich in allen Fällen, um eine Abgleichung des Bruchsteinmauerwerks herbeizuführen. Die Abb. 73, 80 u. Taf. I geben einige Beispiele von Fahrbahnbefestigungen.

¹⁾ Nach Wegmann, Design and Construction of Dams. V. Aufl. 1908, S. 36.

Die Mauerkrone der Solinger Talsperre (Abb. 73 u. 80) ist als Fahrbahn für den öffentlichen Verkehr ausgebildet. Auf einer Betonunterlage von 20 cm Stärke befindet sich eine 3 cm dicke Lage Gußasphalt, welche das Eindringen des Tagewassers in die Mauer verhindern soll. Diese Bauart ist bei den meisten rheinisch-westfälischen Talsperren gewählt worden. Die Fahrbahn der Gileppe ist abgepflastert. Die Krone der Nordhauser Talsperre (Taf. I, Abb. 3) ist ebenfalls mit einer Betonschicht abgeglichen, die mit einer doppelten Decke aus Gußasphalt überzogen ist. Die Bahn hat ein Quergetälle von 1:35. Die Überlauföffnungen sind mit Eisenbetonplatten von 32 cm Stärke abgedeckt.

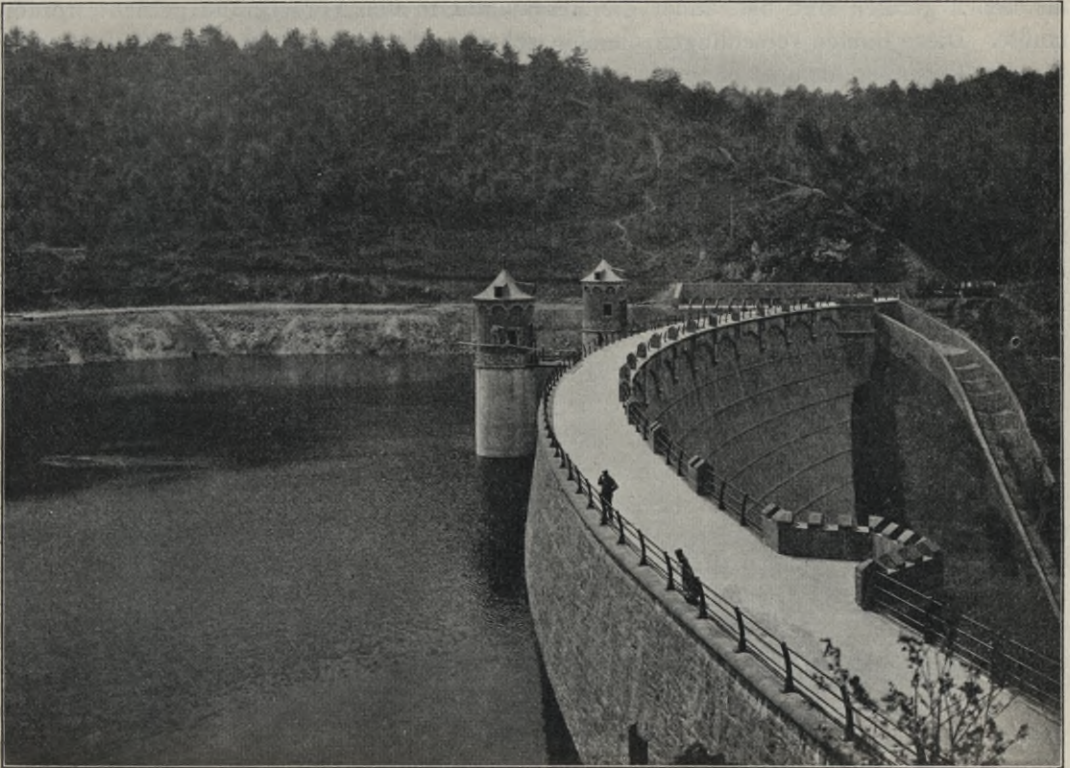


Abb. 80. Fahrbahn und Geländer der großen Solinger Talsperre.

Die Geländer der Sperrmauern werden massiv oder in Eisen ausgeführt und halten sich meist in einfachen Zweckmäßigeitsformen (Abb. 73 u. 80). Bisweilen findet man die eine Seite mit Eisen, die andere mit Mauerwerk eingefaßt. Wo eine Mauerwerkskonstruktion hergestellt wird, muß die Wand durchbrochen sein, um ein Durchtreten und Überströmen des Wassers zu gestatten. Die Mauerquerschnitte sind meist für einen bis zur Mauerkrone reichenden Wasserstand berechnet; staut sich das Wasser höher, so werden die statischen Verhältnisse verändert und ungünstiger gestaltet. Der Ausbau des Geländers sollte in seinen Abmessungen kräftig gestaltet sein, um gegenüber dem großen Mauermassiv nicht als winzig zu erscheinen.

Über die Betriebseinrichtungen der Talsperren s. § 39 bis 46.

§ 23. Die Architektur der Talsperren. Die Ausbildung der der Stand-
sicherheit und Zweckmäßigkeit angepaßten Formen der Talsperren ist in neuerer
Zeit ein Feld für Betätigung der Architekten geworden. Die bisherigen Sperrmauern
sowohl in Deutschland wie im Ausland sind meist in einfachster Form errichtet. Es
konnte dem Beobachter der Abstand nicht entgehen, der zwischen der großen wirt-
schaftlichen Bedeutung dieser Unternehmungen und ihrer mitunter dürftigen baulichen
Außengestalt liegt. Sie sind oft nicht in einem durch besondere Güte hervorragenden
Baumaterial errichtet und treten nicht durch schönes Beiwerk hervor, wie man dies
bisweilen bei bedeutungsloseren Bauwerken zu sehen gewohnt ist. Der Grund möchte
darin zu suchen sein, daß die Talsperren zum überwiegenden Teil als Privatunternehmen
ins Leben gerufen sind und daher die Rentabilität in den Vordergrund gerückt werden
mußte. Diese Bauten verschlingen ohnehin schon große Geldmengen, deren Aufwendung
für die Teilhaber niemals ohne ein gewisses Wagnis geschieht, es ist daher nur natür-
lich, wenn man alle Ausgaben bei einem Ingenieurwerk vermeiden wollte, die nicht
unbedingt zur Erreichung des Nutzzweckes notwendig waren.

Es scheint, daß wir gegenwärtig im Begriffe stehen, hierin einen Wandel unserer
Anschauungen eintreten zu lassen. Die Nützlichkeit der Talsperren zur Förderung einer
geordneten Wasserwirtschaft ist erwiesen. Die Erträge, die sie geliefert haben, haben
ihnen mehr Vertrauen eingebracht, und man ist heute geneigt, zumal Staat und größere
Körperschaften in die Reihen der Bauherrn getreten sind, auch ein Übriges zur würdigen
Gestaltung des Äußeren der Talsperren beizutragen.

Wenn man als Ingenieur die Frage aufwirft, welche leitenden Gesichtspunkte
sollten für die Kunstformen dieser Bauten maßgebend sein, so muß man hervorheben:

Diese Architektur muß einfach und in schweren Formen gehalten werden.
Das Beiwerk muß sich der Massenwirkung der Gesamtmauer einheitlich anschließen. Alles
zu fein gegliederte Schnörkelwerk ist von Übel. Durch solche Zutaten kann der schöne
Gedanke, den man zum Ausdruck bringen will, leicht vereitelt werden. Die Sperr-
mauern sind ein Werk des Ingenieurs. Der Ingenieur baut auf Zweck und Nutznießung
und dieser Gedanke der Zweckmäßigkeit darf auch durch die Ausschmückung nicht
verdunkelt werden. Darum darf die Architektur nicht zu sehr hervortreten. Man darf
nicht über die Beigabe die Hauptsache verwischen wollen.

Dieser Grundsatz muß als der oberste hingestellt werden. Und er steht auch in
vollem Einklang mit der weiteren Forderung, daß sich das Bauwerk richtig in die Land-
schaft einpassen soll. Was ist hierunter zu verstehen? Die Talsperren liegen in Gebirgs-
tälern, mitunter umgeben von flach ansteigenden Hängen, mitunter in engen Schluchten,
überragt von steilen Hängen. In einer solchen Umgebung wird ein von Menschenhand
zusammengesetztes Steingebilde immer etwas fremd aussehen. Menschenwerk und wilde
Naturromantik stehen im Gegensatz zu einander, wenn auch die Neuzeit, die viele große
Ingenieurwerke in abgelegenen Gebirgsbezirken hat erstehen lassen, Geschmack und
Auge diesem veränderten Bilde angepaßt hat. Je wuchtiger aber ein solcher in der
Natur errichteter Aufbau in seinen Formen ist, desto natürlicher und ungekünstelter
wird das Ganze aussehen. Man darf nicht vergessen: Die Talsperren beleben und ver-
schönern ein Gebirgstal nicht sowohl durch sich selbst als vielmehr in der Hauptsache
durch die schönen Wasserflächen, die sie schaffen. An Gebirgsseen sind unsere Mittel-
gebirge, die sich gerade vornehmlich für den Bau von Talsperren eignen, arm, und die
Weiher bringen da ein wechselvolles Bild, dessen Reiz noch erhöht wird, wenn in
wasserreicher Zeit die Überläufe und Kaskaden der Mauern überströmt werden.

Aus diesem Bestreben, mit nicht zuviel Kunst die Natur der Gebirgstäler zu überhäufen, heraus wird auch die Forderung gestellt werden müssen, die Umgebung der Talsperren mit nicht allzuviel gärtnerischen Anlagen zu umgeben. Dieser Schmuck ist zwar geeignet, ein liebliches Bild zu erzielen, wie dies z. B. die Remscheider Anlage dartut, aber die Charakteristik des Gekünstelten wird hineingebracht. Außerdem ist zu überlegen, daß die Unterhaltung solcher Nebenanlagen kostspielig ist, ebenso wie eine feine, in Einzelheiten ausgebildete Architektur in dem rauhen Gebirgsklima, in dem die meisten Sperrmauern stehen, stark der Verwitterung ausgesetzt ist, während die geschlossenen Mauermassivs der spanischen Mauern erwiesen haben, daß sie große Zeiträume zu überstehen vermögen. Aber auch der Zweck des Unternehmens verbietet es oft, an den Talsperren ein für das menschliche Auge und Empfinden zu verlockendes Bild zu schaffen.

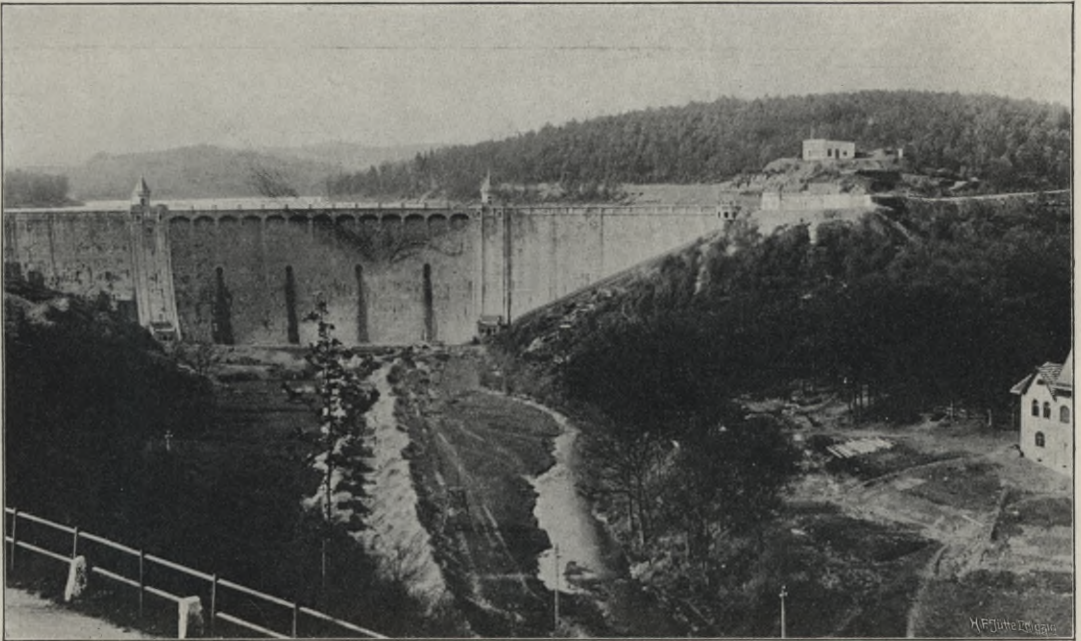


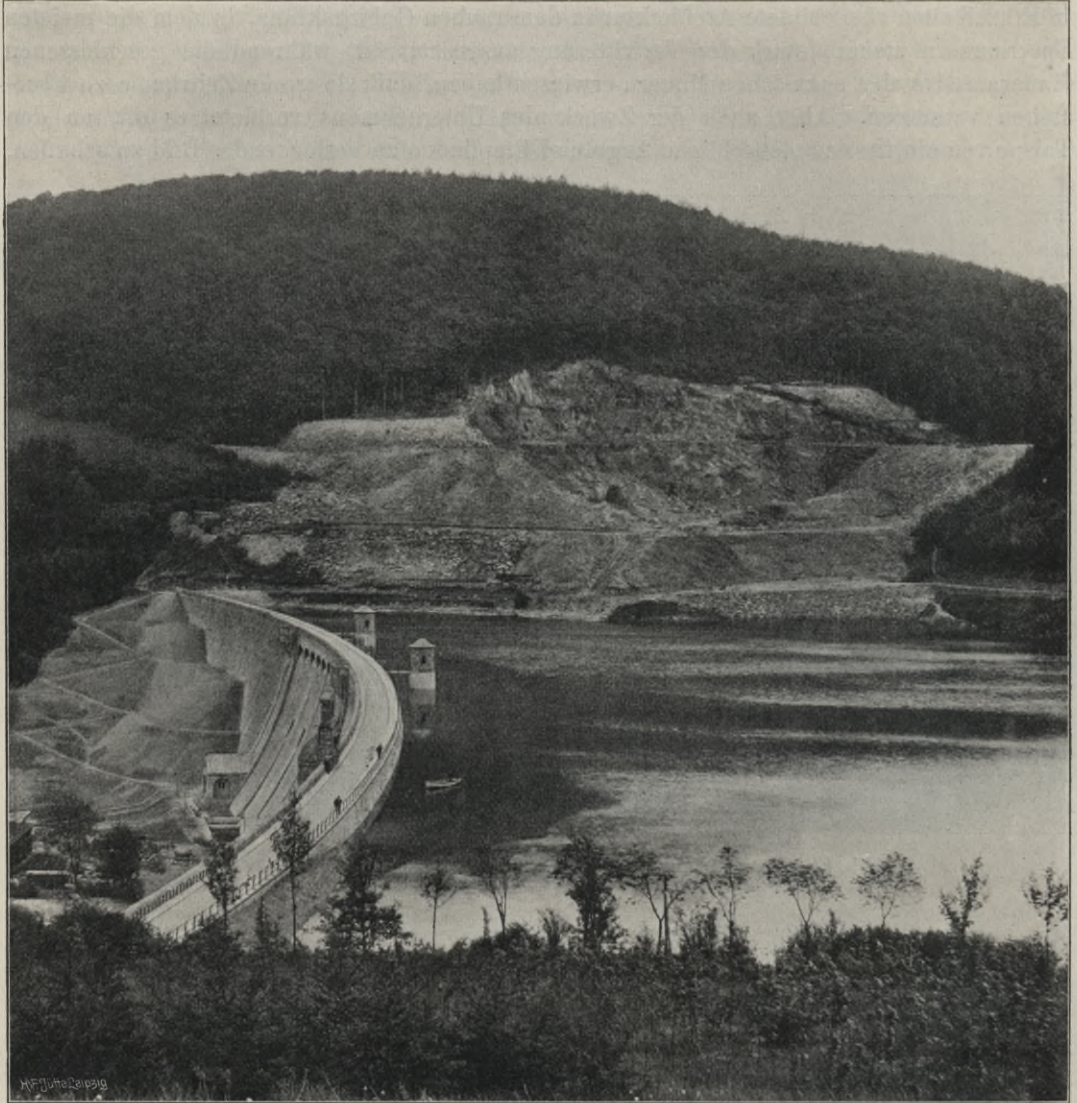
Abb. 81. Ennepe-Talsperre bei Schwelm i./Westfalen mit Überlauf auf der Mauer.

Man will durch Stauweiher, die der Trinkwasserversorgung dienen, keine Anziehungspunkte schaffen, weil dadurch — abgesehen von dem Reiz, den diese Bauwerke ohnehin auf das Publikum auszuüben pflegen — große Menschenmengen angezogen werden. Durch unvermeidliche Beigaben, wie Restaurationsbetrieb u. a., wird die Gefahr der Verunreinigung des Talsperrenwassers heraufbeschworen. Manche Städte haben mit Recht alles getan, um die Anziehungskraft ihrer Stauweiher nach Möglichkeit zu vermindern.

Auf der Grundlage solcher allgemeiner Überlegungen wird es die Aufgabe des Architekten sein, Beziehungen zu finden zwischen den Zielen der Architektur und des Ingenieurbaues, um das Bauwerk auszugestalten und ihm Reiz und Innigkeit zu verleihen, — mehr, als dies die meist nüchterne Art des Ingenieurs vermag. Durch die Entnahmeverrichtungen, die sich bei vielen unserer Talsperren in zwei Stollendurchbrechungen konzentrieren, wird eine Dreiteilung des Grundrisses geschaffen. Durch die hier eingelegten Rohre wird das aufgestaute Wasser entnommen und seiner nützlichen

Verwendung zugeführt. Dieser Umstand mag dem Architekten Anlaß geben, die Punkte entsprechend hervorzuheben, wobei die meist vorhandenen turmartig aufgebauten Entnahme- und Schieberschächte guten Anhalt bieten werden.

Die Zweckmäßigkeit und der Betrieb verlangen es, daß diese Mauerdurchgänge an der Luftseite durch häuserartige Aufbauten abgeschlossen werden. Weitere markante



Denkmal

Abb. 82. Die Mescheder Talsperre mit dem Denkmal Intze's.

Punkte sind die Überläufe, über die das überschüssige Wasser bei gefülltem Becken abfließt. Je nachdem diese an den Hängen liegen und als Kaskaden oder als Überläufe auf der Mauer selbst ausgebildet werden, wird der Architekt eine Wirkung erzielen können, um die konstruktive Bedeutung der Einzelteile hervorzuheben. In dem meist bogenförmigen Grundriß der Sperrmauern liegt im Aufbau allein schon eine ge-

wisse architektonische Wirkung. Die Mauerendigungen werden sich bedeutsam hervorheben lassen. Bogenkrönungen, Pfeilervorsprünge zur Betonung der Dreiteilung an den Schieberhäusern (Bever), von massigen Pfeilern getragene Überdeckungen der Über-

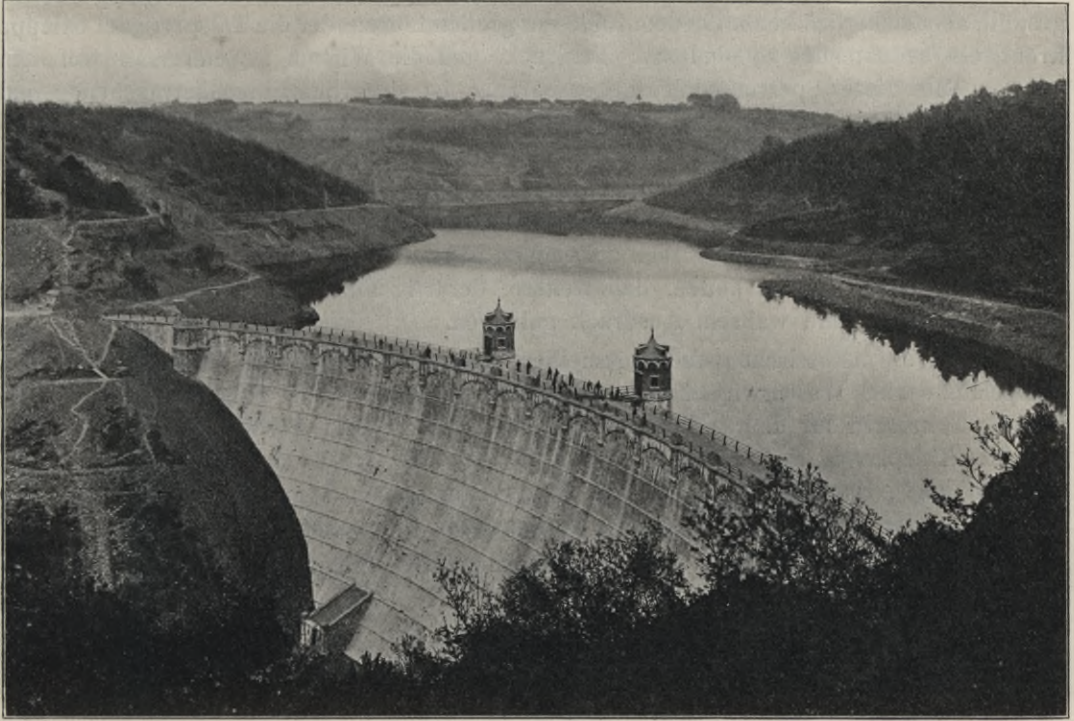


Abb. 83. Die Solinger Talsperre im Sengbachtale.

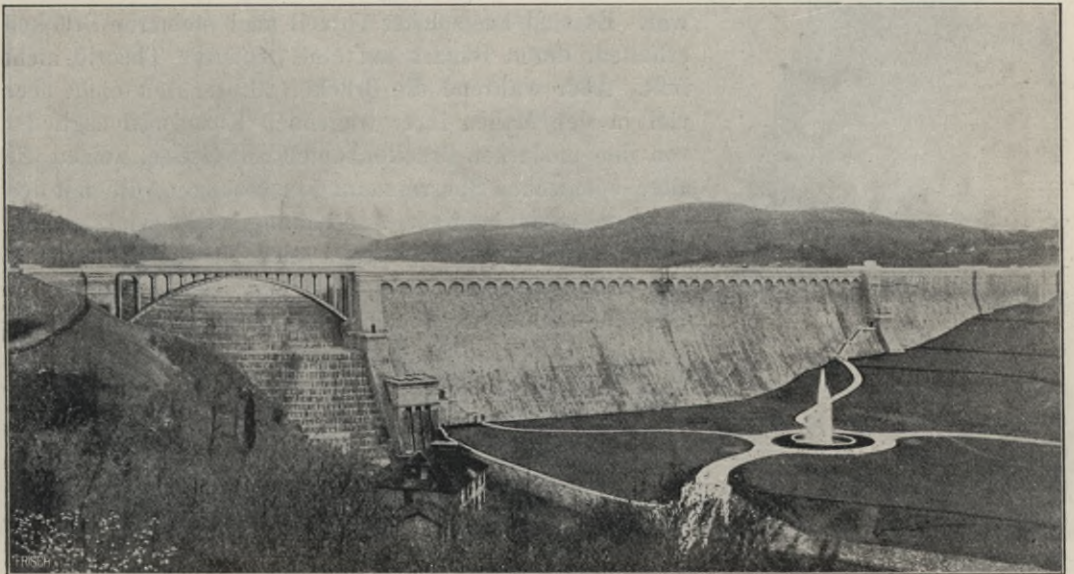


Abb. 84. Die Croton-Staumauer für die Wasserversorgung von New-York.

läufe (Bever, Virnwy) sind hierbei mit Vorteil angewandt worden, um mit einfachen billigen Mitteln ein übriges zu tun. Die Umgebung der Talsperren, die Gestaltung der Ein- und Umläufe der Stollen, der seitlichen Überläufe usw. wird sich einem einheitlichen Aufbau entsprechend anpassen müssen. Ob es jedem Geschmack entspricht, sei dahingestellt, aber sicherlich kommt in dem Bilde des großen Löwen, der die Talsperre der Gileppe krönt, ein bedeutendes Symbol zum Ausdruck, und die Wirkung, wenn man von dem unteren Tale dieser Sperrmauer entgegenschreitet, ist sicherlich eine überraschende und tiefgehende. So ist dieses Bauwerk durch eine hervorstehende figurliche Beigabe bedeutsam gekennzeichnet. Eine erfreuliche Betätigung ihres Könnens haben die Architekten bei der Preisausschreibung für die architektonische Ausbildung der Möhnetalsperre bewiesen¹⁾. Wenn zwar bei diesen Entwürfen noch so recht kein überzeugender Gedanke zum Durchbruch gekommen ist, so will doch jede Kraft erprobt und geübt sein, und es ist zu hoffen, daß weitere, derartig fördernde Anregungen zu einer tiefen Auffassung und wahren Ausdruck gelangen.

Über die ästhetischen und allgemeinen kulturellen Grundsätze bei der Anlage von Talsperren s. auch Wasserwirtschaft und Wasserrecht 1906, S. 47; Talsperre 1908, S. 319 u. 353; Zeitschrift für d. ges. Wasserwirtschaft 1908, S. 101; Architektonische Behandlung der Talsperren, Eng. Rec. Dez. 1903, S. 738; Die Graiz Goch-Talsperre (Birmingham, England), Eng. Rec. Jan. 1904, S. 120; Scient. Amer. Suppl. Mac. 1904; Über die Architektur der Waldecker Talsperre s. Zentralbl. d. Bauverw. 1911, S. 326.

In den Abb. 81 bis 84 sind die Ansichten von einigen großen Talsperren dargestellt.

III. Berechnung und Querschnittsgestaltung der gemauerten Talsperren.

§ 24. Geschichtlicher Rückblick über die Entwicklung der Querschnittsformen. Wie ein geschichtlicher Rückblick zeigt, sind uns Sperrmauern überkommen, die in einer Zeit errichtet sind, in der die heutige und wohl überhaupt eine Theorie

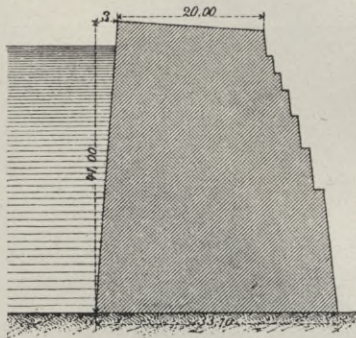


Abb. 85. Alicante. Ung. 1 : 1000.

für die Berechnung des Querschnitts noch nicht bekannt war. Es sind aus solcher Vorzeit auch steinerne Brücken erhalten, deren Bauart auf eine genauere Theorie nicht fußt. Aber während die Brücken älterer Zeit nicht sehr viel in den Maßen ihrer tragenden Konstruktionsglieder von den modernen Brückenbauten abweichen, zeigen die alten spanischen Sperrmauern Abmessungen, die mit den Formen nach heutiger Anschauung nicht viel gemein haben. Jene suchten lediglich eine Massenwirkung und nur ihre Bogenform zeigt, daß man schon damals die Gewölbewirkung auch nach dieser Richtung hin ausnutzen wollte. Die spanischen Staumauern sind die ältesten

gemauerten Talsperren, die wir kennen, und es ist darum interessant, ihre Querschnitte mit den neuzeitlichen Talsperren zu vergleichen. Die Abb. 85 zeigt die von 1579—1584 errichtete Mauer von Alicante. Es ist nicht so sehr die Sohlenbreite von 33,7 m, die hieran auffällt, sondern das ungewöhnliche Maß der Kronenbreite von 20 m und damit der starke Gesamtquerschnitt. Es ist das Verhältnis von Breite zu Höhe der Mauer etwa rund 0,8. Ein weiteres Beispiel bietet die Mauer von Almanza (Abb. 86),

¹⁾ S. Zentralblatt der Bauverwaltung 1908, S. 61.

die für Bewässerungszwecke dient. Es scheint, daß der untere und obere Teil aus zwei getrennten Zeitpunkten stammt. Die Mauer bildet den Abschluß einer unten nur etwa 30 m breiten Gebirgsschlucht, die sich bis zur Höhe der Mauerkrone auf 90 m erweitert. Auch hier ist es nicht die Stärke der Mauer, die auffällt, sondern ihre eigenartige Querschnittsform, die erkennen läßt, daß man sich den statischen Forderungen noch wenig anzupassen verstanden hat. Weiterhin seien von diesen älteren spanischen Werken noch erwähnt die Mauern von

- Elche (Abb. 87) 23 m hoch;
- Puentes (1785—1791, zerstört 1802;) die in den Jahren 1881—1886 neu erbaut wurde 50 m hoch,
- Del Gasco (1788 erbaut, 1799 zerstört, als sie eine Höhe von 57 m erreicht hatte) 93,3 m hoch geplant;
- Val de Inferno (1785—1791) (Abb. 88) 35 m hoch;
- Nijar (1843—1850) (Abb. 89) 31 m hoch;
- Lozoya (um 1850) 32 m hoch;
- Villar (1870—78) 51 m hoch; und
- die beiden Hajar-Sperren (um 1880) Höhe etwa 72 m.

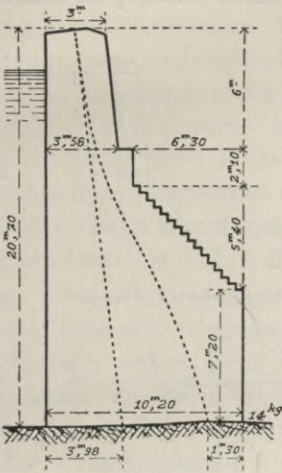


Abb. 86. Almazana.

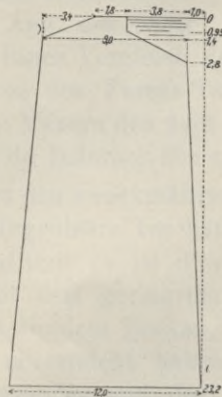


Abb. 87. Elche-Talsperre. Ung. 1: 500.

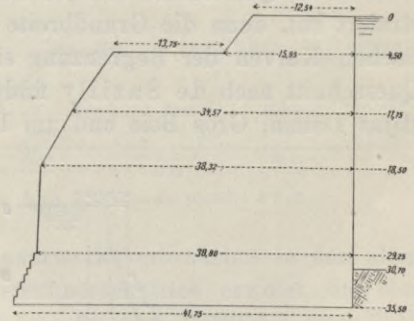


Abb. 88. Val de Inferno. Ung. 1: 1000.

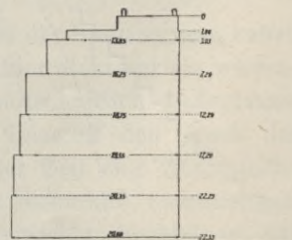


Abb. 89. Nijar. Ung. 1: 1000.

Die Querschnitte dieser spanischen Mauern finden sich ziemlich vollständig u. a. bei E. Wegmann, *The Design and Construction of Dams*, V. Aufl. 1908. S. ferner Schuyler, *Reservoirs for Irrigation* usw. II. Aufl. Neuyork 1908.

Die theoretische Formgebung der Sperrmauern hat um die Mitte des vorigen Jahrhunderts eingesetzt und zwar in Frankreich. Sie knüpfte sich an den Bau der Talsperre des Furens (Gouffre d'Enfer). Die französische Konstruktion wurde damit zur Grundlage für diese heute im allgemeinen anerkannte Querschnittsform und die Talsperre des Furens ist ein klassisches Beispiel. Sie wurde vorbildlich für viele späteren Ausführungen. Es mag daher ein kurzes Eingehen auf den Werdegang dieser grundlegenden Theorie in Frankreich berechtigt erscheinen.

In früherer Zeit glaubte man die Standsicherheit der Sperrmauern gewahrt, wenn im Querschnitt das Moment des Mauerweights G größer ist, als das Moment des Wasserdrucks W ,* wenn also (s. Abb. 90)

$$1) \quad G \cdot a > W \cdot h.$$

Man dachte in diesen Zeiten zwar schon daran, daß Sicherheit gegen Gleiten vorhanden sein müsse, daß also die Bedingung

$$2) \quad G \cdot f > W$$

erfüllt sein müsse, wenn f der Reibungsbeiwert ist; aber man übersah dabei, daß wenn man auch $Ga > Wh$ ist, so doch die Kantenpressungen an der Kippstelle unzulässig groß werden und nicht zu duldende Zugspannungen auftreten können.

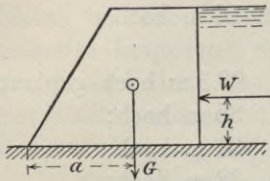


Abb. 90.

Der Franzose de Sazilly war der erste, der darauf hinwies, daß die Bedingungen unter 1) und 2) nicht ausreichen. Er betonte, daß die Kantenpressungen nicht das zulässige Maß überschreiten dürfen. (Annal. des ponts et chaussées 1853 II S. 191.)

Der Querschnitt von de Sazilly zeigt, daß dieser Ingenieur sehr vorsichtig konstruiert hat, denn die Grundbreite (52,2 m) ist größer als die Höhe (50 m). Die theoretischen Kurven der Begrenzung sind durch Absätze ersetzt. (Abb. 91). Der abgestufte Querschnitt nach de Sazilly findet sich u. a. vor am Tytam Damm, Bridgeport Damm, Hajar Damm, Gros Bois und am Überlauf der Croton-Sperre.

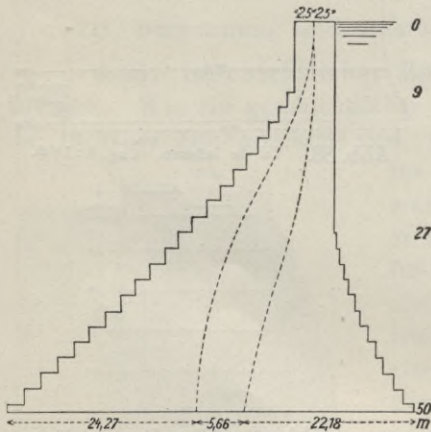
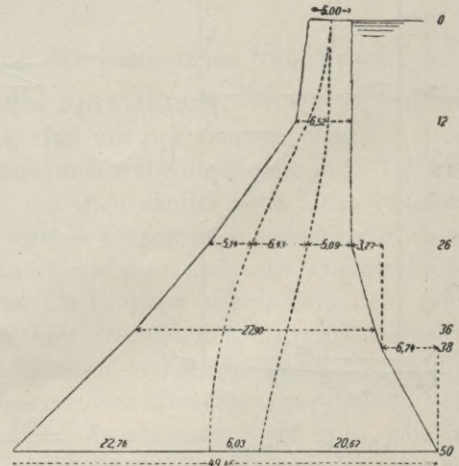
Abb. 91. Querschnitt nach de Sazilly.
Ung. 1 : 1000.

Abb. 92. Querschnitt nach Delocre.

Die Untersuchungen de Sazilly's hat dann Delocre fortgesetzt auf der Grundlage

1. der zulässigen Höchstbeanspruchung
2. der Sicherheit gegen Gleiten.

Delocre gelangte zu Differentialgleichungen der Querschnittskurven, die sich als nicht integrierbar erwiesen. Er führte dafür gradlinige Begrenzungen ein. Seine Form setzt sich aus Trapezen zusammen. (Abb. 92). Der Querschnitt nach Delocre zeigt wie der von de Sazilly, daß die Drucklinien für volles und leeres Becken sehr nahe an der Mauermitte liegen. Die Sohlenbreite ist fast gleich der Mauerhöhe. Delocre unterscheidet zwei Fälle:

1. Staumauern für weite Täler, im Grundriß gradlinig,
2. Staumauern für enge Täler, im Grundriß bogenförmig.

Die Gewölbewirkung wurde von ihm bereits berücksichtigt, jedoch nur in elementaren Untersuchungen¹⁾. Graeff, Delocre und Montgolfier wandten diese theoretischen Grundsätze zuerst an bei der erwähnten in den Jahren 1861 bis 66 erbauten Talsperre im Furens (Nebenfluß der Loire) bei St. Etienne (Abb. 93), womit diese erste wissenschaftliche Lösung der Aufgabe nach de Sazilly praktische Verwertung fand.

Die Staumauer im Furens ist die erste, die nicht nur unter der Bedingung konstruiert ist, daß 1. ihr Stabilitätsmoment größer als das Wasserdruckmoment und 2. Sicherheit gegen Gleiten vorhanden ist. Es ist hierbei auch von Graeff und Delocre die von de Sazilly aufgestellte Forderung beachtet, daß 3. die Beanspruchungen des Mauerwerkes und des Baugrundes zu berücksichtigen sind. Die größte Beanspruchung beträgt rund 7kg/qcm, die Mauer hat bei leerem und gefülltem Becken die annähernd gleiche Beanspruchung. Der Stauinhalt ist 1,6 Mill. cbm²⁾. Graeff hat seine Anschauungen als Grundsätze für die Ausführung von Staumauern niedergelegt in einem bemerkenswerten Aufsätze über die Form und Konstruktion der Furens-Talsperre in den Ann. des ponts et chaussées 1866 II. S. 184. Einen Vergleich des Mauerwerksverbrauches in den alten spanischen Talsperren mit dem des Furens-Talsperrenquerschnittes erweist, daß der Flächeninhalt dieser spanischen Mauern den nach dem französischen Vorbild notwendigen Querschnitt bis 177 v. H. (Val de Inferno) übersteigt.

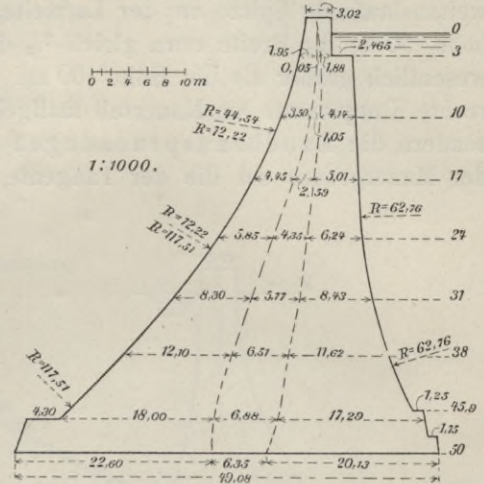


Abb. 93. Furens (Gouffre d'Enfer).

Einen Vergleich des Mauerwerksverbrauches in den alten spanischen Talsperren mit dem des Furens-Talsperrenquerschnittes erweist, daß der Flächeninhalt dieser spanischen Mauern den nach dem französischen Vorbild notwendigen Querschnitt bis 177 v. H. (Val de Inferno) übersteigt.

Die Untersuchungen über den zweckmäßigsten Querschnitt der Sperrmauern haben auch späterhin fortgesetzt die Ingenieure beschäftigt. Es liegt hier nicht nur ein wissenschaftlich weites Feld vor, sondern es ist dies auch eine wirtschaftlich bedeutsame Aufgabe, die darin gipfelt, mit dem geringsten Aufwand an Baustoff den Druck der gewaltigen Wasseranstauungen in dem Becken, die in neuester Zeit eine Gesamthöhe über Gründungssohle bis 100 m erreicht haben, mit vollster Sicherheit aufzunehmen und auf den Fels des Untergrundes und die Wände der seitlichen Berghänge des abgesperrten Tales zu übertragen.

Es seien noch einige Ergebnisse derartiger theoretischer Betrachtungen mitgeteilt.

Der Querschnitt von Krantz³⁾. (Abb. 94). Die Berechnungen von Krantz lehnen sich an die Rechnungsverfahren von de Sazilly und Delocre an. Das Mauergewicht wurde zu 2300 kg/cbm angenommen. Krantz ersetzte die theoretisch gefundenen Kurven, die nicht von der einfachsten Art sind, durch Kreisbögen, die sich jenen mehr oder weniger anschmiegen. Die Drucklinien liegen im mittleren Mauerdrittel nahe bei einander. Die größte Baustoffbeanspruchung beträgt 6 kg/qcm.

1) Annal. d. p. et Chauss. 1866 II S. 212.

2) s. S. 148.

3) Étude sur les murs de réservoirs. Paris 1870.

Rankine weist in seinem Aufsatz »Report on the design and construction of masonry dams¹⁾« erneut daraufhin, daß die zulässigen Beanspruchungen an der Luft- und Wasserseite nicht überschritten werden dürfen, und stellte zuerst die Forderung auf, daß die Drucklinie bei vollem und leerem Becken innerhalb des mittleren Mauerdrittels verlaufen müsse; damit an keiner Stelle Zugspannungen entstehen. Es sei bemerkt, daß schon Rankine betont, daß Zugbeanspruchungen im Mauerwerk nicht zugelassen werden sollten. Rankine entwickelt einen Querschnitt der von logarithmischen Kurven auf beiden Seiten begrenzt ist. Kennzeichnend für seinen Querschnitt ist die weitauslaufende Spitze an der Luftseite. (Abb. 95). Während in der halben Mauerhöhe (30 m) die Breite etwa gleich $\frac{2}{3}$ der Höhe ist, ist an der Sohle die Breite (60 m) wesentlich größer als die Höhe (60 m). Rankine hob ferner hervor, daß nicht die lotrechte Komponente am Mauerfuß maßgebend sei für die Beanspruchungen des Materials, sondern die Randbeanspruchungen (Hauptspannungen). Die Richtung der Kraft an der Mauergränze sei die der Tangente, zum Mindesten müsse, wenn die Luftseite des

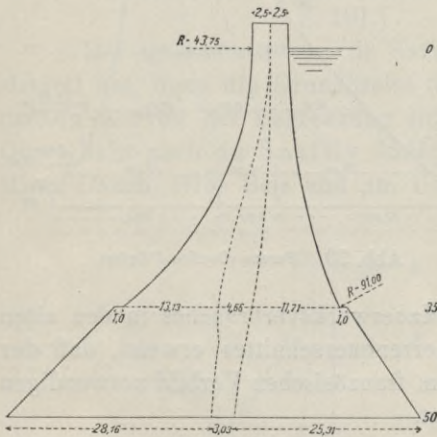


Abb. 94. Querschnitt nach Krantz.

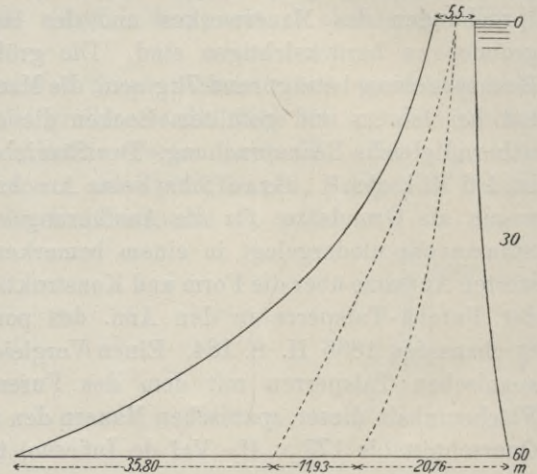


Abb. 95. Querschnitt nach Rankine.

Mauerfußes spitzer verlaufe als die Begrenzung an der Wasserseite, die nach der lotrechten Komponente berechnete zulässige Beanspruchung an der Luftseite kleiner als an der Wasserseite sein.

Im wesentlichen stimmen alle diese Querschnitte — mit Ausnahme des von de Sazilly — darin überein, daß sie an der Wasserseite eine im oberen Teile lotrechte Wand haben, im unteren Teile ein wenig konkav sind und einen mehr oder minder kurvenförmig vorspringenden Fuß aufweisen. Die Luftseite ist durch eine Bogenlinie begrenzt, die nach dem Fuß in eine Böschung von etwa 1:1 ausläuft.

Intze hat die zweckmäßigste Querschnittform in einem Aufsatz »Kaimauern, Stützmauern und Talsperren«²⁾ untersucht. Seinen späteren zahlreichen Ausführungen von Sperrmauern legte er einen Querschnitt zugrunde, dessen Kennzeichnendes die oben zurücktretende geböschte Begrenzung und der vorspringende Fuß, die Verblendmauer und die Erdschüttung an der Wasserseite ist (Abb. 96). Die obere Böschung sollte bei leerem Becken das Mauergewicht mehr nach der Mauermitte verlegen. Der ausge-

¹⁾ The Engineer 1872.

²⁾ Deutsche Bauzeitung 1875.

rundete Fuß an der Wasserseite soll nach den später unten mitgeteilten neueren englischen Versuchen geeignet sein, das Auftreten von Zugbeanspruchungen hintanzuhalten. Es ist geschichtlich nicht uninteressant zu verfolgen, wie Intze mit seinen Talsperren-Querschnitten zu immer stärkeren Maßen gekommen ist. Die ältesten Ausführungen — Remscheid, Fülbecke, Milspe — erscheinen nach heutiger Auffassung verhältnismäßig schwach. Teils wohl unter dem Druck äußerer Einflüsse, teils der eigenen Ansicht folgend, hat Intze die Querschnitte der Lingese-, Bever-, Herbringhauser-Talsperre stärker gemacht. Noch reichlichere Abmessungen haben die Querschnitte der Mauern im Sengbachtale bei Solingen, im Urfttale (Eifel), bei Marklissa am Queis und bei Mauer am Bober erhalten.

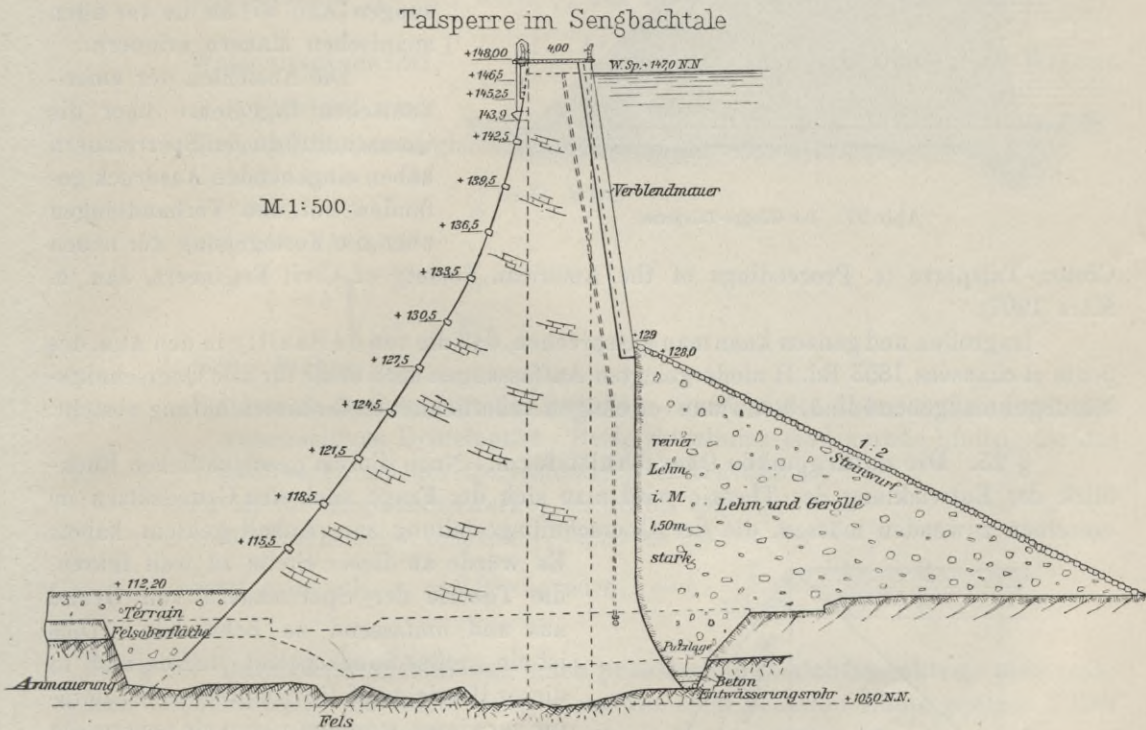


Abb. 96. Querschnitt nach Intze.

Weitere Untersuchungen, auf die hier nicht eingegangen werden soll, sind angestellt von Bouvier, Guillemain, Hétier, Clavenad, Pelletreau, Lévy, Bellet u. a. m.¹⁾ Neuerdings hat Platzmann²⁾ die Bestimmung des günstigsten Querschnitts der Staumauern auf der Grundlage der Hauptspannungen versucht. Aus durchgerechneten Beispielen wird von ihm eine Reihe von Querschnitten für verschiedene Mauerhöhen abgeleitet und er gelangt dabei zu ungewöhnlich starken Abmessungen. Die Schrift ist als ein Versuch, die nicht ganz einfache Lehre von der Standsicherheit der Staumauern weiter auszubauen, anzuerkennen. Ein Entwurf nach den aufgestellten Leitsätzen würde allerdings sehr hohe Kosten bei der Ausführung ergeben. Die Erfahrung, die erwiesen hat, daß die nach den bisherigen Grundsätzen erbauten Mauern durchaus standsicher sind, würde ein solches Vorgehen

¹⁾ Näheres in Bellet, Barrages en Maçonnerie Grenoble 1907, S. 46 u. f. M. Lévy, Ann. des p. et chauss. 1897.

²⁾ Über den Querschnitt der Staumauern. Leipzig 1908.

nicht begründet erscheinen lassen. Wenn man die Hauptspannungen bei der Formgebung berücksichtigt, so wird man unbedenklich auch größere Baustoffbeanspruchungen zulassen dürfen, als Platzmann dies tut, der bis zu 10 kg/qcm für Mauerwerk geht.

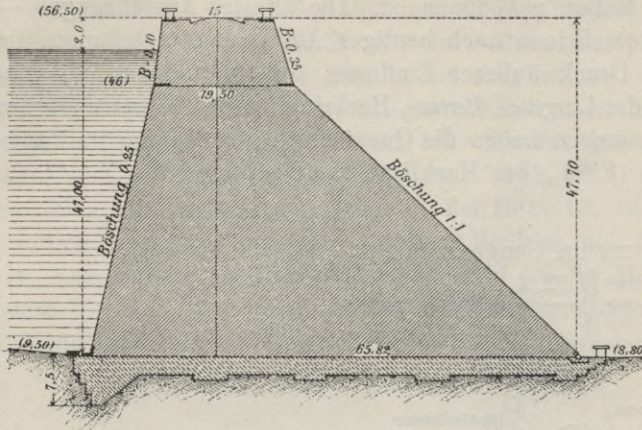


Abb. 97. Die Gileppe-Talsperre.

Über die neuesten Untersuchungen von Kreuter, Mohr, Link u. a. siehe die folgenden Paragraphen.

Eine eigenartige Erscheinung in diesem Entwicklungsgange ist die Gileppe-Talsperre (erbaut 1870/71), deren Abmessungen (Abb. 97) an die der alten spanischen Mauern erinnern.

Die Ansichten der amerikanischen Ingenieure über die Querschnittform der Sperrmauern haben eingehenden Ausdruck gefunden bei den Verhandlungen über die Formgebung der neuen

Croton-Talsperre (s. Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Jan. u. März 1907).

Im großen und ganzen kann man aussprechen, daß die von de Sazilly in den Ann. des ponts et chaussées 1853 Bd. II niedergelegten Auffassungen noch heute für alle Querschnittsbildungen maßgebend sind, wenn man von einigen Äußerlichkeiten der Linienführung absieht.

§ 25. Die naturgemäße Querschnittsform. Nach diesem geschichtlichen Rückblick der Entwicklung der Theorie wird man sich der Frage nach den Grundsätzen im einzelnen zuwenden müssen, die der Querschnittsgestaltung zum Anhalt gedient haben.

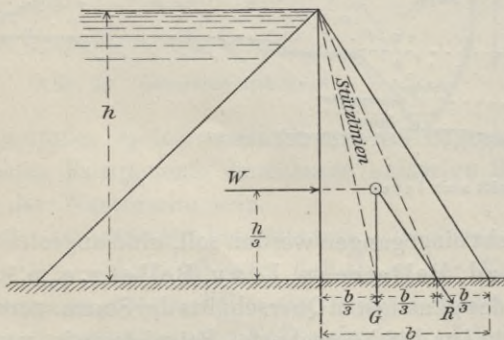


Abb. 98.

Es würde an dieser Stelle zu weit führen, die Theorie der Sperrmauern von Grund aus und umfassend zu behandeln. Dies ist ein großes Sondergebiet, und es muß in dieser Hinsicht auf die entsprechende Literatur verwiesen werden, wovon als neuere, die Werke von Lévy, Bellet, Kreuter, Wegmann, Link u. a. m. hervorzuheben sind. Es sollen hier nur die wesentlichen Grundlagen und Ableitungen wiedergegeben werden und die Ergebnisse, soweit sie für die praktische Querschnittsgestaltung Bedeutung

haben, um dem Konstrukteur die Unterlagen für den Entwurf zu bieten. Über neuere Gesichtspunkte siehe auch § 32.

Die naturgemäße Querschnittsform der Talsperren als Stützmauern ist, rein theoretisch betrachtet, die Dreiecksform — das rechtwinklige Dreieck mit lotrechter Wand an der Wasserseite —, dessen Masse gleich wie der Wasserdruck nach unten gleichmäßig wächst und somit eine Form von gleicher Widerstandsfähigkeit liefert. Hierauf hat schon, wie Kreuter hervorhebt¹⁾, Rankine im Jahre 1864 hingewiesen

¹⁾ Zeitschr. für Bauwesen 1894, S. 470.

(Manual of Applied Mechanics. 3. Aufl. 1864), und diese Form ist immer der Ausgangspunkt für die theoretischen Betrachtungen gewesen. Die Gleichgewichtsbedingungen für den Dreiecks-Querschnitt ergeben sich aus folgender Überlegung: Soll die Bedingung erfüllt werden, daß keine Zugspannung im Mauerwerk an der Wasserseite entsteht, so darf die resultierende R äußerstenfalls durch die Kerngrenze an der Luftseite gehen, das Moment für diesen Punkt muß daher gleich 0 sein, indem dieser Punkt als Drehpunkt anzusehen ist.

Es ist (Abb. 98)

1. volles Becken

Mauergewicht $\gamma_0 \cdot \frac{b \cdot h}{2}$, worin γ_0 das Einheitsgewicht des Mauerwerks,

Wasserdruckgewicht $\frac{1 \cdot h \cdot h}{2} = \frac{h^2}{2}$, wenn das spezifische Gewicht des Wassers = 1 gesetzt wird.

Nach der Momentengleichung:

$$\gamma_0 \cdot \frac{b \cdot h}{2} \cdot \frac{b}{3} - \frac{h^2}{2} \cdot \frac{h}{3} = 0, \text{ wird}$$

$$\gamma_0 \cdot b^2 = h^2 \text{ und}$$

$$b = h \sqrt{\frac{1}{\gamma_0}} = \frac{h}{\sqrt{\gamma_0}};$$

2. leeres Becken.

Bei leerem Becken geht die Stützzlinie (Gewicht des Mauerwerks) durch den wasserseitigen Drittelpunkt. Beide Stützzlinien sind gerade Linien, die das mittlere Drittel der Querschnittsfläche begrenzen.

Es ist für Ziegelmauerwerk $\gamma_0 = 1,8$ bis 2,0,

für Bruchsteinmauerwerk $\gamma_0 \cdot 2,25$ bis 2,5.

Setzt man z. B. $\gamma_0 = 2,25$, so wird $b = h \cdot \frac{1}{\sqrt{2,25}} = \frac{h}{1,5} = \frac{2}{3} h$.

§ 26. Querschnittsgestaltung nach praktischen Gesichtspunkten. Aus praktischen Gründen kann die Mauer oben nicht mit einer scharfen Kante endigen. Hier liegt meistens eine Wegetüberführung, mindestens aber eine Brüstung irgendwelcher Art. Das aus diesem Grunde hier anzusetzende Dreieck erhält im allgemeinen eine Kronenbreite von 3—6 m (Abb. 99). Infolge dieser Auflast tritt eine Abweichung von der reinen Dreiecks-Grundgestalt ein, deren Wirkung sich bis in die unteren Mauerteile fortsetzt. Die Luftseite des Querschnitts erhält oben meist eine kurvenförmige Ausrundung. Wenn ferner an der Wasserseite schon durch die Eigenlast die zulässige Baustoffbeanspruchung σ erreicht wird, so muß hier eine Verbreiterung des Fußes erfolgen, wodurch eine weitere Abweichung von der Dreiecksform herbeigeführt wird. Die Höhe, von welcher ab dies zu geschehen hat, ergibt sich aus der Beziehung $h \cdot \gamma_0 = \sigma$. Ein Vorsprung an der Wasserseite wird zudem von dem Punkt ab nötig, in dem die Schwerlinie des oberen Zusatzdreiecks die Drucklinie des Grunddreiecks für leeres Becken schneidet. Von dieser Stelle ab würden an der Luftseite Zugspannungen entstehen, wenn

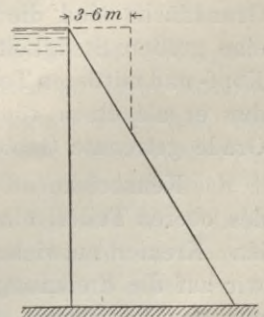


Abb. 99.

nicht die erwähnte Verbreiterung eintritt. Diese Forderung, die Spannung an der Wasserseite zu ermäßigen, hat in neueren Ausführungen (Marklissa, Möhne, Waldecker Talsperre) dazu geführt, die Profilbegrenzung hier nicht lotrecht zu machen, sondern im ganzen ein wenig überzuneigen, um den Schwerpunkt des Querschnittes bei leerem Becken mehr nach dem Kern hinzubringen. Die erforderlichen Ableitungen s. § 31.

Es liegt allerdings kaum ein Grund vor, die Begrenzung der Mauer an der Wasserseite nicht lotrecht zu machen, so lange nicht die höchste zulässige Beanspruchung erreicht ist, wie auch Wegmann in seinem Buche »Design and Construction of Dams« hervorhebt. Eine Verbreiterung ist im allgemeinen auch an der Luftseite gegenüber der an sich vorhandenen Böschung nötig, wenn die Forderung von Rankine erfüllt werden soll (s. o.)

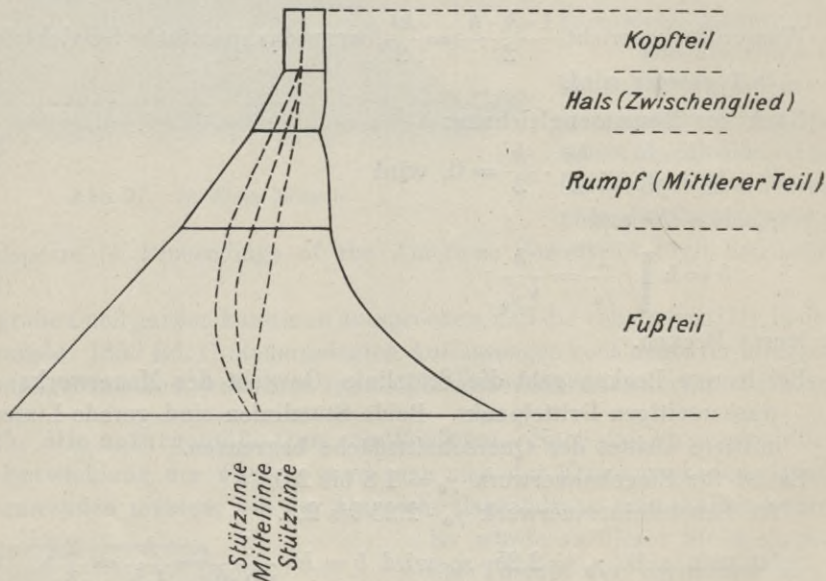


Abb. 100. Querschnitt nach Kreuter.

Somit sind 3 Teile im Querschnitt vorhanden, die schon Delocre unterschied: ein Kopfteil, ein mittlerer Teil und ein Fußteil. Bei gleichförmig verteilter Belastung der Grundfläche sind die Begrenzungslinien des Fußes logarithmische Kurven. Um noch eine größere Stetigkeit des Überganges herbeizuführen, schaltete Kreuter zwischen dem Kopf- und mittleren Teil ein Zwischenglied (Hals) ein, durch das sein Querschnitt (Abb. 100), den er als einen von durchaus gleicher Sicherheit bezeichnet, vier durch wagerechte Grade getrennte Gebiete besitzt¹⁾.

Kennzeichnend für den älteren Querschnitt Kreuters ist ferner das Überhängen des oberen Teiles, eine Form, die für die praktische Ausführung jedoch wenig erwünscht ist. Kreuter entwickelt den Gedankengang seiner Querschnittsform wie folgt: Wenn wir auf die dreikantige Grundform einen rechteckigen Kopf aufsetzen, so kann dieser nur der Bedingung entsprechend hergestellt werden, daß an seiner Grundfläche der äußere (talseitige) Druckmittelpunkt (bei vollem Teiche) an den Kernrand, also ins äußere Drittel rückt. Der innere Druckmittelpunkt (bei leerem Teiche) wird immer in die Mitte fallen. Im darunter liegenden Teile des Mauerquerschnittes, dem Rumpf, sollen

¹⁾ Zeitschr. f. Bauwesen 1894, S. 471.

die beiden Druckmittelpunkte durchweg an den entgegengesetzten Kernrändern liegen, d. h. die Stützlinien müssen mit den Kerngrenzen zusammenfallen. Wir haben also zwischen »Kopf« und »Rumpf« noch ein Zwischenglied, einen »Hals« einzuschalten, in welchem der Übergang stattfindet. Diesen Hals machen wir trapezförmig, auf der Wasserseite lotrecht, und geben ihm solche Abmessungen, daß er sich oben an den Kopf anschließt und daß an seiner unteren Begrenzung die beiden Druckmittelpunkte je an die Ränder des mittleren Drittels fallen, wie es in dem darauffolgenden Rumpfe durchweg stattfinden soll. Im Rumpfe wächst der Randdruck stetig, bis die Grenzhöhe erreicht ist, von welcher ab die Randspannung nicht mehr wachsen, sondern festwertig bleiben soll. In diesem unteren Teil — dem Fuß — können die Stützlinien nicht mehr den Grenzen der Kernfläche folgen, sondern sie müssen sich gegen die Mitte hereinziehen¹⁾.

In dieser neueren Untersuchung geht der Verfasser von der vorerwähnten Abhandlung über die Berechnung der Staumauern aus und entwickelt nach einigen einleitenden Bemerkungen über die praktischen und wissenschaftlichen Vorbedingungen die Bestimmungsgleichungen für die Querschnittsgestaltung. In einem weiteren Abschnitt werden diese Ergebnisse angewandt zur Formgebung eines kleinstmöglichen Querschnitts für einen Körper von gleicher Festigkeit. Die neueren, von französischen (Maurice Lévy) und englischen Mathematikern und Ingenieuren²⁾ aufgestellten Gesichtspunkte werden dabei berücksichtigt. Die Bestrebungen, die günstigste Querschnittsform der Talsperren zu finden, sind neuerdings wiederum stark in den Vordergrund gerückt und im Interesse der Kostenverminderung sicherlich berechtigt. Aber man sollte davon Abstand nehmen, die Begrenzungslinien allzusehr den streng wissenschaftlichen Bedingungen anzupassen, ohne dabei den Forderungen der Bauausführung gleichmäßig Rechnung zu tragen. Knickpunkte in der Linienführung sollte man vermeiden. Dadurch wird die Neigung zur Rissebildung gefördert. Sanfte Übergänge sind für den allmählichen Wechsel der Beanspruchungen und den Ausgleich der inneren Spannungen sowie für das Aussehen erwünscht. Es ist auch schwer, wie es Kreuter vorschlägt, einen Körper von gleicher Festigkeit dadurch zu erzielen, daß man, entsprechend der verschiedenen Inanspruchnahme der Teile des Querschnittes, verschieden feste Mörtelmischungen anwendet. Die Durchführung eines solchen Vorhabens ist im Arbeitsbetriebe bei der Mauerung der Talsperren — wie der Verfasser aus eigenen Ausführungen weiß — kaum derart zu übersehen, daß man für das Gelingen die erforderliche Gewähr hat.

Man kann zwar einwenden, daß theoretisch die Mauerstärke an der Krone gleich Null sein kann und daß somit in den obersten Lagen eine bei weitem zu starke Materialanhäufung vorhanden ist, die eine sehr geringfügige Beanspruchung zur Folge hat. Man würde nach dieser Anschauung erst von einer gewissen Grenze ab dem wachsenden Drucke einen zunehmenden Mauerquerschnitt entgegensetzen. Wie groß nun auch die wirkenden Kräfte sind, ob sie dem Widerstandsvermögen des Baustoffes nach den üblichen Annahmen angepaßt sind oder ob sie weit dahinter zurückbleiben, stets wird, wie bemerkt, eine scharfe Änderung im Querschnitt einen entsprechenden plötzlichen Wechsel in der Materialbeanspruchung zur Folge haben. Es ist klar, daß dies ungleiche Zusammenpressen und infolgedessen ungleiche Längenänderungen des gedrückten Materials herbeiführen muß, wodurch leicht Risse eintreten können. Man wird also gut tun, der nach

¹⁾ Kreuter, Beitrag zur Berechnung und Ausführung von Staumauern. 1909. S. 31.

²⁾ Zentralbl. der Bauverwaltung 1906, S. 129 u. 1909, S. 277 u. § 32.

unten hin stetig zunehmenden Belastung durch einen stetig größer werdenden Querschnitt zu begegnen. Diese Ausgleichung geschieht praktisch durch eine kurvenförmige Begrenzung.

Allgemein wird die Verteilung der Mauermasse im Querschnitte so zu treffen sein, daß die Beanspruchungen an der Luftseite und Wasserseite im Mauerwerke und auf dem Felsgrund bei gefülltem und bei leerem Becken annähernd gleich groß sind. Es folgen aus einer solchen Inanspruchnahme des Materials die kleinste Mauermasse und die geringsten Kosten. Daraus erklärt sich die geböschte Abgrenzung, die die meisten Sperren an der Wasserseite haben. Meist ist diese Abgrenzung eine einheitliche Linie etwa in 1:10 bis 1:20. Intze wählte, wie schon bemerkt, eine gebrochene Linie (Abb. 96), woraus sich der Vorteil ergibt, daß bei gefülltem Becken die Mittellinie des Druckes weniger schräg steht, aber auch der Nachteil, daß sie mehr nach der Unterwasserseite tritt, die Mauer also bei gleichem Baustoffaufwand weniger standfest ist.

Für die Querschnittsbemessung der Talsperren von mittlerer Höhe ist nicht sowohl die Beanspruchung des Materials als die Forderung maßgebend, daß die Drucklinien in allen Fällen im Kern verbleiben, also äußerstenfalls an dessen Grenzen herantreten dürfen, damit Zugspannungen unter allen Umständen vermieden werden. Solche können besonders an der Wasserseite gefährlich werden, wo ein etwaiges Öffnen der Lagerfugen den Eintritt des Wassers und die Entwicklung des inneren Auftriebes in der Mauer zur Folge haben würde (s. § 32). Man geht hierin bisweilen wohl noch einen Schritt weiter und verlangt, daß an der Wasserseite bei der ungünstigsten Beanspruchung des gefüllten Beckens noch ein Überschuß an Druck vorhanden bleibt. Bei hohen Sperrmauern welche eine große Belastung des Untergrundes schon durch ihr Eigengewicht verursachen, bedingt die zulässige Kantenpressung, die bei gutem Gestein und Mörtel und festem Felsuntergrunde auf höchstens 10 bis 12 kg/qcm bemessen wird (s. § 29), die Verlegung der Drucklinie nach dem Kern und zwar entsprechend der Zunahme der Höhe mehr und mehr nach der Mitte der Mauerbreite. Daraus erklärt sich auch, daß bei sonst gleichen Rechnungsannahmen das Verhältnis von unterer Breite zur Höhe, welches bei Mauern bis etwa 25 m 0,66 bis 0,70:1 beträgt, mit wachsender Mauerhöhe zunimmt und bei etwa 60 m Höhe annähernd 1:1 wird.

Bei einigen neueren preußischen Talsperren hat man im Interesse erhöhter Sicherheit bei etwaiger Gefährdung der Mauer im Betriebe verlangt, die Hochwasserentlastungen im Grunde des Beckens so groß zu bemessen, daß man imstande ist, den Wasserstand im Becken in jeder beliebigen Höhe zu halten. Die Entlastungseinrichtungen müssen also den höchsten Hochwasserzufluß abführen können. Diese Forderung erklärt sich daraus, daß man in gefährdeten Zeiten den Wasserstand in solcher Höhe halten will, um ein Kippmoment in der Mauer zu vermeiden. Die Drucklinie soll durch die Mauermitte gehen. Dieser Fall tritt in der Regel bei $\frac{3}{4}$ Füllhöhe ein. Bei guter Massenverteilung pendelt die Drucklinie bei leerem und gefülltem Becken zwischen den beiden Kerngrenzen. Ist das Profil so gestaltet, daß dies zutrifft, so zeigt die statische Untersuchung, daß bei $\frac{3}{4}$ Füllhöhe die Drucklinie etwa bis nach der Mauermitte gedrängt wird. Es ist dann das Moment $M = 0$; es entsteht kein Kippmoment und es ist also die günstigste Beanspruchung vorhanden.

Falls die Hochwasserentlastungen nicht den vorstehenden Forderungen entsprechen, so sollte die Sohlenbreite so groß bemessen werden, daß bei gefülltem Becken die Drucklinie ganz oder annähernd durch die Fugenmitte geht. Es ist das scheinbar eine sehr weitgehende Forderung, aber man muß sich vergegenwärtigen, daß die Sammel-

becken, bei denen nach Maßgabe der großen Hochflutmengen die Entlastungseinrichtungen nicht den obigen Bedingungen entsprechend eingerichtet werden können, meist auch hohe Sperrmauern als Abschluß haben, und bei diesen erfordert die Eigenlast eine reichliche Grundbreite, so daß jene Forderung annähernd mit der aus den statischen Grundbedingungen sich ergebenden Beanspruchung ohnehin zusammenfällt und eine besondere Querschnittverstärkung nicht notwendig wird.

§ 27. Die Standsicherheitsbedingungen. Die heute gültigen Standsicherheitsbedingungen von Talsperren fußen auf den von de Sazilly und Rankine festgesetzten Bedingungen und sind die folgenden:

1. die Drucklinie muß bei gefülltem und leerem Becken im mittleren Mauerdrittel verbleiben, damit kein Zug im Mauerwerk entsteht; (Sicherheit gegen Kippen)
2. die unter dem Wasserdruck des gefüllten Beckens und der Eigenlast auftretenden Spannungen dürfen bei vollem und leerem Becken die zulässigen Grenzen der Materialsbeanspruchung im Mauerwerk und Felsgrund nicht überschreiten;
3. es muß Sicherheit gegen Gleiten bzw. Abscheeren in den wagerechten Fugen des Mauerwerks und in der Gründungssohle vorhanden sein.

Die Forderung zu 3) wird im allgemeinen erfüllt, wenn die zu 1) und 2) erfüllt sind.

§ 28. Die rechnerische Untersuchung von Talsperrenquerschnitten. a) Grundlagen für die Berechnung. Die wirkenden äußeren Kräfte sind:

1. das lotrecht wirkende Gewicht der Mauer;
2. der wagerecht wirkende Wasserdruck;
3. der wagerechte Teil des Erddruckes, wenn eine Anschüttung an der Wasserseite vorhanden ist.
4. Gegebenenfalls der lotrecht von unten wirkende innere Auftrieb (Wasserunterdruck).
5. Die lotrechte Wasserlast und gegebenenfalls die lotrechte Erdlast, (Auflast, wenn die wasserseitige Abgrenzung des Querschnittes geböschet ist).
6. Gegebenenfalls Eisdruck und Wellenschlag.

Die Wahl des Gewichtes des Mauerwerks, die Annahmen über die Wirkung des Erddruckes, der Höhe des Wasserspiegels, der Berücksichtigung von Verblendmauer und anderes mehr, lassen dem entwerfenden Ingenieur einen Spielraum innerhalb gewisser Grenzen. Dadurch kann eine Verschiedenartigkeit der Auffassung Platz greifen, die die Einheitlichkeit der Entwurfsbearbeitung zu stören und die behördliche Prüfung, die in Preußen durch den Staat erfolgt, zu erschweren geeignet ist. Es erschien daher bald, nachdem der Talsperrenbau in Preußen zu einiger Bedeutung gelangt war, erwünscht, durch Festsetzung bestimmter Grundsätze für die Berechnung und Rechnungsannahme eine möglichste Übereinstimmung herbeizuführen. Für die Bestimmung des Mauerquerschnittes sind daher bei den neueren preußischen Talsperren im allgemeinen folgende Grundsätze als Unterlagen für die Berechnung zur Anwendung gekommen:

1. Das Gewicht für das aus Bruchsteinen, aus Tonschiefer- und Grauwackengestein oder aus Steinen gleicher Schwere und aus dem meist verwendeten Traßkalkmörtel oder Traßzementmörtel hergestellte Mauerwerk ist zu 2300 kg/cbm angesetzt worden.

2. In der statischen Untersuchung für gefülltes Becken ist das Verblendmauerwerk an der Wasserseite in einer mittleren Dicke von 0,7 m unberücksichtigt geblieben. Diese Verblendung ist jedoch in Rechnung gesetzt bei der Untersuchung der Standfestigkeit für geleertes Becken.
3. Es wurde angenommen, daß der Überlauf aus irgend welchen Gründen nicht mehr in Wirksamkeit sei und daß daher der Wasserspiegel bis zur Mauerkrone steigen könne. Der Überlauf liegt in Wirklichkeit 1 m unter Mauerkrone, so daß im gewöhnlichen Verlaufe der Wasserdruck stets geringer als angenommen sein wird. Es sei im Übrigen bemerkt, daß diese Annahme im allgemeinen auch in Amerika den Berechnungen zugrunde gelegt wird.
4. Der Erddruck der Hinterfüllung wurde, wie dies hinsichtlich des Wasserdrucks geschehen ist, bis auf den Felsen hinabreichend angenommen. Der Erddruck an der Luftseite von der Erdoberfläche bis auf den Felsen wurde dagegen nicht in Betracht gezogen. Der Boden der Hinterfüllung ist unter Wasser mit 800 kg/cbm Überlast und für einen Reibungswinkel von 20° von Erde auf Erde bei Ermittlung des Erddruckes in Rechnung gestellt worden. Der Reibungswinkel an der Mauer wurde gleich Null gesetzt.
5. Die Vergrößerung der Standsicherheit, welche die Mauer durch ihre nach einem Kreisbogen gebildete Grundrißform und durch die gewölbartige Verspannung gegen die Talhänge erhält, ist nicht berücksichtigt worden.

Unter diesen Annahmen wird die Untersuchung in der Regel graphisch und analytisch durchgeführt.

Zu der Gewichtsannahme unter 1) sei noch bemerkt:

Bei der Berechnung der Talsperre von Markklissa, die mit Gneisbruchsteinen von 2,75 spezifischem Gewicht gemauert ist, wurde ein Raumgewicht von 2400 kg/cbm angenommen. Der Berechnung der Staumauer des Alfeld-Weiher wurde ein Gewicht von 2420 kg/cbm zugrunde gelegt, wobei das Raumgewicht der Steine (Syenit-Granit) 2,66, das des Mörtels 1,919 betrug.

Gewichtsermittlung von Bruchsteinmauerwerk. Zur Feststellung des Gewichts des beim Bau der Talsperre im Sengbachtale (Wuppergebiet) zur Verwendung gelangenden Bruchsteinmauerwerks in Traßmörtel wurde vom Verfasser ein Probemauerklotz hergestellt und verwogen. Das Steinmaterial hierzu war dasselbe, wie es bei der Ausführung der Sperrmauer benutzt und im Tale in der Nähe gewonnen wird. Das Gebirge gehört der Mitteldevonformation an und besteht aus Tonschiefer (Lenneschiefer) und aus kristallinischem Schiefer, welcher mit Quarz durchsetzt ist, Grauwacke genannt. Das Einheitsgewicht dieses Gesteins beträgt nach den Feststellungen der Königlichen Prüfungsstation in Charlottenburg im Mittel 2,76; das Raumgewicht im Mittel 2,72. Der Mörtel hatte die Zusammensetzung, wie sie für das Mauerwerk der Talsperre vorgeschrieben war: 1 Raumteil Fettkalk, $1\frac{1}{2}$ Raumteile Traß, $1\frac{3}{4}$ Raumteile Rheinsand und wurde während des Arbeitsbetriebes dem Mörtelwerk entnommen. Bei der Herstellung des Versuchsklotzes wurde darauf gehalten, daß die Mauerung, was Größe der Steine, Enge der Fugen, Mörtelverbrauch u. a. m. betrifft, in derselben Art wie im gewöhnlichen Baubetriebe erfolgte, so daß angenommen werden kann, daß der Versuch den tatsächlichen Verhältnissen gleichkommt. Der Probeklotz war ein Würfel von 1,20 m Seitenlänge, sein Rauminhalt also 1,728 cbm. Der Mörtelverbrauch ergab sich zu 34,7 v. H. und ist verhältnismäßig hoch wegen der unregelmäßigen Form der Steine.

Acht Wochen nach der Herstellung im Sommer 1901 wurde die Verwiegung vorgenommen, welche in doppelter Weise erfolgte. Der Körper wurde zuerst im ganzen mittels Hebelvorrichtung verwogen, zu welchem Zweck das Mauerwerk auf einer hierfür hergerichteten Tragschale aufgemauert war. Die Wage, deren Wiegebalken aus zwei Eisenbahnschienen bestand, die auf dem Kopfe einer untergelegten Schiene schwebten, ließ Belastungen der Gewichtsschale von $\frac{1}{4}$ kg sehr deutlich erkennen, war also für den vorliegenden Zweck hinreichend empfindlich. Das Verhältnis der Hebelarme war

1:12,6; die Einspielung geschah mittels Nivellierinstrument. Nach Verwiegung der Zubehörteile berechnete sich das Gewicht des Mauerklotzes nach dem Hebelsatze zu 4222 kg. Darauf wurde der Mauerkörper zerkleinert und die Stücke auf einer Dezimalwaage einzeln verwogen, wobei sich das Gewicht zu 4157 kg ergab. Zwischen beiden Ermittlungen besteht also ein Unterschied von 65 kg. Dieser erklärt sich im wesentlichen daraus, daß der Mauerkörper während der Zerkleinerung einen Gewichtsverlust infolge Verdunstung des in ihm enthaltenen Wassers erlitten hat. Während der Mörtel des Mauerwerks in den Außenflächen bis auf etwa 10 cm Tiefe bereits die weiße Farbe des trockenen Traßmörtels angenommen hatte, zeigte er im Innern mehr noch die lehmbraune Farbe des frischen Mörtels und fühlte sich feucht an. Um den Gehalt an Wasser festzustellen, wurden Mörtelstücke des Versuchskörpers in einem Hempelschen Trockenschrank bei 99° C vier Stunden lang getrocknet, wobei sich ein mittlerer Gewichtsverlust von 9,3 v. H. ergab. Derselbe Mörtel zu Pulver zerkleinert und dann getrocknet zeigte einen Gewichtsverlust von nur 5,1 v. H. Hieraus geht hervor, daß der Mörtel beim Zerkleinern bei einer Luftwärme von etwa 18° C 4,2 v. H. an Verdunstungsgewicht verloren hatte. Die Zertrümmerung und Verwiegung des Versuchskörpers erfolgte aber an zwei warmen sonnigen Oktobertagen, wobei außer dem Mörtel auch das Steinmaterial Gewichtseinbuße erlitten haben wird; letzteres allerdings in wesentlich geringerem Maße, da dessen Trockenverlust im mauerfeuchten Zustande im Mittel zu 0,47 v. H. festgestellt wurde. Legt man diese Ergebnisse der Berechnung zugrunde, so findet man, daß der Mörtel des Versuchskörpers während der Zerkleinerung etwa 47 kg an Gewicht infolge Verdunstung verloren hat. Der Rest der obigen 65 kg entfällt auf den Trockenverlust der Steine und kleine Ungenauigkeiten der Verwiegung.

Man wird hiernach das Gewicht des Probemauerklotzes mit rund 4220 kg als zutreffend ansehen dürfen, so daß sich das Gewicht für 1 cbm Bruchsteinmauerwerk zu 2440 kg ergibt. Bei dem oben angegebenen Mörtelgehalt von 34,7 v. H. beträgt das Gewicht der Steine $653 \cdot 2,72 = 1776$ kg, das des Mörtels mithin 664 kg. Das Raumgewicht des Traßmörtels ist hiernach $\frac{664}{347} = 1,908$. Aus diesen Ergebnissen läßt sich für 1 cbm der Verdunstungsverlust der Steine zu $0,01 \cdot 1776 \cdot 0,47 = 8,35$ kg und der des Mörtels zu $0,01 \cdot 664 \cdot 9,3 = 61,75$ kg, zusammen 70 kg berechnen, so daß sich das Gewicht des getrockneten Mauerwerks auf $2440 - 70 = 2370$ kg für das Kubikmeter stellt. Man darf aber nicht außer acht lassen, daß ein so trockener Zustand, wie er in vierstündigem Erhitzen bei 99° C entsteht, in Wirklichkeit niemals vorhanden sein kann. Vielmehr wird das Mauerwerk der Talsperre, welches auf der einen Seite vom Wasser des Stauweihers bei teilweise hohem Druck benetzt wird, auf den anderen Seiten — in der Kronenfläche und an der Luftseite — den Einwirkungen der Niederschläge ausgesetzt ist, dauernd Feuchtigkeit besitzen, und zwar um so mehr, als der Traßmörtel und in geringem Maße auch die Steine wasseraufnahmefähig sind und die Austrocknung im Innern eines so großen Mauerkörpers nur ungemein langsam vor sich gehen wird. Nach obigem Verfahren getrocknete Mörtelstücke zeigten in Wasser gelegt eine Gewichtszunahme von 13,1 v. H. nach 24 Stunden und 13,3 v. H. nach 72 Stunden, während das Wasseraufnahmevermögen der Steine bis zu 0,5 v. H. bestimmt worden ist. Eine Feuchtigkeit, wie sie der acht Wochen alte Probekörper im vorliegenden Versuch aufwies, wird demnach als eine im Betriebe der Talsperrenanlage zum mindesten stets vorhandene angesehen werden dürfen, so daß das Gewicht des Bruchsteinmauerwerks in vorerwähnter Zusammensetzung bei guter Ausführung zu 2440 kg für das Kubikmeter anzunehmen ist. Bei weniger sorgfältiger Arbeit würde dasselbe allerdings durch Hohlräume in den Fugen und durch größeren Mörtelverbrauch vermindert werden.

Der statischen Berechnung der Sperrmauer ist ein Gewicht von nur 2300 kg/cbm zugrunde gelegt worden¹⁾.

Die rechnerische Bestimmung des Raumgewichtes kann in folgender Weise erfolgen: Es sei das Raumgewicht des Gesteins 2,65 bis 2,71, das des Mörtels 1,91, dieses letztere wurde festgestellt bei dem Mörtel, der im Jahre 1903 in Probelöchern aus der fertigen Fülbecke-Talsperre herausgebrochen wurde. Der Mörtelverbrauch sei 36 v. H., dann ist das Raumgewicht des Mauerwerkes $0,36 \cdot 1,91 + 0,64 \frac{2,71 + 2,65}{2} = 2,40$ d. h. 2400 kg/cbm.

¹⁾ Zentralbl. der Bauverwaltung 1901, S. 625.

Man wird sich nicht verhehlen dürfen, daß die genaue Feststellung des Gewichtes des verwendeten Mauerwerks von nicht zu unterschätzender wirtschaftlicher Bedeutung ist. Denn ob 2300, wie in Solingen zur größeren Sicherheit geschah, oder 2400 kg in die statische Untersuchung übernommen werden, das gibt einen Ausschlag von rund 4 v. H. Es würde also bei dem größeren Gewicht mit 4 v. H. weniger Masse dieselbe Gesamtlast, d. h. dieselbe Standsicherheit gegen Kippen erzielt werden. Bei dem für die Berechnung maßgebenden Rauminhalt der Solinger Talsperre von 65500 cbm Mauerwerk betragen 4 v. H. 2620 cbm. Das ergibt bei dem Preise von 15,5 Mk. für 1 cbm einen Geldbetrag von 40600 Mk. Eine vorherige sorgfältige Gewichtsermittlung verdient darum beim Entwurf einer Talsperre sicherlich Beachtung.

Wegmann berechnete 4 Querschnitte von 66 m Höhe unter der Annahme verschiedenen Mauerwerkes von 2, $2\frac{1}{6}$, $2\frac{1}{3}$ und $2\frac{1}{2}$ spezifischem Gewicht. Es ergab sich im Besondern im mittleren Teil der Höhe eine Verstärkung bei dem leichten Mauerwerk, während am wasserseitigen gekehrt vorspringenden Fuße das schwerere Mauerwerk einen vermehrten Vorsprung bedingte. In den anderen Teilen ist der Einfluß des Gewichtes unwesentlich. Abb. 101 zeigt den Verlauf der Begrenzungslinie für ein einheitliches Gewicht von 2 und $2\frac{1}{2}$. Bis zu einer Tiefe von etwa 57 m vermindert sich die Querschnittsfläche mit wachsendem Mauergewicht, von da ab jedoch gilt das umgekehrte Gesetz. Wegmann weist darauf hin, daß das Gewicht auch Einfluß hat, auf die Form des Querschnittes.

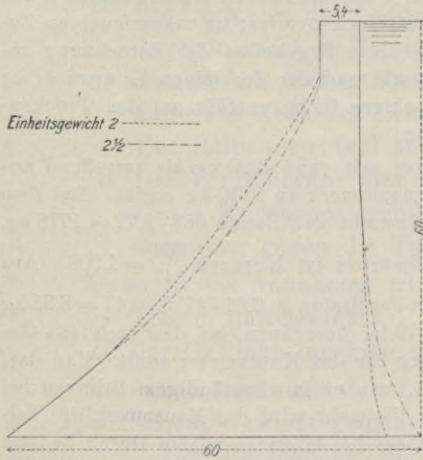


Abb. 101. Einfluß des Einheitgewichtes des Mauerwerks auf die Querschnittsgestaltung.

Über einige sonstige Einzelheiten der Rechnungsgrundlagen mögen noch folgende Ausführungen Platz finden.

Der Eisdruck. Die Frage der Wirkung des Eisdruckes auf die Standsicherheit der Sperren ist auf deutscher Seite zwar mehrfach aufgeworfen, hat aber eine eingehende wissenschaftliche Untersuchung noch nicht erfahren. Bei der statischen Berechnung der preußischen Talsperren ist der Eisdruck bisher nicht berücksichtigt worden, auch hat man im Betrieb unserer Talsperren — wie es nahe liegen könnte — bisher nicht versucht oder keinen Anlaß gehabt, durch Aufeisen einer Rinne entlang an der Mauer den Eisdruck unmöglich zu machen. Man hat dies nicht getan, weil keine schädliche Wirkung des Eisstandes zutage getreten ist. Ich habe wiederholt Talsperren im Eisstande gesehen, und, obwohl ich nach irgendwelchen Erscheinungen forschte, so habe ich doch keine Anzeichen wahrgenommen, die auf das Vorhandensein einer schiebenden Kraft des Eises hindeutete. Im Allgemeinen kann man beobachten, daß zwischen der gleichsam als große Scholle schwimmenden Eisdecke und der Mauer keine unmittelbare Verbindung besteht, die den theoretisch wohl denkbaren Druck übertragen könnte. Die Ausdehnung des Eises bei Erwärmung findet an den nachgiebigen Uferändern des Stausees genügenden Spielraum.

Es würde zu weit führen, auf alle Einzelheiten hier einzugehen, die mich zu der Ansicht hinneigen lassen, daß der Eisdruck praktisch nicht zur Geltung kommt. Auch die amerikanischen Ingenieure hat dieser Gegenstand bereits beschäftigt. Eingehende Zahlenangaben über die mutmaßliche Höhe des Eisdruckes finden sich in den

Proceedings of the American Society of Civil Engineers, März, Mai, August und September 1904 und in den Transactions des gleichen Vereins vom Dezember 1904, wo im Anschluß an eine Mitteilung über die Lake Cheesman Talsperre (Col) Ingenieur Knichling einige Zahlen über die Größe des Eisdruckes mitteilt. Die Angaben gehen aber außerordentlich auseinander. Sie werden beziffert z. B.: von 150—770 t für 1 qm. Von anderer Seite wird empfohlen, einen Druck von 69 t auf ein laufendes Meter in Überlaufhöhe zu berücksichtigen. Bei der Berechnung der Sperrmauer von Scioto-River (Ohio) sollen 37 t für ein laufendes Meter angenommen sein. Als mittleren Wert setzen amerikanische Ingenieure etwa 50 t auf ein laufendes Meter. Van Buren nimmt den Eisdruck zu 60 t auf 1 m an der Dammkrone wagerecht wirkend an¹⁾.

Mir will zweifelhaft erscheinen, ob diese Annahmen berechtigt sind. Schon die großen Unterschiede geben den Zahlen keinen besonderen Wert. Vor der Entwicklung eines derartig großen Einheitsdruckes dürfte wohl eine Zertrümmerung des Eises eintreten. Der Eisdruck durch treibendes Eis kommt selten in Frage, da die Sammelbecken den Winden kaum je eine so große Fläche bieten, daß derartige Zusammenstauungen auftreten könnten, wie in den großen Flüssen. Bemerkte sei, daß auch Wegmann den Eisdruck vernachlässigt. Weiteres über die Frage des Eisdruckes siehe auch Zentralblatt der Bauverwaltung 1908, S. 262.

Wellenschlag. Der Wellenschlag ist bei deutschen Talsperrenberechnungen bisher nicht in Ansatz gebracht worden, und es erscheint sicher, daß man den dadurch etwa hervorgerufenen Beanspruchungen genügend Rechnung trägt, wenn der Wasserspiegel bis zur Mauerkrone reichend angenommen wird. Der Wellenstoß ebenso wie der Stoß treibender Körper tritt gegenüber den sonst wirkenden Kräften verschwindend zurück, zumal die meisten Becken, zwischen hohen Bergen liegend, in ihrer Oberfläche den Winden nur geringe Angriffsflächen bieten. Sollten die Wellen eines Beckens aber eine solche Höhe erreichen, daß ihr Einfluß nicht mehr außer Acht gelassen werden kann, so wird es genügen, den Stoß des Wassers dadurch zu berücksichtigen, daß man den Wasserspiegel im Becken um das 1½fache der voraussichtlichen Wellenhöhe erhöht, jedoch wird auch dies nur für die obere Mauerschichten in Betracht kommen. Man muß sich vergegenwärtigen, daß in einer gewissen Wassertiefe ein vollkommener Ausgleich des wechselnden Druckes stattfindet, der durch Wellenberg und Wellental sich bemerkbar macht. Der Ausgleich findet nach einer mittleren Linie statt, das ist der Wasserspiegel bei ruhiger See. Für die Beurteilung des Windstaus wird man die Richtung der herrschenden Winde beachten müssen, worüber Erkundigungen bei den in Betracht kommenden meteorologischen Stationen eingezogen werden können. Die Größe des Staus kann man durch Beobachtungen an den Ufern großer Wasserflächen beurteilen. Der Verfasser beobachtete beim Bau der Kraffohl-Schleuse an der unteren Nogat, daß bei einem starken Nordwind im Winter 1897/98 ein Stau von 83 cm über dem Mittelwasser sich bildete. Die Entfernung der Einmündungsstelle vom frischen Haff entlang am Kraffohlkanal und Elbingfluß gemessen beträgt etwa 12 km. An den Häfen der südöstlichen Küste des frischen Haffs, die gegen Nordwestwinde offen ist, beträgt der im Wesentlichen durch Windstau hervorgerufene Wasserstandswechsel etwa 80 cm unter Mittelwasser (bei N. W.) und 1,30 m über Mittelwasser (bei H. W.) die gesamte Schwankung ist also etwa 2,10 m. Die Wasserbreite des Haffes bis zur gegenüberliegenden Nehrung ist etwa 9—10 km.

¹⁾ Zentralbl. der Bauverw. 1898, S. 529.

Berücksichtigung der Wasser- und Erdlast auf der geböschten Mauerfläche an der Wasserseite. Intze pflegte bei seinem Querschnitt die Auflast des Wassers auf der obern talaufwärts geneigten Mauerfläche als äußere Kraft (Auflast) in die Rechnung einzuführen. Er tat dies auch bei solchen Querschnitten, die durchgängige Böschungen bis zum Mauerfuß hatten. Es ist zu beachten, daß diese Auflast günstig im Sinne der Standsicherheit wirkt. Während nun in den älteren Querschnitten (Abb. 96) diese Wasserauflast einen verhältnismäßig zurücktretenden Anteil hat und die Erdauflast nicht in Betracht kommt wegen des lotrechten Abfalles der Mauer im unteren Teile, ist diese Auflast bei einem durchgängig etwa in 1 : 10 geböschten Profil des Mauerwerks nicht unbedeutend. Die Tabelle 46 zeigt das Ergebnis einer solchen Berechnung für eine 50 m hohe an der Wasserseite in 1 : 10 geböschten Mauer (Abb. 109). Diese Berechnung hat der Querschnittgestaltung der Neye-Talsperre (Wuppergebiet) zugrunde gelegen.

Tabelle 46.

Fuge	G	Volles Becken				Leeres Becken		
		(senkrecht)		(wagerecht)		G	A_e	E
		A_e	A_w	E	W			
10	103	—	5	—	50	103	—	—
15	97	—	11	—	112	97	—	—
20	131	—	20	—	200	131	—	—
25a	169	—	31	—	312	169	—	—
25b	169	—	49	—	312	169—40	—	—
30	217	3	61	6	450	217	3	17
35	260	11	75	21	612	260	11	44
40	307	25	87	44	800	307	25	92
45	362	75	125	75	1012	362	75	159
50	433	174	188	115	1250	433	174	243

G = Gewicht des Mauerwerks, W = Wasserdruck, E = Erddruck, A_e = Auflast der Erde, A_w = Auflast des Wassers.

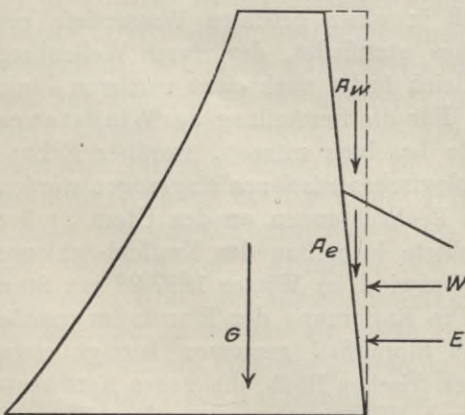


Abb. 102.

In A_e und A_w (Abb. 102) ist die auf die wasserseitige geböschte Mauerbegrenzung wirkende lotrechte Erd- und Wasserlast bei gefülltem Becken in Rechnung gesetzt. Aus diesem Umstande dürfte es sich erklären, daß die Berechnung für 43 m Höhe nur 32 m Sohlenbreite ergab, während z. B. die Solinger Talsperre bei gleicher Höhe 36,5 m Sohlenbreite erhalten hat, obwohl die Baustoffbeanspruchungen nicht wesentlich voneinander abweichen. (Solingen 7,3 und 8,1 kg/qcm, Neye 8,6 und 9,1 kg/qcm Höchstbeanspruchung). Die Zulässigkeit solcher Rechnungsart erscheint fraglich. Die Sperrmauer, der auflagernde Erdkörper und das Wasserprisma werden dann als ein einheitlicher Körper gedacht. Wenn diese Annahme zwar an sich theoretisch richtig ist, so wird man doch zugunsten der Sicherheit auf den Einfluß der lotrechten Erd- und Wasserlast möglichst verzichten, zumal bei starker Böschungsneigung.

Die an der wasserseitigen Profilbegrenzung in zwei Richtungen wirkenden äußeren Kräfte der wagerechten Komponente des Wasserdruckes und der lotrechten Auflast rufen die Gefahr von Zugspannungen an der Wasserseite hervor. Zum mindesten würden sich Eiseneinlagen empfehlen. Amerikanische Ingenieure pflegen die senkrechte Komponente der Wasserlast auf der geböschten wasserseitigen Fläche der Mauer zu vernachlässigen. Schon Rankine tat dies.

Abb. 103.

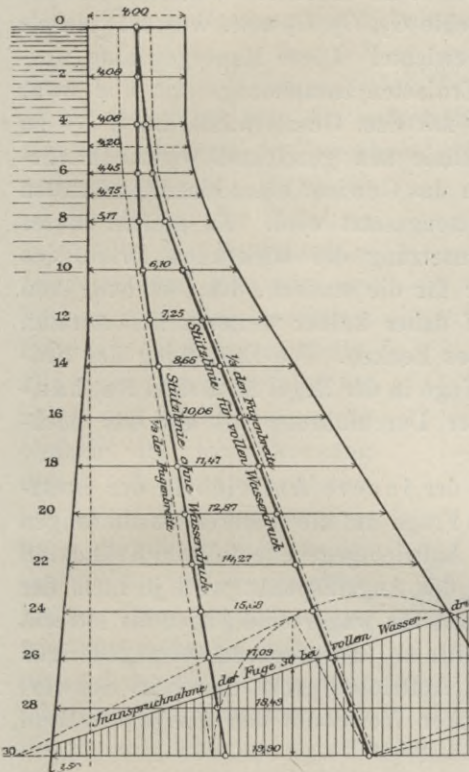


Abb. 104.

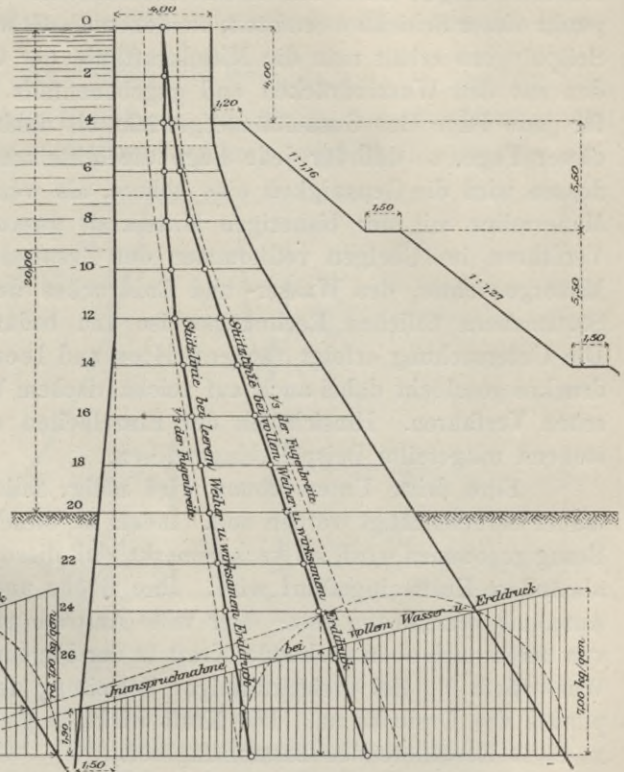


Abb. 103 u. 104. Statische Verhältnisse der Lauchensee Talsperre mit und ohne Anschüttung an der Talseite.

Die Höhe des Mauerquerschnittes nimmt nach den Hängen ab. Dementsprechend wird hier die Erdanschüttung an der Wasserseite höher hinaufgeführt und die Verblendmauer wird niedriger, wie in der Talmitte. Diese Anordnung wirkt aber günstig für die Standsicherheit, so daß der für die Talmitte berechnete Querschnitt gleichmäßig — unter entsprechender Verminderung der Höhen — an den Hängen durchgeführt werden kann.

Die Abb. 103 und 104 geben als ein weiteres Beispiel die statischen Verhältnisse der Lauchensee-Talsperre wieder unter der Einwirkung des Wasserdruckes und lassen gleichzeitig den Unterschied im Verlauf der Stützlinie mit und ohne Einwirkung der luftseitigen Anschüttung erkennen¹⁾.

b) Das Rechenverfahren.

Die Berechnung der Sperrmauern kann in graphischer und analytischer Weise erfolgen. Die graphische Berechnung erscheint im allgemeinen übersichtlicher als die analytische und ergibt bei genauer Durchführung für den Entwurf hinreichend sichere

¹⁾ Zeitschr. f. Bauwesen. 1902.

Ergebnisse. In der Praxis sind beide Verfahren üblich. Es bestehen ausgeführte Anlagen, deren Standsicherheit nur nach dem zeichnerischen Verfahren berechnet ist. Oft sind für denselben Entwurf beide Arten angewandt worden (s. S. 240 u. f.). Man hat dann eine doppelte Sicherheit in der gegenseitigen Kontrolle der ermittelten Werte.

Graphische Berechnung einer Sperrmauer. Die Untersuchung des Querschnittes erfolgt für eine Tiefe von 1 m, die Höheneinteilung ist 3,4 bis 5 m. Bei hohen Mauern genügen unter Umständen Schichthöhen von 10 m. Zunächst wird der Schwerpunkt dieser Schichten ermittelt, in denen die Gewichte G_1, G_2, G_3 usw. wirken. Mittels Seilpolygons erhält man die Mittelkraftlinie der Gewichte. Diese Mauergerichte werden mit den Wasserdrücken und gegebenenfalls Erdlasten zusammengesetzt und zwar für jede Fuge das Gesamtmauergewicht bis dahin mit dem Gesamtwasserdruck bis zu dieser Fuge, so daß für jede Fuge die Mittelkraftlinie neu gezeichnet wird. Infolgedessen wird die Genauigkeit eine höhere, als wenn das Gewicht eines hinzukommenden Mauerteiles mit der bisherigen Mittelkraft zusammengesetzt wird. Es gleicht dieses Verfahren im Übrigen vollkommen der Zusammensetzung der wirkenden Kräfte des Mauergewichtes, des Wasser- und Erddruckes der für die statische Untersuchung von Stützmauern üblichen Rechnungsweise und bedarf daher keiner weiteren Erläuterung. Die Untersuchung erfolgt für gefülltes und leeres Becken. Die Ermittlung des Erddruckes geschieht dabei auch auf zeichnerischem Wege in der Regel nach dem Rebhan'schen Verfahren. Hinsichtlich der Einzelheiten der Durchführung sei auf das nachstehend mitgeteilte Beispiel hingewiesen.

Eine dritte Untersuchung wird nötig, falls der innere Auftrieb in der Sperrmauer berücksichtigt werden soll. Indem zu dieser Frage auf die späteren Ausführungen Bezug genommen wird, sei kurz bemerkt, daß dieser Auftrieb gegebenenfalls im Kräfteplan als äußere Kraft eingeführt wird. Ihre Größe und der Angriffspunkt wird je nach der Annahme verschieden sein. Der volle Auftrieb greift für wagerechte Fugen als lotrecht von unten nach oben wirkende Kraft in der Fugenmitte an, entsprechend der zugehörigen Wassertiefe h . Bei dreieckförmiger Verteilung des Auftriebes greift dieser im Schwerpunkte des Dreiecks an. Die Kraft wirkt in gleicher Weise mit den übrigen Kräften zu einer Resultierenden zusammengesetzt.

Analytische Berechnung. Bei der analytischen Berechnung handelt es sich darum, den Verlauf der Stützzlinie im Mauerinnern und ihre Entfernung von den Grenzen des mittleren Drittels auf rechnerischem Wege zu ermitteln, um daraus die Kantenpressungen abzuleiten. Es geschieht dies im allgemeinen für wagerechte Schnitte, die in 1 bis 5 m Höhenabstand gelegt werden. Für jede Fuge werden die wirkenden Kräfte nach Größe und Lage ermittelt und daraus ihr Angriffsmoment in bezug auf den Mittelpunkt dieser Fuge bestimmt. Die Summe dieser Momente ergibt das Gesamtangriffsmoment ΣM der oberhalb dieser Fuge wirkenden Kräfte in bezug auf die Fugenmitte. In entsprechender Weise bestimmt man die Summe der senkrechten Lasten oberhalb der zu untersuchenden Fuge $= \Sigma V$. Der Abstand c der Stützzlinie vom Mittelpunkt der Fuge ergibt sich dann aus der Bedingung

$$\begin{aligned} \Sigma V \cdot c &= \Sigma M \\ c &= \frac{\Sigma M}{\Sigma V} \end{aligned}$$

Es ist z. B. mit bezug auf Abb. 105

$$\Sigma V = G + Aw$$

worin G = Gewicht des Mauerwerks und

Aw = Auflaß des Wassers auf der geböschten Mauerfläche ist.

$$\Sigma M = Gg + Aw \cdot v - W \frac{h}{3}$$

worin W = Wasserdruck.

Die Länge der Hebelsarme ergibt sich aus den geometrischen Beziehungen des Querschnittes.

Die Entfernung des Schnittpunktes der Stützlinie mit der Fuge von der Kerngrenze ist dann $d = \frac{b}{6} - \frac{\Sigma M}{\Sigma V}$, wenn b die Fugenbreite ist.

Damit hat man die erforderlichen Unterlagen, um für die betreffende Fuge die Kantenpressungen zu berechnen. Das gleiche Verfahren wiederholt sich für alle weiteren Fugen. Hierdurch

ist der Verlauf der Stützlinie innerhalb des Mauerkörpers festgelegt und man wird erkennen, ob die Drucklinie innerhalb des Kerns verbleibt. Die Aufrechnung erfolgt für volles und leeres Becken. So einfach der Gedankengang dieses Rechnungsverfahrens ist, so ist doch die Aufrechnung aller dieser Momente der senkrechten und wagerechten Kräfte, ihrer Summierungen usw. eine mühsame Sache, die man sich durch die Anwendung tabellarischer Zusammenstellungen möglichst zu vereinfachen sucht.

Zur weiteren Vereinfachung der Berechnung kann hierbei in Betracht kommen, die Lage der Schwerpunkte für die einzelnen Teile des Querschnittes zeichnerisch zu bestimmen. Für die praktische Anwendung wird die unten als Beispiel gegebene Durchrechnung eines ausgeführten Talsperrenquerschnittes zum guten Anhalt dienen.

Eine genau durchgeführte Berechnung muß naturgemäß sowohl nach dem graphischen wie nach dem analytischen Verfahren zu ebendenselben Ergebnissen führen. Es empfiehlt sich dabei indessen nicht, die Berechnung für allzu dicht beieinander liegende Fugen durchzuführen, weil dies den Arbeitsaufwand unnütz steigern würde. Namentlich in den unteren Schichten der Staumauern haben die Stützlinien einen so gestreckten Verlauf, daß die Bestimmung derselben für eine zu große Anzahl von Fugen unnötig erscheint.

Berechnung der Kantenpressungen. Wenn die resultierende Stützlinie durch die Mitte der Fuge geht, so ist in der ganzen Fugenbreite — nach der Navier'schen Anschauung, daß die Fugen auch nach der Deformation Ebenen sind — die gleichmäßig verteilte lotrechte Druckspannung vorhanden

$$\sigma_n = \frac{\Sigma V}{1 \cdot b}$$

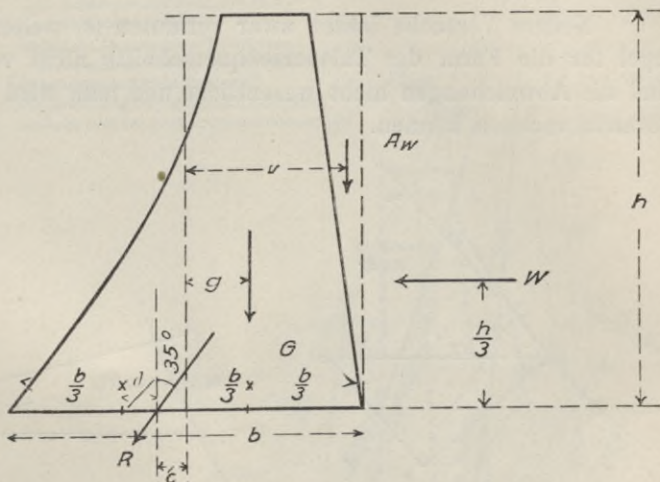


Abb. 105.

wenn b die Fugenbreite und die Tiefe des untersuchten Querschnitts $= 1$ ist. Tritt die Stützlinie aus der Fugenmitte heraus, so setzt sich die Gesamtspannung aus der gleichmäßig verteilten Druckspannung und der entsprechenden Biegungsspannung zusammen. Man hat dann für die Bestimmung der größten und kleinsten lotrechten Kantenpressung die Beziehung:

$$\sigma_n = \frac{\Sigma V}{b} \pm \frac{\Sigma M}{W},$$

worin W das Widerstandsmoment des Querschnitts ist. Es ist für den hier untersuchten rechteckigen Querschnitt $W = \frac{1 \cdot b^2}{6}$

daraus folgt:

$$\sigma_n = \frac{\Sigma V}{b} \pm 6 \frac{\Sigma M}{b^2}.$$

Neuere Versuche lassen zwar vermuten (s. weiter unten) daß diese sog. Trapezregel für die Form der Talsperrenquerschnitte nicht vollkommen genau ist, immerhin sind die Abweichungen nicht wesentliche und man wird bis auf weiteres mit den obigen Formeln rechnen können.

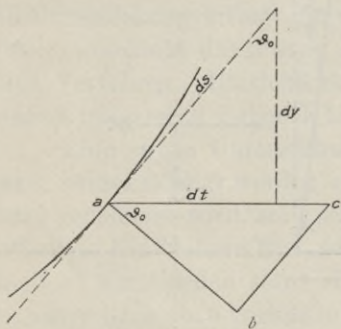


Abb. 106.

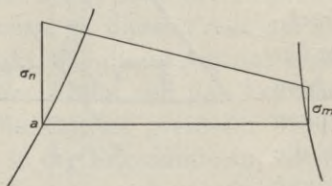


Abb. 107.

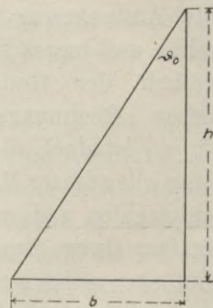


Abb. 108.

Die Randspannungen. Wie oben (S. 222) hervorgehoben, wies schon Rankine daraufhin, daß nicht die lotrechten Komponenten, sondern die Randspannungen maßgebend sind für die Beanspruchungen des Materials. Es sei ab (Abb. 106) ein Flächenelement mit der Längeneinheit 1 (1 m), senkrecht zur Außenkante im Punkte a und ac ein wagerechtes Flächenelement, ferner σ die Größe des zur Böschung parallelen Gesamtdruckes auf ac , σ_n die lotrechte Komponente von σ (Abb. 107) und σ_r die Stärke des Randdruckes längs der Böschung der äußeren Begrenzung des Querschnitts (Normaldruck auf ab). Dann folgert aus den Gleichgewichtsbedingungen des Prismas abc :

$$\sigma_r \cdot \overline{ab} = \sigma \cdot \overline{ac}^1)$$

$$\sigma = \sigma_r \cos \vartheta_0$$

$$\sigma_n = \sigma \cos \vartheta_0 = \sigma_r \cos^2 \vartheta_0$$

$$\sigma_r = \frac{\sigma_n}{\cos^2 \vartheta_0}.$$

Weiterhin ist (Abb. 106)

$$\cos^2 \vartheta_0 = \left(\frac{dy}{ds} \right)^2 = \frac{dy^2}{dy^2 + dt^2} = \frac{1}{1 + \left(\frac{dt}{dy} \right)^2} = \frac{1}{1 + \varepsilon^2}.$$

1) Kreuter, Berechnung und Ausführung der Stauauern S. 16.

Hierin ist ε das Böschungsverhältnis in Punkt a. Darnach ergibt sich:

$$\sigma_r = (1 + \varepsilon^2) \sigma_n.$$

Da $\varepsilon = \frac{b}{h} = \operatorname{tg} \vartheta_0 = \frac{1}{\sqrt{\gamma_0}}$ (Abb. 108), so ist

$$\sigma_r = \frac{\gamma_0 + 1}{\gamma_0} \cdot \sigma_n.$$

Es wird z. B. für $\gamma_0 = 2,3$

$$\sigma_r = 1,43 \sigma_n.$$

Scherbeanspruchung am Rande. Wenn σ_t die tangentielle Komponente von σ ist, so ist

$$\begin{aligned} \sigma_t &= \sigma \sin \vartheta_0 = \sigma_r \cdot \cos \vartheta_0 \sin \vartheta_0 \\ &= \frac{\sigma_r}{2} \sin 2 \vartheta_0. \end{aligned}$$

σ_t wird max für $\vartheta_0 = 45^\circ$. Es ist

max $\sigma_t = \frac{\sigma_r}{2}$, d. h. die größte

Scherbeanspruchung an der äußeren Böschung ist gleich die Hälfte der größten Druckspannung. Sie tritt in den beiden Ebenen auf, die unter 45° gegen die äußere Mauerböschung geneigt sind. Mit Einsetzung des obigen Wertes für σ_r wird

$$\begin{aligned} \sigma_t &= \frac{1 + \varepsilon^2}{2} \cdot \sigma_n \\ &= \frac{\gamma_0 + 1}{\gamma_0} \cdot \frac{\sigma_n}{2}. \end{aligned}$$

Für $\gamma_0 = 2,3$ wird $\sigma_t = 0,72 \sigma_n$.

Die größte zulässige Scherbeanspruchung der Baustoffe ist kleiner als die zulässige Druckbeanspruchung. Man kann für Mauerwerk im max $\sigma_t = 7 \text{ kg/qcm}$ (s. § 30) annehmen. Dann darf die größte lotrechte Spannung $\sigma_n = \frac{7,0}{0,72} = \sim 10 \text{ kg/qcm}$ werden. Die größte Randspannung ergibt sich in diesem Falle $\sigma_r = 2 \cdot 7 = 14 \text{ kg/qcm}$.

Die Abb. 109 zeigt die Linien gleicher Beanspruchungen im Querschnitt einer Talsperre nach Intze für eine Höhe der Mauer von 50 m, die nach den oben erläuterten Grundlagen berechnet ist.

Über Kantenpressungen im Sperrmauern s. u. a.:

Zur Ermittlung von Kantenpressungen bei Sperrmauern. Österreich. Wochenschrift f. d. öff. Baudienst 1905 S. 515.

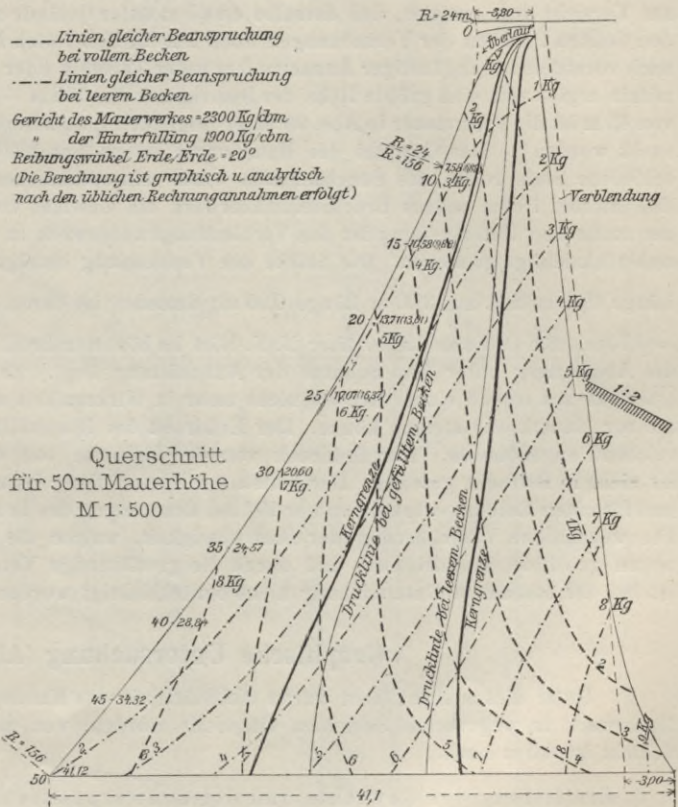


Abb. 109. Linien gleicher Beanspruchung im Querschnitt einer Talsperre.

Investigations of stresses in high masonry dams of short spans. Eng. News 10. Aug. 1905. S. 141.

Über die Wahl der zulässigen Kantenpressung bei Sperrmauern. Österr. Wochenschrift f. d. öff. Baudienst. 10. 8. 1907. S. 511.

Als Beispiel für das Rechnungsverfahren sei hier mitgeteilt die Berechnung der Talsperre im Sengbachtale für das neue Wasser- und Elektrizitätswerk der Stadt Solingen, die der Ausführung zugrunde gelegen hat.

Allgemeines. Der normale Stau des zu schaffenden Sammelbeckens liegt auf +147,0 m über N. N., die Mauerkrone auf +148,0 m über N. N. Das Gelände liegt an der für die Absperrung geeigneten Stelle im Mittel an der tiefsten Stelle auf +111,00 m. Obgleich bei den Schürfungen fester Felsen in der Talsohle schon in einer Tiefe von 3,70 m angetroffen wurde, so ist doch zur Vorsicht angenommen, daß derselbe erst 5 m unter Gelände zu finden wäre. Soll die Gründung mit den tiefsten Punkten der Verzahnungen noch 1 m in den festen Felsen eingreifen, so liegt dessen Sohle nach vorstehender ungünstiger Annahme 6 m unter Talsohle oder auf $(111\text{ m} - 6\text{ m}) = 105\text{ m}$ über N. N.; mithin ergibt sich eine größte Höhe der Sperrmauer von $148\text{ m} - 105\text{ m} = 43\text{ m}$. Für diese größte Höhe von 43 m ist die Sperrmauer in Abb. 96 unter folgenden Annahmen und Bedingungen statisch untersucht worden¹⁾. Das Gewicht des Mauerwerks ist zu nur 2300 kg/cbm angesetzt worden. Für verschiedene Steinproben des Sengbachtals wurde ein spezifisches Gewicht von rund 2,7 gefunden, so daß hierbei 1 cbm nasses Bruchsteinmauerwerk ein Gewicht von etwa 2400 kg erhalten würde. Bei der statischen Untersuchung ist das Verblendungsmauerwerk in einer mittleren Dicke von 0,7 m ganz unberücksichtigt geblieben. Die Stärke der Verblendung beträgt fast überall abwechselnd auf 4,00 m Länge 0,60 m und auf 2,00 m Länge 0,90 m; demnach ist deren mittlere Stärke $\frac{6,00}{4,00 \cdot 0,60 + 2,00 \cdot 0,90} = 0,70\text{ m}$. Bei Ordinate 128,00 über N. N. hört im höchsten Profil die Verblendung auf, da von hier an die Abdichtung unter dem Schutze der Anschüttung liegt. Es wurde ferner angenommen, daß der Überlauf aus irgend einem Grunde nicht mehr in Wirksamkeit sei, und daß der Wasserspiegel daher bis zur Mauerkrone steigen könne. Der Erddruck der Hinterfüllung wurde bis auf den Felsen herabreichend angenommen. Der Erddruck von der Luftseite (von der Erdoberfläche bis auf den Felsen) ist nicht in Betracht gezogen. Der Boden der Hinterfüllung ist unter Wasser mit 800 kg/cbm Überlast und für einen Reibungswinkel von nur 20° bei Ermittlung des Erddruckes in Rechnung gestellt worden. Die wesentliche Vergrößerung der Standfestigkeit, welche die Mauer durch ihre nach einem Kreisbogen gewölbte Grundrißform und durch die gewölbartige Verspannung gegen die Talhänge erhält, ist bei der statischen Untersuchung nicht berücksichtigt worden.

Graphische Untersuchung (Abb. 110).

Unter diesen Annahmen wurde die Stützlinie des Mauerquerschnitts ermittelt. Hierzu ist das Mauerwerk in wagerechte Schichten eingeteilt worden, von meistens 5,0 m Höhe; nur die unterste Schicht ist 8,0 m hoch.

1. Ermittlung der Gewichte und der Schwerpunkte der verschiedenen Schichten.

Die Ermittlung der Gewichte für die verschiedenen Schichten geschah auf rechnerischem Wege (siehe analytische Berechnung). Es wurde nach derselben gefunden:

$$\begin{array}{llll} G_1 = 55,29\text{ t} & G_2 = 74,66\text{ t} & G_3 = 100,74\text{ t} & G_4 = 132,69\text{ t} \\ G_5 = 174,25\text{ t} & G_6 = 212,52\text{ t} & G_7 = 261,99\text{ t} & G_8 = 564,72\text{ t}. \end{array}$$

Die Lage der Schwerpunkte der einzelnen Schichten $G_1 G_2 \dots$ ist auf zeichnerischem Wege gefunden, indem hierfür die Schichten als Trapeze angesehen wurden.

2. Ermittlung des Wasserdruckes.

Der Gesamtwasserdruck für jede untere Fuge der vier oberen Schichten wurde wie folgt ermittelt: Die Ordinaten des oberen Wasserstandes und der betreffenden Fuge über N. N. sind für den Gesamtwasserdruck W nachstehend und in Abb. 110 dem Buchstaben W beigefügt.

¹⁾ Diese Unterlagen der Berechnungen entsprechen den oben S. 229 mitgeteilten Vereinbarungen für Talsperrenbauten in Preußen.

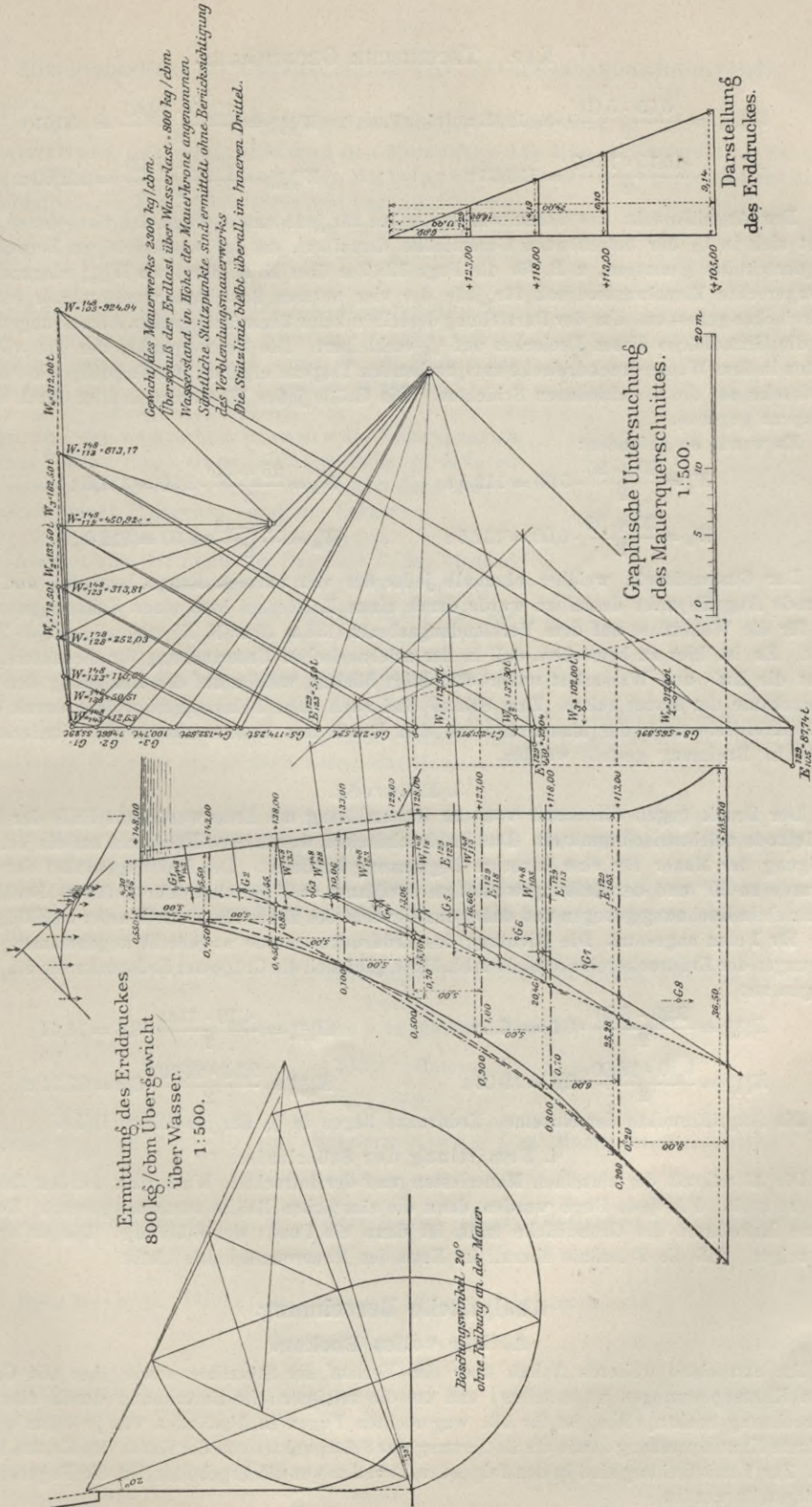


Abb. 110. Berechnung der Talsperre der Stadt Solingen im Sengbachtale.

$$W_{143}^{148} = \frac{5,05 \cdot 5,00}{2} = 12,63 \text{ t}$$

$$W_{138}^{148} = \frac{10,10 \cdot 10,00}{2} = 50,51 \text{ t}$$

$$W_{133}^{148} = \frac{15,15 \cdot 15,00}{2} = 113,63 \text{ t}$$

$$W_{128}^{148} = \frac{20,20 \cdot 20,00}{2} = 202,00 \text{ t}$$

Der Angriffspunkt des Gesamtwasserdruckes für jede untere Fuge der vier oberen Schichten befindet sich in $\frac{1}{3}$ der betreffenden Gesamthöhe derselben, an der wasserseitigen Begrenzung des Mauerquerschnitts gemessen, z. B. für die Fuge 128,0 m über N. N. dort, wo W_{128}^{148} eingezeichnet ist. Der wagerechte Einzelwasserdruck für jede der vier unteren Schichten wurde mittels des Wasserdruckdreieckes gefunden. Um der Darstellung desselben keine übermäßig großen Abmessungen zu geben, wurde die Grundfläche dieses Dreieckes auf $\frac{1}{4}$ verkleinert. Die Schwerpunkte der den vier unteren Schichten in dem Wasserdruckdreiecke entsprechenden Trapeze ergeben die Angriffspunkte der Einzelwasserdrucke auf die verschiedenen Schichten. Die Größe jedes Wasserdruckes ist durch die Fläche der Trapeze gegeben.

Es wurde so gefunden:

$$W_1 = \frac{20 + 25}{2} \cdot 5,00 = 112,5 \text{ t}$$

$$W_2 = \frac{25 + 30}{2} \cdot 5,00 = 137,5 \text{ t}$$

$$W_3 = \frac{30 + 35}{2} \cdot 5,00 = 162,5 \text{ t}$$

$$W_4 = \frac{35 + 43}{2} \cdot 8,00 = 312,0 \text{ t}$$

Der Gesamtdruck, welcher oberhalb jeder der vier unteren Fugen herrscht, und der entsprechende Angriffspunkt desselben wurde durch einen Kräfteplan bzw. einen Seilzug gefunden. Es wurde für die Wasserlast auf dem Verblendungsabsatz (128 m über N. N.) gefunden: $0,70 \cdot 20,00 \cdot 1,00 = 14,0 \text{ t}$. Es ist hier zu bemerken, daß in der zeichnerischen Untersuchung für die unterste Schicht zunächst die Erd- und Wasserlast unberücksichtigt blieben, welche auf der Ausladung des Fußes an der Hinterkante der Mauer ruhen. Zum Schluß sind auch diese Belastungen, welche durch Verlegung der Mittelkraftlinie nach der Mauermitte hin den Druck des Mauerwerks an der Vorderkante vermindern, in Rechnung gestellt worden.

3. Erddruck.

Der Druck gegen die Mauer von der Hinterfüllung mit Erde wurde mit Hilfe der Rebhahn-schen Methode zeichnerisch ermittelt. Das Erddruckdreieck wurde ohne Rücksicht auf die Veränderung der Neigung der Mauer für eine lotrechte Begrenzung bestimmt. Der Reibungswinkel der Erde auf Erde wurde zu 20° und der Reibungswinkel an der Mauer $= 0^\circ$ gesetzt. Für gefülltes Becken wurde der Auftrieb in Rechnung gezogen und daher das Gewicht des Erdreichs unter Wasser zu 800 kg ($= 1800 - 1000$) für 1 cbm angesetzt. Die Richtung des Erddruckes wurde wagerecht angenommen. Aus den Abmessungen der Erddruckdreiecke (siehe Abb. 110) ergibt sich die Größe der Erddrucke für die betreffenden Fugen zu:

$$E_{123}^{129} = \frac{2,29 \cdot 6,00}{2} \cdot 0,6 = 5,5 \text{ t}$$

$$E_{118}^{129} = \frac{4,19 \cdot 11,0}{2} \cdot 0,8 = 18,44 \text{ t}$$

$$E_{113}^{129} = \frac{6,10 \cdot 16,00}{2} \cdot 0,8 = 39,04 \text{ t}$$

$$E_{108}^{129} = \frac{9,14 \cdot 24,00}{2} \cdot 0,8 = 87,74 \text{ t}$$

Die Angriffspunkte der einzelnen Erddrucke liegen in $\frac{1}{3}$ der jeweiligen Höhe.

4. Ermittlung der Stützlinie.

Die Mittelkraft der einzelnen Mauerlasten und der lotrechten Wasserlast wurden durch einen Seilzug ermittelt. Für jede Fuge wurden dann die sämtlichen Kräfte zusammengesetzt. Der Punkt, wo deren Mittelkraft die Grundfläche trifft, ist dann ein Punkt der Stützlinie. Die so ermittelten Punkte zeigen, daß die Stützlinie überall im Kern des Mauerquerschnitts bleibt.

Analytische Berechnung.

A. Für volles Becken.

Um nun einen weiteren Anhalt über den Verlauf der Stützlinie sowie über die Größe der einzelnen Kantenpressungen zu erhalten, und um die zeichnerische Berechnung durch eine analytische Berechnung nachzuprüfen, ist für alle wagerechten Fugen in Abständen von je 1,0 m die größte und kleinste Kantenpressung sowie die Entfernung des Stützpunktes von der Kante des Kernes berechnet worden. Zur Vereinfachung sind in den folgenden Tabellen nur die Ergebnisse für die Fugen in je 5 m Höhe mitgeteilt worden.

I. Erläuterung zu Tabellen 47 und 48.

Ermittlung des Gewichtes und des Momentes des Mauerkörpers oberhalb einer beliebigen Fuge und in bezug auf den Mittelpunkt dieser Fuge: Um das Moment zu finden, ist es erforderlich, die Kraft nach Größe und Lage zu ermitteln. Die Größe der Kraft hängt von der Fläche des oberhalb liegenden Mauerquerschnittes ab und die Lage von dem Schwerpunkt dieser Fläche.

a) Ermittlung des Gewichtes der Mauermaße und des Momentes derselben bis zur Fuge 128 m über N. N.

Mit Beziehung auf Abb. 111 wurde für die Fuge n das Profil F in fünf Teile f_1, f_2, f_3, f_4, f_5 geteilt. Dann ist:

$$(1) \quad F = f_1 + f_2 + f_3 + f_4 + f_5$$

Hat man den wagerechten Abstand x des Schwerpunktes der einzelnen Flächen f von einem beliebigen Punkt P , dann ist auch der wagerechte Abstand x des Schwerpunktes der Fläche F von demselben Punkt P gegeben durch die Formel:

$$(2) \quad F \cdot x = f_1 x_1 + f_2 x_2 + f_3 x_3 + f_4 x_4 + f_5 x_5.$$

Bezeichnet man die Breite der Fuge mit D , den Abstand des Punktes P von der Vorderkante, d. h. talabwärts gelegenen Kante der Fuge mit a , und mit y den wagerechten Abstand des Schwerpunktes S von der Mitte M der Fuge, dann hat man

$$(3) \quad \frac{D}{2} + y = a + x \quad \text{oder} \quad y = a + x - \frac{D}{2}.$$

Die Fläche F , multipliziert mit dem Gewicht eines Kubikmeters Mauerwerk (2300 kg), gibt dann das Gewicht G bzw. die Kraft, welche von dem oberhalb liegenden Mauerwerk hervorgerufen wird. Das Produkt von G und y ergibt dann sofort das Moment

$$(4) \quad M_g = G \cdot y$$

des Mauerkörpers in bezug auf die Mitte der Fuge. In der Folge sollen die Momente, welche zur Stabilität des Mauerwerks beitragen, d. h. die rechtsdrehenden als negativ, die andern als positiv wirkend angenommen werden.

Die Momente M_g sind demzufolge so lange negativ oder positiv, als der Schwerpunkt sich rechts bzw. links von der Mitte der Fuge befindet. Im ersteren Falle ist y immer negativ, im zweiten Falle positiv. [Siehe Formel (3).]

Flächen der einzelnen Teile und Momente derselben in bezug auf den Punkt P .

Teil 1.

Basis $b = 4,30$ m. Höhe h in Metern. Fläche $f_1 = b \cdot h$.

Hebelarm $x_1 = \frac{b}{2} = 2,15$ m. Moment $m_1 = f_1 \cdot x_1$ qm · m.

Teil 2.

Basis c m. Fläche $f_2 = \frac{c \cdot h}{2}$ qm. Hebelarm $x_2 = b + \frac{c}{3}$ m. Moment $m_2 = f_2 x_2$ qm · m.

Teil 3.

Basis a' m. Hebelarm $x_3 = \frac{a'}{2}$ m. Fläche $f_3 = a' \cdot 1^m$ qm. Moment $m_3 = f_3 x_3 = \frac{(a')^2}{2}$ qm · m.

Teil 4.

Basis $a - a'$ m. Fläche $f_4 = \frac{1}{2} (a - a') \cdot 1^m$ qm. Hebelarm $x_4 = a' + \frac{a - a'}{3}$ m.

Moment $m_4 = f_4 x_4$ qm · m.

Teil 5.

Die Fläche des Teiles 5 findet sich, indem man die Teile 3 und 4 von der Fuge 1 bis in die Fuge $n - 1$ summiert.

$$f_5 = \sum_1^{n-1} (f_3 + f_4) \text{ qm.}$$

Das Moment m_5 in bezug auf den Punkt P ist gegeben durch

$$m_5 = \sum_1^{n-1} (m_3 + m_4).$$

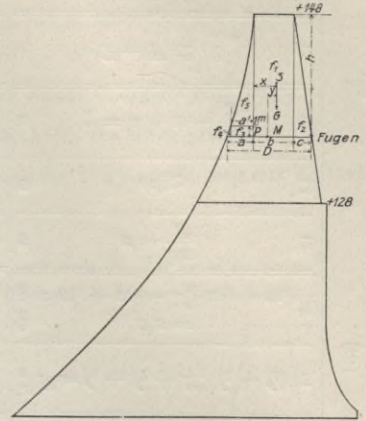


Abb. 111.

Tabelle 47. Ermittlung des Gewichtes und des Momentes des Mauerkörpers oberhalb einer beliebigen Fuge und in bezug auf den Mittelpunkt dieser Fuge. (Bis zur Fuge + 128.)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	
Ordinate der Fuge	b	h	$f_1 = b \cdot h$	$m_1 = \frac{b^2 \cdot h}{2}$	c	$f_2 = \frac{c \cdot h}{2}$	$x_2 = b + \frac{c}{2}$	$m_2 = f_2 \cdot x_2$	$f_3 = a \cdot 1$	$m_3 = f_3 x_3 = \frac{1}{2}(a \cdot \frac{2}{2})$	$f_4 = \frac{1}{2}(a - a)$	$x_4 = a + \frac{3}{2}$	$m_4 = f_4 x_4$	$f_5 + f_4$	$m_5 + m_4$	$f_5^1 (f_3 + f_4)$	$m_5^1 (m_3 + m_4)$	$F = f_1 + f_2 + f_3 + f_4$	$F x = m_1 + m_2 - \sum_{m_3}^1 (m_3 + m_4)$	$\frac{F}{F x} = x$	$\frac{D}{2}$	$y = a + x - \frac{2}{D}$	$G = F \cdot 2 \cdot 3$	$M_g = G \cdot y$		
147	4,30	1	4,30	9,25	0,14	0,07	4,35	0,30	—	—	—	—	—	—	—	—	—	4,37	9,55	2,19	2,22	-0,03	10,05	-0,30	147	
145	4,30	3	12,90	27,74	0,43	0,65	4,44	2,89	0,05	0,05	0,08	—	—	0,10	—	0,13	—	13,68	30,63	2,24	2,44	-0,05	31,46	-1,57	145	
140	4,30	8	34,40	73,96	1,14	4,56	4,68	21,34	0,96	0,46	1,05	0,15	0,61	1,10	0,61	3,30	1,26	42,26	94,04	2,23	3,34	+0,12	97,20	+11,66	140	
135	4,30	13	55,90	120,19	1,86	12,09	4,92	59,48	2,48	3,08	1,18	2,60	0,47	2,66	3,55	13,30	11,81	81,29	167,86	2,06	4,50	+0,40	186,97	+74,79	135	
130	4,30	18	77,40	166,41	2,57	23,13	5,16	119,35	4,48	10,02	2,23	4,63	1,06	4,71	11,08	32,55	49,75	133,08	236,01	1,77	5,91	+0,80	306,08	+244,86	130	
128	4,30	20	86,00	184,90	2,86	28,60	5,25	150,15	5,41	14,63	0,25	5,57	1,39	5,66	16,02	43,39	79,19	157,99	255,86	1,62	6,53	+0,99	363,38	+359,75	128	

Tabelle 48. Ermittlung des Gewichtes und des Momentes des Mauerkörpers oberhalb einer beliebigen Fuge und in bezug auf den Mittelpunkt dieser Fuge. (Von Fuge 127 ab bis zur Fuge 105.)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	
Ordinate der Fuge	$f_1 = h \cdot 1$	$m_1 = \frac{h^2}{2}$	$k - h$	$f_2 = \frac{k - h}{2}$	$x_2 = h + \frac{k - h}{2}$	$m_2 = f_2 \cdot x_2$	$f_3 = h \cdot 1$	$m_3 = \frac{h^2}{2}(d)$	$d - d$	$f_4 = \frac{2}{d - d}$	$x_4 = d + \frac{3}{d - d}$	$m_4 = f_4 \cdot x_4$	$f = f_1 + f_2 + f_3 + f_4$	$m = m_1 + m_2 - m_3 - m_4$	$F = F_{128} + \sum_{m}^{128} f$	$F x = (F)_{128} + \sum_{m}^{128} m$	$x = \frac{F}{F x}$	$\frac{D}{2}$	$y = p + x - \frac{2}{D}$	$G = F \cdot 2 \cdot 3$	$M_g = G \cdot y$	Ordinate der Fuge	m über N. N.
128	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1,62	6,88	0,64	363,38	232,56	128
125	7,86	30,89	—	—	—	—	—	—	0,58	—	—	—	15,12	255,86	157,99	255,86	1,62	6,88	0,64	363,38	232,56	128	
120	7,86	30,89	—	—	—	—	—	0,29	0,58	—	—	2,08	15,12	4,52	201,69	280,72	1,39	7,71	1,23	463,89	570,58	125	
115	7,86	30,89	—	—	—	—	—	0,38	0,76	—	—	3,97	18,44	25,10	286,89	222,08	0,77	9,41	2,32	659,85	1630,85	120	
110	8,29	34,36	0,33	0,17	8,40	1,43	—	0,48	0,96	—	—	7,07	22,74	79,86	391,59	—	0,14	11,61	3,61	900,66	3251,38	115	
105	11,14	62,05	—	—	—	—	—	0,50	1,00	—	—	9,85	28,32	161,46	521,27	—	1,33	14,49	4,54	1198,92	5443,10	110	
								1,00	1,00	—	—	12,35	36,00	247,01	685,59	—	2,56	18,25	4,55	1576,86	7174,71	105	

Wenn man einerseits die Summe $f_3 + f_4 + f_5$, andererseits $m_3 + m_4 + m_5$ bildet, dann hat man die Fläche bzw. das Moment links von den Vertikalen durch P .

$$f_3 + f_4 + f_5 = f_3 + f_4 + \Sigma_1^{n-1} (f_3 + f_4) = \Sigma_1^n (f_3 + f_4).$$

$$m_3 + m_4 + m_5 = m_3 + m_4 + \Sigma_1^{n-1} (m_3 + m_4) = \Sigma_1^n (m_3 + m_4).$$

Man hat ferner

$$F = f_1 + f_2 + (f_3 + f_4 + f_5) = f_1 + f_2 + \Sigma_1^n (f_3 + f_4).$$

$$Fx = m_1 + m_2 + (m_3 + m_4 + m_5) = m_1 + m_2 + \Sigma_1^n (m_3 + m_4).$$

Der wagerechte Abstand x des Schwerpunktes S von dem Punkt P ergibt sich aus $x = \frac{Fx}{F}$.

Der Abstand des Mittelpunktes der Fuge n von der Vorderkante des Mauerprofils ist gegeben durch $\frac{D}{2}$. Der wagerechte Abstand des Schwerpunktes von der Mitte der Fuge ergibt sich aus Formel 3

$$y = a + x - \frac{D}{2}.$$

Das Gewicht des Mauerkörpers oberhalb der Fuge ergibt sich aus $F \cdot 2,3 = G$ t.

Das Moment in bezug auf die Mitte der Fuge ergibt die Formel 4 $M_g = G \cdot y$.

b) Ermittlung des Gewichtes und des Momentes des Mauerwerks von Fuge 128 bis zur Fuge 105.

Flächen der einzelnen Teile und Momente derselben in bezug auf den Punkt P .

Mit Beziehung auf Abb. 112 wurde die n te Lamelle in vier Teile geteilt.

Teil 1.

Basis k' m. Fläche $f_1 = k' \cdot 1$ qm. Hebelarm $x_1 = \frac{k'}{2}$ m.

Moment $m_1 = f_1 x_1 = \frac{(k')^2}{2}$ qm · m.

Teil 2.

Basis $k - k'$ m. Fläche $f_2 = \frac{k - k'}{2} \cdot 1$ qm.

Hebelarm $x_2 = k + \frac{k - k'}{3}$ m. Moment $m_2 = f_2 \cdot x_2$ qm · m.

Teil 3.

Basis p' m. Fläche $f_3 = p' \cdot 1^m$ qm. Hebelarm $x_3 = \frac{p'}{2}$ m. Moment $m_3 = f_3 x_3 = \frac{(p')^2}{2}$ qm · m.

Teil 4.

Basis $p - p'$ m. Fläche $f_4 = \frac{p - p'}{2} \cdot 1^m$ qm. Hebelarm $x_4 = p' + \frac{p - p'}{3}$ m.

Moment $m_4 = f_4 \cdot x_4$ qm · m.

Die Gesamtfläche f und das Moment Lamelle m der n in bezug auf den Punkt P ergeben sich aus:

$$f = f_1 + f_2 + f_3 + f_4.$$

$$m = m_1 + m_2 + m_3 + m_4.$$

Die Gesamtfläche F und das Moment $F \cdot x$ des obenliegenden Mauerwerks geben:

$$F = F_{128} + \Sigma_{128}^n f.$$

$$F \cdot x = (Fx)_{128} + \Sigma_{128}^n m.$$

Der wagerechte Abstand x des Schwerpunktes von dem Punkt P ist $x = \frac{Fx}{F}$.

Der Abstand des Mittelpunktes der Fuge n von der Vorderkante der Mauer ist gegeben durch $\frac{D}{2}$.

Die Formel $y = p + x - \frac{D}{2}$ gibt dann den wagerechten Abstand des Schwerpunktes von der Mitte der Fuge.

Das Gewicht des Mauerkörpers oberhalb der Fuge n ergibt sich aus: $G = F \cdot 2,3$ t, und das Moment in bezug auf die Mitte der Fuge $M_g = G \cdot y$.

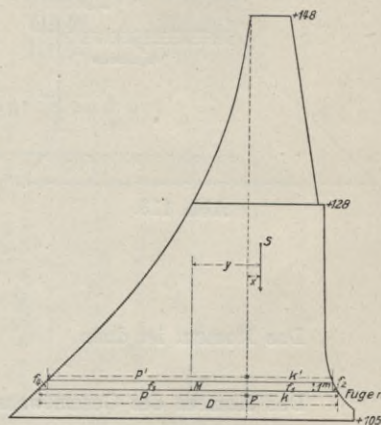


Abb. 112.

II. Erläuterung zu Tabellen 49 und 50.

Ermittlung der Wassermomente und der Wasserlasten (Abb. 113).

Der Gesamtwasserdruck gegen die Mauer zerfällt in einen horizontalen Druck W_h und in einen vertikalen Druck W_v (Wasserlast). Die Größe des horizontalen Wasserdruckes beträgt $\frac{h^2}{2}$, wo h die Entfernung von Oberkante Mauer bis zur untersuchten Fuge bedeutet. Da $\gamma = 1 \text{ t/cbm}$ ist, so wird der horizontale Wasserdruck $W_h = \frac{h^2}{2}$, angreifend in $\frac{h}{3}$, dem-

$$\text{nach } m_h = \frac{h^2}{2} \cdot \frac{h}{3} = \frac{h^3}{6}.$$

Infolge der hinteren Neigung der Mauer kommt außer dem horizontalen Wasserdruck noch ein lotrecht nach unten wirkender Wasserdruck W_{v1} bzw. eine Wasserlast hinzu. Bis einschließlich Fuge 128 ist für jede Fuge diese Wasserlast durch ein Dreieck gegeben, dessen Höhe jedesmal der Abstand der jeweiligen Fuge von der Mauerkrone ist und dessen Grundlinie jedesmal die wagerechte Entfernung c der Hinterkante der Mauerkrone von der Hinterkante der betreffenden Fuge. Diese Entfernungen c für die einzelnen Fugen bis Fuge 128 sind in Spalte 3 der Tab. 49 zusammengestellt. Demzufolge ist für die in Betracht kommenden Fugen die Wasserlast gegeben durch:

$$W_{v1} = c \cdot \frac{h}{2} \cdot 1 \text{ t.}$$

Der Hebelarm des von dieser Wasserlast hervorgerufenen Momentes in bezug auf die Mitte der Fuge ergibt sich aus

$$v_1 = a + b + \frac{2c}{3} - \frac{D}{2} \text{ in m.}$$

Das Moment ist dann

$$m_{v1} = W_{v1} \cdot v_1 \text{ in t/m.}$$

Das Moment des Gesamtwasserdruckes ist also jedesmal bis zur Fuge 128

$$M_w = m_h - m_{v1}.$$

Von Fuge 128 ab hat man außer dem schon oben besprochenen wagerechten Wasserdruck W_h und dem Wasserlast-Dreieck W_{v1} noch (wegen Nichtberücksichtigung der Verblendung) ein Wasserlastrechteck W_{v2} zu berücksichtigen. Dieses Wasserlastrechteck hat eine Breite von 0,70 m und eine Höhe von 20,0 m; es ist für jede Fuge unter +128 gleichbleibend, ebenso das vorerwähnte Wasserlastdreieck W_{v1} , dessen Höhe ebenfalls 20,0 m und dessen Basis 2,86 m beträgt. Von Fuge +114 ab verbreitert sich das Profil der Mauer an der Hinterkante. In der rechnerischen Untersuchung ist die auf diesem Hinteransatz ruhende Wasser- und Erdlast vorläufig nicht in Betracht gezogen worden. Es wird jedoch später gezeigt, wie die Stützlinie und die Pressungen an der Vorder- und Hinterkante sich durch Berücksichtigung dieser Last und des dadurch hervorgerufenen Momentes ändern. Das Moment des wagerechten Wasserdruckes W_h bleibt wie vorher

$$m_h = \frac{h^3}{6} \text{ t/m.}$$

Das Wasserlastdreieck für alle Fugen ist

$$W_{v1} = \frac{2,86 \cdot 20,0}{2} = 28,60 \text{ t.}$$

Der wagerechte Abstand dieser Last von der Mitte der betreffenden Fuge ist gegeben durch

$$v_1 = a + b + \frac{2}{3} \cdot 2,86 - \frac{D}{2} \text{ m.}$$

Das Moment ist demnach

$$m_{v1} = W_{v1} \cdot v_1 \text{ t/m.}$$

Das Wasserlastrechteck für alle Fugen ist

$$W_{v2} = 0,70 \cdot 20,00 = 14,00 \text{ t.}$$

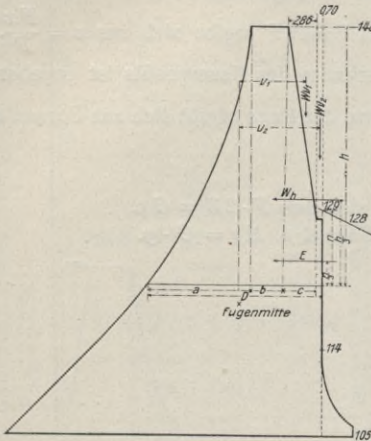


Abb. 113.

Tabelle 49. Ermittlung der Wassermomente und der Wasserlasten.

1	2	3	4	5	6	7
Ordinate der Fuge	$m_h = \frac{h^3}{6}$	c	$W_{v.1} = c \frac{b}{2} \cdot 1,0$	$\frac{D}{2}$ $v_1 = a + b + \frac{2c}{3}$	$m_{v.1} = W_{v.1} \cdot v_1$	$M_w = m_h - m_{v.1}$
m über N. N.	t/m	m	t	m	t/m	t/m
147	0,17	0,14	0,07	2,17	0,15	0,02
145	4,50	0,43	0,64	2,30	1,47	3,03
140	85,33	1,14	4,56	2,95	13,45	71,88
135	366,17	1,86	12,09	3,88	46,91	319,26
130	972,00	2,57	23,13	5,04	116,58	855,42
128	1333,33	2,86	28,60	5,58	159,59	1173,74

Tabelle 50. Ermittlung der Wassermomente und der Wasserlasten.

1	2	3	4	5	6	7	8	9
Ordinate der Fuge	$m_h = \frac{h^3}{6}$	$W_{v.1}$	$\frac{D}{2}$ $2,86 - \frac{D}{2}$ $v_1 = a + b + \frac{2}{3} \cdot 2,86 - \frac{D}{2}$	$m_{v.1} = W_{v.1} \cdot v_1$	$W_{v.2}$	$\frac{D}{2}$ $0,70 - \frac{D}{2}$ $v_2 = a + b + 2,86 + \frac{0,70}{2}$	$m_{v.2} + W_{v.2} \cdot v_2$	$M_w = m_h - m_{v.1} - m_{v.2}$
m über N. N.	t/m	t	m	t/m	t	m	t/m	t/m
128	1333,33	28,60	5,23	149,58	14,00	6,53	91,42	1092,33
125	2027,83	28,60	6,05	173,03	14,00	7,35	102,90	1751,90
120	3658,67	28,60	7,76	221,94	14,00	9,06	126,84	3309,89
115	5989,50	28,60	9,96	284,86	14,00	11,26	157,64	5547,00
110	9145,33	28,60	12,08	345,49	14,00	13,38	187,32	8612,52
105	13251,17	28,60	13,32	380,95	14,00	14,62	204,68	12665,54

Der wagerechte Abstand dieser Last von der Mitte der untersuchten Fuge ist gegeben durch

$$v_2 = a + b + 2,86 + \frac{0,70}{2} - \frac{D}{2} \text{ m.}$$

Das Moment ist dann

$$m_{v.2} = W_{v.2} \cdot v_2 \text{ t/m.}$$

Das resultierende Wassermoment von den einzelnen Wassermomenten ist dann

$$M_w = m_h - m_{v.1} - m_{v.2}.$$

III. Erläuterung zur Tabelle 51.

Ermittlung des Erddruckmomentes.

Der Erddruck kommt erst bei der Fuge 128 in Frage. Die Größe desselben wurde graphisch mit Hilfe der Rebhannschen Methode ermittelt (Abb. 110). Der Reibungswinkel der Erde auf Erde wurde zu 20° angenommen, der Reibungswinkel an der Mauer = 0°. Das Erddruckdreieck wurde ohne Rücksicht auf die Veränderung der Neigung der Mauer für eine lotrechte Begrenzung dargestellt; die Richtung des Erddruckes ist also wagerecht angenommen. Bei einer Höhe von 24,0 m ergab sich eine Breite der Grundlinie des Erddruckdreieckes von 9,14 m (Abb. 110).

Tabelle 51. Ermittlung des Erddruckmomentes.

1	2	3	4	5	6	7
Ordinate der Fuge	$r = n \frac{9,14}{24,0}$	n	$f = \frac{r \cdot n}{2}$	$f \cdot 0,8 = E$	$\frac{m}{3}$	$M_e = E \cdot \frac{n}{3}$
m über N. N.	m	m	qm	t	m	t/m
128	—	—	—	—	—	—
125	1,52	4	3,04	2,43	1,33	3,23
120	3,43	9	15,44	12,35	3,00	37,05
115	5,33	14	37,31	29,85	4,67	139,40
110	7,24	19	68,78	55,02	6,33	348,28
105	9,14	24	109,68	87,74	8,00	701,92

Bezeichnet man mit n den Abstand der Fuge bis zur Oberkante der Anschüttung (+ 129 über N. N.), so ist die Breite des Erddreieckes für die untersuchte Fuge

$$r = n \cdot \frac{9,14}{24,0} \text{ m.}$$

Der Abstand der betreffenden Fuge bis zur Oberkante der Anschüttung ist durch n gegeben. Die Fläche des Erddreieckes ist alsdann

$$f = \frac{r \cdot n}{2} \text{ qm.}$$

Bei einem Gewicht der Hinterfüllung unter Wasser von 0,8 t/cbm ist alsdann der Erddruck

$$f \cdot 0,8 = E \text{ t.}$$

Der lotrechte Abstand dieses Erddruckes von der Mitte der Fuge ist $\frac{n}{3}$ m und das so resultierende Moment

$$M_e = E \cdot \frac{n}{3} \text{ t/m.}$$

IV. Erläuterung zu Tabellen 52 und 53.

Zusammenstellung der Gewichte und Momente der Einzelkräfte und Ermittlung der Kantenpressungen.

Die gefundenen Momente der Einzelkräfte (siehe M_g Tabelle 47 Spalte 25 u. Tabelle 48 Spalte 22, M_w Tabelle 49 Spalte 7 u. Tabelle 50 Spalte 9, M_e Tabelle 51 Spalte 7.) sind zur besseren Übersicht in einer neuen Tabelle zusammengestellt und zwar Moment des Mauerwerkes M_g , Moment des Wasserdruckes M_w , Moment des Erddruckes M_e .

Die Summe aller dieser Momente ist dann als

$$\Sigma M = M_w + M_e - M_g$$

bestimmt worden.

Ebenso wurde aus Tabelle 47 Spalte 24 bzw. aus Tabelle 48 Spalte 21, das Gewicht G des Mauerwerkes und aus Tabelle 49 Spalte 4 bzw. aus Tabelle 50 Spalte 3 und Spalte 6 die Wasserlasten $W_{v.1}$ und $W_{v.2}$ entnommen und in derselben Tabelle zusammengestellt das Gewicht des Mauerwerkes G und die Wasserlast $W_{v.1} + W_{v.2}$.

Die Summe ΣV von dem Gewicht des Mauerwerkes und der Wasserlast bildet dann die

$$\Sigma V = G + (W_{v.1} + W_{v.2}).$$

Nach Vereinigung sämtlicher Momente und Vertikalkräfte kann nunmehr der Abstand x der Resultierenden von der Vorderkante des Kernes des Mauerprofils ermittelt werden.

Ist D die Breite der Fuge in m, ΣM die Summe der Momente sämtlicher Kräfte in t/m, sowie ΣV die Summe aller Vertikalkräfte in t, so ist die Entfernung des Schnittpunktes der

Gesamtresultierenden bzw. der Stützlinie von der Vorderkante des Kernes $x = \frac{D}{6} - \frac{\Sigma M}{\Sigma V}$ in m.

$\frac{D}{6}$ ist gegeben in Spalte 9, $\frac{\Sigma M}{\Sigma V}$ in Spalte 10 und x in Spalte 11.

Die Bestimmung der größten und kleinsten Kantenpressung erfolgt nach der Formel (Trapezformel)

Tabelle 52. Zusammenstellung der Gewichte und Momente der Einzelkräfte und Ermittlung der Kantenspannungen bei vollem Becken.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
Ordinate der Fuge	M_g	M_w	M_e	$\sum M^g = M_c + M_e - M_g$	G	$W_{v,1}$	$\sum V = G + W_{v,1}$	$\frac{D}{6}$	$\frac{\sum M}{\sum V}$	$x = \frac{D}{2M} - \frac{e}{\sum V}$	D	$\frac{1}{10} \frac{D}{\sum V}$	$6 \sum M$	D^2	$\frac{1}{10} \frac{D^2}{6 \sum M}$	$\frac{1}{10} \frac{D}{\sum V} + \frac{D^2}{6 \sum M}$	$\frac{1}{10} \frac{D}{\sum V} - \frac{1}{10} \frac{D^2}{6 \sum M}$	Ordinate der Fuge
m über N. N.	t/m	t/m	t/m	t/m	t	t	t	m	m	m	m	kg/qcm	t/m	qcm	kg/qcm	kg/qcm	kg/qcm	m über N. N.
147	— 0,30	0,02	—	0,32	10,05	0,07	10,12	0,74	0,03	0,71	4,44	0,23	1,92	1971,36	0,01	0,24	0,32	147
145	— 1,57	3,03	—	4,60	31,46	0,64	32,10	0,81	0,14	0,67	4,88	0,66	27,66	2381,44	0,12	0,78	0,54	145
140	11,66	71,88	—	60,22	97,20	4,56	101,76	1,11	0,59	0,52	6,87	1,53	361,32	4448,89	0,81	2,34	0,72	140
135	74,79	319,26	—	244,47	186,97	12,09	199,06	1,50	1,23	0,27	9,00	2,21	1467,78	8100,00	1,81	4,02	0,40	135
130	244,86	855,42	—	610,56	306,08	23,13	329,21	1,97	1,85	0,12	11,81	2,79	3663,36	13947,61	2,63	5,42	0,16	130
128	359,75	1173,74	—	813,99	363,68	28,60	391,98	2,18	2,08	0,10	13,06	3,00	4883,94	17056,36	2,86	5,86	0,14	128

Tabelle 53. Zusammenstellung der Gewichte und Momente der Einzelkräfte und Ermittlung der Kantenspannungen bei vollem Becken.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
Ordinate der Fuge	M_g	M_w	M_e	$\sum M^g = M_c + M_e - M_g$	G	$W_{v,1} + W_{v,2}$	$\sum V = G + W_{v,1} + W_{v,2}$	$\frac{D}{6}$	$\frac{\sum M}{\sum V}$	$x = \frac{D}{2M} - \frac{e}{\sum V}$	D	$\frac{1}{10} \frac{D}{\sum V}$	$6 \sum M$	D^2	$\frac{1}{10} \frac{D^2}{6 \sum M}$	$\frac{1}{10} \frac{D}{\sum V} + \frac{D^2}{6 \sum M}$	$\frac{1}{10} \frac{D}{\sum V} - \frac{1}{10} \frac{D^2}{6 \sum M}$	Ordinate der Fuge
m über N. N.	t/m	t/m	t/m	t/m	t	t	t	m	m	m	m	kg/qcm	t/m	qcm	kg/qcm	kg/qcm	kg/qcm	m über N. N.
128	232,56	1092,33	—	859,77	363,38	42,60	405,98	2,29	2,12	0,17	13,76	2,95	5158,62	18933,76	2,72	5,67	0,23	128
125	570,58	1751,90	3,23	1184,55	463,89	42,60	506,49	2,57	2,34	0,23	15,41	3,29	7107,30	23746,81	2,99	6,28	0,30	125
120	1530,85	3309,89	37,05	1816,09	659,85	42,60	702,45	3,14	2,59	0,55	18,82	3,73	10896,54	36419,24	3,08	6,81	0,65	120
115	3251,38	5547,00	139,40	2435,02	900,66	42,60	943,26	3,87	2,58	1,29	23,22	4,06	14610,12	53916,84	2,71	6,77	1,35	115
110	5443,10	8612,52	348,28	3517,70	1198,92	42,60	1241,52	4,83	2,83	2,00	28,98	4,28	21106,20	83984,04	2,51	6,79	1,77	110
105	7174,71	12665,54	701,91	6192,75	1575,86	42,60	1619,46	6,08	3,82	2,26	36,50	4,44	37156,50	133225,00	2,79	7,23	1,65	105

$$\sigma = \frac{\Sigma V}{D} \pm \frac{6 \Sigma M}{D^2} \text{ in t/m.}$$

Bei der Umwandlung in kg und qcm ist zu setzen

$$\sigma = \frac{1000 \Sigma V}{100 \cdot 100 \cdot D} \pm \frac{6 \cdot 1000 \cdot 100 \Sigma M}{100 \cdot 10000 D^2},$$

$$\sigma = \frac{1}{10} \frac{\Sigma V}{D} \pm \frac{1}{10} \frac{6 \Sigma M}{D^2}.$$

$\frac{1}{10} \frac{\Sigma V}{D}$ ist gegeben durch Spalte 13, $6 \Sigma M$ befindet sich in Spalte 14, D^2 in Spalte 15 und $\frac{1}{10} \cdot \frac{6 \Sigma M}{D^2}$ in Spalte 16. Alsdann ist die Pressung an der Vorderkante gegeben durch

$$\sigma_1 = \frac{1}{10} \cdot \frac{\Sigma V}{D} + \frac{1}{10} \cdot \frac{6 \Sigma M}{D^2}$$

und an der Hinterkante der Mauer durch

$$\sigma_2 = \frac{1}{10} \cdot \frac{\Sigma V}{D} - \frac{1}{10} \cdot \frac{6 \Sigma M}{D^2}.$$

Berücksichtigung der Wasser- und Erdlast auf den Hinterfuß der Mauer und der dadurch hervorgerufenen Momente (in bezug auf die unterste Fuge).

Die Wasserlast zerfällt in zwei Teile: ein Wasserlastrechteck und ein Wasserlastdreieck. Da der Hinterfuß mit der Fuge 114 anfängt, so ist die Höhe des Rechtecks $148 - 114 = 34,0$ m, seine Breite ist 3,28 m; folglich eine Last von

$$V_a = 34,0 \cdot 3,28 \cdot 1,0 = 111,52 \text{ t.}$$

Der Hebelarm in bezug auf die Mitte der Fuge ist

$$25,36 + 7,86 + \frac{3,28}{2} - 18,25 = 16,61 \text{ m,}$$

folglich das Moment:

$$M_a = 111,52 \cdot 16,61 = 1852 \text{ t/m.}$$

Das Wasserlastdreieck hat eine Höhe von $114 - 106 = 8,0$ m, und die Basis ist ebenfalls 3,28 m; also eine Last von:

$$V_b = \frac{8,0 \cdot 3,28}{2} \cdot 1,0 = 13,12 \text{ t.}$$

Der Hebelarm in bezug auf die Mitte der Fuge ist

$$25,36 + 7,86 + \frac{2}{3} \cdot 3,28 - 18,25 = 17,12 \text{ m;}$$

folglich das Moment

$$M_b = 13,12 \cdot 17,12 = 224,61 \text{ t/m.}$$

Das Erdlastrechteck hat wie das Wasserlastrechteck eine Breite von 3,28 m, dagegen eine Höhe von rund $128 - 114 = 14,0$, folglich eine Last von

$$V_c = 14,0 \cdot 3,28 \cdot 0,8 = 36,74 \text{ t.}$$

Der Hebelarm:

$$25,36 + 7,86 + \frac{3,28}{2} - 18,25 = 16,61 \text{ m.}$$

Das Moment:

$$M_c = 36,74 \cdot 16,61 = 610,25 \text{ t/m.}$$

Das Erdlastdreieck hat wie das Wasserlastdreieck eine Höhe und eine Basis von 8,0 m bzw. 3,28 m, folglich eine Last von

$$V_d = 8,0 \cdot \frac{3,28}{2} \cdot 0,8 = 10,50 \text{ t.}$$

Der Hebelarm:

$$25,36 + 7,86 + \frac{2}{3} \cdot 3,28 - 18,25 = 17,12 \text{ m.}$$

Das Moment:

$$M_d = 10,50 \cdot 17,12 = 179,76 \text{ t/m.}$$

Zieht man die durch das Vorhandensein des Hinterfußes hervorgerufenen Lasten und Momente in Betracht, dann ist für die unterste Fuge

$$\Sigma V = 1619,46 \text{ (Tabelle 53 Spalte 8)} + 111,52 + 13,12 + 36,74 + 10,50 = \Sigma V = 1791,34 \text{ t,}$$

$$\Sigma M = 6192,75 \text{ (Tabelle 53 Spalte 5)} - 1852,35 - 224,61 - 610,25 - 179,76 = \Sigma M = 3325,78 \text{ t/m.}$$

Die Entfernung des Schnittpunktes der Gesamtergebnisse von der Kante des Kernes ist alsdann

$$x = \frac{D}{6} - \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = 6,08 - 1,86 = 4,22 \text{ m.}$$

Die Kantenpressung ist dann

a) an der Vorderkante

$$\sigma_1 = \frac{\Sigma V}{10D} - \frac{6 \Sigma M}{10D^2} = 4,91 - 1,58 = 3,33 \text{ kg/qcm.}$$

B. Für leeres Becken.

Um hier wiederum möglichst ungünstig zu rechnen, wurde die Verblendung berücksichtigt und die Erdhinterfüllung mit nur 1600 kg/cbm in Rechnung getragen.

Das Gewicht des Mauerwerkes und das von diesem hervorgerufene Moment ist entsprechend der früheren Berechnung festgestellt und auf Tabellen 54 und 55 zusammengestellt.

Das durch die Hinterfüllung entstandene Moment ist gleich dem doppelten Wert des Erdmoments für volles Becken. (Siehe Tabelle 51 Spalte 7.)

Die Tabellen 56 und 57 geben entsprechend wie die Tabellen 52 und 53 die Entfernung der Stützlinie von der Hinterkante des Kernes und die entstandenen Pressungen an der Vorder- und Hinterkante des Mauerprofils an.

Zum Schluß ist noch untersucht worden, wie die Stützlinie und für die unterste Fuge die Kantenpressungen sich ändern, wenn man die auf der Ausladung des Fußes an der Hinterkante und auch an der Vorderkante ruhende Erdlast und den Erddruck auf die Vorderfläche berücksichtigt.

Da man beim leeren Becken das Gewicht = 1600 kg/cbm für die Hinterfüllung angenommen hat, so ist für den Hinterfuß

$$V_e + V_d = 2(36,74 + 10,50) = 94,48 \text{ t,}$$

$$M_c + M_d = 2(610,25 + 179,76) = 1580,02 \text{ t/m.}$$

An dem Vorderfuß hat man ein Erdlastdreieck von $112,20 - 105,00 = 7,20$ m Höhe und 7,20 m Breite.

Dann ist:

$$V_e = \frac{7,20 \cdot 7,20}{2} \cdot 1,6 = 41,47 \text{ t,}$$

$$M_v = 41,47 \left(18,25 - \frac{7,20}{3} \right) = 657,30 \text{ t/m,}$$

$$M_h = 1,6 \cdot \frac{1}{8} \cdot 7,2^2 \cdot \frac{1}{3} \cdot 7,2 = 24,89 \text{ t/m.}$$

Demnach

$$\Sigma M = 6212,45 \text{ (Tabelle 57 Spalte 5)} + 1580,02 - 657,30 + 24,89 = 7160,06 \text{ t/m.}$$

$$\Sigma V = 1610,21 \text{ (Tabelle 57 Spalte 2)} + 94,48 + 41,47 = 1746,16 \text{ t.}$$

Mithin eine Entfernung der Stützlinie von der Hinterkante des Kernes

$$x = \frac{D}{6} - \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = 6,08 - 4,10 = 1,98 \text{ m.}$$

Die Kantenpressungen sind dann an der Hinterkante der Mauer

$$\sigma_2 = \frac{1}{10} \frac{\Sigma V}{D} + \frac{6 \Sigma M}{10D^2} = 4,78 + 3,22 = 8,00 \text{ kg/qcm,}$$

an der Vorderkante der Mauer

$$\sigma = \frac{1}{10} \frac{\Sigma V}{D} - \frac{6 \Sigma M}{10D^2} = 4,78 - 3,22 = 1,56 \text{ kg/qcm.}$$

Diese Untersuchung erwies ebenfalls, daß die Stützlinie innerhalb des Kernes des Mauerquerschnittes verblieb und daß die größte Kantenpressung an der Wasserseite in der untersten Fuge mit 7,23 kg/qcm und bei leerem Becken die größte Beanspruchung an der Luftseite in Höhe der Ordinate + 112 mit 8,04 kg/qcm entstand. In Abb. 114 ist die Größe der Kantenpressungen für die ganze Mauerhöhe zeichnerisch aufgetragen. Diese Darstellung läßt den Verlauf der wechselnden Beanspruchung erkennen.

Tabelle 54. Ermittlung des Gewichtes und des Momentes des Mauerkörpers (mit Verblendung) oberhalb einer beliebigen Fuge und in bezug auf den Mittelpunkt dieser Fuge.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26
Ordinate der Fuge		m üb.																							
N. N.	N. N.																								
147	5,00	1	5,00	12,50	0,14	0,07	5,05	0,35	—	—	—	—	—	—	—	—	—	5,07	12,85	2,53	2,57	—0,04	11,66	—0,47	147
145	5,00	3	15,00	37,50	0,43	0,65	5,14	3,34	0,05	0,05	0,08	—	—	—	—	—	—	15,78	40,84	2,59	2,79	—0,05	36,29	—1,81	145
140	5,00	8	40,00	100,00	1,14	4,56	5,38	24,53	0,96	0,46	0,14	1,05	0,15	0,10	0,61	3,30	1,26	47,86	123,27	2,78	3,69	0,12	110,08	13,21	140
135	5,00	13	65,00	162,50	1,86	12,09	5,82	67,95	2,48	3,08	0,18	2,60	0,47	2,66	3,55	13,30	11,81	90,39	218,64	2,42	4,85	0,41	207,90	85,24	135
130	5,00	18	90,00	225,00	2,57	23,13	5,86	135,54	4,48	10,02	0,23	4,63	1,06	4,71	11,08	32,55	49,75	145,68	310,79	2,13	6,26	0,81	335,06	271,40	130
128	5,00	20	100,00	250,00	2,68	28,60	5,95	170,17	5,41	14,63	0,25	5,57	1,39	5,66	16,02	43,39	79,19	171,79	340,98	1,98	6,88	1,00	395,58	395,58	128

Tabelle 55. Ermittlung des Gewichtes und des Momentes des Mauerkörpers (mit Verblendung) oberhalb einer beliebigen Fuge und in bezug auf den Mittelpunkt dieser Fuge.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Ordinate der Fuge		m über								
N. N.	N. N.									
127	14,02	11,91	171,99	340,98	1,90	7,14	1,18	427,72	504,83	127
125	15,12	4,52	186,01	362,89	1,70	7,71	1,54	496,09	763,98	125
120	18,44	—	215,69	365,84	1,02	9,41	2,57	692,05	1778,57	120
115	22,74	—	300,89	307,20	0,07	11,61	3,82	932,86	3563,53	115
110	28,32	—	405,59	29,89	—	14,49	4,73	1231,12	5823,20	110
105	36,50	—	535,27	—	—	18,25	4,73	1610,21	7616,29	105

Tabelle 56. Zusammenstellung der Gewichte und Momente der Einzelkräfte und Ermittlung der Kantenpressungen (bei leerem Becken).

1	2	3	4	5	5	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
Ordinate der Fuge	Σv	Mg	Me	$\Sigma M = Mg - Me$	$\frac{\Sigma M}{\Sigma V}$	$\frac{D}{6}$	$\frac{D}{6} \frac{\Sigma M}{\Sigma V}$	D	$\frac{1}{10} \frac{\Sigma V}{D}$	$6 \Sigma M$	D^2	$\frac{1}{10} \frac{6 \Sigma M}{D^2}$	$\frac{1}{10} \frac{\Sigma V}{D} - \frac{6 \Sigma M}{D^2}$	$\frac{1}{10} \frac{\Sigma V}{D} - \frac{6 \Sigma M}{D^2}$	Ordinate der Fuge
m ü. N. N.	t	t/m	t/m	t/m	m	m	m	m	kg/qcm	t/m	qm	kg/qcm	kg/qcm	kg/qcm	m ü. N. N.
147	11,66	-0,47	-	-0,47	-0,04	0,86	0,90	5,14	0,23	-2,82	2641,96	-0,01	0,22	0,24	147
145	36,29	-1,81	-	-1,81	-0,05	0,93	0,98	5,58	0,65	-10,86	3113,64	-0,03	0,62	0,68	145
140	110,08	13,21	-	13,21	+0,12	1,23	1,11	7,37	1,49	79,26	5431,69	0,15	1,64	1,34	140
135	207,90	85,24	-	85,24	0,41	1,62	1,21	9,70	2,14	511,44	9409,00	0,54	2,68	1,60	135
130	335,06	271,40	-	271,40	0,81	2,09	1,28	12,51	2,68	1628,40	15650,01	1,04	3,72	1,64	130
128	395,58	395,58	-	395,58	1,00	2,29	1,29	13,76	2,87	2373,48	18933,76	1,25	4,12	1,62	128

Tabelle 57. Zusammenstellung der Gewichte und Momente der Einzelkräfte und Ermittlung der Kantenpressungen (bei leerem Becken).

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	
Ordinate der Fuge	Σv	Mg	Me	$\Sigma M = Mg - Me$	$\frac{\Sigma M}{\Sigma V}$	$\frac{D}{6}$	$\frac{D}{6} \frac{\Sigma M}{\Sigma V}$	D	$\frac{1}{10} \frac{\Sigma V}{D}$	$6 \Sigma M$	$\frac{1}{10} \frac{6 \Sigma M}{D^2}$	$\frac{1}{10} \frac{\Sigma V}{D} + \frac{6 \Sigma M}{D^2}$	$\frac{1}{10} \frac{\Sigma V}{D} - \frac{6 \Sigma M}{D^2}$	Ordinate der Fuge	
m ü. N. N.	t	t/m	t/m	t/m	m	m	m	m	kg/qcm	t/m	kg/qcm	kg/qcm	kg/qcm	m über N. N.	
127	427,82	504,83	0,82	504,01	-	1,18	2,38	1,20	14,28	3,00	3024,06	1,48	4,48	1,52	127
125	496,09	763,98	6,46	757,52	-	1,53	2,57	1,04	15,41	3,22	4545,12	1,91	5,13	1,31	125
120	692,05	1778,57	74,10	1704,47		2,46	3,14	0,68	18,82	3,68	10226,82	2,89	6,57	0,79	120
115	932,86	3563,53	278,80	3284,72		3,52	3,87	0,35	23,22	4,02	19708,38	3,66	7,68	0,36	115
110	1231,12	5823,20	696,56	5126,64		4,16	4,83	0,67	28,98	4,25	30759,84	3,66	7,91	0,59	110*)
105	1610,21	7616,29	1403,84	6212,45		3,86	6,08	2,22	36,50	4,41	37274,70	2,80	7,21	1,61	105

Wenn somit nach dem gewöhnlichen Rechnungsverfahren die volle Standsicherheit der Mauer vorhanden war und die größten Beanspruchungen innerhalb der üblichen und zulässigen Grenzen für Bruchsteinmauerwerk und Fels verblieben, so zeigte eine weitere Prüfung, daß bei Rechnung unter Annahme offener Lagerfugen (s. § 32) sich eine größere als die obige Materialbeanspruchung ergab. Es trat hiernach eine größte Pressung von 13,7 kg/qcm ein (Tab. 58, Spalte 7, Zeile 13). Der Mauerquerschnitt wurde infolgedessen so weit verstärkt, daß sich in der am meisten beanspruchten Lagerfuge + 123 N.N. ein Druck von 10,1 kg/qcm ergab.

Die in Abb. 114 eingetragenen Querschnittslinien zeigen die luftseitige Begrenzung der Mauer mit und ohne Berücksichtigung des inneren Auftriebes sowie den zur Ausführung gelangten Mauerquerschnitt. Dieser Querschnitt leistet in der gefährlichen Fuge der Bedingung der offenen Lagerfugen Genüge und vermeidet anderseits im oberen Teile die scharfe Einklinkung.

*) Durch den in dieser Fuge beginnenden Fuß des Mauerprofils an der Wasserseite und die auf demselben und auf dem vorderen Mauerfuß (von Geländehöhe 112,20 ab) ruhende Erdlast werden von hier ab die Spannungen der Spalte 13 etwas vergrößert und diejenigen der Spalte 14 etwas verkleinert.

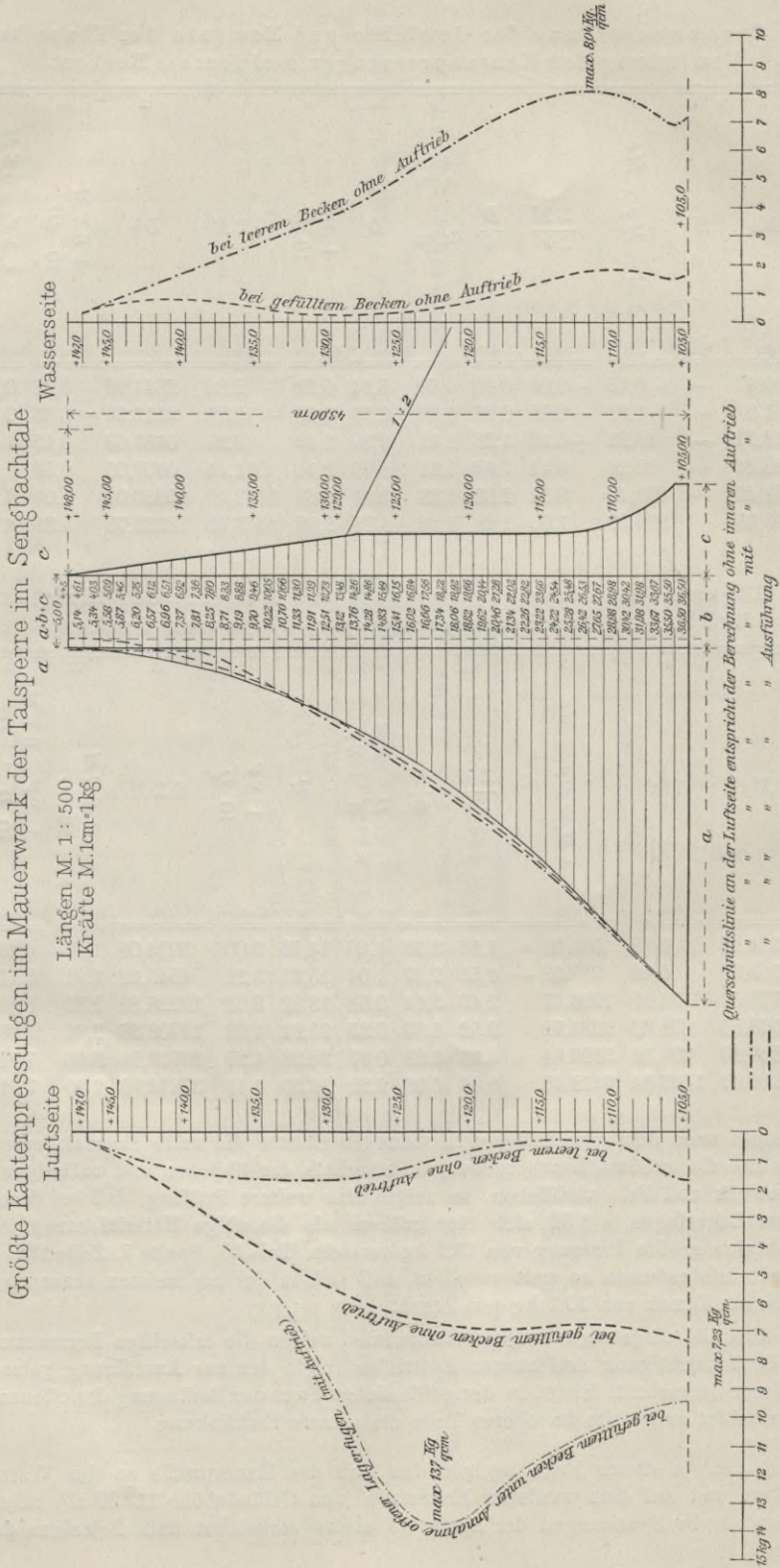


Abb. 114.

Tabelle 58. Ermittlung der größten Kantenpressungen bei Voraussetzung offener Lagerfugen für die Solinger Talsperre.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	Ordinate der Fuge über N. N.	143	138	133	128	123	118	113	105	123	Die Werte in Spalte 3 bis 10 entsprechen den Abmessungen des Entwurfes, die Werte in Spalte 11 der in Abb. 114 eingetragenen Profilbegrenzung für die Standsicherheit bei Annahme offener Lagerfugen. Die Werte in Zeile 4, 5 und 6 sind durch Abgreifen von der Zeichnung entnommen.
2	Wassertiefe h in m	5	10	15	20	25	30	35	43	25	
3	Länge der Fuge l in m	5,50	7,55	10,06	13,06	16,66	20,46	25,24	33,22	17,66	
4	Mittelkraft R in t	59	147	270	438	660	915	1233	1905	655	
5	Exzentrizität von R e in m	0,30	0,91	1,53	2,00	2,45	2,50	2,45	2,18	2,16	
6	Cosinus als Neigungswinkel von R gegen das Lot $\cos \varphi$	0,98	0,91	0,90	0,89	0,88	0,86	0,85	0,88	0,88	
7	Kantenpressung bei wagrechter dichter Fuge $a = \frac{R}{e} - \left(1 + \frac{be}{2}\right) \frac{t}{qm}$	14	34	51	64	75	78	77	80	64	
8	Verhältniszahl des Überdruckes $m = 1 - \frac{hl}{R}$	0,534	0,487	0,441	0,404	0,369	0,330	0,283	0,249	0,326	
9	Verhältniszahl der Exzentrizität $n = \frac{2e}{l}$	0,109	0,241	0,304	0,306	0,294	0,245	0,194	0,131	0,244	
10 $\frac{n}{m}$	0,204	0,494	0,689	0,757	0,797	0,742	0,685	0,526	0,748	
11	Seite des Überdruckdreiecks $x = \frac{3(m-n)}{2m} \cdot l$ in m	6,57	5,72	4,70	4,75	5,08	7,90	11,9	23,7	6,67	
12	Kantenpressung bei wagrechter offener Fuge $a_1 = \frac{2mR}{x} + h$ in t/qm	—	35	66	95	121	106	92	83	89	
13	desgl. bei geneigter offener Fuge $a_2 = \frac{a_1}{\cos \varphi}$ in t/qm	—	38	73	107	137	123	108	94	101	

§ 29. Zulässige Beanspruchungen des Mauerwerkes. Die zulässige Druckbeanspruchung des Mauerwerkes und des Felsuntergrundes hängt naturgemäß von dessen Beschaffenheit ab. Für das Mauerwerk kommen also die Eigenschaften des verwandten Mörtels und der Bausteine in Betracht. Die Festigkeit der Steine, sofern sie sonst die Bedingungen einer guten Haltbarkeit gegen Witterungseinflüsse u. a. m. erfüllen, ist meist sehr reichlich hoch gegen die auftretenden Beanspruchungen. Die Festigkeit des Mörtels tritt demgegenüber im allgemeinen wesentlich zurück und wird in erster Linie für die vorliegende Frage maßgebend sein. Immerhin kann man beobachten, daß die bei den bisherigen Talsperrenausführungen sowohl in Deutschland wie im Auslande zugelassenen Beanspruchungen nur einen geringen Bruchteil der in Versuchen nachgewiesenen Festigkeiten der verschiedenen in Betracht kommenden Mörtelarten ausgemacht haben. Diese hierin liegende Vorsicht mag ihren Grund in verschiedenen Umständen haben. Einmal wird sie zurückzuführen sein auf die Gefahren, denen die Ausführung des Mauerwerkes in solchem Massenbetriebe bei oft abgelegenen Baustellen und mit bisweilen ungetübten Maurern ausgesetzt ist. — Diesen Mängeln muß mit einem erhöhten Sicherheitsgrad begegnet werden. Sodann muß man sich vergegenwärtigen, daß wir wohl einige Kenntnis haben von der Festigkeit der Bausteine und der Mörtel, daß wir uns aber noch sehr im Dunkeln befinden hinsichtlich der Festigkeit der Mauer-

körper und besonders der großen, aus unregelmäßigen Bruchsteinen gemauerten Massivs¹⁾. Sodann ist es eine neuerdings aufgeworfene Frage, ob die übliche Rechnungsweise nach der Stützmauertheorie für die großen Abmessungen der Talsperrenquerschnitte vollkommen zutrifft. Es soll dieser Punkt an anderer Stelle näher erörtert werden (§32). Man wird es aus allen diesen Gründen und in Anbetracht der unheilvollen Folgen, die der Bruch einer Staumauer mit sich bringt, wohl verstehen und berechtigt finden, wenn man mit der Beanspruchung des Mauerwerkes und Felsuntergrundes (lotrechte Kantenpressung σ_n , s. S. 237²⁾ selbst bei guten Verhältnissen nicht über 10—12 kg/qcm hinauszugehen pflegt, sehr oft aber, wie die Tabelle 59 über einige ausgeführte Bauten der Neuzeit dartut, wesentlich dahinter geblieben ist. Der V. internationale Binnenschiffahrtskongreß in Paris (1892) sprach sich dahin aus, daß bei guten Baustoffen eine Belastung von 12 kg/qcm im Mauerwerk zulässig sei. Der vielfach übliche Sicherheitsgrad von $\frac{1}{10}$ ist dabei

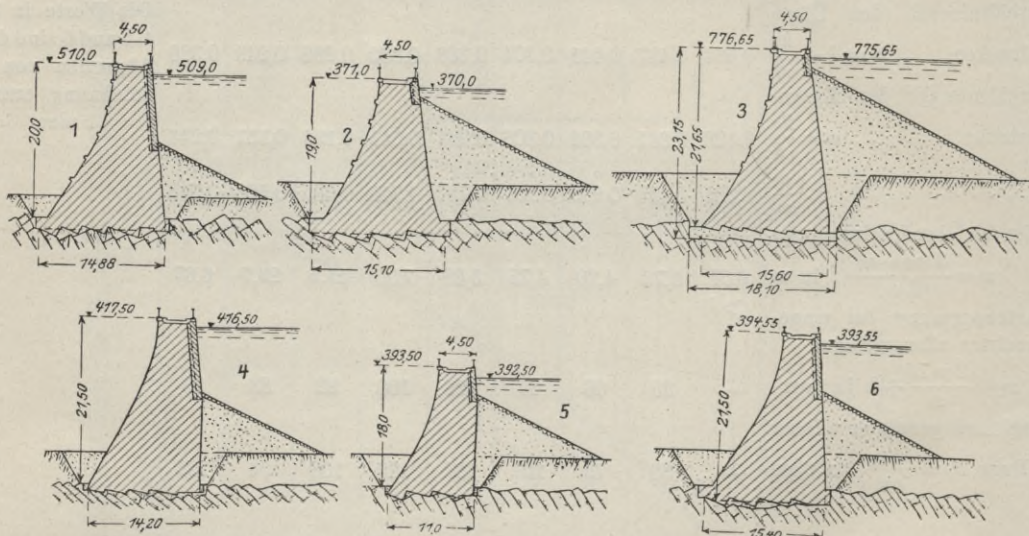


Abb. 115. Talsperren in Böhmen.

1 Grünwalder Wasser. 2 Harzdorfer Bach. 3 Schwarze Neiße. 4 Görsbach. 5 Voigtsbach. 6 Mühlscheibe.

nicht unterschritten worden, wenn man bedenkt, daß die Festigkeit des rheinischen Schiefers und Grauwackengesteines im Mittel etwa 1500 kg/qcm (bei der Zerstörung) beträgt und daß Traßmörtel in der Zusammensetzung von 1 Rtl. Kalk + $1\frac{1}{2}$ Rtl. Traßmehl + $1\frac{3}{4}$ Rtl. Sand schon nach 4 Monaten eine Druckfestigkeit von 150 bis 160 kg/qcm aufweist. Zugbeanspruchungen sollten im reinen Mauerwerk unter allen Umständen ausgeschlossen werden. Inwieweit es möglich erscheint, eine bessere Ausnutzung des Materials und damit Verbilligung der Kosten durch besondere Bauweise oder Eiseneinlagen herbeizuführen, soll später erörtert werden (§ 36 bis 38).

Ein treffendes Beispiel, welchen Ausschlag die Wahl der zulässigen Beanspruchung verursacht, gibt Graeff in den Ann. des ponts et chaussées 1866, S. 199. Bei 6 kg/qcm Beanspruchung betrug die notwendige Sohlenbreite bei einer Mauerhöhe von 50 m 49,46 m. Bei 14 kg/qcm Beanspruchung verminderte sich die Sohlenbreite auf 31,02 m, und die Ersparnis an Mauerwerk für das laufende Meter würde 264 cbm betragen. Dabei war das Mauergewicht zu 2000 kg/cbm angenommen.

¹⁾ Zentralbl. der Bauverw. 1905, S. 68. ²⁾ Über die Randbeanspruchungen, die größer sind, s. S. 238.

Bei mäßig festem Untergrund kann ein Ausgleich dadurch geschaffen werden, daß die Talsperre einen stärkeren als den üblichen Querschnitt erhält, um die Beanspruchungen kleiner zu halten. Dies geschah z. B. bei der Möhnetalsperre (s. S. 165). Die Querschnittsgestaltung dieser Talsperre ist im wesentlichen erfolgt nach Maßgabe der ministeriellen Prüfung, bei der der Verfasser mitwirkte. Das Profil mußte mit Rücksicht auf die wechselnden Schichten von hartem und weichem Gestein im Untergrunde so bemessen werden, daß die höchste Beanspruchung sich zu 8,0 kg/qcm ergab. In solchem Falle wird die Forderung in erster Linie berechtigt sein, daß die Drucklinie bei gefülltem Becken durch die Mauermitte geht. Das gleiche wurde zum Teil bei den Talsperren in Böhmen notwendig (Abb. 115). Im Harzdorfer Bach und im Grünwalder

Tabelle 59. Beanspruchungen des Mauerwerkes in ausgeführten Talsperren.

Talsperre	Lotrechter Druck kg/qcm		Bauart der Mauerwerkes
	leeres Becken	volles Becken	
Solingen	8,1	7,3	Grauwacke und Schiefer mit Traßmörtel
Mauer	10,7 (Wasserseite)	10,6 (Luftseite)	Gneis mit Zementtraßmörtel
	2,5 (Luftseite)	4,1 (Wasserseite)	
Nordhausen	6,7	6,03	Grauwacke mit Traßmörtel
Oker (Entwurf)	12,5 (Wasserseite)	8,5 (Luftseite)	Drucklinie geht durch Fugenmitte
Furens	6,5	6,7	
Marklissa		max. 9,0	Gneisbruchsteinmauerwerk in Zement-Traßmörtel
Staumauer des Alfeldweihers	—	6,09 (Luftseite)	Syenit-Granit mit Zement-Kalkmörtel. Bei Überströmung des Überlaufs um 75 cm entsteht ein Zug bis 0,26 kg/qcm.
		0,03 (Wasserseite)	
Altenweiher (Vogesen)	4,74	5,66	Porphyrischer Granit mit Zementkalkmörtel
Neyetalsperre	9,06	8,6	Grauwacke und Schiefer mit Traßmörtel
Neu-Croton	—	16,0	Granitbruchsteinmauerwerk in Zementmörtel (1 : 2)

Tal fand sich ein Fels, der keine sehr große Festigkeit besitzt. Es schien daher ratsam, eine Verbreiterung der Talsperrenquerschnitte im Fundament für diese beiden Absperrungen gegenüber den vier anderen vorzusehen und den größten Druck auf den Untergrund auf etwa 4,4 kg/qcm herabzumindern¹⁾. Bemerkenswert ist an einigen dieser Talsperren auch die fast bis zur Mauerkrone heraufgezogene Erdschüttung, die eine Verstärkung der Abdichtung herbeiführen sollte.

Man läßt bisweilen an der Wasserseite (für leeres Becken) eine größere Beanspruchung zu als an der Luftseite, etwa im Verhältnis 5 : 4. Über die Gründe hierfür s. S. 222.

Die Sperrmauer von Almanza wird rechnerisch bis 14 kg/qcm beansprucht und hat diesen Druck mit Sicherheit mehr als drei Jahrhunderte ausgehalten.

Über die Festigkeit der Baustoffe vgl. auch Abschnitt »Bauausführung der Talsperren«. Über Traßmörtel s. u. a. Zentralbl. d. Bauverwalt. 1903 S. 90 u. 349, 1909 S. 16, 1912 S. 264.

¹⁾ Intze, Anlage von Talsperren im Quellgebiet der Görlitzer Neiße.

§ 30. Sicherheit gegen Gleiten. Man hat bei früheren Talsperrenberechnungen meist allein die Reibung in der Gründungssohle bzw. im Mauerwerk (ohne Mörtel) als Widerstand gegen den wagerechten Schub (des Wassers) in Ansatz gebracht. Die Berechnungen von neueren deutschen Talsperren haben aber auch die Scherbeanspruchung berücksichtigt, wobei allerdings eine gleichmäßige Verteilung in den wagerechten Schichten vorausgesetzt wurde. Die Verteilung der Scherkraft in der Gründungssohle und in den oberen Fugen ist gegenwärtig eine lebhaft streitige Frage, über die in § 32 noch näheres mitgeteilt werden soll.

Diese Beziehungen lassen sich in die Formel kleiden

$$\frac{\gamma h^2}{2} \leq \Sigma V f + \tau b,$$

worin der Wasserdruck W durch $\frac{\gamma h^2}{2}$ ausgedrückt ist, ΣV ist die Summe der senkrechten Kräfte, f der Reibungskoeffizient, b die Fugenbreite und τ der Scherwiderstand. Der Wasserdruck kann gegebenenfalls noch durch die wagerechte Komponente des Druckes der Erdanschüttung vergrößert werden. Man vernachlässigte früher den Scherwiderstand des Materials und sah als genügende Sicherheit an, wenn bei einem Wert $f = 0,75$

$$\Sigma V \cdot f \geq W$$

war, eine Bedingung, die, wie schon oben bemerkt wurde, im allgemeinen erfüllt ist, wenn die Stützlinie im Kern des Querschnittes verläuft. Dies entspricht einem Winkel — Reibungswinkel für Mauerwerk und Fels — von 35 bis 36° zwischen der Lotrechten und der Drucklinie. Die Gewähr gegen seitliches Verschieben der Mauer ist dabei um so mehr vorhanden, wenn man noch die Scherfestigkeit des Materials berücksichtigt.

Wenn man jedoch nur die Scherfestigkeit berücksichtigt, wie sich dies zur größeren Sicherheit empfiehlt, so ist

$$\tau = \frac{h^2}{2 \cdot b}.$$

Da $b = \frac{h}{\sqrt{\gamma_0}}$ (s. S. 225), so wird

$$\tau = \frac{h}{2} \sqrt{\gamma_0}$$

für gleichmäßige Verteilung der Scherkraft und

$$\tau = h \sqrt{\gamma_0}$$

für dreieckige Verteilung mit dem größten Wert an der Luftseite.

Bei einer Mauer von 30 m Höhe und 21 m Sohlenbreite ist bei dem bis zur Krone gefüllten Becken $W = \frac{30^2 \cdot 1 \cdot 1000}{2} = 450000$ kg. Die dieser wagerechten Kraft Widerstand leistende Fläche ist für 1 m nach der Tiefe = 210000 qcm. Daraus ergibt sich bei gleichmäßiger Verteilung die Scherbeanspruchung σ_τ zu $2,2$ kg/qcm.

Die zulässige Scherbeanspruchung wurde für Kiesbeton (1 Zement + 3 bis 4 Kies) zu 30 kg/qcm nach 3 Monaten gefunden¹⁾. Kiesbeton im Mischungsverhältnis $1:3$ ergab nach 6 Wochen 37 kg/qcm und nach 2 Jahren 66 kg/qcm Festigkeit. Wenn man einen Sicherheitsgrad von etwa 5 annimmt, so kann eine zulässige Scherbeanspruchung von 6 bis 7 kg/qcm in Rechnung gestellt werden. Die preußischen ministe-

¹⁾ Schweizerische Bauzeitung 1904 II S. 296.

riellen Bestimmungen für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten vom 24. Mai 1907 lassen allgemein eine Schubspannung des Betons von 4,5 kg/qcm zu. Wird eine größere Schubfestigkeit nachgewiesen, so darf die auftretende Spannung nicht über ein Fünftel dieser Festigkeit hinausgehen. Brik fand die Scherfestigkeit von Stampfbeton (1 Rtl. Zement + 2 Rtl. Sand + Rtl. Kleinschlag) zu 34,5 kg/qcm. Nach Wittmann ist die Scherfestigkeit von Beton = $\frac{1}{7}$ bis $\frac{1}{10}$ seiner Druckfestigkeit. Nach Bauschinger ist im Durchschnitt für Steine die Scherfestigkeit = $\frac{1}{13}$ der Druckfestigkeit und für Zementmörtel = $\frac{1}{6}$ der Druckfestigkeit. Bach gibt dieses Verhältnis für Granit = 1:22 an, d. h. die Scherfestigkeit des Granits zu 45 kg/qcm und seine Druckfestigkeit zu 1006 kg/qcm¹⁾.

Über Bruchsteinmauerwerk fehlen bisher entsprechende Versuche, aber es liegt kein Grund vor, hierfür nicht mindestens dieselbe Festigkeit wie für Beton anzunehmen.

Um dem wagerechten Gleiten entgegenzuwirken hat man bisweilen mit ansteigenden Fugen gemauert — es geschah dies u. a. beim Bau der Solinger Talsperre — wie dies durch Abb. 116 veranschaulicht wird. Die Lagen des Mauerwerks werden dabei auf etwa $\frac{1}{3}$ der Mauerdicke wagerecht hergestellt, um dann nach der Luftseite hin anzusteigen. Die einzelnen Schichten liegen zur jeweiligen Richtung der Drucklinie annähernd normal. Die Ansteigung wird kreisförmig derart, daß eine Tangente, die im Schnittpunkt des Bogens mit der Drucklinie bei gefülltem Becken errichtet wird, mit der wagerechten einen Winkel von etwa 20° bildet. Für die Ausführung kann man die Schichtenlage durch Aufzeichnung an den beiderseitigen Berghängen sichtbar machen. Ferner erscheint es durchaus geboten, zur Erhöhung der Sicherheit gegen Gleiten die Talsperre an der Luftseite gegen den festen Fels, in den der Querschnitt eingelassen ist, anzumauern und die Gründungssohle künstlich aufzurauen, sofern nicht natürliche Auszackungen der Felsbänke vorhanden sind (s. § 32c und Abb. 73 u. 115).

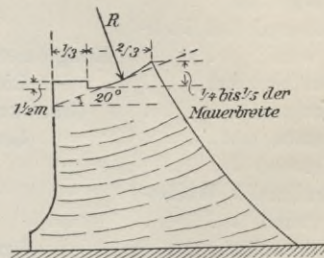


Abb. 116.
Mauerwerk mit ansteigenden Fugen.

§ 31. Gang des Verfahrens für die Querschnittsermittlung. Nach Festlegung 1. der Grundlagen der Berechnung (Mauergewicht, Wasserstand, Erdlast usw.), 2. der zulässigen Beanspruchung des Mauerwerkes auf der Grundlage der in Aussicht genommenen Baustoffe, 3. der zulässigen Belastung des Baugrundes nach Maßgabe von Festigkeitsversuchen und geologischen Begutachtungen, 4. der sonstigen nach den örtlichen Verhältnissen gegebenen Bedingungen, wie Kronenbreite u. a. m., wird man ein angenähertes Profil wählen oder vorläufig rechnerisch bestimmen und dasselbe auf seine Standsicherheit untersuchen (s. S. 235 u. f.). Hierbei werden sich gegebenenfalls Änderungen ergeben, wenn die Bedingung erfüllt werden soll, daß bei vollem und leerem Becken möglichst gleiche Materialbeanspruchungen d. h. Kantenpressungen vorhanden sein sollen. Die schließliche Feststellung des Querschnittes ist hierbei oft Sache persönlicher Konstruktionsanschauungen und rechnerischer Überlegung, und es drückt die Persönlichkeit des Konstrukteurs dabei oft der Form das Zeugnis eigenen Schaffens auf.

1) s. Kreuter, Beitrag z. Berechnung u. Ausführung von Staumauern. S. 19.

Für die vorläufige Wahl des Querschnittes werden die früher auf S. 225 u. f. mitgeteilten Konstruktionsregeln zu beachten sein. Daneben sind einige Querschnitte von neueren ausgeführten Anlagen mitgeteilt, die für diese Vorentwürfe guten Anhalt bieten werden. Ebenso sei auf die Tabelle 60 über die Hauptabmessungen ausgeführter Sperrmauern hingewiesen. Im übrigen vergleiche man auch die Abb. 117. Eine Aufstellung der Querschnitte vieler Staumauern und Staudämme aus allen Teilen der Welt s. Schuyler,

Tabelle 60. Hauptabmessungen ausgeführter Sperrmauern¹⁾.

Tal	Baugrund	Kronen-	Größte Höhe	Größte Breite	Verhältnis von Breite zur Höhe
		breite	über Gründungs- sohle	an der Sohle	
		m	m	m	
Eschbachtal	Tonschiefer und Grauwacke sog. Lenneschiefer	4,0	25,0	15,0	0,60
Bervetal	„	4,5	25,0	17,0	0,68
Lingesetal	„	4,5	25,5	17,0	0,67
Bobertal (bei Buch- wald)	Konglomerat und Grauwacke	3,0	26,7	17,5	0,66
Fuelbecketal	Lenneschiefer	3,5	27,0	16,0	0,59
Langetal	Grauwacke und Schiefer	4,0	27,5	19,5	0,71
Tambachtal	Lenneschiefer	4,5	27,7	19,2	0,69
Versetal	„	4,0	28,5	19,5	0,68
Urnitztal b. Wölfes- grund	Gneis	3,3	30,2	18,9	0,63
Glörbachtal	Lenneschiefer	4,5	32,0	23,0	0,72
Herbringhäusertal .	„	4,5	33,0	24,0	0,73
Haspertal	„	4,0	33,7	23,6	0,70
Neyetal	„	4,5	33,8	22,7	0,67
Hennetal	„	5,0	36,3	28,5	0,79
Östertal	„	4,5	39,8	27,8	0,70
Listertal	„	5,5	40,0	30,0	0,75
Möhnetal	Weicher Schiefer u. harte Grau- wacke	6,0	40,3	34,6	0,85
Ennepetal	Lenneschiefer	4,5	40,9	32,9	0,80
Sengbachtal	„	4,5	43,0	36,5	0,85
Queistal	Gneis	6,0	45,0	39,1	0,87
Edertal (Waldecker)	Tonschiefer und Grauwacke	5,75	47,6	33,9	0,71
Urfttal	„	5,5	58,0	50,5	0,86
Bobertal b. Maier.	Gneis	7,2	60,0	50,2	0,83

¹⁾ S. auch Zeitschr. f. Bauwesen 1910. S. 563.

Reservoirs for Irrigation etc. Newyork 1908. Dem geübten Konstrukteur wird dieses Material genügen, um die Umrißlinien des Querschnittes im Einzelfalle festzulegen. Will man aber diese Form durch rechnerisches Verfahren finden, so sei verwiesen auf die nachstehenden Aufrechnungen, in denen die Bestimmungsgleichungen für die Abmessungen der Querschnitte abgeleitet werden. Man darf aber bei der Profilgebung nicht vergessen, neben den statischen Gesetzen auch die ästhetischen Gesichtspunkte zu berücksichtigen.

Berechnung der Abmessungen eines Staumauerquerschnittes. Nachdem man die Kronenbreite k aus praktischen Gründen (s. S. 225) festgelegt hat, ergibt sich die Höhe des Kopfes aus der Gleichgewichtsbedingung (Abb. 118)

$$\gamma_0 \cdot a \cdot k \cdot \frac{k}{6} = \frac{a^2}{2} \cdot \frac{a}{3}$$

$$a = k \sqrt{\gamma_0}$$

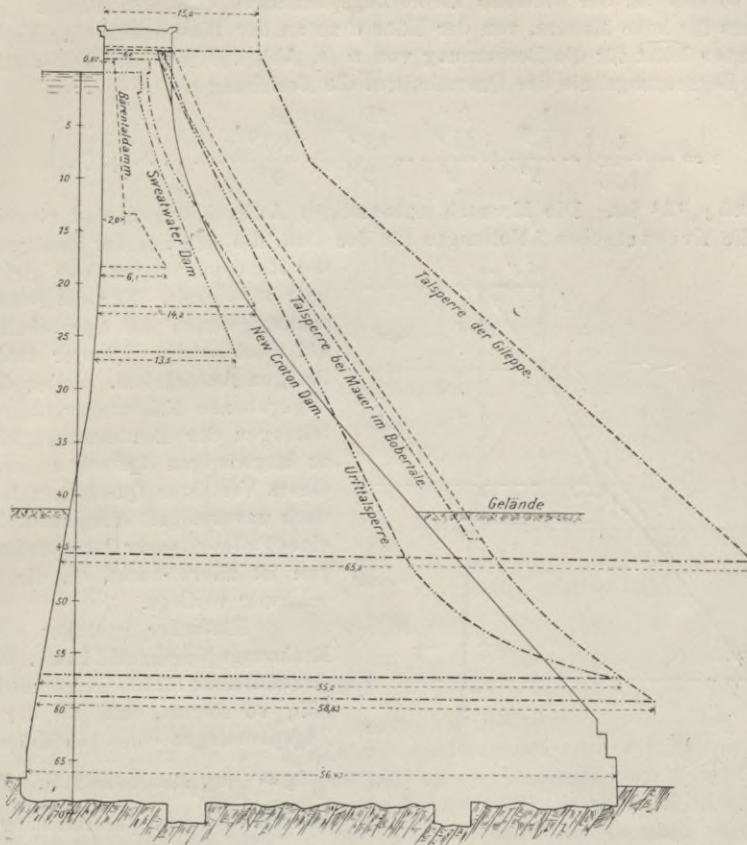


Abb. 117. Vergleichende Darstellung einiger neuerer Talsperrenquerschnitté.

worin γ_0 des Raumgewicht des Mauerwerks ist. Der Hals soll trapezrörmig werden. Seine Höhe und seine Grundbreite $f = k + x$ sind so zu bemessen, daß die Drucklinie für volles und leeres Becken durch die Kerngrenzen gehen. Aus diesen Gleichgewichtsbedingungen ergibt sich nach Kreuter¹⁾

$$x = 1,475 a$$

$$x = 1,237 k$$

$$d = a + x = 2,475 a$$

$$f = k + x = 2,237 k.$$

Die Grundbreite des Rumpfes t berechnet sich, wenn man von der Bedingung ausgeht, daß bei gefülltem Becken die Beanspruchung an der Wasserseite gleich Null ist, aus

$$t = \frac{y^3}{\sqrt{\gamma_0 (y^4 + 8,365 \gamma_0^2 k^4)}}$$

Für $k = 0$ erhält man die für das Grunddreieck gültige Beziehung. Für $k > 0$ sind die Breiten t stets kleiner als beim Grunddreieck und die Kurve der luftseitigen Böschung nähert sich asymptotisch der Hypotenuse des Grunddreiecks. Es sei jedoch bemerkt, daß man zur Vermeidung

1) a. a. O. S. 35.

des inneren Auftriebes im allgemeinen die Querschnittsabmessungen so groß wählt, daß die Beanspruchung an der Wasserseite stets > 0 bleibt (s. § 32 a). Die obige Gleichung gilt für Werte von y zwischen den Grenzen $y = d$ und $y = \frac{2 \sigma_t}{\gamma_o + 1}$, wenn σ_t die zulässige größte Schubspannung ist.

Wenn man den Querschnitt hiernach mit lotrechter Begrenzung an der Wasserseite berechnet, so bleibt die luftseitige Stützlinie zwar im Kern, die wasserseitige Stützlinie tritt aber etwas aus dem Kern heraus, so daß an der Luftseite kleine Zugspannungen entstehen würden. Es empfiehlt sich daher, besonders für hohe Mauern, von der Höhe d ab an der Wasserseite eine Verbreiterung anzuordnen. Kreuter leitet für die Berechnung von u (s. Abb. 118) aus der Differentialgleichung der wasserseitigen Begrenzungslinie des Querschnittes die Beziehung ab

$$u = -\frac{1}{\sqrt{\gamma_o}} \left(-\frac{1}{3} \varphi + \frac{3}{14} \varphi^2 - \frac{15}{88} \varphi^3 + \frac{35}{240} \varphi^4 - \dots + C \varphi \right)$$

worin $\varphi = 8,365 \gamma_o^2 k^4$ ist. Die hiernach notwendigen Aufrechnungen sind ziemlich umständlich. Ebenso sind die Kreuterschen Ableitungen für den Fuß, die sich aus der Bedingung ergeben, daß

die Randspannungen hier gleichbleiben sollen, sehr verwickelt. Für die Bestimmung der Begrenzungslinien des Querschnittes kommt man auf Gleichungen höherer Ordnung mit weitläufigen Ausdrücken. Selbst die von Kreuter angegebenen Näherungsverfahren für die Ableitungen der Bestimmungsgleichungen führen zu langwierigen Aufrechnungen. Zudem ergibt dieses Verfahren Querschnittsformen, die praktisch unvorteilhaft erscheinen. Die Anwendung eines Fußes mit sehr flach auslaufenden Böschungen ist unerwünscht, da die Gefahr der Abscherung vorliegt.

Einfacher gestaltet sich der folgende Rechnungsgang nach Link¹⁾. Wenn man an dem Grunddreieck für die Querschnittsgestaltung festhält, so folgert, falls an der Luftseite keine Zugspannungen entstehen sollen (Abb. 119), daß $\frac{2}{3} b_1 = \frac{1}{3} b_2$, also $b_2 = 2 b_1$. Von der Höhe h_2 ab muß also eine Verbreiterung an der Wasserseite eintreten. Die erforderliche Verstärkung x in der Tiefe h findet man durch folgende Näherungsrechnung: Der an der Wasserseite hinzukommende Mauerkörper werde etwas zu ungünstig als Rechteck von der Höhe h_3 betrachtet. Dann gilt, wenn die Mittelkraftlinie durch den Drittelpunkt der Fuge von der Breite $b + x$ gehen soll, die Momentengleichung

$$\frac{b \cdot h}{2} \left(\frac{b}{3} + x \right) + \frac{b_1 \cdot h_1}{2} \left(\frac{2}{3} b_1 + x \right) + x \cdot h_3 \cdot \frac{x}{2} = \left[\frac{b \cdot h}{2} + \frac{b_1 \cdot h_1}{2} + x \cdot h_3 \right] \frac{b + x}{3}$$

Unter Vernachlässigung des verhältnismäßig unbedeutenden Gliedes mit der Größe x^2 findet man

$$x = \frac{b_1 \cdot h_1 (b - 2 b_1)}{2 \cdot (b \cdot h + b_1 h_1 - b \cdot h_3)}$$

Trägt man einige Werte von x auf, so findet man als Begrenzung an der Wasserseite unterhalb h_2 eine Kurve, die nach außen konvex ist und in nahem Abstände von der Lotrechten verläuft.

Will man die Wasserseite der Mauer schon von der Krone aus geneigt machen (Abb. 120), so bestimmt sich das Maß des Vorsprungs x für eine Mauer von der Höhe h aus:

$$\frac{b h}{2} \left(\frac{b}{3} + x \right) + \frac{b_1 h_1}{2} \cdot \left(\frac{2}{3} b_1 + x \right) + \frac{x h}{2} \cdot \frac{2}{3} x = \left[\frac{b \cdot h}{2} + \frac{b_1 h_1}{2} + \frac{h \cdot x}{2} \right] \frac{b + x}{3}$$

¹⁾ Bestimmung der Querschnitte von Stau Mauern und Wehren mit dreieckigen Grundformen S. 16.

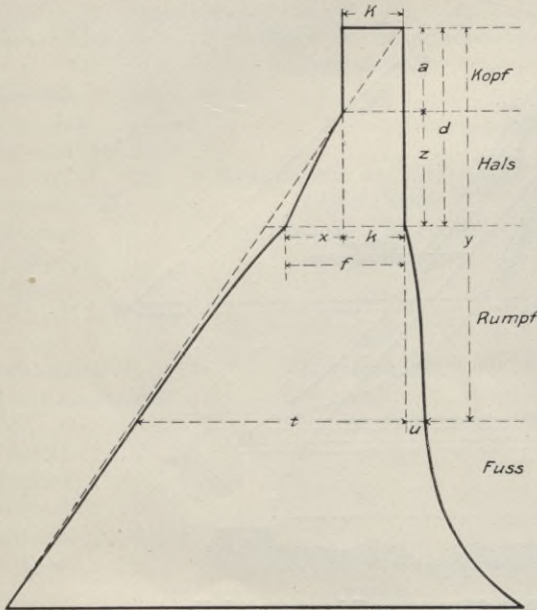


Abb. 118.

Man findet wiederum unter Vernachlässigung des Gliedes mit der Größe x^2 :

$$x = \frac{b_1 \cdot h_1 \cdot (b - 2 b_1)}{b \cdot h + 2 b_1 h_1}.$$

Es empfiehlt sich eine Neigung, wie schon oben bemerkt, von 1:20 bis 1:25, bisweilen kommen flachere Böschungen bis 1:10 vor (s. S. 228).

Eine Verbreiterung an der lotrechten Wasserseite mit Rücksicht auf die Grenze der Materialbeanspruchung wird erst nötig von der Höhe ab, die sich ergibt aus der Bedingung

$$h = \frac{\sigma_m}{\gamma_o}.$$

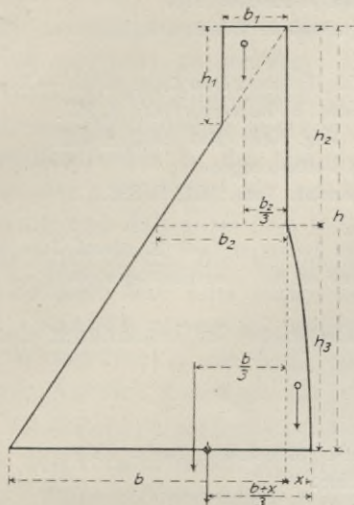


Abb. 119.

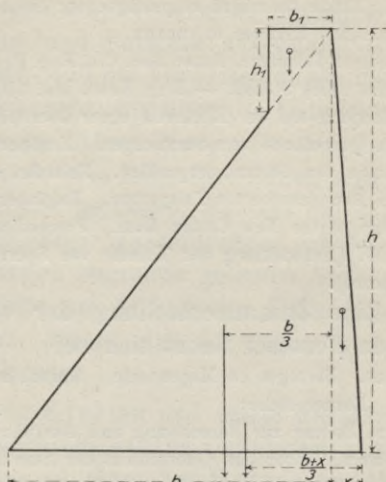


Abb. 120.

Da $\max \sigma_m = 2 \sigma_t$ ist, so ist

$$h = 2 \frac{\sigma_t}{\gamma_o}.$$

Es ist z. B. für $\sigma_t = 70$ t/qm, $\gamma_o = 2300$ kg/cbm $h = \sim 60,9$ m.

Dieses letztere Verfahren für die Ausbildung des Rumpfes wird für Talsperrenquerschnitt von sehr ansehnlicher Höhe ausreichen. Will man am Fuß eine kurvenförmige Ausgleichung herbeiführen, wobei die Böschung 1:1 nicht unterschritten werden sollte, so wird hierbei ein zeichnerisch probierendes Vorgehen einfacher und ebenso sicher zum Ziele führen als die oben angedeutete Rechnung nach Kreuter. Im übrigen sei auch hier bemerkt, daß es sich durchaus empfiehlt, die Knickepunkte der Querschnitte, wie sie sich bei rechnerischen Ableitungen ergeben, durch Ausrundungen auszugleichen.

Neben der im Text angegebenen Literatur vgl. man über die Berechnung und Querschnittsgestaltung der Sperrmauern:

De Sazilly, Sur un type de profil d'égalé résistance proposé pour les murs de réservoirs d'eau. Ann. d. p. et ch. 1853 II S. 191.

Graeff, Rapport sur la forme et le mode de construction du barrage du gouffre d'enfer, sur le Furens, et les grands barrages en général. Ann. d. p. et ch. 1866 II S. 184.

Delocre, Sur la forme du profil à adopter pour les grands barrages en maçonnerie des réservoirs. Ann. d. p. et ch. 1866 II S. 242.

Krantz, Étude sur les murs de réservoirs. 1870.

Rankine, Report on the design and construction of masonry dams, The Engineer 1872 S. 1.

Intze, Quaimauern, Stützmauern und Talsperren, Deutsche Bauzeitung 1875.

Harlachner, Das Reservoir im »bösen Loch« bei Komotau, Technische Blätter 1875, S. 89.

Unger, Zentralbl. der Bauverw. 1892, S. 161.

1) Ann. des Ponts et chauss. 1902. III. S. 31.

- Pelletreau. Études des murs qui supportent une poussée d'eau. Ann. d. ponts et chauss. 1877—78. Fernere Aufsätze von demselben Verfasser über diesen Gegenstand siehe Ann. d. ponts et chauss. 1893 u. 1897 und V. Intern. Schiffahrtsk. Paris 1892.
- Lévy (Maurice). Quelques considérations sur la construction des grands barrages. Comptes rendus de l'Académie des Sciences. 5. Aug. 1895. S. ferner dessen Schriften über diesen Gegenstand. Ann. d. ponts et chauss. 1897. — Comptes-rendus de l'Académie des Sciences 2. Mai 1898, 4. Juli 1898.
- Form und Standsicherheit hoher Talsperren. Eng. News Okt. 1903, S. 301. 3. 3. 1904 S. 204.
- Kreuter. Berechnung der Staumauern. Zeitschrift für Bauwesen 1904, S. 465.
- Crugnola. Muri di sostegno e traverse dei serbatoi d'acqua.
- Bouvier. Calculs de résistance de grands barrages. Ann. d. ponts et chauss. 1875.
- Dumas. Etude théorique et pratique sur les barrages réservoirs (s. auch le Génie civil 1896).
- Guillemain. Rivières et canaux.
- Die Cheesman Talsperre. Amer. Soc. Civ. Eng. Proceedings März 1904, Transact. Dez. 1904. S. 89. — Eng. Record Okt. 1903, S. 484. — Eng. News. Mai 1904. S. 443. Zentralbl. d. Bauverw. 1905, S. 217.
- Luftverdünnung auf der Rückseite einer überströmten Staumauer. Eng. News, Mai 1904, S. 426.
- Über den Querschnitt von Stauwehren. Engineer 17. 8. 1906 mit Fortsetzungen.
- Konstruktion von Stützmauerprofilen. Zeitschr. d. österr. Ing. u. Archit. Ver. 1907, S. 883.
- Über den Bau gemauerter Talsperren. Engineer 27. 9. 1907.
- The Design of the New Croton Dam. Proceedings of the American Society of Civil Engineers Jan. und März 1907 (Entwicklung der Theorie von Sperrmauern im Anschluß an die Querschnittsgestaltung der Krotonsperre).

Eine Zusammenstellung der verschiedenen Theorien, im besonderen der französischen Forscher findet sich bei

H. Bellet. Barrages en Maçonnerie. Grenoble 1907.

Ferner siehe:

- Kreuter, Beitrag zur Berechnung und Ausführung der Staumauern. München u. Berlin 1909.
- Platzmann, Über den Querschnitt der Staumauern. Leipzig 1908.
- Mohr, Der Spannungszustand einer Staumauer, Wien 1908.
- Link, Die Bestimmung der Querschnitte von Staumauern und Wehren aus dreieckigen Grundformen. Berlin 1910.

Über neuere Untersuchungen zur Berechnung von Talsperren s. auch

- Zeitschr. des österr. Ing. u. Arch. Ver. 1909, S. 691.
- Zeitschr. f. Arch. u. Ing. Wesen 1909, Heft 5.
- Eugin, News 1909, S. 120.
- Journ. of Western Soc. of Eng. 1909, S. 625.
- Österr. Wochenschr. f. d. öff. Baud. 1910, S. 535.

Eine gute Literaturübersicht findet sich u. a. bei Wegmann, Design and Construction of Masonry Dams. V. Auflage 1908. S. 405; ferner im Abschnitt: Flüsse, Kanäle, Häfen der bibliographischen Notizen des Internat. Schiffahrtkongr. 1908, S. 298, sowie im Lit. Nachweis d. Wasserbauabt. d. preuß. Minist. d. öffentl. Arbeiten.

§ 32. Neuere Gesichtspunkte für die Berechnung und den Entwurf von Sperrmauern. Nachdem in den vorstehenden Abschnitten die Grundsätze der heute gültigen Theorie für die Berechnung von Staumauern und einige Anhaltspunkte für das Entwerfen von Querschnitten dargelegt sind, soweit diese Grundlagen der praktisch ausübende Ingenieur braucht, mag es am Platze sein, im nachstehenden noch einige Sonderfälle der Theorie zu besprechen. Diese Forschungsgebiete sind heute noch nicht abgeschlossen und endgültige Regeln können daher nach dem heutigen Stande unserer Erkenntnis noch nicht aufgestellt werden. Aber diese Streitfragen haben weite Ingenieurkreise beschäftigt und zum Teil lebhaftere Erörterungen hervorgerufen. Sie sind nicht ohne Einfluß auf Maßnahmen in der Praxis geblieben. Es ist sicherlich nicht uninteressant, festzustellen, daß bei diesem Suchen nach der Wahrheit bei den schwierigen Aufgaben der Mechanik und Statik heute vielfach der Versuch eine große Rolle spielt

und gegenüber der früheren Art, die mehr von rein theoretischen Betrachtungen ausging, in den Vordergrund gerückt ist. Diese Neuerung erscheint zweifellos als ein aussichtsvolles Vorgehen. Es sind besonders englische Ingenieure, die sich bis in die unmittelbare Gegenwart hinein an diesem Gegenstande versucht und Bedeutendes zur Klärung unserer Anschauungen beigetragen haben.

a) Der innere Auftrieb (Unterdruck) in Talsperren¹⁾.

Die Frage des inneren Auftriebes in den Sperrmauern ist von deutschen und ausländischen Ingenieuren in den letzten Jahren viel erörtert worden, ohne jedoch zum Abschluß gebracht zu werden. Es sind Theorien und Formeln aufgestellt, aber alle diese rechnerischen Ableitungen blieben anfechtbar, weil die Voraussetzungen der Untersuchungen nicht eindeutig anerkannte waren. Die Anschauung über die Entwicklung des Wasserunterdruckes in der Gründungssohle oder im oberen Mauerteile der Talsperren geht von der Annahme aus, daß sich im Mauerwerk eine Lagerfuge öffnet, daß Wasser hier eintritt und daß unter dem Drucke des im Becken gestauten Wassers ein kippendes Moment entsteht, das das Kippmoment des wagerechten Wasserdruckes erhöht.

Es seien hier kurz einige der den Rechnungen zugrunde gelegten Annahmen erwähnt. Fecht²⁾ nimmt an, daß die Auftriebskräfte am Anfang der Fuge gleich dem vollen Wasserdrucke, am Ende gleich Null seien, derart, daß der ganze in der Fuge wirkende Auftrieb durch ein Dreieck dargestellt wird.

Lickfeldt³⁾ schloß sich dem Vorgehen von Kiel an und setzte die Möglichkeit voraus, daß sich in den Lagerfugen der Sperrmauern ein voller Unterdruck entwickeln könnte. Seine rechnerischen Ableitungen kommen zu einer Verstärkung der Mauer in etwa der halben Höhe bei einem nach der üblichen Kerntheorie bemessenen Standmauerquerschnitt. Pelletreau⁴⁾ geht von dem Gedanken aus, daß sich eine Fuge bis auf $\frac{9}{10}$ ihrer Länge auftun könne. In der offenen Fuge herrscht der volle Wasserdruck und nimmt einen gleich großen Druck von dem Gewicht des darüber befindlichen Mauerwerkes auf. Den Überschuß des Mauergewichtes über den Auftrieb in der offenen Fuge müsse der noch geschlossene Mauerteil tragen. Sicherheit gegen Gleiten soll für den Fall vorhanden sein, daß die Hälfte der Fuge offen ist.

van Buren⁵⁾ verlangt ebenfalls die Berücksichtigung des Unterdruckes, und zwar soll nach Abzug des vollen Auftriebes vom Gewicht des Mauerwerkes und der Wasserlast auf die Böschungfläche an der Wasserseite der Überschuß an senkrechter Last mal dem Reibungskoeffizienten noch imstande sein, dem wagerechten Wasserdruck zu widerstehen.

Professor Intze nahm den Standpunkt ein, daß es nicht nötig sei, den inneren Auftrieb zu berücksichtigen. Er entwarf seine Talsperrenquerschnitte so, daß Zugspannungen an der Wasserseite nicht auftreten. Damit schaltete er ein etwaiges Klaffen der Fugen aus, so daß sich nach seiner Ansicht ein Wasserunterdruck nicht entwickeln könne. Wo er, wie in Marklissa und Mauer, den Auftrieb dennoch berücksichtigte, gab er anderweitigen Einflüssen, die auf eine erhöhte Sicherheit hinwirkten, statt, um die

1) Zum Teil nach einem Aufsätze des Verfassers in der Zeitschrift für Architektur und Ingenieurwesen, Jahrgang 1908, Heft 3.

2) Zeitschrift für Bauwesen 1889.

3) Zentralbl. d. Bauverw. 1889 und 1898, S. 105.

4) Ann. d. ponts et chauss. 1897 I, s. auch Zentralbl. d. Bauverw. 1898.

5) Transactions des amerikanischen Ziviling.-Ver. 1895, s. auch Zentralbl. d. Bauverw. 1898.

Befürchtungen der schlesischen Bevölkerung zu zerstreuen¹⁾. Die Talsperre von Marklissa erhielt darnach bei 45,0 m Höhe eine Sohlenbreite von 39,1 m, die als reichlich bezeichnet werden muß.

Die Willkür der ersterwähnten Annahmen liegt auf der Hand. Man setzt dabei zum Teil Gleichgewichtsverhältnisse in der Mauer voraus, wie sie überhaupt nicht bestehen können. Wenn man den Auftrieb in einer Fuge in der ganzen Mauerbreite vollwirkend denkt, so könnte sich dieser Zustand nur in der Weise bilden, daß eine vollständige Trennung zwischen dem oberen und unteren Mauerteile stattfindet (Abb. 121). Nur dann kann das Wasser frei eintreten und der ganze hydrostatische Unterdruck zur Geltung kommen. Wäre dies aber der Fall, so ist sowohl die Scherfestigkeit wie Reibung zwischen den beiden Teilen aufgehoben. In der Beziehung $\frac{\gamma h^2}{2} < \Sigma V \cdot f + \tau \cdot b$ (s. S. 258) müssen dann

beide Werte f (Reibung) und τ (Scherfestigkeit) = 0 gesetzt werden. Der Widerstand gegen eine seitliche Verschiebung ist vollständig beseitigt, obwohl doch andererseits ein starker wagerechter Schub durch die Festigkeit des Baustoffes aufgenommen werden muß. Es müßte ein Verschieben der Mauerteile gegeneinander eintreten, wenn auch die lotrechten Komponenten Standfestigkeit erweisen. Wie man ersieht, gelangt man bei dieser Voraussetzung zu undenkbar Gleichgewichtszuständen. Sie stellt einen Belastungsfall dar, der weit ungünstiger ist, als er sich in Wirklichkeit jemals herausstellen kann. Eine Sperrmauer, die einen solchen Spalt hätte, daß sich eine volle Wasserschicht dazwischen legte, kann nicht, auch nur einen Augenblick, dem Umsturz stand bieten. Wenn man bei theoretischen Untersuchungen zwar oft genötigt ist, von Annahmen auszugehen, so müssen diese doch immerhin im Rahmen einer annähernden Wahrscheinlichkeit bleiben. Rechnungsergebnisse aber, die sich auf unmögliche Belastungsfälle aufbauen, können nicht wohl richtig und praktisch brauchbar sein.

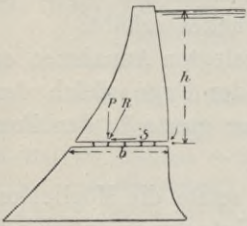


Abb. 121.

Es scheint aber in Anbetracht der sich vollkommen entgegengesetzten Ansichten von Fecht und Lieckfeldt und der anderen Ingenieure einerseits und Intze andererseits von Wert, zu untersuchen, inwieweit der innere Auftrieb in den Staumauern nach der tatsächlichen Gestaltung der Dinge und unter Berücksichtigung der ungünstigsten Zufälle überhaupt zur Wirkung kommen kann. Die Frage ist bedeutsam, denn obwohl viele Talsperren nach Querschnitten, die nicht auf den Wasserunterdruck berechnet wurden, ausgeführt sind, und sich als sicher und standfest erwiesen haben — sowohl in Deutschland wie im Auslande —, ist dies doch immer wieder Gegenstand der Sorge mancher Ingenieure gewesen. Wollte man die Mauern daraufhin allgemein verstärken, so gelangte man zu vermehrten Mauermassen und Kosten und die ohnehin bisweilen bedrohte Wirtschaftlichkeit dieser Unternehmungen würde noch mehr ins Wanken kommen können.

Man wird anerkennen, daß es vorteilhaft und am meisten Erfolg versprechend ist, die Sachlage auf Grund von Beobachtungen des ausführenden Ingenieurs in der Praxis zu prüfen. Darum sei eine kurze Betrachtung dem Auftreten von Quellen und Wasseradern in der Felssohle unter den Talsperren und in ihrem Mauerwerk zugewendet. Der Verfasser möchte aus seinen Erfahrungen beim Bau von Talsperren hervorheben, daß in den Gründungssohlen wohl aller solcher Bauwerke Quellen mehr oder weniger vor-

¹⁾ Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1906.

handen sind, auch dort, wo eine gute und geschlossene Felslage sich vorfindet. Solche Quellen traten u. a. beim Bau der Solinger Talsperren (Rheinland) in der Baugrube der großen 43 m hohen Hauptsperrmauer, wie auch bei der Gründung des Betonkernes des Staudammes für das Vorbecken auf, ohne daß daraus ein Bedenken hergeleitet wurde. Auch in der Sohle der unter der Oberleitung des Verfassers erbauten Nordhauser Sperre im Harz¹⁾ und anderwärts konnten Quellungen beobachtet werden, so gute Untergrundverhältnisse sich sonst darboten. Man kann annehmen, daß ein Netz von feinen Rissen in der Felssohle besteht, und das leise Rieseln von Quellwasser zeigt, daß hier eine Verbindung mit dem Grundwasser der übrigen Talsohle oder mit wasserführenden Schichten an den Hängen besteht. Diese natürlichen Wasserfäden bleiben auch später, wenn die Sperrmauer fertig ist, bei stauendem Becken erhalten, und auf diese Vorstellung mögen die oben erwähnten Annahmen gegründet sein.

Man wird sich fragen dürfen,

1. wie groß ist etwa ungünstigsten Falles die in dieser Weise dem Wasserdruck ausgesetzte Fläche im Verhältnis zu der Gesamtfläche der Gründungssohle oder eines höher gelegenen wagerechten Schnittes und

2. sind die Wasseradern so stark, daß sie den Druck unmittelbar derart zu übertragen vermögen, wie er sich in Rohrleitungen fortsetzt.

Man würde, wie bemerkt, zu weit gehen, wenn man als diese Auftriebsfläche die ganze Grundfläche der Mauer in Rechnung ziehen wollte, denn man muß beachten, daß nur einzelne Quellen auftreten. Jeder solcher Wasserader entspricht ein gewisses Wirkungsfeld. Die Sperrmauer wird im Trockenen gemauert. Der Mörtel haftet fest an den natürlichen Auszackungen der Felssohle und vielleicht nur in wenige tiefere und enge Stellen dringt der Mörtel nicht ein. Hier mag sich in geringem Umfange die Möglichkeit bieten, daß ein fester und unmittelbarer Zusammenhang von Fels und Mauerwerk fehlt. In dem bei weitem größten Teile der Grundfläche aber ist ein geschlossenes unmittelbares Anhaften sicher.

In der Abb. 122 möge eine solche Verbindung einzelner Stellen der Fundamentsohle mit dem Staubecken zur Darstellung gebracht sein. Die Einflußgebiete können nach den Beobachtungen im Bauvorgange geschätzt werden. Sie werden verschieden an Größe sein, je nachdem die Quelle nur an einer Stelle tief von unten auftritt oder sich an der Mauersohle entlang zieht. Auch wird man es nicht für ausgeschlossen halten dürfen, daß sich neue Quellen erst nach Beginn der Stauung bilden. Von diesen tatsächlichen Verhältnissen wird der Umfang der benetzten Fläche abhängen. In der Gründungssohle der Solinger Talsperre zeigten sich etwa sechs Quellen. Selbst wenn man gelten läßt, daß alle diese Quellen im Fels durch feine Wasserzüge Verbindung miteinander hatten, so möchte ich nach meinen gerade der Aufklärung dieser Frage

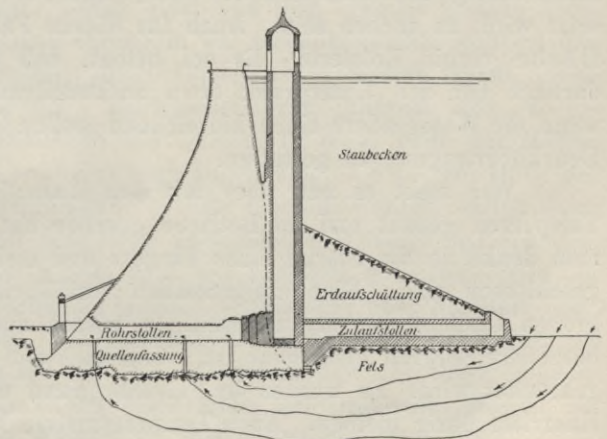


Abb. 122. 1:1000.

¹⁾ S. des Verfassers Schrift: Die Ausnutzung der Wasserkräfte. Leipzig 1906, S. 249.

zugewendeten Wahrnehmungen beim Vorgange der Mauerung der Ansicht sein, daß das Wirkungsgebiet der Quellen insgesamt keinesfalls mehr wie etwa $\frac{1}{10}$ der Gesamtgrundfläche betragen hat.

Diese Fläche würde also für den Unterdruck in Ansatz zu bringen sein für den Fall, daß die Adern an ihrem Austritt abgedichtet werden, um den Wasserdurchzug abzusperren. Dann käme die hydrostatische Druckhöhe vom Wasserspiegel des Beckens zur Entfaltung. Wenn aber die Quellen nicht verstopft werden, sondern durch Einlegen von Röhren im Mauerwerk der freie Abzug offen gehalten wird (Abb. 122), so würde der geringere hydraulische Druck in Rechnung zu setzen sein.

Wie in der Gründungssohle, so liegt auch im oberen Mauerwerk der Talsperren die Möglichkeit zur Bildung von Wasseradern vor. Feuchte Stellen, auch Rieselungen unter dem Einfluß des gestauten Beckens kann man an vielen Talsperren beobachten. Besonders auffallend zeigen sich solche an der Gileppe in Belgien und auch an der Herbringhamer Sperre bei Barmen. Feuchte Stellen an den verschiedensten Stellen, die zur Winterszeit Anlaß zum Ansetzen von Eiszapfen geben, hat der Verfasser ferner beobachtet an der Remscheider-, Lingese-, Bever-Talsperre usw. Häufig tritt solche Feuchtigkeit in der Höhe auf, in der die Mauerung der Talsperre eine winterliche Unterbrechung erfahren hat. Diese Erscheinung wird allgemein in dem weniger guten Zusammenhang des alten und des neuen Mauerwerkes, das im nächsten Frühjahr aufgesetzt wird, zu suchen sein. Auch für diesen Fall gilt das über die Größe der Druckfläche vorhin Erörterte. Es sei betont, daß die vorstehende Betrachtung und die darnach für den Unterdruck etwa aufzustellende Rechnung nur dann gelten kann, wenn die Wasseradern einen hinreichend großen Querschnitt haben, um eine unmittelbare Druckübertragung zu gestatten.

Wie steht es nun aber mit den Ausmaßen dieser Wasserverbindungen? Wer Talsperren gebaut und im Betriebe gesehen hat, wird wissen, daß derartige Risse — man denke an die Stärke eines Fingers und mehr — im Fels wie im Mauerwerk ausgeschlossen sind. Eine einigermaßen verlässliche Bauausführung wird unbedingt alle groben Undichtigkeiten zu beseitigen wissen und vermeiden — was leicht und ohne besondere Sorgfalt erreichbar ist, wenn nach den einfachsten Regeln einer guten Technik gearbeitet wird. Es werden im Felsuntergrund wie im Mauerwerk zwar unvermeidliche Haarrisse übrig bleiben. Auch Temperaturrisse können in den oberen dünneren Mauer teilen und an den Außenflächen vorkommen; aber sie werden eine größere Stärke nicht erreichen. Man muß daher eine weitere Erörterung über die Frage anstellen, wie sich in solchen dünnen Adern die Druckübertragung gestaltet.

Alle Erscheinungen lassen schließen, daß in den feinen Haarrissen der Wasserdruck sich nicht weit fortsetzt. Die Druckhöhe wird durch den Widerstand, der sich der Bewegung des Wassers in den zackigen, rauhen Kapillarrissen entgegensetzt, vollkommen aufgezehrt und sinkt schon in geringem Abstand von der Außenfläche ganz oder fast auf Null herab. Man kann dies an den Talsperren bei gefülltem Becken beobachten. Aus den Undichtigkeiten an der Luftseite, in den Stollen und Stollenabmauerungen tritt das Wasser ohne jeden Druck aus. Es ist kein springbrunnenartiges Aufsteigen, sondern ein leichtes Rieseln. Man muß sich weiterhin vergegenwärtigen, daß schon die kapillare Reibung von 2 bis 3 cm starken Mörtelscheiben, wie sie für Dichtigkeitsproben hergestellt werden, genügt, um einen Wasserdruck von 20 bis 30 m und mehr aufzuzehren. Die Feuchtigkeit tritt auf der anderen Seite in Tropfen ohne Druck aus. Es scheint, daß der Druck schon durch die Reibung am Eintritt in

die kapillaren Röhren sich aufbraucht. Über diese Tatsachen muß man sich klar werden, wenn man die Frage des inneren Auftriebes in Talsperren beurteilen will.

Die meisten deutschen Talsperren haben an der Wasserseite einen guten dichten Putz von $2\frac{1}{2}$ bis 3 cm Stärke erhalten und sind am wasserseitigen Fuß durch Betondeckungen, Putzschichten und Tonschüttung auf das vollkommenste abgedichtet s. S. 200. Dieser Putz wird aus solchen Baustoffen und in solchen Mischungsverhältnissen hergestellt, daß er sich in Versuchen wie in der Praxis als dicht erwiesen hat. In dieser Lage wird also die gesamte Druckhöhe aufgebraucht und drucklos, wo feine Haarrisse vorhanden sind, tritt das Schwitzwasser, dem Schwerkgewicht folgend, in das dahinterliegende Mauerwerk ein und rieselt nach den eingelegten Drainrohren oder folgt anderen feinen Wegen. Wo diese Putzlage fehlt, wird sich der Druck durch die Reibung in dem Mauerwerke selbst nächst der Wasserseite vernichten, ebenso wie dies in den Haarrissen des Felsuntergrundes geschieht. Erst wenn sich eine Stauung bildet, wenn man z. B. eine Quelle künstlich absperrt, also den langsamen Durchzug unmöglich macht, kann man sich wohl vorstellen, daß auch in den kapillaren Verbindungen die Reibung in der Bewegung sich nicht mehr aufzehren wird, sondern in sehr langsam vor sich gehender Stauung ein hydrostatischer Druck zur Entwicklung gelangt. Aber in den Talsperren findet durch die feinen Poren im Fels wie im Mauerwerk ein ständiger, wenn auch sehr langsamer und winziger Abzug statt und man erkennt hieraus auch, wie es notwendig ist, etwa bei der Bauausführung in der Gründungssohle auftretenden Quellen, sofern sie irgend merkbar rieseln, durch Einlegen von Rohren freien Abzug zu gestatten. Es mag in Hinsicht auf diese Darlegungen von Interesse sein, zu erwähnen, daß bei dem Solinger Talsperrenbau die Quellen in dem Teile der Mauer, der nach dem Staubecken liegt, durch Tonrohre abgefangen sind, die bis zur Höhe der Rohrstollen hochreichen und in diese einmünden. Solche Quellen werden, selbst wenn sie bei gefülltem Becken Verbindung mit dem dann vorhandenen Wasserdruck erhalten, auf diese Weise unschädlich abgeleitet. In dem nach der Luftseite gelegenen Teile der Mauer wurden die anfänglich hochgenommenen Quellen zugemauert oder die Rohre mit Zementmörtel ausgegossen und verstopft. Dies geschah in der Erwägung, daß dort ein Auftrieb, hervorgerufen durch die Quellen, für die Standsicherheit der Mauer günstig wirken muß. Wenn man den Mittelpunkt der Mauerbreite als Drehpunkt ansieht, so arbeitet dieser Auftrieb dem Druck des Wassers im Becken entgegen¹⁾.

Der Verfasser ist nach diesen Beobachtungen und Überlegungen der Ansicht, daß dort, wo man — wie dies im Interesse der Sicherheit ohnehin notwendig und bei deutschen Talsperrenaufbauten geschehen ist — auf einer festgeschlossenen Felslage baut, wo eine üblich gute Herstellungsweise mit dichtem Mörtel und gesunden Steinen stattfindet und wo überdies an der Wasserseite der Mauer und ihrem Fuß eine sachgemäße Abdichtung angebracht ist und etwaige kleine Quellen abgefangen und unschädlich abgeleitet werden, sich ein innerer Auftrieb in nennenswerter Weise, derart, daß er bei der statischen Berechnung berücksichtigt werden müßte, überhaupt nicht entwickeln kann. Hier genügt es, die Standfestigkeit nach der Stützmauertheorie nachzuweisen. Es darf nicht außer acht gelassen werden, daß das eindringende, vom Mauerwerke aufgesaugte Wasser günstig für die Standsicherheit wirkt, indem dadurch das Gewicht des Mauerwerkes vermehrt wird (s. S. 231). Notwendig erscheint es aber, Untersuchungen bei der Baustoffprüfung darüber anzustellen, ob etwa

¹⁾ Zeitschrift f. Bauwesen 1904, S. 340.

das in das Mauerwerk in feinen Haarrissen eintretende Wasser gewisse innere Spannungen hervorzurufen vermag, die seine Festigkeit beeinflussen und herabmindern. Darüber sind wir noch wenig unterrichtet.

Hat man es mit einem weniger geschlossenen, aber tragfähigen Fels zu tun, so muß — die Zulässigkeit der Bauausführung an sich vorausgesetzt — die etwaige Berücksichtigung des Unterdruckes der Entscheidung im gegebenen Falle überlassen bleiben. Es wird sich dann empfehlen, in der Standfestigkeitsrechnung zunächst den normalen Fall ohne Unterdruck zu untersuchen und außerdem in einer ergänzenden Rechnung den Auftrieb in der Gründungssohle in einem der Beschaffenheit der Felslage angepaßten Maße zur Geltung zu bringen, wobei zur Beurteilung die vorstehenden Ausführungen einen praktischen Anhalt bieten mögen. Link nimmt an¹⁾, daß 30 bis 40 v. H. der Sohlenfläche in gleichmäßiger Verteilung von Druckwasser benetzt werden und Unterdruck erfahren, solange die Fuge nicht aufgetrennt ist, da auch im lose geschüttetem Material die Hohlräume nicht mehr wie etwa 40 v. H. der Masse bilden. Nun baut man Talsperren nicht auf Gerölle. Daraus ergibt sich, daß diese Annahme noch zu hoch bemessen ist. Man wird normaler Weise bei felsgegründeten Mauern auf 10 v. H. schätzen dürfen. Wo aber infolge Klüftigkeit des Felsuntergrundes tatsächlich das Auftreten eines stärkeren Unterdruckes als 10 v. H. zu befürchten ist, da wird man ernstlich prüfen müssen, ob eine solche Stelle nicht überhaupt (auch wegen der Wasserverluste) ungeeignet für die Errichtung einer Talsperre ist. Das Maß der Berücksichtigung des Unterdruckes hat nicht unwesentliche Rückwirkung auf die Kosten des Bauwerks. Während bei vergleichenden Aufrechnungen sich ohne Unterdruck die Sohlenbreite $b = 0,68$ bis $0,72 h$ ($h =$ Höhe der Mauer) ergibt, ist bei Annahme von 30 bis 40 v. H. Unterdruck $b = 0,72$ bis $0,76 h$ und bei vollem Unterdruck $b = 0,76$ bis $0,80 h$. Diese Querschnittsvergrößerung bedingt eine ansehnliche Vermehrung der Mauermassen.

An der Östertalsperre sind noch auf Veranlassung von Intze Versuche über das Auftreten des inneren Auftriebes in Talsperren angestellt worden. Hierzu waren Rohre in 3—5 m Abstand auf die Felssohle, dort wo sich Quellen zeigten, aufgesetzt, durch das Mauerwerk hoch genommen und in die Rohrstollen geleitet. Auf die Enden dieser Quellfassungen waren Manometer aufgeschraubt. Nach Anstauung des Beckens zeigten die Manometer Druck an. Es ergab sich, daß die abgelesenen Drucke etwa einem Trapez entsprachen. Seine Höhe an der Wasserseite war gleich der Höhe des Wasserstandes, an der Luftseite gleich der Hälfte der vollen Druckhöhe.

Wenn zwar hiernach ein ziemlich starker Unterdruck gemessen wurde, so ist doch sicherlich nicht anzunehmen, daß dieser Druck unter der ganzen Mauerfläche vorhanden gewesen ist. Es kann dies nur an den Stellen der abgefangenen Quellen der Fall gewesen sein; denn die Entwicklung eines derartigen Wasserdruckes setzt wie bemerkt, das Vorhandensein einer so kräftigen Wasserverbindung voraus, daß sich der Druck wie in Rohrleitungen fortsetzen kann. Solche Wasseradern müssen aber im Fels wie im Mauerwerk — wie oben dargelegt — als eine ganz seltene Ausnahme angesehen werden und ihr Druck kann sich vor allem dann nicht entwickeln, wenn die Quellen einen freien Abzug haben, wofür man in allen Fällen sorgen muß. Entsteht aber in einer feinen Röhre hinter dem geschlossenen Manometer ein starker Druck, so wird nur die allernächste Umgebung entsprechend der Fläche der Wasserader getroffen werden und ihr Wirkungskreis ist ein winzig kleiner gegenüber der großen Fläche des wage-

¹⁾ Zentralbl. d. Bauverw. 1912, S. 39, s. ferner S. 134 u. 238 dess. Jahrg.

rechten Mauerschnittes. Es scheint also nicht zutreffend, aus den Ergebnissen dieser Versuche den Beweis dafür herzuleiten, daß es notwendig ist, den vollen oder annähernd vollen Unterdruck bei der Berechnung der Staumauern zu berücksichtigen. Es sei bemerkt, daß die amerikanischen Ingenieure den innern Auftrieb im Allgemeinen nicht berücksichtigen¹⁾.

Als ein weiteres Gegenmittel, um die Gefahr des inneren Auftriebes auszuschließen, kann es sich empfehlen, die Mauerabmessungen so zu wählen, daß bei gefülltem Becken an der Wasserseite noch ein kleiner Überschuß an Kraft übrig bleibt von etwa 0,5 bis 1 kg/qcm, eine Vorsichtsmaßregel, die bei den meisten deutschen Talsperren Anwendung gefunden hat.

Für den Fall, daß unter besonderen Verhältnissen Gründe vorliegen, zur größeren Sicherheit die Wirkung des inneren Auftriebes in Ansatz zu bringen, sei neben dem graphischen Verfahren (S. 236) auf das von Lieckfeldt abgeleitete rechnerische Verfahren verwiesen.

Die Standfestigkeit der Staumauern mit offenen Lagenfugen nach Lieckfeldt. Der ungünstigste Fall ist der, daß nur ein wagerechter Riß vorhanden ist an einer schwachen Stelle der Mauer, während darüber ein dicht geschlossener Mauerkörper liegt. Dann ist die Wirkung des Wasserauftriebes in der offenen Lagenfuge wie folgt. Es sei (Abb. 123) $HBDJ$ die Druckfigur des Auftriebes und BDE_0C_0 die ursprüngliche Druckfigur der Spannungsverteilung ohne Auftrieb. Der Auftrieb wird nur insofern wirksam, als er den Gegendruck der Lagenfläche des Mauerwerks übersteigt. Die Druckfigur BDE_0C_0 geht also über in GDE , deren Fläche Q_1 , gleich der um den Auftrieb A_1 verminderten Druckkraft Q ist; also

$$Q - A_1 = Q_1.$$

Mit Bezug auf die Fugenmitte ist:

$$Q_1 e_1 = Qe + A_1 x.$$

Die ursprüngliche Druckfigur BDE_0C_0 muß die gleiche Flächengröße und das gleiche Moment gegen die Mittelachse haben wie die Druckfigur BDE_1F_1H . Wenn also in Abb. 124 x die Länge des Fugenteils bedeutet, welcher mit mehr als dem Wasserdruck beansprucht wird, und a = Größe der Kantenpressung an der Luftseite ist, so sind diese Maße so zu bestimmen, daß die ganze Fläche = R (Gesamtkraft) und ihr Moment gegen die Mittelachse = Re ist. Es ist also:

1)
$$R = A + D$$

2)
$$Re = D \left(\frac{l}{2} - \frac{x}{3} \right)$$

In 2) den Wert D aus 1) eingesetzt, gibt

$$Re = (R - A) \left(\frac{l}{2} - \frac{x}{3} \right)$$

$$3l - 2x = \frac{6Re}{R - A} = \frac{6e}{1 - \frac{A}{R}}$$

Setzt man

$$1 - \frac{A}{R} = m, \text{ wonach } m = \frac{R - A}{R} = \frac{D}{R}$$

und e als Teil von $\frac{l}{2}$, also $e = n \frac{l}{2}$ und $n = \frac{2e}{l}$ so ist: $3l - 2x = \frac{3n}{m} \cdot l$

3)
$$x = \frac{3(m - n)}{2m} \cdot l$$

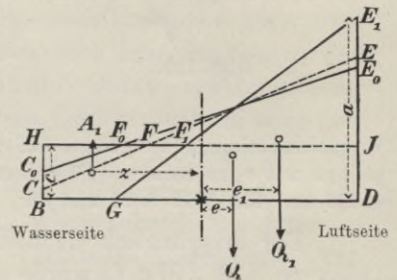


Abb. 123.

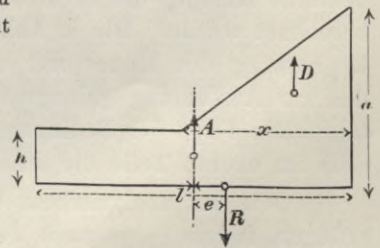


Abb. 124.

¹⁾ E. Wegmann: Design and construction of masonry dams. V. Aufl. 1908, S. 50. Über den inneren Auftrieb s. auch Eng. Record 22. 4. 1905 und The Engineer 1905, S. 319.

und aus 1)

$$R = A + D = A + (a - h) \frac{x}{2}$$

$$a = \frac{2(R - A)}{x} + h$$

4)

$$a = \frac{2mR}{x} + h$$

oder 5)

$$a = \frac{4m^2}{3(m-n)} \cdot \frac{R}{l} + h$$

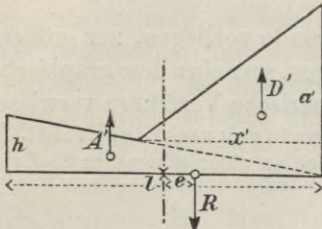


Abb. 125.

Hierbei ist angenommen, daß die Fuge an der Luftseite geschlossen ist, so daß der Wasserdruck in gleicher Stärke an der ganzen Länge der Fuge wirkt. In dem Falle, daß die Fuge an der Luftseite nicht geschlossen ist, nimmt Fecht an, daß der Wasserdruck von der Höhe h an der Wasserseite bis auf o an der Luftseite heruntergeht (s. S. 265). Dann ergibt sich entsprechend (Abb. 125) die Kantenpressung an der Luftseite

$$a^1 = \frac{2R - 2A^1}{x^1} = \frac{2R - A}{x^1} = (1 + m) \frac{R}{x^1}$$

oder

$$a^1 = \frac{(1 + m)^2}{1 + 2m - 3n} \cdot \frac{R}{l}$$

Vergleichsrechnungen ergeben, daß a^1 kleiner ist als a . Der Unterschied ist jedoch unerheblich. Es genügt mit a zu rechnen. Weiteres s. Zentralbl. d. Bauverw. 1898, S. 105, vgl. auch a. a. O. 1908 S. 338 und 459, 1912 S. 25 und 36.

Der ursprünglich nach der Stützmauertheorie geformte Querschnitt der Solinger Talsperre (s. S. 240 u. f.) wurde nach diesem Verfahren unter der Annahme offener Lagerfugen nachgeprüft. Es ergaben sich dabei die in Tabelle 58 mitgeteilten Ergebnisse. Ein Vergleich der Spalten 7 und 11 läßt die Abweichungen erkennen, die aus diesen verschiedenartigen Berechnungen folgten und die zu einer Verstärkung des Querschnitts bei der Ausführung Anlaß gaben. Die Solinger Talsperre war im übrigen die erste deutsche Anlage, die in dieser Weise auf offene Lagerfugen und inneren Wasserdruck berechnet wurde. Die in Abb. 114 eingetragenen Querschnittslinien zeigen die luftseitige Begrenzung der Mauer mit und ohne Berücksichtigung des inneren Auftriebes, sowie den zur Ausführung gelangten Mauerquerschnitt. Dieser Querschnitt leistet in der gefährlichen Fuge der Bedingung der offenen Lagerfugen Genüge und vermeidet andererseits im oberen Teile die scharfe Einklinkung.

Wie auf analytischem Wege kann diese Berechnung naturgemäß auch graphisch erfolgen, indem — je nach der Annahme — die Größe des von unten wirkenden Auftriebes berechnet und als äußere Kraft im Angriffspunkt des Wasserdrucks in den Kräfteplan eingeführt wird.

Nach dem graphischen Verfahren sind die Talsperren von Marklissa und Mauer auf Unterdruck berechnet. Bei der ersteren Sperrmauer bleibt die Drucklinie für volles Becken auch in diesem Falle innerhalb des mittleren Kerns. Das hat, wie schon oben hervorgehoben, zu ungewöhnlich starken Abmessungen geführt. Bei der Talsperre von Mauer bleibt die Stützlinie für einen Wasserstau bis zur Mauerkrone (ohne Auftrieb) für volles sowie für leeres Becken im mittleren Drittel. Bei Wirkung des vollen Auftriebes tritt die Drucklinie aus dem Kern heraus und soweit an die Luftseite der Querschnittbegrenzung heran, daß die größten Pressungen noch innerhalb der zulässigen Beanspruchungen bleiben (10,7 kg/qcm).

b) Gewölbewirkung.

Über das Maß der Gewölbewirkung der im Grundriß gekrümmten Talsperren und die Zulässigkeit in der praktischen Ausführung darauf zu rücksichtigen, wenn zwar das Vorhandensein dieser Wirkung grundsätzlich anerkannt wird, gehen die Ansichten der Ingenieure heute noch stark auseinander. Der deutsche Ingenieur liebt es, unbedingte Sicherheit zu haben, die Amerikaner und andere Ausländer gehen kühner vor. Aber man darf nicht übersehen, daß in beiden Fällen hinlängliche Ursachen für das verschiedene Verhalten gegeben sind. Unsere Täler, in denen Talsperren errichtet werden, liegen inmitten stark bevölkerter Gegenden, zum Teil in Industriezentren. Die Täler unterhalb der Sperrmauern sind meist lebhaft besiedelt, sie öffnen sich in breit angebaute Geländeflächen, und große Werte sind in diesen Gegenden und ihren Werken angelegt. Der Bruch einer Talsperre würde unter solchen Verhältnissen nicht nur in erster Linie den Eigentümer der Anlage schädigen, wie dies z. B. bei einem Brückeneinsturz der Fall ist, sondern es würde die plötzliche Überflutung neben der Zerstörung des Bauwerkes großen Bezirken Vernichtung bringen und Leib und Leben von tausenden Menschen gefährden. Die amerikanischen Talsperren liegen vielfach in Tälern, deren volle Ursprünglichkeit sich noch erhalten hat, so daß ein Bruch für die Allgemeinheit weit weniger bedeuten würde. Daraus erklärt sich die verschiedene Stellungnahme der Ingenieure und unter diesen Gesichtspunkten wird man das Vertrauen des Amerikaners zur Gewölbewirkung in Talsperren, das soweit geht, den Bogen als die Konstruktionsform der Zukunft zu bezeichnen, betrachten müssen.

Der hier behandelte Gegenstand hat neben seinem wissenschaftlichen Interesse sicherlich eine große praktische Bedeutung. Unsere als Stützmauern errichteten Talsperren verschlingen Riesenmassen von Mauerwerk, deren hohe Kosten die Wirtschaftlichkeit dieser Unternehmungen stark herabdrücken. Gewölbe mit kleinem Halbmesser würden sich in passendem Gelände bei gleichem Widerstandsvermögen mit wesentlich geringerem Materialaufwand einbauen lassen. Die Möglichkeit dazu wäre in unseren Gebirgstälern oftmals geboten. Halbmesser dieser Art kommen auch bei unseren Sperrmauern vor. Einen Krümmungshalbmesser von 125 m haben z. B. die Talsperren von Remscheid, Ronsdorf, im Heilenbecker Tale u. a. Die 43 m hohe Solinger Sperrmauer ist nach einem Halbmesser von 150 m zwischen ziemlich steilen Felswänden errichtet. Es hätte nichts im Wege gestanden, ihren Halbmesser bis auf 80 m zu ermäßigen¹⁾, wenn die Ausnutzung der Gewölbewirkung beabsichtigt gewesen wäre. Allerdings muß es ausgeschlossen erscheinen, in deutschen Gebirgen eine Talsperre von 30 m Höhe in so kühner Weise mit nur 2,40 größter Stärke zu erbauen wie bei dem weiter unten erwähnten Six Mile Creek-Damm. Der gewichtigste Grund gegen so geringe Abmessungen liegt in unseren klimatischen Verhältnissen. Für den Six Mile Creek-Damm soll mit nur geringen Wärmeschwankungen zu rechnen sein. Die starken Abkühlungen unserer Winter müßten bei sehr dünnen Mauern zu Rissen Anlaß geben, wie die Erfahrung lehrt. Der Betonkern des Solinger Staudammes, der an der Krone 1 m Stärke hat, stand während des Baues im Januar 1901 einem scharfen Frost von — 12 bis — 15° C. einige Wochen hindurch frei ausgesetzt²⁾. Es entstanden zwei Risse je in der Nähe der beiden Hänge. Sie reichten von der Krone bis annähernd auf den Felsen hinab und hatten bei rd. 74 m Entfernung voneinander $\frac{1}{2}$ bis $1\frac{1}{2}$ mm Stärke. Die Risse

1) Vergl. Zeitschr. f. Bauwesen 1904 Bl. 31.

2) Diesen Zustand läßt Abb. 1 auf Bl. 34 der Zeitschr. f. Bauw. 1904 erkennen.

gingen quer durch den Betonkern hindurch. Die Bogenform hatte die Bildung dieser Risse nicht verhindern können, was wohl der Fall gewesen wäre, wenn der Wasserdruck des vollen Becken dahinter gewirkt hätte. Späterhin erfolgte die Abdichtung durch einen Putzüberzug, und irgend welcher Schaden für den Bestand oder die Dichtigkeit des Dammes ist nicht bemerkbar geworden. Unsere deutschen Talsperren haben an der Krone im allgemeinen ein Mindestmaß von 4 m. Unter dieses Maß herunterzugehen, selbst wenn die Gewölbewirkung dies gestattete, würde nicht rätlich sein. Man kann annehmen, daß bei solchen größeren Mauerstärken sich Frostrisse, sofern sie auftreten, nur an der Oberfläche entwickeln und das Mauerinnere verschont lassen. Über die Frage der Verhinderung der Frostrisse durch Eiseneinlagen (Eisenbeton) s. § 38.

Man kann Wade¹⁾ durchaus zustimmen, wenn er meint, daß bogenförmige Mauern ein sicheres und wirtschaftliches Mittel bilden, um große Wassermassen aufzuspeichern, aber ich möchte einschränkend hinzufügen, sofern die Örtlichkeit die Anwendung eines kleinen Halbmessers zuläßt und sofern der Inhalt der Staubecken sich in mäßigem Umfange hält. Die letzte Bedingung ergibt sich aus den immerhin noch mangelhaften Erfahrungen, die wir mit gekrümmten Talsperren besitzen. Man wird zurückhaltend sein müssen, die in Einzelfällen unter bestimmten Bedingungen erwiesene Brauchbarkeit der Bogenmauern auf anders geartete Verhältnisse allgemein zu übertragen. Die unten erwähnten Staubecken von Neu-Süd-Wales sind von kleinem Inhalt. Die Mauerhöhen halten sich in mäßigen Grenzen. Es kann angenommen werden, das die Talsperren in wirtschaftlich noch wenig erschlossenen Tälern liegen. Die klimatischen Verhältnisse sind den gekrümmten Mauern günstig. Aus diesen einfachen Bedingungen heraus dürfte es sich auch erklären, wenn man sich bei der Berechnung mit einem Annährungsverfahren, ohne Berücksichtigung der Elastizität des Materials begnügt hat. Ich glaube aber, man wird immer Bedenken tragen, in den stark besiedelten Gebirgstälern Europas Sammelbecken von vielen Millionen Kubikmetern Inhalt mit Stauhöhen von 50 m und mehr nach diesen Vorbildern zu errichten²⁾.

Wie schon früher erwähnt wurde (S. 194) weisen bereits die alten spanischen Mauern die gekrümmte Form auf. Die Gründe, die die spanischen Baumeister für die Wahl des Bogens hatten, sind uns nicht bekannt geworden. Immerhin geht man wohl nicht fehl, wenn man annimmt, daß auch sie in dem Gewölbe eine Erhöhung der Sicherheit der Stützmauer erblickten. Es scheint fast, als wenn man hier dem Bogen mehr Vertrauen als der Stützmauer entgegengebracht hat, zumal diese Mauern in Spanien vielfach in engen Schluchten stehen und einen kleinen Halbmesser in Grundriß haben.

Die rechnerischen Untersuchungen darüber, in welchem Maße bogenförmig gebaute Talsperren gegenüber der Wasserlast als Gewölbe wirken, ist so alt als die theoretische Behandlung der Querschnittsbemessung von Sperrmauern. Es ist bemerkenswert, daß schon die französischen Ingenieure Graeff und Delocre, welche beim Bau der Talsperre des Furens in der Querschnittsgestaltung von Sperrmauern bahnbrechend vorgegangen, sich mit diesem Gegenstande beschäftigt haben (Ann. d. Ponts et Chauss. 1866). Rankine (The Engineer 1872) erörtert ebenfalls diesen Gedanken kurz; er will zwar — ohne auf die rechnerische Untersuchung einzugehen — die Gewölbewirkung im Ent-

¹⁾ Concrete and Masonry Dam Construction in New South Wales. Minutes of Proceedings of Civil Engineers. Vol. 178 Session 1808—09 Teil IV. Ebenda die Stellungnahme des Verfassers hierzu infolge einer Anfrage des Londoner Zivilingenieurvereins.

²⁾ Siehe auch des Verfassers Darlegungen hierüber. Zentralbl. d. Bauverw. 1911, S. 362.

wurf nicht berücksichtigt sehen, erachtet jedoch, wie Graeff, die Bogenform als eine wünschenswerte Vorsicht, um die bei geraden Mauern, die sich infolge des Wasserdrucks talwärts durchbiegen, leicht eintretenden Zugspannungen zu vermeiden. Diese Zugspannungen würden wahrscheinlich senkrechte Risse an der Luftseite erzeugen, die gefähr-



Abb. 126.
Zola-Talsperre.

Maßstab f. d. Abb. 126 bis 128. 1:1000.



Abb. 127.
Bearvalley-Talsperre.



Abb. 128.
Sweetwater-Sperre.



Abb. 129.
Parkes-Talsperre.

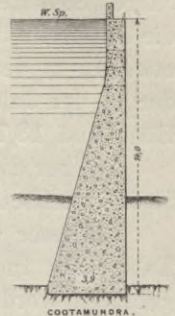


Abb. 130.
Cootamundra-Talsperre.

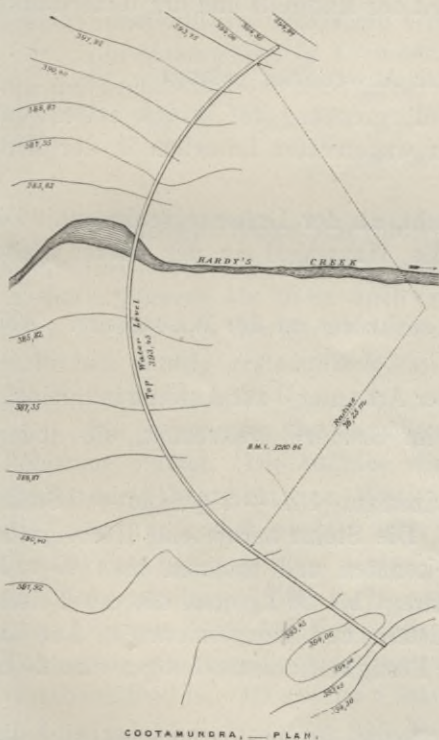


Abb. 131.
Grundriß der Cootamundra-Talsperre. 1:2000.

Maßstab f. d. Abb. 129, 130, 132 u. 133 ungef. 1:400.

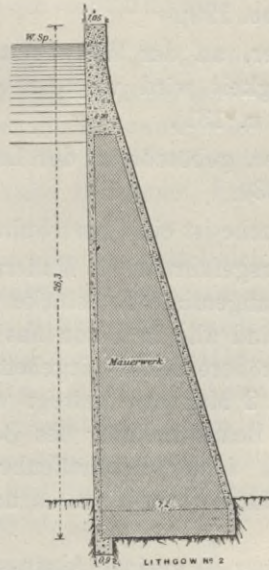


Abb. 132.
Lithgow-Talsperre.

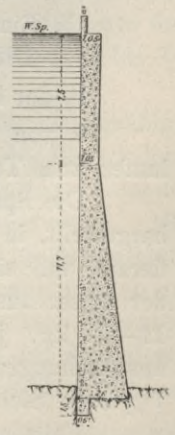


Abb. 133.
Medlow-Talsperre.

lich werden könnten. Immer wieder — u. a. Pelletreau (Ann. d. Ponts et Chauss. 1876/77) — kehrten die wissenschaftlichen Forschungen der Ingenieure zu dieser Aufgabe zurück. Die Aussicht auf Erfolg der Untersuchungen mochte durch den Umstand rege gehalten sein, daß gekrümmte Talsperren von außerordentlich geringen Querschnittsabmessungen vorhanden sind, deren Standfestigkeit nur in der Gewölbewirkung ihre Erklärung finden kann. Die Zola-Spermauer in Frankreich (Abb. 126), um die Mitte des abgelaufenen

Jahrhunderts in einer Höhe von 36 m und mit 48 m Halbmesser errichtet, mißt an der Krone 5,7 m und an der Sohle 12,6 m. Man hat berechnet, daß bei gefülltem Becken die Stützlinie am Fuße 3,6 m außerhalb des Querschnitts liegt, so daß die Mauer umfallen würde, wenn sie nicht bogenförmig gebaut wäre. Am Bear Valley-Dam (Abb. 127) vom Jahre 1884, der 19,2 m Höhe und 100 m Halbmesser hat, beträgt die Kronenbreite 1 m, die Fußbreite 6 m. Unter dem Wasserdruck des vollen Beckens verläßt die Drucklinie um etwa 4,5 m den Querschnitt. Weiter ist hier zu nennen der Sweetwater-Dam (Abb. 128), der in den Jahren 1886—88 in Californien mit einem Halbmesser von 68 m bei 27,5 m Höhe und 13,7 m Sohlenbreite erbaut wurde.

Über die bogenförmigen Pathfinder- und Shoshone-Talsperren s. Engin. News 1909, S. 627, Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1909, S. 472, 1910, S. 571, vgl. auch § 40.

Dieser Gedanke ist neuerdings durch den Bau einer Reihe von bogenförmigen Talsperren in Neu Süd-Wales (Australien) von neuem zur praktischen Betätigung gebracht worden. Es liegt hier eine Erprobung in großem Maßstabe vor, die sich den vorerwähnten Ausführungen in Frankreich und Amerika usw. würdig anschließt. In 13 Fällen sind die Mauern bogenförmig derart gebaut worden, daß sie ihre Standsicherheit lediglich in der Gewölbewirkung in der Festigkeit des Materials und der Widerstandsfähigkeit der beiderseitigen Hänge finden.

Es sind 3 verschiedene Querschnittstypen zur Anwendung gelangt.

1. Eine Mauer mit annähernd gleicher Profilbegrenzung auf beiden Seiten, daß der Schwerpunkt des Querschnittes aller wagerechten Lamellen in der Mitte liegt. (Abb. 129).
2. Eine Mauer, an der Wasserseite geböschet, an der Luftseite senkrecht. Die Standfestigkeit wird vermehrt durch die Wasserlast an der oberen Seite. (Abb. 130 u. 131).
3. Eine Mauer, geböschet an der Luftseite, senkrecht an der Wasserseite. (Abb. 132 u. 133).

In der Hauptsache ist ein Querschnitt nach der Art unter 3 zur Anwendung gelangt.

9 von den ausgeführten 13 Mauern sind im Grundriß gekrümmt, die andern laufen zum Teil in tangentialen Endstücke aus.

Die Sperren sind alle in Beton aus Portlandzement (1 Z. + 2½ Sand + 5 Steine) hergestellt, in den größeren Steine eingebettet sind. Die Steine hatten eine Höchstgröße, derart, daß sie von 2 Männern bewegt werden konnten und machten etwa 30 v. H. der Masse aus. Die Beanspruchung des Betons beträgt bis 28 kg/qcm, die des Felsens 11—17 kg, je nach seiner Beschaffenheit (Sandstein und Konglomerat¹⁾). Die Beanspruchungen des Mauerwerks ergaben nach den Festigkeitsuntersuchungen eine 5- bis 7½fache Sicherheit.

Falls eine Mauer so geringe Abmessungen hat, daß für ihre Standsicherheit lediglich die Gewölbewirkung, unter Außerachtlassung der Stützmauerstandfestigkeit in Frage kommt, so geschieht die Berechnung in einfachster Weise nach der Ringspannungsformel. Es ist

$$d = \frac{R \cdot t}{\sigma}$$

¹⁾ Concrete and Masonry Dam construction in New South Wales. Minutes of Proceedings of the Institution of Civil Engineers Vol. 178 Session 1908/09 Teil IV, s. auch Eng. News 1910, S. 588, Zentralbl. d. Bauverw. 1911 S. 282 u. 362.

worin bedeutet

- d die Stärke der Mauer in irgend einer Tiefe in m;
- R den Halbmesser des Bogens in m;
- t den Wasserdruck in der zugehörigen Tiefe t/qm;
- σ die Beanspruchung des Baustoffes in t/qm.

Die Ableitung dieser Formel nach Navier, *Résumé des leçons sur l'application de la mécanique à l'établissement des constructions et des machines*, Paris 1833, findet sich u. a. in IV. Auflage, Teil III Band 6, S. 298 dieses Handbuches. Es wird für diesen Fall das Eigengewicht der Mauer unberücksichtigt gelassen, d. h. die Stand-sicherheit der Mauer insofern der Querschnitt als Stützmauerquerschnitt wirkt. Über die Berechnung gekrümmter Mauern siehe auch *Engineering News* 10. August 1905.

Ein Beispiel einer Berechnung dieser Art bietet u. a. der Betonkern im Staudamm der Solinger Talsperreanlage (s. § 34). Wenn zwar dieser Damm als Ganzes wirkt, so ist nicht uninteressant zu erkennen, daß sein Kern, der nach einem Halbmesser von 50 m gekrümmt ist, für sich allein — als Gewölbe wirkend — imstande ist, den gesamten Wasserdruck von 13 m aufzunehmen, wobei die Druckbeanspruchungen des Betons (1 Rtl. Zement, $\frac{1}{2}$ Rtl. Kalk, $\frac{1}{2}$ Rtl. Traßmehl, 4 Rtl. Sand, 8 Rtl. Kleinschlag) innerhalb der zulässigen Grenzen bleiben.

Die Mauerstärke in Kronenhöhe beträgt 1,0 m, in einer Tiefe von 13 m — etwa die durchschnittliche Gründungstiefe — 2,0 m. Die Beanspruchung in dieser Wassertiefe berechnet sich hiernach zu

$$\sigma = \frac{13 \cdot 50}{2} = 325 \text{ t/qm} = 32,5 \text{ kg/qcm.}$$

In gleicher Weise sind die vorerwähnten in Australien erbauten bogenförmig und als Gewölbe wirkenden Mauern berechnet. Zwei Umstände lassen mir die Beanspruchung in diesen Sperren bis 28 kg hoch erscheinen: die nur annähernde Berechnungsweise und der Umstand, daß der Mörtel der Ausführung nie jene Festigkeit besitzen wird, wie der in Proben künftig gestampfte Mörtel. Man kann annehmen, daß dies nur zu $\frac{1}{2}$ bis $\frac{2}{3}$ der Fall ist.

Die Berechnung der Gewölbespannung allein gestaltet sich somit für gleichmäßige Belastung einfach. Die Aufgabe wird erst schwierig, wenn es sich um die Berücksichtigung der gleichzeitigen Wirkung der Stützmauer und des Bogens handelt. Sie kann nur gelöst werden unter Beachtung der Elastizität des Mauerwerks. Mit dieser Frage haben sich auf deutscher Seite Bachmann und Lieckfeldt im Zentralblatt der Bauverwaltung 1899, S. 10 und 301 beschäftigt¹⁾. Ihre Ermittlungen führten zu dem Ergebnis, daß bei den üblichen Abmessungen unserer als Stützmauer gebauten Talsperren mit ihren großen Querschnitten und Halbmessern der Einfluß der Bogenform verschwindend ist. Bachmann fand z. B. für eine Mauer von 10 m Höhe, 6,66 m Sohlenbreite und 200 m Halbmesser, daß der Gewölbeanteil nur $\frac{1}{250}$ der Gesamtbelastung sei. Der Grund für diese geringe Wirkung ist in dem großen Halbmesser und der starken Sohlenbreite zu suchen. Diese Mauer ist eben als Stützmauer konstruiert und trägt darum auch vornehmlich als solche. Delocre nimmt an, daß eine Mauer noch Bogenwirkung entfaltet, wenn die Stärke ein Drittel des Halbmessers der wasserseitigen Begrenzung nicht überschreitet. Pelletreau setzt dieses Verhältnis zu $\frac{1}{2}$ an. Diese Maße sind wohl als Grenzwerte anzusehen.

¹⁾ s. auch Zentralbl. der Bauverw. 1906, S. 167.

In neuerer Zeit hat dann dieser Gegenstand die amerikanische Ingenieurwelt lebhaft beschäftigt¹⁾. Ihre Untersuchungen sind nachstehend näher erwähnt.

Die Untersuchung über die gleichzeitige Wirkung der Stützmauer und des Bogens geht von der Überlegung aus, daß jeder Bauteil, der ein Widerstandsvermögen entwickelt, unter dem Einfluß der äußeren Kräfte eine Verschiebung erleiden muß. Wo ein Trägerwerk vorhanden ist, wird die Gesamtlast von diesem aufgenommen. Wenn zwei Trägerwerke, wie in bogenförmigen Sperrmauern, Widerstand bieten, wird die Last geteilt auf die beiden Träger im Verhältnis ihrer Stärke. Die Durchbiegung, welche die Stützmauer und der Bogen durch den wagerechten Wasserdruck erfahren, ist ein und dieselbe Größe. Diese Durchbiegung wird in Beziehung gesetzt zu der angreifenden Kraft und dem inneren Widerstandsvermögen der Stützmauer. Dabei wird die Mauer als senkrechtstehender, unten eingespannter Träger aufgefaßt und die Durchbiegung D_n in irgend einem Punkte in der Richtung der Last X_n bestimmt aus der Gleichung

$$D_n = \int_0^H \frac{M \cdot dM}{E \cdot J \cdot dX_n} dy, \text{ worin}$$

M das Biegemoment in irgend einem Punkte,

J das Trägheitsmoment des Trägers,

E den Elastizitätsmodul,

H die Höhe der Mauer = Länge des Trägers bedeutet.

Die entsprechende Entwicklung wird dann für den Bogen gemacht, wobei die Berechnung der Durchbiegung D mit Hilfe der Formel $D = \frac{T \cdot L}{2A \cdot E} \cotg \alpha$ erfolgt, worin

T der Druck im Bogenring,

L die Länge der Bogenmittellinie,

A der Querschnitt des Bogenringes,

$\alpha = 1/4$ des zum Bogen gehörigen Zentriwinkels ist.

Ferner besteht die Beziehung $T = (P - X)R$, wenn R der Halbmesser des Bogens ist. Der Wasserdruck P ist bekannt. Wenn der Anteil, den davon die Stützmauer aufnimmt, mit X bezeichnet wird, so drückt sich die Größe der Gewölbbelastung durch $P - X$ aus. Man erhält somit zwei Ausdrücke für dieselbe Größe D als Funktion von X . Durch Gleichsetzen derselben und Auflösen der Gleichungen findet man den Wert für X . Der Elastizitätsmodul läßt sich dabei in der Rechnung ausschalten, so daß das Verfahren unabhängig von der Stein- und Mörtelart des Bauwerks wird. In den angegebenen Quellen finden sich die genauen rechnerischen Ableitungen und die Durchrechnung von Beispielen.

Die vorerwähnten Erörterungen der amerikanischen Ingenieure knüpfen sich an die Beschreibung der Lake Cheesman-Sperrmauer, eines bedeutenden Bauwerkes, das im Sommer 1904 fertiggestellt ist, und es mag interessieren, die Ergebnisse einiger solcher Berechnungen kennen zu lernen.

Man hat in Amerika in den letzten 50 Jahren drei Arten von Staumauern errichtet: am meisten zur Anwendung gelangt ist der Stützmauer(gravity)-Querschnitt mit geradem Grundriß. Die amerikanische Berechnungsweise des Stützmauerquerschnittes entspricht im übrigen der bei uns üblichen Art. Die zweite Art bilden einige in engen Tälern bogenförmig ausgeführte Talsperren mit außerordentlich geringen Querschnittsabmessungen, deren Standfestigkeit auf der Gewölbewirkung beruht (Bear-

¹⁾ »Proceedings« des amerikanischen Zivilingenieur Vereins vom März, Mai, August und Sept. 1904, s. auch »Transactions« Dez. 1904 und Zentralbl. d. Bauverw. 1905 S. 217.

valley- und Sweetwater-Damm). Die dritte Art ist ganz oder annähernd stark genug als Stützmauer, jedoch im Grundriß gekrümmt. Dieser letzteren Bauart gehört die Lake Cheesman-Talsperre an. Die Sperrmauer bildet ein Sammelbecken für die Wasserversorgung der Stadt Denver, welche in Colorado am Fuße des Felsengebirges gelegen ist. Das Becken liegt im Granitgebirge und hat einen Stauinhalt von 99 Mill. cbm. Die Talsperre hat eine Gesamthöhe von 68,1 m, eine Sohlenbreite von 52,8 m und ist nach einem Halbmesser von 120 m gekrümmt. Ihre Ausführung erfolgte nach dem Querschnitt Abb. 134 in quaderartigem Granitmauerwerk mit Zementmörtel (1:2 $\frac{1}{2}$). Die Außenflächen sind mit Zementmörtel 1:2 auf 4 cm Tiefe ausgefugt. Die fertige Mauer gibt Abb. 135 wieder.

Im Lake Cheesman-Querschnitt tritt die größte Beanspruchung an der Luftseite mit 14 kg/qcm ein. Innerer Wasserauftrieb in der Sperrmauer ist dabei nicht berücksichtigt. Neben der Standsicherheit ist die Bogenwirkung untersucht worden. Dies geschah zunächst unter der Voraussetzung, daß die Mauer lediglich als wagerechter Bogen beansprucht wird. Das Außerachtlassen des Stützwiderstandes bei so starkem Querschnitt kann allenfalls dann in Frage kommen, wenn es sich um die Untersuchung der Standfestigkeit der seitlichen Berghänge handelt, gegen die sich die Mauer lehnt. Dies wird selten notwendig sein. Wesentlicher ist die Untersuchung über die gleichzeitige Wirkung von Stützmauer und Bogen. Die Tabelle 61 gibt ein Bild davon, in welchem Verhältnis an der Lake Cheesman-Sperrmauer der Bogen und die Stützmauer an der Lastübertragung teilnehmen.

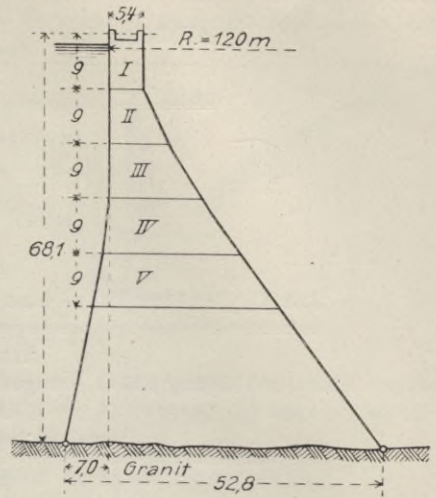


Abb. 134.

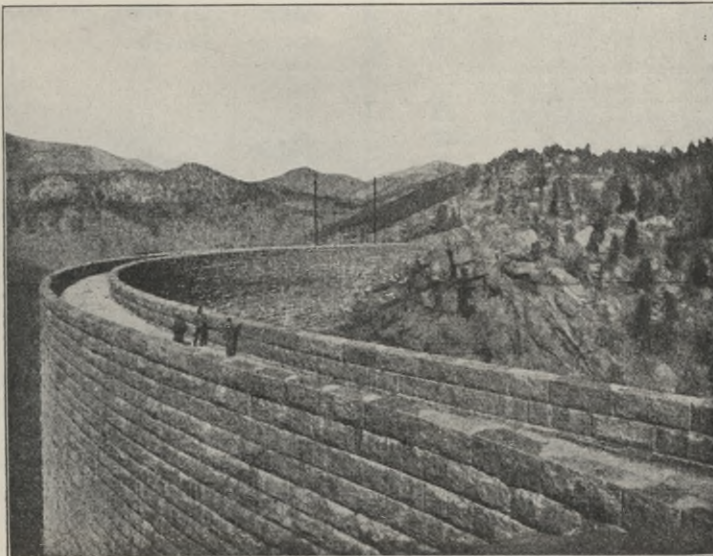


Abb. 135. Die Lake Cheesman-Talsperre.

Man ersieht, daß in der Kronenhöhe der Bogen fast die Hälfte der Gesamlast des Wasserdruckes aufnimmt, 6,1 v. H. etwa in der halben Mauerhöhe, während der Anteil in Abschnitt V sich Null nähert.

An die Ausführungen über die Lake Cheesman-Sperrmauer schließen sich eine Reihe andere Untersuchungen, die über dieselbe Frage zum Teil beim Entwurf von Talsperren, zum Teil zu rein wissenschaftlichen Zwecken erfolgt sind.

Tab. 61. Bogen- und Stützmauerwirkung an der Lake Cheesman-Sperrmauer.

Abbildung 134	Anteil an der Übertragung des Wasserdrucks in Hundertstel	
	Bogen	Stützmauer
I	47,4	52,6
II	10,3	89,7
III	6,1	93,9
IV	2,5	97,5
V	0,2	99,8

Tab. 62. Stützmauer- und Bogenwirkung am Wachusett-Damm.

Abbildung 136	Anteil an der Übertragung des Wasserdrucks in Hundertstel		Bemerkungen	
	Abchnitt	Bogen		Stützmauer
Anordnung A mit $R = 120$ m	I	31	69	Die oberen Zahlen geben den Anteil nach der Berechnung mit der Navierschen Ringspannungsformel, die unteren Zahlen den Anteil bei der Berechnung des Bogens als eines gekrümmten Balkens.
		41	59	
	II	14	86	
		24	76	
	III	8	92	
13		87		
IV	8	92		
	6	94		
V	1	99		
	2	98		
Anordnung B mit $R = 78$ m	I	76	24	
		82	18	
	II	47	53	
		63	37	
	III	28	72	
49		51		
IV	13	87		
	23	77		
V	4	96		
	7	93		

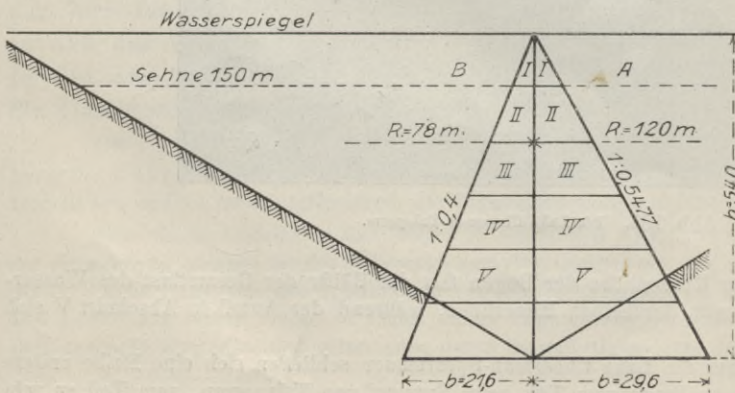


Abb. 136.

Als Vorarbeit für den Wachusett-Damm sind nach einem ähnlichen Rechenverfahren, wie vorhin erörtert, zwei bogenförmige Sperrmauern mit dreieckigem Querschnitt nach A und B in Abb. 136 untersucht worden. Anordnung A hat 120 m Halbmesser; b ist = $0,5477 h$. Bei B beträgt der Halbmesser 78 m und $b = 0,40 h$. Die Mauern sind errichtet gedacht in einem Tale von dreieckigem Querschnitt mit 54 m Wassertiefe. Tabelle 62 enthält die Ergeb-

nisse der Rechnung. Diese erweisen den Vorteil, den bei *B* ein kleinerer Querschnitt und Halbmesser mit sich bringen. Man glaubte hiernach, daß der Halbmesser von 120 m der größte sei, bei dem noch ein wirtschaftlicher Vorteil aus der Bogenform gewonnen werden könne. Die Tabelle 62 läßt auch den Unterschied erkennen, der sich bei der rohen Berechnung nach der Navierschen Ringspannungsformel gegenüber der genaueren Ermittlung unter Berücksichtigung der in dem Bogen auftretenden Biegemomente ergibt. Bei letzterer Rechnungsweise stellt sich die Bogenwirkung wesentlich höher als bei der angenäherten Berechnung.

Für eine Anlage in Kalifornien ist die Anteilnahme des Bogens und der Stützmauer in dem in Abb. 137 dargestellten Querschnitt ermittelt worden. Die angedeutete Geländegestaltung erschien dabei für die Anwendung des Bogens besonders günstig. Die Ergebnisse der Berechnungen gibt die Tabelle 63 wieder.

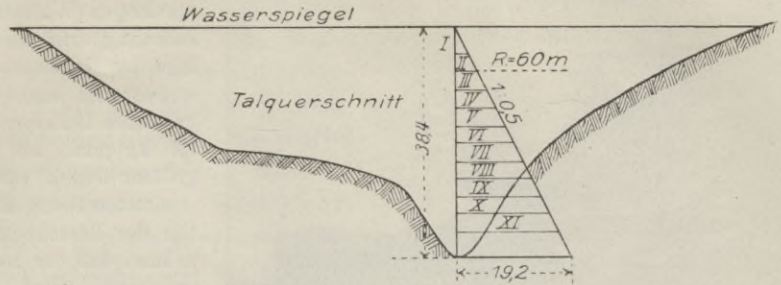


Abb. 137.

Tab. 63. Stützmauer- und Bogenwirkung an einer Sperrmauer in Kalifornien.

Abbildung 137 Abschnitt	Anteil an der Übertragung des Wasserdrucks in Hundertstel		Abbildung 137 Abschnitt	Anteil an der Übertragung des Wasserdrucks in Hundertstel	
	Bogen	Stützmauer		Bogen	Stützmauer
I	15,9	84,1	VII	14,2	85,8
II	11,7	88,3	VIII	9,9	90,1
III	8,0	92,0	IX	6,2	93,8
IV	6,4	93,6	X	3,1	96,9
V	5,0	95,0	XI	1,1	98,9
VI	15,0	85,0			

Es fällt auf, daß die Bogenwirkung an der Krone hier wesentlich geringer gefunden ist als in dem Querschnitt der Lake Cheesman-Sperrmauer, obwohl diese einen doppelt so großen Halbmesser hat. Man kann eine Erklärung für die kleinere Bogenwirkung an der Krone in dem Umstande suchen, daß diese kalifornische Mauer erheblich niedriger ist als die Lake Cheesman-Talsperre. Die Durchbiegung eines Trägers von 68,1 m Höhe wird unter der Wasserlast größer sein als bei einem 38,4 m hohen Träger und infolgedessen bei jenem die Bogenwirkung trotz des größeren *R* reichlicher zur Entfaltung kommen. Der stärkere Einfluß des Bogens in den unteren Mauerteilen nach Tab. 63 dürfte in den geringeren Breitenabmessungen seinen Grund haben.

Eine eigenartige Anordnung war zur Aufspeicherung der Wasserversorgung für die Stadt Ithaka, N. Y., geplant. Man kann die Form dieses Six Mile Creek-Dammes, die in Abb. 138 u. 139 dargestellt ist, mit einer Kugelschale vergleichen. Die Talsperre schließt eine enge Felsschlucht von 30 m Weite ab, die von fast senkrechten Wänden begrenzt wird. Die Gesamthöhe war im Entwurf rund 30 m, die größte Mauerstärke 2,40 m bei einem Halbmesser von 20,5 m. Die Mauerkrone ist als Überlauf mit 15 m Halbmesser ausgebildet. Das Bauwerk ist in Beton gestampft zwischen 1/2 Stein starken Ziegelverblendungen. Eisenbänder und ein Eisendrahtnetz bilden einen innigen Verband zwischen diesen verschiedenartigen Mauerteilen. Auch in der überhängenden Mauerkrone sind Eisenbänder eingelegt. Der Mauerfuß ist als ein Gewölbe ausgebildet, das sich talwärts gegen den Felsen stemmt. Auf diese Weise sollen Nebenspannungen vermieden werden, die entstehen müßten, wenn bei plattem Aufsetzen der Bogen infolge der Reibung auf der Felssohle an der Durchbiegung gehindert würde. Die Mörtelmischungen sind die folgenden: Für Beton 1 Portlandzement + 2 Bachsand + 2 Bachkies + 2 Schotterstein (2,5 bis 10 cm). In den Beton wurden einzelne größere Steine eingelassen. Der Mörtel der Verblendung bestand aus 1 Zement + 1 Bachsand + 1 Schotterstaub der Betonsteine¹⁾.

¹⁾ Engin. Record 1903, S. 77, 1904 II S. 469.

Von der Überlegung ausgehend, daß die Anhäufung großer Mauer Massen im unteren Teile der als Stützmauer ausgebildeten Talsperren die Anordnung starr macht, während Elastizität vorhanden sein muß, falls sich die Gewölbewirkung entwickeln soll, ist diese Sperrmauer nur eben stark genug

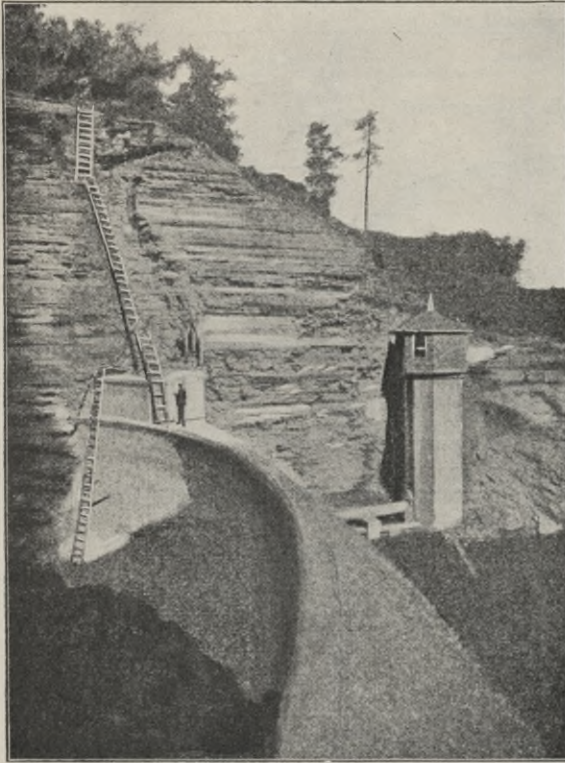


Abb. 138. Die Six Mile Creek-Talsperre.

des Baues in der Bevölkerung der Stadt Ithaka, die nur 3 km unterhalb belegen ist, entstand. In dem fertiggestellten Umfange, wie es durch Abb. 138 veranschaulicht wird, hat sich das Bauwerk bei einer Überströmung von 1 m Wasserhöhe im August 1903 durchaus standfest und dicht erwiesen. Näheres Zentralbl. d. Bauverw. 1905, S. 217.

Tab. 64. Stützmauer- und Bogenwirkung am Six Mile Creek-Damm.

Ab- bildung 139 Abschnitt	Anteil an der Über- tragung des Wasserdrucks in Hundertsteln		Ab- bildung 139 Abschnitt	Anteil an der Über- tragung des Wasserdrucks in Hundertsteln	
	Bogen	Stützmauer		Bogen	Stützmauer
I	99,85	0,15	IV	99,77	0,23
II	99,91	0,09	V	99,54	0,46
III	99,85	0,15	VI	99,61	0,36

Die Zahlenergebnisse dieser vier durchgerechneten Beispiele lassen erkennen, wie verschiedenartig nach den jeweiligen geometrischen Verhältnissen die beiden Trägerwerke, Bogen und Stützmauer, an der Übertragung des Wasserdrucks Anteil haben. Sie bedeuten aber auch, daß der Entwerfende es in der Hand hat, durch die Formgebung, so weit die Gelände Verhältnisse hierzu die Möglichkeit bieten, die eine oder andere der beiden Widerstandsvermögen hervorzurufen. Die Rechnungen weisen ferner einen praktischen Weg zur näherungsweise Bestimmung der Gewölbewirkung in bogen-

bemessen, um dem wagerechten Wasserdruck als Bogen Widerstand zu bieten. Die Berechnung erfolgte zunächst auf der Grundlage der Navierschen Formel. Die Eigenlast erzeugt die senkrechten, in den Felsgrund gehenden Beanspruchungen mit höchstens 7,4 kg/qcm. Im Gewölbe ergab sich ein größter Druck von 20 kg/qcm, der für gut erhärteten Beton als zulässig erachtet wurde. Die der Berechnung zugrunde liegende Annahme, daß der Bogen allein die Wasserlast aufnimmt, wird gerechtfertigt durch die spätere Rechnung nach dem Elastizitätsverfahren, die den Anteil der Stützmauer an der Lastübertragung zu noch nicht $\frac{1}{2}$ v. H. ergibt (vgl. Tabelle 64).

In dem Entwurf des Six Mile Creek-Dammes ist ein bedeutsamer Gedanke niedergelegt worden. Diese Sperrmauer, sagt die amerikanische Zeitschrift »The Engineering Record«, ist als Musterform äußerst lehrreich in vieler Beziehung, und wenn die Kühnheit des Entwurfs gegenwärtig manchen Ingenieur zurückschrecken mag, so liegen darin doch zweckmäßige Grundgedanken und bemerkenswerte Vorzüge bei passenden Gelände Verhältnissen. Der Entwurf ist jedoch nur teilweise verwirklicht worden. Die Mauer wurde in 10 m Höhe ausgeführt, wie in Abb. 139 punktiert angedeutet ist. Man trug damit einer lebhaften Bewegung Rechnung, die während

förmigen Talsperren. Wenn im Einzelfalle die obige Größe X für einige lotrechte Schnitte ermittelt ist, so ist die Aufgabe in die Berechnung der Stützmauer und des Bogens zerlegt. Aber es scheint, daß zwei Punkte noch der Aufmerksamkeit bedürfen, welche in diesen Erörterungen unbeachtet geblieben sind. Während in einem als Stützmauer wirkenden Querschnitt lediglich eine Beanspruchung des Mauerwerks in der senkrechten Ebene, beim reinen Bogen in der waagrechten Richtung erfolgt, führt die gemischte Rechnung zu Krafrichtungen in beiden Ebenen. Ein Würfel im Mauerinnern wird in doppelter Weise belastet. Über eine solche zusammengesetzte Festigkeit der Baustoffe sind wir noch wenig unterrichtet, entsprechende Druckversuche werden aber die notwendige Kenntnis verschaffen können¹⁾. Weiterhin steht in Frage, ob ein Öffnen in den Lagerfugen eintreten wird, wenn sich das Gewölbe der Sperrmauer unter dem Wasserdruck des vollen Beckens überneigt. Die Außenkante des Bauwerks erleidet hierbei eine Längenänderung und Risse würden eintreten, wenn die Zugfestigkeit des Mauerwerks überschritten wird. Es ist aber nicht zu fürchten, daß dies geschieht. Die Durchbiegungen des Bogens halten sich in mäßigen Grenzen. An der Lake Cheesman-Talsperre, deren Bogenwirkung oben 47,4 v. H. beträgt, wird die Durchbiegung der Krone infolge des Wasserdrucks zu 0,33 cm berechnet. Eine wesentlich größere Überneigung bis zu 2,7 cm durch den Wasserdruck ist an der als Stützmauer errichteten Remscheider Talsperre beobachtet; aber es ist nicht bekannt geworden, daß dabei ein Öffnen der Lagerfugen beobachtet wäre. Rechnerische Überlegungen ergeben, daß die Längenänderungen in den zulässigen Grenzen der Dehnung von Mauerwerk, wie solche an Beton durch Versuche ermittelt sind, verbleiben und daß wesentlich größere Spannungen bei der winterlichen Abkühlung des Mauerwerks als infolge der Durchbiegung der Krone unter dem Wasserdruck entstehen. Hierauf lassen auch die Beobachtungen über die elastischen Bewegungen an ausgeführten Talsperren im Betriebe schließen²⁾.

Über gewölbte Talsperren s. ferner u. a.:

Bouvier, Ann. d. ponts et chauss. 1875 II.

Pelletreau, Ann. d. ponts et chauss. 1876 und 1877.

Vischer u. Wagoner. On the Strains in Curved Masonry Dams. Amer. Soc. Civ. Eng. Transact. Dez. 1889 S. 75.

Standfestigkeit einer unvollendeten Bogenmauer. Engin. Rec. 18. 7. 1903. Zement und Beton 1904 S. 29.

Deutsche Bauzeitung. Mitteilung über Eisenbetonbau. 1904, S. 57.

Berechnung kreisförmiger Gewölbe gegen Wasserdruck. Schweiz. Bauzeitung 2. 5. 1908. S. 233.

H. Bellet, Barrages en Maçonnerie S. 144.

Die Crowley Creek Sperre in Oregon. Eng. News 1911, S. 220.

c) Die Verteilung der Schubkräfte im Querschnitt der Sperrmauern.

Im Jahre 1904 ist von L. W. Atcherley mit Unterstützung von Professor K. Pearson — beide der mathematischen Abteilung der Universität London angehörig — eine Abhandlung unter der Überschrift »On some Disregarded Points in the Stability of Masonry

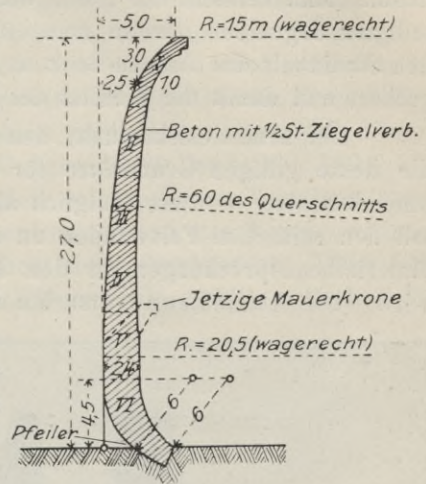


Abb. 139. 1:500.

¹⁾ Über Festigkeitsversuche unter allseitigem Druck s. u. a. Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1911, S. 1749.

²⁾ Zentralbl. der Bauverwaltung 1905, S. 217.

Dams«¹⁾ veröffentlicht, die sich mit der Verteilung der inneren Spannungen im Mauerwerk der Talsperren beschäftigt. Diese Schrift hat in der in- und ausländischen Fachpresse lebhaftere Erörterungen hervorgerufen, und zwar vor allem deshalb, weil die Schlußfolgerungen der Untersuchung die unmittelbare und weitgreifende Folge hatten, daß man von der geplanten Erhöhung der Assuan-Talsperre um 6 m vor der Hand Abstand nahm. Man versteht die große wirtschaftliche Bedeutung dieser Entschliebung der beteiligten Ingenieure, wenn man erfährt, daß die höhere Aufspeicherung um diese 6 m den Stauminhalt des Assuan-Beckens von mehr als 1000 Mill. cbm um das Doppelte vergrößert und damit die Wohltat der Landbewässerung im Niltal außerordentlich steigert.

Der neue Gesichtspunkt, den die Untersuchungen von Atcherley und Pearson in die heute gültigen Grundsätze für die Standsicherheitsberechnungen der Sperrmauern hineinbrachten — diese lediglich als Stützmauern betrachtet, ohne ihren Zusammenhang mit den seitlichen Felswänden zu beachten —, kennzeichnet sich darin, daß auf die Materialbeanspruchungen in den lotrechten Schnitten der Mauern hingewiesen wird. Die Abhandlung versuchte den Nachweis zu erbringen, daß die Gefahrstellen

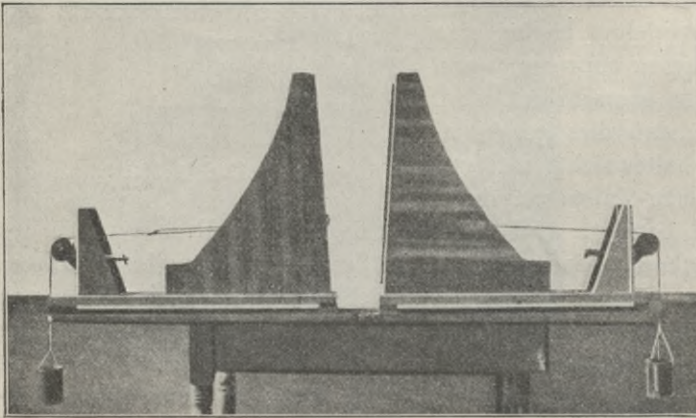


Abb. 140. Vor Einwirkung des Wasserdrucks.

einer Sperrmauer unter dem Wasserdruck des gefüllten Beckens in den senkrechten Schnitten am luftseitigen Fuß vorhanden sind, nicht in den wagerechten Lamellen, die die bisher allgemein übliche Rechnungsweise untersucht. Ein Querschnitt könne allen Bedingungen der Standsicherheit in den wagerechten Schnitten — Lage der Drucklinie im mittleren Drittel, Innehaltung der zulässigen Materialbeanspruchungen, Sicherheit gegen Gleiten — genügen, und trotzdem könne sich zeigen, daß diese Mauer nicht mehr standsicher sei, wenn man die gleichen Forderungen für die senkrechten Schnitte stelle. Die gegenwärtige alleinige Berücksichtigung der Beanspruchungen in der wagerechten Ebene schließe die ernste und gefährvolle Vernachlässigung großer Scher- und Zugkräfte am luftseitigen Fuße der Sperrmauern in sich.

Die beiden Mathematiker führten ihre Untersuchungen an Modellen und auf rechnerischem Wege durch. Um die Wirkungsweise des Wasserdruckes in den Mauer-schichten zu verfolgen, wurden zwei Formen aus schwerem Holz nach einem für Talsperren üblichen Querschnitt angefertigt. In dem einen Falle zerlegte man das Modell in eine Anzahl wagerechter, in dem anderen Falle in senkrechte Lamellen. Die Art dieser Versuche lassen Abb. 140 u. 141 erkennen. Die Rauheit der Holzflächen wurde, zum Teil durch künstliche Mittel, so gehalten, daß der Reibungswinkel zwischen 30 und 36° lag. Gewichtsbecher, die beliebig nachgefüllt werden konnten, übten in ein Drittel der Mauerhöhe die dem Wasserdruck entsprechenden Belastungen aus. Dabei ergab sich, daß ein Öffnen der senkrechten Fuge am luftseitigen Fuße der Mauer (linke Form

¹⁾ London, Dulau and Co., 1904. S. auch Zentralbl. d. Bauverw. 1906, S. 129.

in Abb. 141) eintrat, als die Größe des Wasserdruckes $\frac{1}{2}$ bis $\frac{2}{3}$ von jener Belastung war, die ein Gleiten in der wagerechten Schicht — zunächst in oder nahe der Grundfläche — zur Folge hatte (rechte Form in Abb. 141). In beiden Fällen fand unmittelbar darauf der Umsturz der Formen statt. Die Forscher folgerten aus diesen Ergebnissen, daß eine Talsperre — falls die Zerstörung sich vollzieht — in erster Linie zusammenbricht infolge von Zugbeanspruchungen in den senkrechten Schnitten am luftseitigen Mauerfuß, und nehmen an, daß eine Abscherung des Querschnittes hier unmittelbar nach dem Öffnen der Fuge durch Zugkräfte geschieht. Sie glauben auch schließen zu dürfen, daß die Scherbeanspruchung in den wagerechten Schnitten eine Erscheinung von größerer Bedeutung ist, als dies meist angenommen wird. Die rechnerische Untersuchung geschieht auf der Grundlage der alten Behandlungsweise für den in Abb. 140 u. 141 dargestellten Querschnitt, in der Hauptsache nach dem zeichnerischen Verfahren unter Zusammensetzung der wirkenden Kräfte des Wasserdruckes und des Eigengewichtes. Zunächst wird die Rechnung für wagerechte Schichtenteilung durchgeführt. Diese Aufrechnung bietet nichts Neues. Es zeigt sich, daß bei leerem wie gefülltem Becken die Drucklinie im mittleren

Drittel liegt. Die größte Druckbeanspruchung in der Sohle ergibt sich zu 5,4 kg/qcm (Mauerwerksgewicht 2250 kg/cbm). Die Scherbeanspruchung, — bei der Annahme, daß deren Höchstwert gleich $\frac{3}{2}$ der durch-

schnittlichen Scherbeanspruchung ist — wird in der Gründungssohle zu 3,2 kg/qcm gefunden. Der Reibungswinkel — Winkel der Mittelkraft mit der Senkrechten — liegt

bei 30° , so daß genügende Sicherheit gegen Gleiten vorhanden ist. Somit würde dieser Querschnitt nach den üblichen Anschauungen ausreichend standsicher sein. Nun aber, wie gestalten sich die inneren Materialbeanspruchungen, wenn man die senkrechten Schnitte in Betracht zieht?

Der Grundgedanke dieser Untersuchung über die inneren Materialbeanspruchungen in den senkrechten Schnitten ist folgender. Eine Mauer habe einen dreieckigen Querschnitt ABC (Abb. 142a). Die Kräftewirkungen in der Gründungssohle setzen sich zusammen aus dem aufwärts gerichteten, nach dem vorherbeschriebenen Rechnungsverfahren ermittelten Auflagerdruck, wobei dieser durch ein Dreieck BCE dargestellt sein mag, und einer Kraft in der Richtung BC , die das Gleiten der Mauer verhindert. Betrachte man nun einen Schnitt KH und die Gleichgewichtsbedingungen für den links davon liegenden Mauerteil. Die aufwärts gerichtete Gesamtkraft A der Strecke BK erzeugt ein Biegemoment um den Mittelpunkt J des Schnittes; dem wirkt entgegen das Moment des Eigengewichtes G des Mauerdreiecks BKH . In gleichem Sinne wie das letztere wirkt der wagerechte Scherwiderstand S an der Sohle der Mauer. In bezug auf die Bezeichnungen in Abb. 142a ist also das Drehmoment:

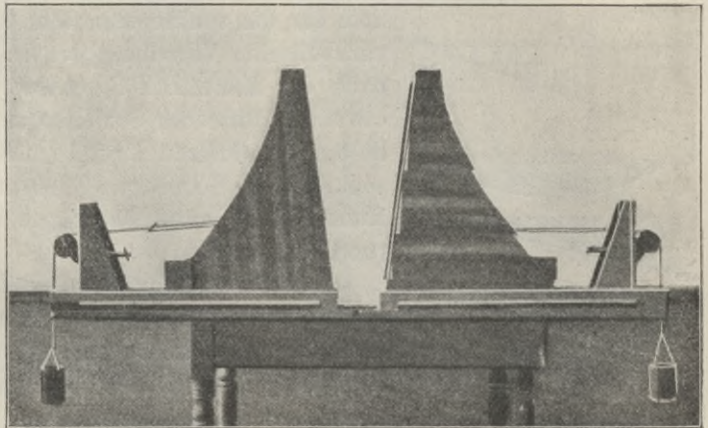


Abb. 141. Beginn des Zusammenbruchs infolge des Wasserdrucks.

$$M = G \cdot \frac{BK}{3} + S \cdot \overline{KJ} - A \cdot l.$$

Ergibt die Rechnung, daß M linksdrehend (im Sinne des Pfeils) um J wirkt, so wird im Punkte K Druck vorhanden sein; im anderen Falle entsteht Zug und die Möglichkeit, daß sich die Fuge KH öffnet, wodurch dann der Bestand der Mauer gefährdet ist. Außerdem tritt im Schnitt KH eine Scherkraft auf. Die Bildung dieser

Scherkraft kann nicht durch senkrecht vorbeischieben der zu beiden Seiten des Schnittes gelegenen Mauerteile erfolgen, da diese auf unnachgiebiger Felssohle gegründet sind, aber man wird ihr Auftreten verstehen, wenn man sich eine Reihe Bücher senkrecht flach aneinander aufgestellt denkt. Die einzelnen Bücher bedeuten die senkrechten Lamellen der Mauer. Durch einen Druck in der Längsrichtung fallen die Bücher um, in ihren Flächen aneinanderscherend.

Von diesen Überlegungen ausgehend, wird die Untersuchung auf zeichnerischem Wege durchgeführt und die Drucklinie für die senkrechten Schnitte ermittelt. Bei der Annahme parabolischer Verteilung der Scherkraft in der Gründungssohle nach der Linie B_1DC_1 (Abb. 142b) liegt die Drucklinie auf etwa der Hälfte der Sohlenbreite nach der Luftseite hin außerhalb des mittleren Drittels, und die Rechnung ergibt in den senkrechten Schnitten Zugbeanspruchungen am luftseitigen Mauerfuß bis rund 10 kg/qcm und Scherbeanspruchungen bis rund 6 kg/qcm.

In der Atcherley'schen Rechnungsweise spielt die wagerechte Scherkraft S eine wesentliche Rolle; sie wirkt günstig für die Standsicherheit der Mauer. Je größer die Scherkraft im Punkte B (Abb. 142a) ist, um so geringer wird die Neigung

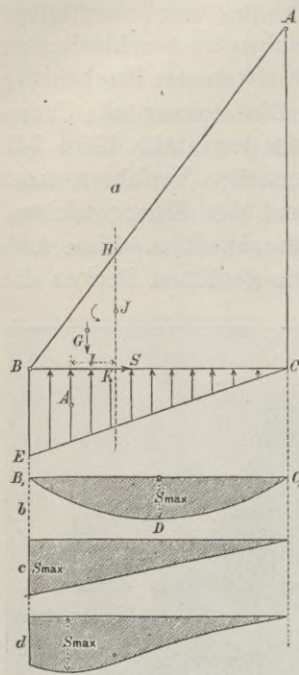


Abb. 142.

zu Zugspannungen in den senkrechten Schnitten sein. Darum ist es in erster Linie notwendig, die Verteilung der durch den Wasserdruck hervorgerufenen Scherkraft über der Gründungssohle und den wagerechten Schnitten zu kennen. Man hat bei den früheren Talsperrenberechnungen meist allein die Reibung in der Gründungssohle als Widerstand gegen den wagerechten Schub W in Ansatz gebracht und stellte die Bedingung, daß $G \cdot f \geq W$ sei, wenn G das Mauergewicht und $f = 0,75$ der Beiwert der gleichmäßig verteilten Reibung im Mauerwerk oder in der Felssohle ist (s. S. 258). Die Berechnungen von neueren deutschen Sperrmauern haben aber auch die Scherbeanspruchungen berücksichtigt; man hat hierbei allerdings eine gleichmäßige Verteilung über der Fläche vorausgesetzt. Diese Streitfrage der Verteilung hat nun längere Erörterungen in den englischen Fachzeitschriften hervorgerufen. Atcherley und Pearson rechnen, wie bemerkt, mit einer parabolischen Verteilung, derart, daß die Pfeilhöhe der Parabel gleich der $1\frac{1}{2}$ -fachen durchschnittlichen Scherkraft ist. Dies drückt sich durch die Formel $S = \frac{3}{2} \frac{P}{A} \left(1 - \frac{4y^2}{\xi^2}\right)$ aus, worin bedeutet:

- S die Scherkraft in einem Punkte mit dem Abstände y von der Mittelachse,
- P die Gesamtscherkraft im Querschnitt,
- A die Querschnittsfläche,
- ξ die Querschnittsbreite senkrecht zur neutralen Achse.

Diese Annahme ist für die Standsicherheit der Mauer eine ungünstige und ihre Richtigkeit eine offene Frage. Der Franzose Lévy hat sich schon vor der Veröffentlichung der Engländer mit dem Gegenstande beschäftigt¹⁾ und nimmt für eine Mauer mit dreieckigem Querschnitt an, daß sich die Scherkraft über die Grundlinie linear ausbreitet mit dem größten Wert bei *B*. Der gleichen Ansicht ist der englische Professor Unwin²⁾, indem er mit dreieckförmiger Verteilung rechnet (Abb. 142c). Die Versuche von Wilson und Gore³⁾ mit Sperrmauermodellen aus elastischem Material, die in Felder geteilt und durch Anhängen von Gewichten entsprechend dem Wasserdruck, Eigengewicht und dem wagerechten Widerstande belastet wurden (Abb. 143), lassen vermuten, daß die Scherkraft keine geradlinige Funktion ist, sondern die in Abb. 142d dargestellte Form hat. Die größte Scherbeanspruchung würde danach auf $\frac{1}{7}$ bis $\frac{1}{8}$ vom Fußpunkt der Mauer liegen.

Dies entspricht der nach diesem Versuchsergebnis verständlichen Auffassung von Pearson, daß die senkrechten Normalbeanspruchungen nicht geradlinigen Verlauf haben; denn die wagerechte und senkrechte Komponente stehen im Verhältnis der Tangente des Winkels, den die Resultierende mit der Lotrechten bildet. Man würde danach annehmen dürfen, daß die größten Normalbeanspruchungen nicht an

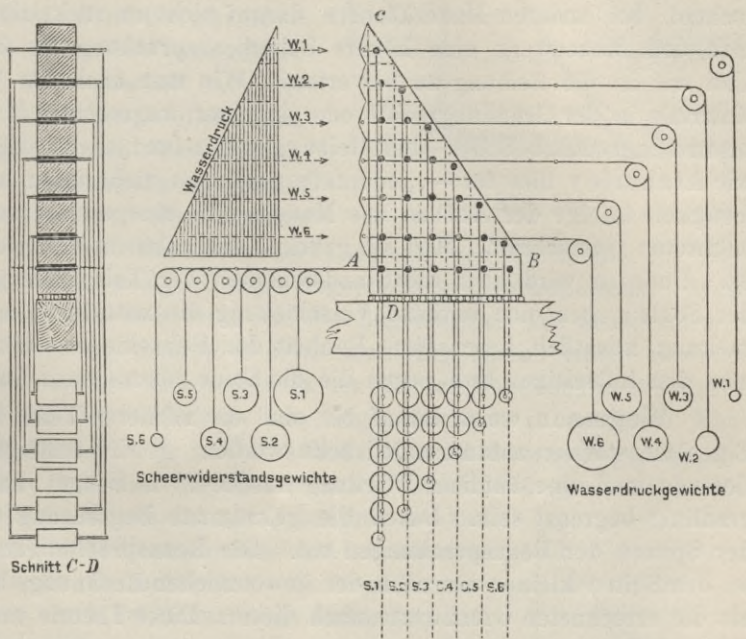


Abb. 143.

den Kanten, sondern mehr nach dem Mauerinnern vorhanden sind. Bereits Pelletreau hat darauf hingewiesen (Annal. d. ponts et chaussées 1897 I), daß es nicht ausgeschlossen ist, daß die Spannungen sich in einem einseitig belasteten Querschnitt nicht gradlinig, sondern nach einer Kurve verteilen, so daß in der Fuge zum Teil Zugspannung herrschen würde. Die von Pelletreau gezeichnete Kurve entspricht ziemlich der später von Wilson und Gore durch Versuche gefundenen Kurve für die Verteilung der Scherkräfte. (S. auch Zentralbl. d. Bauverw. 1898. S. 526.)

Wie sehr die Verteilung der Scherkraft von Einfluß auf die Rechnungsergebnisse ist, erweisen die weiteren Untersuchungen von Atcherley. Bei Annahme einer über die Gründungssohle gleichmäßig verteilten Scherkraft ergibt sich die Zugbeanspruchung in den senkrechten Schnitten zu einem Höchstwert von 3 bis 4 kg/qcm. Prof. Unwin gelangt unter Zugrundelegung eines dreieckigen Scherkräfteschaubildes für eine Dreieck-

1) Vgl. Anhang der Atcherleyschen Schrift.
 2) Engineering 1905 I, S. 513, 593 und 825.
 3) Engineering 1905 II, S. 134.

form der Mauer zu dem Ergebnis, daß die Drucklinie der senkrechten Schnitte im mittleren Drittel liegt und daß nirgends Zugbeanspruchungen entstehen.

Aber abgesehen von der Frage der Verteilung der Scherkräfte, ist doch die zulässige Inanspruchnahme der Baustoffe und des Felsuntergrundes von nicht minderer Bedeutung. Atcherleys Untersuchung der senkrechten Schnitte geht davon aus, daß in der Gründungssohle eine größte wagerechte Scherkraft von 3,2 kg/qcm auftritt. Die Scherfestigkeit von Kiesbeton im Mischungsverhältnis von 1 Zement + 3 bis 4 Kiessandteile ist durch Versuche zu etwa 30 kg/qcm nach drei Monaten ermittelt worden (s. auch S. 258). Und es ist kein Grund, wenn man mit der Scherfestigkeit unter Wahrung eines Sicherheitsgrades von etwa 5 in den Eisenbetonkonstruktionen rechnet, bei anderen Mauerkörpern darauf nicht zu rücksichtigen. So scheint es, daß man dem Mauerwerk eine höhere Scherbeanspruchung als 3,2 kg/qcm zumuten darf. Und wie ist die Reibung zu bewerten? Wie man auch das Widerstandsvermögen des Materials in der Gründungssohle oder in einer wagerechten Mauerschicht auffaßt — als zusammengesetzten Scher- und Reibungswiderstand oder lediglich als Scherwiderstand, wie Atcherley dies tut —, jedenfalls darf man nicht außer Acht lassen, daß die Scherfestigkeit infolge der Auflast des Mauerwerks eine andere sein wird als in einem unbelasteten Querschnitt. Man ist geneigt, anzunehmen, daß sie im ersteren Falle größer ist. Dadurch wird aber die Standsicherheit der Talsperren erhöht. Weiter wirkt in der Sohle gegen eine seitliche Verschiebung die natürlich vorhandene oder durch Auszackung künstlich geschaffene Rauheit der Felssohle sowie der Umstand günstig, daß man den luftseitigen Fuß gegen die die Sohle überragende Felswand anzumauern pflegt.

Wegmann weist darauf hin, daß die mittleren Teile des Querschnitts durch die Eigenlast stärker zusammengedrückt werden als die äußeren Teile. Auch die Resultierende muß eine ähnliche Wirkung ausüben. Deswegen kann die Druckfläche nicht gradlinig begrenzt sein. Durch die gekrümmte Begrenzung tritt eine Herabminderung der Spitzen der Beanspruchungen ein. Die Beanspruchungen in der Mitte sind größer, an den Seiten kleiner als nach der gewöhnlichen Rechnung, bleiben aber immer kleiner als die errechneten Grenzwerte nach dieser. Diese Theorie neigt also nach der sicheren Seite hin¹⁾.

Zum Teil im Anschluß an die vorerwähnten Versuche, haben sich englische Ingenieure neuerdings wiederum rein theoretisch und in Versuchen, namentlich aber auf letzterem Wege, mit den inneren Spannungen und Beanspruchungen im Mauerwerk der Talsperren beschäftigt. Es sind in den »Minutes of Proceedings of The Institution of Civil Engineers« erschienen²⁾:

1. Experimental Investigation of The Stresses in Masonry Dams, von Ottley und Brightmore;

2. Stresses in Dams, von Wilson und Gore;

3. Stresses in Masonry Dams, von E. P. Hill.

Die Institution of Civil Engineers (London) hat in bemerkenswerter Weise zur Förderung und Aufklärung der vorliegenden bedeutsamen Frage beigetragen, indem sie dieses Thema zum Gegenstand lebhafter Erörterungen in der Sitzung vom 21. Januar 1908 machte³⁾.

¹⁾ S. auch Zentralbl. d. Bauverw. 1898, S. 526.

²⁾ Vol. CLXXII, Session 1907 bis 1908, Part. II. S. auch Zentralbl. d. Bauverw. 1909, S. 277.

³⁾ Engineer vom 31. Januar 1908, S. 122.

Zu gleicher Zeit unterbreitete die Institution die vorerwähnten Aufsätze einer Anzahl von Ingenieuren des englischen Inlands und des Auslands zur Äußerung über die Erfahrungen und Anschauungen zu der behandelten Sache. Unter den letzteren befanden sich Cain (von der Universität North Carolina), Dillman (San Franzisko), Forchheimer (Graz), Gandarel (Lausanne), Gowen (Newyork), Wagoner (San Franzisko). Aus Deutschland wurde der Verfasser dieser Schrift befragt. Auch diese Beiträge sind in der oben erwähnten Veröffentlichung abgedruckt.

Die Versuche von Wilson und Gore sind an Modellen von »India-Rubber« mit Querschnitten, wie sie Abb. 144 zeigt, die von Ottley und Brightmore mit Modelltonquerschnitten (Abb. 145) ausgeführt. Die Belastung im ersteren Falle geschah nach der Art, wie dies durch Abb. 143 veranschaulicht wird, im zweiten Falle unmittelbar durch Wasserdruck. Für die Bewertung der Versuchsergebnisse scheint mir beachtenswert, daß die Elastizität eines Körpers aus India-Rubber mehr dem Wesen des Mauerwerks entsprechen dürfte als die eines Tonkörpers. Dieser wird wenig geeignet sein, Zugspannungen aufzunehmen. Wenn man zwar in dem Mauerwerk der Talsperren auf die Zugfestigkeit mit Recht nicht zu rücksichtigen pflegt, so dürfte sie tatsächlich doch immerhin bis zu einem gewissen Grade zur Geltung kommen und auf den Ausgleich der inneren Spannungen hinwirken. Allerdings wird der Ton das Vorhandensein von Zugspannungen in erhöhtem Maße nachweisen, wie dies auch die Versuche gelehrt haben. Man ist deswegen geneigt, den Versuchen mit »India-Rubber« mehr Beweiskraft zuzumuten. Die Ableitungen von E. P. Hill sind rein theoretisch gehalten. Es scheint aber, daß bei der Behandlung dieses schwierigen Stoffes Versuche zunächst bedeutsamer sind als lediglich theoretische Betrachtungen, die von Voraussetzungen ausgehen müssen, und bei denen nicht sicher ist, daß alle Einflüsse berücksichtigt sind.

Schon die oben mitgeteilten Beobachtungen von Wilson und Gore wiesen auf eine der Dreiecksform angepaßte Verteilung der Scherkräfte in den wagerechten Schnitten hin, derart, daß die größte Beanspruchung in der Nähe der Luftseite liegt. Die neueren Feststellungen dieser Ingenieure bestätigen dies übereinstimmend mit denen von Ottley und Brightmore für die oberen wagerechten Schnitte (Abb. 146). Für die Gründungssohle in der Berührungsebene mit dem Felsuntergrund ist die Verteilung eine mehr gleichförmige, aber auch mit stärkerer Gruppierung am luftseitigen Mauerfuß. Im Fels unterhalb der Gründungssohle ist eine noch gleichmäßigere Ausbreitung zu vermuten. Eine schematische Darstellung der beobachteten senkrechten Drücke auf die wagerechten Ebenen nach Wilson und Gore ist in Abb. 147 gegeben. Ottley und Brightmore kommen zu ähnlichen Kurven.

Im ganzen scheinen diese Spannungen in der Berührungsebene von Mauerwerk und Fels noch der Aufklärung durch weitere Versuche bedürftig, wobei auch zu berücksichtigen sein wird, daß die meisten Sperrmauern mit dem luftseitigen Fuß in einer Höhe bis zu einigen Metern gegen die feste unverrückbare Felswand angemauert sind. Für die praktische Anwendung kann es — um mit größerer Sicherheit zu rechnen —

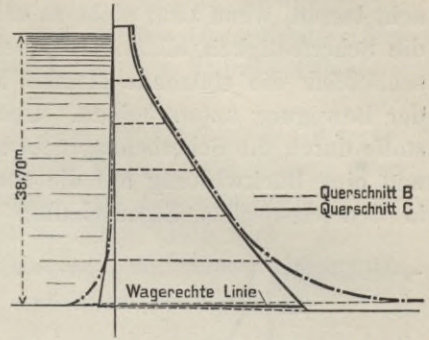


Abb. 144.

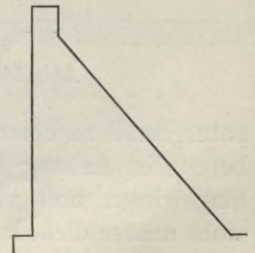


Abb. 145.

für Mauern von heute üblicher Höhe in Betracht kommen, auch in der Sohle mit einer dreieckförmigen Verteilung der Scherkraft zu rechnen. Dieses Spannungsdreieck muß dem gesamten wagerechten Wasserdruck gleichwertig sein, und man wird hiernach zu prüfen haben, ob die entstehenden Scherbeanspruchungen am luftseitigen Fußpunkt innerhalb der zulässigen Grenzen liegen (s. S. 258). Dabei wird man die Reibung außer acht lassen, wenn zwar nicht zu verkennen ist, daß sie gleichsam noch eine Reserve für die Scherfestigkeit bildet. Ist doch z. B. bei der Pfahlgründung die Reibung fast ausschließlich die stützende Kraft. Man muß zwischen Reibung der Ruhe und Reibung der Bewegung unterscheiden. Überdies findet sicherlich, ehe eine Zerstörung des Baustoffs durch die Scherbeanspruchung eintritt, eine Ausgleichung der inneren Spannungen und eine Rückwirkung auf die normalen Drücke in gewissen Grenzen statt. Das liegt in den elastischen Eigenschaften des Mauerwerks begründet. Dieser Ausgleich führt

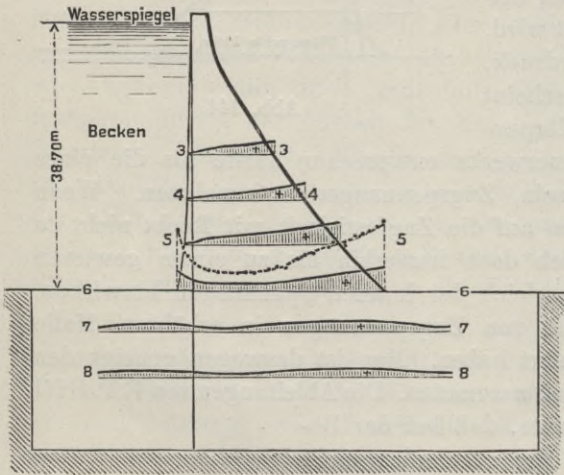


Abb. 146.

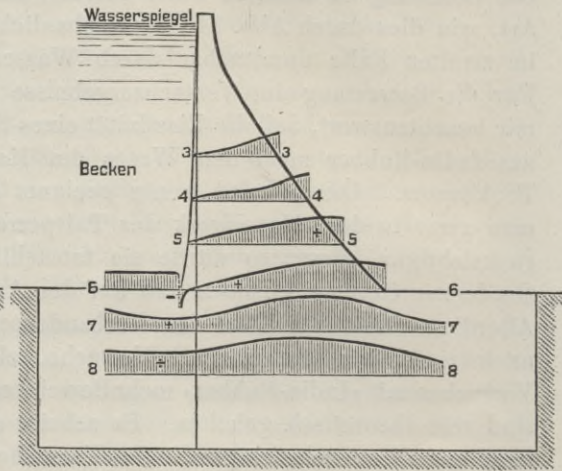


Abb. 147.

naturgemäß zu einer Verminderung der Spitzen der Beanspruchungen. Ich habe hierauf bereits im Anhang zu der erwähnten Schrift »On Stresses in Masonry Dams«, S. 124 hingewiesen und vermag mich den Einwänden von Wilson und Gore (S. 130) nicht wohl anzuschließen.

Ferner kann es erwünscht erscheinen, außer der Drucklinie für die wagerechten Schnitte auch die Drucklinie für die lotrechten Schnitte zu konstruieren (Abb. 148). Diese letztere Drucklinie muß ebenfalls im mittleren Drittel der lotrechten Schichten liegen, wenn Zugspannungen vermieden werden sollen, und die Baustoffbeanspruchungen (Druck, Scherung) dürfen die zulässigen Grenzen nicht überschreiten. Bei dieser Untersuchung hat die Verteilung der Scherkräfte und Reibung in den wagerechten Schnitten eine ausschlaggebende Bedeutung. Die Einzeichnung dieser beiden Drucklinien im Querschnitt weist darauf hin, daß ein Würfel im Mauerinneren gleichzeitig in zwei Richtungen beansprucht wird, so daß es erwünscht erscheinen muß, in dieser Hinsicht unsere Kenntnis des Widerstandsvermögens der Baustoffe zu vervollkommen (S. 283).

Nach den Versuchen Wilson und Gore scheint es, daß die Verteilung der Schubkraft in den lotrechten Schnitten eine mehr gleichmäßige ist. Die Größe dieser Kräfte ist in jedem Schnitt gleich dem Unterschied zwischen dem lotrechten Gegen-
druck A (in Abb. 142) und dem entsprechenden Gewicht des Mauerwerks G . Die

größte Schubkraft tritt an der Luftseite auf; es ist hier $\tau = h \sqrt{\gamma_0}$. In einer Lotrechten ist für jeden Punkt die wagerechte und lotrechte Schubspannung gleich groß.

Eine flachere Böschung am Fußpunkt der Mauer an der Luftseite als 1:1 ist hiernach nicht empfehlenswert entgegen dem von Rankine aufgestellten Querschnitt, der sehr flach ausläuft (nach Querschnitt *B* in Abb. 144 u. 95). Deutsche Ausführungen zeigen meist steilere Böschungen als 1:1, etwa nach der Art des Querschnitts *C* in Abb. 144. Als eine bemerkenswerte Form muß der Querschnitt der Vyrnwy-Talsperre (Abb. 149) bezeichnet werden.

Bei den Versuchen wurden ferner Zugspannungen am Mauerfuß an der Wasserseite beobachtet, die besonders an den Tonmodellen durch Bildung von Rissen offen erkennbar wurden (Abb. 150), ungeachtet des Umstandes, daß die Bedingungen der Kerntheorie erfüllt waren. Die englischen Ingenieure pflichten deshalb der vielfach aufgestellten Forderung bei, daß der Druck an der Wasserseite im Mauerwerk größer sein sollte als der hydrostatische Druck. Wir wissen, daß diese Bedingung bei vielen

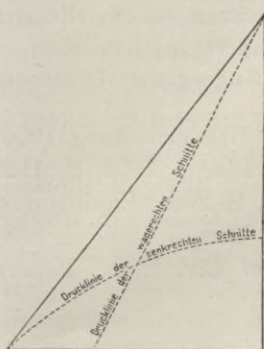


Abb. 148.

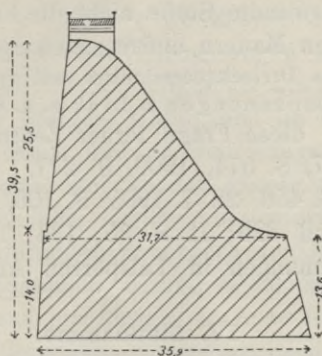


Abb. 149.
Querschnitt der Vyrnwy-Talsperre. 1:1000.

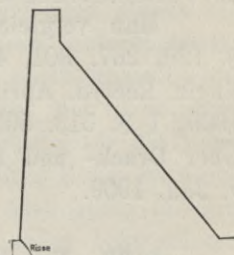


Abb. 150.

deutschen Talsperren mit aus dem Grunde bis zu einem Grade erfüllt wird, um hier einen Überdruck zu haben, der ein Öffnen der Lagerfugen und die Entwicklung des inneren Auftriebs ausschließt. Auch werden zur weiteren Sicherheit gegen die hier auftretenden Zugbeanspruchungen Eiseneinlagen angeregt, wie sie bei amerikanischen Ausführungen bereits Anwendung gefunden haben.

Es ist bemerkenswert, daß die in verschiedener Weise und mit verschiedenen Stoffen ausgeführten Versuche zu Schlußfolgerungen geführt haben, die in ihren wesentlichen Stücken übereinstimmen. Sie finden auch einen Rückhalt in früheren Modellversuchen des verstorbenen Benjamin Baker und anderer. Das macht die Ergebnisse wertvoller und erhöht die Wahrscheinlichkeit, daß sie der Wirklichkeit nahe kommen. Die mündlichen Verhandlungen und der Schriftwechsel bekunden fast durchweg eine zustimmende Auffassung der beteiligten Ingenieure. Es scheint somit, daß diese Vorgänge dazu beitragen, den Widerspruch aufzuklären, der zwischen den auf der Annahme parabolischer Verteilung der Scherkraft beruhenden Rechnungsergebnissen von Atherley und Pearson und der praktisch erprobten Standsicherheit der Sperrmauern besteht¹⁾. Die Versuchsergebnisse führen zu einer Verfeinerung der wissenschaftlichen Behandlung hin, ohne die bisherige Rechnungsweise, die größere Werte für die Beanspruchungen liefert, als falsch nachzuweisen, und sie bringen uns eine klarere Erkenntnis über die

¹⁾ Zentralbl. der Bauverw. Jahrg. 1906, S. 302.

Verteilung der inneren Spannungen in einem so großen Monolithen, wie es die Talsperren sind. Das bedeutet einen erfreulichen Fortschritt in der Lehre von den Sperrmauern.

Auch Mohr hat sich mit dieser Frage beschäftigt¹⁾. Seine Abhandlung ist eine rechnerische Untersuchung über die Verteilung der Normal- und Schubkräfte in den wagerechten Schnitten der Sperrmauern und prüft im Anschluß an die vorerwähnten Untersuchungen der englischen Ingenieure den Wert der Annahmen trapezförmiger (dreieckförmiger) und parabolischer Verteilung. Die Größe der rechnermäßig sich ergebenden Baustoffbeanspruchungen wird der erprobten Standsicherheit ausgeführter Anlagen gegenübergestellt und daraus die Folgerung gezogen, daß die trapezförmige Verteilung für den dreieckigen Talsperrenquerschnitt die wahrscheinlichere ist. Die Schlußfolgerungen der Schrift fallen im wesentlichen zusammen mit den Ergebnissen der vorhin erwähnten Modellversuche. Es kann Mohr darin leider nicht gefolgt werden, wenn er Versuchen dieser Art keinen rechten Wert beimißt. Es ist doch ein bedeutsamer Fortschritt damit gewonnen worden, und ich vermag nicht einzusehen, weshalb in ihren elastischen Eigenschaften dem Mauerwerk verwandte Stoffe nicht die Fähigkeit besitzen sollen, die Art und Richtung der in massiven Mauern auftretenden Spannungen zu veranschaulichen.

Über den Vorschlag eines Dreieckquerschnittes mit verschiedener Neigung der Wasserseite zur Verminderung der Schubspannungen s. Link a. a. O. S. 53.

Man vergleiche über diese Frage ferner Zentralblatt der Bauverwaltung 1906, S. 129, 267, 301, 432, 1907, S. 574, 1909, S. 277. Beton und Eisen, 1906, S. 152. Engin. Record, April 1905, S. 456, 22. 7. 1905, S. 106, Sept. 1905, S. 298. Engineering 1905, I S. 513, 593, 615 und 825; II S. 35, 134, 141. Eng. Record 1909 S. 268. Über Druck- und Scherspannungen in Talsperren Amer. Soc. of Civ. Eng., Papers v. Jan. 1909.

IV. Staudämme.

§ 33. Vergleich zwischen Dämmen und Mauern. Erddämme haben vor Staumauern den Vorzug, daß sie sich auf jedem festen und wasserdichten Untergrunde errichten lassen, während Staumauern einen felsigen Untergrund als Gründungssohle verlangen. Bei geringen Stauhöhen sind Dämme im allgemeinen billiger als Mauern; der Preisunterschied verschwindet jedoch bei mittleren Höhen, bei denen große Erdmassen zur Herstellung der Dämme erforderlich werden. Man hebt hervor, daß mit den Jahren eine Mauer immer fester wird, also immer sicherer, während ein Erddamm bestenfalls seinen ursprünglichen Zustand bewahrt. Doch scheint es, daß diese Begründung einen mehr akademischen Charakter trägt. — Die statischen Verhältnisse sind allerdings bei Staumauern besser zu übersehen. Man kann die Kräfteverteilung verfolgen und die Baustoffbeanspruchung berechnen, während Dämme gemeinhin nach Erfahrungsgrundsätzen gebaut werden. Die Sickerungen im Mauerwerk pflegen sich abzudichten, während Quellen in Dämmen mit der Zeit meist eher zu als abnehmen. Ein Überschlagen der Mauer bei Wellenschlag ist nicht bedenklich, während ein gleicher Vorgang die Zerstörung eines Dammes leicht herbeiführen kann.

Ein überströmter Damm — wenigstens insofern er nicht sehr stark befestigt ist, — gilt gewöhnlich als ein verlorener Damm. Es erfordert daher ein Erddamm eine sorgfältigere Unterhaltung und Überwachung als eine Mauer.

Die Frage der Brauchbarkeit von Erddämmen für niedrige Absperrwerke ist von großer Bedeutung, denn es findet sich im Gebirge viel Gelegenheit zur Anlage kleinerer

¹⁾ Der Spannungszustand einer Staumauer. Von O. Mohr. Sonderabdruck aus der Zeitschrift des Österr. Ingenieur- und Architektenvereins. Wien 1908.

Sammelbecken. Sie können vorübergehenden Zwecken dienen, bei der Ausführung großer Sperrmauern, um das Hochwasser aufzustauen und durch Umläufe in den beiderseitigen Berghängen von der Baustelle abzuleiten, ferner zur Aufstauung von Aushilfsbecken, um im späteren Betrieb das große Sammelbecken gelegentlich für kurze Zeit ausschalten zu können. Oft aber findet sich auch Anlaß, mit Vorteil kleine Talsperren von 10 bis 15 m Höhe als selbständige Anlage auszubauen für die Wasserversorgung kleinerer Gemeinden und andere Zwecke mehr.

Bei der Anlage des Solinger Wasser- und Elektrizitätswerkes ist außer dem großen Stauweiher von 3 Mill. cbm Inhalt ein Vorbecken von 100000 cbm Fassungsraum hergestellt worden (s. § 34). Die Kosten des Dammes ohne die Nebenanlagen, also ohne Kaskade, Rohrleitungen und Entnahmebrunnen, haben sich nach der Ausführung zu 61000 M. ergeben, einschließlich einer Steinabdeckung an der Wasserseite und einer Abpflasterung der Dammkrone und der luftseitigen Böschung. Eine gemauerte Talsperre an derselben Stelle und von derselben Höhe mit entsprechend standsicherem Querschnitt, hergestellt aus Bruchsteinmauerwerk mit Traßmörtel würde etwa 120000 M., also das Doppelte gekostet haben. Eine reine Erdschütterung, die sich allerdings bei der gegebenen Höhe und sonst gleichen Abmessungen nach Maßgabe der günstigen örtlichen Verhältnisse um etwa 20000 M. billiger als die Anlage mit Betonkern gestellt hätte, wird man im Gebirge bei felsigem Untergrund im allgemeinen nicht wählen. Da hier das ganze Becken in der Sohle und an den Hängen von einem undurchlässigen Gestein umgeben ist, so wird man auch an der Absperrstelle auf einen wasserdichten gemauerten Abschluß nicht verzichten wollen, besonders wenn es, wie in Solingen, möglich war, durch einen bogenförmigen Mauerkerne die Gewölbewirkung für die Standfestigkeit auszunutzen. Bei Erddämmen, besonders solchen von einiger Höhe, wird man immer mit einigem Kostenaufwand ein übriges für eine besondere Abdichtung des Erdkörpers tun müssen, was bei derartigen Kostenvergleichen nicht außer Acht gelassen werden darf.

Es gilt noch gemeinhin als Regel, daß Erddämme für kleinere Stauhöhen in Betracht kommen, wenn ein zum Tragen einer massiven Talsperre geeigneter Untergrund nicht vorhanden ist oder unverhältnismäßig tief liegt. Man gab früher als zulässige Stauhöhe für Dämme 10 bis 15 m an. Man wird heute jedoch der Auffassung sein müssen, daß eine Grenze hier nicht ohne weiteres gegeben ist. Es haben schon in vergangenen Jahrzehnten Ausführungen in England und Amerika eine Höhe von 25 bis 30 m erreicht; noch höhere Dämme sind in neuester Zeit in Amerika ausgeführt worden, worüber später einiges mitgeteilt wird, und es gibt heute Ingenieure, die keine Bedenken tragen, auszusprechen, daß man Erddämme bis zu derselben Höhe wie gemauerte Talsperren errichten kann¹⁾. Aber wenn hierbei, wie betont, die Kostenfrage wesentlich mitsprechen wird, so fehlen uns doch auch bisher Erfahrungen über das Verhalten sehr hoher Dämme in Betriebe.

Wie schon oben bemerkt, erreichen bei größeren Stauhöhen die Erdmassen der Dämme solchen Umfang, daß die Kosten nicht geringer werden, als bei gemauerten Talsperren. Aber man muß sich andererseits auch vergegenwärtigen, daß es Fälle geben kann, wo die Kosten des Mauerwerkes allein nicht maßgebend sind, wenn dieses

¹⁾ Le Génie Civil 1908. Nr. 24 u. 25.

Einige vergleichende Betrachtungen über gemauerte und geschüttete Dämme siehe auch F e c h t, »Über die Anlage von Stauweihern in den Vogesen« Zeitschr. f. Bauwesen 1899, ferner Eng. Record Dez. 1905. Schuyler a. a. O. S. 422.

Stauwerk nur einen Teil des Gesamtausbaues einer großen hydraulischen Anlage bildet. Ferner kann es sich unter Umständen nicht sowohl um die Frage handeln, ob ein Damm ebensoviel kostet wie eine Mauer, oder gar teurer ist, sondern es kann von der Möglichkeit, die Stauung überhaupt, gleichviel in welcher Art, zu bewerkstelligen, die Ausführbarkeit des ganzen Unternehmens abhängen, und da kann der Damm nach neueren Erfahrungen oft noch bei an sich nicht günstigen Untergrundverhältnissen als ausführbar gelten, wo die gemauerte Sperre es nicht mehr ist. Ein Untergrund aus Gerölle, Findlingen oder ähnlichem, wenn auch festgelagertem Material, wird nicht ohne weiteres geeignet erscheinen, um darauf eine massive Talsperre von 30 bis 50 m und mehr Stauhöhe zu setzen. Bei einem solchen Untergrund könnte zwar nötigenfalls die Standsicherheit durch Verbreiterung der Gründungssohle über das sonst übliche Maß gewahrt werden. Eine weitere Frage ist dann allerdings die Dichtigkeit des Bauwerkes. Hierfür käme in Betracht eine Erdschüttung an der Wasserseite, die erforderlichenfalls bis zur Kronenhöhe reicht und von dort in schwacher Neigung abfällt, und es würde auch zu prüfen sein, ob nicht auch die Talsohle noch eine Strecke aufwärts durch eine Lehmlage abzudichten wäre. Die Verbreiterung der Fundamentsohle mit Rücksicht auf den weniger guten Untergrund wurde unter andern bei den böhmischen Talsperren im Reichenberger Gebiet nötig. Es wurde hier bei einigen Anlagen die Erdschüttung an der Wasserseite bis fast zur Höhe der Mauerkrone ausgeführt (s. Abb. 115). Es ist dies z. B. der Fall am Harzdorfer Bach (Stauinhalt 0,63 Mill. cbm) und an der schwarzen Neisse (2,0 Mill. cbm). Aber auch diese Aushilfsmaßnahme kann versagen, und in einigen Fällen, in denen die Untergrundverhältnisse den Bau massiver Talsperren weniger angezeigt erscheinen ließen, hat man es in Amerika vorgezogen Erddämme von besonderer Konstruktion und Ausführung zu schütten, indem für eine derartige Anlage der Untergrund noch immer hinreichend standsicher und vollkommen befriedigend angesehen wurde¹⁾. So hat man z. B. in Mexiko für eine Wasserkraftanlage Staudämme bis fast 60 m Stauhöhe am Necaxa und Tenangofluß auf einem Untergrunde errichtet, der für die Anlage einer Sperrmauer nicht mehr als ausreichend verläßlich erachtet wurde.

Weiteres hierüber s. in § 34 c.

Über Vergleich der Kosten bei Dämmen und Mauern s. Wirtschaftliche Grundlagen.

§ 34. Die Bauweise der Staudämme. Man unterscheidet:

- a) Staudämme in reiner Erdschüttung.
- b) Staudämme mit künstlicher Abdichtung.
 - α) Abdichtung an der Wasserseite (sog. französische Bauweise).
 - β) Abdichtung durch einen inneren Kern.
 - Dämme mit Tonkern (engl. Bauweise).
 - Dämme mit Kern aus Mauerwerk, Beton, Holz oder Eisen (amerikanische Bauweise).
- c) die neuere amerikanische Bauweise mittels Einschlammung (»hydraulic fill method«) und mittels Geröllschüttung (»rock fill« Dämme).

a) Staudämme in reiner Erdschüttung.

Als allgemeine Grundsätze für den Bau von Staudämmen dürfen folgende gelten:

1. Der Damm muß auf einem undurchlässigen Untergrunde errichtet sein und Zusammenhang mit dem Felsbett oder anderem geeigneten Boden haben.

¹⁾ Über die Gründung von Staudämmen auf aufgeschwemmtem Boden s. Eng. Eng. News 1910, S. 708.

2. Der Damm muß wasserundurchlässig sein oder darf doch nur in ganz begrenztem Maße Sickerungen zeigen.
3. Die Dammböschungen müssen genügend flach sein, um zu stehen, selbst wenn der Damm mit Wasser gesättigt ist, sei es, daß ihn das Wasser aus dem Becken oder Regenniederschläge durchtränken.
4. Die Lage der Krone über dem höchsten Wasserspiegel muß genügend hoch sein, um den Damm vor Überströmungen zu sichern, sei es bei allergrößtem Zufluß zum Becken, durch Wellenschlag oder bei dem Zusammentreffen der beiden Möglichkeiten.
5. Der Damm darf keine Rissbildung im Betriebe zeigen.
6. Der Damm muß bei dauernd gefülltem Becken an der dem Wasser zugekehrten Seite gegen die Wasserangriffe durch Befestigung geschützt sein.

Über die Anwendbarkeit der Erddämme sei auch auf die auf S. 181 u. f. abgedruckte Anleitung für den Bau und Betrieb von Sammelbecken unter C3 verwiesen.

Die Staudämme aus Erde werden nach den üblichen Konstruktions- und Erfahrungssätzen für Deiche geschüttet, so daß man von einer Berechnung, für die überdies verlässliche Grundlagen schwer zu gewinnen sind, abzusehen pflegt. Mit Recht weist Wegmann¹⁾ darauf hin, daß die Konstruktion von Dämmen nicht aufgebaut werden soll auf mathematische Berechnungen und Beanspruchungen, wie dies bei gemauerten Talsperren der Fall ist, sondern auf Ergebnisse, die aus der Erfahrung heraus hergeleitet sind und das gleiche gilt für Staudämme mit gemauertem Kern.

Höhe der Staudämme. Die Ansichten der Ingenieure gehen über die zulässige Stauhöhe stark auseinander; man gab früher, wie oben bemerkt, Höhen von 10 bis 15 m als Grenze an, aber man hat auch Dämme von 30 m und mehr errichtet. Ein Beispiel hierfür ist der Damm von St.-Ferréol, dessen Ausführung im Jahre 1667 begonnen wurde. Er ist 35,5 m hoch und dient für die Speisung der Scheitelhaltung des Kanals Du Midi. Schon diese Ausführungen vergangener Zeiten tun dar, daß die Praxis eine enge Begrenzung der Stauhöhe nicht anerkannt hat, und noch mehr ist dies geschehen durch die vorerwähnten amerikanischen Unternehmungen, die der neuesten Zeit angehören. Mit dem Bau des Wasserkraftwerkes am Porjusee in Schweden ist die Herstellung eines Erddammes von 50 m Höhe verbunden²⁾.

Die neuen preußischen Bestimmungen haben daher mit Recht von der Festsetzung einer größten Stauhöhe Abstand genommen. Man wird über diese Frage im Einzelfall nach Maßgabe der gegebenen Untergrundverhältnisse, der zur Verfügung stehenden Schütterde und der Bauweise Entscheidung treffen müssen.

Gesichtspunkte für die Querschnittsgestaltung von Staudämmen. Höhenlage der Dammkrone. Um die Forderung zu erfüllen, daß die Wellen bei Sturm nicht über die Dammkrone schlagen, wird es im allgemeinen genügen, die Krone 1 m über den höchsten normalen Wasserspiegel zu legen, für größere Wasserflächen 1 m über der durch die Überlaufstrahldicke gegebenen Stauhöhe. Wenn man annimmt, daß Maulwürfe 1,50 m in den Boden eindringen, so würde sich als notwendig ergeben, die Dammkrone um 1,50 m über Wasserspiegel zu legen; denn in diesem Falle bleibt bei 3 m Kronenbreite nach dem Eindringen der Tiere in Höhe des höchsten Wasserspiegels noch eine unangegriffene Breite von 2,3 m (bei 1 : 2 Dammböschung) übrig, die genügend

¹⁾ Design and Constructions of Dams. V. Aufl. 1908, S. 50.

²⁾ Zeitschr. f. Bauwesen 1911, S. 575 und Deutsche Bauzeitung 1912, S. 36

stark ist. Bei ungünstigen Verhältnissen, wenn z. B. eine große Wasserfläche in der Richtung der vorherrschenden Winde liegt, wird man die Dammkrone gegebenenfalls höher legen müssen (s. S. 211).

Kronenbreite. Die Erfahrung hat erwiesen, daß Durchbrüche oder sonstige Dammbüche im allgemeinen niemals infolge zu geringer Kronenbreite eingetreten sind¹⁾. Die Gefahr des Durchbruches bei Durchquellung entsteht meist infolge zu steiler Böschung. Es genügt, die Kronenbreite auf 3 bis 4 m je nach Bodenart zu bemessen, wenn nicht die Rücksichten auf den Verkehr oder starken Wellenschlag maßgebend sind. Auch auf Senkung des frisch geschütteten Erdreichs und spätere Aufhöhung ist gegebenenfalls Bedacht zu nehmen. Ausländische Ingenieure verlangen zum Teil größere Kronenbreite z. B.: Guillemain 5 m. Mitunter wird die Breite gleich 0,4—0,5 der Dammhöhe angenommen. Die Entwässerung der Dammkrone durch Quergefälle in 1:10 bis 1:15 ist empfehlenswert.

Die Böschungen. Die Außenböschungen gegen das Wasser hin müssen so flach gewählt sein, daß sie dem Angriff des Eises und Wellenschlages Widerstand leisten können, also etwa 1:2 bis 1:3, je nach der Bodenart. Die obere Böschung des Solinger Staudammes zeigte während der Ausführung, bei einer Neigung von 1:2, Abrutschungen, weil die Schüttung im Winter mit nassem Lehm und Letteboden erfolgte. Die Böschung wurde nachträglich auf 1:2½ gebracht. Man sieht also, daß die Neigung nicht lediglich von der Bodenart abhängig ist, sondern daß auch die Zeit und

die näheren Umstände der Bauausführung hierauf von Einfluß sind. Vor allem maßgebend für die zu wählende Neigung ist die Standfestigkeit der benutzten Bodenart in durchnäßigtem Zustande (der Böschungswinkel); denn in durchnäßigtem Zustande ist der Böschungswinkel kleiner als im trockenen Erdreich. Die untern Teile des Dammes

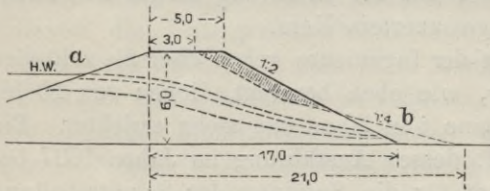


Abb. 151.

sind am meisten der Gefahr der Durchnässung ausgesetzt. Es ist für die Standsicherheit notwendig, daß die Drucklinie innerhalb des Dammschnittes verbleibt; sie darf nicht aus seiner Umgrenzung heraustreten. Da in dem untern durchnäßigten Teile der Böschungswinkel kleiner ist, so tritt hier die Gefahr der Abrutschung um so eher ein, je mehr diese Stelle belastet wird. Wenn man z. B. einen Damm mit der luftseitigen Böschung 1:2 hat und die Wassergefallslinie verläuft etwa nach der punktierten Linie $a-b$ (Abb. 151), so würde diese Linie aus der Böschung heraustreten und der schraffierte Teil des Dammes als Auflast schädlich wirken. Die Verteilung der Erdmasse würde hier besser in der Weise erfolgen daß die Kronenbreite schmäler (3 m statt 5 m) gemacht und die hier ersparte Erde zum Ausbau der Böschung in 1:4 im untern Teile verwandt würde²⁾. Daraus folgt die Regel: es empfiehlt sich für hohe Dämme die Böschung an der Luftseite nach unten hin flacher werden zu lassen und sie an keiner Stelle steiler wie etwa 1:2 zu wählen. Bermen zur Begehung des Dammes für Wirtschaftszwecke können bei flachen Böschungen fortfallen. Diese Bermen geben oft nur Anlaß, daß sich hier Schneemengen ansammeln und Wasserlachen bilden, die den Fuß des Dammes aufweichen und gefährden. Zum mindesten ist ein starkes Quergefälle der Bermen 1:10 bis 1:15 erwünscht.

¹⁾ Zentralbl. d. Bauverwaltung 1904, S. 420, 1905, S. 571.

²⁾ Ehlers, Bemerkungen über Talsperrenbauten. Zentralbl. d. Bauverwaltung 1905, S. 570.

Neuere Anschauungen von Ingenieuren gehen in Amerika dahin, daß es nicht so sehr wesentlich ist, ob der Schüttboden von Dämmen Lehm, Lette oder eine andere weniger geeignete Bodenart ist, sondern, daß es darauf ankommt, die Abmessungen des Dammes der Bodenbeschaffenheit anzupassen. Man müsse zunächst den Charakter des Materials bestimmen, das zur Schüttung zur Verfügung steht und entsprechend den gegebenen Bedingungen den Entwurf anfertigen. Dies sei mehr zu empfehlen, als einen sog. Normalquerschnitt anzunehmen und dann auf die Suche zu gehen nach der Bodenart, die dazu paßt. Vor allem möge man durch reichlich große Weite der Überfälle dafür sorgen, daß kein Überströmen stattfindet. Die gleiche Aufmerksamkeit wende man der Gefahr der Unterspülung zu. Das sei wichtiger als knapp und genau nach theoretischen Erwägungen bemessene Querschnitte. Man führt zum Belege Beispiele aus Indien an, wo selbst für hohe Dämme Sand mit einem Mauerkerne zur Anwendung gelangt ist. Bei durchlässigem Material solle nur die Schüttstärke entsprechend groß bemessen sein¹⁾. Es liegt manches Wahre in diesen Anschauungen.

Ein Beispiel für einen nach diesen Grundsätzen gewählten Querschnitt bildet der Cold-Springs-Damm (Oregon). Dieses Becken dient Bewässerungszwecken. Die Länge des Dammes ist 960 m, seine Höhe über Gelände 25 m. Auf Grund eingehender Versuche über die Wasserdurchlässigkeit verschiedener Bodenarten erschien als das dichteste und zweckmäßigste Schüttmaterial nahe an der Wasserseite eine Mischung von 50 v. H. Lehm und 50 v. H. Kies. Mehr nach dem Inneren des Dammes nimmt der Kiesgehalt zu und erreicht etwa von der Mitte ab 100 v. H. Der Boden wurde entnommen 0,3 bis 1,2 m unter Geländeoberfläche, ohne Pflanzenreste, und war ein feiner leichter Lehmboden; der Kies bestand aus grobem Sand und feinem Kies²⁾. (S. auch S. 300).

Die Befestigung der Dammkrone und der Böschung. Die Abdeckung der Böschung mit Steinen zum Schutze gegen Wellenschlag, sei es als Steinbewurf in 40—50 cm Stärke oder besser als regelrechte Abpflasterung, erscheint nötig. Die Stärke dieser Befestigung an der Wasserseite wird nach der zu erwartenden Größe des Angriffes (Wellenschlag und herrschende Windrichtung) zu bemessen sein. Im allgemeinen reicht ein Pflaster von 30 cm starken Steinen auf einer Lage von 25 cm Gerölle aus. In der Kronenfläche und an der Luftseite kann unter Umständen Rasenbelag genügen, jedoch ist in allen Fällen, sofern die Mittel vorhanden sind, Pflasterung vorzuziehen, um größere Sicherheit zu haben, falls eine unerwartete Überströmung des Dammes eintritt.

Die Schütterde. Man wird meistens an die Bodenart gebunden sein, die sich in der Nähe des zu schüttenden Dammes vorfindet, und sich nach Möglichkeit behelfen müssen. Beim Fehlen von brauchbarer Schütterde kann unter Umständen das Zustandekommen des Unternehmens gefährdet sein. Gute Dammerde soll aus vollkommen gleichartigem und undurchlässigem Material bestehen. Am besten ist eine Mischung von Ton und Sand derart, daß jedes Sandkorn mit einem Tonüberzug versehen ist, um es mit dem benachbarten Sandkorn zu verkitten. Dadurch entsteht eine Art Ton-Sand-Beton. Ein möglichst feines Gefüge ist erwünscht, womöglich derart, daß die Korngröße von der Luftseite des Dammes nach der Wasserseite hin abnimmt und hier immer feiner wird. So entsteht ein stützender Teil aus grobem Material an der Luftseite, vor dem ein abdichtender Teil an der Wasserseite liegt. Empfehlenswert ist ein Mischungsverhältnis, bei dem der Lehm- oder Tongehalt vorwiegt. Als Grenze wird man etwa die

¹⁾ Engin. Record 1905 I, S. 174.

²⁾ Engin. News 7. 3. 1907.

Zusammensetzung 1 : 1 ansehen dürfen. Zu magere Erde läßt sich nicht gut stampfen, zu viel Tongehalt führt die Neigung zu Rutschungen bei Nässe und zu Rissebildungen bei Trockenheit herbei, wenn der Ton an der Oberfläche liegt. Die wesentlichste Bedingung für eine gute Dammschüttung ist, daß das Material fein und geschlossen ist, um dem durchdringenden Wasser genügend Reibung entgegenzusetzen. Wo dies der Fall ist, da gibt es bei gutem Untergrunde und guter Bauausführung eigentlich kaum eine Grenze für die Höhe der Dämme, ausgenommen die Kosten. Unter diesen Umständen kann selbst sehr feiner Sandboden als geeignete Gründungssohle für eine Dammschüttung angesehen werden, erwünscht ist dann aber eine besondere Abdichtung an der Wasserseite.

Reiner Ton wird zweckmäßig mit Sand gemengt. Den Lehm aber z. B., wie er sich als Verwitterungsprodukt des Schiefergesteins und der Grauwacke im rheinischen Schiefergebirge findet, kann man gut ohne Sandzusatz verwenden. Im Inneren der Dämme erscheint reiner Ton unbedenklich. Der Zusatz von Sand oder Kies zum Ton oder Lehm ist nötig besonders in den äußeren Lagen, um starkes Schwinden und Reißen der Bekleidung beim Austrocknen, d. h. bei leerem Becken zu verhüten. Die Erde muß frei sein von pflanzlichen und zersetzungsfähigen Beimengungen, wie Rasen, Humuserde u. a. m. Kleinere Steine können zugelassen werden, sofern sie in guter Erde eingebettet sind und nicht filterartig aneinanderliegen.

Amerikanische Ingenieure empfehlen für die Dammschüttung einen Boden, der 20—30 v. H. Ton enthält. Nach ihrer Ansicht befördert größerer Tongehalt bei Wasserdurchdringung Höhlenbildungen infolge Ausspülungen, die dann die Gefahr des Durchbruches mit sich bringen¹⁾. Auch für den Kern wird in Amerika im allgemeinen nicht reiner Ton verwandt, sondern Sandboden mit Ton gemischt. Bei einigen amerikanischen Dämmen wurde für den Kern folgende Mischung verwandt:

Baustoff	Hohlraum v. H.	Einheit (Raum)
Gesiebter grober Kies	28—30	1,00
feiner Kies	30	0,35
Sand	33	0,15
Klai (Ton)	—	0,20
Gesamtmaterial		1,70
Gesamtmasse der Mischung		1,30

Bei dieser Bodenbeschaffenheit wählte man die Stärke des Kernes an der Krone zu 1,50 und gab ihm Böschungen von 1 : 1.

Die Dammerde ist oft durch Kalkzusatz verdichtet worden, nicht zu dem Zwecke, eine Erhärtung herbeizuführen, sondern um die Ausfüllung aller feinen Poren zu erzielen. Der Damm von Mittersheim enthält 50 v. H. Sand und 50 v. H. Ton, und es sind im Mittel 12 l Kalk (Kalkmilch oder hydraulischer Kalk in Pulverform) auf 1 cbm Schüttung eingebracht (s. auch die weiter unten beschriebenen Vogesendämme). Die Kalkmilch wird dabei mit einer Gießkanne übergossen. Ob der Kalk in Form von trockenem Kalkpulver oder als Kalkmilch verwendet wird, hängt von dem Feuchtigkeitsgehalt der Erde ab.

¹⁾ Über diese Frage siehe auch Le Génie Civil vom 17. 10. 1908.

Die Ausführung der Dämme. Die Regeln für die Bauausführung der Staudämme sind in der auf S. 181 u. f. abgedruckten »Anleitung für Bau und Betrieb von Sammelbecken« gegeben, auf die verwiesen werden möge. Sie enthält unter C3c alle wesentlichen Gesichtspunkte. Im weiteren werden zur Beurteilung mancher Fragen auf der Baustelle die nachstehend mitgeteilten Beispiele von ausgeführten Anlagen von Bedeutung sein. Auch die später folgende vergleichende Betrachtung über den Wert der verschiedenen Dammbausysteme bringt manche Anhaltspunkte, so daß hier, um Wiederholungen zu vermeiden, der Vorgang der Bauausführung allgemein nicht weiter erörtert werden soll. Im Übrigen wird auch auf die Darstellungen über den Bau von Deichen in Teil III Band 7 des Handbuches der Ingenieurwissenschaften hingewiesen, s. ferner *Le Génie Civil* 17. 10. 1908.

Für die Bodenuntersuchung sei bemerkt, daß diese für Dämme besonders tief getrieben werden sollte; denn oftmals liegen über dünnen, dichten Schichten durchlässige Ablagerungen. Quellen müssen sorgfältig abgefangen werden. Es kann sich empfehlen, um Sickerungen unschädlich abzuleiten, ein Rohrnetz in den Damm einzubauen. Bei Dämmen mit gemauertem Kern sollte dieser Kern unabhängig von der übrigen Dammschüttung hochgeführt werden; ein Tonkern wird zugleich mit den anderen Teilen des Dammes eingebaut.

Über Boden- und Untergrunduntersuchungen an Staudämmen siehe:

Engin. News 25. 4. 1907, 17. 10. 1907, 23. 9. 1909, 29. 12. 1910.

Génie Civil 1907, S. 161.

Eng. Record 20. 8. 1904, 27. 4. 1907, 26. 12. 1908.

Zeitschrift d. Ver. deutsch. Ing. 1910, S. 1080 (Staudamm an der Radaune).

Americ. Soc. Civ. Eng. Papers. Jan. u. April 1911. *Transactions* Dezember 1911.

Staudamm des Sammelweihers für das Elektrizitätswerk Kubel (Schweiz). (Abb. 152.)

Zur Herstellung eines Sammelweihers bot sich in einem kleinen Hochtälichen, dem sog. »Gübsenmoos« bei Winkeln oberhalb der Sitterschlucht, günstige Gelegenheit. Am östlichen Ende dieses Tälichens, das als Verwitterungsergebnis der Molasseformation aufzufassen ist, bestand in früheren Zeiten ein kleiner Fischweiher des Klosters St. Gallen, von welchem Überreste eines größeren Erdammes noch vorhanden waren. Das Gübsenmoos ist ein ausgesprochenes Felsentälchen in der aufgerichteten Molasse; beide Talseiten bestehen aus anstehender Molasse, abwechselnd Nagelfluh, Sandstein und Mergel. Die Talsohle ist durch Lehm, dem Verwitterungsprodukt des Mergels ausgefüllt, über dem stellenweise ausgedehntere Torfschichten liegen.

Um den Weiher auf die beabsichtigte Höhe aufzustauen, waren drei Abschlüsse notwendig, einer im Osten des Tales, einer im Westen und ein dritter, allerdings kleiner, im Norden. Die Geländeverhältnisse führten dazu, im Osten, wo solide Nagelfluh in erreichbarer Tiefe vorhanden war, eine Mauer zu errichten, die beiden andern Abschlüsse aber als Lehmdämme auszuführen. Beim westlichen Abschluß konnte der Fels mittels Schürfgruben nicht erreicht werden, die Herstellung einer Mauer war dort somit ausgeschlossen; der nördliche Abschluß aber ist so niedrig, daß ein Lehmdamm unter allen Umständen billiger war.

Die beiden Abschlußdämme sind als Lehmkörper hergestellt, für die das Material zum größten Teil den Talhängen entnommen werden konnte. Leider besaß der vorhandene Lehm etwas zu wenig Sand, so daß beim westlichen Damm schon bei geringer Höhe der Aufdämmung sich Neigung zum Ausquetschen zeigte. Das ursprünglich vorgesehene Profil erlitt durch die Ausbauchung nach und nach eine gänzliche Änderung und der fertige Damm sieht im Hauptquerschnitt nun ungefähr nach Abb. 152 aus. Die Hauptursache der großen Verflachung der wasserseitigen Böschung ist in dem Umstand zu suchen, daß die über das Normalprofil verrutschten Lehmmassen in weichen Untergrund gerieten, der nicht genügend Halt für die weitere Auffüllung bot und selbst nach und nach vorgehoben wurde. Erst nachdem durch eine starke Stein- und Kiesauffüllung der außerhalb des Normalprofils befindliche Untergrund in großer Flächenausdehnung gleichmäßig belastet worden war, trat

endgültig Ruhe ein, und es konnten schließlich die oberen 5 m des Dammes in normaler Böschung ausgeführt werden.

Vor Beginn der Dammauffüllung wurde der Untergrund auf die vorgesehene Sohlenbreite von allem Humus und torfartigem Lehm befreit und bis auf den guten, gelben festen Lehm bloßgelegt; alsdann wurde die Auffüllung in Schichten von 20 bis 25 cm aufgebracht und letztere mit einer 3 t schweren, 2,5 m breiten, von Ochsen gezogenen Walze zusammengedrückt. Bei nasser Witterung konnten die Tiere nicht verwendet werden und es trat an Stelle der Walze das Stampfen mit schweren Handrammen. Nur bei ganz nassem Zustand des Lehms wurde etwas Kalkpulver über die oberen Lagen gestreut, sonst aber kein Zusatz irgendwelcher Art gemacht. Die wasserseitigen Böschungen wurden mit einer 0,70 bis 1,00 m starken, aus den Moränenhügeln gewonnenen Kiesschicht als Unterlage für eine Trockenpflasterung von 30 cm Stärke versehen; während die landseitigen einfach mit Humus abgedeckt und besät wurden. Die Dammkronen sind als Fahrbahn ausgebildet und chaussiert. Im ganzen sind für die beiden Dämme verwendet worden:

Lehmmaterial	75 000 cbm
Kies und kiesige Erde	25 000 cbm
Steinpflasterung	3 450 qm
Chaussierung	1 500 qm
Steinauffüllung zur Belastung des Vorlandes beim großen Damm	4 200 cbm.

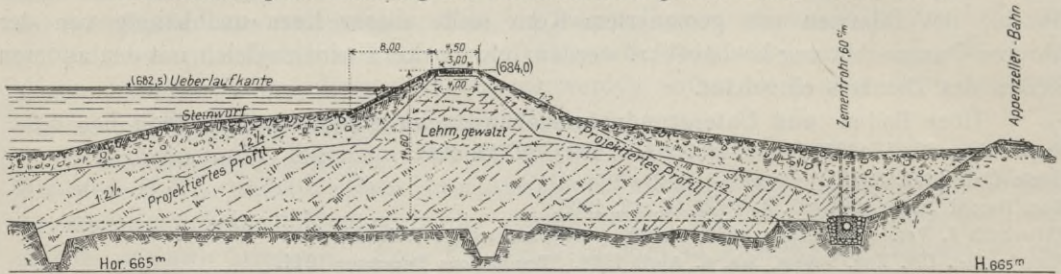


Abb. 152. Querschnitt des Staudammes für das Elektrizitätswerk Kubel. Ungef. Maßstab 1:700.

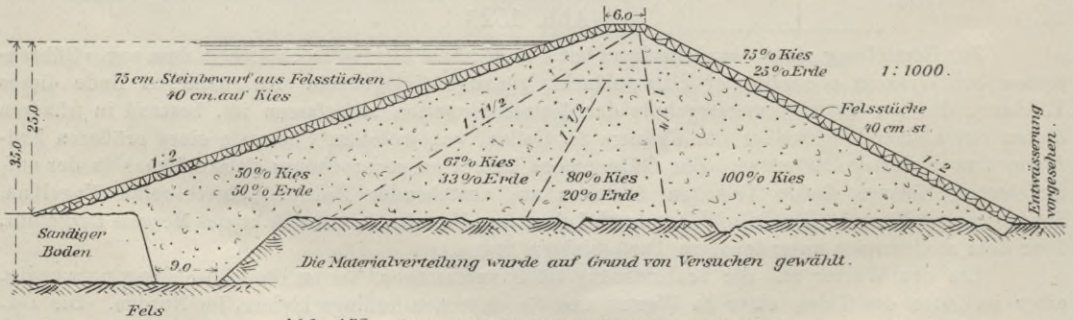


Abb. 153. Querschnitt des Cold Springs-Dammes (Oregon).

Wie aus Abb. 152 hervorgeht, lehnt sich der große westliche Damm unmittelbar an den bestehenden Bahndamm der Appenzellerbahn an. Zwischen beiden Dämmen ist an der Sohle ein Röhrendurchlaß von 60 cm Lichtweite hergestellt worden, der gegen den Weierdamm mit Schlitzfenstern versehen wurde, um etwa zu Tage tretendem Sickerwasser Abfluß zu verschaffen. Es konnten jedoch nach Inbetriebnahme keinerlei Durchsickerungen beobachtet werden. Das Herbeischaffen sämtlicher Baustoffe für die beiden Dämme geschah mit Lokomotivbetrieb auf Feldbahnen, die auf Rampen, teilweise mit Spitzkehren und 35 v. T. Höchststeigung die Dammhöhe erreichten¹⁾.

Cold Springs-Dam (Oregon). Die Schütterde dieses Dammes und ihre Verteilung im Querschnitt (Abb. 153) wurde auf Grund eingehender Versuche über die Wasserdurchlässigkeit verschiedener Bodenarten gewählt. Als dichtestes und zweckmäßigstes Material liegt an der Wasserseite eine Mischung von 50 v. H. Schütterde und 50 v. H. Kies. Die Schütterde wurde 0,3 bis 1,2 m unter Geländeoberfläche entnommen als eine Art Lehm Boden ohne Pflanzenbestandteile. Der Kies war grober Sand

¹⁾ Schweizer. Bauzeitung Bd. XLIII, Nr. 14 u. f.

oder feiner Kies. Nach dem Innern des Dammes nimmt der Kiesgehalt ständig zu und beträgt etwa von der Mitte ab 100 v. H. Nach den Versuchsergebnissen schätzte man die Durchlässigkeit des Dammes auf eben 80 cbm in 24 Stunden¹⁾.

b) Dämme mit künstlicher Abdichtung.

Künstliche Abdichtungen, sei es, daß diese als äußerer Mantel oder innerer Kern ausgeführt werden, müssen stets bis auf die undurchlässigen Gründungsschichten hinabgeführt werden.

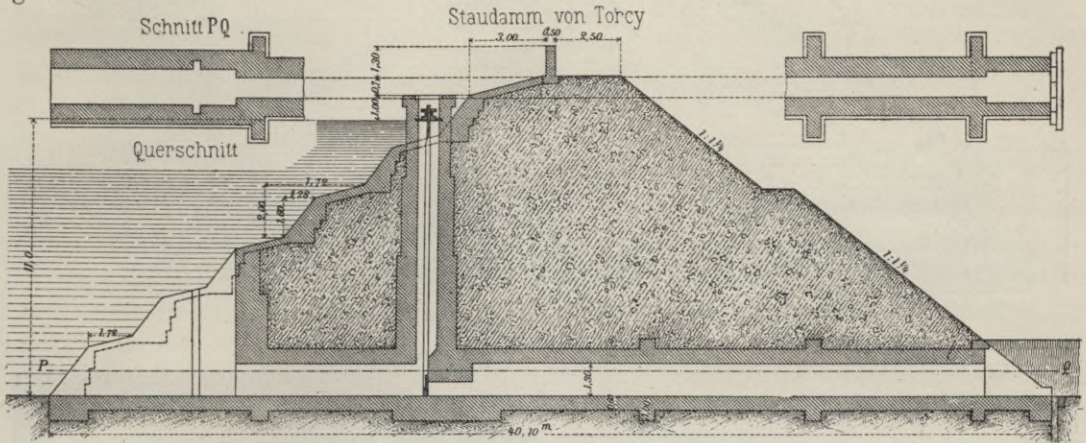


Abb. 154. Ungef. Maßstab 1:300.

Man unterscheidet:

α) Abdichtungen an der Wasserseite:

mittels Betonlage oder Pflaster in Mörtel,

mittels durch Kalkmilch getränkte Erde, die durch eine Überdeckung geschützt wird, oder

mittels Tonlage, die ebenfalls durch eine Überdeckung geschützt wird.

In den beiden letzteren Fällen geschieht die Überdeckung teils zum Schutze gegen Wellenschlag, teils zum Schutze gegen Austrocknen bei niedrigen Wasserständen. Es ist somit bei diesen Konstruktionen ein abdichtender und ein stützender Teil im Damme vorhanden. Diese Bauweise ist im allgemeinen unter der Bezeichnung »französische Bauart« bekannt. Die wasserseitige Böschungsneigung wird in der Regel $1:1\frac{1}{2}$ und teils als gerade abfallende Linie, teils in Absätzen von etwa 2 m hergestellt. Die luftseitige Neigung ist auch meist $1:1\frac{1}{2}$ und mit Bermen versehen. Die Absätze an der Wasserseite haben den Zweck, Ausbesserungen leichter vornehmen zu können.

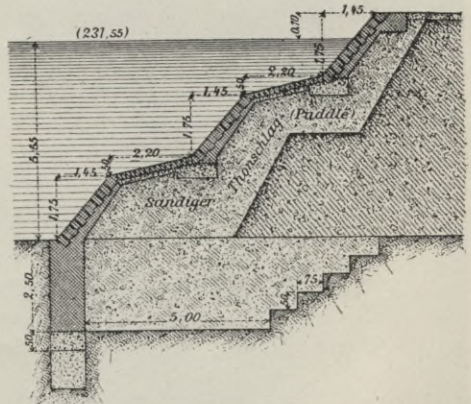


Abb. 155. Wasserseitige Böschung des Staudammes von Paroy. 1:200.

Kennzeichnend für die französische Bauweise im besonderen ist, daß die eigentlich abdichtende Schicht an der Wasserseite aus einer Herdmauer, die die Abdichtung im

¹⁾ Eng. News 7. 3. 1907, Schuyler a. a. O. S. 444.

Grunde auf der Grenze zwischen Damm und Untergrund herbeiführen soll, und aus einer Pflasterung in Mörtel oder auf Beton an der Böschung besteht. Die luftseitige Böschung ist meist nur mit Rasen bekleidet. Diese Bauweise mit ziemlich steilen wasserdichten

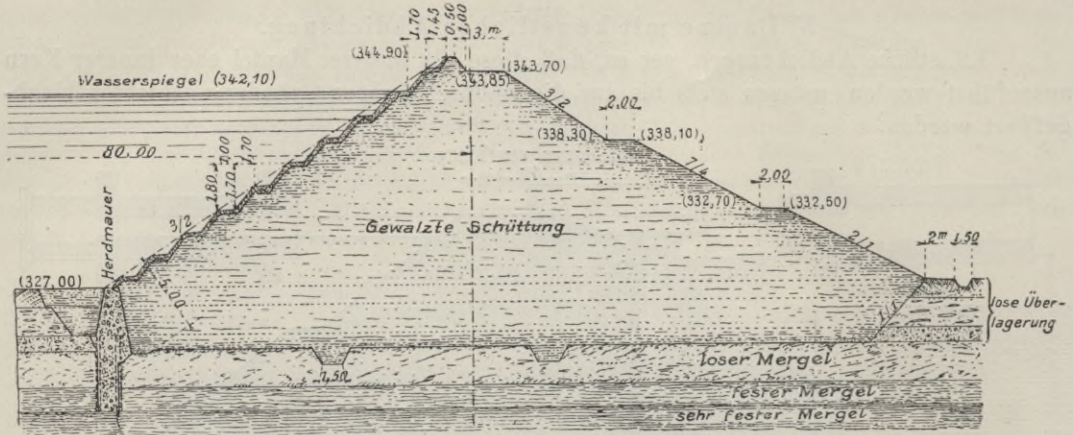


Abb. 156. Querschnitt des Staudammes von Charmes. Ungef. Maßstab 1:500.

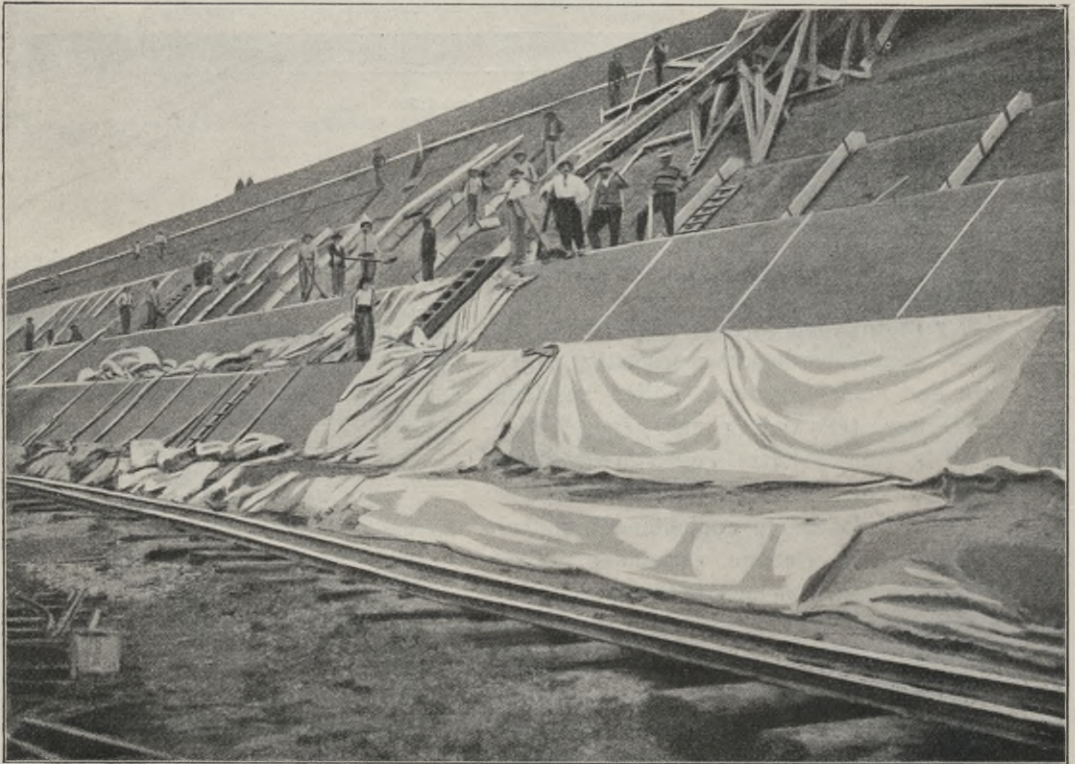


Abb. 157. Ausführung der Böschungsbekleidung in Beton für den Staudamm von Charmes.

Böschungen findet auch darin ihre Begründung, daß steile Böschungen durch den Wellenschlag im allgemeinen weniger leiden als flache. Die Bekleidung setzt voraus, daß der Dammkörper sich bereits vollständig gesetzt hat. Wenn trotzdem Sackungen und Risse vorkommen, so muß man versuchen, die entstandenen Fugen durch Mörtel abzudichten.

Ein älteres Beispiel dieser Art ist der Staudamm von Torcy (Abb. 154), in dessen Querschnitt kräftige und ziemlich steile wasserdichte Bekleidungen mit breiten, schwach geneigten Bermen abwechseln. Bei dem Staudamm von Paroy (Abb. 155) sind diese Bekleidungen unten 0,55 m, oben 0,40 m stark und ruhen auf einer 0,40 m dicken Betonschicht. Die Bermen haben 0,10 m Beton und darüber ein 0,15 m starkes Pflaster. Eine Herdmauer am wasserseitigen Fuß greift tief in den Untergrund hinein.

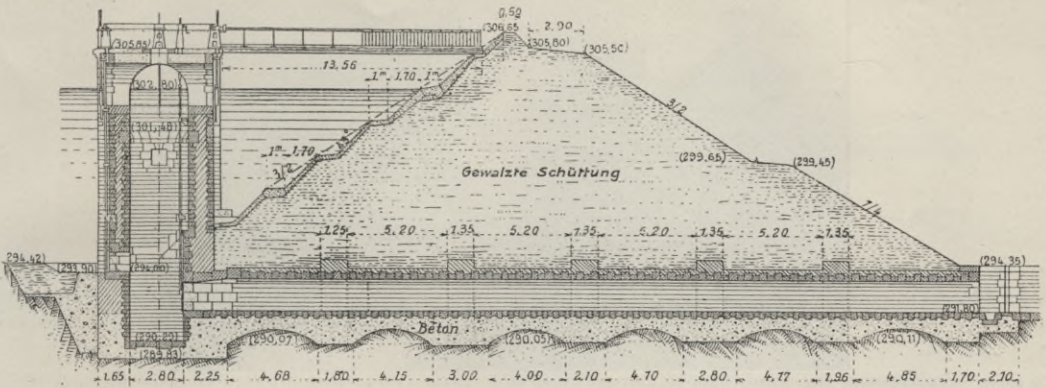


Abb. 158. Querschnitt des Staudammes von Villegusien an der Vingeanne. Ungef. Maßstab 1: 400.

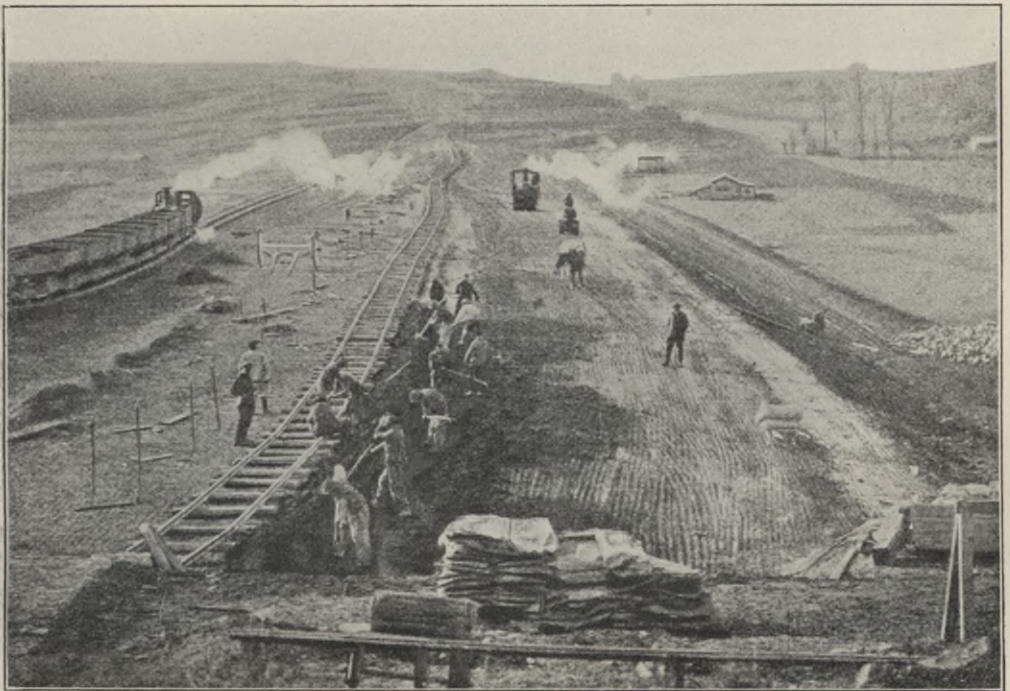


Abb. 159. Abwalzen der Erdschüttung für den Staudamm von Villegusien.

Als Beispiel neuerer französischer Ausführungen seien die Dämme von Villegusien an der Vingeanne und Charmes erwähnt, die in den Jahren 1905 und 1906 in Betrieb genommen wurden. Diese Staubecken dienen zur Wasserspeisung des Marne-Saône-Kanals (s. Seite 20). Die Herdmauern der Dämme an der Vingeanne und von Charmes sind im Gegensatz zu der früheren französischen Bauweise, die Bruchsteinmauerwerk anwandte, in feinem Kiesbeton hergestellt. Die Abb. 156 zeigt den Querschnitt des Dammes von Charmes. Der untere Teil der Herdmauer hat senkrechte Wände, der

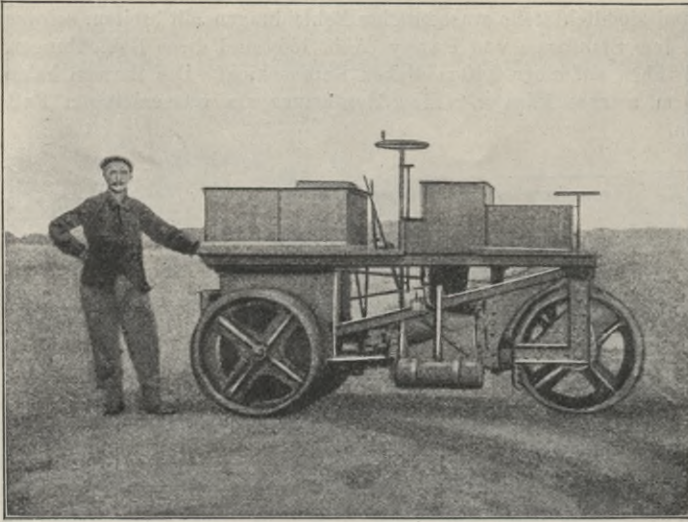


Abb. 160. Petroleummotorwalzen, angewendet zum Abwalzen der Erdschüttung der Staudämme von Villegusien und Charmes

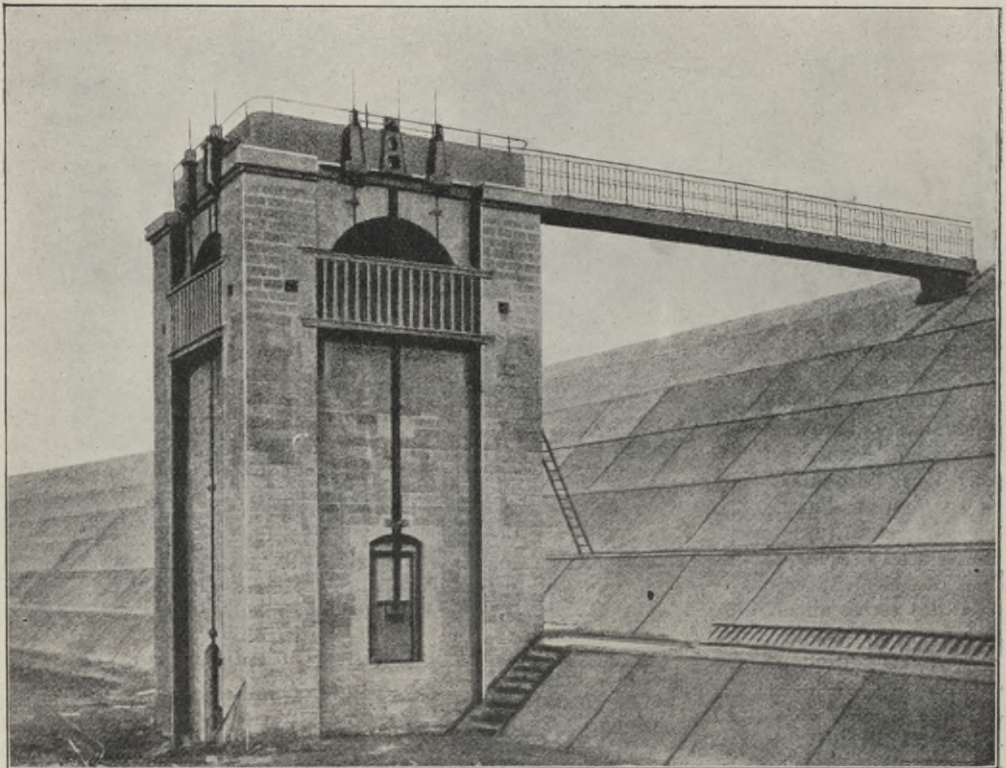


Abb. 161. Ansicht der Betonböschung nebst Entnahmeturm am Staudamm von Villegusien.

obere Teil ist gebüsch. Die beiderseitigen Berghänge zeigen sehr durchlässige Ablagerungen. Deswegen wurde die Herdmauer in diese hinein bis zu den dichten Schichten verlängert. Um Ersparnisse zu erzielen, ist hier das Massiv der Herdmauer in Gallerien aufgelöst worden. Die Abdichtung der oberen wasserseitigen Böschungen dieser Dämme besteht aus Zementbetonplatten, die in Längen von

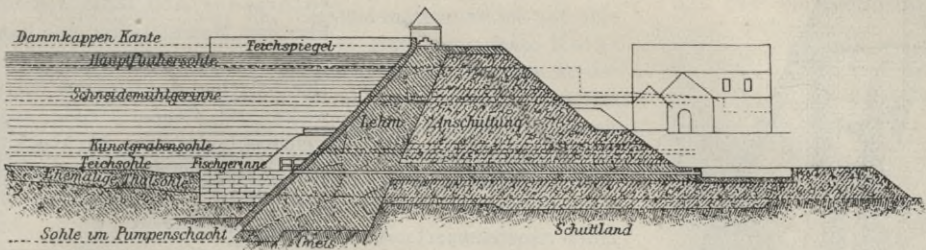


Abb. 162. Querschnitt des Dörntaler-Dammes. 1:1000.

je 3 m an Ort und Stelle hergestellt wurden (Abb. 157). Zwischen den einzelnen Stücken sind Fugen von 3 cm Stärke vorhanden, die mit Lehm und oben mit einer dünnen Mörtelausfüllung versehen sind. Auf diese Weise soll der Rissebildung vorgebeugt werden.

Der Damm an der Vingeanne (Abb. 158) enthält rund 350000 cbm Schüttung. Bei der Ausführung (Abb. 159) sind Petroleummotorwalzen von 2500 kg Betriebsgewicht zur Anwendung gelangt,

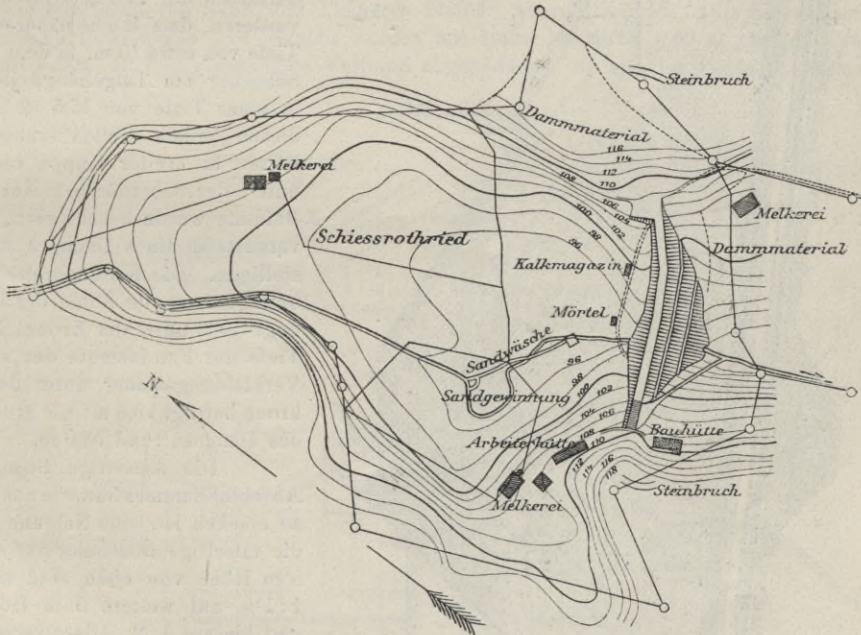


Abb. 163a. Lageplan des Schießrothried-Dammes. 1:5000.

deren Wirksamkeit als sehr wertvoll bezeichnet wird (Abb. 160). Die Spurbreite war 1,20 m, so daß die Walzen in alle Ecken bis an das Mauerwerk gelangen konnten, worin ein Vorzug gegenüber den großen Walzen besteht. Die Ränder sind geriffelt. Das gewalzte Erdreich erreichte ein Gewicht von 2000 kg/cbm, das noch erhöht wurde durch den Zusatz von Kies. Es ist also fast das Gewicht des Mauerwerkes erreicht worden. Französische Ingenieure sind der Ansicht, daß man mit dieser Bauweise Dämme von sehr großer Höhe erreichen kann, die den gemauerten Sperren vorzuziehen sein dürften¹⁾. Abb. 161 zeigt die Ansicht der Betonböschung.

Der Damm des Dörntaler Teiches (Abb. 162) bei Freiberg in Sachsen ist ein älteres Beispiel dieser Bauweise in Deutschland. Näheres hierüber s. Wochenschr. d. österr. Ing. und Arch. Ver. 1882, S. 1.

¹⁾ Näheres s. Le Génie civil v. 17. 10. 1908. S. 409.

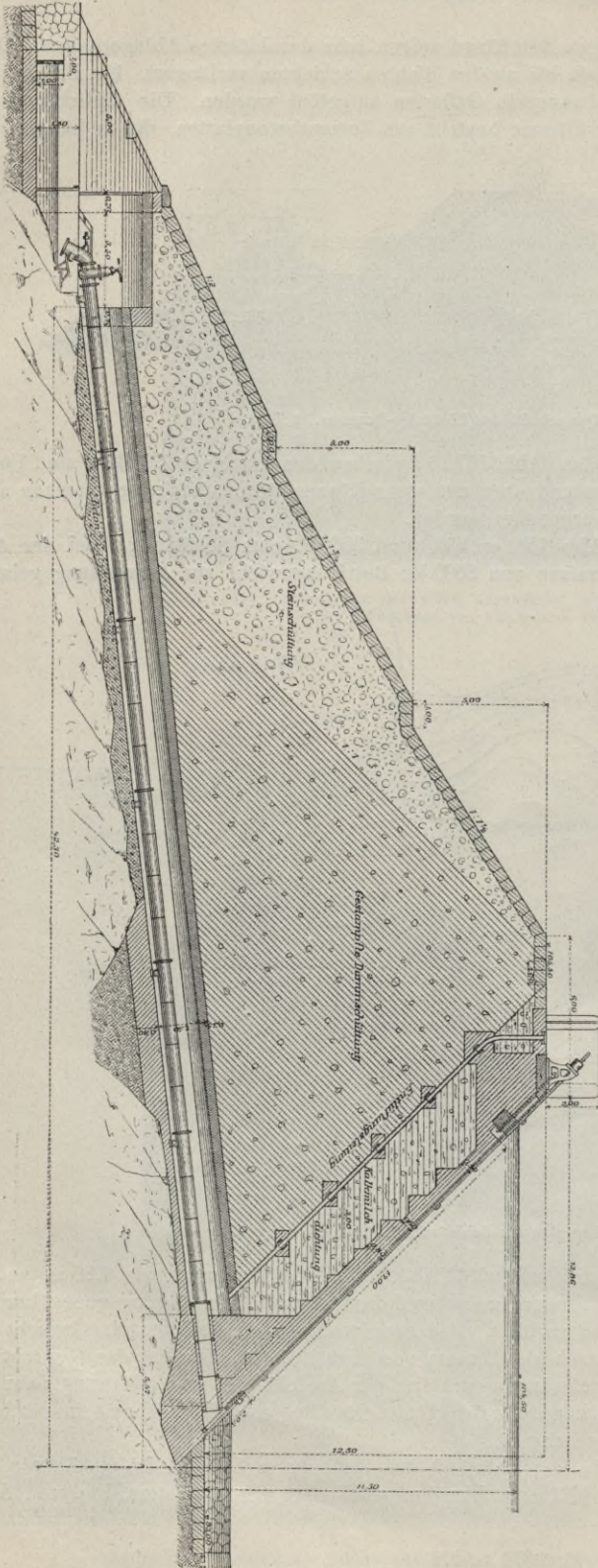


Abb. 163b. Querschnitt des Schießrothried Dammes. Ungerf. Maßstab 1:300.

Von neueren deutschen Ausführungen ist hier zu erwähnen der Schießrothrieddam in den Vogesen.

Das Talbecken des Schießrothriedes (Abb. 163a) liegt auf 920 m über dem Meere; es hat eine Länge von 400 m und eine größte Breite von 250 m. Der Talgrund des Beckens ist vorzugsweise mit feinem Sande ausgefüllt, welchem in der Nähe der Abschlußstelle eine wenig mächtige Torfschicht aufgelagert ist. Bei der Ausgrabung des Fundamentalschlitzes wurde auf der rechten Talseite der Fels in guter Beschaffenheit in der verhältnismäßig geringen Tiefe von 1 bis 4 m bloßgelegt, auf der linken Seite aber fiel er in beträchtliche Tiefen ab. Es wurden an verschiedenen Stellen in dem Schlitz selbst Schächte abgeteuft und in zweien derselben der Felsen erreicht: in dem vorderen, dem Bache näheren, in einer Tiefe von etwa 10 m, in dem hintersten Schachte am Talgehänge jedoch erst in einer Tiefe von 13,5 m. Zwischen diesen beiden Stellen erhob sich der Felsen in breiter Kuppe bis zu 6 m unter der Oberfläche. Nach diesem Befunde wurde beschlossen, den Stau vermittelt eines Dammes zu bewerkstelligen. Die Kronenbreite desselben beträgt 6 m; die Sohle des Überlaufes liegt 1,0 m unter der Krone. Die größte Tiefe der Fundamente der seeseitigen Verkleidungsmauer unter der Dammkrone beträgt 19,8 m; die größte Breite des Dammes rund 52,0 m.

Die seeseitige Böschung des Abschlußdammes hat, wie aus Abb. 163b zu ersehen ist, eine Neigung von 1:1, die talseitige Böschung auf die ersten 5 m Höhe von oben eine solche von 1:1½, auf weitere 5 m Höhe 1:1¾ und hierauf 1:2. Diese verschiedenen Neigungen sind durch zwei wagerechte, 1 m breite Berme voneinander getrennt. Auf der Wasserseite ist der Dam mit einer Mauer verkleidet, die unten mit verstärktem Fuß auf dem gewachsenen Felsen aufsitzt bzw. in denselben eingreift (Abb. 163c), sodann in einer Stärke von 0,80 m bis zu der Höhe von 6 m unter der Dammkrone heraufreichend, von hier bis 4 m unter der Krone 0,60 m stark ist und dann auf die letzten 4 m nur mehr 0,50 m Stärke normal zur

Böschung mißt. Die hintere Fläche dieser Verkleidungsmauer ist mit staffelförmigen Abtreppungen versehen, um eine feste Auflagerung auf der hinterliegenden Dammschüttung zu erzielen. Auf der Dammkrone hat die Verkleidungsmauer eine Verbreiterung, die als Gründung für die 1 m hohe, 0,50 m starke Brüstungsmauer dient.

Unmittelbar hinter der Verkleidungsmauer ist auf eine wagerecht gemessene Breite von 3 m eine sogenannte Kalkmilchdichtung eingebracht. Dieselbe besteht aus dem an der Baustelle vorhandenen, ausgesucht besten lehmig-sandigen Material mit einzelnen Steinen bis zur Faustgröße, welches in dünnen Lagen aufgebracht, sodann mit Kalkmilch begossen und gestampft wurde. Man erhielt so eine dichte, sehr widerstandsfähige Schüttung, die namentlich auch den Vorteil bietet, daß sie das Eindringen von Maulwürfen, Mäusen usw. in den Dammkörper, deren Gänge und Höhlungen Veranlassung zu Durchsickerungen geben können, nahezu unmöglich macht. Auf diese Dichtungsschicht folgt sodann der eigentliche Dammkern mit einer Breite von 1 m in der Krone und nach beiden Seiten mit Böschungen von 1:1, bestehend in einer in dünnen Lagen gestampften Dammschüttung aus ebenfalls ausgesuchtem lehmigen Sand, in den eine mäßige Anzahl Steine eingestampft werden durfte. Hinter der Krone legt sich an die Talseite eine Steinschüttung aus großen Steinen, deren Zwischenräume mit Sand und kleineren Steinen ausgefüllt sind. Die ganze Dammkrone und die talseitigen Böschungen und Bermen wurden mit einem im Mittel 0,50 m starken Trockenpflaster aus Granitsteinen in unregelmäßigem Verband abgepflastert, so daß der ganze Staudamm mit einem

Fuss der Verkleidungsmauer.

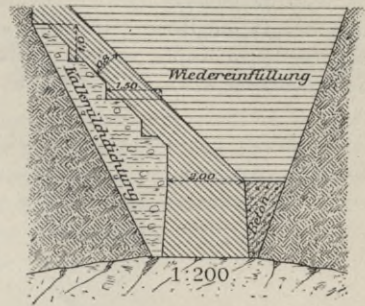


Abb. 163c. Schießbrothried-Damm.

Abb. 164.

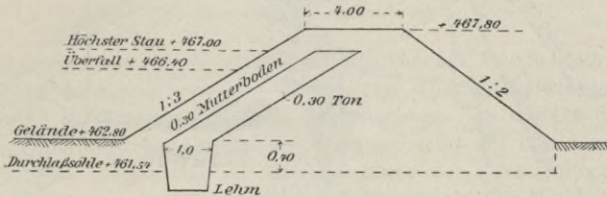


Abb. 165.

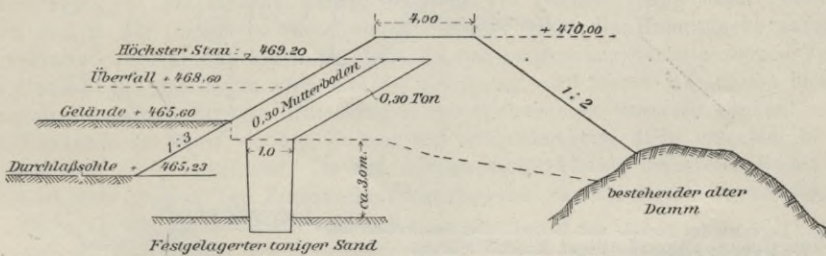


Abb. 164 u. 165. Querschnitt der Staudämme von Grüssau (Schlesien).

Mantel von Steinen umgeben ist, um bei einem etwaigen Überspülen dem Wasser nirgends eine Gelegenheit zu Abschwemmungen zu bieten. Diese Vorsicht wurde bei der entfernten, im Winter oft unzugänglichen Lage des Bauwerkes für erforderlich gehalten, obwohl eine Überstauung des Dammes mit Rücksicht auf die reichliche Bemessung der Überlaufweite nahezu ausgeschlossen ist.

Bei der Dammschüttung wurden die beiden an die Talhänge anschließenden Flanken höher getrieben und das Mittelstück von Gerüsten aus durch Abstützen des Materials geschützt. Hierbei mußten die Querhölzer und Verstrebungen der Gerüste mit dem Höherkommen der Dammschüttung nach und nach herausgezogen und durch vorläufige Sprieße ersetzt werden. Alle Schüttungen, sowie das Feststampfen erfolgten stets in wagerechten Lagen, niemals in geneigten Schichten. Für die Kalkmilchdichtung wurde das Material in Lagen von 10 cm lose aufgebracht, sodann mit der Gießkanne die dünnflüssige Kalkmilch aufgegossen und hierauf nochmals eine dünne Schicht Material

aufgestreut, um das Ankleben des Kalkbreies an den Stampfern zu verhindern. Das Verhältnis des hierzu verwendeten hydraulischen Kalkes betrug zwischen 15 und 20 Liter Kalkpulver auf 1 cbm gestampfter fertiger Dammschüttung oder 9,4 bis 12,5 kg für das Kubikmeter. Bei feuchtem Wetter und nach starken Regengüssen mußte der Kalk in Pulverform aufgestreut werden und man stampfte dann in die Schicht kleinere Steine mit ein, um zu verhindern, daß das Material unter dem Stampfer elastisch in die Höhe getrieben werde. Zum Stampfen wurden gußeiserne, etwa 20 kg schwere, mit abgerundetem Kopfe versehene Stampfer benutzt und es verminderte sich hierbei die ursprüngliche Schichtenhöhe etwa auf die Hälfte.

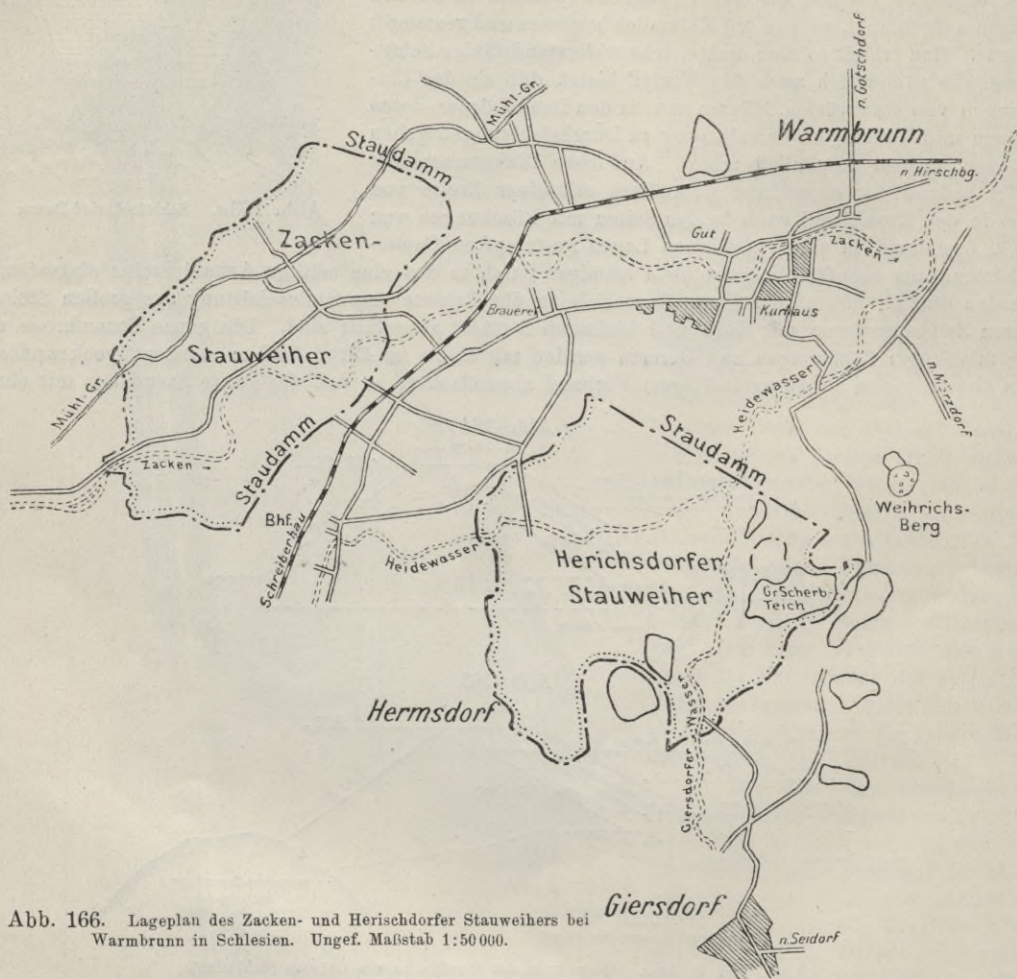


Abb. 166. Lageplan des Zacken- und Herischdorfer Stauweihers bei Warmbrunn in Schlesien. Ungef. Maßstab 1:50 000.

Der eigentliche Dammkern (ohne Kalkmilchdichtung) wurde in gleicher Weise in waagrechten Lagen von 20 cm gestampft, und hierbei je nach der Witterung durch Zugießen von Wasser angefeuchtet. Die Zusammensetzung der Dammerde war durchschnittlich so, daß sich in 1 Liter Boden 0,79 Liter Sand und 0,21 Liter Lehm befanden. Es ist hierbei allerdings zu berücksichtigen, daß die Dammschüttung nur stützender Teil ist, während die Abdichtung von der Blendmauer erzielt wird. Im ganzen enthält die Dammschüttung rund 20 000 cbm. Das Kubikmeter kostete auf den ganzen Damm (Kalkmilchdichtung, gestampfte Dammschüttung und Steinschüttung) verteilt 1,65 Mark. Bei der Anschüttung des Dammes wurde ein voraussichtliches späteres Setzen in Berücksichtigung gezogen und daher die Schüttung in der Mitte um 0,50 m höher ausgeführt¹⁾.

¹⁾ Fecht, Über die Anlage und den Betrieb von Stauweihern in den Vogesen. Berlin 1893, S. 11.

Eine andere Bauweise, die sich grundsätzlich der französischen anschließt, ist neuerdings bei den schlesischen kleinen Hochwasserverwaltungen zur Ausführung gelangt, u. a. bei Grüssau, am Zackenweiher u. a. a. O. (s. Tabelle 6).

Die Stauweiher von Grüssau (Abb. 164 u. 165)¹⁾. Im Tale der Zider (Bobergebiet) sind bei Grüssau zwei flache Staubecken von 0,52 und 0,42 Mill. cbm derart übereinander angeordnet, daß der Stauspiegel des unteren Beckens beim Füllen bis an den Fuß des oberen Dammes heranreicht. Diese Teilung ist erfolgt, um eine zu große Stauhöhe zu vermeiden, die sich bei Anlage nur eines Dammes ergeben hätte. Das Gesamtniederschlagsgebiet beträgt 57,7 qkm. Die Talmulden sind durch Verwallungen von 457 und 250 m Länge abgesperrt. Für die Hochwasserentlastung sind 1,4 m unter Dammkrone 53,4 und 81,5 m lange gemauerte seitliche Überläufe und zur Abführung gewöhnlicher Hochfluten in Geländehöhe Durchlässe von 2,9 und 3,6 qm Querschnitt mit Abpflasterungen oberhalb und unterhalb vorgesehen. Die Dammhöhen sind etwa 4 m und 4,80 m. Die Gesamtkosten beider Becken sind zu 400 000 Mark oder 0,425 Mark für 1 cbm Stauraum veranschlagt.

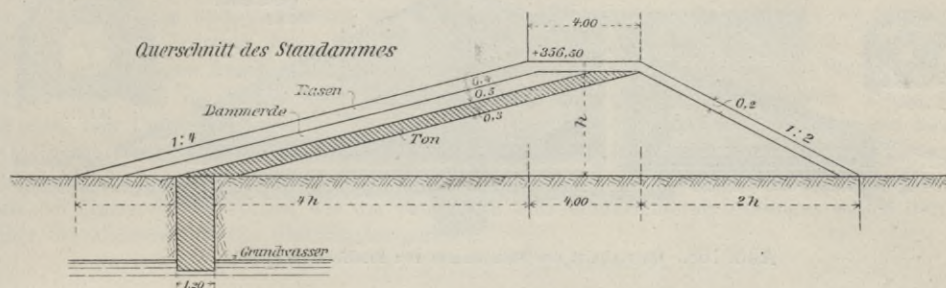


Abb. 167. Querschnitt des Zackenstauweiherdammes.

Beide Stauweiher gelangten im Jahre 1905 zur Ausführung. Der Schüttboden der Dämme wurde dem Gelände der Becken entnommen, dessen Untergrund lehmig und kiesig, zum Teil moorig ist. Der Lehm und Sand sind miteinander künstlich durchgemengt. An einigen Stellen, wo Moorflächen bei der Dammschüttung gekreuzt wurden, ist der Moorboden bis auf den darunter liegenden schneeweissen feinen Sand entfernt. Eigenartig ist die Abdichtung der wasserseitigen, in der Neigung 1:3 hergestellten Böschung durch eine Tonlage mit Humusüberdeckung. Die Herstellung der Tonabdichtung geschah in der Weise, daß nach einiger Ablagerung des geschütteten Dammkörpers der Ton durch eine Arbeitergruppe roh eingebracht wurde, während ein zweiter Trupp unter Anfeuchtung den Ton stampfte und in der Oberfläche dicht ebnete. Dann wurde die Humusdecke aufgebracht. Es kann nicht verkannt werden, daß auf diese Weise in der Begrenzungsfläche zwischen Tondecke und Humus eine glatte Ebene geschaffen wird, und die Erfahrung wird lehren müssen, ob hier etwa unter dem Einflusse des gestauten Beckens Rutschungen der Humusdecke eintreten können.

Die Tondecke ist dort, wo der Untergrund nicht genügend dicht erschien, in Form einer Herdmauer nach der Tiefe fortgesetzt, bis auf den als undurchlässig erachteten Boden. Bei dieser Ausführung fand zum großen Teil Frauenarbeit Verwendung, die für diesen Zweck ebenso gut aber wesentlich billiger als die Männerarbeit sein soll.

Lageplan und Querschnitt des in entsprechender Weise hergestellten Zackenstauweiher-Dammes geben Abb. 166 u. 167 wieder. Die größte Dammhöhe ist etwa 10 m.

β) Abdichtung durch einen inneren Kern.

Der Dammkörper besteht hier aus einem abdichtenden Teil (dem Kern) und aus zwei stützenden Teilen. Der Damm wird somit in drei Teile zerlegt; der abdichtende mittlere Teil wird teils in Ton, teils massiv hergestellt.

Dämme mit Tonkern (engl. Bauweise). Die Stärke des Tonkernes beträgt gemeinhin 1,5–4 m an der Dammkrone, und es tritt nach unten hin eine Verbreiterung in der Neigung 1:12 bis 1:24 ein. Die geringste Sohlenstärke des Kernes wird etwa

¹⁾ Die Abb. 164 bis 167, 169 u. 170 sind zum Teil nach der Zeitschr. f. d. gesamte Wasserwirtschaft 1908, zum Teil nach eignen örtlichen Erkundungen des Verfassers hergestellt.

auf $\frac{1}{3}$ der Dammhöhe bemessen. Der Kern wird bis in die wasserdichten Schichten des Untergrundes geführt. Bisweilen ruht der Ton auf einem Betonkernunterbau. Zu beiden Seiten wird gute Dammerde angebracht; die äußeren Böschungen sind an der Wasserseite etwa 1 : 3, an der Luftseite 1 : 2. Ausführungen dieser Art kommen in England bis zu 30 m Höhe vor. Ein Beispiel dieser Bauart ist der Damm von Bradford (Abb. 168).

In Deutschland sind die ältesten Staudämme im Harz zu finden. Sie sind zum Teil schon im Mittelalter entstanden und als Schüttung mit Kern ausgeführt. Diese Harzer Dämme haben eine Höhe bis 15 m. Der Gesamtstauraum der Harzer Becken

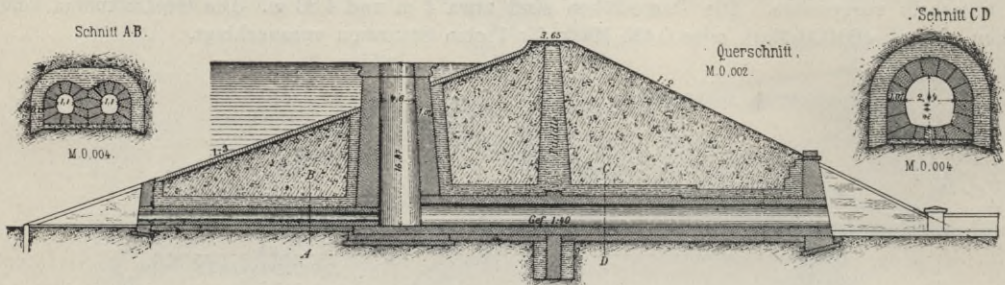


Abb. 168. Querschnitt des Staudammes von Bradford (England).

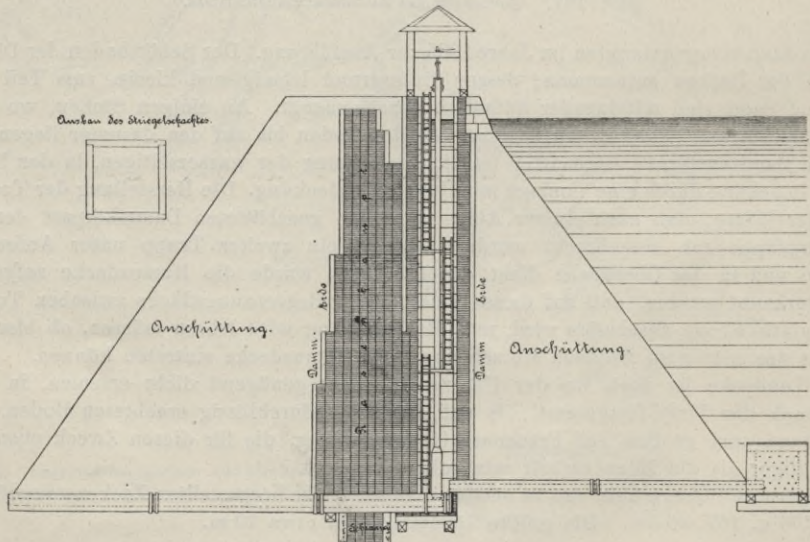


Abb. 169. Querschnitt der Staudämme im Harz.

beträgt etwa 10 Mill. cbm. Der größte ist der Oder-Teich (erbaut um das Jahr 1720) mit 1,7 Mill. cbm Inhalt. Die Abb. 169 gibt in grundsätzlicher Darstellung den Querschnitt dieser Harzer Dämme. Es sind zwei Hauptteile vorhanden:

1. ein Kern aus Dammerde oder Rasen als abdichtender Teil, und
2. ein stützender Teil aus Gerölle.

Bisweilen findet sich eine beiderseitige Anschüttung des Kernes. Die Wasserentnahme liegt bei diesen Dämmen meist an der Wasserseite und geschieht mittels eines Schachtes.

Die Dämme mit innerem Tonkern haben in neuerer Zeit wieder Aufnahme gefunden bei den schon oben erwähnten schlesischen Staubecken für den Hochwasserschutz. Es ist in dieser Weise u. a. ausgeführt der Stauweiher von Herischdorf bei Warmbrunn.

Der im Jahre 1904 fertiggestellte flache Stauweiher von Herischdorf im Haidewasser (Bober) hat ein Aufnahmevermögen von 4 Mill. cbm und hat in erster Linie den Zweck, den Badeort Warmbrunn und die Stadt Hirschberg vor Hochwasser zu schützen (Abb. 166). Das Niederschlagsgebiet ist 92 qkm groß. Der Stauweiher ist gebildet durch eine rd. 1500 m lange Verwallung und einen 57 m langen, in den Damm eingebauten massiven Überfall. Der Damm ist aus einem 1 bis 2 m starken Tonkern mit beiderseitiger Erdschüttung hergestellt (Abb. 170). Die Kronenbreite beträgt 4 m, die Höhe über Gelände bis 8,4 m; die Böschungen sind 1:4 (wasserseitig) und 1:2. Der Schüttboden ist aus der Grundfläche des Beckens entnommen, dessen Untergrund Lehm und Kies ist. Vor der Schüttung sind diese beiden Stoffe miteinander vermengt worden. Die Böschungen sind mit Graswuchs bedeckt. Bei der gemischten Anordnung von Erdschüttung mit eingebautelem massivem Überlauf ist die Anschlußstelle von Schüttung und Mauerwerk von besonderer Wichtigkeit. Es muß hier die Sorgfalt darauf hingehen, daß das Erdreich durch den Wasserdruck gegen das Mauerwerk gedrückt wird.

Die bisherigen Anschwellungen des Haidewassers nach Fertigstellung des Stauweihers sind so hoch gewesen, daß die 1,84 m hohe Durchflußöffnung ein wenig überdeckt wurde. Dabei will man, nach den dem Unterzeichneten an Ort und Stelle gewordenen Mitteilungen, beobachtet haben, daß bei kleineren Hochfluten alles von oben herabkommende Wasser durch die Öffnung des Staudammes hindurchgeht und eine zurückhaltende Wirkung nicht zur Geltung kommt. Die für einen Hochwasserschutz bei Eintreten von Fluten, wie die vom Jahre 1897 eingerichteten Öffnungen sollen darnach den Weiher bei kleineren Fluten wirkungslos machen.

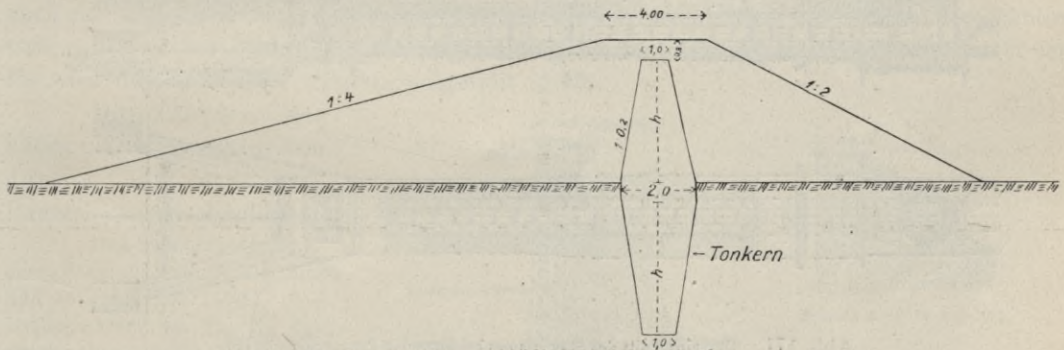


Abb. 170. Querschnitt des Staudammes bei Herischdorf in Schlesien.

Eine Abdichtung des tieferen Untergrundes — nicht des Damms selbst — mittels eines Tonkernes ist am Stauweiher von Friedberg erfolgt. Dieser Kern ist unter der Mitte des Damms durch eine etwa 2 m starke Sand- und Kiesschicht bis auf den Fels (Gneis) hinabgeführt. Es dürfte zweckmäßiger gewesen sein — in Anbetracht des stark durchlässigen Untergrundes — den Tonkern an den Fuß der Böschung an die Wasserseite zu legen, um einem Aufweichen der Erdschüttung am oberen Teile durch Unterdruck vorzubeugen. Im übrigen ist an diesem Damm keine besondere Abdichtung angeordnet, obwohl die Stauhöhe rund 13 m beträgt.

Der Staudamm bei Straschin-Prangschin (Westpreußen, erbaut 1908/09) ist eine Bauweise mit sehr massivem Kern (Abb. 171). Der Kern besteht aus Geschiebemergel mit großem Tongehalt und hat am Dammfuß eine Breite von 24 m und 0,5 m über dem höchsten Wasserstande eine Breite von 2,5 m erhalten, während die volle Krone 5,0 m und die Sohle 80 m mißt bei einer Dammhöhe von 18 m. Der Untergrund ist blaugrauer, tonhaltiger Geschiebemergel. Die den Kern umhüllende Schüttung besteht aus standfähigem Boden. Der abdichtende Kern ist bis auf den gewachsenen Geschiebemergel hinunter geführt und an der Wasserseite noch durch eine 2 m tief in den Mergel eingerammte Spundwand gesichert. Die Böschungen des Damms wurden wasserseitig im unteren Drittel (1:2) durch Steinschüttung, oben (1:1½) mit 30 cm starken Granitpflaster befestigt. Die luftseitigen Böschungen sind mit Rasen auf Humusschicht versehen¹⁾. Der Fassungsraum des Beckens beträgt 3,4 Mill. cbm.

1) Z. d. Ver. deutsch. Ing. 1910, S. 1079.

Dämme mit Kern aus Mauerwerk, Beton, Holz oder Eisen.

Die Dämme mit innerem massiven Kern werden als amerikanische Bauweise bezeichnet, und sicher ist, daß man diese Ausführungen hier viel findet und die amerikanischen Ingenieure ihr eine große Zuneigung entgegenbringen. Das Vorhandensein von Felsuntergrund oder mindestens eines festen und dichten Untergrundes ist bei dieser Bauweise Vorbedingung und der Kern wird bis auf diese Gründungssohle hinuntergeführt.

Die amerikanischen Ingenieure konstruieren den inneren Mauerkerne nicht als standsicher für den ganzen Wasserdruck, sondern nur für die Dichtigkeit, um den Wasserabzug abzuhalten, wenn man das erstere vielleicht auch theoretisch verlangen sollte. Versuche durch Absenkung von Röhren haben dort zwar gezeigt, daß die innere Dammseite gegen das Becken hin stets wasserdurchtränkt ist. Der Wasserstand steht meist am Kern um einiges niedriger als im Becken. Ähnliche Beobachtungen machte der Verfasser beim Solinger Staudamm. Ungeachtet dessen stehen diese leichten Mauern.

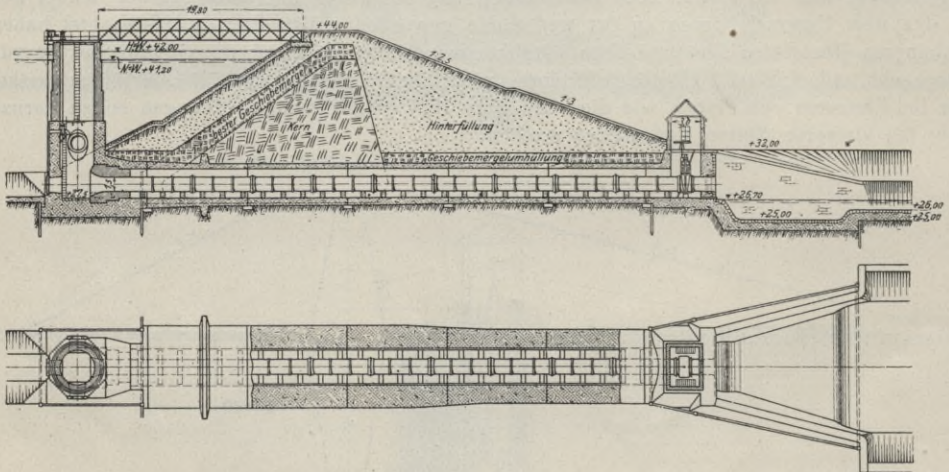


Abb. 171. Quereinschnitt des Staudammes bei Straschin-Prangschin. 1:750.

Wegmann spricht seine Ansicht dahin aus, daß entweder der Kern niemals in wesentlichem Maße dem Wasserdruck aus dem Becken ausgesetzt sei, oder die gutgestampfte Erde, die ihm an der Unterseite (Luftseite) vorgelagert ist, den Kern befähigt, dem Druck zu widerstehen.

Die obere Stärke des Kernes wird bei amerikanischen Ausführungen auf etwa 0,75—2,00 m bemessen; die Seitenwände werden über Gelände gebüsch angelegt und fallen unterhalb senkrecht ab. Die Stärke in Geländehöhe wird gleich $\frac{1}{6}$ — $\frac{1}{7}$ der Stauhöhe gemacht; die Überlaufhöhe legt man 1,50—7,50 m unter Kronenhöhe¹⁾. Das letztere Maß erscheint außerordentlich groß, wird aber bei geräumigen Becken gewählt, um ein Überströmen der Krone mit Sicherheit zu vermeiden.

Oft aber werden nur Spundwände — eiserne oder hölzerne — bis in die undurchlässigen Schichten geführt, z. B. ist dies geschehen bei dem kleinen Staudamm, der oberhalb der großen Sperre von Mauer (Schlesien) errichtet wurde, um das Bachwasser während der Bauzeit seitlich in einen Stollen abzuleiten. Auch einige Beispiele aus Amerika sind bekannt.

¹⁾ Eng. Record, Juli 1904.

Es empfiehlt sich, den Kern beiderseitig, zum mindesten aber an der Wasserseite mit einem Verputz zu versehen, um eine bessere Abdichtung gegen durchziehendes Sickerwasser zu erreichen.

Die Amerikaner bauen oft Talsperren nach einem gemischten System: teils als gemauerte Talsperre, teils als Erddamm mit Mauer- oder Betonkern, und zwar in der Teilung der Längsrichtung nach. Ein älteres Beispiel hierfür ist der Titicusdamm, der

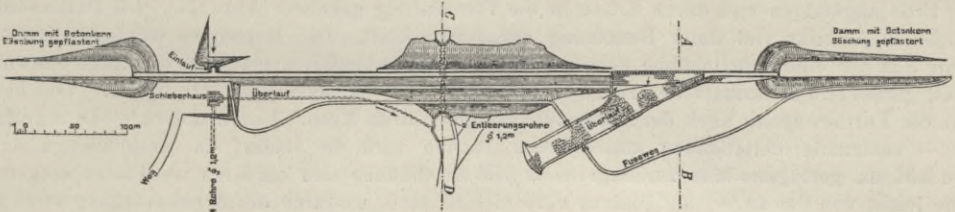


Abb. 172. Lageplan der Talsperre von Jersey City.

Damm von Otay u. a. m. Geplant und zum Teil auch ausgeführt wurde eine solche gemischte Bauweise bei der neuen Croton-Talsperre für die Wasserversorgung von Neuyork. Wegen später auftretender Bedenken kam man im Laufe der Bauausführung von dem Verfahren ab. Der schon teilweise errichtete Staudamm mit Betonkern wurde wieder abgebrochen und durch ein massives Bauwerk ersetzt¹⁾. Zu erwähnen sind an dieser Stelle auch die kleinen schlesischen Schutzdämme, die im wesentlichen als Erddamm geschüttet sind, aber in der Mitte ein gemauertes Stück haben, das als Überlauf ausgebildet ist. Es wird darüber später näheres mitgeteilt (§ 42).

Die Talsperre des neuen Wasserwerkes von Jersey City möge diese Bauweise veranschaulichen.

Das Sammelbecken hat einen Stauninhalt von 33 Mill. cbm und soll zunächst 145000 cbm Brauchwasser am Tag, in Zukunft bis zu 318000 cbm liefern. Das Wasser wird der Stadt in natürlichem Gefälle auf eine Entfernung von 37 km teils in gemauertem Kanal, teils in Rohrleitungen zugeführt. Das Niederschlagsgebiet ist 312 qkm groß. Die mittlere jährliche Regenmenge beträgt 1140 mm, die niedrigste 890 mm mit einer geringsten Jahresabflußmenge von 180 Mill. cbm. Das Becken von 364 ha Wasserfläche bei voller Füllung wird abgesperrt durch eine Mauer von 940 m Länge und 33 m größter Höhe am östlichen Ende (Abb. 172 u. 173), und einen Erddamm mit Betonkern von 1100 m Länge als südlichen Abschluß. Dieser letztere Damm war nötig, um das Übertreten des Wassers in ein anderes Niederschlagsgebiet zu verhindern. Die Hauptsperrmauer enthält etwa 183000 cbm Mauerwerk und ist auf festen Fels (Sandstein der Triasformation) gegründet. Der Baustein ist eine Art Granit. Unter der Mauer nahe der Wasserseite ist ein Mauereingriff in den Fels von 3 bis 6 m Tiefe und etwa 3 m Breite vorhanden. Die größte Beanspruchung des Felsens beträgt 9 kg/qcm an der Luftseite bei gefülltem Becken und 10 kg/qcm an der Wasserseite bei leerem Becken. An den beiden Enden geht die Mauer in Erdschüttungen mit Betonkern über.

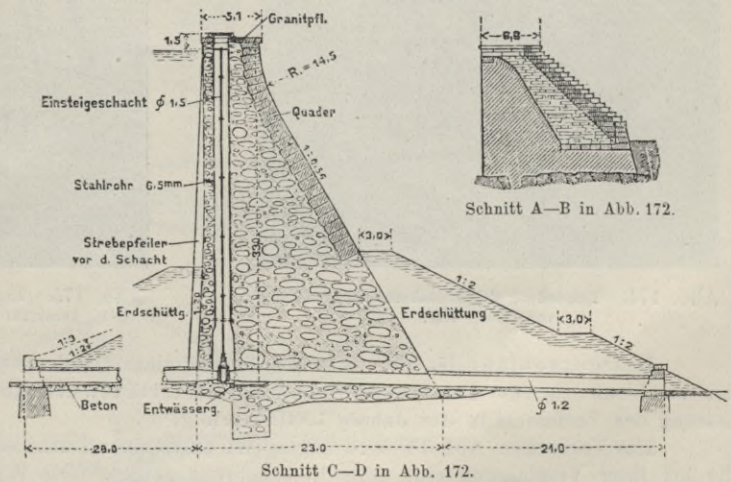


Abb. 173. Querschnitte der Talsperre von Jersey City. 1:750.

¹⁾ Eng. News 1904, S. 574.

Dieser Erddamm hat einen Kern aus Zementbeton von 1,40 m Stärke erhalten. Die Gesamtkronenbreite beträgt 3,6 m; die Böschungen sind in 1:2 angelegt. Der Damm ist 9 m hoch. Der Beton ist sehr naß hergestellt und mit Steinen von verschiedener Größe, die sorgfältig gewaschen und, wenn nötig, mit Stahlbürsten gereinigt wurden, durchsetzt. Der Beton ist zwischen kräftiger Holzschalung eingebracht, wobei der Abstand der Wände durch eiserne Querbänder und Holzsteifen gesichert wurde (Abb. 174). Die eisernen Bänder sind einbetoniert und ein wenig unter der Außenfläche abgemeißelt. Dieses Verfahren wird als schnell und sparsam bezeichnet. Der Beton wurde zu ebener Erde angefahren und durch Krane in die Verschalung gehoben (Abb. 175). Die Betonbereitung geschieht in Amerika viel unter Benutzung der Schwerkraft. Die Materialien werden mittels Kran ca 7 bis 8 m auf eine Arbeitsbühne gehoben und in einer Betonmischmaschine, die durch Schwerkraft arbeitet, gemischt. So kommt der Beton in Geländehöhe — Arbeitshöhe — fertig an. Von hier geschieht die Fortbewegung nach der Verwendungsstelle mittels Kran. Durch diesen — in regelrechter Folge — aneinanderschließenden maschinellen Betrieb wird der Bedarf an menschlichen Arbeitskräften auf ein geringstes Maß zurückgeführt. Die Mischbühne und der Kran werden so eingerichtet, daß sie leicht von Ort zu Ort auf Gleisen verschiebbar sind, wodurch der Arbeitsvorgang noch weiter vereinfacht wird.

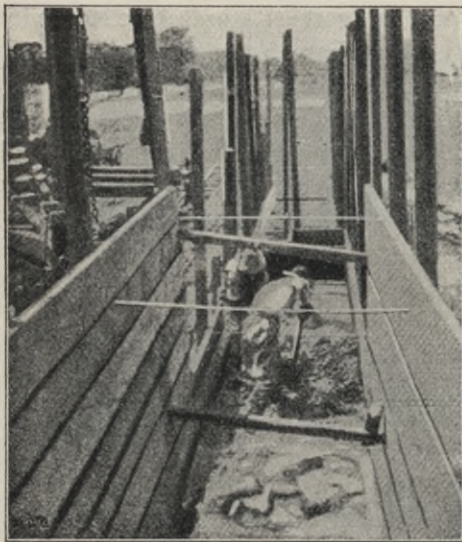


Abb. 174. Herstellung des Betonkerns am Staudamm von Jersey City.



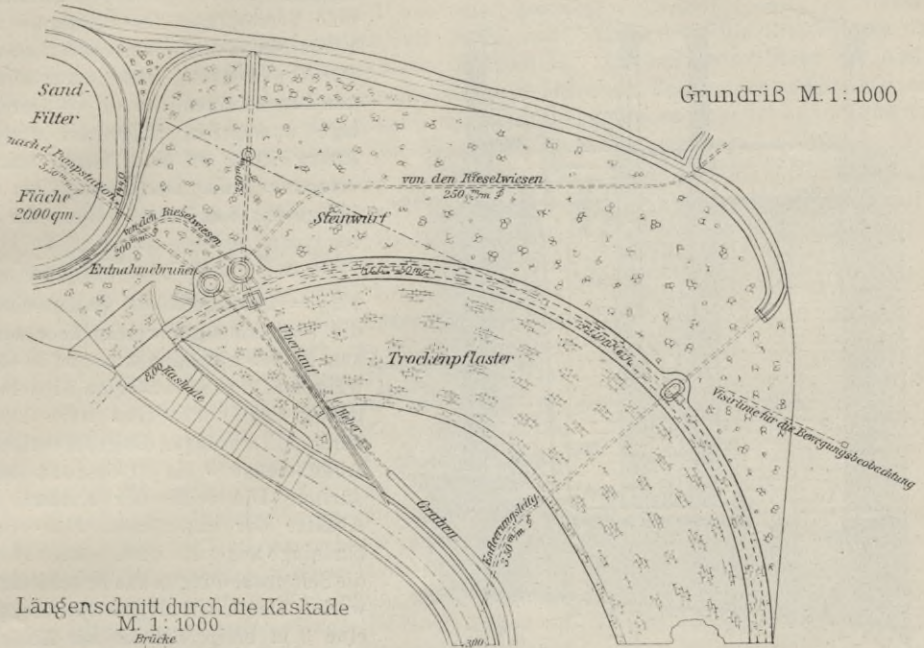
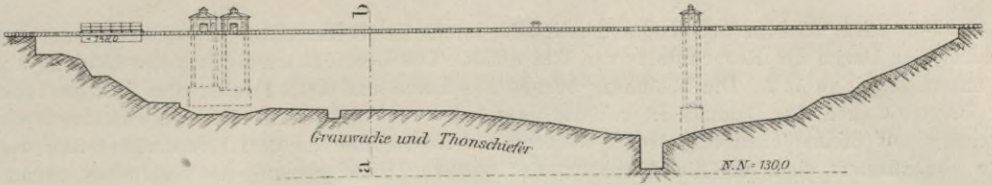
Abb. 175. Kranbetrieb bei Herstellung des Betonkerns für den Staudamm von Jersey City.

In Deutschland ist die erste Ausführung eines Staudammes mit Betonkern zur Absperrung des Vorbeckens für das Wasser- und Elektrizitätswerk der Stadt Solingen unter der Leitung des Verfassers in den Jahren 1900/01 erfolgt¹⁾.

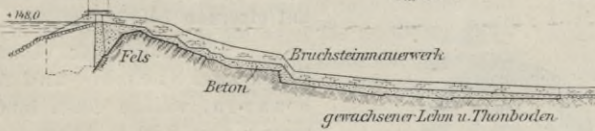
Das Vorbecken (Abb. 13) wird abgesperrt durch einen Damm am Zusammenlauf von drei Tälern, die bei ihrer Vereinigung eine enge Einschnürung zeigen. Die Wassertiefe bei gefülltem Becken beträgt 8,5 m. Bei angestautem Hauptbecken, dessen höchster Wasserspiegel + 147,0 NN. ist, liegt der Damm beiderseitig im Wasser, auf der Oberseite 1,35 auf der Unterseite 2,35 m daraus hervorragend. Der Damm (Abb. 176) besteht aus einem massiven Kern mit beiderseitiger Erdschüttung. Der Kern ist in Beton hergestellt und greift in der Sohle wie an den beiderseitigen Berghängen in den festen Fels ein. Seine Stärke beträgt in der Kronenhöhe 1 m; in der durchschnittlichen Gründungssohle (+ 136) 2 m. Der Damm ist nach einem Halbmesser von 50 m gekrümmt. Der Betonkern ist als Gewölbe wirkend allein in stande, den gesamten Wasserdruck aufzunehmen, wobei die Druckbeanspruchungen des Baustoffes innerhalb zulässiger Grenzen bleiben (s. S. 277). Das Mischungsverhältnis des Betons ist: 1 Rtl. Zement, $\frac{1}{2}$ Rtl. Fettkalkbrei, $\frac{1}{2}$ Rtl. Traß, 4 Rtl. Rheinsand, 8 Rtl. Kleinschlag. Die Außenflächen des Betonkerns sind mit einem glatten und dichten Verputz von 15 mm Stärke versehen, der die Zusammensetzung hat: 1 Rt. Zement, 1 Rt. Kalk, 3 Rt. feiner Sand.

¹⁾ Näheres Zeitschr. für Bauwesen 1904. S. 295.

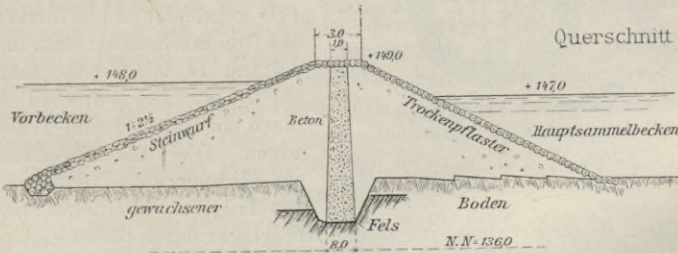
Längenschnitt durch den Betonkern



Längenschnitt durch die Kaskade
M. 1: 1000



Querschnitt a-b M. 1: 500



Längenschnitt durch die Entleerungsleitung
M. 1: 500

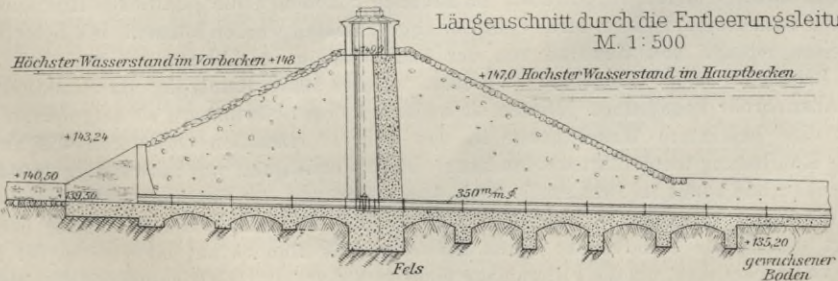


Abb. 176. Staudamm mit Betonkern des Solinger Vorbeckens.

Der Kern wird in seiner Standfestigkeit durch die beiderseitige Erdschüttung unterstützt, wodurch der Damm die Kronenbreite von 3 m erhält. Die obere Böschung hat die Neigung 1:2¹/₂, die untere talseitige 1:2. Die Schüttung besteht aus Lehm und Letten in seinem inneren Teile; in den äußeren Lagen des Dammes ist geröllhaltiger Lehm verwendet. An der Oberwasserseite ist die Böschung mit Steinstücken abgedeckt, während die Krone und die dem Hauptbecken zugewandte Seite abgepflastert sind, um ein Abschälen der unteren Dammböschung zu verhindern, wenn aus irgendwelchen ungünstigen Zufällen etwa eine Verstopfung des Überlaufs und ein Überströmen des Dammes stattfinden sollte. Die Abpflasterung besteht aus 25 cm starken Bruchsteinen, die auf der Geröllunterlage unmittelbar aufgesetzt und durch Auszwickung zu einer festen Steindecke gespannt sind. Der Überlauf am rechten Hange hat 8 m Breite. Nach der Formel

$$Q = \frac{2}{3} \mu \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot h^{\frac{3}{2}} \text{ für } \frac{2}{3} \mu = 0,5,$$

$\sqrt{2g} = 4,43$ und $h = 1$ m berechnet sich die Wassermenge, welche über denselben zum Abfluß gelangen kann, zu 18 cbm/sec., während für das etwa 9 qkm Niederschlagsgebiet des Vorbeckens nach allen bisherigen Erfahrungen die größte sekundliche Abflußmenge 9 bis 10 cbm/sec. betragen dürfte. Die Sohle der Kaskade, deren Absätze der natürlichen Fels- und Geländelage angepaßt sind, besteht aus Beton, die Seitenwandungen aus Bruchsteinmauerwerk. Der Überlauf ist überdeckt durch eine 3 m breite Brücke mit Bohlenbelag auf eisernen I-Trägern.

Innerhalb der Dammschüttung liegen zwei Sammel- und Ausgleichbrunnen, welche einen inneren Durchmesser von 2,50 m haben; sie sind auf Fels gegründet und in ihrem unteren Teile aus Bruchsteinmauerwerk, in ihrem oberen Aufbau in Ziegelmauerwerk hergestellt (Abb. 177). Der Unterbau ist außen und innen mit einem Zement-Traßverputz überzogen. Die Dacheindeckung ist Schiefer auf Schwemmsteinkappen zwischen eisernen Trägern. Oberlichte lassen das Licht

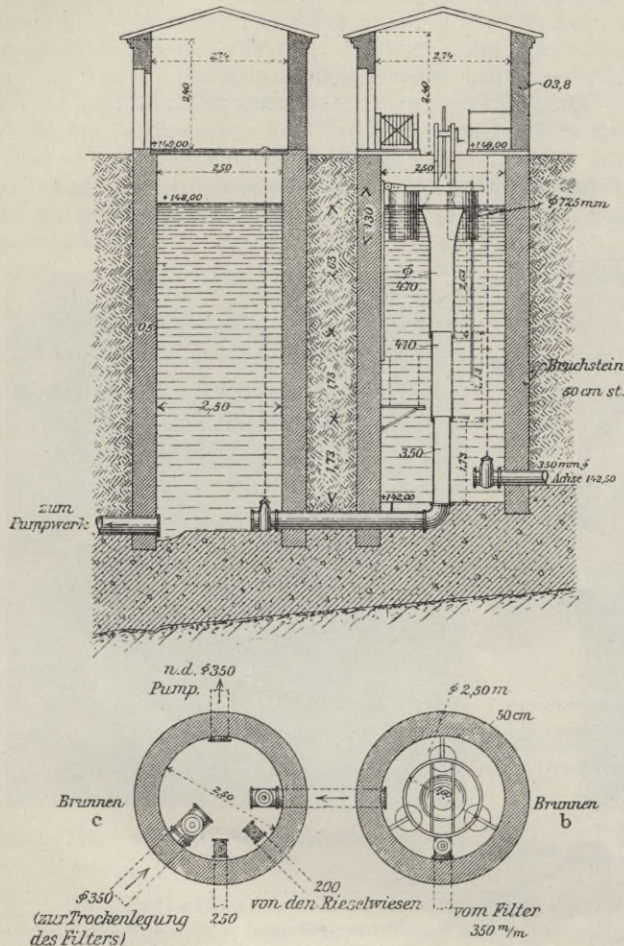


Abb. 177. Entnahmebrunnen des Solinger Staudammes. 1:150.

einfallen. Die eichenen Türen dieser Brunnen sind an den Anschlüssen durch Gummieinlagen gegen das Eindringen von kleinen Tieren abgedichtet. Im Brunnen c kommen die sämtlichen Rohrleitungen aus dem Vorbecken zusammen, die hier durch Schieber abgeschlossen werden können. Die Schieber werden durch Rundeisengestänge und Handrad von der Fußbodenhöhe + 149 aus bedient. Zur Entnahme des in dem Brunnen b sich sammelnden Wassers, welches seine Reinigung im Sandfilter erfahren hat, ist ein Ausziehrohr angeordnet. Dieses ist zwischen drei Schwimmern so aufgehängt, daß über seinen Rand eine bestimmte Wassermenge in das Rohr hineinfließen und durch die an dasselbe anschließende Rohrleitung fortgeführt werden kann. Diese Vorrichtung war notwendig, da der Wasserspiegel im Becken und somit im Brunnen je nach dem Zufluß und der Entnahme Schwankungen unterliegt, sodaß die Wasserentnahme in beliebiger Höhe möglich sein muß. Die Bedienung des Ausziehrohres erfolgt durch eine Handwinde; durch Einstellen des Randes hat man es in der Hand, die Abflußmenge zu beschränken, um die Filteranlage nicht zu überlasten. Die leichte Beweglichkeit ist durch obere und untere an jedem Schwimmer angebrachte Rollenführung mit Kehlung erreicht; die Rollen

laufen auf I-förmigen Führungsschienen. Der Auftrieb der Schwimmer ist so eingerichtet, daß sie bei voller Belastung durch das Gewicht des Ausziehhohres, Winde und Eigengewicht und einen Bedienungsmann 25 cm aus dem Wasser ragen. Sämtliche Eisenteile sind verzinkt. Die Abdichtung geschieht durch eine Einlage von Leder (Abb. 178).

Da es erwünscht schien, eine Entleerung des Brunnens *b*, in welchen das vom Filter herkommende Rohr mündet, unabhängig vom Brunnen *c* herbeiführen zu können, so wurde hier ein Heberrohr von 15 cm Durchmesser eingebaut, welches den Betonkern in der Höhe + 148 durchquert und in der unteren Dammböschung etwa $1\frac{1}{2}$ m unter der Erde weitergeführt wird zu einem abgeplasterten Graben, welcher in den unteren Teil der Kaskade ausmündet. Die Rieselwiesen oberhalb des Vorbeckens liegen wesentlich höher als die Dammkrone. Es könnte also, wenn der Abfluß aus Brunnen *c* unterbrochen wird, ohne daß gleichzeitig die Schieber der Zuleitungen aus den Rieselwiesen geschlossen werden, im Brunnen *c* eine Stauung eintreten. Aus diesem Grunde ist im Brunnen *c* zur Entlastung ein stets offenes Überlaufrohr von 35 cm l. W. eingebaut worden.

Für die vollständige Entleerung des Vorbeckens nach dem Hauptsammelbecken hin, ist eine besondere Rohrleitung von 350 mm Weite durch den Damm hindurchgelegt und mit einem Schieberschacht *d* von gleicher Bauart wie die beiden anderen Brunnen versehen (Abb. 176). Während jedoch die letzteren Brunnen für sich stehen, lehnt sich der Brunnen *d* an den Betonkern. Da es von weitgehender Bedeutung ist, die Möglichkeit der Entleerung zu sichern, so ist der Lagerung dieses Rohres erhöhte Sorgfalt zugewendet. Es ist zur Vermeidung schädlicher Sackungen auf Betonbögen gelegt, die ihre Stütze in Betonpfeilern auf Felsgrund finden. Die vollständige Entleerung des Beckens durch dieses Rohr, dessen Sohle am Einlauf auf + 139,5 liegt, würde nur bei diesem und niedrigeren Wasserständen im Hauptbecken erfolgen können. Um das Unterwasserfilter unabhängig vom Wasserstande im Hauptbecken trocken legen zu können, ist vom Brunnen *b* eine 35 cm weite Rohrleitung nach Brunnen *c* eingebaut worden. Brunneneinlauf und Rohrsohle liegen auf + 142 N.N., während die Filtersohle an der tiefsten Stelle auf + 142,5 liegt. Der Ablauf des Beckens bis zu dieser Höhe geschieht durch das 35 cm weite Zuleitungsrohr aus Brunnen *c* nach dem Pumpwerk, welches nächst unterhalb der Hauptspermauer einen Schieber mit Anlaß erhalten hat.

Bauausführung. Bei Aushebung der Fundamentgrube für den Betonkern des Damms wurde der gesunde und feste Fels im allgemeinen in der planmäßigen Tiefe + 136 N.N. gefunden. Hierbei muß ein die obere weichere Felslage der Talsohle 70 bis 80 cm und an den mehr verwitterten Hängen bis zu $1\frac{1}{2}$ m eingearbeitet werden. Der Sengbach wurde über der Baugrube durch ein hölzernes Gerinne von 1 m Höhe und Breite überführt. Die Felsarbeiten stießen nicht auf Schwierigkeiten; jedoch erlitt die Fertigstellung der Baugrube dadurch eine zeitweilige Störung, daß in der Nähe des Sengbachbettes sich ein Spalt von 1,50 bis 2 m Breite quer durch die Baugrube zog. Dieser Spalt war mit Lette und Gerölle ausgefüllt. Um auf den festen Fels zu gelangen, wurde dieser engen Kluft nachgearbeitet, wobei eine schwierige Arbeit durch vermehrte Wasserhaltung entstand. Nachdem es fast den Anschein gehabt hatte, als ob der Spalt sich bis in unerreichbare Tiefe fortsetzen würde, gelang es, den Fels in der Höhe + 131 N.N., also 5 m unter der übrigen Bausohle zu finden (Abb. 179).

Die Betonierung des Betonkernes begann in dem tiefen Schacht, und wurde in einem Zuge bis zur Ordinate + 136 N.N. hochgeführt. Nachdem genügende Erhärtung eingetreten war, wurde in der ganzen Länge der Baugrube eine Abgleichung der Felslage eingebracht. Diese bildete die Unterlage für die nunmehr querschnittmäßige Ausbetonierung des Kerns, welche in zwei Staffeln erfolgte. Die untere Staffel schnitt etwa mit der Ordinate + 141,5 ab, hatte also eine größte Höhe von 5,5 m, die zweite eine solche von 7,5 m. Die Holzeinschalung zwischen lotrechten Stielen, deren unverrückbare Stellung durch absteifende Verstreben gesichert wurde, wurde nach dem Halbmesser von 50 m kreisförmig aufgestellt, indem zwischen den 5 m entfernten Stützen durch die Schalbretter die Bogenform eingehalten wurde. Der Beton wurde in einer am linken Hange aufgebauten Betonmischanlage

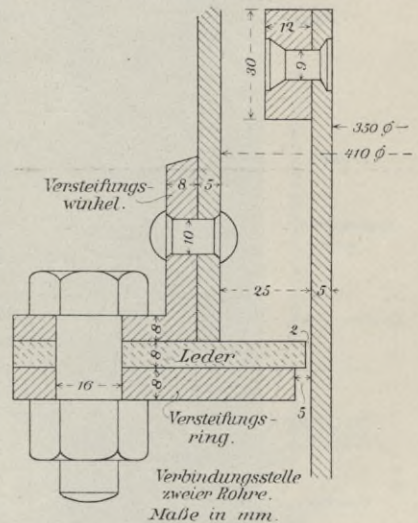


Abb. 178. Abdichtung des Ausziehhohres im Entnahmebrunnen des Solinger Staudammes. 1:2.

maschinenmäßig zubereitet und auf Feldbahngleisen am Betonkern entlang verfahren, wobei die Gleise außerhalb der Baugrube lagen. Solange sich die Arbeitshöhe unterhalb des Geländes befand, war das Gleis auf den Rand der Baugrube verlegt. Später wurde es durch eine Auskragung der Verschalung getragen (Abb. 180). An der Verwendungsstelle wurde der Beton zunächst auf eine Bretterbühne geschüttet und dann mittels einzelnen Wurfes in die Verschalung befördert, wobei die größte Wurfhöhe 3 bis 3,5 m betrug. Das Umkippen der ganzen Wagen in die Verschalung hinein war nicht zugänglich, weil bei der erheblichen Höhe eine Sonderung des Mörtels und der Steine eintrat. Der Beton wurde in wagerechten Lagen von rund 20 cm verstampft. Ergab es sich durch die Ausführung als unvermeidlich, daß an einzelnen Stellen die wagerechten Lagen abgebrochen werden mußten, so

geschah dies in Abtreppungen, die später soweit aufgehackt wurden, bis der obere an solchen Abstufungen oft poröse Beton beseitigt und eine geschlossene Lagerung erreicht war. Bei dem Wechsel der Einschalung der unteren und oberen Staffel hatte der untere Beton etwa vier Wochen gelegen. Um ein gutes Eingreifen der neuen Anstampfung an die alte Lage zu erzielen, wurde die Oberfläche zunächst gehörig mit Wasser und Stahlbürsten gereinigt und dann mit vier Rillen versehen, welche der Bogenform des Kerns folgten. Überdies ist ein Aufräuen mit Stahlbürsten vor Aufbringen der neuen Lage stets vorgenommen worden, wenn der Beton mehrere Tage gelegen hatte. Der Verputz des Kerns ist möglichst bald nach der jeweiligen Ausschalung der Bretterverkleidung angebracht. Am Fuß des Kerns haftete er an einzelnen Stellen, die unter Feuchtigkeit zu leiden hatten, schlecht. Hier wurde der Verputz durch Einbringen einer Mischung, wie sie im übrigen zum Beton genommen wurde, aber ohne Schottersteine, ersetzt. Dieser Mörtel legte sich zwischen Betonkern und Fels.

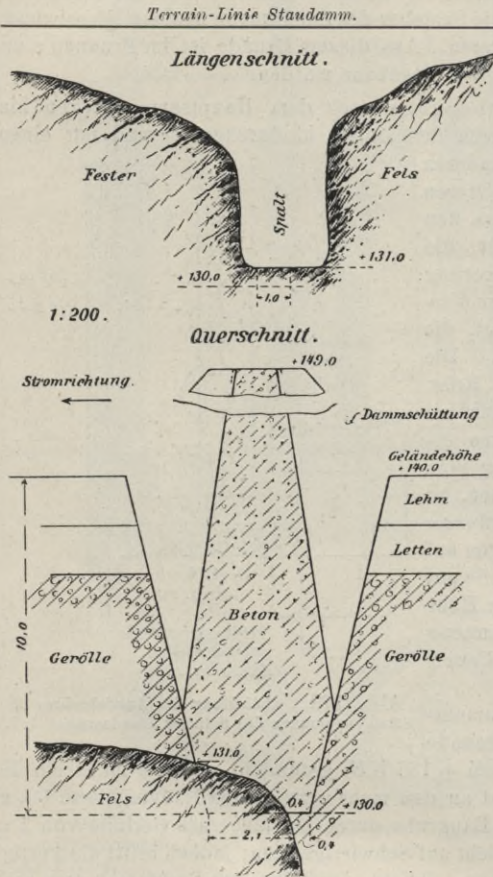


Abb. 179. Gründung des Betonkerns im Solinger Staudamm.

Jedoch wurden dieselben auch dann noch durch das Sengbachgerinne, welches in einer Aussparung im Betonkern liegen geblieben war, behindert. Dieses Gerinne konnte zunächst nicht entfernt werden, da das 350 mm weite Entleerungsrohr nicht imstande gewesen wäre, ein etwaiges, größeres Hochwasser des Sengbaches abzuführen, sodaß die Gefahr einer vorzeitigen Anstauung bestanden hätte. Die Beseitigung des Gerinnes erfolgte erst, nachdem im übrigen die Schüttung die Kronenhöhe erreicht hatte. Es wurde für diese Arbeit eine Zeit geringer Wasserführung des Sengbaches abgewartet, und das Wasser durch das Entleerungsrohr abgeleitet. Darauf geschah die Abmauerung der Öffnung im Betonkern und die Zufüllung des Schlitzes in der Schüttung in wenigen Tagen.

Bei Gewinnung des Schüttbodyens zeigte sich, daß die Beschaffung so bedeutender Erdmassen, wie sie der Damm erforderte, im ganzen rund 16 400 cbm, im Gebirge Schwierigkeit bereiten kann. Die Täler sind enge, und es steht an Boden nur jene Menge zur Verfügung, die als Verwitterungsprodukt des Gesteins von den Hängen abgeschwemmt und in den Talsohlen, Wiesen bildend, abge-

Der Fortgang der Betonierung bedingte die Ausführung der Erdarbeiten. Alsbald nach Herstellung des unteren Teiles des Betonkerns war die Baugrube bis zur Geländehöhe verfüllt und diese Schüttung als Unterlage für den weiteren Aufbau der Rüstung benutzt worden. Vor der Schüttung des Dammes wurde die obere Grasnarbe in 15 bis 20 cm Stärke entfernt und die Schüttfläche künstlich aufgeraut. Die Erdarbeiten konnten im großen jedoch erst nach vollständiger Fertigstellung des Kerns und seines Verputzes in Angriff genommen werden, nachdem inzwischen auch die Aufmauerung der Brunnen und der Ausbau der Kaskade in ihrem oberen Teile erfolgt war (Abb. 181).

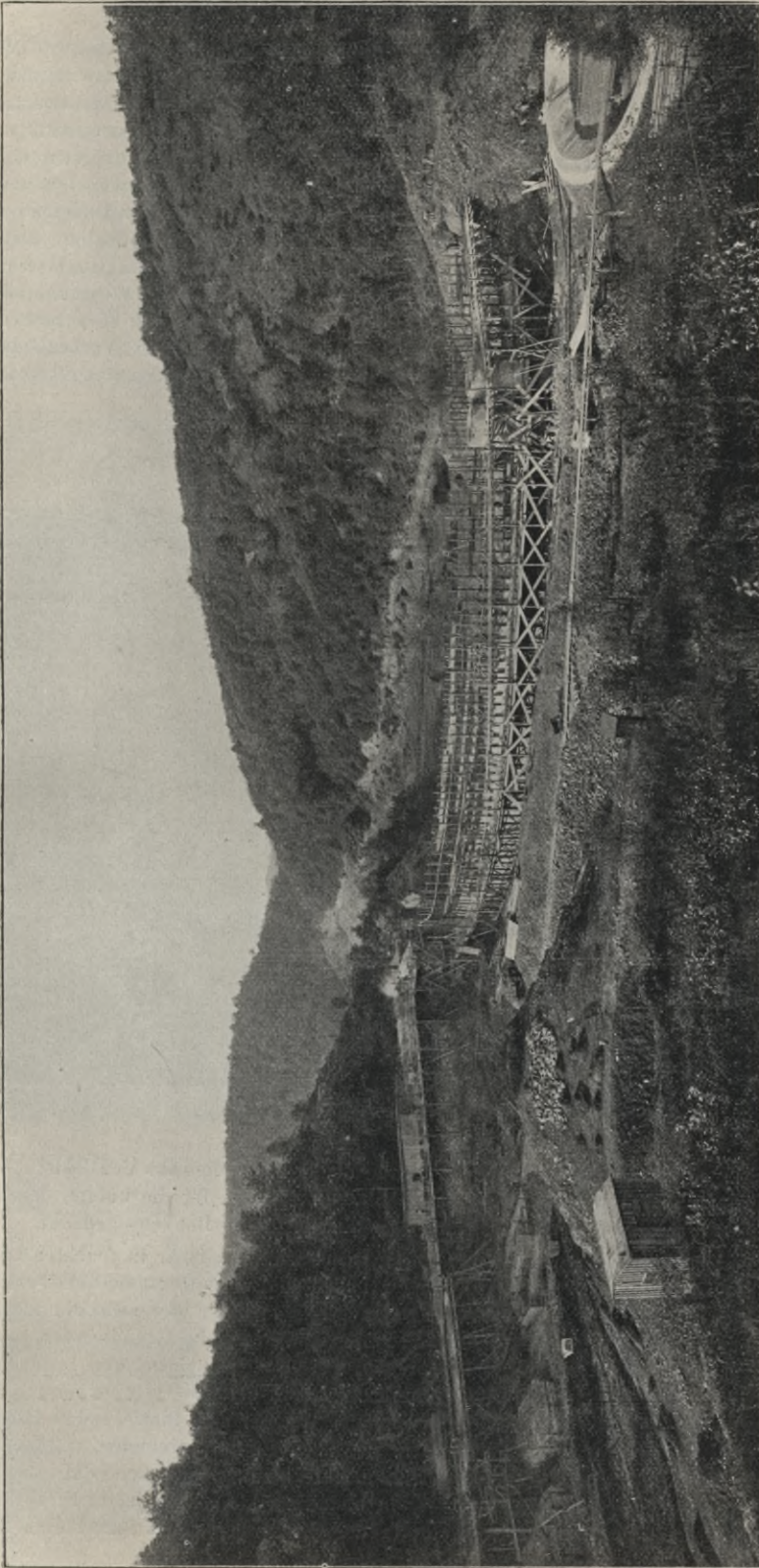


Abb. 180. Ausführung des Betonkerns im Solinger Staudamm.

lagert ist. Dies ist im rheinischen Grauwacken- und Schiefergebirge Lehm und Letten. Der Lehm ist von großer Reinheit und sehr dichter Beschaffenheit. An den Hängen herauf wird die Ablagerung zu einem mit Steingeröll durchsetzten Lehm Boden, der an sich zwar von guter Beschaffenheit ist; aber diese Hänge sind meist bewaldet, daher ist eine dicke Schicht von Wurzelwerk zu entfernen, bis man auf die zur Schüttung brauchbare Lage kommt. Diese ist dann nur von geringer Mächtigkeit, etwa $\frac{1}{2}$ m, darunter wird dann der Boden steinig und ist für Dammschüttungen nicht mehr gut verwendbar. Dazu kommt, daß die Hänge für den Erdaushub schwer angreifbar sind und das Verlegen der Fördergleise Schwierigkeiten bereitet. Auf Massentnahme kann von dorther nicht gerechnet werden. Auch in den Talsohlen tritt die Lehm- und Lettenablagerung in der Regel nicht in großer Stärke auf. Im allgemeinen lag im Sengbachtale zunächst der Oberfläche eine braune Lehmlage von 60 bis 70 cm, darunter der blaue Letten (Ton) von gleicher Mächtigkeit. Dann stieß man auf steinigem Boden. Der blaue Letten der Talsohle, soweit diese in die Stauffläche des Vorbeckens fiel, sollte unberührt bleiben, um eine dichte Unterbettung des Talbeckens zu wahren. So war innerhalb des

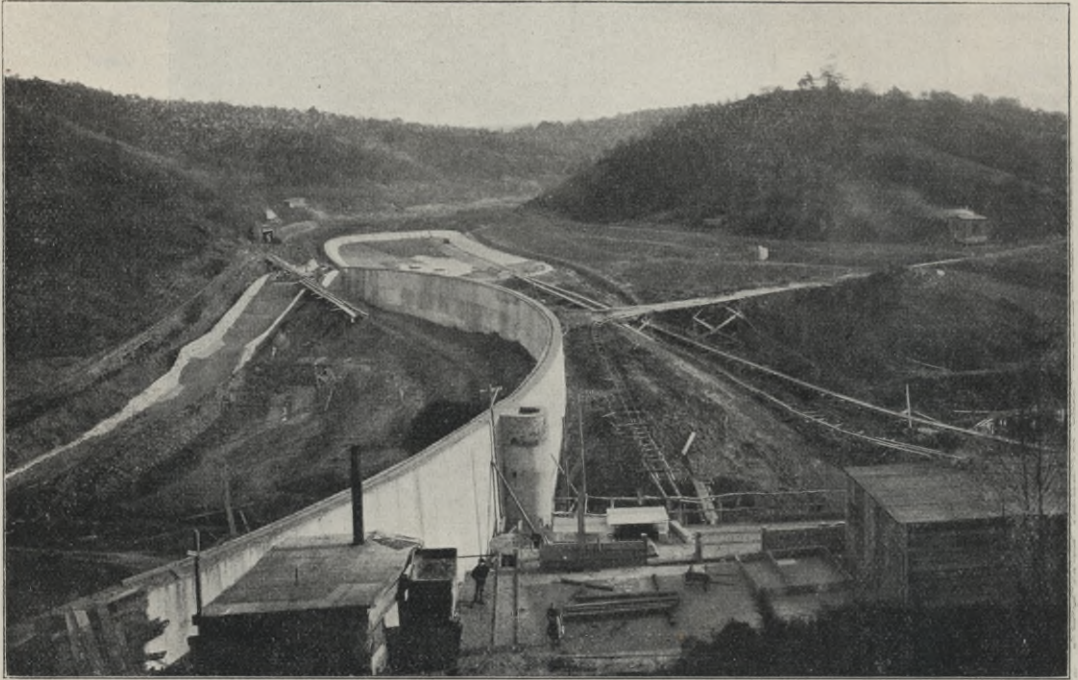


Abb. 181. Betonkern des Solinger Staudammes.

Beckens nur der Lehm verfügbar. Im übrigen wurde der Schüttboden aus den Tälern, oberhalb der Rieselwiesen, bei etwa 400 m Förderweite herangeholt. Der Bedarf für die untere, dem Hauptbecken zugelegene Dammschüttung wurde zum Teil aus den Wiesen dieses Beckens gedeckt.

Es war zu bemerken, daß sich Lehm mehr in trocknen, Ton mehr in feuchten Lagen vorfand. Wie erklärt sich diese Tatsache? Beide Erdarten haben als Verwitterungsprodukte dieselbe Entstehungsart. Sollte die geringere oder größere Feuchtigkeit, unter der sich die Ablagerung und Lagerung vollzieht, von Einfluß gewesen sein? Der Letten lag stets im Grundwasser, der Lehm über dem Wasserspiegel des Baches. Dieselbe Erscheinung zeigte sich auch bei den Erdarbeiten am Betriebskanal vom Wehr zum Kraftwerk. Dieser durchschnitt auf etwa 200 m eine Wiese, die zwar über dem Wupperwasserspiegel lag, aber infolge eines an der Wupper sich hinziehenden Rückens Vorflut nicht hatte und stets stark naß war. Auch hier war der blaue Letten vorhanden, während in der Nähe an höheren trockneren Stellen Lehm lagerte. Man möchte hieraus schließen, daß die Verwitterung der felsigen Hänge, welche mit dem Regenwasser in unendlich kleinen Teilchen herabrieselt, sich in trockner Lage als Lehm niederschlägt, während in der Grundwasserfeuchtigkeit eine Umsetzung in Letten stattfindet.

Die für die Dammkrone und die untere Böschung vorgesehene Abpflasterung wurde zunächst als Steinabdeckung aufgebracht, indem die Steine gleichmäßig über die ganze Fläche ausgebreitet wurden. Nachdem eine genügende Austrocknung des Dammes erfolgt war und angenommen werden konnte, daß die Setzungen beendet waren, wurde die Pflasterung ausgeführt, und zwar über dem Betonkern hinweg, sodaß dieser ganz eingehüllt und dadurch dem unmittelbaren Einfluß der Witterung und Temperatur entzogen ist. — Anfang Mai 1901 waren sämtliche Arbeiten des Staudammes beendet. Der ungewöhnlich trockene Sommer 1901 ermöglichte die Stauung des Beckens nicht, da der natürliche Zufluß der Bäche in dieser Zeit für die Wasserversorgung der Stadt Solingen bereits benutzt wurde. Dies war für den Damm insofern sehr günstig, als derselbe nun hinreichende Zeit zum Lagern und Festwerden in sich fand. Als aber Mitte September stärkere Niederschläge eintraten, wurde mit der Füllung begonnen. Das Wasser zeigte anfangs eine grünliche Farbe, die sich jedoch später verlor. Am 7. Oktober 1901 lief die Kaskade zum ersten Male über. Das gefüllte Becken im Eisstand des Winters 1901/02 zeigt Abb. 182.

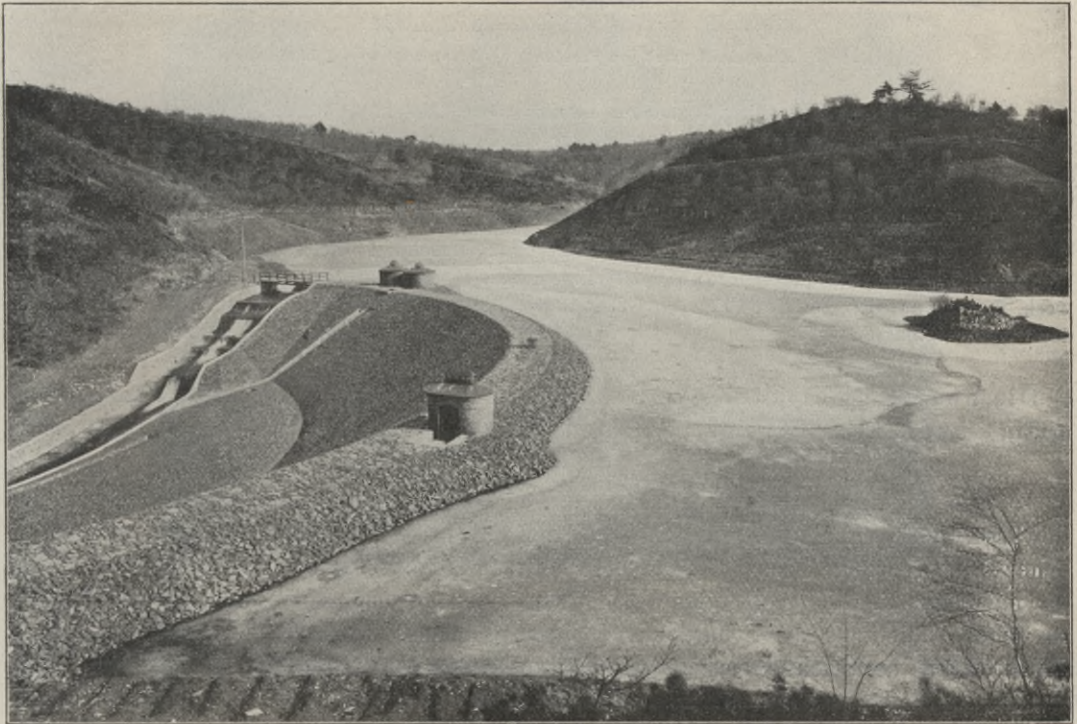


Abb. 182. Das Solinger Vorbecken.

Ein Beispiel für eine Ausführung in der Schweiz bietet der Staudamm des Elektrizitätswerkes Luzern-Engelberg.

Das Werk hat einen kleinen Sammelweiher von 70000 cbm Fassungsraum für den Tagesausgleich der Kraftwassermengen. Die größte Wassertiefe beträgt 3,50 m. Die Dammkrone liegt 0,50 m über dem höchsten Wasserstand. Das Becken ist zu $\frac{3}{4}$ im gewachsenen Boden hergestellt. Auf der untern Seite wurde die Lehmschicht erreicht; der übrige Teil liegt noch im Kies. Die Abdichtung des Weihers, soweit sie nicht von der Moräne der Straßenböschung gebildet wird, besteht aus einem besonderen Dammkörper, der vom untern Anschluß an die Straßenböschungen längs der Aa bis hinauf zum Wehr geführt ist. Sein Kern wird von einer armierten Betonmauer gebildet, an die sich zu beiden Seiten Lehmschläge anlehnen (Abb. 183). Diese künstliche Abdichtung ist auf die darunter liegende natürliche Lehmschicht abgesetzt. Der übrige Teil des Dammes, sowie der kleine Damm auf der obern Seite, wurden schichtenweise aus gewöhnlichem Erdmaterial aufgefüllt und eingestampft. Auf der Seite gegen die Aa ist ein 10 m langer Überlauf eingebaut, der gestattet, den Wasserspiegel des Sammel Weihers auf der richtigen Höhe zu halten.

Von älteren amerikanischen Ausführungen von Staudämmen mit Betonkern seien erwähnt der Titicus-Damm an einem Nebenfluß des Croton und im Zusammenhang mit der Talsperre für die Wasserversorgung von Neuyork errichtet. Das Bauwerk ist zusammengesetzt aus einer gemauerten Sperre und einer Dammschüttung mit Kern. Die Dämme sind etwa 300 m lang.

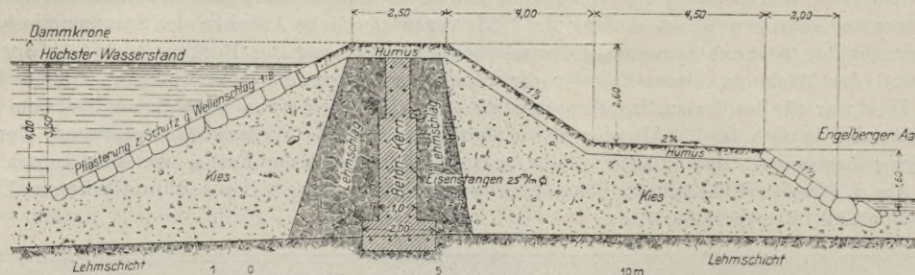


Abb. 183. Querschnitt durch den Staudamm des Elektrizitätswerkes Luzern-Engelberg.

Bei einem amerikanischen Staudamm ist die innere Abdichtung durch eine Blechwand gebildet. Es ist dies der Otay-Damm in Kalifornien, der ein Becken von 11 Mill. cbm abschließt. Die Eisenplatte besteht aus Streifen von 1,5 und 2,50 m Höhe. Die Vernietung der Platten erfolgte an Ort und Stelle. Die Niete haben 16 mm Durchmesser und stehen im Allgemeinen in Entfernungen von 75 mm. Die Platten sind verstemmt und kalfatert und mit doppeltem Anstrich aus heißem Asphalt versehen. Die Blechwand ist beiderseits mit einer Betonbekleidung geschützt, die zwischen Verschalung eingebracht wurde. Der Fuß der Blechwand ist eingemauert in einen großen Klotz aus Bruchsteinmauerwerk, der bis auf den gesunden Fels als Gründungssohle hinabreicht. Die Schüttung auf beiden Seiten der Wand besteht aus Felstrümmern. Die Wasserentnahme erfolgt durch Stollen im Hange¹⁾.

c) Die neuere amerikanische Bauweise der Staudämme mittels Einschlammung (hydraulic fill method) und mittels Geröllschüttung (»rock fill« Dämme).

Die Schaffung großer Stauräume für neuzeitliche Wasserversorgungsanlagen und Bewässerungszwecke hat in Mexiko auf den Ausbau von Staudämmen von ungewöhnlicher Höhe gedrängt. Noch vor kurzem hielt man Dämme von mehr als 20 bis 25 m Höhe für nicht zweckmäßig, selbst bei Vorhandensein ausgezeichneter Dammerde und bei vorzüglicher Abdichtung des Schüttbodens mittels Walzens. Neuerdings hat man aber u. a. für die Kraft- und Lichtversorgung in Mexiko Dämme von 52 bis 57 m Höhe erbaut. Man hat solche Stauhöhen für zulässig erachtet bei Anwendung einer eigenartigen Bauweise, genannt »hydraulic fill method«, und bei entsprechender Gestaltung des Dammquerschnittes.

Wenn die Dammhöhe 30 m und mehr erreicht, führt die gewöhnliche Schüttmethode zu außerordentlichen Kosten. Man muß dann nach einer Bauweise suchen, die sowohl nach ihrer Verteilung der verschiedenen Materialien im Querschnitt und ihrer Geschlossenheit die Wasserdichtigkeit sichert, Sackungen vermeidet und der Forderung, größte Massen in den Dammkörper schnell und billig einzubringen, genügt.

Man geht bei der Querschnittsgestaltung dieser Dämme von folgender theoretischer Überlegung aus: Das innere Drittel des Dammes soll aus undurchlässigem Material bestehen, einem Schüttboden, der durch Nässung und natürliche Sackung sich zu einer Masse verdichtet, die für Wasser undurchdringlich ist und ständig in einer feuchten halbplastischen Beschaffenheit verbleibt. Die äußere Hälfte jedes der beiden

¹⁾ Eng. Rec. 27. 6. 1896. Zentralbl. d. Bauverwaltung. 1898 S. 256.

anderen Drittel soll ein grobes, durchlässiges, locker gelagertes Material sein, das dem Wasser aus dem Damminnenen freien Abzug gewährt. Die innere Hälfte dieses äußeren Drittels besteht aus einer Mischung von groben und feinen Stoffen — eine halb durchlässige Schüttung, die gleichsam nach der Art eines Filters das Entweichen der feinen Teilchen des inneren Dammes verhindert, aber doch zu gleicher Zeit den langsamen Durchzug von Wasser gestattet. Dabei muß der Damm auf einer undurchlässigen Gründungssohle stehen und eine wasserdichte Verbindung mit dem Felsen oder der Klailage des Untergrundes bilden. Der Querschnitt ergibt sich darnach etwa, wie ihn Abb. 185 darstellt.

Beim Bau beruht die ganze Arbeit auf der Tätigkeit des Wassers und der Vorgang vollzieht sich etwa in folgender Weise:



Abb. 184. Loslösung der Erde mittels Wasserstrahl und Förderung der Schütterde durch Spülung in Rohrleitungen bei Staudamm-Ausführungen in Amerika (Lake Frances-Damm in Kalifornien).

An der hochgelegenen Entnahmestelle des Bodens erfolgt seine Lösung mittels kräftigen Wasserstrahls (Abb. 184). Der Strahl tritt mit einer Geschwindigkeit von 30 bis 60 m/Sek. aus dem Schlauche und wird gegen den Berghang gerichtet. Dadurch wird jegliche Bodenart mit Ausnahme von Fels gelöst, und selbst dieser gibt nach, wenn er etwas verwittert ist. Die so gelösten Erd- und Geröllmassen werden mit dem Wasser in Gräben oder Rohrleitungen nach der Baustelle des Dammes geschlämmt und dort je nach ihrer gröberen oder feineren Beschaffenheit innerhalb des Querschnittes durch Zweigleitungen verteilt. Das erforderliche Spülwasser mußte bei einigen Bauausführungen künstlich gehoben werden. Dieses Verfahren ist bereits mehrfach mit Erfolg angewandt.

Eines der wesentlichsten Erfordernisse des Einschlammungsverfahrens ist, daß genügend Spülwasser mit ausreichendem Druck und Gefälle nach der Baustelle vorhanden ist. Das Wasser enthält erfahrungsgemäß, je nach der Schnelligkeit der Strömung 32—38 v. H. an erdigen Bestandteilen. Bei dem Bau des Lake Frances-Dammes (Kalifornien) wurde festgestellt, daß von der festen Masse an der Entnahmestelle 82,6 v. H. in die Dammschüttung gelangten; der Rest ging bei dem Schlammverfahren verloren.

Als das beste Material gilt ein Gemenge von Kies, Sand und Gerölle, gemischt mit etwa 25—35 v. H. Klai. Runde Stücke rollen besser als kantige, und der Ton wirkt gleichsam als Schmiermittel, um die Fortschwemmung der schweren Stücke zu erleichtern.

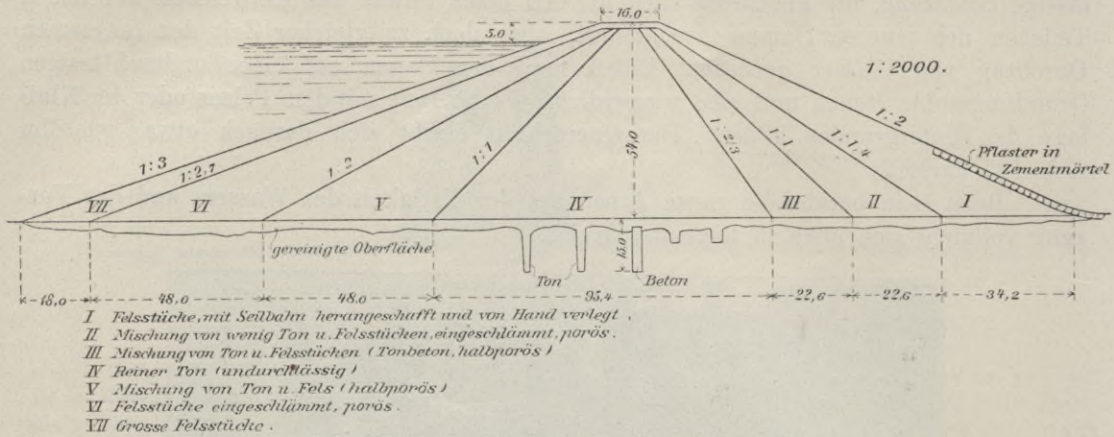


Abb. 185. Querschnitt des Dammes Nr. 2 am Necaxa-Fluß.

Am ungünstigsten verhält sich in der Schüttung reiner Ton, da er nicht eher standfest wird, als bis das Wasser herausgesickert ist, und dies geschieht sehr langsam. Die Sackung ist überdies stärker wie bei anderem Schüttmaterial. Nach fester Ablagerung jedoch hat sich der Ton als vorzüglich erwiesen.

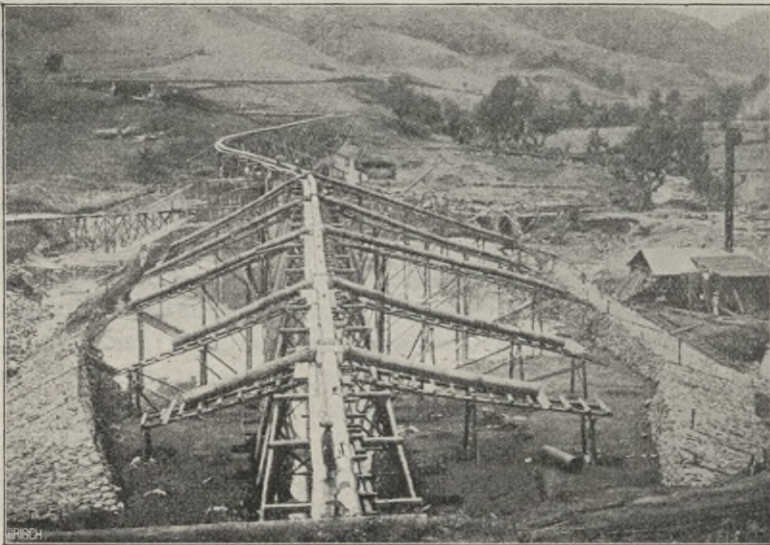


Abb. 186. Art der Verteilung der gespülten Erde mittels Rohrleitungen beim Bau des Dammes Nr. 1 am Tenango-Fluß (Mexiko).

Nach den mit dem Einschlammungsverfahren gewonnenen Erfahrungen haben amerikanische Ingenieure keine Bedenken, Dämme bis 75 und 90 m Höhe zu erbauen. Dies kann nach ihrer Ansicht mit mäßigen Kosten geschehen, wenn geeigneter Schüttboden vorhanden und günstig gelegen ist. Die geringen Herstellungskosten, die Schnelligkeit der Bauausführung und die größere Standsicherheit werden dabei besonders

gerühmt gegenüber der gewöhnlichen Herstellungsart von Dämmen. Man hält dieses Verfahren für die Bauweise der Zukunft bei hohen Erddämmen¹⁾.

Ein bemerkenswertes Beispiel dieser Bauweise bilden die Unternehmungen der mexikanischen Licht- und Kraftgesellschaft, die 4 Dämme am Necaxa- und Tenangofluß errichtet hat, von denen, wie schon bemerkt, 2 Dämme 52 bzw. 57 m hoch sind. Es soll damit eine Wasserkraft gewonnen werden, die nach den Städten Mexiko und Puebla und den Bergwerksbezirken von Pachuca und El Oro fern geleitet wird. Der Dammquerschnitt ist in Abb. 185 zur Darstellung gebracht. Die Kronenlänge beträgt 370 m; der Fassungsraum des Beckens ist 45 Mill. cbm groß; der Rauminhalt des Dammes rund 1,53 Mill. cbm.

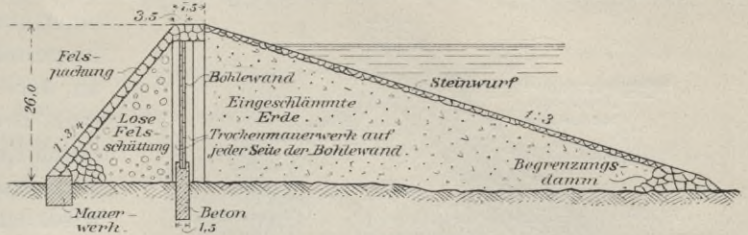


Abb. 187. Querschnitt des Waialua-Dammes.

Der Fels an den Stellen, an denen diese hohen Dämme errichtet sind, ist vulkanischen Ursprungs und erschien nicht zuverlässig genug als Bausohle für eine Sperrmauer. Aus diesem Grunde wurde entschieden, Erddämme nach dem Einschlammungsverfahren zu erbauen. Der Untergrund wurde zunächst gereinigt und von Baum- und Strauchwuchs befreit. Ein Gerüst, um das Gerinne zu tragen, wurde aufgerichtet und niedrige Erddämme an dem oberen und unteren Böschungsfuß errichtet, um das Einschlammungswasser zusammen zu halten (Abb. 186). Das Schüttmaterial wurde dann geschlämmt, indem die Rohrleitungen das Gerölle und den Kies nach den Außenseiten, die feineren Stoffe in das Damminnere spülten. Die Seitendämme wurden aufgehöhrt in dem Maße, als der Damm anwuchs. Das Wasser floß über ihre Krone in das Becken. Für die Kraftwasserentnahme sind im Damm besondere freistehende Schächte angeordnet. Der Zuleitungsgraben für die beiden Einschlammungen war 17,5 km lang. Er vermochte 2 cbm Wasser sekundlich abzuführen. Die Höhe der Bodenentnahmestelle über der Dammsohle betrug 220 m.

Nach einer Mitteilung im Engineer (1909, II, S. 101) ist der zweite Necaxa-Damm im Mai 1909 durchgebrochen. Dies geschah als der Damm 40 m hoch geführt war. Die eingeschlämme Erde durchbrach die Steinschüttung auf der Wasserseite auf etwa 120 m Länge und floß in das Staubecken. Es scheint, daß der Steinwall dem Druck der wassergesättigten lehmigen Erde nicht gewachsen war. Man beabsichtigt, den Damm im wesentlichen in gleicher Bauweise wieder herzustellen. Nur soll die Steinschüttung etwas kräftiger gestaltet werden und dem Lehm sollen Steine beigemischt werden²⁾.

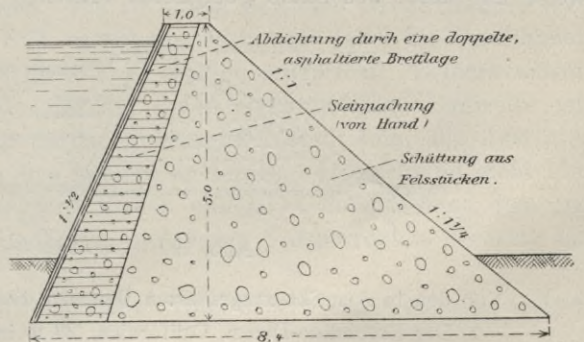


Abb. 188. Querschnitt des Escondido-Dammes.

Einige dieser Dämme haben eine innere künstliche Dichtungswand, wie z. B.: der Waialua-Damm, dessen Querschnitt Abb. 187 zeigt. Der Betonkern ist bis zu 12 m tief unter Gelände hinabgeführt und greift annähernd ebensoviel in die seitlichen Hänge ein; die Breite beträgt 1,50 m. Der Damm ist 140 m lang und 7,50 m in der Krone breit; die Gesamtkronenlänge ist 174 m. Die Felspackung ist als Trockenmauerwerk von Hand hergestellt. Die innere Holzwand besteht aus doppelten 5 cm starken Planken, wagerecht gelegt und verstärkt durch 10 bis 15 cm starke Stiele in 60 cm Abstand. Die Wand ist mit einer doppelten Lage asphaltierter Leinwand zwischen den beiden Bohlenwänden abgedichtet. Das Spülwasser brachte die Schlämmerde auf 600 m Entfernung, von einer Stelle, die 15 m höher lag als der Damm.

Weiteres über diese Bauweise s. Eng. Record 10. 11. 1900. Proceedings of the American Society of Civil Engineers. Okt. 1906, ferner: s. E. Wegmann »The Design and Construction of Dams«

¹⁾ Proceedings of the American Society of Civil Engineers. Okt. 1906.

²⁾ Zeitschr. für Architektur und Ingenieurwesen 1910 Heft 3.

V. Aufl. 1908, S. 240 und Schuyler, Reservoirs for Irrigation, Water Power and Domestic Water-Supply II. Aufl. 1908 S. 85. Eng. Record 4. Juli 1908, 3. April 1909.

Dämme aus Geröllschüttung (»rockfill-Dämme«). Unter den in neuerer Zeit in Amerika aufgekommenen »rockfill-Dämmen« wird eine Schüttung verstanden, die im Inneren aus lose hingeworfenen Felsstücken besteht, während die Außenwände aus einer sorgfältigen Trockenpackung hergestellt sind. Die Abdichtung an der Wasserseite erfolgt durch eine Brett- oder Betonlage oder durch Erdschüttung, die von Hand eingebracht oder eingeschlämmt wird. Die Billigkeit dieser Bauweise tritt besonders in abgelegenen bergigen Bezirken hervor, wohin die Förderung von Zement und anderen Bindemitteln kostspielig sein würde. Diese Dämme werden zwar meist nicht ganz dicht, aber doch ausreichend dicht für die Zwecke der Bewässerung u. a. m.,

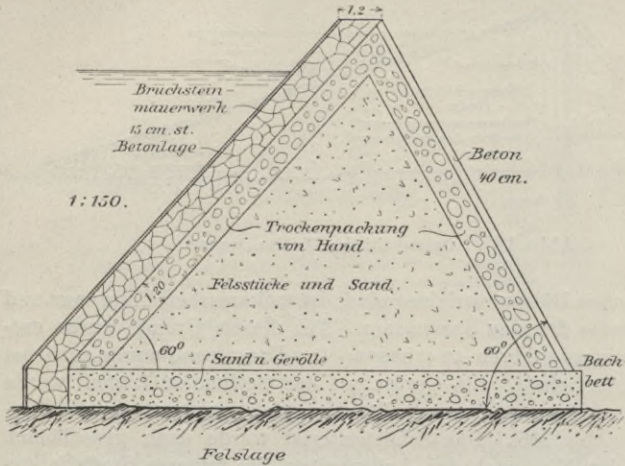


Abb. 189. Querschnitt des Chatsworth-Park-Dammes.

kein Schaden entstehen kann. Im allgemeinen soll sich dort, wo Zement oder andere Bindestoffe zu einem annehmbaren Preise gekauft werden können, die gemauerte Bauart billiger stellen als ein »rock-fill-Damm«. Auch die Erddämme sollen unter gewöhnlichen Verhältnissen billiger sein, so daß man annehmen muß, daß diese Bauweise nur unter besonders geeigneten örtlichen Bedingungen in Betracht kommt.

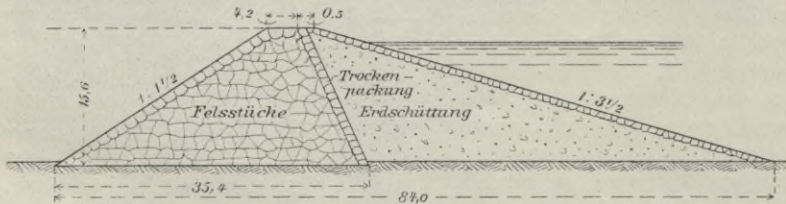


Abb. 190. Querschnitt des Pecos-Tal-Dammes.

Von den in Amerika ausgeführten Dämmen dieser Art seien erwähnt:

1. Der Escondido-Damm, Californien, 23 m hoch, 114 m lang. Der Damm (Abb. 188) enthält 28000 cbm Felsschüttung. Es wurden Blöcke bis 4 t Gewicht verwandt. Die Abdichtung ist erfolgt durch zwei Lagen von Brettern, 4 bis 7 cm stark, die auf darunter liegenden Hölzern ($\frac{15}{15}$ cm) befestigt sind. Die Brettlage ist mit Asphalt gestrichen.
2. Der Walnut Grove-Damm, Arizona, 33 m hoch, 120 m lang in Kronenhöhe (Engineering News 1888).
3. Der untere Otay-Damm, Californien, 39 m hoch (innere Stahlwand) s. S. 322.
4. Der Chatsworth-Park-Damm (1895/96), Californien, 12 m hoch, 48 m lang (Abb. 189).
5. Die Pecos-Tal-Dämme, Neu-Mexiko, 13 bzw. 15 m hoch (Abb. 190) mit Erdschüttung. Der Damm Nr. 2 ist rund 500 m lang, erbaut 1893, Kosten 715000 Mark.
6. Der Idaho-Damm, 12 m hoch.
7. Der Castlewood-Damm, Colorado, (1890) 21 m hoch.
8. Der Morena-Damm, Californien.

9. Der East-Canyon-Creek-Damm, Utah (1898/99). Der anfänglich 20 m hohe Damm wurde später um 7,5 m erhöht. (Stahlkern) (Eng. News Jan. 1902, Eug. Rec. 1901.)

10. Der Pike-Peak-Damm, Colorado, 21 m hoch. (Eug. News 1903.)

Der Zuni-Damm in Neumexiko ist für Bewässerungszwecke angelegt und hat eine Länge von 220 m. Er besteht aus Felspackung und Erdanschüttung (Abb. 191). Die Felspackung ist von Hand sorgfältig hergestellt worden. Der Damm hat keinen Kern. Die eingeschlämnte Erde soll ihren Halt zwischen Aufhöhungen von trockener Erde finden, die eigens hergestellt wurden. Die Felspackung ist durch eine Erdlage von 3 m Stärke abgedeckt, um das erdgetränkte Wasser am Eindringen zu verhindern. Der für die Einschläm- mung verwandte Boden enthielt 73 v. H. Sand und 27 v. H. Ton. Das Zuführungserinne hatte 3 v. H. Gefälle; das erforderliche Spülwasser wurde mittelst Pumpen gehoben. Der Damm ist im Jahre 1906 hergestellt worden.

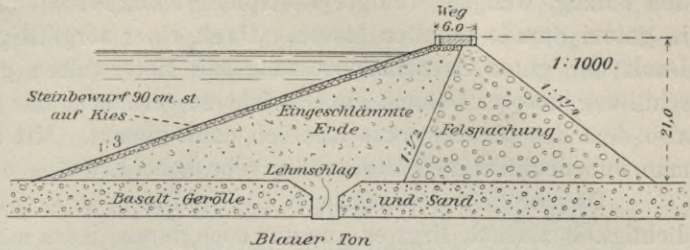


Abb. 191. Querschnitt des Zuni-Dammes.

Die meisten dieser Dämme dienen Bewässerungszwecken. Ihre genaue Beschreibung findet sich, außer an den angegebenen Stellen, bei Wegmann, Design and construction of Dams, V. Aufl. 1908 S. 266, Schuyler, Reservoirs for Irrigation, II. Auflage und Teil IV des Jahres-Ber. (1896/97) des United States Geological Survey.

§ 35. Vergleichende Betrachtungen über die verschiedenen Bauweisen von Staudämmen. Die Streitfrage über die zweckmäßigste Bauweise von Staudämmen: ob in reiner Erdschüttung, mit einer abdichtenden Abdeckung an der Wasserseite, oder mit Ton- oder massivem Kern, ist eine alte. Es gibt Ingenieure, die der Anwendung von hohen schmalen Mauerkörpern in der Erdschüttung durchaus abraten, und andere, die ihre Bedenken gegen die wasserseitige Blendmauer der französischen Bauweise oder den Tonkern stark in den Vordergrund rücken. Bis zu einem gewissen Grade trennen sich diese Ansichten nach Völkergruppen. Und es scheint fast, daß dabei die Gewohnheit und das Hängen an alt Überkommenem nicht unwesentlich mitspricht. Bemerkenswert ist jedenfalls, daß die einzelnen Länder an der ihnen eigentümlichen Bauweise mit großer Zähigkeit festhalten, und es mag darum nicht uninteressant sein, die Ansichten der verschiedenen Ingenieure des Auslandes kennen zu lernen. Deutschland steht hinsichtlich dieser Ausführungen noch wesentlich zurück und ist — entsprechend dem erst in den letzten Jahrzehnten zu größerer Bedeutung gelangten Talsperrenbau — noch mit wenigen dieser Ausführungen vertreten.

Zugunsten der französischen Bauweise heben französische Ingenieure u. a. Jacquinet ungefähr das folgende hervor¹⁾:

Es wird in erster Linie betont, daß diese Erddämme außerordentlich gut gestampft werden. Man hat seit einigen Jahren in Frankreich, namentlich seit der Benutzung besonderer Motorwalzen, große Fortschritte im Dichten von Erddämmen gemacht. Die zu stampfende Erde wird sehr sorgfältig ausgesucht und nicht selten aus weiter, sogar sehr weiter Entfernung von der zu bauenden Sperre herbeigeholt. Auf diese Weise erhält man vollständig undurchlässige Erddämme, und erfahrungsmäßig finden Durchsickerungen in der dem Staubecken abgewandten Böschung nie statt, vielmehr bleibt sie stets völlig trocken. Die durch Motorwalzen erlangte Zusammenpressung ist darnach eine erheblich größere als diejenige, welche durch das gesamte Gewicht des Damms

¹⁾ Zentralbl. d. Bauverwaltung 1906, S. 504.

und des Wassers im Becken entsteht. Bei einem 12 m hohen Erddamm konnte selbst anderthalb Jahre nach vollendeter Schüttung und nach der Inbetriebnahme nur ein Sacken von kaum 7 cm festgestellt werden.

Während das heutige Streben in Deutschland hauptsächlich darauf gerichtet ist, die Bauart der Sperrmauern zu verbessern, gibt man in Frankreich den Erddämmen den Vorzug, weil sie weniger kostspielig sind, besonders aber, weil sie sich am besten in gutem Stande erhalten lassen. Dank einer sorgfältigen Wahl der Dammerde sowie Dank der guten Zusammenpressung mit Motorwalzen glückt es in der Tat, der Erdschüttung unserer Dämme ein Gewicht zu verleihen, das über 2000 kg für 1 cbm beträgt, also dem des Mauerwerkes ziemlich nahe kommt. Mit derartigen Erdschüttungen darf man unbedenklich verhältnismäßig sehr hohe Erddämme bauen.

Da man dem Gesamtkörper der Erddämme in Frankreich eine vollständige Wasserdichtigkeit zutraut, liegt es nun nur noch daran, jedes mögliche Durchquellen am Dammfuße durch die Gründungssohle hindurch zu verhindern. Daher greifen die Schildmauern bis auf die tiefen, vollständig undurchdringlichen Felschichten ein. Sie werden an ihrem Unterteil im guten gesunden Fels mit einem die Grube gänzlich ausfüllenden Grundmauerwerk versehen (*maçonnés à pleine fouille*); dagegen wird die Baugrube in ihrem oberen Teil derart erweitert, daß sie für den Durchgang der Walzen zur Stampfung der Erdschüttung zwischen Mauerwerk und Boden hinreichenden freien Raum bietet.

Bei der französischen Anordnung haben die beiden keilförmigen, unter dem Damm unterhalb der Schildmauer angelegten Einschlitzungen den Zweck, die Begrenzungsfläche an der Dammsohle zu unterbrechen. Wie schon vorher erörtert wurde, neigen die Begrenzungsflächen dazu, das Wasser durchzulassen. Wenn nun aber die Durchsickerungen auf diese Weise ihren Weg nach einer gebrochenen Linie suchen müssen, so nehmen sie an Bedeutung ab, und man darf wohl erwarten, daß diese Fugen bald zugeschlämmt werden, wie dies amerikanische Ingenieure angeben. Tatsächlich geschieht es auch, wie französische Ingenieure nach einer langjährigen Erfahrung behaupten.

Auf die Risse, die sich wohl in dem Schutzmantel aus gestampftem Beton an den Böschungen bilden, wird Rücksicht genommen. Man bereitet sogar die Fugen vor, nach welchen die Risse dann entstehen, ebenso wie man dies in Deutschland zu tun pflegt. Die Zahl der Risse vermehrt sich ja nicht fortdauernd, sondern erreicht nach etwa zwei Jahren ihr höchstes Maß. Wie für die Zahl der Risse gilt dies auch für ihre Breite. Unter die offengelassenen Fugen wird eine dünne, schmale Platte von Mörtel gebracht, der so beschaffen ist, daß er das einsickernde Wasser durchläßt, den aufgelösten Erdstoffen aber den Weg versperrt. Hierdurch wird das Wasser, welches die Risse durchfließt, daran verhindert, die Böschungserde unter den einzelnen Betonplatten, die von den offengelassenen Fugen begrenzt werden, aufzuweichen und fortzuspülen. Der gesamte Schutzmantel aus Beton der wasserseitigen Böschung schmiegt sich fest an den Erdkörper. Da um die offen gelassenen Fugen eine — freilich nur unbedeutende — Drehung der Betonplatten erfolgen kann, so setzen sich diese Platten bei den Sackungen des Erddammes, die übrigens kaum merklich sind, in demselben Maße mit. Folglich kann ein hohler Raum unter ihnen unmöglich vorhanden sein.

Es werden diese Ausführungen zutreffen, wenn sich die Stampfarbeit der Erde in so vorzüglicher Weise, wie dargestellt, vollzieht. Ob dies in der praktischen Ausführung immer der Fall ist, sei dahingestellt. Nach den Sackungen, die am Solinger Staudamm eingetreten sind, müßte ein Reißen einer bald aufgebrauchten Decke aus Beton oder Mauerwerk an der Wasserseite sicherlich eingetreten sein. Anders mag es

sein, wenn es möglich ist, die abdichtende Lage etwa nach Jahresfrist und nach Überwinterung aufzubringen. Das wird aber selten möglich sein. In unserer schnell schaffenden Zeit hat man nicht immer so viel Spielraum, um die Dämme gründlich ablagern zu lassen. Und man geht darum vielleicht in der Annahme nicht fehl, daß die schnelle Fertigstellung für die Inbetriebnahme die Amerikaner zu dem massiven Kern hingelenkt hat. Dieser gleiche Gesichtspunkt war auch in Solingen maßgebend, um eine industriereiche Stadt so schnell als möglich der Wassernot zu entheben. Wenn man in einem solchen Falle einen Mauer Kern anwendet, den Steinschutz auf die Dämme zunächst als Steinschüttung, die beweglich ist und den Sackungen nachgibt, aufbringt, so gelangt man unter günstigen Umständen in einem Sommer zur Stauung. Die Abpflasterung kann dann erfolgen, wenn das Erdreich zur Ruhe gelangt ist.

Gegen den inneren massiven Kern in Dämmen werden von vielen Ingenieuren, im besonderen auch von französischer Seite folgende Einwendungen erhoben¹⁾.

Ein Damm mit Mauer kern bestehe aus drei Teilen, aus den beiderseitigen Erdschüttungen, die der Sackung unterworfen sind, und aus dem Kern, der sich nicht setzt. Die Einheitlichkeit des Dammkörpers sei somit aufgehoben. Der Kern werde der Beobachtung entzogen. Die Teile werden sich an der Grenze von Erde und Mauerwerk voneinander lösen und die gegenseitige Verschiebung infolge der Sackung müsse die Dichtigkeit der Schüttung vermindern. Es könnten sich leicht Wasserwege in der Erde etwa nach *abc* und *dfg* (Abb. 192) bilden. Dadurch werde der Wasserdruck bis an den Kern herangebracht, der zu schwach

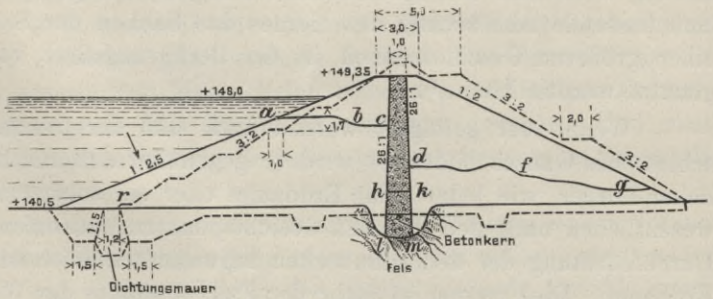


Abb. 192. Vergleichende Dammquerschnitte.

sei, um dem zu widerstehen; er werde sich überneigen und von der Felssohle nach Fuge *lm* trennen, vielleicht auch bilde sich ein wagrechter Riß, z. B. nach *hk*. Die Fugen *cl* und *md* zwischen Erdreich und Mauerwerk würden die Verbindung zu den Wasseradern *abclm dfg*, vielleicht auch über *chkd* herstellen. Ebenso sei der Wasserweg über *rlm* denkbar. Die Sackungen des Erdreiches werden zudem vermutlich ungleiche Drücke der beiderseitigen Schüttungen erzeugen, so daß auch Risse in der Längsrichtung des Dammes entstehen würden, die schließlich zur Zerstörung und zum Umsturz des Kernes führen müßten. Alle diese Nachteile vermeide die kleine französische Herdmauer und die gleichmäßige Dammschüttung im vollen Querschnitt.

Es mag in dieser Hinsicht zu einem nicht uninteressanten Vergleich dienen, wenn in Abb. 193 die Dammquerschnitte des Solinger Staudammes und eines Dammes von gleicher Stauhöhe nach französischer Bauweise zusammengestellt sind.

Das sind die grundsätzlichen Einwände gegen die Bauart mit Mauer kern. Einige mehr an Äußerlichkeiten anknüpfende Einwürfe sollen später kurz erörtert werden. Der bedeutsamste Einspruch — der überdies vielfach gegen den Kern erhoben wird — ist, daß er die Einheitlichkeit des Bauwerkes beseitige. Man hat aus diesem Grunde die

¹⁾ Le Génie Civil vom 3. 11. 1904 und 25. 2. 1905. Zentralbl. d. Bauverwaltung 1905, S. 319, 569, 1906 S. 504.

Forderung gestellt, der Mauer Kern solle so stark gemacht werden, daß er imstande ist, den ganzen Wasserdruck allein aufzunehmen (u. a. Fecht, Zeitschr. f. Bauw. 1889). Dies Bedenken liegt nahe; aus ihm folgern alle übrigen Befürchtungen für die Standfestigkeit und Dichtigkeit. Wie steht es nun mit dieser Einheitlichkeit? Es ist kein Zweifel, daß Sackungen der Erdschüttung neben dem Kern erfolgen. Dieser Vorgang vollzog sich auch am Solinger Damm während des Baues und in der ersten Zeit der Anstauung des oberen Beckens. Aber es konnte hierbei nicht beobachtet werden, daß zwischen Erde und Betonkern eine klaffende Fuge entstanden wäre, die den Zusammenhang des Bauwerkes gestört und die Übertragung der äußeren Lasten verhindert hätte. Die Erde glitt dicht anschließend an der glatten Putzfläche hinab. Die Erklärung hierfür wird darin zu suchen sein, daß der Erddruck die absackenden Massen beiderseitig gegen den Kern preßt, und seine kleine Abböschung (26:1) begünstigt diesen Zusammenschluß. Die Belastung durch den Wasserdruck wirkt in gleichem Sinne. Es findet also eine Kohäsion der Bestandteile des Bauwerkes nach dem Gesetz der Schwere statt und wenn ein Absacken des Erdreiches erfolgt, so muß dies in einem unmittelbaren Gleiten von Erde auf Mauerwerk erfolgen, ohne daß die Druckübertragung gestört wird. Eine solche Abböschung des Kernes ist also empfehlenswert. Diese Auffassung wird auch von amerikanischen Ingenieuren geteilt, indem sie meinen, daß durch eine passende Abböschung des Kernes das Sacken der Schüttungen zur Herbeiführung einer größeren Geschlossenheit in der Berührungslinie von Erde und Mauerwerk ausgenutzt werden könne¹⁾.

Wenn aber gefolgert werden darf, daß der Damm mit dem Mauer Kern ein geschlossenes Ganzes bildet, so wird er gegenüber äußeren Einflüssen auch als ein einheitlicher Körper, wie jeder reine Erddamm oder ein solcher mit Tonkern wirken, da er im wesentlichen nach den gleichen Gesichtspunkten entworfen ist wie diese letzteren. Eine Durchfeuchtung der dem Staubecken zugewandten Seite tritt allerdings ein, wie in jedem Erddamm. Dies ist um so mehr der Fall, je größer der Wasserdruck ist. Es bilden sich Adern und Quellungen, und unsere Stromdeiche lassen dies erkennen, selbst bei nur einige Wochen anhaltendem Außenwasserstand. Diese Durchlässigkeit (Schwitzwasser) zeigen selbst die uralten, gut abgelagerten und aus bestem Schüttboden hergestellten Deiche z. B. an der unteren Weichsel. Wieviel mehr muß dies aber stattfinden bei Staudämmen, die meist schnell hergestellt und eiligst in Betrieb genommen werden, um die Wasserstauung zu nutzen und die dann dauernd vom Wasser gespült werden. Jeder aufgeweichte Damm büßt aber, wie bekannt, sehr an seiner Widerstandsfähigkeit ein. Bei guter Dammerde wird diese Aufsaugung sich im Inneren nur in Form einer Annetzung zeigen, die nicht zur Entwicklung des hydrostatischen Druckes führt. Nimmt man doch auch bei Berechnung z. B. von Schleusenböden an, daß nur etwa $\frac{1}{2}$ bis $\frac{1}{4}$ des äußeren Wasserdruckes als Auftrieb wirksam wird. In undurchlässigem Boden — in Solingen Ton und Lehm, in den Außenlagen geröllhaltiger Lehm — wird wie im Mauerwerk die Spannung nach dem Inneren auf Null herabgehen. In den kapillaren Adern entwickelt sich nicht jener Druck wie in Rohrleitungen. Der Wasserdruck lastet somit senkrecht zur äußeren Böschung, wie in Abb. 193 durch Pfeil angedeutet ist, und erreicht nicht unmittelbar mit seiner ganzen Stärke den Mauer Kern. Die Durchfeuchtung wird insofern die Standfestigkeit sogar günstig beeinflussen, als sie das Gewicht der Erde vermehrt, ein Umstand, der auch bei den gemauerten Talsperren mitspricht. Überdies

¹⁾ Embankments with concrete or puddle core walls. The Engineering Record vom 9. Juli 1904.

ist am Solinger Staudamm, der nach einem Halbmesser von 50 m gekrümmt ist, der Betonkern als Gewölbe wirkend imstande, allein den vollen Wasserdruck aufzunehmen (s. S. 277). Wo angängig wird man daher einen Staudamm mit massivem Kern bogenförmig bauen.

Der Kern des Solinger Staudammes ist mit 1 bis $1\frac{1}{2}$ m Eingrifftiefe in festen und undurchlässigen Fels gegründet. Jacquinet hält dies nicht für ausreichend und weist darauf hin, daß man in Frankreich 5 m, ja bis 15 m hinabgeht. Die Eingrifftiefe hängt im Einzelfalle naturgemäß von der Beschaffenheit der Gesteinschichten ab. An der großen Solinger Talsperre ist man, dem Erfordernis unbedingt sorgfältiger Gründung Rechnung tragend, durch verwitterte Felsschichten teilweise 7 bis 9 m tief bis auf den gesunden Fels hinabgegangen. Am Staudamm lag der gute Fels höher und ein tieferes Einarbeiten hätte zwecklose Kosten verursacht. Gegen die Befestigung der oberen Böschung, die im übrigen als eine sehr sparsame anerkannt wird, ist die Befürchtung geäußert, daß der Wellenschlag des gestauten Beckens den Lehm unter dem Steinwurf auflösen könnte und so eine langsame, aber sichere Zerstörung herbeiführen werde. Ein solcher Angriff des Wellenschlages, der sich in Trübungen des Wassers am Rande der Böschung hätte äußerlich kenntlich machen müssen, ist bisher nicht eingetreten. Der Dammschutz hat sich als ausreichend erwiesen.

Der Solinger Staudamm steht nunmehr seit Jahren im Betriebe mit wechselnden Stauungen, wobei das Becken zeitweise ganz entleert wurde. Das Bauwerk hat in diesen Jahren und bis in die neueste Zeit hinein keine irgendwie nachteiligen Erscheinungen hinsichtlich der Standfestigkeit oder Dichte zu erkennen gegeben. Und man wird gelten lassen müssen, daß Ergebnisse des Betriebes größere Bedeutung haben als auf Mutmaßung beruhende Befürchtungen.

Neben der erhöhten Standsicherheit in bogenförmigen Staudämmen ist ein Vorzug des Mauerkernes, daß er Wasseradern, wenn solche etwa auftreten sollten, abschneidet und den Maulwürfen, Mäusen und anderen Tieren die gefahrbringende Durchbohrung des Erdreiches verwehrt. Bei gleichmäßiger Schüttung und Stampfung von beiden Seiten ist nicht zu erwarten, daß sich derart ungleiche Erddrücke entwickeln, die im Kern Risse herbeiführen. Die dem Staubecken abgewandte Seite bleibt somit vollkommen trocken. Allerdings ist ein Mauerkern nur dort am Platze, wo ein felsiger Untergrund vorhanden ist; wo eine solche feste Gründungssohle fehlt, wird man den Tonkern oder reine Dammschüttung vorziehen. Es hat keinen Wert, dem oberen, einer geringeren Beanspruchung ausgesetzten Teile der Sperre eine größere Dichte und Festigkeit zu geben, als sie der erdige Untergrund besitzt. Eine Ausnahme könnte vielleicht nur dann platzgreifen, wenn eine solche Anlage für vorübergehende Zwecke geschaffen werden soll, wie z. B. in Mauer (Schlesien), wo der Staudamm mit Betonkern die Baustelle gegen den Bober abschließt. Wenn hier ein schneller Baubetrieb und alsbald die Inbetriebnahme des Dammes erfolgen soll, so wird man bestrebt sein, dem oberen neugeschütteten Teile dieselbe Solidität zuteil werden zu lassen, wie sie der erdige, aber altabgelagerte Untergrund besitzt. Bei reiner Erdschüttung würde dies nicht erreicht werden. Unter solchen seltenen Umständen kann auch ein Mauerkern auf erdigem Untergrunde am Platze sein. Nur darf man dann, wenn hier der Betonkern nach einem Bogen erbaut ist, nicht die Gewölbewirkung in Rechnung setzen, da die Widerlager nicht die Festigkeit besitzen wie der Beton.

Eine weitere Notwendigkeit ist, daß der Mauerkern, sei es daß er aus Beton, Bruchstein oder Ziegelmauerwerk besteht, an der Wasserseite mit einem guten abdich-

tenden Verputz, der am Fuß ein Stück über den Fels hinübergreift, in seiner ganzen Ausdehnung überzogen wird. Mauerwerk oder Beton ist besonders bei dünnen Wandungen ohne eine solche Putzlage nicht wasserdicht herzustellen. Auch empfiehlt es sich, den Kern in seiner Oberfläche zu überdecken, in der Weise, daß die Dammschüttung etwa um 1 m über seine Krone hinaufgeführt wird. Dadurch wird das Mauerwerk den Witterungs- und Temperatureinflüssen entzogen und vor Beschädigungen geschützt. Seine Bewegungen bei Kälte und Sonnenbestrahlung infolge Ausdehnung und Zusammenziehung werden weniger groß sein. Dieser letztere Umstand ist es, der allgemein gegen die Anwendung von reinen gemauerten Sperren bei kleinen Abmessungen spricht. Die Winterkälte durchdringt die schwache Wandung, und die damit verbundene Zusammenziehung des Materials müßte zu Rissebildung Veranlassung geben. Solche sind selbst bei Kanal- und Hafenmauern beobachtet worden, die dem Temperaturwechsel in viel geringerem Maße ausgesetzt sind, als die freistehenden Sperrmauern. In den Vogesen hat man sich am Stauweiher am Lauchersee veranlaßt gesehen, die in der Krone 4 m, an der Sohle 20 m starke Mauer luftseitig mit einer Erdschüttung zu versehen, um die Mauer gegen Temperatureinflüsse zu schützen. Der Kern des Solinger Staudammes ist durch eine etwa 35 cm starke Abpflasterung mit Unterbettung umhüllt. Diese Vorsicht pflegen auch die amerikanischen Ingenieure anzuwenden. Man findet die Einhüllung des Mauerwerkes u. a. bei dem 10 m hohen Staudamm der Stadt Holyoke (Mass.), dessen Kern um 1 m mit Erde überdeckt ist. Bei diesem Damm ist auch große Sicherheit für die von Senkungen des Erdreichs unabhängige Lage des Entnahmerohres geschaffen. Es ist durch den ganzen Damm hindurch auf Mauerwerk verlegt, das auf gesundem Fels aufruht. Gleich große Vorsicht ist für das Entleerungsrohr angewandt¹⁾.

Es wurde schon oben betont, daß die Amerikaner Freunde des massiven Kerns sind. Deswegen wird es interessieren, die Gründe kennen zu lernen, die sie gegen den Tonkern ins Feld führen²⁾. Ihre hauptsächlichsten Bedenken richten sich nicht etwa gegen die Undichtigkeiten der Tonkerne an sich, wenn dieser unberührt bleibt, sondern gegen die Gefahr, die durch Bildung von Rissen beim Austrocknen oder Setzen entstehen können. Auch die schon erwähnte Gefahr der Durchlöcherung durch Maulwürfe wird hervorgehoben und die Durchsättigung des Erdreichs oberhalb wird auch bei Tonkerndamm eintreten. Es entsteht nun die Frage, in welchem Falle kann dies gefahrbringender sein, bei Mauer oder Tonkern. Eine allgemeine Regel dafür wird es nicht geben. Vollkommene Freiheit von Rissen wird schließlich in keinem Falle zu erzielen sein. Wenn aber im Tonkern feine Adern entstehen sollten, die dem Wasser Durchfluß geben, so liegt die Gefahr vor, daß sich diese kleinen Öffnungen schnell erweitern. Die Zerstörung des Dammes kann die unmittelbare Folge sein. Hingegen Risse in einem Mauerkern sind stets fein und können sich nicht erweitern. Da sie zackig, enge und nicht gradlinig sind, so werden sie sich mit den durchgeschlämmten Lehnteilchen bald schließen. Sollte aber je durch irgendwelche ungünstigen Zufälle — Verstopfen des Überfalls durch Eis oder auf andere Weise — der Wasserspiegel über die vorgesehene Höhe anwachsen, so entsteht die Gefahr der Überströmung. Diese ist die größte, der ein Erddamm ausgesetzt werden kann. Ein Mauerkern wird dabei eine größere Sicherheit gegen Zerstören gewährleisten. Die Mauer würde nur teilweise beseitigt werden. Es würde nie ein so plötzlicher Bruch entstehen, wie bei einem Erddamm. Der Absturz der Fluten würde sich auf einen mehr

¹⁾ Eng. Record. 1904, S. 633.

²⁾ Eng. Record vom 20. 8. 1904.

oder minder langen Zeitraum verteilen und durch diesen Umstand würde allein schon viel Unglück verhindert werden. Es bleibt Zeit, Leben und Eigentum in gewissem Grade zu retten. Andererseits erkennt man auch in Amerika an, daß die Verbindung der äußeren Schüttung mit dem Tonkern immerhin eine innigere sein wird, als mit dem Mauerwerk, und daß die mehr gleichmäßige Sackung die Frage einer trennenden Fuge zwischen den beiden Erdarten nicht wohl aufkommen lassen wird.

Hinsichtlich der Kosten wird man beachten müssen, daß Beton zwar teurer als Ton ist, daß aber andererseits auch die Abmessungen bei Beton wesentlich kleiner sein können. Dies ist besonders auch von Einfluß auf die Arbeiten im Grunde. In tiefen Einschnitten wird sich deshalb oft der Beton vorteilhafter zeigen und man kann wohl in Betracht ziehen, die Ausführung unter Gelände in Beton, darüber in Ton zu gestalten. Bisweilen hat man auch die Abdichtung im Untergrunde durch eine Spundwand herbeigeführt und darüber den Tonkern aufgebaut. Weiteres über die Kosten s. Abschnitt »Wirtschaftliche Grundlagen«.

Aus diesen Gründen hat man auch in Amerika in gegebenen Fällen den Tonkern als annehmbar und geldsparend gebilligt, wenn gewisse konstruktive Anordnungen gegenüber der bisher üblichen Bauart getroffen werden. Wo Felsuntergrund vorhanden ist, will man den Tonkern nicht in einem engen Schlitz eingebracht wissen, sondern dieser soll so breit sein wie ein Eisenbahneinschnitt und mit Böschungen angelegt werden. Bei etwaigem Setzen wird dann das Gewicht der oberen Erdschüttung die unteren sackenden Teile zusammendrücken und Risse verhindern. Das Überströmen des Dammes soll durch Höherlegen der Krone als das gewöhnlich geschieht, und durch eine besondere große Breite des Überlaufs vermieden worden. Die Wasserseite soll durch Steinschüttungen gesichert werden. Es ist an früherer Stelle (s. S. 297) erörtert worden, daß man in neuerer Zeit in Amerika im Verfolg dieser Bestrebungen sogar zu reinen Erddämmen unter bestimmten örtlichen Verhältnissen übergegangen ist.

Für die Beurteilung der statischen Verhältnisse eines Dammes mit Tonkern sei auf die Betrachtungen auf S. 330 hingewiesen. Soll der Tonkern, wie bei der Konstruktion allerdings vorausgesetzt wird, wasserdicht sein, so wird sich hinter demselben der Wasserdruck — in dem ungünstigsten Falle, das die obere Schüttung durchlässig ist — entwickeln und er wird dabei nicht die Standsicherheit besitzen wie ein massiver Kern, besonders dann nicht, wenn er durch die Nässe aufzuweichen beginnt.

Wenn man sich nun die Frage vorlegt, welches von diesen Bausystemen das beste ist, so wird man hierauf keine allgemeine Antwort finden. Man ersieht aus dem Umstande, daß die Bauarten in den verschiedenen Ländern angewandt werden und diese Dämme ihre Standsicherheit praktisch erwiesen haben, daß keine der Bauweisen unmittelbar etwa als schlecht oder gefährlich bezeichnet werden kann, für die der Ingenieur — eine sachgemäße Ausführung vorausgesetzt — nicht die Verantwortung übernehmen könnte. Kleine Vor- und Nachteile sind auf allen Seiten vorhanden, die mehr oder weniger Sorgfalt in den Unterhaltungsarbeiten erfordern, aber immerhin den Bestand des Werkes und den Betrieb nicht gefährden. Daher wird man bei der Wahl die Kostenfrage nicht außer Acht lassen dürfen. Man kann nicht umhin zu folgern, daß die Antwort auf die Streitfrage über die beste Art sich bis zu einem gewissen Grade als Ansichtssache der einzelnen Ingenieure darstellt. Ein englischer Ingenieur schreibt örtlichen Verhältnissen einen großen Einfluß auf den Umstand zu, daß Amerika den Mauerkern, England den Tonkern vorzieht¹⁾. Nach seiner Meinung ist auf festem Untergrunde

¹⁾ Eng. Record, Juli 1904.

der Mauerkern zu wählen, hingegen, wo eine solche Gründungssohle fehlt, der Tonkern vorteilhafter — wenn Ton in der Nähe irgend zu haben ist.

Die französische Abdichtung mittels Mauerlage erscheint als gut, wenn keine Sackungen zu befürchten sind, wo also der seltene Fall vorliegt, daß die Abdeckung einige Jahre später nach voller Ablagerung der Erdschüttung eingebracht werden kann. Wo jene noch eintreten können, kann die Abdichtung an der Wasserseite mittels Tondecke, die nachgiebig ist, in Betracht kommen, derart, daß Damm und Decklage gleichzeitig hergestellt werden. Sicherlich spricht bei der Entscheidung auch der Zweck der Anlage mit. Andere Anforderung stellt der Hochwasserschutz, bei dem die Becken nur zeitweise in Anspruch genommen werden, als eine dauernde Füllung des Weihers. In ersterem Falle wird man sich mit einfacheren Mitteln begnügen können. Als eine übereinstimmende Erscheinung kann man bei den Ingenieuren aller Länder das Bestreben wahrnehmen, bei hohen Erddämmen eine besondere abdichtende Lage im Damm in der einen oder anderen Weise zu schaffen. Als Grenze, von welcher ab diese Abdichtung nötig wird, kann man eine Dammhöhe von 6 m ansehen.

Literatur der Staudämme.

- Steinschüttung mit Eisenblechkern. Zentralbl. d. Bauverw. 1898, S. 256.
 Die höchsten Erddämme für Talsperren. Engin. News v. 11. 9. 1902, S. 190.
 Staudamm aus Erde in Tabeaud bei Jackson (Kalifornien). Génie civil v. 19. 12. 1903, S. 104.
 Damm aus Steinschüttung zu Ramseys, N. Y. Amer. Soc. Eng., März 1903, S. 256.
 Höhe der Erddämme. Zentralbl. d. Bauverw. 1903, S. 542.
 Staudämme mit Beton oder Tonkern. Engin. Record 1904, II, S. 37, 633. Engin. News v. 30. 6. 1904.
 Solinger Staudamm. Zentralbl. f. Bauwesen 1904, S. 320.
 Ein Erddamm mit Lehmkern bei Clinton, Maß. Engin. Record 1904, II, S. 232.
 Abänderungen des Entwurfs für den neuen Croton-Damm, N. Y. Engin. News v. 16. 6. 1904, S. 574.
 Der Round Hill-Staudamm zu Spring Brook, Pennsylvania. Engin. Record v. 11. 6. 1904, S. 735.
 Hölzerner Staudamm am Chesuncook-See. Engin. Record v. 16. 7. 1904, S. 70.
 Billiger Steindamm in Indien. Engin. Record v. 23. 7. 1904, S. 119.
 Der Gatun-Sperrdamm. Proceed. Amer. Soc. Civ. Engin. v. April 1904, S. 1904.
 Die Gatun-Talsperre im Panamagebiet. Amer. Soc. Civ. Engin. Proceed. April 1904. Transactions v. Dez. 1904, S. 36. Eng. Record 26. 12. 1908. Engin. News 23. 9. 1909.
 Betrachtungen über die Bauweise von Staudämmen s. Zentralbl. der Bauverwaltung 1905, S. 319. S. 569. 1906, S. 503.
 Versuche über die Durchlässigkeit des Norddeiches der Wachusett-Talsperre. Engin. Record v. 15. 7. 1905, S. 64.
 Erddamm am Alamosa-Fluß in Südwest-Kolorado. Engin. Record v. 29. 7. 1905, S. 128.
 Erddamm mit Betonkern. Engin. News v. 7. 9. 1905, S. 247. 23. 3. 1911.
 Erddamm mit Betonkern und Eisenspundwand. Engin. Record Nov. 1905. Engin. News Nov. 1905.
 Staudamm mit innerer Eisenblechwand. Engin. Record Nov. 1905.
 Talsperre aus Mauerwerk und Erde. Engin. Record Dez. 1905.
 Über den Bau von Stauanlagen. Amer. Soc. Civ. Engin. Proceed. v. Okt. 1906, S. 780.
 Erddamm in Colorado. Engin. News v. 25. 4. 1907, S. 452.
 Das »hydraulic fill«-Verfahren bei der Herstellung von Talsperren. Amer. Soc. Civ. Engin. Transact. v. Juni 1907, S. 196. Génie civil v. 11. 1. 1908, S. 177.
 Materialprüfung, betr. den bei Umatilla im Staate Oregon zu erbauenden Staudamm. Engin. News v. 7. 3. 1907, S. 250.
 Radaune-Talsperre bei Straschin. Wasserwirtschaft u. Wasserrecht v. 11. 5. 1907. Wasserbau u. Wasserwirtschaft v. 10. 6. 1907. Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1910, S. 1079.
 Das Ashokan-Staubecken für die Wasserversorgung von Neuyork. Engin. Record v. 11. 5. 1907, S. 566.
 Meliorationsbauten im Gebiete des Snake-Flusses bei Minidoka im Staate Idaho. Engin. Record v. 23. u. 22. 6. 1907.
 Comparative costs of earthwork. Engin. Record v. 16. 5. 1908.
 A concrete and earth diversion dam in California. Engin. Record v. 14. 3. 1908.
 Der Laguna-Staudamm im Colorado-Fluß bei Yuma in Arizona. Engin. News v. 27. 2. 1908, S. 213. Österr. Wochenschr. f. d. öff. Baudienst v. 16. 5. 1908, S. 374.

- Das Staubecken des Vingeanne-Flusses in Frankreich. Annales d. P. et Ch., Techn. Teil v. 1908, 1. Heft.
- Die Wasserversorgung von Kilbirnie in Schottland. Engineering v. 31. 1. u. 6. 3. 1908, S. 139.
- Cost of earth work on the Belle Fourche Dam, South Dakota. Engin. News v. 2. 4. 1908, S. 356.
- The construction of the Laguna Dam, Colorado River, Arizona. Engin. News v. 27. 2. 1908.
- Ein Verzeichnis hoher Erddämme — deren größte Höhe bis 36 m geht (San Leandro, Californien).
- Eine eingehende Beschreibung alter und neuer Dämme in Indien, Ceylon, Amerika usw. (Vehar, Yarrow, Druid Lake, Temescal, San Leandro, Pilarcetos und San Andres, Thabeaud, Dämme für die Wasserwerke von Neuyork, Wachusatt usw.) findet sich bei Wegmann, Design and Construction of Dams, V. Aufl., 1908, S. 233 u. f., ferner sei verwiesen auf Schuyler, Reservoirs for Irrigation, Water-Power and Domestic Water Supply, Neuyork, II. Aufl. 1908 (eingehende Darstellung der »hydraulic fill- and rock fill-method«).
- An earth dam with a reinforced concrete core wall, at Dixville, N. H. Von Dudley. Engin. Record v. 25. 4. 1908, S. 551/52.
- Erddamm mit hölzerner Spundwand als Kern. Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1909, S. 93 e.
- Über Dämme für Bewässerungsanlagen in Amerika. Amer. Soc. Civ. Engin. Transact. Dez. 1911.
- Erddamm bei Dallas, Texas, Eng. Record 23. 12. 1911. Über Staudämme der Wasserversorgung von Los Angeles Zentralbl. d. Bauverw. 1912, S. 211.

V. Besondere Bauweise der Talsperren.

- Nicht ohne gewisse Berechtigung ist gegen die Talsperren der Vorwurf erhoben worden, daß die großen Kosten ihres Baues, die sich aus den bedeutenden Massen des Stützmauer-Querschnittes ergeben, ihren wirtschaftlichen Wert schmälern, z. B. die Preise der gewonnenen Wasserkraft, des Trink- und Bewässerungswassers aus dem Staubecken usw. sehr in die Höhe schrauben. Bei der Urfttalsperre mit Elektrizitätswerk betragen die Kosten der Sperrmauer allein ohne Grunderwerb etwa 35 v. H. der Gesamtbaukosten. Ähnlich ist es bei anderen Anlagen. Es tritt somit die Frage auf, ob es möglich ist, durch entsprechende Formgebung die Massen im Querschnitt wirksamer für die Aufnahme des Wasserdrucks zu verteilen, oder ob durch Anwendung anderer Baustoffe als sie heute üblich sind, z. B. durch Eisen oder Eisenbeton Ersparnisse erzielt werden können. Es gilt also, Bauweisen zu finden, die nicht lediglich durch ihr Gewicht wirken und nur die Druckfestigkeit, sondern auch das Widerstandsvermögen der Baustoffe in anderer Weise z. B. die Zug- und Scherfestigkeit in Anspruch nehmen. Zur Verringerung der Mauer Massen des Stützmauerquerschnittes kommen in Betracht:

1. Die Ausnutzung der Gewölbewirkung durch im Grundriß bogenförmig gebaute Mauern. Diese Frage ist auf S. 273 ff. behandelt worden.
2. Auflösung in Bogen und Pfeiler. Diese Bauart führt zur gemeinsamen Ausnutzung der Gewölbe- und Stützmauerwirkung.
3. Eisenkonstruktionen, bei Gliederung in ein tragendes und ein abdichtendes Stab- und Raumsystem.
4. Die Ausführung in Eisenbeton. Die Baustoffverminderung ergibt sich hier aus der Verwertung der Zugfestigkeit durch Einlegen von Eisenbändern in das Mauerwerk.

§ 36. **Aufgelöste Bauweise.** Bei der aufgelösten Bauweise müssen hohe Anforderungen an die Wetterbeständigkeit und Festigkeit des Materials in den Bögen und Pfeilern gestellt werden. Die Herstellung des Mauerwerkes bei dieser gegliederten Bauart ist schwieriger als die Massenherstellung im vollen Querschnitt. Die Steine müssen sorgfältig, zum Teil als Werksteine bearbeitet werden. Aus beiden Gründen sind also höhere Einheitskosten zu erwarten, die zum mindesten einen Teil der Ersparnisse an Massen wieder aufheben. Es ist ferner die Frage, ob die verhältnismäßig dünnen Mauerwandungen der zwischengeschalteten stehenden oder geneigten Bögen die Dichtigkeit gegen

Wasserdurchzug auf die Dauer gewährleisten. Die Frosteinflüsse auf wassergesättigte schwache Mauerbögen müssen sehr zur Geltung kommen, und die Bewegungen der Mauern infolge Wärmewechsel und Wasserdruck bringen die Gefahr, daß an der Grenze von Bogen und Mauer, wo ungleiche Massen und ungleiche Beanspruchungen sich berühren, Risse entstehen. Wenn solche Risse in Hochbauten und selbst in Brücken, z. B. an den Kämpfern

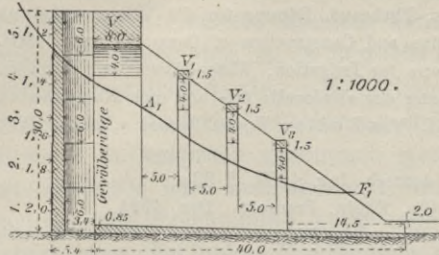


Abb. 193—196. Talsperre in aufgelöster Bauweise.

Abb. 193. Schnitt durch ein Gewölbe.

keine wesentliche Bedenken haben, so würde bei Talsperren der hohe Druck des Wassers starke Undichtigkeiten veranlassen, Auftrieb erzeugen und zusammen mit der Frostwirkung den dauernden Bestand gefährden. Das gilt sicherlich für unsere gemäßigte Zone, mit ihrem scharfen Temperaturwechsel; günstiger liegen in dieser Hinsicht die Verhältnisse in warmen Gebietsteilen. Wenn man in Bogentalsperren aus Rücksicht auf den Frost bei uns nicht unter ein gewisses Maß heruntergehen darf (Kronenbreite etwa 4 m), so scheint es, daß auch bei der aufgelösten Bauweise hierauf Rücksicht zu nehmen ist. Man hat in Vorschlag gebracht, für die Dichtigkeit durch einen Eisenmantel an der Wasserseite zu sorgen, so daß Gewölbe und Pfeiler nur den Forderungen der Standsicherheit zu genügen haben würden. Dadurch entstehen naturgemäß weitere Kosten. Solche Platten hat man z. B.: bei der Anlage von Ogden (s. unten) als erhöhten Dichtungsschutz gewählt.

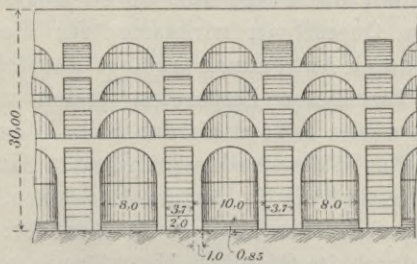


Abb. 194. Ansicht von der Talseite.

1:1000.

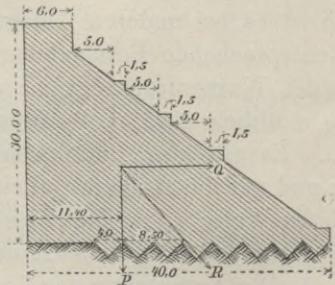


Abb. 195. Längsschnitt des Pfeilers.

Falls gegen die dünnen Abmessungen der Bogenform Bedenken bestehen, könnte man einen Querschnitt wählen, der zum Teil als Stützmauer, zum anderen Teil als Gewölbe wirkt, um zunächst über die Bewährung solcher Bauweise mit mäßig vermindertem Querschnitt in unseren Gebirgstälern Erfahrungen zu sammeln. Diese Form scheint jedenfalls mehr als die in Einzelpfeiler und zwischengespannte Bögen aufgelöste Konstruktion geeignet, rauher Witterung zu widerstehen und die Kosten zu vermindern.

Die Berechnung der in Bögen und Pfeiler aufgelösten Talsperren erfolgt derart, daß man die Bögen lediglich als Gewölbe zur Aufnahme des wagerechten Wasserdruckes berechnet, also unter Vernachlässigung des Eigengewichtes und seiner Stützmauerwirkung. Das Gewölbe wird gleichsam als gewichtlos gedacht und nur durch den Wasserdruck belastet. Die Pfeiler werden für den gesamten Wasserdruck als Stützmauern berechnet. Einige Angaben über die Berechnung dieser Bauweise im Einzelnen hat Pelletreau Annales des ponts et chaussées 1897 I gemacht, s. auch Zentralbl. der Bauverwaltung 1898, S. 526. Zeitschr. f. Bauwesen 1907 S. 231 und Bl. 36.

Die konstruktive Ausbildung der Stauwerke dieser Art ist noch ganz in der Entwicklung begriffen. Dieser Gedanke ist bisher im allgemeinen nur durch Aufstellung

von Projekten und Kostenermittlungen gefördert worden. Mitteilungen über einige kleinere Bauausführungen s. unten.

Die Abb. 193 bis 196 geben einen von Pelletreau aufgestellten Entwurf wieder. Die Gewölbe und Pfeiler sind in Werkstein gedacht. Die Pfeiler sollen durch senkrechte Bogenstellung versteift werden. Es ergab sich, daß man den geringsten Verbrauch an Mauerwerk für die 30 m hohe Mauer bei Gewölben von 10—15 m Weite erhält. Es entfallen auf 1 laufendes Meter für Gewölbe und Pfeiler als Mittel für 100m Länge rund 200 cbm, einschließlich Versteifungsbügen, Verstärkungspfeiler und Grundbau 316 cbm. Ein gewöhnlicher Querschnitt, bei dem die Drucklinie im mittleren Drittel bleibt, erfordert etwa 330 cbm auf 1 m¹). Das Verhältnis ist also 316 : 330, das bedeutet keinen wesentlichen Unterschied. Andererseits aber ist für die aufgelöste Bauweise kostspieligeres Material und teurere Arbeit aufzuwenden, und ein erhöhtes Wagnis muß in den Kauf genommen werden.

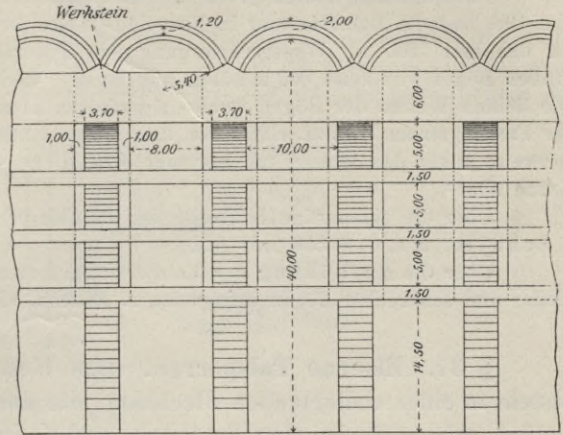


Abb. 196. Grundriß.

Strebe Pfeiler zur Verstärkung der Mauern zu dem Zwecke, um am Mauerwerk im Massiv zu sparen, sind in Amerika bisher nicht zur Ausführung gelangt. Sie sind aber zur späteren Verstärkung vorhandener Sperrmauern angewandt worden (Gros-Boisdamm, Gorzentedamm).

Ein Entwurf dieser aufgelösten Bauart wurde seiner Zeit bearbeitet für die Sperre von Ogden, Utah (Trans. Am. Soc. C. E. Dezember 1897). Es wurden geneigte Gewölbe von etwa 10 m Spannweite, die sich gegen 5 m starke Pfeiler stützten, vorgesehen. Die Pfeiler in Beton wurden als gleichschenkelig abgestumpfte Dreiecke ausgebildet, die Betongewölbe mit 6,5 mm starken Stahlplatten bekleidet. Die zulässige Druckbeanspruchung im Gewölbe war zu 9 kg/qcm gewählt. Für die Mischung des Betons im Gewölbe und in der Außenseite der Pfeiler war vorgesehen 1 Zement + 2 Sand + 4 Steinschlag, im Übrigen 1:3:5. Der Beton sollte in Leeren gestampft werden, wobei die Stahlplatten mit als Leeren dienen sollten. Die Platten sollten mit dem Beton durch kurze Bolzen verbunden werden.

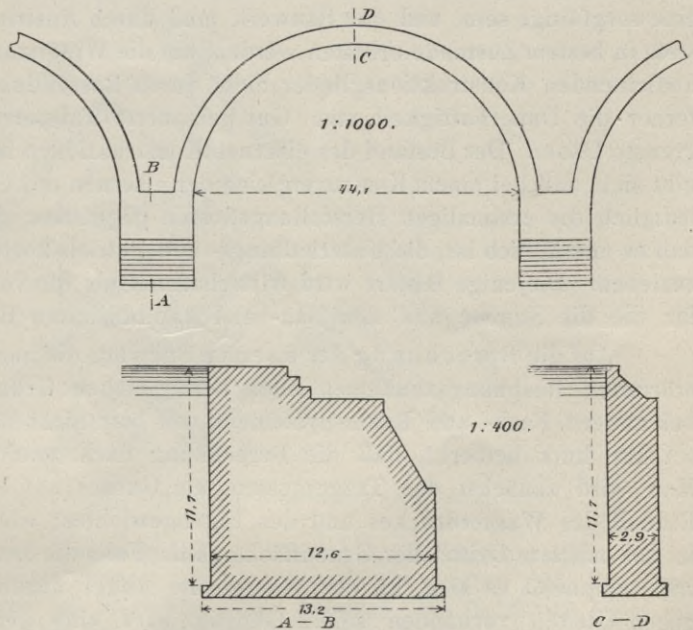


Abb. 197 u. 198. Lageplan und lotrechte Schnitte durch die Meer Allum-Talsperre.

Angebote, die seitens der Unternehmer für den Bau abgegeben wurden, erwiesen, daß bei der Ausführung 10—15 v. H. erspart worden wären gegenüber einem Stützmauerquerschnitt; jedoch wurde der Bau nach Wegmann »Design etc. 5. Aufl. 1908« nicht ausgeführt. Die Angabe, daß die Aus-

1) Zentralbl. d. Bauverwalt. 1898, S. 525.

führung erfolgt sei (Zentralblatt der Bauverwaltung 1897 S. 450 und 1898 S. 530) scheint demnach auf Irrtum zu beruhen.

Eine Untersuchung über die Baustoffersparnis bei aufgelöster Bauweise findet sich ferner in Trans. Am. Soc. C. E. Dezember 1902.

Nach dem aufgelösten Querschnitt sind ausgeführt: Die Meer Allum-Sperre in Indien (Abb. 197 und 198) und die Belublamauer in Neu-Süd-Wales in Australien. Die Meer Allum-Sperre ist etwa um das Jahr 1800 zur Wasserversorgung von Hyderabad errichtet worden. Die Mauer bildet einen großen Bogen von rund 800 m Länge und ist in 21 kleine stehende halbkreisförmige Gewölbe aufgelöst. Die lichten Weiten der Bögen wechseln zwischen 21 m und 44 m. Die größte Stautiefe beträgt 15 m, der Fassungsraum 10 Mill. cbm. An dem einen Ende der Mauer ist ein Überlauf vorhanden, aber zeitweise fließt das Wasser mit geringer Strahldicke von vielleicht 10 cm über die ganze Länge der Krone über¹⁾.

Über die eigenartige Bauweise der Belublasperre mit geneigten Gewölben bei 20 m Stauhöhe s. Schuyler a. a. O. S. 386 (mit Abb.)

Über die Aufhöhung der Talsperre bei Lennep (Wuppergebiet), die ebenfalls durch Strebe- Pfeiler und senkrechte Bögen erfolgt ist, s. Abschn. »Betrieb der Talsperren«.

§ 37. Eiserner Talsperren. Das Wesen der Eisenkonstruktion in Talsperren besteht in einer abdichtenden Blechhaut, die durch ein Eisenraumfachwerk gestützt wird, ähnlich wie z. B. bei den Schleusen und Sperrtoren. Gegen die Sicherheit dieser Bauweise ist gewiß nichts einzuwenden, wenn das Bauwerk auf einem festen Felsuntergrund errichtet und Fürsorge getroffen ist, daß die Anschlüsse der abdichtenden Blechbekleidung an den Untergrund gut sind, so daß eine Unterspülung nicht erfolgen kann. Die Unterhaltung muß, wie dies allgemein die Erfahrung an Eisenkonstruktionen erweist, eine sorgfältige sein, und das Bauwerk muß durch Anstrich und sonstige Ausbesserungen stets in bestem Zustande erhalten werden, um die Widerstandsfähigkeit der stützenden und abdichtenden Konstruktionsglieder nicht durch Rostbildung zu gefährden. Dann spricht ferner die Dauerhaftigkeit mit. Gut gemauerte Talsperren haben praktisch eine unbegrenzte Dauer. Der Bestand der eisernen Konstruktionen ist zeitlich begrenzt²⁾. Daraus ergibt sich, daß bei einem Kostenvergleich der eisernen mit den gemauerten Talsperren nicht lediglich die erstmaligen Herstellungskosten gegenüber gestellt werden dürfen, sondern daß es unerlässlich ist, die Unterhaltungs- und Betriebskosten für den Vergleich mit heranzuziehen. Diejenige Bauart wird wirtschaftlich als die vorteilhafteste erscheinen müssen, für die die Summe aus den Bau- und kapitalisierten Betriebskosten am kleinsten ist.

Auf die Berechnung der eisernen Sperren, die nach Maßgabe der oben S. 229 u. f. erörterten Rechnungsannahmen nach den gleichen Grundsätzen zu erfolgen hat, wie bei andern Fach- und Raum-Systemen, soll hier nicht näher eingegangen werden. Es sei nur kurz bemerkt, daß die Berechnung nach zwei Richtungen hin erfolgen muß. Man wird zunächst das Trägersystem als Ganzes auf Kippen untersuchen unter dem Einfluß des Wasserdruckes und des Eigengewichtes; wobei die Drucklinie zweckmäßig in das mittlere Drittel der Grundfläche fällt. Falls die Drucklinie aus dem Kern heraustritt, empfiehlt es sich, an der Wasserseite Anker anzubringen; ferner muß Sicherheit gegen Gleiten vorhanden sein. Günstig wird eine gegen das Oberwasser geneigte Fläche der Abdichtung sein, da dann die Wasserlast nutzbar gemacht wird. Die weitere Untersuchung hat es mit der Berechnung der Stabkräfte zu tun. Die Wasserlasten müssen auf die Felder, die den einzelnen Knotenpunkten zufallen, verteilt werden. Die Berechnung der einzelnen Stäbe geschieht dann in der üblichen Weise graphisch oder

¹⁾ Eng. Record 10. Jan. 1903. Schuyler a. a. O., S. 378.

²⁾ Vergleich zwischen eisernen und gemauerten Talsperren s. The Engineering Magazine Nov. 1905, S. 263.

analytisch. Die abdichtenden Platten sind als Tonnenbleche oder Buckelbleche zu konstruieren und zu berechnen.

Die maßgebenden Gesichtspunkte für die Konstruktion der eisernen Talsperren werden am besten durch die Beschreibung einiger ausgeführten Anlagen erläutert werden.

In Abb. 199 ist eine eiserne Talsperre für die Wasserversorgung der Stadt Ash Fork (Ariz.) dargestellt. Das Bauwerk dient dazu, Johnsons Canjon etwa 7 km von der Stadt Ash Fork zu einem Becken von etwa 140000 cbm Inhalt für die trockene Jahreszeit, in der der Fluß ganz versiegt, auf-

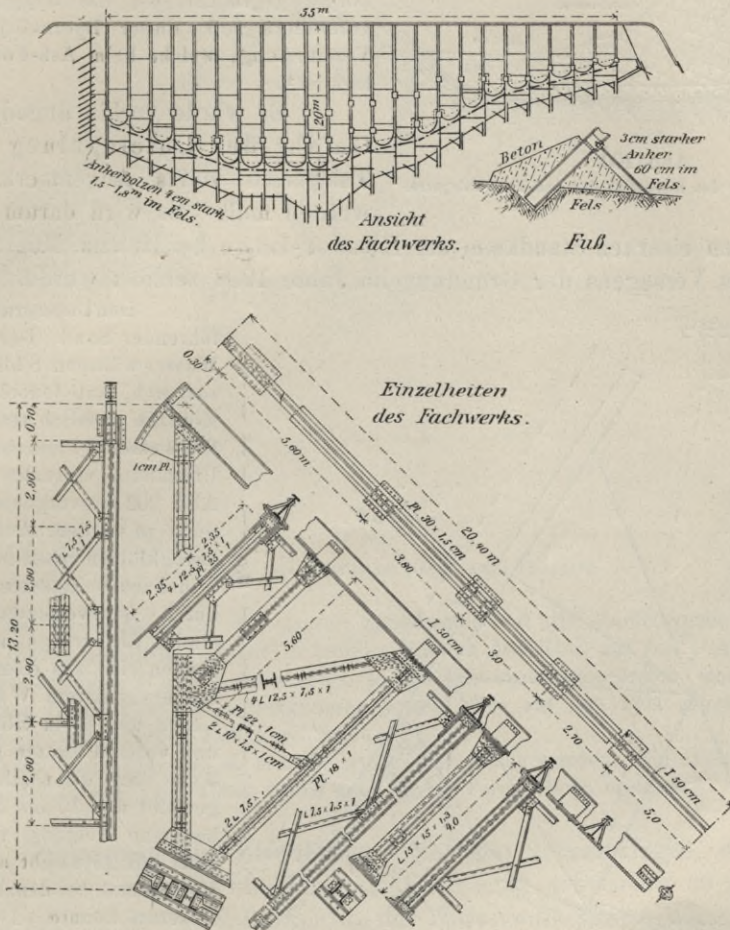


Abb. 199. Eiserne Talsperre bei Ash Fork. Aufriß und Einzelheiten des Fachwerks.

zustauen. Die geneigte Wand ist aus Tonnenblechen auf 50 cm hohen I-Trägern gebildet, die am Fußende in den Beton der Grundmauern gebettet und durch Ankerbolzen gehalten sind. Die 10 mm starken Belagplatten sind im unteren Teil in gleicher Weise befestigt. Die Wehrkrone bildet ein mit Winkeln gesäumtes Überfallblech, den Belag nach einem Halbmesser von 2,50 m geformte Tonnenbleche, die in den Kanten zum Verstemmen abgeschrägt sind. Sie erhielten nach dem Einsetzen und Vernieten einen Überzug von kochendem Asphalt, darüber eine Bekleidung mit Jute und nochmaligen Asphaltanstrich. In den Felsspalten, die mit Beton nach Möglichkeit gefüllt worden waren, zeigten sich nach der Füllung zwei Leckstellen. Sie haben sich aber im Laufe der Zeit von selbst gedichtet. Die Felsanschlüsse sind in Mauerwerk hergestellt (Abb. 200)¹⁾.

¹⁾ Zentralblatt d. Bauverw. 1898, S. 531. Engin. News v. 12. 5. 1898. Engin. Record 1898, S. 104. Journ. of Western Society of Engineers, Okt. 1905. E. Wegmann, Design etc., 5. Aufl. 1908, S. 294.

Die Redridge-Sperre (Michig.) ist im Jahre 1901 für die Wasseraufspeicherung zu Zwecken zweier Bergwerksgesellschaften erbaut. Die Länge der Eisenkonstruktion beträgt 138 m, die Höhe über Felssohle 22,20 m. Das System des Querschnittes gibt Abb. 201 wieder. Die Eisenrippen stehen in 2,40 m Abstand. Die Flächen der Verkleidung sind 9,5 mm starke Tonnenbleche. Ihr Schutz besteht aus einem Anstrich von Graphitfarbe. Das Eisengerüst ist auf einen großen Betonkörper gegründet, der das Kippen und Gleiten verhindern soll; dieser Betonkörper ersetzt die Verankerung, welche beim Ash-Fork-Damm angelegt ist¹⁾.

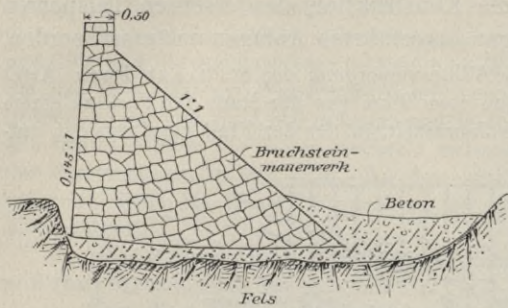


Abb. 200.

Maueranschluß für das Eisenwerk der Ash Fork-Talsperre.

einiges über den eisernen Staudamm am Hauser-Lake bei Helena (Mont.) zu erfahren, der infolge des Versagens der Gründung im Jahre 1908 zerstört wurde.

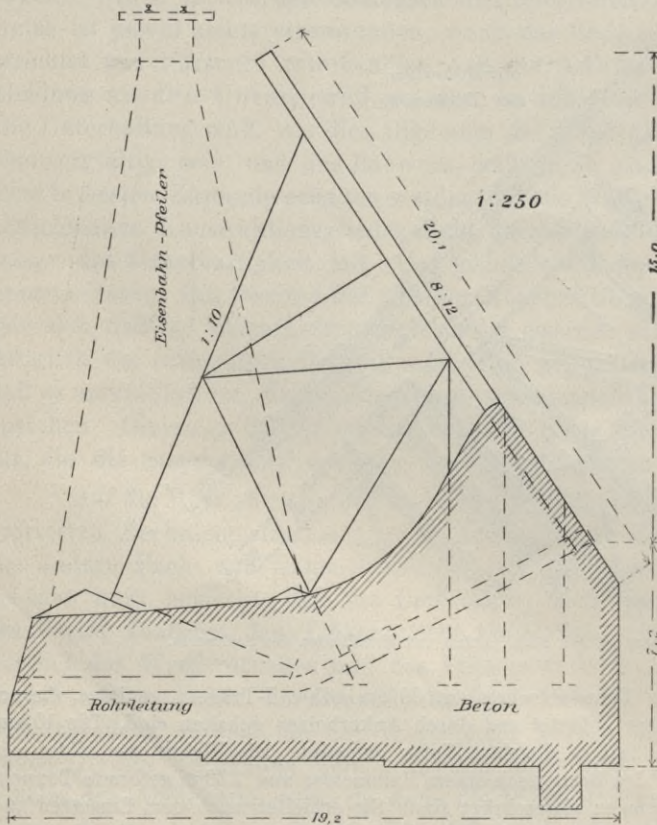


Abb. 201. Querschnitt der Redridge Talsperre.

Den Untergrund bildet wasserführender Sand. Der Damm hat das Wasser während 8 bis 10 Monate aufzustauen, muß jedoch in den übrigen Monaten ziemlich starke und heftige Flutwasser hindurchlassen. Diesen Umständen versuchte man in der aus Abb. 202 hervorgehenden Weise gerecht zu werden. Auf durchgehenden Betonklötzen ruhen in Abständen von 3 m Fachwerkstützen, die zu vieren durch Querverbindungen vereinigt sind. Sie tragen mittels schräger Balken eine aus eisernen Platten zusammengenietete Wand von 194 m Länge und 25 m Höhe. Die oberen und unteren Platten sind gerade und 8 mm dick, die mittleren nach unten gewölbt und 10 mm dick. Die Wand hat eine Neigung von 1:1,5, und zwar mit Rücksicht auf den sandigen Untergrund, bei dem der Damm leicht rutschen könnte. Durch die starke Neigung war beabsichtigt, den Wasserdruck für die Standsicherheit des Dammes mitwirken zu lassen. Die Wand war, damit das Wasser sie nicht unterspülen sollte, bis zu einer eisernen Spundwand herabgezogen und mit dieser verbunden, außerdem unten noch ausbetoniert. Auf die Dammkronen war ein Gerüst gesetzt, das links und rechts ebenfalls mit Eisen-

platten verkleidet ist und in der Mitte eine Strecke von 154 m für den Wasserabfluß bei Hochflut freiläßt. Nach der Flut war auch diese Öffnung durch Schützen verschlossen. Das Wasser wurde auf der

¹⁾ Engin. News v. 15. 8. 1901. Journ. of Western Society of Engineers, Febr. 1903. E. Wegmann, Design etc., 5. Aufl. 1908, S. 297. Schuyler, Reservoirs etc., 2. Aufl. 1908, S. 456.

Rückseite des Dammes über eine schräge Fläche geleitet, die zu einem kleinen Teil aus Eisenplatten und zum größeren aus Brettern auf einem hölzernen Unterbau bestand. Auf diese Weise sollte es ziemlich sanft und in einer gewissen Entfernung von dem Dammgerüst in den Abzugskanal geleitet und hierdurch sollte verhindert werden, die Gründungen der Gerüste zu gefährden.

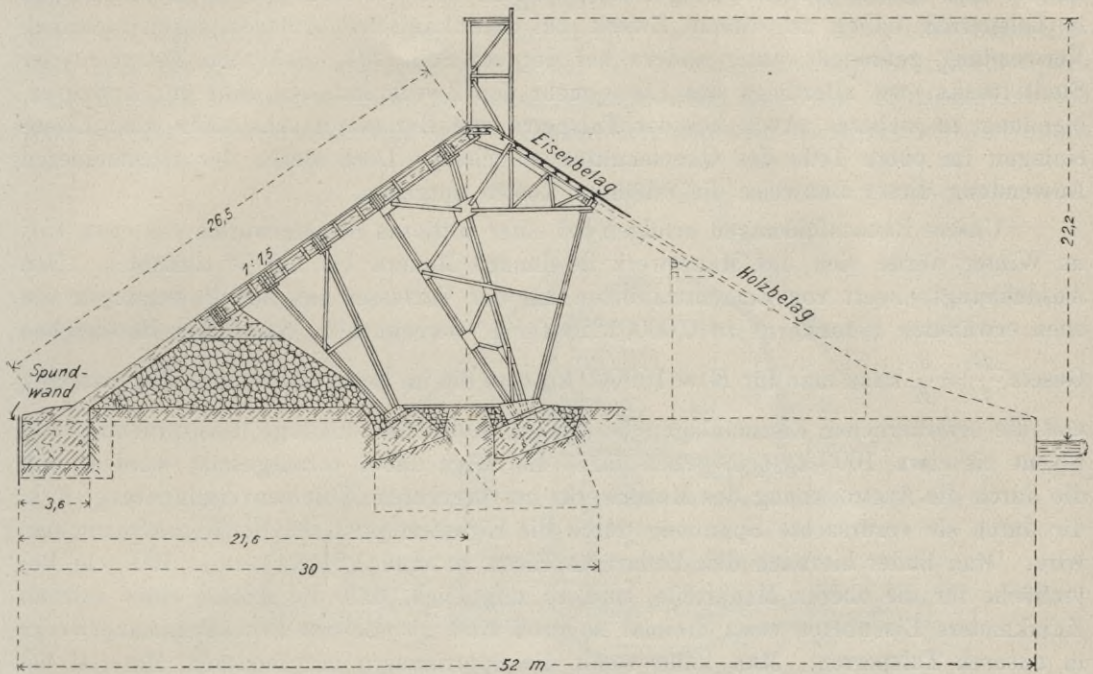


Abb. 202. Querschnitt der Hauser Lake Talsperre.

Trotz der Sicherung durch die eiserne Spundwand und die starke Ausbetonierung ist das Wasser unten durchgedrungen und hat in einigen Minuten den Kies, auf den sich die Eisengerüste in der Mitte des Dammes stützten, fortgespült, so daß sie zusammenstürzten, worauf ein Teil des Dammes in einer Länge von 120 m fortgerissen wurde. Die auf den Fels gegründeten seitlichen Teile des Dammes sind dagegen stehen geblieben.

Der Damm ist in Beton in 40 m Höhe wieder hergestellt worden. Ein ähnlicher Fall hat sich vor einigen Jahren in der Nähe dieser Stelle am Canyon Ferry-Damm ereignet¹⁾.

§ 38. Talsperren aus Eisenbeton. Man hat vorgeschlagen, die Querschnitte massiver Talsperren unter Verwendung von Eisenbeton schwächer zu gestalten als in Stützmauern. Die bei gefülltem Becken an der Wasserseite entstehenden Zugspannungen sollen, da die Drucklinie aus dem Kern heraustritt, durch das Eisen und die Verankerung im Untergrunde aufgenommen werden. Im allgemeinen dürften die Kosten derartiger Verankerungen im Felsgrunde die Ersparnis im obern Querschnitt aufheben, falls nicht eine wesentliche Querschnittsverminderung eintritt. Es liegt also die Möglichkeit vor, daß nichts an Ausgabenverminderung gewonnen wird, wohl aber die Sicherheit des Bauwerkes Einbuße erleidet. Die Verankerung wird immer einen schwachen Punkt der Konstruktion bilden, zumal bei geschichteten Gebirgsformationen. Man hat ferner in Anregung gebracht, als Baustoff den Eisenbeton und als Konstruktionsform den

¹⁾ Engin. News vom 14. 11. 1907, 30. 4. 1908 u. 10. 8. 1911, Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure 1908, S. 642 und 856 s. auch Wegmann, Design and Construction of Dams 2. Aufl. S. 298, Schuyler a. a. O. S. 459. Eng. News 10. Aug. 1911.

Bogen zu wählen. Die Eiseneinlagen würden hier eine erhöhte Sicherheit für den Bogen gegen Rissebildung, Erschütterung, Bewegungen des Querschnittes durch Witterungseinflüsse usw. abgeben¹⁾. Es kommt dies im besondern in Betracht für den oberen, dünnen und starken Durchbiegungen ausgesetzten Teil von Staumauern. Eiseneinlagen in Talsperren haben zu diesem Zweck bei amerikanischen Anlagen schon mehrfach Verwendung gefunden, unter andern bei der auf Seite 281 erwähnten Talsperre der Stadt Ithaca, wo allerdings das Eisen mehr den Zweck hat, den Halt der Außenverblendung zu sichern. Auch bei der Talsperre von Barossa in Australien sind Eiseneinlagen im oberen Teile des Querschnittes eingebaut. Doch stehen der allgemeineren Anwendung dieser Bauweise die erhöhten Kosten entgegen.

Unsere Bauausführungen erfolgen bei einer mittleren Sommerwärme von etwa 15°, im Winter dürfte sich das Mauerwerk in dünnen Mauern bis auf 0° abkühlen. Den Ausdehnungsbeiwert von Zementtraßbeton hat der Verfasser aus den Bewegungen des oben erwähnten Betonkerns zu 0,00001228 für 1° berechnet²⁾. Nach dem Hookeschen

Gesetz $\frac{\Delta l}{l} = \frac{\sigma}{E}$ kann man für $E = 150000 \text{ kg/qcm}$ die im Beton auftretende Zugspannung

und die erforderlichen Eiseneinlagen berechnen, wobei die zulässige Beanspruchung des Eisens bis etwa 1600 kg/qcm gehen darf. Es möge dabei vorausgesetzt werden, daß die durch die Austrocknung des Mauerwerks hervorgerufene Volumenverminderung, d. h. die durch sie verursachte Spannung durch die Eigenfestigkeit des Betons aufgenommen wird. Man findet hiernach den Bedarf an Eisen zu rund 1,5 qcm auf je 100 qcm Betonfläche für die oberen Mauerteile, und es zeigt sich, daß die Kosten eines solchen Kubikmeters Eisenbeton etwa dreimal so groß sind als die des Bruchsteinmauerwerks in unseren Talsperren. Man kann somit die Sperrmauern mit letzterem Material bei gleichem Geldaufwande etwa dreimal so stark machen wie in Eisenbeton. Damit kommt man aber zum Stützmauerquerschnitt.

Die Bogenform bietet also in unseren klimatischen Verhältnissen für kleine Talsperren auch bei Verwendung von Eisenbeton nicht die Vorteile, die aus der Gewölbeform hergeleitet werden könnten. Das Gegebene, weil Billigste bei vollkommener Sicherheit, ist hier die Erdschüttung. Wo Felsuntergrund vorhanden ist, kann man die Sicherheit des Dammes noch erhöhen durch Einbau eines dünnen, im gegebenen Falle gekrümmten massiven Kerns, der hier am Platze ist, weil das Mauerwerk durch die Umhüllung dem scharfen Wärmewechsel entzogen ist. Die Kosten für Stauhöhen bis 20 m verhalten sich bei reiner Erdschüttung, gemischter Bauweise (Damm mit massivem Kern) oder Bruchsteinmauerwerk unter sonst gleichen Verhältnissen etwa wie 1 : 1½ : 3.

Für große Höhen kann auch bei uns die Bogenform in Betracht kommen, wie auf S. 273 dargelegt wurde. Neuerdings ist in Vorschlag gebracht, den an langen dünnen Talsperrenmauern auftretenden Frostrissen in gewissen Abständen durch künstliche Fugen, die mit einer Bitumenmasse ausgefüllt sind, vorzubeugen. Bei einigen amerikanischen Anlagen hat man bereits den Versuch damit gemacht. Ich kann dies nicht für vorteilhaft halten in Hinsicht auf die Schwierigkeit, solche Fugen unter dem Druck des gestauten Wassers abzudichten und dauernd dicht zu erhalten. Das Wesen der Eiseneinlagen, die ich hier mehr am Platze halte, sofern dünnwandige frostgefährdete Talsperren überhaupt zur Ausführung kommen, besteht in folgendem: In langen frei-

1) Über Risse in Betonkernen s. S. 273 und Eng. News 25. 8. 1910.

2) Über dieses Verfahren s. Zeitschr. f. Bauwesen 1904, S. 666. S. auch Abschnitt »Betrieb«.

stehenden Mauern bilden sich in gewissen Abständen Mittelpunkte, nach denen bei Abkühlung die Zusammenziehung der Massen stattfindet. Die Stellen, an denen die Risse eintreten, sind die Scheiden der Massen, und die Trennung erfolgt dort, wo die zusammenziehende Kraft die Eigenzugfestigkeit des Baustoffs überschreitet. Der Widerstand auf Zug ist bei Beton gering. Schaltet man einen Körper mit großer Zugfestigkeit, z. B. Eisen ein, so nimmt dieser die bei der Zusammenziehung auftretende Spannung auf und verhindert Risse im Beton, solange nicht etwa die Haftfestigkeit des letzteren am Eisen überschritten wird. Dieser Vorgang wird dadurch nicht behindert,

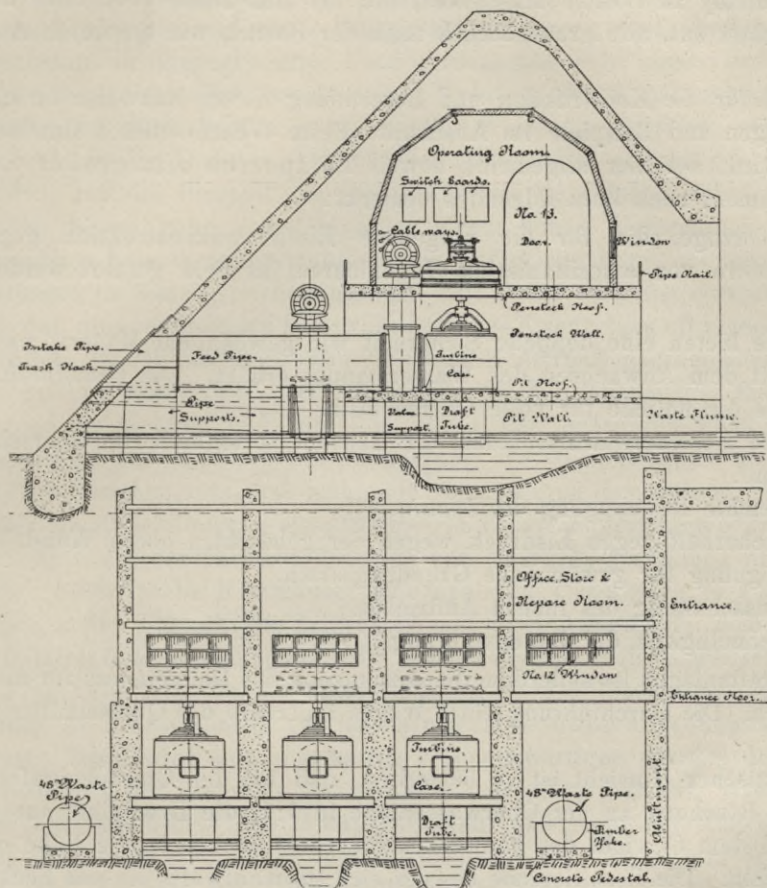


Abb. 203. Quer- und Längsschnitt der Talsperre am Patapsco-Fluß mit den maschinellen und elektrischen Einrichtungen des Kraftwerkes.

daß beide Stoffe den annähernd gleichen Ausdehnungsbeiwert haben. Die Tatsache, daß man in neuesten preussischen Schleusenbauausführungen mit Sparbecken im Interesse der Dichtigkeit von künstlichen Fugen Abstand genommen hat und statt dessen Eisen in den Trennungsmauern zwischen den Sparbecken und den Schleusenammern einlegt, erweist, daß man dieser Bauweise Vertrauen entgegenbringt. Es ist dies z. B. geschehen an den vier Schleusen des Großschiffahrtsweges Berlin-Stettin in der Schleusentreppe bei Niederfinow. Bei dem scharfen Frost des Winters 1911/12 standen diese Mauern in etwa 10 m Höhe beiderseitig der Kälte frei ausgesetzt. Zwischen dem sehr heißen Sommer 1911, während dessen die Mauerung erfolgte, und der Winterkälte war ein

Unterschied von 62° C. Dennoch konnten bei den sorgfältigsten Untersuchungen während der Frostzeit irgendwelche Risse in den Mauern nicht festgestellt werden. Die Eiseneinlagen hatten also die Zugspannungen voll aufgenommen und einer Trennung der Betonmassen erfolgreich entgegengewirkt.

Die ersten Eisenbetonkonstruktionen für Wehre und Sperren in aufgelöster Bauweise sind in Amerika im Jahre 1904 ausgeführt worden; die Höhe dieser Bauwerke beträgt 3 bis 12 m; während neuerdings Anlagen dieser Art bis zu 90 m geplant sind. In erster Linie ging mit der Ausführung die Ambursen Hydraulic Construction Company zu Boston (Mass.) vor, die bis zum Jahre 1908 etwa 22 derartiger Sperren errichtet hat, alle grundsätzlich nach der Bauart, wie sie durch Abb. 203 dargestellt ist.

Indem für die Konstruktion und Berechnung dieser Bauweise im einzelnen auf die Darlegungen und Beispiele im Abschnitt »Feste Wehre« dieses Handbuches Bezug genommen wird, sei hier allgemein, soweit Talsperren mit großer Stauhöhe in Betracht kommen, noch kurz folgendes bemerkt:

Die Vorzüge, die für die aufgelöste Eisenbetonkonstruktion gegenüber den massiven Mauern von amerikanischen Ingenieuren ins Feld geführt werden, sind die folgenden:

1. Sie bieten eine doppelte Sicherheit wie gewöhnliche Mauern, und diese wird mit dem Anwachsen des Wasserstandes erhöht. Die Grundbreite ist größer als die übliche für volle Querschnitte.
2. Die Kostenersparnis, indem die Baustoff vorteilhafte im Querschnitt verteilt sind.
3. Leichte Besichtigung des Innern.
4. Sicherheit gegen Eisdruck wegen der geböschten obern Wand.
5. Eignung für gewöhnliche Gründungsarten.
6. Ausschaltung des innern Auftriebes.
7. Schnelligkeit der Bauausführung.

Bei Kraftanlagen ist außerdem die Ausnutzung des Damminnern für die Maschinenräume möglich. Die Durchführung eines Weges innerhalb des Querschnittes ist ebenfalls zugänglich.

In statischer Hinsicht ist zu bemerken, daß bei der Querschnittsform mit einer Neigung der Böschung an der Oberwasserseite in 1:1, die Drucklinie aus der Wasserpresse und dem Gewicht des Bauwerkes für leeres Becken in die Nähe der Mitte der Grundbreite fällt. Die Resultierende bewegt sich stromaufwärts bis das Becken ungefähr $\frac{3}{4}$ gefüllt ist, tritt aber nicht aus dem mittleren Drittel heraus; von dieser Laststellung ab nähert sich die Resultierende mit steigendem Wasser wieder der Fugenmitte und verbleibt hier für volles Becken und bei der höchsten Überströmung. Ein Überkippen ist also unmöglich. Die Zerstörung kann nur eintreten infolge Gleiten, Abscheren oder Zerdrücken. Die Lage der Resultierenden in der Nähe der Fugenmitte sichert die günstigste Verteilung der Beanspruchungen¹⁾.

Die Berechnung der Betonstärken wird im übrigen unter den Gesichtspunkten zu erfolgen haben, daß die Zugspannungen lediglich vom Eisen, nicht auch vom Beton aufgenommen werden.

¹⁾ E. Wegmann, Design etc., 5. Aufl.; ferner Schuyler, Reservoirs etc., 2. Aufl. 1908, S. 465. H. Bellet, Barrages en Maçonnerie S. 69.

Wenn zwar theoretisch die geringen Abmessungen des Eisenbetons durchaus zutreffend sein können und auch dort vollauf berechtigt sind, wo — wie in Hochbaukonstruktionen — das Widerstandsvermögen eines Trägersystems gegenüber den nach ihrer Richtung und Größe klar erkannten äußeren Kräften in Betracht kommt, so stellt doch der Wasserbau noch wesentlich weitergehendere Forderungen hinsichtlich der Dichtigkeit unter dem Überdruck benachbarter höherer Wasserstände. Auch ist zu bedenken, daß diese Konstruktionen stark den Angriffen der Witterung ausgesetzt sind, zumal in rauhem Gebirgsklima. Beton hat sich dort durchaus bewährt, wie der Verfasser an vielen Ausführungen im Bergischen Lande, insbesondere auch bei den Bauten der Solinger Talsperren, des Kraftwerks und seiner hydraulischen Anlagen beobachtet hat. Hinsichtlich des Eisenbetons in feingliederter Form scheint das nicht immer der Fall zu sein. Es sei hier die Stauanlage (Schiffsschleuse mit Wehr) an der Körös in Ungarn erwähnt. Nach Berichten sind diese Bauten zwar in guter Weise durchgeführt, erscheinen aber doch in Hinsicht auf die Dichtigkeit nicht allen Ansprüchen zu genügen. Es muß befürchtet werden, daß der Bestand des Bauwerkes auf die Dauer gefährdet wird.

Über die Bewährung von derartigen, einem hohen Wasserdruck und Wasserangriff ausgesetzten Eisenbetonkonstruktionen in aufgelöster Form bei hohen Talsperren liegen Erfahrungen im Ganzen noch wenig vor. Die Dauer wird hier entscheiden müssen. Dazu kommt, daß diese aufgelösten Konstruktionen des Eisenbetons oft keineswegs billiger sich zu erweisen pflegen als nach den üblichen Konstruktionsgrundsätzen als Stützmauern usw. gebaute Bauwerke. Der Arbeitslohn für den Ausbau des Eisennetzes fällt dabei bedeutend ins Gewicht und hebt den Vorteil der geringeren Massen wieder auf. Im Einzelfalle wird Eisenbeton bei Verminderung der Gliederstärken bis auf gewisse nach praktischen Gesichtspunkten zu wählende Abmessungen immerhin in Frage kommen, besonders auch, um Rissebildungen etwa infolge von Erderschütterungen oder dynamischen Wirkungen beim Gang der Turbinen, Pumpen und sonstigen Maschinen in Kraftwerken zu vermeiden. Schwedische Krafthäuser sind neuerdings mehrfach in Eisenbeton ausgeführt worden, s. die Wasserkräfte Schwedens und deren Ausnutzung, bearbeitet von der Kgl. Wasserfalldirektion in Stockholm, 1910, s. auch Zeitschrift für Bauwesen 1911 S. 575.

Die Frage der aufgelösten Pfeiler und Bögen, der Eisenbetonverwendung und Eisengliederung im Talsperrenbau verdient sicherlich hohe Beachtung und ist des Studiums wert. Zwar wird man sich immer vergegenwärtigen müssen, daß es sich auf der einen Seite um die Ersparnis von einigen Tausenden handelt, während auf der andern Seite bei den hohen Staumauern von 60 m und mehr der Ausbruch des Seebeckens mit großen Wassermassen die Vernichtung von Leben und Gut in ganzen Gebirgstälern und Schäden von vielen Millionen herbeiführt. Es wird die zukünftige Aufgabe des Ingenieurs sein müssen, diese Bauweise theoretisch, konstruktiv und wirtschaftlich zu verfolgen. Versuche oder Ausführungen in kleinerem Maße werden dem schrittweisen Fortschritt in Praxis und Erkenntnis den Weg ebnen müssen.

Literatur zu Abschnitt V »Besondere Bauweise der Talsperren«.

- Mémoires de la société des ingénieurs civils, Nov. 1897: Leucauchez: Über die Konstruktion großer Talsperren.
 Pelletreau. Annales des ponts et chaussées 1897 I: »Über Querschnitte der Staumauern usw.«
 Zentralblatt d. Bauverw. 1897, S. 450. 1898, S. 525.
 Zentralbl. d. Bauverw. 1898, S. 530.
 Structural Steel Dams. Engin. News. 12. Mai 1898. 15. Aug. 1901. 28. Sept. 1905, S. 323.
 Talsperren mit Stahlbekleidung auf Trockenmauerwerk. Engin. Record v. 19. 6. 1902, S. 50.
 Staumauer in aufgelöster Form. Amer. Soc. Civ. Engin.; Transact. Dez. 1902, S. 94.

- Talsperre in Ober-Michigan; V. St. Journ. Western Soc. of Eng. 1903, S. 16.
- Gewölbförm. Talsperre in Stampfbeton mit Eiseneinlagen (Amerika). Deutsche Bauztg., Mitt. über Eisenbeton 1904, S. 57. Engin. Record Aug. 1903, S. 152.
- Ein Staudamm aus Eisenbeton bei Theresa. Neuere Bauweisen aus Beton und Eisen 1904, S. 20.
- Aufgelöste Bauweise. Proceedings des amerik. Zivilingenieurvereins v. März, Mai, Aug. u. Sept. 1904 s. auch Transactions Dez. 1904. (Vergleich der Kosten der verschiedenen Bauweisen).
- Über den Bau eiserner Staudämme. Engin. News, Sept. 1905, S. 323.
- Talsperren am East Canyon Creek im Staate Utah. Engin. Record v. 25. 11. 1905.
- Vergleich zwischen eisernen und gemauerten Talsperren. Engin. Magazine, Nov. 1905, S. 263.
- Structural Steel Dams. Journal of Western Society of Engineers, Oktob. 1905.
- Talsperre aus Stahl bei Ash Fork, Arizona. Journ. Western Soc. of Eng. v. Okt. 1905, S. 615.
- Damm aus Eisenbeton. Engineer v. 31. 3. 1905.
- Entwerfen von Stützmauern aus Eisenbeton. Engin. News v. 18. 10. 1906, S. 402.
- Überfallwehr aus Eisenbeton für die Wasserversorgung der Stadt Wilton, N. H. Zement u. Beton v. 15. 8. 1905.
- Überfallwehr aus Eisenbeton. Zement u. Beton v. 1. 3. 1906, S. 79.
- Stauwehr aus Eisenbeton bei Sheldon Springs, Vermont. Zement u. Beton v. 1. 7. 1906, S. 194.
- Talsperrenmauer aus Eisenbeton. Österr. Wochenschr. f. d. öff. Baudienst 1906, S. 608.
- A collapsible steel dam crest, Bear River, near Garland, Utah. Engin. News v. 3. 10. 1907.
- Staudamm aus Eisenbeton für ein Wasserkraftwerk zu Ellsworth, Me. Engin. News v. 23. 4. 1907. Beton u. Eisen v. Juli 1907, S. 181.
- Stützmauer aus Eisenbeton in Pittsburg, Pa. Engin. Record v. 28. 9. 1907, S. 345.
- Stützmauer aus Eisenbeton zu Buffalo, N. Y. Engin. Record v. 21. 12. 1907, S. 672.
- Über Stützmauern aus Eisenbeton. Engin. News v. 25. 4. 1907, S. 448.
- Die eiserne Hauser Lake Talsperre am Missouri bei Helena, Mont. Engin. News v. 14. 11. 1907, S. 507—509 mit Abb.
- Beton-Bauwerke im Park zu Dellwood (Illinois). Engin. Record v. 9. 2. 1907, S. 164.
- Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. v. 18. 4. 1908, S. 642.
- Berechnung von Staudämmen aus Eisenbeton. Engin. News v. 23. 4. 1908, S. 452. Beton u. Eisen 1908, S. 338.
- Das Entwerfen von Stützmauern aus Mauerwerk und Eisenbeton. Engin. Record v. 13. u. 20. 6. 1908, S. 757.
- Staudamm aus Eisenbeton bei Colliersville, N. Y. Engin. Record v. 7. 3. 1908.
- Talsperre aus Erde mit Eisenbetonkern bei Dixville, N. H. Engin. Record v. 24. 4. 1908, S. 551.
- Mitteilungen über Eisenbetonsperren mit aufgelöstem Querschnitt in Amerika s. E. Wegmann: The Design and Construction of Dams, 5. Auflage, S. 240. H. Bellet, Barages en Maçonnerie, S. 83.
- Steel Dams s. E. Wegmann: The Design and Construction of Dams, 5. Aufl. 1908, S. 294. The design of retaining walls. Engin. Record v. 20. 6. 1908.
- Hilgard. Neue Konstruktionstypen von Staumauern und Staudämmen (Eisenbetonbauweise) nebst zugehörigen Betriebseinrichtungen. Schweizerische Wasserwirtschaft 1910, Nr. 16, 17 u. 19.
- Aufgelöste Staumauern. Eng. News 1910, II, S. 500.
- Gewölbte Staumauern. Eng. News 1910, II, S. 446.
- Über Talsperren in Eisenbeton vergl. ferner:
- Arm. Beton 1909, S. 271.
- Engin. News 10. 11. 1910, 9. 3. 1911.
- Engin. Record 26. 8. 1911.
- Engin. Record, Suppl. 26. 11. 1910.
- Proc. Am. Soc. Civ. Eng. 10. 10. 1911.
- Der standsichere Mauerdamm. Ein Beitrag zur Lösung der Talsperrenfrage. Wien und Leipzig 1912.

VI. Die Betriebseinrichtungen der Talsperren.

§ 39. Allgemeines. Zu den Betriebseinrichtungen der Talsperren gehören die Entnahme- und Entlastungsanlagen. Diese sollen die über den Fassungsraum des Beckens hinaus zuströmenden Wassermengen glatt und ohne den Bestand des Bauwerks zu gefährden, abführen können, jene die Ausnutzung des aufgestauten Wassers ermöglichen. Diese Einrichtungen werden teils innerhalb oder am Mauerkörper der Talsperre angeordnet, teils getrennt davon in Umläufen oder Überläufen, welche in die seitlichen

Berghänge eingebaut sind. Man hat letztere Bauweise gewählt, um die Sperrmauer selbst in keinem ihrer Teile durch Öffnungen zu schwächen. Man wird über die Zweckmäßigkeit dieser beiden Ausführungsmöglichkeiten nicht allgemein urteilen dürfen. Bei großen Anlagen, bei denen diese Durchbrechungen reichliche Abmessungen erhalten müßten, hat die getrennte Bauart sicherlich ihre Berechtigung. Näheres hierüber weiter unten. Bei kleineren Becken zieht man es der billigeren Ausführungsweise wegen vor, die Wassergänge durch den Mauerquerschnitt hindurchzuführen. Der Bestand und Betrieb solcher Anlagen hat dargetan, daß hiergegen keine Bedenken obwalten dürfen. Andererseits sollten aber auch nicht zu viele Öffnungen in der Mauer vorhanden sein, wie dies z. B. bei der Staumauer von Assuan der Fall ist.

Nicht sowohl zur eigentlichen Entnahme des Betriebswassers als zur Abführung des Hochwassers während der Bauzeit sind ebenfalls Umläufe bei einigen neueren Talsperrren hergestellt worden. Bei der Urfttalsperre hätten die Öffnungen zur Abführung der Fluten eine ungewöhnliche Größe bedingt und um diese im Mauerkörper zu vermeiden, wurde der rechte Hang mittels eines Stollens durchbrochen. Dieser ist hier im wesentlichen nur zur Erleichterung bez. Ermöglichung einer ungestörten Bauausführung angeordnet.

Wie nun auch die Anordnung im einzelnen sein mag, jedenfalls wird man der Konstruktion aller tiefgelegenen Abzüge des Beckens die größte Aufmerksamkeit zuwenden müssen. Man sollte sich darüber klar sein, daß von ihrer sicheren Wirksamkeit die Verlässlichkeit des Betriebes abhängt. Es ist eine schwierige Frage, wie man einen künstlichen See von vielen Millionen Kubikmetern Inhalt gegebenenfalls entleeren sollte, wenn die Grundablässe nicht betriebsfähig sind. An der Austin-Talsperre (Nordamerika) wurde im Jahre 1910 das mit einer nicht offenbaren Holzklappe verschlossene und durch Ablagerungen verdeckte Entleerungsrohr mittels Sprengung gewaltsam geöffnet s. Zentralbl. d. Bauverw. 1912, S. 25. Unregelmäßigkeiten an der oft schlammführenden Sohle können leicht vorkommen. Es wird sich also grundsätzlich empfehlen, doppelte Anlagen für die Entnahme und den Abschluß zu schaffen und zwar in möglichst weiter örtlicher Trennung und vollständiger Unabhängigkeit voneinander. Das ist durch die Erfahrung erwiesen. Die Zuläufe sind möglichst frei zu gestalten, entfernt von Böschungen, welche die Gefahr des Abrutschens und des Zuschüttens des Einlaufs im besonderen bei der ersten Vollfüllung mit sich bringen können. Bei der Konstruktion aller maschinellen Einrichtungen der Absperwerke, Gitter, Schieber usw. wird nach möglichster Einfachheit zu streben sein, sodaß sich auch ihre Bedienung in übersichtlicher Weise vollzieht.

Bei allen diesen Vorrichtungen wird man ferner auf eine gute Zugänglichkeit Bedacht nehmen müssen, die selbst bei den denkbar ungünstigsten Vorkommnissen, wie Überströmen der Mauer, gewahrt sein sollte, und als ein zweckmäßiges Bestreben wird man anerkennen müssen, die Bewegungseinrichtungen unabhängig von dem Wasserstand, leicht erreichbar und möglichst in die Nähe der Abschlußvorrichtungen anzulegen. Stollen in der Mauer oder in den seitlichen Hängen wird man zweckmäßig mehrfach anordnen.

Der doppelte Durchgang ist sowohl für die Zeit der Bauausführung zweckmäßig, wie er auch für den späteren Betrieb eine erhöhte Sicherheit bietet, falls an einem der Stollen oder seiner Rohre und Schieber eine Beschädigung eintreten sollte. Es ist für solchen Fall die Möglichkeit vorhanden, das Becken durch den einen oder den anderen Stollen hindurch nach Einschaltung von Verbindungsrohren zwischen den beiden Schieberhäusern an der Luftseite in Betrieb zu halten oder zu entleeren, wenn sich die letztere

Notwendigkeit nicht umgehen läßt. Vorsicht in dieser Hinsicht erscheint immerhin geboten, da die Vorrichtungen späterhin zum großen Teile unter Wasser kommen. Während der Bauausführung aber ist es Aufgabe des einen Stollens, sobald die Mauer bis zur Talsohle hochgeführt ist, den Bachlauf aufzunehmen, während der andere Stollen den notwendigen Verkehr durch die Mauer auf der Baustelle aufrecht erhält. Übrigens ist die wechselweise Umleitung des Baches durch diese Stollen für die Verlegung von Rohrleitungen und die Abmauerung der Stollen erforderlich.

Die Entnahmeeinrichtungen lassen sich nach dem Zwecke, dem die Talsperren dienen, unterscheiden nach folgenden Gruppen:

1. Einrichtungen für die Trinkwasserentnahme. Diese findet an der Sohle und in verschiedener Höhe statt, je nach dem Wasserstande im Becken.

Das Wasser wird zweckmäßig nicht an der Oberfläche, sondern in einer gewissen Tiefe darunter entnommen. Es ist hier kühler und hygienisch besser. Da nun der Wasserstand ständig wechselt, müssen mehrere Austrittsöffnungen vorhanden sein. Andererseits hat der Betrieb erwiesen, daß es nicht vorteilhaft ist, das Wasser aus dem Grunde abströmen zu lassen. Bakteriologisch ist dieses Wasser gut, aber es ist leicht durchsetzt mit Unreinlichkeiten. Man sollte die unterste Entnahmestelle etwa 10 m über der Beckensohle anlegen. Bei einigen Talsperren, wie bei der alten Remscheider Talsperre im Eschbachtale und bei dem Staudamm der Solinger Talsperrenanlage ist diese Entnahme bei wechselndem Wasserstand durch schwimmende Ausziehröhre ermöglicht (s. S. 316).

Die Lage der Abflußöffnungen in verschiedener Höhe ist im Grunde eine Rückkehr zu alten Anordnungen. Besonders bei den französischen Staudämmen, u. a. bei der gemauerten Sperre von Settons, ist diese Einrichtung zu finden. Es sind hier 15 Ableitungskanäle in 3 Gruppen der Höhe nach eingebaut. In jeder Staffel liegen 5 Öffnungen. Ihr Verschluß erfolgt durch Schützen, die von der Dammkrone bewegt werden¹⁾. Aber die Veranlassung war eine andere als die vorerörterte. Hier geschah die Entnahme jedesmal durch die zunächst unter der Oberfläche des Wassers liegenden Kanäle, um einen möglichst geringen Druck zu haben und die Handhabung der Verschlüsse zu erleichtern. Die Amerikaner sind übrigens in neuester Zeit bei einigen sehr großen Anlagen ebenfalls diesem letzteren Grundsatz gefolgt. Die neueren vervollkommenen Bewegungsvorrichtungen lassen diesen Wunsch nicht mehr so rege hervortreten, wie wohl man immer darauf bedacht sein wird, die Entfernung zwischen Kraftangriff und dem zu bewegendem Schieber möglichst kurz zu halten.

2. Einrichtungen für die Kraftwasserentnahme. Auch hier empfiehlt es sich, nicht die Entnahmeröhre oder -Stollen an die Sohle zu verlegen, da die dort angesammelten Unreinlichkeiten in die Turbinen gelangen könnten (Talsperre bei Mauer § 42). Außerdem darf auch der auf S. 99 erörterte Gesichtspunkt über die Gewinnung von Gefällhöhe durch Aufstauung in Sammelbecken nicht außer acht gelassen werden.

3. Bei Sammelbecken, die der Aufhöhung des Niedrigwassers, der Kanalspeisung oder der Bewässerung oder einem anderen Zweck dienen, bei denen es sich um freies Abströmen des Wassers handelt, findet die Entnahme am besten in der Sohlenhöhe statt, wobei gleichzeitig die Entfernung von etwaigen Schlammablagerungen erfolgt.

¹⁾ Lagrené, Cours de navigation II, S. 45, Bellet a. a. O. S. 73.

Bei den Entlastungseinrichtungen kann man unterscheiden:

1. Einrichtungen für die Entleerung des Beckens (Grundablässe). Eine Entleerung der Weiher wird im allgemeinen selten stattfinden. Sie kann aber notwendig werden, falls Betriebsstörungen an den Schiebern und sonstigen Abschlußvorrichtungen eintreten, die sich unter Wasser nicht beseitigen lassen, sowie für Ausbesserungsarbeiten an den tiefer gelegenen wasserseitigen Teilen der Sperrmauer. Es ist allerdings hervorzuheben, daß die Entleerung nur vor sich gehen kann, falls ein Ersatz für das Becken vorhanden ist, denn der Betrieb wird meist keine Unterbrechung erleiden dürfen. Der Zweck der Entleerung bedingt es, daß die Rohre in der Höhe der Sohle des Beckens angebracht werden.

2. Überläufe für die Entlastung bei gefülltem Becken. Derartige Einrichtungen sind bei allen Talsperrenanlagen notwendig. Mögen auch die Entnahmeverrichtungen reichlich genug bemessen sein, um gegebenenfalls bei gefülltem Becken die ganze zuströmende Hochwassermenge abzuführen, so erfordert ihre Bedienung doch die Aufmerksamkeit des Wärters. Man soll aber solche Entlastungen selbsttätig im weitesten Sinne machen d. h. unabhängig von menschlichen Schwächen, wie auch von selbsttätig wirkenden maschinellen Konstruktionen. Dies kann nur durch einen offenen Überfall geschehen, über dessen Kante das Wasser frei abströmt, wenn die vorgeschriebene Füllhöhe des Beckens erreicht ist. Als einzige Anlage, die einen solchen freien Abzug nicht hat, ist die Assuan-Talsperre bekannt.

Unter den Einrichtungen für die Entlastung der Stauweiher beanspruchen ein besonderes Interesse die der Hochwasserschutzbecken. Die leitenden Gesichtspunkte für den Ausbau dieser Hochwasserentlastungen sollen weiter unten besprochen werden (§ 42).

§ 40. Die konstruktiven Einrichtungen zur Wasserentnahme. a) In der Mauer. Gemauerte Kanäle. Die in der Talsperre selbst liegenden Entnahmeeinrichtungen, wurden früher — und als Beispiel können die alten spanischen Anlagen angeführt werden — als gemauerte Kanäle ausgeführt. Hier waren bedeutende Öffnungen notwendig, um die Schlammablagerungen dieser Becken durch Spülung beseitigen zu können. Aber auch bei neueren Talsperrenanlagen kommen im Mauerwerk liegende Kanäle vor. Erwähnt seien hier von deutschen Anlagen der Alfeldweiher und der Altenweiher in den Vogesen. Bei ersterem wurde der Zweck verfolgt, die Ablaufvorrichtungen so groß anzuordnen, daß jederzeit, selbst bei kleiner Stauhöhe, eine beträchtliche Wassermenge abgelassen werden kann, da man von der Größe der Zufußmengen keine genügende Kenntnis hatte. Die spätere Einlegung eiserner Rohre wurde vorbehalten. Dementsprechend ist der Abflußkanal so eingerichtet, daß die Rohre auf 4 m an der Wasserseite eingemauert werden können.

Grundablaß an der Staumauer des Alfeldweiher. Die Bauart des Grundablasses ist aus Abb. 204 ersichtlich. Auf der Wasserseite besteht derselbe in einer Länge von 4,0 m aus zwei gewölbten Durchlässen von 0,95 m lichter Höhe und 0,50 m Weite. Diese beiden Durchlässe münden in einen größeren von 1,40 m l. W. und Höhe, der die Mauer bis zu der Talseite durchdringt. Das Mauerwerk des Grundablasses ist durchweg aus großen und meist regelmäßig bearbeiteten Steinen hergestellt. Die Durchlaßsohle liegt 23,0 m unter der Mauerkrone und in ihrer ganzen Länge wasserrecht. Um bei normaler Wasserentnahme die Geschwindigkeit des austretenden Wassers zu mindern, ist am Auslauf des Grundablasses eine Kammer von 2,60 m Weite, 2,00 m Länge und 0,75 m Höhe (Abb. 204) angebracht, die auf der Talseite durch aufeinander liegende Dammbalken geschlossen werden kann. Durch dieses Wasserpolster wird der unter hohem Druck austretende Wasserstrahl in

seiner Kraft teilweise gebrochen. Das Wasser breitet sich aus und stürzt über die Ränder der Kammer in das Flußbett ab¹⁾.

In ähnlicher Weise ist der Grundablaß am Altenweiher ausgebildet (Zeitschr. f. Bauwesen 1893).

Eine gemischte Bauweise weist die Assuan-Sperre in Ägypten auf. Ein Teil der Abzugskanäle ist in Quadern gemauert, ein anderer Teil mit Eisenplatten verblendet. Es mag am Platze sein, über die eigenartige, dem Zwecke der Bewässerung des Niltales angepaßte Einrichtung der Ablaßöffnungen hier einige Mitteilungen zu machen.

Die Breite des Tales zwischen den benachbarten Höhenzügen beträgt 2000 m, die durch die Sperre geschaffene Stauhöhe rund 20 m, der Stauinhalt 1065 Mill. cbm. Das Bauwerk hat 180 Schützen, die in zwei Gruppen angeordnet sind. Um den fruchtbaren Schlamm, den der Nil bei Hochwasser führt, nicht im Becken zurückzuhalten, sind die Schützen in verschiedener Höhe angeordnet (Abb. 62 u. 206), so daß der zum wesentlichen Teil an der Wasseroberfläche mitgeführte Schlamm stets abfließen kann. Die 140 unteren Schützenöffnungen haben 7 m Mittelabstand und sind 7:2 m groß, so daß zwischen ihnen je 5 m Mauerwerkskörper stehen bleibt. Die 40 oberen Öffnungen sind 3,5:2 m groß. Die Durchlaßöffnungen der untersten Schützen haben gußeiserne Umkleidungen (Abb. 205), die übrigen

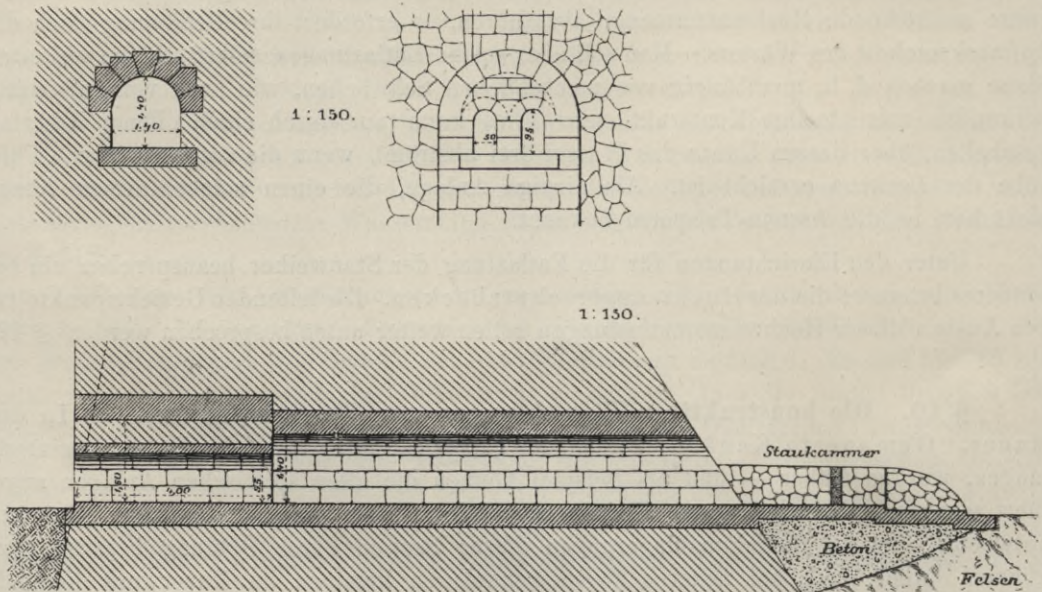


Abb. 204. Grundablaß des Alfeldweihers mit Querschnitt und Ansicht des Oberhauptes.

Schützenöffnungen Quadersteinverblendung. Der gesamte Schützenquerschnitt — 2240 qm — ist derart bemessen, daß ein mittleres Hochwasser von 10000 cbm/sek mit einem Aufstau 2 m abgeführt werden kann. Die größte Flut von rund 13 200 bis 15 000 cbm/sek bedingt eine Geschwindigkeit von 6,5 bis 7,6 m. Überfälle als Hochwasserentlastung sind darum nicht angeordnet. Ein Teil der Schützen ist stets geöffnet, um die Niedrigmassermenge abzulassen. Durch diese ständige Strömung und die bei Hochwasser eintretende vermehrte Strömung wird ein starker Spülstrom erzeugt, der Ablagerungen im Becken verhindert. Es ist allerdings nicht zu verkennen, daß durch die vielen großen Schützenöffnungen eine Schwächung der Mauer herbeigeführt wird, auf die indessen bei der Berechnung Rücksicht genommen wurde. Über den Betrieb des Beckens s. Abschnitt »Betrieb der Talsperren« ferner Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1904, S. 90.

An der Assuan-Talsperre sind bald nach der Inbetriebnahme außerordentlich starke Ausspülungen der Felssohle unterhalb der Durchlässe eingetreten²⁾, obwohl das Wasser ohne Absturz, in Höhe der Talsohle ausströmt (Abb. 206). Diese gaben zu lebhaften Beunruhigungen Veranlassung und hatten mit zur Folge, daß zunächst von der geplanten nachträglichen Aufhöhung der Sperrmauer um

¹⁾ Fecht, Über die Anlage von Stauweihern in den Vogesen. Zeitschr. f. Bauwesen 1889.

²⁾ Engineering v. 27. Okt. 1905.

6 m, wodurch der Stauinthalt des Beckens, auf das Doppelte vermehrt werden kann, Abstand genommen wurde. Diese Schäden der Ausspülung wurden durch eine starke Befestigung des Sturzbettes mit einem erheblichen Geldaufwande ausgebessert, indem der Fels bis zu einer beträchtlicher Tiefe entfernt und durch Granitmauerwerk in Zementmörtel ersetzt wurde, das eine möglichst glatte Oberfläche erhielt. Nach neueren Untersuchungen gilt die Mauer als vollkommen sicher¹⁾. Interessant sind die Beobachtungen, die man an der Assuan-Staumauer über die zitternden Bewegungen in der Mauer infolge der Wasserströmung in den Ablasschleusen gemacht hat. Es sollen aber nach den eingehenden Beobachtungen von B. Baker an Ort und Stelle die Erschütterungen ohne Bedeutung für den Bestand des Bauwerks sein²⁾.

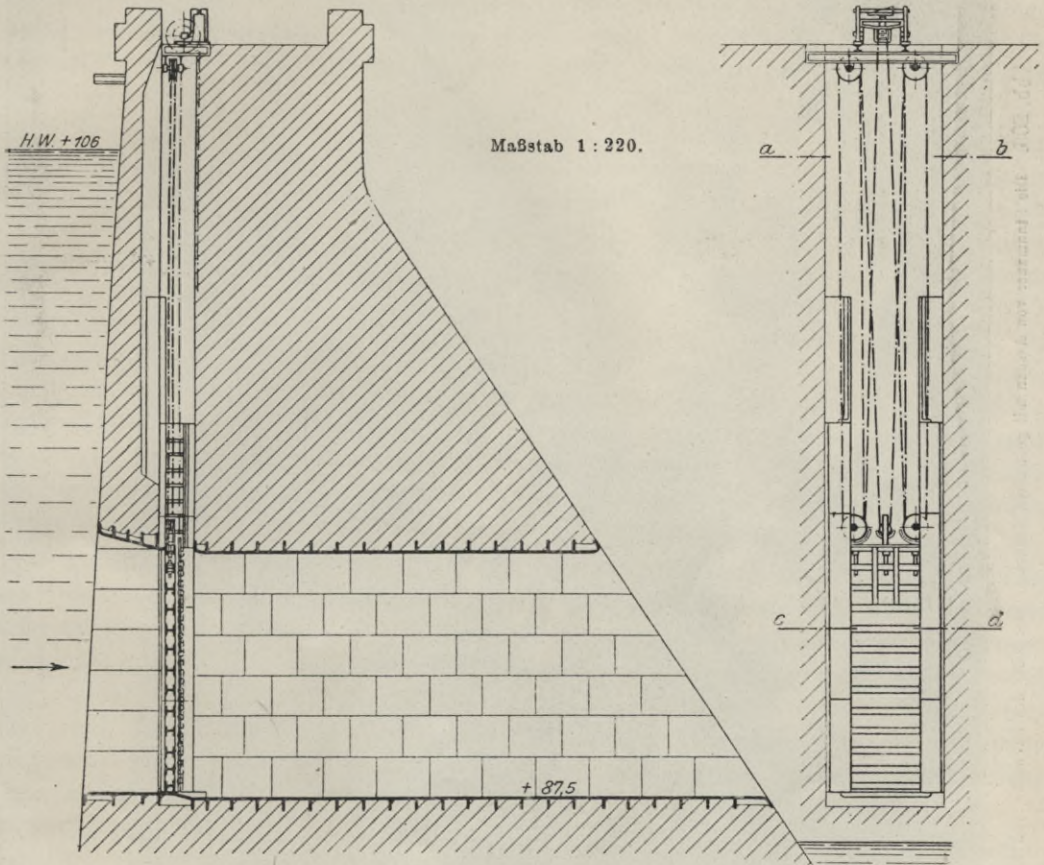


Abb. 205. Grundablaß an der Staumauer bei Assuan. Vgl. auch Abb. 224.

Auch die Talsperre von San Roque in Argentinien weist gemauerte Entnahme- und Entlastungskanäle auf. Diese Anlage ist im Jahre 1890 für gewerbliche und Bewässerungszwecke in Betrieb genommen (s. Abb. 2).

Zur Wasserentnahme dienen hier folgende Einrichtungen: 1. für den regelmäßigen Betrieb ein mittlerer Kanal von 1 m Durchmesser in 2,9 m Höhe über dem Fundamentklotz. Dem Kanal ist ein Rohrstützen mit Drehschützabschluß vorgeschut; 2. zwei Entsander, etwas tiefer liegend, in Form von Kanälen mit den Abmessungen 1,20/2,00 m, die mittels 50 cm starker Holzschütze abgeschlossen sind. Gewöhnlich ist nur die mittlere Öffnung in Betrieb. Die Entsander werden selten gebraucht, weil die Bewegungsvorrichtung nicht tadellos ist und die Gewölbe Durchlässigkeit in Form von Wasserstrahlen zeigen.

¹⁾ Zentralbl. d. Bauverwaltung 1906, S. 131.

²⁾ Nach der Niederschrift von W. Garstin und B. Baker s. Bericht des K. deutschen Konsulats in Kairo vom 17. 3. 1905.

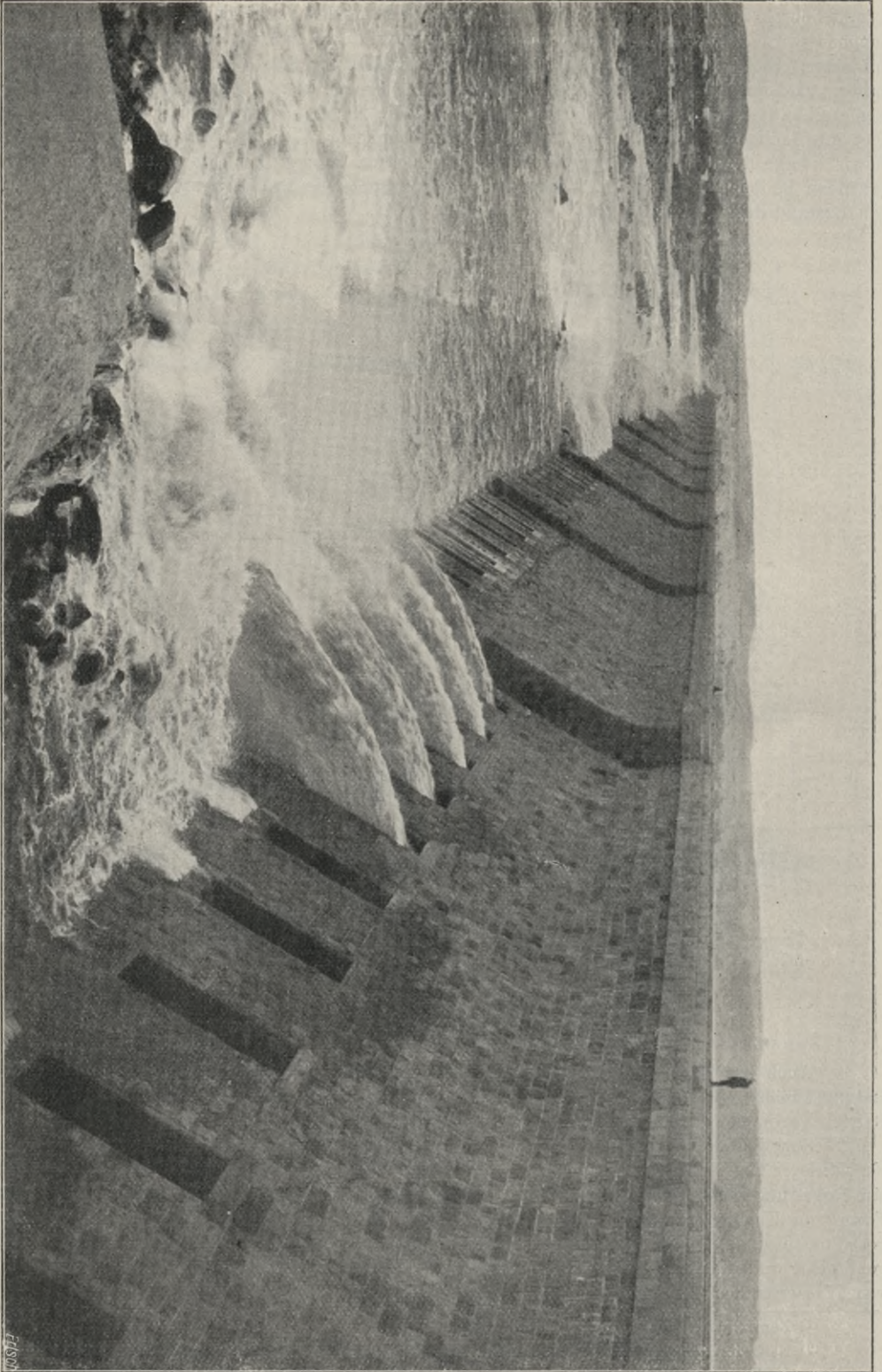


Abb. 206. Die Staumauer von Assuan mit geöffneten Schützen. Nordseite des Bauwerks, von Westen gesehen.

In den Sandauslässen dieser Sperrmauer sind bald nach der Inbetriebsetzung bedeutende Ausspülungen hervorgerufen worden, die allerdings, wie berichtet wird, in der Minderwertigkeit des Mauerwerkes ihren Grund hatten. Es wurden einige hundert Kubikmeter Mauerwerk ausgespült. Die Schäden wurden jedoch ausgebessert und haben weiter keine Folgen gehabt¹⁾. Immerhin lassen diese Vorgänge erkennen, daß nur eine ausgesucht gediegene Befestigung der Wandungen geeignet ist, dem Angriff des durchströmenden Wassers in gemauerten Kanälen Widerstand zu bieten.

Rohrleitungen und Rohrstollen. Die heutige Gießerei- und Eisentechnik macht es möglich, große Durchflußöffnungen aus Eisen herzustellen. Gußeiserne Rohre werden bis 2 m Durchmesser gegossen und genietete und geschweißte Rohre können in beliebiger Weise eingebaut werden und sind für Wasserkraftwerke bereits in Weiten von 5 und 6 m ausgeführt. Die genieteten Auspanzerungen bei der Talsperre von Marklissa haben bis 6 m Durchmesser.

Es ist der Vorteil der Rohrleitungen, daß der Angriff des strömenden Wassers von den gemauerten Wandungen ferngehalten wird. Vorgänge an den alten spanischen Mauern und auch an der erwähnten argentinischen Mauer tun dar, daß hier die Gefahr der Ausspülung doch in beträchtlichem Maße vorliegt, falls nicht ein sehr festes Mauerwerk vorhanden ist. Die eisernen Rohre hingegen können ausgewechselt werden, wenn ihre Wandungen ausgeschliffen sind. Bei gemauerten Wandungen dauerhafte Nachbesserungen auszuführen ist schwierig. Ferner wird durch die Rohre der Druck des Wassers aufgenommen, während er bei Kanälen auf das Mauerwerk voll zur Geltung kommt, falls der Abschluß an der Luftseite liegt. Dadurch entwickelt sich ein Unterdruck (innerer Auftrieb) in der Talsperre. Eine sehr sorgfältige Abdichtung der Kanalwandungen ist notwendig. Die Rohre können in das Massiv der Talsperre eingemauert oder in Stollen, die im Mauerwerk ausgespart sind, verlegt werden. Diese Stollen werden an der Wasserseite wasserdicht und druckfest abgemauert.

Das Einmauern der Rohre in einem möglichst kurz gehaltenen Mauerpfropfen ist dem vollständigen Einmauern in der ganzen Mauerbreite vorzuziehen. Auf diese Weise bleibt nur ein kleiner Rohrteil der unmittelbaren Aufsicht entzogen. Im übrigen können die Rohre, falls Ausbesserungsarbeiten oder ihr Ersatz in späterer Zeit notwendig werden sollte, leicht ausgewechselt werden, besonders wenn mehrere Entnahmestellen vorgesehen sind, die sich gegenseitig aushelfen können. Dann kann dies ohne Betriebsstörung geschehen. Aber auch wenn die Rohrstücke in der Abmauerung ersetzt werden sollen, kann dies erfolgen, ohne daß der eigentliche Mauerkörper angegriffen wird.

Zu große Durchbrechungen der Mauer durch die Stollen erscheinen nicht unbedenklich. Die vorderen Abschlußmauerpfropfen stören dann in ungewöhnlichem Maße die erwünschte Gleichmäßigkeit des Talsperrenmauerwerks und die großen brückenartigen Öffnungen müssen bei der sich entwickelnden Gewölbewirkung an ihren Widerlagsmauern eine nicht unwesentliche Mehrbelastung der Gründungssohle herbeiführen. Bei der Waldecker Talsperre an der Eder liegen die Entnahmerohre in 8 Stollen, die in 2 Gruppen an den beiden Talhängen im Fuße der Mauer angeordnet sind und man hat das Mauerwerk an diesen Stollen derart verstärkt, daß die Pressungen nicht erheblich größer als im normalen Mauerquerschnitt sind. Man kann diese übergroßen Durchbrechungen von mehr als etwa 15 qm vermeiden, wenn man die Rohre in Umlaufstollen verlegt. Die Rohre selbst müssen genügend stark in den Wandungen wie an den Rohrverbindungen gemacht werden, damit nicht Rohrbrüche innerhalb der Stollen entstehen. Es werden Muffenrohre oder meist Flanschenrohre (Abb. 207) angewandt.

¹⁾ Zentralbl. d. Bauverw. 1907, S. 471.

Letztere sind empfehlenswerter, da hier ein festes und wagerechtes Lager geschaffen werden kann¹⁾.

Die Durchführung durch die Mauer geschieht, wie auf S. 347 erörtert, in der Regel durch mindestens zwei, räumlich voneinander getrennte Stollen. Es erscheint zweckmäßig, an der Luftseite zwischen den beiden Stollen eine Verbindung herzustellen, um eine doppelte Sicherheit für den Betrieb bei Störungen an den Schiebern und anderen Teilen zu haben. Es ist z. B. an der Nordhauser und Neyetsperre geschehen. Das Kraftwasserentnahmerohr der ersteren Sperre (Taf. I, Abb. 1, 2 u. 5, Taf. II, Abb. 2) und die Entleerungsrohre können somit wechselseitig nach Bedarf umgeschaltet werden.

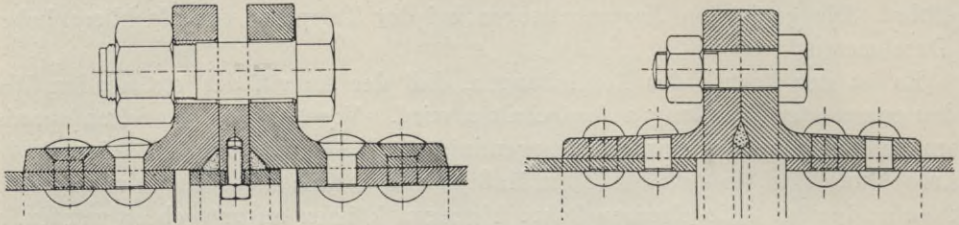


Abb. 207. Flanschdichtungen an Rohrleitungen.

Die Stollen werden, wie schon bemerkt, innerhalb der Mauer an der Wasserseite abgemauert. Diese Abmauerung besteht vielfach aus 3 Ringen und verengt sich nach der Luftseite hin von allen Seiten trichterförmig, so daß die Mauerpfropfen durch den Wasserdruck wie ein Keil in das Mauerwerk der Talsperre hineingepreßt werden. Zwischen je zwei Ringen befindet sich eine Putzlage mit Siderosthenanstrich (Taf. II, Abb. 1). Die Abmauerung der Rohrstollen und die Einmauerung der eisernen Entnahmerohre ist eine Arbeit, die besondere Sorgfalt erfordert. Wenige Meter dieses Mauerwerks sollen dieselbe Festigkeit und Dichtigkeit aufweisen, welche im übrigen die Gesamtstärke der Mauer besitzt. Die Abmauerung erfolgt meist in Ziegelmauerwerk. In dem engen Raume des Stollens sind die Ziegelsteine handlicher als die großen Bruchsteine und lassen sich daher besser den Ecken und Formen anpassen. Geringe Wasseraufnahmefähigkeit der Ziegel und Beständigkeit unter Wasser ist notwendig. Das Mauern mit vollen Fugen ist hier, wenn je, am Platze. Es scheint für diesen Zweck vorteilhaft, den Mörtel feucht anzumachen.

Entnahmeschächte und Zuleitungsstollen. Wo eine Erdschüttung an der Wasserseite vorhanden ist, werden unmittelbar oberhalb der Mauer, sich in ihrem unteren Teile an diese lehnd, aber von derselben durch die Verputzschicht getrennt, die Schächte auf gemeinsamer Gründung mit der Mauer angeordnet. Diese gesonderte Stellung ist insofern günstig, als die Bewegungen der Mauer infolge des Wasserdruckes und Wärmewechsels die Schächte nicht beeinflussen. Diese Einsteigeschächte, deren oberen Abschluß turmartige Aufbauten bilden, nehmen die wasserseitigen Rohrverschlüsse und Schiebergestänge auf; sie werden bis zur Mauerkrone hochgeführt, wo sie durch Brücken mit dieser verbunden sind. Sie gewähren den Zugang zu den Getrieben der Schieber, welche auf der Abdeckung der Schächte ihre Aufstellung erhalten. Die Schächte bilden somit einen Schutz der Eisenteile. Bei manchen Anlagen hat man auf diesen Schutz verzichtet; wie z. B. bei den Vogesenweihern, bei denen die Schiebergestänge im freien Wasser liegen. Die Erdschüttung bedingt die Fortführung der Stollen

¹⁾ Weiteres über Druckrohrleitungen s. des Verfassers Schrift: Die Ausnutzung der Wasserkräfte, II. Aufl., S. 177 u. ff., sowie seine Angaben in der »Hütte« 21. Aufl. III. Band S. 630 u. f.

an der Wasserseite. Dies geschieht in gemauerten Kanälen, die bis zum Ende der Erdschüttung reichen und hier durch Flügeleinlauf ihren Abschluß finden. An den Schächten werden in der Regel Pegel aus Porzellanplatten oder in anderer weit sichtbarer Weise angebracht. Der eine gibt die Stauhöhen des Beckens über Talsohle oder N. N., der andere den Stauinhalt für die jeweilige Füllhöhe an.

Die Gitter an den Stolleneinläufen (Taf. II, Abb. 3 u. Abb. 72). Diese Schutzmittel haben einen doppelten Zweck zu erfüllen: sie sollen einmal verhindern, daß zu grobe Unreinlichkeiten in die Rohre gelangen, die sich in den Schiebern einklemmen und ihre Beweglichkeit verhindern, oder gar in den Pumpen und Turbinen festsetzen und dort Betriebsstörungen veranlassen. Auch zum Schutz der Fische im Becken wird man sie nicht entbehren können. Wenn aus diesen Gründen ein möglichst engmaschiges Gitter erwünscht sein müßte, so darf dadurch doch auch eine Verstopfung nicht hervorgerufen werden. Das Netzwerk darf darum nicht zu eng sein. Man wird hierbei unter eine Maschenweite von 5—7 cm, wie sie sich an ausgeführten Anlagen bewährt hat, nicht heruntergehen und man wird nicht die Einlaufrohre selbst vergittern, sondern, um die Durchflußfläche möglichst groß zu machen, den Einlauf zu den Stollen, innerhalb deren die Rohre untergebracht sind, durch Rechen abschließen.

An der Luftseite bilden den Zugang zu den Rohrstollen die der Mauer vorgebauten Schieberhäuser (Taf. I u. II u. Abb. 73). Diese Vorbauten müssen gut gelüftet sein, da die in den Stollen ständig vorhandene Feuchtigkeit sonst starkes Einrosten der Eisenteile, Werfen der Türen und andere Übelstände mit sich bringt.

Es mögen hier einige Beispiele der bei deutschen Bauweisen meist üblichen Einrichtungen gegeben werden.

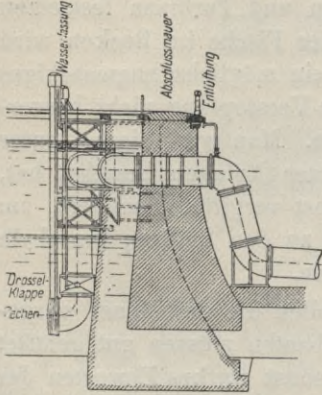
Solinger Talsperre im Sengbachtale. Durch die Sperrmauer sind 2 Stollen geführt worden, welche die Rohrleitungen für die Entnahme des Wassers aus dem Becken für Trinkwasserversorgung und Kraftzwecke und die Entleerung aufnehmen (Abb. 72 u. 73). Die Rohrstollen innerhalb der Mauer sind mit großen plattenförmigen Wölbsteinen in Zementtraßmörtel kräftig gewölbt und dicht und glatt überputzt. Die unter der Erdschüttung liegenden Zulaufstollen, auf einer Betonunterlage und zum Teil auf Fels, zum Teil auf gewachsenem Boden gegründet, sind in Traßmörtel und lagerhaften Steinen in der Sohle wie an den Wandungen ausgeführt und im Gewölbe mit Ziegelmauerwerk geschlossen. Die Entnahmeschächte sind in dem unteren Teil, durch welchen die Rohrleitungen hindurch gehen, in Ziegelmauerwerk, von Ord. + 118 ab in Bruchsteinmauerwerk hochgeführt. Sie haben in den Außenflächen einen gleichen Zementtraßputz erhalten wie die wasserseitige Mauerfläche. Im rechten Schacht befinden sich außer in der Sohle noch in den Höhen + 131 und 139,5 N. N. Rohreinlässe, um je nach dem Wasserstande im Talbecken Wasser in passender Tiefe für die Wasserversorgung entnehmen zu können. Die Mörtelmischung für das Ziegelmauerwerk der Einsteigschächte und die Wölbung der Zulaufstollen ist 1 Teil Zement, $\frac{1}{4}$ Teil Kalk, $\frac{1}{2}$ Teil Traß, 4 Teile Sand, für das Ziegelmauerwerk, zur Abmauerung der Rohrstellen und zur Einmauerung der Rohre $\frac{3}{4}$ Teil Zementmörtel (1 Zement, 3 Sand) und $\frac{1}{4}$ Traßmörtel (1 Kalk, $\frac{1}{2}$ Traß, $\frac{3}{4}$ Sand). Beide Einzelmörtel wurden zunächst für sich hergestellt und dann gemengt.

Die Einläufe zu den Rohrkanälen unter der Erdschüttung sind durch Gitter (Abb. 73, Schnitt *l-m*) abgedeckt, welche aus 3 cm starken Gasrohren in lichten Entfernungen von 7 cm hergestellt sind. Während der rechte Stollen in gerader Linie durch die Erdschüttung und Mauer hindurch geführt ist, bedingte die Enge des Tales für den linken Durchgang einen Knick. Die Schieberhäuser sind in Bruchsteinmauerwerk hergestellt und in den Außenflächen mit hammerrechten Steinen und Basaltlavasteinen verblendet. Die Eindeckung besteht aus Schwemmsteinen zwischen I-Trägern und darauf befestigten Schieferplatten.

Die durch die Mauer hindurchgehenden Rohre — zwei von 700 mm Lichtweite für Druckwasserentnahme und Leerlauf, eins von 350 mm l. W. für Trinkwasserableitung — sind, soweit sie innerhalb der Stollenabmauerung liegen, geschweißte, mit Dichtungsringen versehene Rohre, verzinkt und asphaltiert. Alle übrigen Rohre innerhalb der Mauer sind asphaltierte Flanschenrohre. In die

Rohrleitungen sind in den Schächten wie unmittelbar hinter der Abmauerung Schieber eingefügt, so daß jeder Rohrdurchgang durch die Mauer durch doppelten Verschuß gesichert ist.

Talsperre der Stadt Nordhausen. Für die Wasserentnahme sind 2 Rohrstollen in der Mauer vorhanden, die an der Wasserseite durch einen kräftigen Mauerpfropfen geschlossen sind (Taf. I u. II). Die Zuführung des Wassers erfolgt durch Zulaufstollen bzw. Entnahmetürme. Ein 450 mm weites Rohr im rechten Stollen dient zur Trinkwasserentnahme, ein 500 mm weites im linken Stollen zur Entleerung des Beckens. Zur größeren Betriebssicherheit haben diese Rohre eine Querverbindung außerhalb der Mauer an der Talseite erhalten, um bei etwaigen Betriebsstörungen eine Umleitung des Wassers von dem einen Rohre nach dem anderen zu gestatten.



Unmittelbar unterhalb der Talsperre und auf der ganzen Länge der Rohrleitung (11 km) verteilt sind im ganzen 3 selbsttätige Rohrabschlußventile, für den entsprechenden Druck bemessen, eingelegt, die bei Rohrbruch sich infolge der lebhaften Strömung schließen und ein Ausströmen aus dem Becken bzw. ein Leerlaufen der Rohrleitung und somit neben den Wasserverlusten Flurschäden verhindern sollen. In Verbindung mit diesen Vorrichtungen sind auf der Strecke Sicherheitsventile für einen Druck bis 20 Atm. angeordnet, die sich bei einer Drucksteigerung von etwa 10 m über den hydrostatischen Druck an der betreffenden Stelle öffnen und die Rohrleitung entlasten. Ein weiteres Sicherheitsventil befindet sich am Kraftwerk unmittelbar oberhalb der Turbine (s. Abb. 16).

Weitere Einzelheiten über die Ausrüstung dieser Rohrleitung s. Mattern, Ausnutzung der Wasserkräfte, II. Aufl., S. 211.

In eigenartiger Weise geschieht die Wasserentnahme für die zweite Druckleitung des Elektrizitätswerkes Kubel aus dem Sammelweiher durch einen Heber. Dieses 1600 mm weite Druckrohr wurde nachträglich eingebaut. Von einer Durchdringung der Mauer an ihrem Fuß konnte nicht die Rede sein, da bei dieser Arbeit der Weiher hätte gänzlich entleert und der Betrieb des Kraftwerkes sehr eingeschränkt werden müssen. Das Rohr wurde nach einem Vorschlag Hilgard's in Form einer Heberleitung über die Mauer geführt, die hierfür nur um wenige Meter eingeschnitten wurde (Abb. 208). Allerdings kann dadurch der Weiher nur um etwa 7 m gesenkt werden. Aber der dann verbleibende Teil des Beckens enthält nur 400000 cbm, ein Stauinhalt, unter den eine Absenkung im früheren Betriebe nicht eingetreten war.

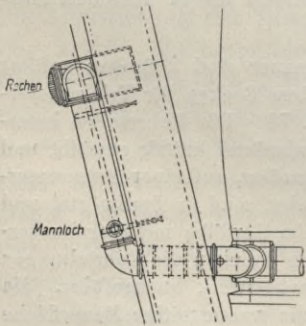


Abb. 208. Wasserentnahme mittels Heber an der Talsperre des Elektrizitätswerkes Kubel. 1:400.

Das Heberrohr von 1600 mm Durchmesser durchbricht die Mauer in einem 4 m tiefen Schlitz und taucht senkrecht ins Wasser. Der innere senkrechte Schenkel hat eine Länge von 8,1 m. An seinem Ende ist eine Drosselklappe eingeschaltet. Die Öffnung gegen den Weiher ist mit einem Rechen aus Flacheisen versehen, der von der Mauerkrone aufgezogen werden kann. Ein in der Mauer verankertes Eisengerüst dient als Tragekonstruktion.

Die Oberkante des Rohreinlaufs befindet sich 8,50 m, der Heberscheitel 0,70 m unter dem höchsten Wasserstand im Weiher. Die Überführung der Heberleitung nach der Luftseite ist aus der Abb. 208 zu ersehen. Die normale Leitung schließt sich mit einem schwachen Gefälle von 4,7 v. H. an. Hier ist eine zweite Drosselklappe angeordnet sowie ein Schieber mit Leerlauf, der eine vollständige Entleerung des Hebers ermöglicht. In einem kleinen Häuschen ist der elektrische Antriebsmechanismus der Klappe und des Leerlaufs, sowie eine Zentrifugalpumpe zum Auffüllen des Hebers untergebracht. Die alte und neue Leitung sind mittels einer 1000 mm weiten Leitung miteinander verbunden, so daß die Anfüllung des Hebers von der alten Leitung aus geschehen kann¹⁾.

¹⁾ Schweiz. Bauzeit., Bd. XLVIII, Nr. 18.

Eine Heberleitung, bestehend aus 2 Rohren von je 1100 mm Lichtweite, ist beim Stauweiher in St. Christophe als selbsttätig wirkender Überfall vorhanden. Ferner findet sich eine Heberanlage am Staudamm von Mittersheim, die 7 cbm/sek abzuführen vermag, wobei der höchste Wasserstand nur 0,05 m über den gewöhnlichen ansteigt, s. Annal. d. ponts et chauss. 1869 I.

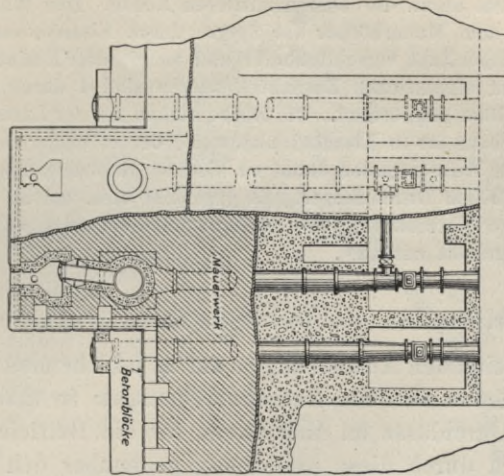


Abb. 209. Wagerechter Schnitt in Höhe der Entnahmerohre. Durchmesser der Rohre = 1,10 m.

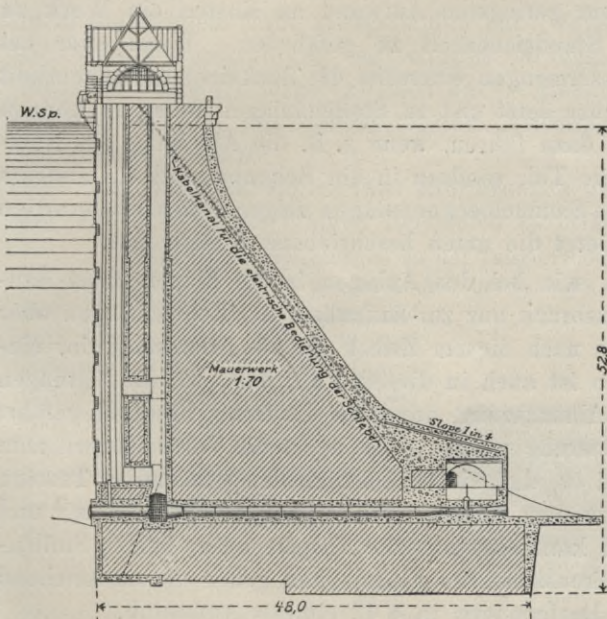


Abb. 210. Schnitt durch Entnahmeturm und Schieberhaus.

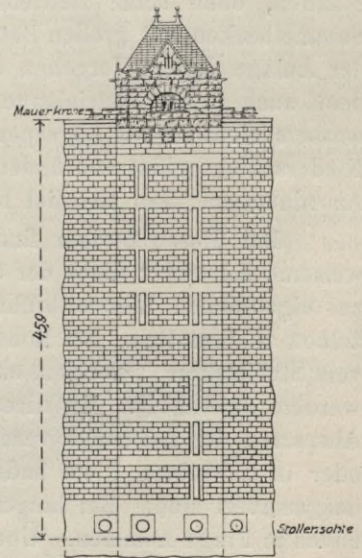


Abb. 211. Ansicht des Entnahmeturmes.

Abb. 209 bis 211. Betriebseinrichtungen für die Trinkwasserentnahme an der Katarakt-Talsperre (Australien).

Bei der Great-Falls-Kraftanlage (Amerika, Carolina) durchqueren die bis 5,6 m weiten Druckrohre die Staumauer etwa in halber Höhe, und die Turbinen sind innerhalb des Mauerkörpers selbst eingebaut. Das Kraftwerk liegt unmittelbar am Fuße der Talsperre. Näheres s. Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1908, S. 862. Diese Anlage ist nachgebildet dem Wasserkraftwerk Clermont-Ferrand in Frankreich¹⁾. Über die entsprechend ausgebildete Kraftwasserentnahme der Talsperre bei Mauer s. §42.

¹⁾ De la Brosse, Les Installations Hydroélectriques s. auch Mattern, Ausnutzung der Wasserkräfte, II. Aufl. 1908, S. 233.

Die Katarakt-Talsperre (Abb. 209—211). Durch die Sperrmauer, auf die ganze Länge eingemauert, sind 4 Rohre von 1,10 m Durchmesser hindurchgeführt, die während des Baues zur Wasserableitung dienten. Nach Beendigung des Baues wurden die Rohre an der Wasserseite durch Deckelplatten verschlossen. Die beiden äußeren Rohre wurden ganz außer Betrieb gesetzt. Die Betriebswasserentnahme geschieht durch die beiden mittleren Rohre. Der Wasserzutritt erfolgt durch einen vorgebauten und mit dem Mauerkörper der Sperre durch Eisenbetonanker verbundenen Entnahmeturm, der mit einer großen Zahl verschließbarer und vergitterter Einlauföffnungen versehen ist. Für den Wasserzulauf zu den eigentlichen Entnahmebrunnen sind 4 durch Schützen verschließbare Öffnungen in verschiedener Höhe angeordnet. Die Rohre stehen an der Luftseite durch ein Querrohr in Verbindung. Das Schieberhaus ist in Eisenbetonbauweise derart eingerichtet, um dem Anprall der über den Überlauf strömenden Wassermassen stand zu bieten. Kennzeichnend ist die Verengung der Rohre in den Schiebern auf 90 cm Durchmesser. Es geschieht dies, um an Kosten für die Schieber zu sparen. Die geringfügige Vermehrung des Strömungswiderstandes durch die Verengung tritt gegenüber diesem Vorteil durchaus zurück¹⁾.

b) Umlaufstollen für die Betriebs(Nutz-)wasserentnahme.

Es ist in den einleitenden Ausführungen auf S. 347 bemerkt worden, daß es bei kleineren Anlagen, bei denen sich die Entnahmeöffnungen in mäßigen Grenzen halten, unbedenklich erscheint, Durchlässe im Mauerwerk für die Betriebswasserentnahme auszusparen. Jedenfalls wird durch diese Anordnung gegenüber den Stollenumläufen stets eine wesentliche Kostenersparnis erzielt werden, und dieser Punkt darf gewiß nicht außer Acht bleiben, wenn es gilt, mit einem geringsten Aufwand an Kosten ein Werk zu schaffen, ohne seine Betriebs- und Standsicherheit zu gefährden. Wenn aber bei Sammelbecken mit großen Betriebswassermengen einerseits die Rücksicht auf Sicherheit der Anlage diesem Vorgehen eine Grenze setzt und zu Stollenanlagen führt, so können doch auch andere Betriebsrücksichten dazu führen, wenn z. B. die Ableitung des Nutzwassers nicht in das abgesperrte untere Tal, sondern in ein Seitental und ein anderes Niederschlagsgebiet stattfindet. Große Sammelbeckenanlagen zeigen mehrfach derartige Anordnungen. Ein Beispiel hierfür bietet die unten beschriebene Urftalsperre.

Bei diesen Stollen finden sich, wie bei den Anlagen in der Mauer, zwei Bauweisen. Entweder dient der Stollenausbruch nur zur Aufnahme der Rohrleitungen oder zur eigentlichen Wasserabführung. Je nach diesem Zweck ist die Anordnung im einzelnen zu gestalten. Bei Rohrleitungen ist auch in diesem Fall, dort, wo die Leitungen vom Staubecken abzweigen, eine feste Abmauerung, durch die die Rohre hindurch geführt werden, notwendig. Mit dieser Abmauerung werden dann meist die Vorrichtungen zum Absperrn der Leitungen vereinigt, sei es, daß sie in freistehenden gemauerten Türmen oder in Schächten Platz finden, die in dem Gestein des Berghanges ausgesprengt und ausgemauert sind. Bei langen Stollen kann eine doppelte Absperrung an beiden Stollenden in Frage kommen. Über diese konstruktiven Einzelheiten geben die nachstehend besprochenen Beispiele wie auch die Darlegungen in § 42 einigen Aufschluß.

Dort wo die Wasserabführung in den Stollen unmittelbar stattfindet, hat man ferner für eine gute Abdichtung und möglichste Glätte der Wandungen zu sorgen. Die erstere soll bei diesen Stollen, die unter dem Druck des im Becken gestauten Wassers stehen, Wasserverluste, die zweite Reibungsverluste vermeiden oder wenigstens vermindern. Die Abdichtung erfolgt in Beton oder Mauerwerk, dessen Wirkungsweise durch eine gute angemessen starke Putzlage (mindestens 25 bis 30 mm) mit Theer oder Siderosthenanstrich erhöht wird. Diese Auskleidung der Stollen in druckreichem und klüftigem Ge-

¹⁾ Minutes of Proceedings of the Institution of Civ. Engin. 178 Band. Sess. 1908/09, Teil IV.

birge ist eine teure Arbeit, die die Ausführungskosten wesentlich und oft unvermutet steigern kann, wenn die geologische Erforschung des Gebirges hinsichtlich seiner Standfestigkeit, seiner Wasserführung und des Gebirgsdruckes bei der Entwurfsaufstellung nicht

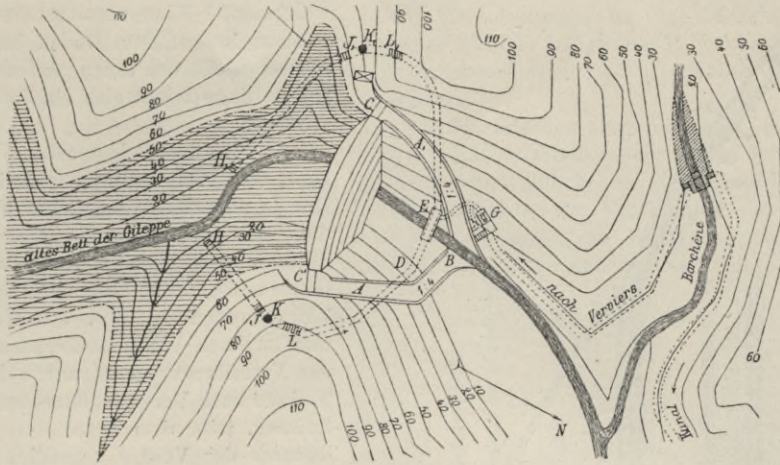


Abb. 212. Lageplan der Talsperre an der Gileppe mit den Betriebseinrichtungen. Ungef. Maßstab 1:10000.

in ausreichendem Maße stattgefunden hat. Vorsicht ist da jedenfalls zu empfehlen, wie sich bei der Durchfahrung des Gebirges bei einigen Talsperrenanlagen im rheinisch-westfälischen Schiefergebirge erwiesen hat¹⁾. Es sei besonders auf die ungünstigen Erfahrungen beim Bau des Stollens für die Urftalsperre und der Wasserleitung der Neyetalperre hingewiesen.

Nach diesen allgemeinen Erörterungen erscheint es zweckmäßig, die Einzelheiten der Anordnungen an einigen Beispielen zu erläutern.

Die Entnahmeverrichtungen an der Talsperre der Gileppe sind in Abb. 212 u. 213 dargestellt.

An den Punkten H und H_1 ist der Einfluß des Wassers in die Stollen HLD und H_1L_1E . Bis J und J_1 fließt das Wasser in denselben und geht dort in jedem Stollen in zwei gußeiserne Rohre von 0,85 m Durchmesser über. Bei K und K_1 ist der erste Abschluß durch Doppelventile, welche von den daselbst angelegten Schächten aus durch einen Kurbelmechanismus nötigenfalls geschlossen werden können. Auch ist je eins der Ventile selbstwirkend, wenn durch 0,1 m weite Nebenrohre der Druck an beiden Seiten der betreffenden Ventile ins Gleichgewicht gebracht wird. Bei L und L_1 ist ein zweiter Abschluß angelegt, und es liegen dort die als Schieberventile konstruierten Sicherheitsabschlüsse. Bei E und D endlich liegt der dritte Abschluß; an dieser Stelle vereinigen sich die Rohrleitungen und gelangen nach dem Behälter G . Die Vereinigungsstelle ist mit Ausgußrohren ausgerüstet, welche bei Entleerung des Sammelbeckens in Wirksamkeit treten. Der genannte Behälter aber zerfällt in drei Teile: den »Wellenbrecher«, den Reinigungsapparat und das Verteilungsbecken.

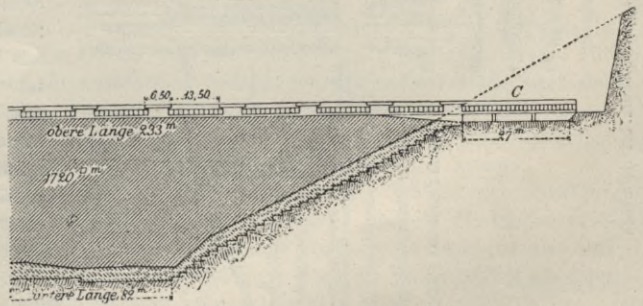


Abb. 213. Gileppe Talsperre. Schnitt durch die Mauer mit Überlauf und Kaskade. 1:2000.

Der Wellenbrecher, welcher in einem 5,25 m langen Behälter liegt, besteht aus 11 hintereinander stehenden Ringen von Gußeisen, deren innerer lichter Durchmesser sich von 0,775 m bis zu 0,1 m nach

Der Wellenbrecher, welcher in einem 5,25 m langen Behälter liegt, besteht aus 11 hintereinander stehenden Ringen von Gußeisen, deren innerer lichter Durchmesser sich von 0,775 m bis zu 0,1 m nach

¹⁾ Über Druckstollen s. auch des Verfassers Schrift: Die Ausnutzung der Wasserkräfte. 2. Aufl. Leipzig 1908, S. 158.

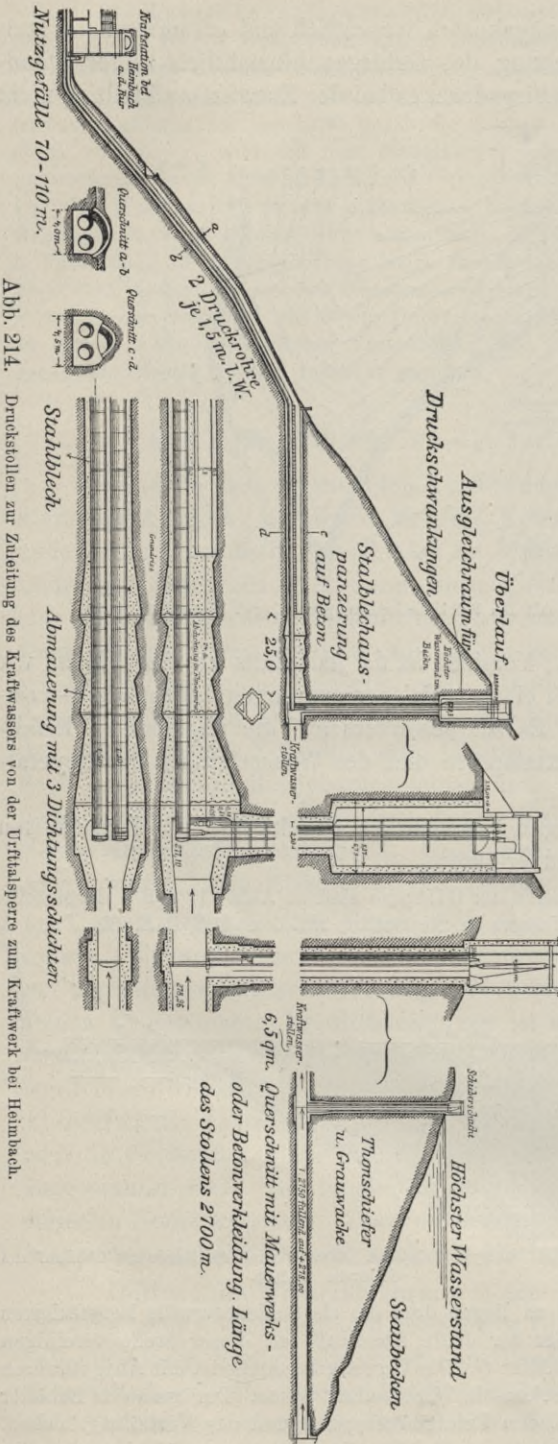


Abb. 214. Druckstollen zur Zuleitung des Kraftwassers von der Urftalsperre bei Heimbach.

und nach vermindert, und deren letzter ganz geschlossen ist. Auch die äußeren Durchmesser dieser Ringe nehmen nach und nach ab; oben und unten tragen sie Verlängerungen, welche mit T-Eisen vernietet sind; das untere T-Eisen ist auf dem Boden befestigt. Das Wasser fließt von innen nach außen, und bei jedem Ringe bricht sich ein Teil des Wasserstromes.

Aus dem Behälter des Wellenbrechers kann das Wasser durch seitwärts liegende Kanäle unmittelbar abgeleitet werden, wenn diese aber geschlossen sind, fällt es über eine Trennungswand und sodann, durch ein enges Gitter und ein Sieb gereinigt, in einen zweiten 7,20 m langen Behälter. Das Wasser gelangt nun in einen Wassermessapparat, sodann in das Verteilungsbecken, aus welchem es zum Teil der nach Verviers führenden überdeckten Leitung, teils dem Bette der Gileppe und dadurch der Vedre zugeführt wird, deren Anwohner ein Recht auf die Benutzung eines Teiles des Wassers der Gileppe haben¹⁾.

Entnahmeeinrichtungen an der Urftalsperre. In Abb. 214 sind die Einzelheiten der Kraftwasserstollen dargestellt, welcher von dem Urftalbecken das Betriebswasser unter Druck nach der Kraftstation im Ruhrtal bei Heimbach leitet. Der Stollenanfang im Urftbecken hat dort, wo eine genügende Felsüberdeckung bereits vorhanden ist, einen Verschlusschieber, dessen Gestänge in einem Bedienungsschachte liegt. Schließt man diesen Schieber, so kann der Stollen entleert und von der Kraftwasserstation aus begangen werden. Der Kraftwasserstollen ist so angelegt, daß einerseits bei Füllung mit Wasser sich keine Luftsäcke in demselben bilden können und daß andererseits eine vollständige Entleerung durch geringes Sohlengefälle nach der Kraftstation hin stattfinden kann. Soll der Kraftwasserstollen wieder in Betrieb genommen werden, so wird er zunächst durch eine Umleitung mit Schiebern, vom Talbecken her mit Wasser gefüllt, während die Luft durch ein Entlüftungsrohr aus dem Stollen entweichen kann. Ist auf beiden Seiten des Hauptschiebers der Druck ausgeglichen, so kann mit verhältnismäßig kleinem Kraftaufwande der Verschlusschieber gehoben werden. Die Länge des Stollens beträgt 2700 m.

Am Stollende in der Nähe der Kraftstation geht der Kraftwasserstollen von 6,5 qm normalem lichtigem Querschnitt über in 2 aus Stahlblechen hergestellte Druckrohrleitungen von je 1,5 m Lichtweite.

1) I. Aufl. d. Kapitels S. 260.

An diesem Stollenende und vor den beiden Stahlblechrohren sind zur Sicherheit doppelte Verschlüsse vorgesehen, deren einer als Notverschluß zu dienen haben würde. Auch hier ist eine Umleitung mit Schiebern angewandt, um vor der Bedienung eines Hauptschiebers einen Druckausgleich auf beiden Seiten zu veranlassen.

An der Übergangsstelle aus dem Stollen in die Stahlblechrohre ist eine Abdichtung des in besonders festem Felsen daselbst ausgeführten Rohrstollens in einer Länge von 25 m vorhanden. Drei Dichtungsschichten innerhalb dieser Abmauerung bzw. Ausbetonierung sollen das Durchsickern des zeitweilig unter hohem Druck stehenden Wassers verhindern.

Die Gestänge der Schieber gehen durch einen mit Stahlblechen ausgepanzerten, um dieselben herum in Beton gestampften Schieberschacht, von 2,5 m lichtigem Durchmesser, der in seinem oberen Teile eine Erweiterung auf 3,80 m \times 3,80 m erhält, die dazu dienen soll, bei etwaiger unvorhergesehener plötzlicher Abstellung mehrerer und selbst aller Hochdruckturbinen der Kraftstation die in der sich bewegenden Wassermasse enthaltene lebendige Kraft durch Hebung des Wasserspiegels in diesem Schacht langsam zu vernichten, ohne zu große Pressungen im Stollen und in den Stahlblechrohren zu erzeugen. Rechnungsmäßig würde

beim höchsten Wasserstande im Talbecken und beim plötzlichen Abstellen aller Turbinen der Wasserspiegel in dem oberen, erweiterten Teile dieses Schachtes sich um etwa 12,5 m heben können. Es ist daher bis zur Höhe von 355 m über N. N. der Schacht ausgeführt, und es ist zur größten Vorsicht in dieser Höhe ein freier Überlauf nach einer benachbarten Talmulde hin angeordnet worden. Es findet durch den Stollen eine Betriebswasserentnahme von 6 bis 9 cbm/sek statt. Der Stollen ist ausbetoniert und mit einem glatten inneren Putz versehen, um Wasserverluste zu vermeiden und die Reibung des strömenden Wassers zu vermindern.

Es sei bemerkt, daß außerdem durch den rechten Hang der Urftalsperre ein zweiter Stollen geführt ist. Dieser Entlastungsstollen (Abb. 241), welcher zur Ableitung des Urftwassers während des Baues der Talsperre diente, wurde auf 20,5 m Länge in Beton abgedichtet und mit 2 Ablaßrohren von 700 mm Lichtweite versehen. Diese Rohre haben doppelseitige Verschlußschieber, um — wenn es nötig sein sollte — in Verbindung mit den in der Sperrmauer vorhandenen Rohren und Schiebern zur Entlastung des Talbeckens zu dienen.

Die wasserseitigen Verschlüsse dieser Rohre werden durch einen Schacht bedient, den man in der Höhe der Mauerkrone und von derselben aus durch eine Bedienungsbrücke erreichen kann. Die luftseitigen Verschlüsse dieser Rohre, welche für gewöhnlich bedient werden sollen, sind durch das untere Ende des Entlastungsstollens von einer Längsgalerie aus erreichbar, welche oberhalb des zu erwartenden höchsten Wasserspiegels in diesem Stollen liegt¹⁾. Die Stollen in der Sperrmauer selbst entsprechen in ihrer Anordnung den Einrichtungen der oben beschriebenen Solinger Anlage.

Als bemerkenswert für amerikanische Anlagen ist hervorzuheben, daß es die dortigen Ingenieure bei größeren Entnahmeeinrichtungen ebenfalls vorziehen, diese in Stollen, die in den seitlichen Berghängen liegen, anzuordnen, um die Mauer nach Möglichkeit vor Durchbrechungen und Öffnungen zu schützen. Ebenso werden die Hochwasserüberläufe weniger über die Mauer selbst als über die seitlichen Hänge geführt. Einige Mitteilungen hierüber mögen folgen.

Im Westen Nordamerikas sind für Bewässerungszwecke 3 große Staubecken errichtet, und zwar

das Roosevelt-Becken von 1730 Mill. cbm Stauinhalt,	
„ Pathfinder- „ „ 1234 „ „ „ „ und	
„ Shoshone- „ „ 563 „ „ „ „	

das erstere am Salzfluß in Arizona, die beiden letzteren im Südosten bzw. Norden des Staates Wyoming von 84, 65 und 100 m Gesamtmauerhöhe. Die Stauhöhe dieser Becken, d. i. die Stauhöhe über den Entlastungs- bzw. Entnahmestellen, beträgt 69, 57 und 75 m²⁾.

¹⁾ Intze, Talsperrenanlagen in Rheinland und Westfalen. Weltausstellung St. Louis 1904.

²⁾ Journal of the Western Society of Engineers, Aug. 1906, s. auch S. 5 u. Attachee Bericht 514 vom 2. Mai 1911 im preuß. Minist. d. öff. Arbeit.



Abb. 215. Ansicht und Querschnitt der Pathfinder-Talsperre.

Verschluß erfolgen soll oder eine Absperrvorrichtung an einer Stelle genügt. Die Lage, die Bewegungsvorrichtungen der Schieber, Schütze usw. ist zu untersuchen. Diese können möglichst in der Nähe der bewegten Stücke oder in Höhe der Mauerkrone und über dem Wasserspiegel des gestauten Beckens liegen.

Bei den alten spanischen Talsperren liegt der Abschluß am Ende d. h. an der Luftseite des Kanals. Diese Lage hat den Vorteil, daß die Verschlußvorrichtungen jederzeit gut zugänglich sind und die Bewegungseinrichtungen langer Gestänge zur Übertragung der Kraft nicht bedürfen. Der Nachteil ist, daß die Mauer innerhalb des Stollens bei gefülltem Becken unter dem vollen Wasserdruck steht.

Bei den älteren deutschen Anlagen in Rheinland und Westfalen liegt der Abschluß meist innerhalb der Mauer, nächst der Abmauerung. Auch hierbei kann das Vorgelege dem Abschluß nahe gelegt werden, als Nachteil ergibt sich aber ein beengter Raum für die Unterbringung des Schiebers, falls nicht übermäßig große Hohlräume im Mauerinnern geschaffen werden sollen. Es muß einerseits die erste Bedingung sein, diesen Raum so groß auszugestalten, daß der Mann an der Kurbel freie Beweglichkeit hat, um in natürlicher Lage des Körpers seine Kraft voll zur Anwendung zu bringen. Die Stollen in der Mauer werden andererseits naturgemäß so enge als angängig gehalten, um die Durchbrechung der Mauer auf ein geringstes Maß herabzumindern. Wo Bedenken vorhanden sind, daß dann innerhalb der Mauer ein zu großer Leerraum geschaffen würde, da sollte man diese Schieber an das Ende der Mauer und außerhalb derselben in besonderen Schieberhäusern unterbringen. Hier kann man die Schieber leicht zugänglich machen, ihnen gute Lichtzuführung geben und genügenden Platz für die Bedienung schaffen. Erforderliche Abänderungen lassen sich hier ohne Schwierigkeit vollziehen, während Umänderungen in den Stollen immerhin nicht einfach auszuführen sind; auch auf Bedenken stoßen könnten.

Vielfach findet sich wie bei den spanischen Mauern so auch bei früheren deutschen Ausführungen nur ein Verschluß. Doch haben Betriebserfahrungen erkennen lassen, daß im Sicherheitsinteresse ein doppelter Verschluß der Entnahmekanäle notwendig ist. Bei dieser Anordnung empfiehlt es sich, den ersten Abschluß oberhalb der Sperrmauer anzulegen, sei es in Entnahmetürmen, die dann zur Hochführung und zum Schutz des Gestänges dienen (Taf. I, Abb. 4 und Taf. II), oder frei im Wasser liegend (Vogesenweiher Abb. 221). Der zweite Abschluß wird zweckmäßig an der Luftseite in besonderen Schieberhäusern untergebracht. Bei diesem doppelten Abschluß mittels Zugschieber an der Wasserseite und Spindelschieber im Stollen erfolgt im Betriebe die Bedienung meist so, daß zunächst der Spindelschieber geschlossen wird. Dadurch ist der andere Schieber entlastet und kann nun leichter bewegt werden. Aber man geht hier noch einen Schritt weiter. Sicherlich ist es für die Übersichtlichkeit des Betriebes vorteilhafter, wenn die Regelung der Bewegungsvorrichtungen möglichst zentralisiert und in Höhe der Mauerkrone liegen, wo sie auch zugleich am besten zugänglich sind. Diesem Gedankengange folgend scheint das amerikanische Vorgehen beachtenswert. Man bewegt dort bei großen Anlagen die Schieber hydraulisch mittels der durch das Talsperrengefälle gewonnenen Kraft. Die hydraulischen Zylinder legt man in Kammern innerhalb des Felsens — sofern Umlaufkanäle, wie vielfach in Amerika, vorhanden sind — in der Nähe der Schützen; ihre Bedienung aber — die Umschaltung des Druckwassers — geschieht von der Mauerkrone aus. Auch Elektrizität kann für diese Betriebsart benutzt werden, wozu die mit den Talsperren oft verbundenen Elektrizitätswerke den Strom liefern können.

Jedenfalls empfiehlt es sich, die Bewegungsteile im Vorgelege oberhalb des Wasserspiegels in einem Aufbau z. B. über den Schieberschächten unterzubringen, damit die dem Bruche leicht ausgesetzten Zahnräder jederzeit zugänglich sind oder man muß den amerikanischen Ingenieuren folgen, die bei Handbetrieb die Bewegungsvorrichtungen der Schieber, Schützen usw. möglichst nahe an die letzteren heranlegen, um die Kraftübertragungsverluste zu vermeiden, die in den langen Gestängen entstehen. Sie machen daher von Schächten und Stollen, die gegen das Becken wasserdicht abgeschlossen und daher jederzeit zugänglich sind, vielfach Gebrauch.

Die Frage, wie die Schützen oder Schieber, die dem Staubecken zunächst liegen, im gegebenen Falle trocken gelegt und ausgebessert werden können, ist eine schwierige. Beim Assuan-Staudamm an dem im Flußbett viele lose Steine und Felsblöcke lagern, sind Rollvorhänge aus wagrecht aufgehängten I-Eisen mit Holzzwischenlagen und Gummiabdichtung vorgesehen, die von oben herunter gelassen werden können und so die beschädigten Schütze schließen. Außerdem können noch kräftige eiserne Rechen vor die Öffnung gehängt werden.

Für die Talsperre von Mauer in Schlesien hatte Intze sog. Notfallen vorgeschlagen, die etwa ausbesserungsbedürftige Schieber abschließen sollten. Diese als Flachschieber gedachten Notfallen sollten beim Herunterlassen in einem eigens für sie errichteten Schacht sich vor die Rohröffnung und durch den Wasserdruck fest anschließen. Nach geschehener Ausbesserung konnten die Schieber durch Innendruck künstlich entlastet und hochgezogen werden. Die Einrichtung ist jedoch nicht zur Ausführung gelangt.

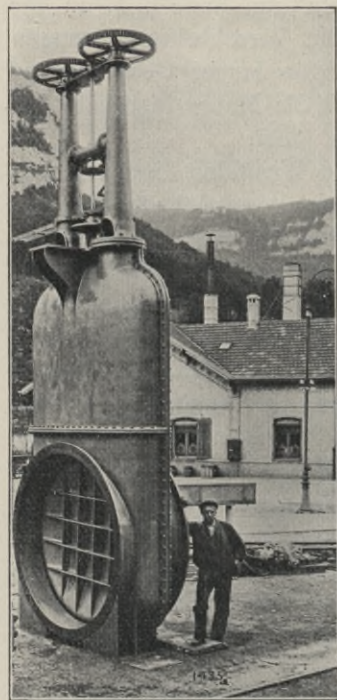


Abb. 217. Spindelschieber von 2000 mm. lichter Weite mit außenliegenden Gewinden. Antrieb von Hand oder mittels Elektromotor.

Die konstruktiven Anordnungen der Verschlüßvorrichtungen. Als Verschlüßvorrichtungen sind in Gebrauch:

1. Rohrschieber (Wasserschieber), in Gehäusen sitzend.
2. Flachschieber.
3. Rollschütze.
4. Drehschütze.
5. Segmentschütze.
6. Glockenventile (Cylinderschütze).

1. Rohrschieber.

Die Rohrschieber gewöhnlicher Bauart, wie sie zum Abschluß von Wasserleitungsrohren benutzt werden, sind bei den Talsperren viel zur Anwendung gekommen und haben sich im ganzen bewährt. Nur erfordern die besonderen Ansprüche, welche die Talsperrenschieber zu erfüllen haben, ihre eigene konstruktive Berücksichtigung. Sie sind als Gleitschieber ausgebildet und man unterscheidet:

Die Spindelschieber, bei denen das Vorgelege auf dem Gehäuse der Schieber sitzt und die Bewegung des Schiebers mittels Schraubenspindel erfolgt (Abb. 217 u. 218) und

die Zugschieber, bei denen die Bewegung mittels Zug- oder Druckgestänges geschieht (Abb. 219).

Die Schieber, welche in den Schächten an der Wasserseite liegen, sind bei neueren Anlagen als Zugschieber, die in den Stollen hinter der Abmauerung als Spindelschieber ausgebildet. Bei den ersteren erfolgt die Bedienung auf große Entfernung hin mittels Gestänge. Werden hierbei Anordnungen benutzt, bei denen die Spindel unten am Schieber sitzt, so wird beim Öffnen und Schließen das Gestänge auf Verdrehen beansprucht. Durch die Verdrehung wird nun einerseits das Gestänge in seiner Wirksamkeit insofern behindert, als beim Wechsel der Bewegungsrichtung infolge der großen Länge tote Gänge entstehen, bis die Spindel anzieht, andererseits müssen bei der Drehung weitere Widerstände überwunden werden. Das Gestänge läßt sich auch bei der besten Ausführung schwer genau nach einer mathematisch geraden Linie ausrichten. Da nun das Gestänge auf je 3 bis 5 m in festen Stützpunkten von Konsollagern geführt wird, so muß es bei der Rundbewegung in diesen kleinen Ungenauigkeiten ausgerichtet werden. Dies erfordert bedeutende Kraftäußerung. Es ist daher vorteilhaft, vor allem bei hohen Sperrmauern, das Gestänge nur in seiner Längsrichtung zu beanspruchen. Dies geschieht, wenn die Spindel an die obere Bedienungsbrücke verlegt wird. Dann ist das Gestänge für die Übertragung von Zug- und Druckkräften einzurichten. Derartige Zugschieber wurden zum ersten Mal nach dem Vorschlage des Verfassers an der Solinger Talsperre ausgeführt.

Fernerhin erscheint es ratsam, den Schiebervorgelegen eine große Übersetzung zu geben, damit das Öffnen und Schließen durch einen Mann mit Sicherheit erfolgen kann. Es kommt hierbei im allgemeinen weniger darauf an, daß der Schieber schnell bewegt werden kann; die Zeit hierfür steht innerhalb gewisser Grenzen frei zur Verfügung, aber es ist von Wichtigkeit, daß die Bewegung eine leichte ist. Denn der Talsperrenwärter ist meist allein und bei der Abgelegenheit solcher Bauten hat er nicht gleich jemand zur Hilfe, wenn ihm Schwierigkeiten im Betriebe entgegentreten.

Um die Reibung am Aufhängepunkt des Gestänges d. h. dort zu vermindern, wo das Gewicht des Gestänges und der Schütztafel wirkt, sind bei neueren Bauten u. a. an der Solinger Talsperre und auch bei amerikanischen Anlagen Kugeln oder Rollen eingeschaltet. Einige weitere Mitteilungen über derartige Konstruktionen in Amerika s. Wegmann, Design and Construction of Masonry Dams, 5. Aufl., 1908, S. 52.

Die Berechnung der Zugschütze für die zum Öffnen erforderliche Zugkraft Z in kg erfolgt nach der Formel:

$$Z = \mu \cdot 1000 h \cdot F + G,$$

worin bedeutet,

μ Reibungsbeiwert,

F Fläche der Schütze in qm ,

h Druckhöhe in m,

G Gewicht der Schütze in kg.

Für die Berechnung der Vorgelege ist es von Wichtigkeit, die Widerstände richtig in Ansatz zu bringen. Für Wasserschieber rechnet man mit einer Reibungszahl $\mu = 0,1$.

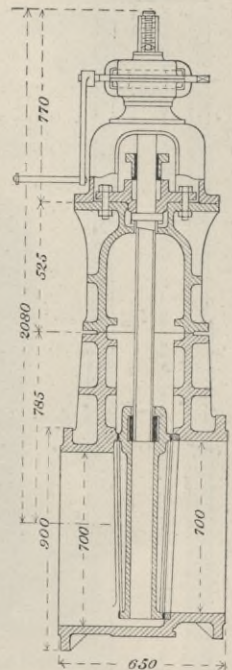


Abb. 218. Spindelschieber mit Handbetrieb.

sich, die Schieberkeile möglichst auf ihre ganze Länge zu führen. Für weitere Einzelheiten sei auf die angegebene Quelle verwiesen.

Solinger Talsperre (Abb. 218 u. 219). Als Triebwerke sind bei allen Schiebern Schnecken-vorgelege angeordnet, mit einer $13\frac{1}{2}$ fachen Übersetzung für die 700 mm-Schieber und 10fachen Übersetzung für die kleinen Schieber. Das Öffnen dauert hierbei 7 bis 9 und 4 bis 5 Minuten. Für die Wahl der Schneckenvorgelege sprach der Umstand, daß sie gegenüber den Zahnradvorgelegen weniger Platz einnehmen. Die Triebwerkteile sind durch Einkapselung äußeren Einflüssen entzogen. Das Gestänge der Zugschieber besteht aus Γ -Eisen, die durch zwischenliegende gußeiserne Rollen in Abständen von 5,0 m lose geführt werden. Die langen Gestänge sind durch Kugellager getragen. Die Rollenführung ist verstellbar. Die Vorgelege besitzen Selbsthemmung.

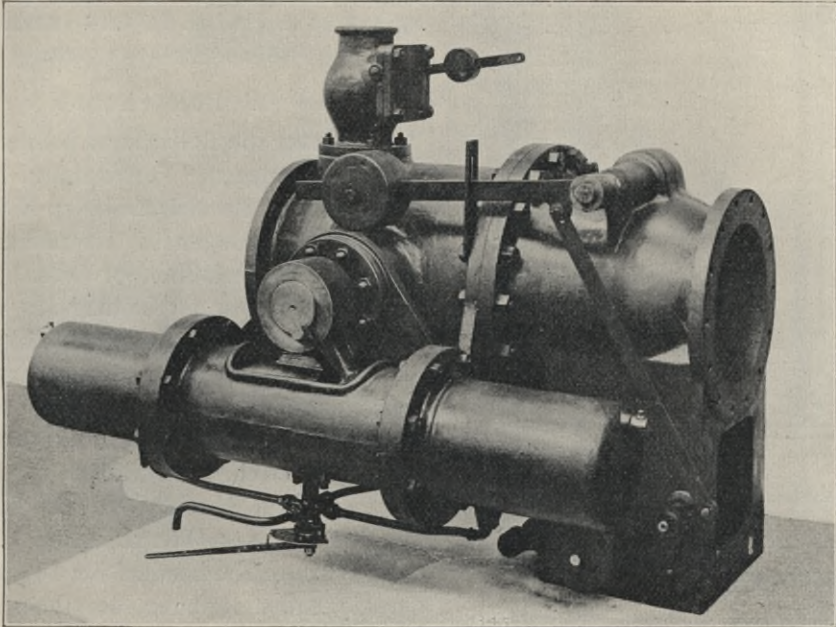


Abb. 220. Selbsttätiger Hochdruckrohrabschluß (Drosselklappe) mit Lufteinlaßklappe und Stellwerk an der Talsperre der Stadt Nordhausen a/Harz.

Die Schieber sind im Innern sämtlich mit abgesetztem Durchgang (ohne Rille) versehen. Diese Anordnung hat den Vorteil des besseren Schließens. Irgendwelche Ablagerung wird beim Schließen hinweggespült. Die Zugschieber sind auf ihren Unterlagen verankert, um gegenüber den bedeutenden, beim Öffnen der Schieber auftretenden Zugkräften die Verschraubungen der Schieber und Rohre zu entlasten.

Nordhausen (Taf. I, Abb. 3, Taf. II, Abb. 1 bis 8). Der Abschluß in den Schächten an der Wasserseite erfolgt durch Zug- und Flachschieber, deren Gestänge in den Schächten hochgeführt sind. Die Vorgelege liegen in Mauerkronenhöhe, in Aufbauten der Entnahmetürme. Das 70 cm weite Entleerungsrohr im linken Stollen hat an der Luftseite einen zweiten Abschluß durch einen Spindelschieber erhalten. Das Trink- und Kraftwasserrohr im rechten Stollen hat hier neben Spindelschieber ein selbsttätiges Abschlußventil (Abb. 220), das sich schließt, falls ein Rohrbruch unterhalb erfolgt. Der Schluß wird durch die stärkere Wasserströmung herbeigeführt. Ein elektrischer Anschlag benachrichtigt den Talsperrenwärter von dem Vorgange. Weitere Spindelschieber ermöglichen die wechselweise Umschaltung des Wasserweges durch ein Querrohr zwischen den beiden Stollenleitungen (s. auch S. 356).

2. Flachschieber.

Die Flachschieber haben den Vorteil, daß die erhebliche durch die Reibungswiderstände verursachte Biegungsspannung im eingemauerten Rohre infolge Verkürzung des Hebelarmes vermindert wird. Sie finden vornehmlich dort Verwendung, wo ihr

sind, das herunterstürzende Gewicht die Rollschütze betriebsunfähig machen. Bei Bemessung der Kettenstärke ist daher besondere Sorgfalt nötig. Bei großen Rollschützen mit bedeutender Wasserlast empfiehlt es sich, um die Reibung noch mehr zu vermindern, die gleitende Reibung der Rollenachsen durch Einlegung von Walzenrollen in rollende Reibung umzuwandeln. Um an Kosten zu sparen, kann es in Betracht kommen, bei selten bewegten Schützen auf die Gegengewichte zu verzichten und Ketten sowie Vorlege ausreichend stark zu bemessen, um das volle Gewicht zu heben. Ketten oder Gestänge sollte man in jedem Falle hierauf einrichten.

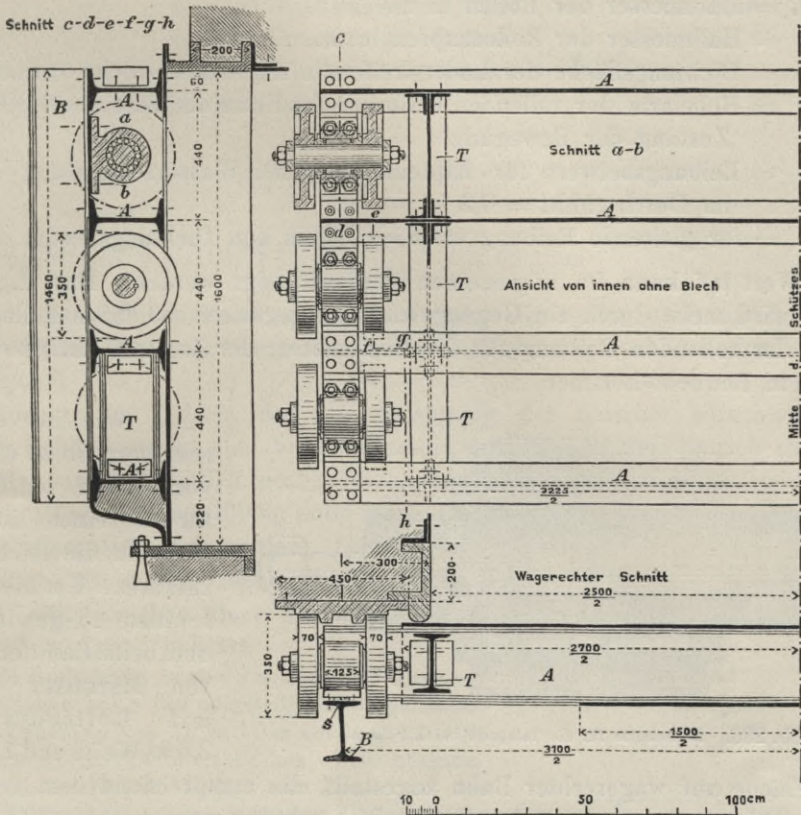


Abb. 222. Rollschütze für die Talsperre bei Marklissa.

Es ist nicht zu verkennen, daß die Rollschütze viele bewegliche Teile besitzen. Bei den Schleusenanlagen ist es stets möglich, sie im Bedarfsfall über Wasser zu heben, um eine ständige Überwachung und Schmierung der Zapfenlager vorzunehmen. Auch bei der Talsperre von Marklissa werden die Schütze meist zugänglich sein, da sie die Überläufe abschließen, die in Höhe des normalen Wasserspiegels des Nutzwasserbeckens liegen. Über die Betriebsfähigkeit und Gangbarkeit von ständig unter Wasser liegenden nicht zugänglichen Rollschützen liegen noch keine Erfahrungen vor. Und es kann nicht in Abrede gestellt werden, daß die gegen Rollschützen in solcher Lage geäußerten Bedenken nicht ohne Berechtigung sind. Solche Rollschütze sind für den Abschluß der Kraftrohre an der Talsperre bei Mauer in einer Wassertiefe von etwa 35 m verwendet (s. § 42).

Berechnung der Kraft zur Bewegung der Rollschütze. Die erforderliche Zugkraft berechnet sich nach der Formel:

$$Z = 1000 h \cdot \left[\frac{F}{R} (t + \mu_1 r) + \mu f \right] + G,$$

darin bedeutetet

G = Gewicht der Schütze in kg (meist durch Gegengewicht ausgeglichen).

F = Fläche der Schütze in qm.

h = Druckhöhe in m.

R = Halbmesser der Rollen in m.

r = Halbmesser der Rollenzapfen in m.

f = Dichtungsfläche der Lederstreifen in m, sofern solche vorhanden sind.

t = Hebelarm der rollenden Reibung; für Eisen auf Eisen = 0,0005 für den Zustand der Bewegung.

μ_1 = Reibungsbeiwert für Zapfenreibung bei Wasserschmierung 0,2 bis 0,3. im Durchschnitt = 0,2.

μ = für gleitende Reibung etwa = 0,4 an den Dichtungsleisten.

Der Wert μf kann im allgemeinen vernachlässigt werden. Das Eigengewicht der Schütze wird meist durch ein Gegengewicht ausgeglichen, so daß nur die Reibungswiderstände der rollenden Reibung für die Bestimmung der Zugkraft zur Bewegung der Schütztafeln in Betracht kommen.

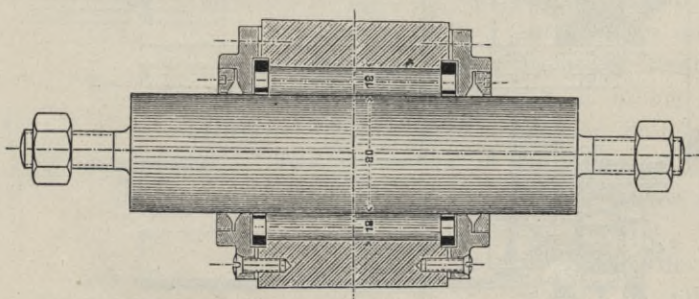


Abb. 223. Rollschütze für die Talsperre bei Markklissa.

Wie bei den Gleitschiebern, so ist es auch hier vornehmlich von Bedeutung, für μ_1 einen zutreffenden Wert in die Rechnung einzuführen. Um hierüber Aufschlüsse zu gewinnen, wurden beim Bau der Talsperre von Markklissa Versuche mit Rollschützen von 2,5 m Weite und 1,6 m Höhe,

also 4 qm Fläche auf wagerechter Bahn angestellt, die entsprechend dem größten, bei 13 m Wasserhöhe vorkommenden Druck mit 54 t belastet wurden (Abb. 222).

Die Versuche sollten die Zugkräfte feststellen, die für die Bewegung der Schütze notwendig sind bei Verwendung:

1. von Walzenlagern (s. Abb. 223). Die 80 mm starken Stahlachsen sind mit dem Rollenpaar von 350 mm Durchmesser fest verbunden und in einem Kranz kleiner Walzen von 18 mm Durchmesser aus bestem Kugelstahl gelagert.

2. von einfachen Lagerschalen aus Rotguß für die Lagerung der Rollenachsen.

Die Versuche ließen den großen Einfluß der Walzenlager auf die Verringerung der Bewegungswiderstände erkennen. Die Überwindung der letzteren erfordert bei den Rollenlagern 420 kg, bei einfachen Lagerschalen rund 2200 kg. Der Zapfenreibungsbeiwert bestimmt (μ_1) sich darnach für die oben angegebene Formel zu etwa 0,025. Es empfiehlt sich also, bei großen Schützen solche Rollenlager anzuwenden. Die Fortlassung der beiden mittleren Rollenpaare hatte eine nennenswerte Erhöhung der Bewegungswider-

stände nicht zur Folge, weder bei Rollenlagern, noch bei gewöhnlichen Lagerschalen. Die mittleren Rollen wurden daher für die spätere Ausführung fortgelassen.

Die Pressungen in σ t/qm zwischen Rollen und Schienen können berechnet werden nach der Herz'schen Formel:

$$\sigma = 0,42 \sqrt{\frac{P \cdot E}{r \cdot b}}$$

worin bedeutet

P = die Belastung des Rollenpaares in t,
 E = Elastizitätsziffer = 2200 t/qcm für Flußstahl,
 r = Halbmesser der Rollen
 b = Breite des Rollenpaares } in cm.

Für die vorerwähnten Versuche war

$P = 13,5$ t
 $r = 17,5$ cm
 $b = 14$ cm

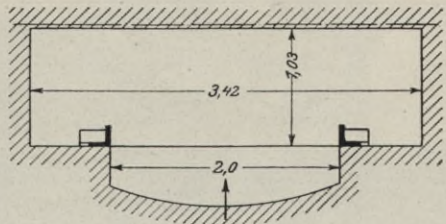
und es ergibt sich $\sigma = 0,42 \sqrt{\frac{13,5 \cdot 2200}{17,5 \cdot 14}} = 4,62$ t/qm.

Bei dieser hohen Belastung zeigten weder die Rollen noch die Laufschiene bei zweimonatlicher Belastungsdauer bemerkbare Eindrücke noch sonstige nachteilige Erscheinungen¹⁾.

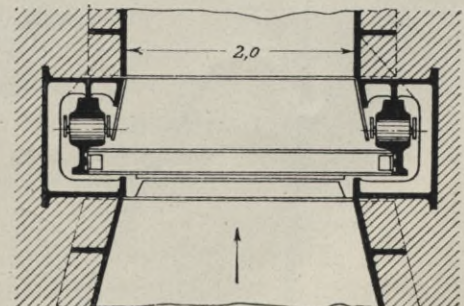
Bemerkt sei jedoch, daß die Bewegung der darnach berechneten und konstruierten Schütze unter dem vollen Wasserdruck im späteren Betrieb dem Aufwinden der Schütze außerordentlich große Widerstände entgegengesetzten. (Berechnet war, daß eine Zugkraft von 300 bis 400 kg nötig war). Das Schließen ging leicht von statten. Das Gewicht der Schütze ist durch Gegengewichte ausgeglichen²⁾. Die Ursachen dieser Erscheinung sind noch nicht genügend geklärt.

Die Rollschütze an der Stauauer bei Assuan. Es wurde schon auf S. 350 mitgeteilt, daß diese Mauer 140 Auslaßöffnungen von 2,0 zu 7,0 m Größe und 40 Öffnungen von 2,0 zu 3,50 m Größe hat. Beim höchsten Wasserstand im Becken beträgt der Druck auf die untersten Schütze 210 t. Zur leichteren Beweglichkeit ist ein Teil der Schütze auf Rollen gelegt (Abb. 205, 224 u. 225). Eine Anzahl Schütze, die nur bei niedrigen Wasserständen geöffnet werden, ist als Gleitschieber ausgebildet. Sämtliche Schütze werden von Hand mittels eines Windwerkes geöffnet, das im gewöhnlichen Betriebe von einem Manne bedient werden kann (Abb. 226). Soll dies jedoch schnell gehen, so sind vier Mann erforderlich³⁾.

Über die Betriebsbeobachtungen an dieser Stauauer (Erschütterungen, wenn die Schleusen gezogen werden) s. The Engineer Juni 1905, S. 571. Über Ausspülungen im Sturzbett Engineering Oktober 1905 und Zentralbl. d. Bauverw. 1906, S. 130.



Schnitt a-b in Abb. 205.



Schnitt c-d in Abb. 205.

Abb. 224. Rollschütze an der Stauauer bei Assuan.

¹⁾ Zentralbl. d. Bauverwaltung 1905, S. 62. Vgl. auch IV. Aufl., III. Teil, 8. Bd. dieses Handbuches.

²⁾ Zeitschr. f. Bauwesen 1908, S. 407.

³⁾ Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1904, S. 92.

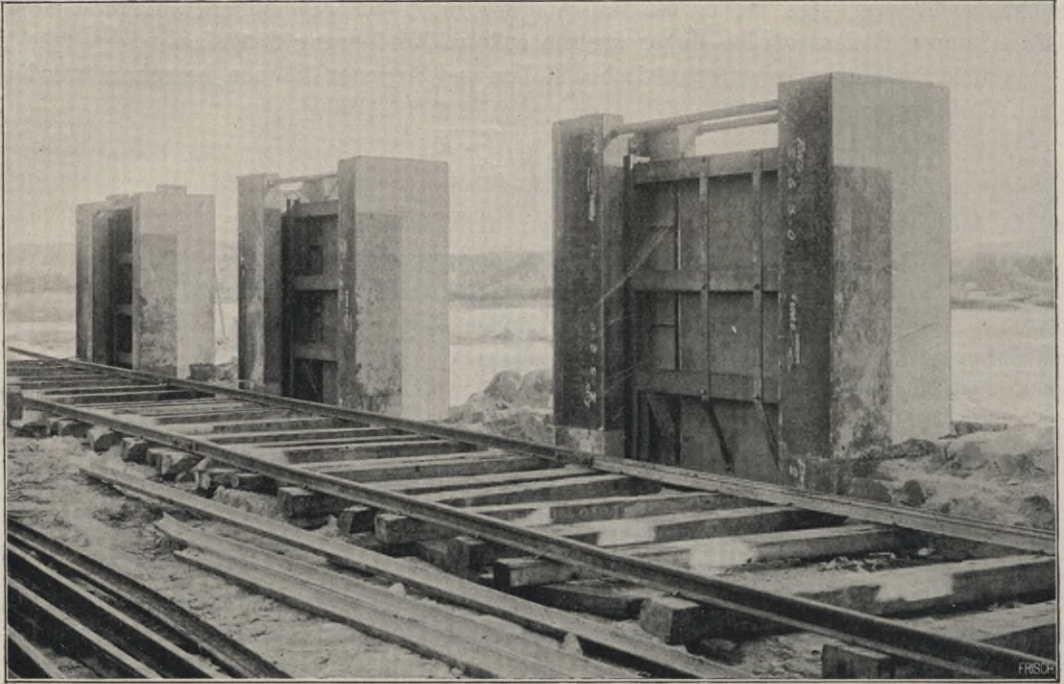


Abb. 225. Einbau der Rollschütze an der Staumauer bei Assuan.

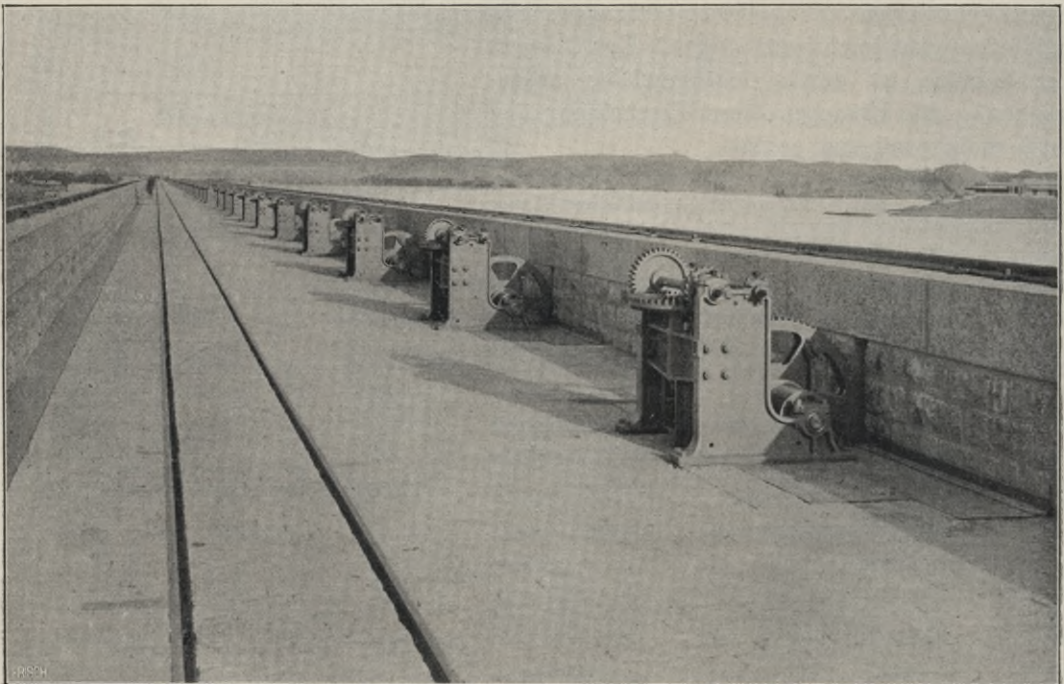


Abb. 226.

Windwerke der Rollschütze auf der Mauerkrone der Staumauer bei Assuan. Daneben Gleis für den fahrbaren Hebekran.

Die Rollschütze am Roosevelt-Damm (Salzfluß). Die Verschlüßeinrichtungen der Stollen in den Berghängen an dieser schon auf S. 5 erwähnten Talsperre in Amerika sind der Gegenstand eines eingehenden Studiums gewesen. Der Tunnel an der Roosevelt-Mauer ist 144 m lang, 4,0 m breit und 3,3 m hoch. Der Verschuß ist vorgesehen durch einen doppelten Rollschützenverschluss — der eine Verschuß für den Betriebsdienst, der andere zur größeren Sicherheit für irgendwelche Zufälle. Der größte Druck beträgt rund 7 kg/qcm. Die Schütze sind aus Gußeisen hergestellt. Ähnlich wie für die Talsperre von Marklissa wurden auch hier sorgfältige Versuche angestellt mit Rollen, die entsprechend den größten auftretenden Betriebsdrücken belastet waren. Danach wurde die Länge der Rollen bemessen. Die Schütze werden gehoben und geschlossen durch hydraulische Zylinder. Diese Zylinder werden bewegt mit Druckwasser, das einem Kraftkanal entnommen wird mit einer Druckhöhe von 60 m. Schütze- und Zylinderkammern sind in festem Fels ausgearbeitet. Diese hydraulischen Zylinder werden durch Umschalteneinrichtungen mittels Gestänge von der Mauerkronenhöhe bewegt¹⁾. So erspart man es, die großen für die Bewegung erforderlichen Kräfte auf lange Strecken zu übertragen. Alle damit verbundenen Gefahren werden auf diese Weise vermieden.

Über Rollschütze s. auch Engin. Record 1905 I S. 326.

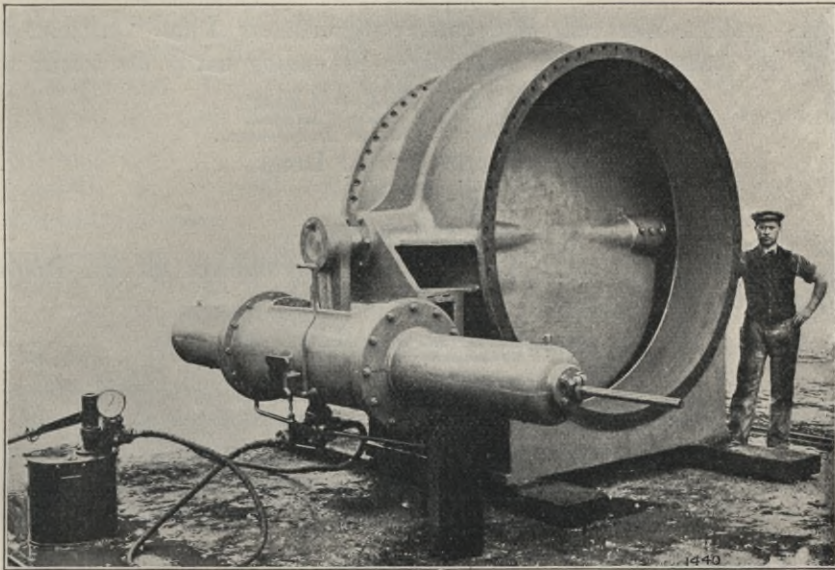


Abb. 227. Drosselklappe von 2100 mm lichte Weite für $1\frac{1}{2}$ Atm. Druck mit hydraulischem Antrieb.

4. Drosselklappen (Drehschütze).

Die Drehschütze sind Klappen, die sich um eine lotrechte oder wagerechte Achse drehen (Abb. 227). Die Klappen haben meist ungleiche Arme (8 bis 9 : 10). Der Überdruck der größeren Platte soll den festen Anschluß herbeiführen. Die Drosselklappen sind zum Abschluß von Stollen oder Rohrleitungen bei Talsperren nur vereinzelt zur Anwendung gelangt u. a. an der Bevertalsperre bei Hückeswagen (Wuppergebiet). Diese Vorrichtung hat mehrere sehr beträchtliche Mängel: die Klappen leiden unter bedeutender Undichtigkeit und sind in ihrer Betriebssicherheit durch Zufälligkeiten gefährdet. An der Bevertalsperre trat ein Bruch der Klappe ein, so daß eine umständliche, lange Zeit beanspruchende Ausbesserung nötig wurde, wobei das Becken abgelassen werden mußte. Ein ander Mal ließ sich die zweite Drosselklappe nicht schließen. Es mochte sich irgend ein treibender Gegenstand eingeklemmt haben. Es mußte wiederum das Becken abgelassen werden. Überdies sind die Ausbesserungs-

¹⁾ Journ. of Western Society of Eng., Aug. 1906.

arbeiten bei der tiefen Lage der Rohre mühsam und zeitraubend. Diese Vorkommnisse lassen erkennen, daß die Drosselklappen als Verschlüsse der Talsperrenabzugsrohre mit Vorsicht anzuwenden sind. Wenn in einem dreijährigen Betriebe, wie an dem vorerwähnten Becken geschehen, zweimaliges Leerlaufen für Ausbesserung erfolgen mußte, so ist dies ein nicht haltbarer Zustand.

Ein weiterer Nachteil der Drehschütze ist, daß sie die Durchflußöffnungen nicht vollkommen frei machen, dazu kommen die starken Bewegungswiderstände. Diese entstehen zunächst als hydrostatischer Druck, später treten hydraulische Widerstände auf. Dazu kommen die Reibungswiderstände. Allgemein wird man aussprechen dürfen, daß Drehschütze nur dort angewendet werden sollten, wo geringe Druckhöhen und kleine Abmessungen der Durchflußöffnung vorhanden sind.

Die Berechnung des Drehschützes geschieht nach der Formel:

$$M = 0,9 D (0,075 b \pm e + 0,15 d)^1,$$

worin M den größten Wert der Widerstände bezeichnet. Unter Vernachlässigung der Exzentrizität der Achse, die keine wesentliche Bedeutung hat (e bis 5 mm) wird:

$$M = 0,9 D (0,075 b + 0,15 d)$$

Hydraul. Widerstände. Zapfenreibung.

D = Hydrostatischer Druck,
 b = Klappenbreite,
 d = Zapfendurchmesser.

Die Berechnung des erforderlichen Drehmoments für ein Drehschütz mit kreisförmigem Querschnitt geschieht nach der Formel:

$$M = \underbrace{0,115 D \cdot r}_{\text{Moment der hydraul. Widerstände}} + \underbrace{0,15 D \cdot d}_{\text{Moment der Zapfenreibung}}$$

Es bedeutet darin:

D = der volle hydrostatische Druck,
 r = Halbmesser des Rohres,
 d = Zapfendurchmesser.

Diese Formel liefert zutreffende Ergebnisse, wie ein Versuch an der Bevertalsperre gezeigt hat. Es war hier

$$h = 13,5 \text{ m Druckhöhe,}$$

$$r = 0,5 \text{ m, } d = 0,05 \text{ m,}$$

$$\text{Dann ist: } D = r^2 \pi \cdot h \cdot \gamma = 0,5^2 \cdot 3,14 \cdot 13,5 \cdot 1000 = 10597 \text{ kg,}$$

$$M = 0,115 \cdot 10597 \cdot 0,5 + 0,15 \cdot 10597 \cdot 0,05 = 689 \text{ m/kg.}$$

Das Übersetzungsverhältnis des Schneckenradvorgeleges war so gewählt, daß an der Kurbel 41,5 kg Kraftanwendung erforderlich waren. Der Versuch zeigte, daß ein Mann mit großer Anstrengung die Öffnung bewerkstelligen konnte. (Zentralbl. d. Bauverw. 1899, S. 255.)

Auf die im Talsperrenbau noch wenig angewandten Segmentschütze und Glocken- (Cylinder-) ventile soll hier nicht eingegangen werden. Einige Mitteilungen hierüber finden sich im Teil III, Band 8 dieses Handbuches. Es sei bemerkt, daß das Segmentschütz zur Anwendung gelangt ist beim Bau der Lake-Cheesmann-Sperre²).

¹) Zeitschr. f. Bauwesen 1892, S. 385.

²) Zentralbl. d. Bauverwaltung 1905, S. 217 und »Proceedings« des amerikanischen Vereins der Zivilingenieure 1904, (März, Mai, Aug. u. Sept.), über Segmentwehre ferner Zentralbl. d. Bauverwaltung 1907.

Ein Glockenventil ist bei der Hemet-Talsperre in Californien eingebaut¹⁾.

Über die elektrisch betriebenen Abschlußtore an der Shoshone- und Pathfinder-Talsperre (Gewicht der 4 Tore je 4500 kg, Druck auf jedes Tor 200000 kg) s. Engineering News Jan. 1908. S. 8/10.

§ 41. Die konstruktiven Einrichtungen der Hochwasserentlastungsanlagen.

a) Allgemeine Anordnung. Es ist notwendig, die Talsperren mit Einrichtungen zu versehen, die bei gefülltem Becken den weiteren Zufluß abströmen lassen. Diese Entlastungen können sein:

1. Überfälle an einem oder den beiden seitlichen Berghängen im unmittelbaren Anschluß und im Zusammenhange mit der Mauer. Das Wasser fließt über die gemauerte Überlaufschwelle in das anschließende Gerinne, geht in einer Öffnung durch die Mauer und fällt auf einer Kaskade am Hange zu dem früheren Bachlauf im Unterwasser ab.
2. Überfall über der Mauer. Die Überlaufschwelle wird durch die Mauerkrone selbst gebildet. Das Wasser fließt auf dem Rücken der Mauer ab und wird durch ein Sturzbett aufgenommen, das die Vorflut nach dem ehemaligen Bachbett vermittelt.
3. Überfälle, die getrennt von der Sperrmauer in Einsattelungen benachbarter Berghänge liegen.
4. Abfallschächte in den seitlichen Berghängen, die in Umlaufstollen münden.
5. Stollen, die in den Berghängen zum Unterwasser führen. Die Vorflut kann nach demselben Tale gehen, in dem die Sperrmauer liegt; mehrfach finden sich aber auch Anlagen, bei denen für die Entlastung durch lange Stollen nach andern Niederschlagsgebieten Sorge getragen wurde.
6. Grundablässe als Rohrleitungen, die entweder in Stollen innerhalb der Sperrmauer oder in Stollenumläufen liegen. Diese Stollen werden bisweilen nach ihrem vollen Querschnitt für die Wasserabführung benutzt. Oft liegen in diesen auch die Entnahmerohre für den Betrieb.
7. Durchflußöffnungen im Mauerwerk der Sperrmauern.

Die Ausbildung der Entlastungseinrichtungen bei kleinen Talsperren ist keine schwierige Aufgabe, und es ist durch die bisherigen Erfahrungen erwiesen, daß die üblichen Anordnungen als zweckmäßig gelten dürfen. Es besteht hier somit ein gangbarer Weg. Noch nicht zu voller Klarheit und zum Abschluß der konstruktiven Durchbildung ist man hinsichtlich der Entlastungen der großen Sammelbecken gelangt. Diese Förderungsmittel einer verbesserten Wasserwirtschaft im Gebirge gehören im wesentlichen der neuesten Zeit an, besonders insofern dabei das Bestreben einer gesteigerten Nutzbarmachung für vielseitige Zwecke zutage getreten ist und der schwierigere Betrieb auch höhere Anforderungen an die bauliche Gestaltung stellt.

Als grundsätzlich muß betont werden, daß diese Entlastungen offen sein und sofort in Wirksamkeit treten sollen, sobald die festgesetzte Stauhöhe des Beckens erreicht ist. Man wird es im allgemeinen ausschließen müssen, den Beginn der Entlastung von der Achtsamkeit eines Wärters oder von selbsttätig wirkenden Vorrichtungen abhängig zu machen. Eine solche Betriebsgestaltung bietet nicht jene Sicherheit, die der Be-

¹⁾ J. D. Schuyler, Reservoirs for Irrigation, Water, Power and Domestic Water Supply, II. Aufl. 1908, S. 237. Über die Cylinderventilverschlüsse an der Crotonalsperre s. H. Bell et, Barrages en Maçonnerie S. 288.

deutung der Anlage entspricht. Ein Überströmen eines Dammes bei nicht wirksamer Entlastung könnte für das Bauwerk und das unterhalb gelegene Tal unabsehbare Folgen haben und auch bei den gemauerten Sperren würde, wenn zwar keine unmittelbare Gefahr vorliegt, doch eine Beunruhigung Platz greifen. Ebenso wird man alle »selbsttätigen« Schütze, Klappen u. a. m. am besten vermeiden. So richtig in der Theorie solche Vorrichtungen konstruiert sein mögen, so sehr versagen sie meist im praktischen Betriebe, oder sie werden fahrlässigerweise eingeklemmt, daß sie nicht wirksam sein können.

Es soll weiter unten erörtert werden, in welchen Fällen und unter welchen Bedingungen es zulässig und erwünscht erscheinen kann, einen Abschluß vorzusehen.

Wenn man dem Gedanken folgt, die Sperrmauer von Durchbrechungen verschont zu halten, und die Gewalt des ausströmenden Wassers abseits vom Mauerwerk sich ausstoben zu lassen, so ergibt sich eine vollständige Trennung der Entlastungsanlagen von der Talsperre und bei der Wahl zwischen seitlichen oder Mauerüberläufen wird man die ersteren vorziehen. Aber man darf nicht dem Wunsche, das Vollkommenste zu erreichen, stattgeben, ohne die Kosten in Betracht zu ziehen, und man wird hierin nur so weit gehen dürfen, als die Rücksichten auf die Betriebssicherheit das oberste Gesetz bilden. Die Anordnung der seitlichen Überfälle ist teuer. Es ist meist umfangreiche Felssprengung nötig, um Raum zu schaffen für den Überlauf und sein anschließendes Gerinne und im besonderen für den Kaskadenabfall am Berghang. Die massive Herstellung der Einläufe, die Abdeckung der Kaskade mit Mauerwerk oder Beton, ihre seitliche Einfassung u. a. m. sind kostspielig.

Immerhin muß es als ein Leitsatz gelten, die Entlastungsanlagen nach Möglichkeit zu teilen und zu dezentralisieren, um die Abmessungen der einzelnen Einrichtungen und Abzugskanäle, soweit zugänglich, klein zu halten und überdies die Angriffe der strömenden und abstürzenden Wassermassen räumlich zu trennen. Dabei sind, soweit dies mit wirtschaftlich berechtigten Mitteln erreichbar ist, die Durchgangsöffnungen auf oder in die seitlichen felsigen Berghänge zu verlegen. Die Einheitlichkeit des Betriebes der Talsperre muß dabei — soweit erforderlich — durch hydraulischen oder elektrischen Antrieb der Bewegungsvorrichtungen von einer Stelle, die hinreichende Übersicht bietet, gewahrt werden. Im einzelnen ist zu bemerken:

Seitliche Überfälle an der Mauer. Tonschiefer und Grauwackensteine leiden unter dem Einflusse der Witterung stark, wenn sie im Freien lagern und von allen Seiten diesen Einflüssen frei ausgesetzt sind. Dem Aussehen nach gute Steine werden unter solchen Umständen schon durch einen Winter stark mitgenommen. An der Talsperre an der Gileppe sind zwar die beiden gewaltigen Überläufe frei in den Felsen ausgesprengt und nicht ausgemauert und trotzdem kann man nach jahrzehntelangem Bestehen noch wenig Witterungseinflüsse an dem offen zutage liegenden Fels erkennen. Anders jedoch ist es an der Remscheider Talsperre, deren Kaskade an den Seitenwänden, nicht aber in der Sohle ausgemauert ist. Hier zeigen sich so starke Verwitterungen des Felsens, daß die Seitenmauern zum Teil ihr Fundament verloren haben. Der Fels ist ausgebröckelt und die Mauern sind unterhöhlt. Bei allen späteren rheinisch-westfälischen Talsperren sind darum auch diese Wassertreppen voll ausgemauert oder betoniert und die Ersparung der Übermauerung erscheint nur zugänglich, wo sehr wetterbeständiges Gestein vorhanden ist.

Über die abschleifende Kraft des Wassers geben Untersuchungen an den Niagarafällen lehrreichen Aufschluß. Auf Grund alter Karten und Messungen, die zum Teil bis zum Jahre 1679 zurückreichen, und neuer Ermittlungen hat man festgestellt,

daß die Abfallkante am Horseshoe-Fall im Durchschnitt der 63 Jahre von 1842 bis 1905 jährlich um 1,5 bis 1,6 m zurückgetreten ist¹⁾.

Die allgemeinen Erläuterungen über die Einrichtung der Überfälle mögen durch einige Beispiele erläutert werden, die die gekennzeichneten Unterschiede in den konstruktiven Einrichtungen erkennen lassen.

Solinger Talsperre im Sengbachtale (Abb. 27, 228 u. 229). Zur Entlastung des Sammelbeckens ist am linken Hange ein Überlauf mit anschließender Wassertreppe angelegt. Die Kronenlänge des Überlaufs beträgt 25 m und liegt in der Höhe des normalen Wasserstandes. Sollte, wie bei der statischen Berechnung zur Vorsicht angenommen wurde, der Wasserspiegel bis zur Mauerkrone steigen, so würde sich für den Überlauf 1 m Strahldicke ergeben, und das Abführungsvermögen rund 55 cbm/sek betragen, während für das Niederschlagsgebiet oberhalb der Talsperre von 11,8 qkm die größte sekundliche Abflußmenge 12 cbm kaum je erreichen wird. Zum Schutze des Überlaufs gegenschwimmende Gegenstände (Eisschollen und Baumstämme) sind eiserne Eisbrecher und Schutzbalken aus I-Eisen in 2 m Abstand angebracht (Abb. 72 u. 229). Die Kaskade hat 5 m Lichtweite bei einer Mindesthöhe der Seitenwände von 1,5 m. Der Raum ist durch Aussprengen des Felsens am Hange geschaffen worden. Der Abfall der Abtreppungen ist der natürlichen Gestaltung des Hanges möglichst angepaßt. Die Kaskade ist an der Sohle wie an den Seitenwänden mit Bruchsteinmauerwerk in Traßmörtel ausgemauert.

Die neue Croton-Talsperre für die Wasserversorgung von Neuyork. (Abb. 230 u. 231.) Der Überlauf zieht sich am rechten Berghange 300 m lang hin und hat seine Vorflut nach einem aus dem Fels ausgearbeiteten Kanal. Auf die ersten 75 m von der Sperrmauer liegt die Überlaufkronen 6,0 m tiefer als die Dammkronen, im übrigen Teil 4,80 m unter der Mauerkronenhöhe. Die Höhe des Überlaufs an der Mauer beträgt 4,5 m über der Sohle des Ablaufgerinnes, am oberen Ende 3 m, so daß das Gerinne ein durchschnittliches Gefälle von 1 : 7 hat. Die Gesamthöhe der Sperrmauer von der Gründungssohle ab ist 89 m. Die Rückseite des Überlaufs ist treppenförmig ausgebildet, um den Absturz des Wassers zu brechen. Der Kaskadenabfall wird von einer eisernen Bogenbrücke von 60 m Spannweite überspannt (Abb. 232).

Zur Beurteilung dieser Einrichtungen sei bemerkt, daß das Niederschlagsgebiet der neuen Croton-Talsperre 963 qkm, der Stauinhalt des Beckens 114 Mill cbm beträgt. Die größte Abflußmenge in 24 Stunden wird zu 5,7 Mill. cbm angegeben; das ist auf die Sekunde berechnet 66 cbm. Die Wasseroberfläche des Beckens ist 13,7 qkm groß.

An Betriebseinrichtungen sind an der Talsperre ferner zwei Schieberhäuser mit den nötigen Abflavorrichtungen vorhanden.

Am Fuße der Kaskade ist eine 75 cm starke Betondecke eingebracht, während die Kaskade selbst mit Steinquadern von großem Gewicht — es werden bis 10 t angegeben — die überdies auf der Unterlage verankert sind, befestigt ist. Über die Haltbarkeit dieser Steinanker sind Versuche angestellt, worüber im Eng. Rec. vom Jan. 1906 berichtet wird²⁾. Im linksseitigen Schieberhause sind Entnahmestollen in verschiedenen Höhen vorhanden. Das Wasser wird hier in die vom alten Croton-Damm kommende Leitung geführt. Dieser letztere Damm liegt etwa 7 km oberhalb der neuen Mauer. Von da ab fließt das Wasser der Stadt Neuyork zu. (Abb. 8). Die Trinkwasserentnahme geschieht außerdem durch eine neuerbaute Zuleitung, die am linken Hange einige Kilometer oberhalb der neuen Mauer vom Becken abzweigt. In beiden Schieberhäusern an der Mauer sind Entleerungsrohre vorgesehen³⁾.

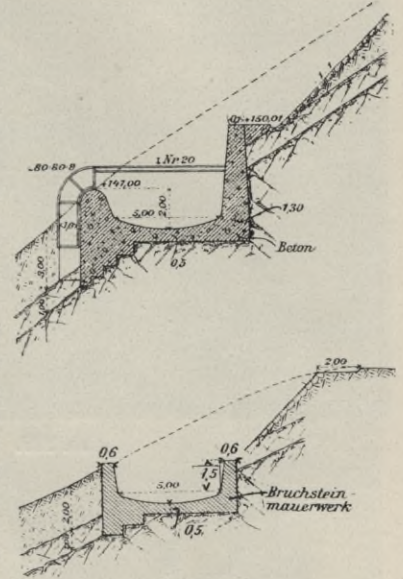


Abb. 228.
Schnitt durch Überlauf mit Eisbrecher und durch die Kaskade der Solinger Talsperre.

1) Scientific American Supplement v. 20. 4. 1907, s. auch des Verfassers Schrift: Die Ausnutzung der Wasserkräfte, II. Aufl. 1908, S. 581.

2) Auszug Zentralbl. d. Bauverwaltung 1906, S. 433, s. auch Scientific American v. 25. 8. 1906.

3) Engineering Record, März 1906. The Engineer, April/Mai 1907.

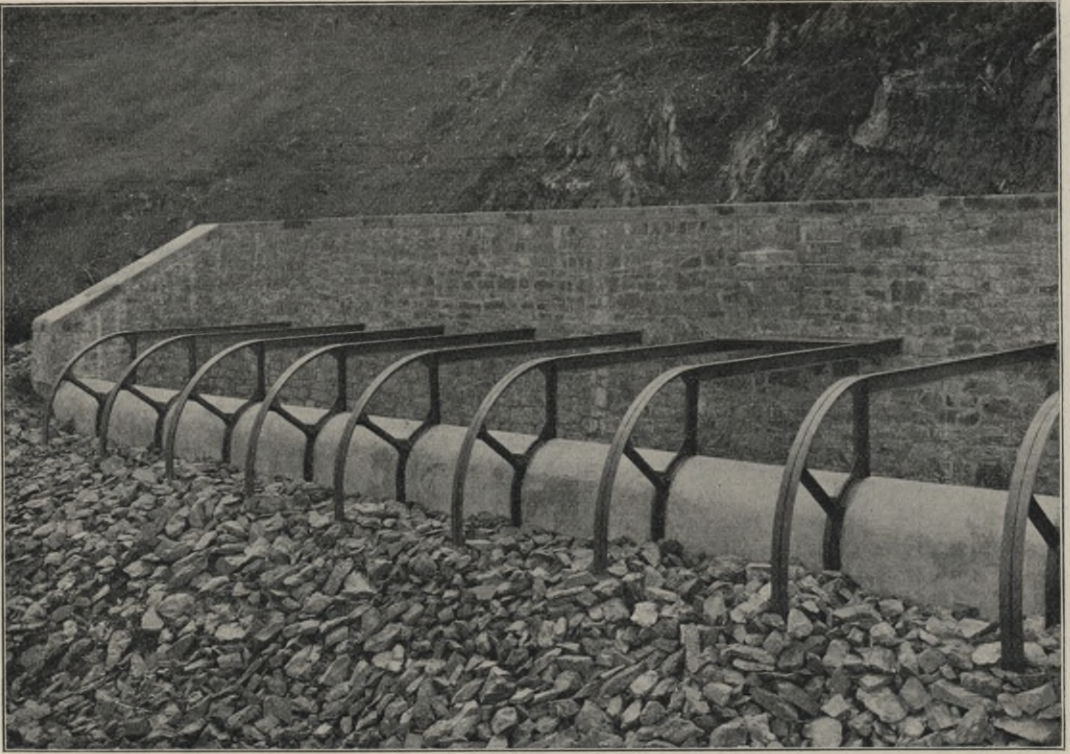


Abb. 229. Eisbrecher am Überlauf der Solinger Talsperre.

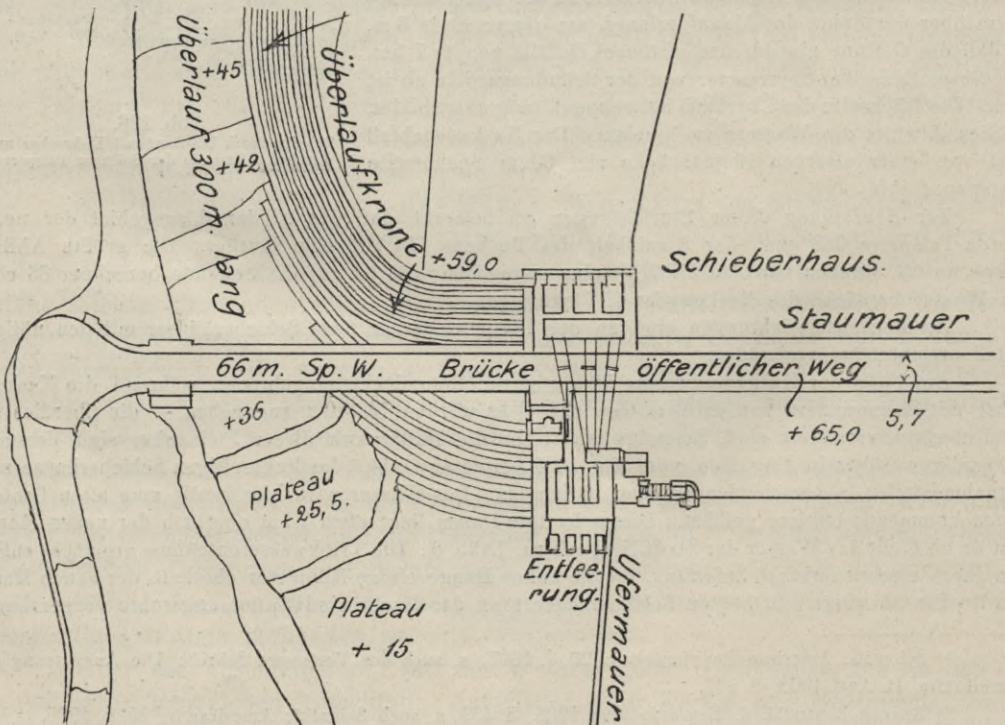


Abb. 230. Überlauf am rechten Hange der Croton-Talsperre.

Der Überfall über der Mauer verursacht keine eigentlichen Mehrkosten. Diese Einrichtung erscheint für kleinere Anlagen mit mäßiger Überströmungshöhe, die weder auf den Mauerrücken einen zu scharfen Angriff ausübt, noch für die Befestigung des Sturzbettes ungewöhnliche Aufwendung nötig macht, durchaus zweckmäßig. Es wird nur erwünscht sein, die Mauerfläche mit ausgesuchtem Material — ohne daß daran zu weitgehende Ansprüche gestellt werden sollten — zu verkleiden und bei häufiger und



Abb. 231. Überlauf mit anschließender Kaskade an der Croton-Talsperre.

andauernder Überflutung der Mauer noch darunter eine Entwässerung, wie sich solche an vielen Sperren an der Wasserseite findet, in Gestalt kleiner Rohre anzuordnen, um das etwa eingedrungene Sickerwasser abzuleiten. So darf es nicht wundernehmen, daß bei vielen neueren deutschen Anlagen die Entlastungen auf die Mauer selbst verlegt sind. Aber man wird von den Überfällen auf der Mauerkrone nur bis zu einem gewissen Grade Gebrauch machen dürfen, soweit dies die Sicherheit gegen Unterspülen am Mauerfuß zuläßt. Man sollte daher in der Bemessung der Höchstmengen vorsichtig sein. Es erscheint als ein unmögliches Unterfangen — wenigstens insofern zweckmäßige und wirtschaftlich berechtigte Maßnahmen Anwendung finden sollen —, Abflußmengen von 800 bis 1000 cbm sekundlich und mehr bei gefülltem Stauraum



Abb. 232. Brücken über den Überfall und die Kaskade der Croton-Talsperre.

einfach über die Mauer abströmen zu lassen, die Talsperre gleichsam als ein hohes Wehr auszubauen. Wer derartiges unternimmt — und man hat, wenigstens in Entwürfen, versucht, sich in dieser Weise der Aufgabe zu entledigen —, hat sich wohl kaum ein klares Bild davon gemacht, was es heißt, diese Fluten mit einer Strahldicke von 2 m und mehr um 40 bis 50 m auf dem Mauerrücken abstürzen zu lassen. Dabei entwickeln sich Angriffskräfte, denen selbst das stärkste und bestbefestigte Sturzbett nicht gewachsen ist. Einer Wassermenge von 1000 cbm/sek bei 50 m hohem Abfall entspricht eine rohe Arbeitsleistung von rund 670000 PS., deren Kraftäußerung sich auf eine Sturzbettlänge von 150 bis 200 m, wie sie bei den Talsperren zur Verfügung zu stehen pflegt, verteilen würde. Wollte man das Wasser in dieser Weise auf dem Mauerrücken abströmen lassen, so würde der Angriff mindestens ebenso bedenklich erscheinen wie in einem senkrechten Abfallschacht, und zwar besonders dann, wenn außerdem noch in

Nutzwasserhöhe der Abfluß durch die Mauer stattfinden sollte, so daß eine vereinte Kraftäußerung auf der Talsohle entstehen müßte.

Nach den Gesetzen über den hydraulischen Druck und das Arbeitsvermögen frei fließender Strahlen berechnet der Stoß der Wassermassen im vorliegenden Fall nach

$$P = (1 - \cos \alpha) \frac{v}{g} \cdot Q \cdot \gamma.$$

worin α der Neigungswinkel des Abfallrückens ist. Die Geschwindigkeit des Absturzes bei 50 m Gefallhöhe beträgt unter der Annahme, das 10 v. H. durch Reibung am Mauerrücken und an der Luft verloren gehen, rund 28 m. Für 1000 cbm/sek ergibt sich bei 150 m Überfalllänge die Aufschlagbreite (Strahldicke am Mauerfuß) zu $\frac{1000}{28 \cdot 150} = 0,24$ m. Es sei $\alpha = 52^\circ$. Dann berechnet sich die Gesamtstoßkraft

$$P = (1 - 0,62) \frac{28}{9,81} \cdot 1000 \cdot 1000 = 1083000 \text{ kg}$$

und der Stoß auf die Einheit zu

$$\sigma = \frac{1083000}{\frac{24}{\sin 52^\circ} \cdot 15000} = \sim 3,0 \text{ kg/qcm.}$$

Es ist dies ein zusätzlicher Druck zu der hier an sich auftretenden Beanspruchung des Untergrundes durch die Talsperre. Dazu kommen die dynamischen Wirkungen des wechselweisen Angriffs eines fallenden Wasserstrahls und der Strudelbildungen.

Über die Wirkung großer, hoch abstürzender Wassermassen an Wehrüberfällen fehlen uns noch genügende Erfahrungen. Einige Vorgänge lassen erkennen, daß hier die Gefahr von Ausrissen im Fels sicherlich vorliegt. Es sei neben den in § 42 erwähnten Vorgängen in Markklissa verwiesen auf die Ausspülungen im Felsbett unterhalb der Talsperre bei Assuan (s. S. 350), aus der das Wasser durch Schütze in Höhe der Talsohle — also ohne Absturz — ausgelassen wird. Außerordentlich starke Ausspülungen mußten hier durch eine festgegründete kostspielige Mauerabdeckung ersetzt werden. Andererseits muß hervorgehoben werden, daß am Niagara große Massen dauernd auf 50 m Höhe zum Absturz gelangen und daß dort der unbefestigte Kalkstein — allerdings durch ein Wasserpolster geschützt — widersteht, wenn zwar eine durch nichts zu verhindernde allmähliche Abschleifung bemerkbar ist¹⁾. Immerhin wird man die Grenze bei einigen hundert Kubikmetern Überlaufmenge in der Sekunde suchen und eine Strahldicke von 50 cm bei größerer Fallhöhe kaum überschreiten dürfen. Man wird bei geräumig bemessenen Schutzbecken dieses Maß vielleicht um einiges höher zulassen dürfen. Es spricht hier dafür der Umstand, daß die Spitze der Hochflut schon stark zurückgegangen sein wird, wenn das Überströmen beginnt. Es findet also nur ein sehr seltenes Fließen statt. Dabei wird man den Angriff möglichst abzuschwächen suchen durch Anlage eines ausreichend tief bemessenen Wasserpolsters (Abb. 233, 239 u. 247).

Meine Darlegungen über diesen Gegenstand im Zentralblatt der Bauverwaltung 1909, S. 189 haben zu weiteren Erörterungen hierüber, im besonderen über die Zulässigkeit größerer Strahldicken geführt, s. Zentralbl. der Bauverwaltung 1909, S. 331, 1910 S. 76, 481. Meine Entgegnung s. in diesem Blatt 1910, S. 530; ferner vgl. 1910, S. 572.

Betrachtungen über Wasserpolster am Fuß der Talsperren befinden sich an vorstehend angegebenen Stellen sowie in der Österr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baud. 1907, S. 520.

Die Talsperre der Stadt Nordhausen a. Harz (Taf. I u. Abb. 234 u. 235). Die Hochwasserentlastung ist auf die Mauer verlegt und besteht aus 2 Überläufen nächst den beiderseitigen Berghängen. Der Berechnung ist eine Abflußmenge von 1,2 cbm/sek vom qkm zugrunde gelegt,

¹⁾ Weitere Beispiele dieser Art hat der Verfasser im Zentralbl. d. Bauverw. 1910 S. 530 angegeben.

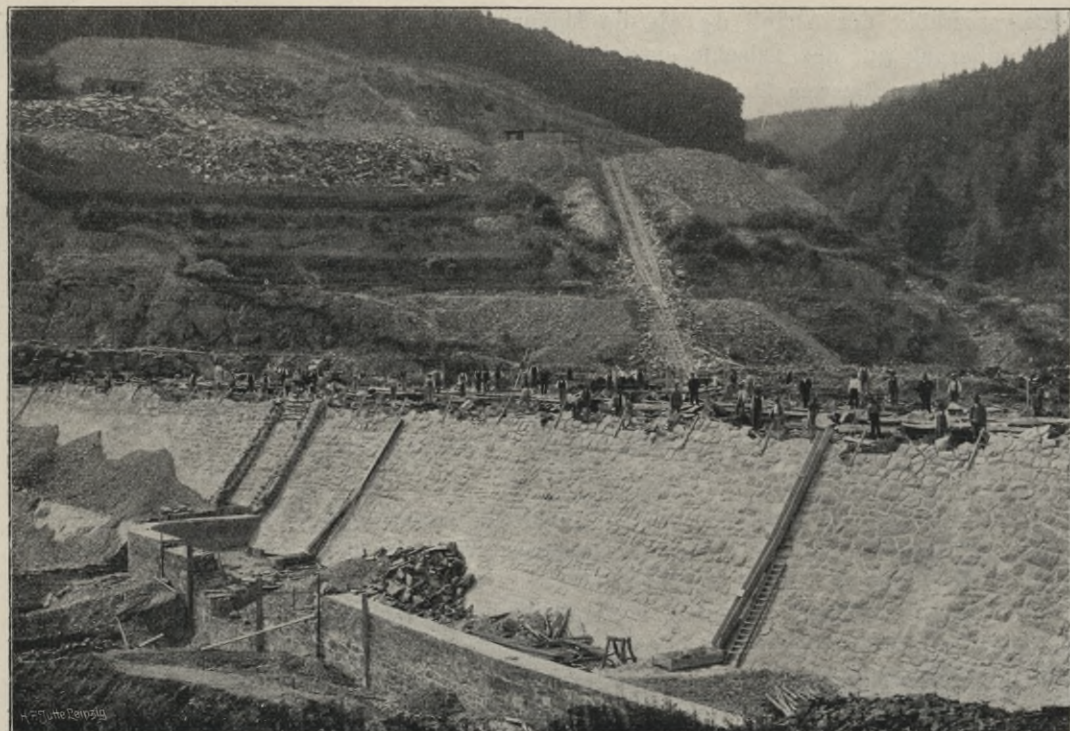


Abb. 233. Wasserpolder am Fuß des Mauerüberlaufs der Mescheder Talsperre.

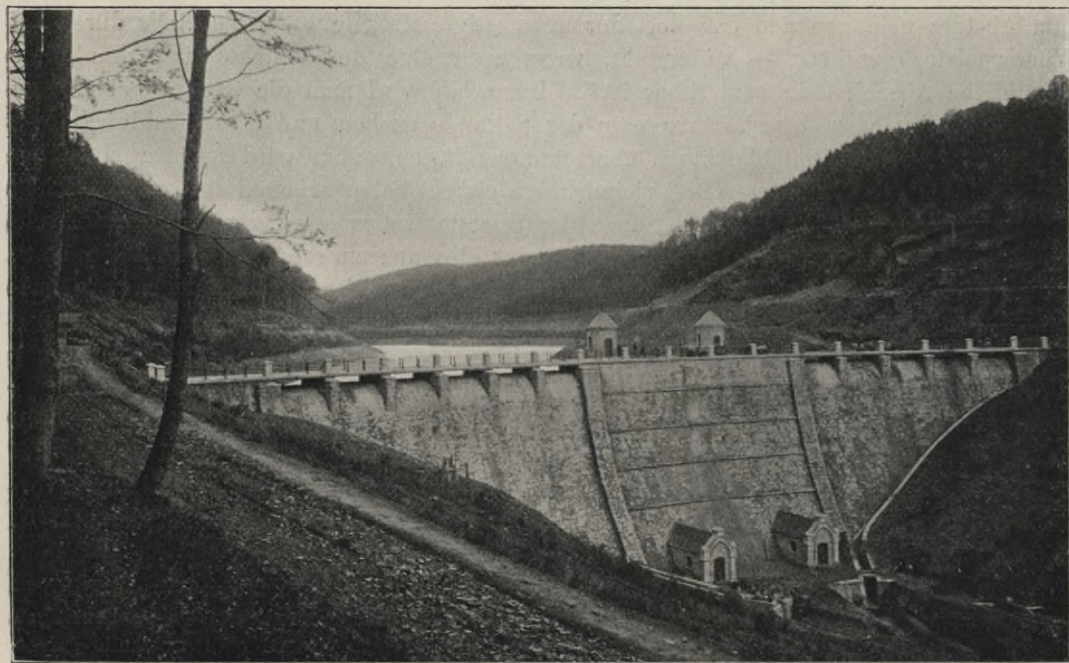


Abb. 234. Hochwasserüberlauf der Talsperre der Stadt Nordhausen a/Harz. Ansicht von Unterwasser.

die als der größte Hochwasserabfluß gelten darf. Die Öffnungen haben 5 m Breite. Als Überbrückung der Öffnungen ist eine Eisenbetondecke ausgeführt, die als Fahrbahn mit Gußasphaltpflichtung ausgebildet ist. Die Wölbung des Überfalls ist in Bruchsteinmauerwerk mit Zementtraßmörtel ausgeführt. Das überströmende Wasser wird am Fuße der Mauer in einer gepflasterten Rinne mit Betonunterlage gesammelt, die zum ehemaligen Bachbett führt. Unter der Überlauffläche liegt in 1 m Entfernung von der Außenseite ein Entwässerungssystem aus Drainageröhren von 5 cm l. W., um etwaiges Sickerwasser unschädlich abzuführen. Es sei bemerkt, daß bei der Solinger Talsperre (Überfall am Hange) die Abführung des größten Hochwassers eine Überlaufhöhe von 30 cm bei der Nordhauser Sperre die größte Strahldicke 17 cm beträgt, im letzteren Falle bei einer Länge der beiden Überfälle von zusammen 55 m. Hätte man den Überfall kürzer gemacht, so wäre die Strahldicke größer geworden und die Mauerkrone hätte höhergelegt werden müssen. Auch hätte dann das Sturzbett wesentlich stärker befestigt werden müssen. Aus beiden Umständen ergeben sich nicht unwesentliche Mehrkosten.

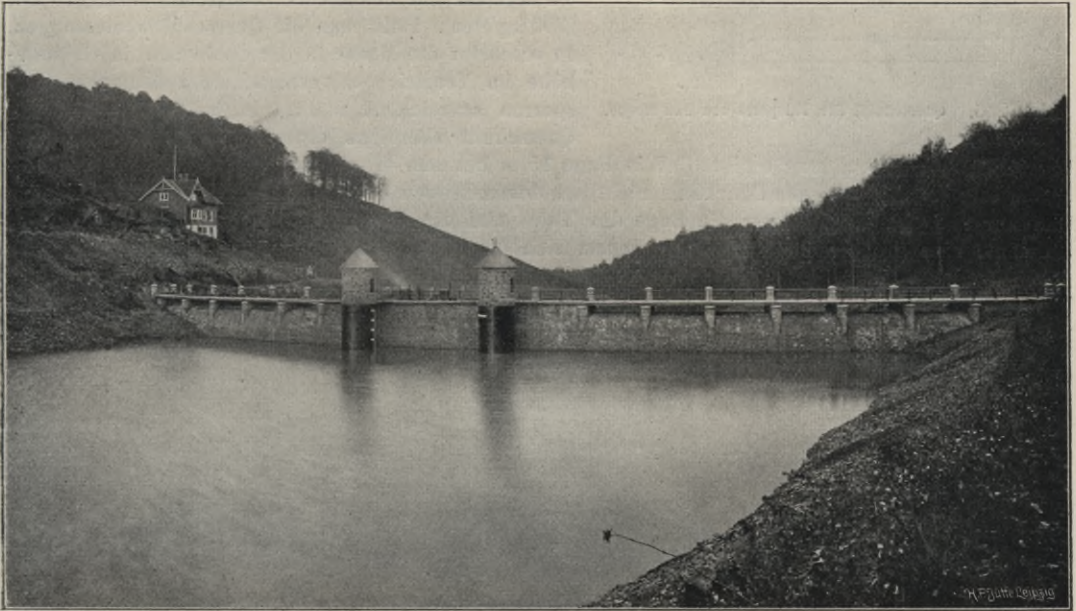


Abb. 235. Hochwasserüberlauf auf der Mauerkrone an der Talsperre der Stadt Nordhausen a/Harz. Ansicht vom Becken.

Die Talsperre von San Roque in Argentinien. Die Einzelheiten der Sperrmauer sind aus Abb. 236 bis 238 ersichtlich. Die Mauerhöhe über Gelände beträgt 37 m, die Gesamthöhe 52 m. Die Mauerstärke in Geländehöhe ist 29,5 m. Ein Mauerklotz von 44,85 m Breite bildet die Gründung in der Talsohle. Die Talsperre ist im Grundriß gerade angelegt, obwohl die tief- und steilabfallenden Granitwände der Bergschlucht bei nur 123 m Mauerkronenlänge die Bogenform begünstigen und diese zum mindesten eine erhöhte Standsicherheit geschaffen hätte. Das Mauerwerk ist in hydraulischem Kalkmörtel hergestellt und an der Wasserseite ein 10 cm starker Verputz aus Zementmörtel aufgebracht. Zu beiden Seiten des mittleren Mauerstückes sind zwei Überfälle von 28,1 m Länge für die Hochwasserentlastung angeordnet.

Bemerkenswert ist dieses Bauwerk durch einige Vorgänge im Betriebe geworden. Gleich nach der Inbetriebsetzung der Talsperre traten Erscheinungen auf, die für ihre Standsicherheit Beunruhigung hervorriefen. In den Sandauslässen wurden einige hundert Kubikmeter Mauerwerk ausgespült. Die Mauer zeigte außerdem Durchlässigkeit und Risse in der äußeren Putzschicht. Die Schäden wurden ausgebessert und hatten keine weiteren Folgen. Im April 1903 trat bei einer außergewöhnlichen Hochflut eine Überströmung der Überläufe um 2,30 m ein. Abb. 237 läßt die bei dieser Flut unterhalb der Überläufe eingetretenen Ausspülungen erkennen. Die Mauer hat also einer kräftigen Beanspruchung Widerstand geboten und man hätte meinen sollen, daß die Konstruktion hinreichend sicher sei. Nichtsdestoweniger sind die Gerüchte über die nicht genügende Standsicherheit

des Bauwerks niemals verstummt, und diesen Folge gebend, berief die argentinische Regierung im Jahre 1906 einen Ingenieurausschuß zur eingehenden Untersuchung der Talsperre. Diese örtliche Prüfung hatte im wesentlichen folgendes Ergebnis; Maueraufbrüche an der Wasserseite erwiesen, daß der Mörtel arm an Bindestoffen ist. Die damit vorgenommenen Proben ergaben eine größte Druckfestigkeit von 9 kg/qcm, die allerdings als außerordentlich gering auffällt. Der Mörtel an der Luftseite war besser erhärtet. Der Verputz an der Wasserseite der Mauer befand sich in gutem Zustande.

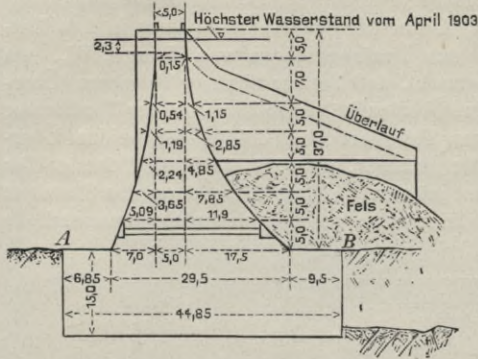


Abb. 236. Querschnitt der Talsperre von San Roque.

Die rechnerische Untersuchung ließ erkennen, daß bei einem Wasserstande, wie er im April 1903 vorhanden war, d. i. 35,3 m über der Grundplatte *AB*, in der Fuge 15 m (Abb. 236) Zugbeanspruchungen von 0,4 kg/qcm im Mauerwerk auftreten (Mauergewicht 2300 kg/cbm). Prüft man die Querschnittabmessungen, so erscheint die Mauer in der Sohle und in Gelände-höhe im Vergleich mit ausgeführten deutschen Talsperren ausreichend stark. In halber Höhe ist der Querschnitt allerdings etwas knapp bemessen. Eine

überschlägliche Berechnung ergibt, daß in Fuge 15 m bei dem Wasserstande 35,3 m das Breitenmaß 13,3 m sein müßte, wenn die Drucklinie nicht aus dem mittleren Drittel heraustreten soll. Vorhanden sind nur 12,09 m. Wenn zwar die Enge des Tales und die starken, als Widerlager ausgebildeten Überläufe eine große Sicherheit bieten, indem sich die Bogenwirkung auch ohne äußere Bogenform

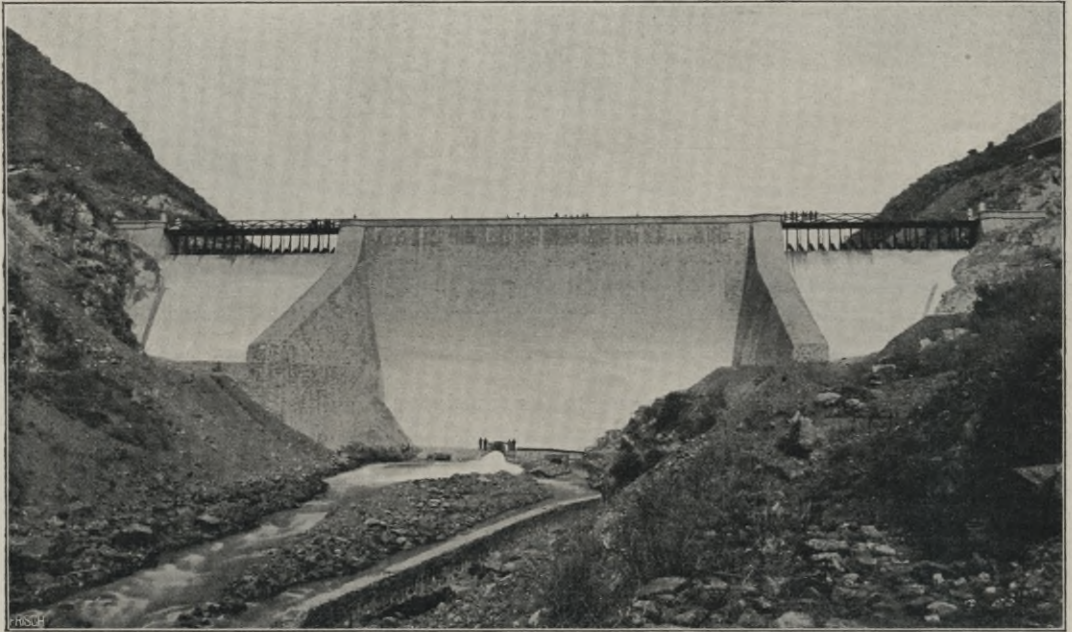


Abb. 237. Ansicht der Talsperre von San Roque (von Unterwasser gesehen).

entfalten kann, so schien es der untersuchenden Kommission bei der Geringwertigkeit des angewandten Mörtels doch geraten, einige Abänderungen in Vorschlag zu bringen, und zwar umso mehr, als es nicht ausgeschlossen ist, daß der Wasserstand vom Jahre 1903 in ungünstigem Falle überschritten werden kann.

In erster Linie sollten Zugspannungen im Mauerwerk ausgeschlossen werden. Da ein Umbau zur Verstärkung der Mauer in der kurzen Zeit bis zur nächsten Regenperiode nicht möglich war, beschränkte man sich auf eine Tieferlegung der Überläufe durch Abbruch des Mauerwerks, um zu verhindern, daß der Wasserstand im Becken sich über jene Höhe erhebt, bei der die Zugspannungen

beginnen. Dieser Wasserstand liegt 34,7 m über Geländehöhe (AB). Nach der Hochflut vom April 1903 wird als höchste sekundliche Überlaufmenge 1000 cbm sekundlich angenommen. Dafür ergibt sich eine Strahldicke von etwa 4,5 m. Die Überlaufschwelle mußten danach bis auf 30,2 m oder um 2,8 m abgetragen werden. Zur Vorsicht ist dieses Maß jedoch auf 3,4 m erhöht worden. Zur weiteren Sicherheit sollten die drei unteren, im Mauerwerk liegenden Stollen durchweg mit Futterrohren und gut arbeitenden Verschlüssen versehen werden.

Die Tiererlegung der Überläufe hat eine wesentliche Verkleinerung des Stauraumes und damit eine Beeinträchtigung der Wirtschaftlichkeit der Anlage zur Folge. Auch ist klar, daß die Hochwasseranschwellungen im Strombett unterhalb der Talsperre häufiger eintreten werden. Man hat daher für später in Aussicht genommen, den Beckeninhalt durch Aufhöhung und Verstärkung der Mauer in der früheren Größe wiederherzustellen oder noch darüber hinaus durch weiteren Aufstau um 3 m ein Mehr von 50 bis 60 Mill. cbm Aufspeicherungsraum zu schaffen, um die Kosten der Mauerverstärkung wirtschaftlich zu gestalten.



Abb. 238. Die Talsperre von San Roque in Argentinien mit ihren Betriebseinrichtungen: zwei seitliche Sandauslässe, in der Mitte die Nutzwasserentnahme. Zur Hochwasserentlastung zwei seitliche Überfälle von je 28,1 m Länge.

Bei der Waldecker Talsperre (Abb. 239 u. 240) findet die Hauptentlastung bei Hochwasser ebenfalls durch einen Überlauf auf der Mauerkrone statt. Der Überfall hat eine Länge von 152,5 m und kann bei einer Strahldicke von 1,50 m 650 cbm/sek. abführen. Da die ungewöhnlichen Hochfluten in den Wintermonaten (1. Nov. bis 1. Febr.) eintreten und in dieser Zeit ein Schutzraum von 30 Mill. cbm im Becken frei gehalten wird, wird der Überfall nur in seltenen Ausnahmefällen, bei vollständigem Versagen der Bedienung in dieser Höhe von 1,5 m überströmt werden.

8 Entlastungsrohre von 1,35 m l. W. in der Mauer führen die im regelmäßigen Betriebe zu erwartende Hochwassermenge von 250 cbm/sek. ab. Auf diese Abflußmenge von 250 cbm wird die größte, bisher bekannte Hochflut von 900 cbm/sek. durch die zurückhaltende Wirkung des 202 Mill. cbm großen Beckens verringert. Immerhin ist die Gesamtentlastung so bemessen, daß die Grundablaßrohre (250 cbm) und der Überlauf (650 cbm) den größten Abfluß beherrschen. Unterhalb des Absturzes ist ein Wasserpolster von 6 m Tiefe angeordnet. Neben diesen Ablaßvorrichtungen sind noch 14 Notauslässe vorgesehen, die 14,8 m unter der Mauerkrone liegen und für gewöhnlich geschlossen sind. Bei einem Wasserstand von 9,8 m unter Mauerkrone geht die Drucklinie der Mauer durch die

Mitte des Querschnittes, so daß im Gefahrfalle ein Kippmoment nicht entsteht. Bei diesem letzteren Wasserstand vermögen rechnerisch die Grundablässe 231 cbm/sek., die Notauslässe 669 cbm/sek. abzuführen, so daß auch in diesem Falle die Hochflut von 900 cbm/sek. abfließen kann¹⁾.

Abfallschächte. Mit der Beschränkung der Abflußmenge auf einige hundert Kubikmeter sekundlich kann für die Hochwasserentlastung in Mauerkronenhöhe auch der Abfallsschacht in Betracht kommen. Diese Art hatte Intze als einen seiner letzten Pläne für die Schutzbeckenanlage von Mauer in Schlesien vorgesehen. Die Leistung des Schachtes sollte bei 50 m Absturzhöhe etwa 500 cbm/sek. betragen; er ist jedoch nicht zur Ausführung gekommen. Die hohe Absturzhöhe engt das Verwendungsgebiet solcher Schächte sehr ein, hier noch mehr ein, wie bei der Entlastung in Nutzwasserhöhe,

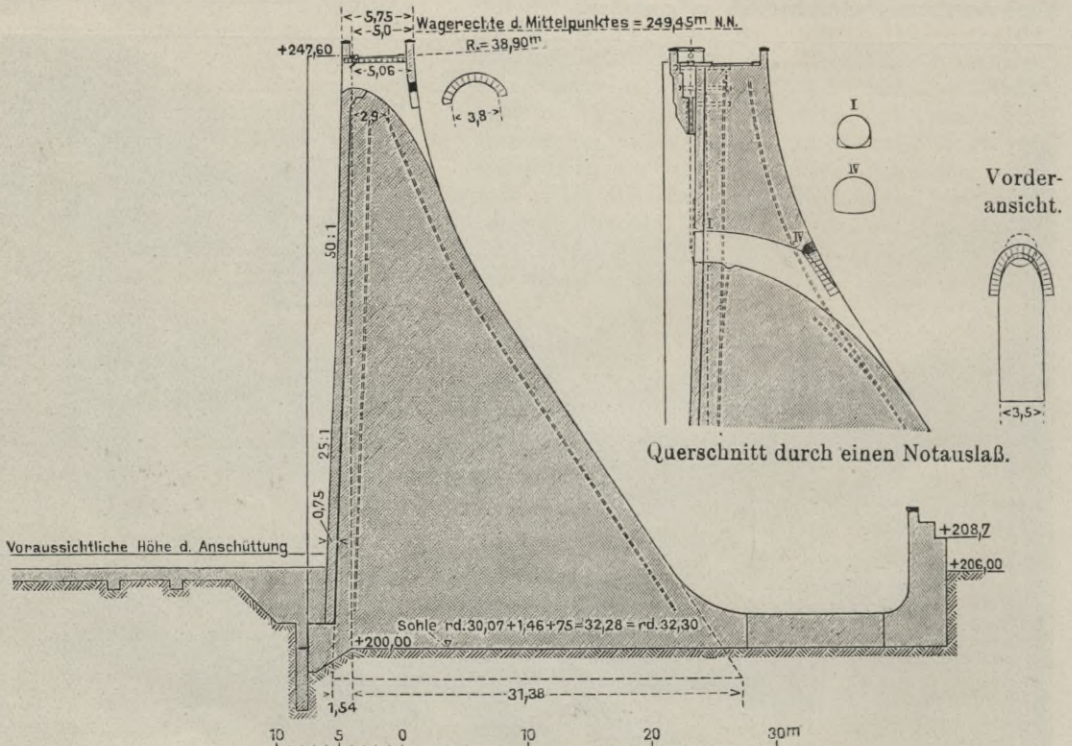


Abb. 239. Querschnitt und Sturzbett der Waldecker Talsperre.

und sie werden meist nur in sehr festem Gestein und für mäßige Wassermengen in Frage kommen. An der Talsperre von Marklissa sind solche Abfallschächte in Höhe des gefüllten Beckens für die reichlich bemessene Leistung von 214 bzw. 400 cbm/sek. bei 40 m Fallhöhe ausgeführt. Wesentlich günstiger gestaltet sich die Sachlage, wenn auch hier der Überlauf nach einem schräg zur Talsohle geneigten Stollen Vorflut hat. Dieser Abfluß kann nach demselben Tal erfolgen, in dem die Sperrmauer liegt. Mehrfach aber finden sich auch Anlagen (Chagresdamm am Panamakanal), wo die Entlastung durch lange Stollen in andere Niederschlagsgebiete geht.

Die Abfallschächte werden zweckmäßig oberhalb der Sperrmauer, d. h. in dem dem Staubecken zugewendeten Teile der Berghänge angeordnet. Für den Bau der

¹⁾ Wasserbau. Weltausstellung Brüssel 1910. Veranstaltet vom Kgl. Preuß. Ministerium der öffentl. Arbeiten 1910; ferner Zentralbl. d. Bauverw. 1911 S. 326.

Möhnetalsperre war anfänglich der Schieberschacht am linken Hange rund 100 m unterhalb der Sperre geplant. Auf dieser Strecke würde der Stollen unter dem vollen Druck des gefüllten Beckens gestanden haben, wodurch unnötiger Weise eine Gefahrstelle für Durchsickerungen in den Felswänden geschaffen wäre, selbst bei bester Abdichtung der Stollenwände. Auf Vorschlag des Verfassers dieser Schrift wurde nach Maßgabe der ministeriellen Prüfungsbemerkungen der Schieberschacht nach der Wasserseite verlegt und ist in dieser Lage zur Ausführung gekommen.

Als Beispiel sei auf die weiter unten (S. 404) beschriebene Talsperre von Marklissa hingewiesen.

Überfälle, getrennt von der Sperrmauer, in den Einsattlungen benachbarter Berghänge. Wo es die Gelände verhältnisse gestatten, sollte man sein Augenmerk darauf richten, Einsattlungen in den das Becken umrahmenden Berghängen für die Wasserableitung zu verwerten. Die Neigung der Amerikaner, alle diese Betriebseinrichtungen von dem Mauerkörper der Talsperre fernzuhalten, hat mehrfach zu praktischer Betätigung geführt, u. a. an der Lake-Cheesman-Talsperre der Stadt Denver (Col.). In Deutschland ist die Urfttalsperre zu nennen, bei der auf dem rechtsseitigen Berggrat ein Überfall für eine Abströmung von etwa 180 cbm/sek. angelegt ist.

Bei der Talsperre im Bystrickatale in Böhmen (erbaut 1907) liegt die Kaskade ebenfalls in größerer Entfernung von der

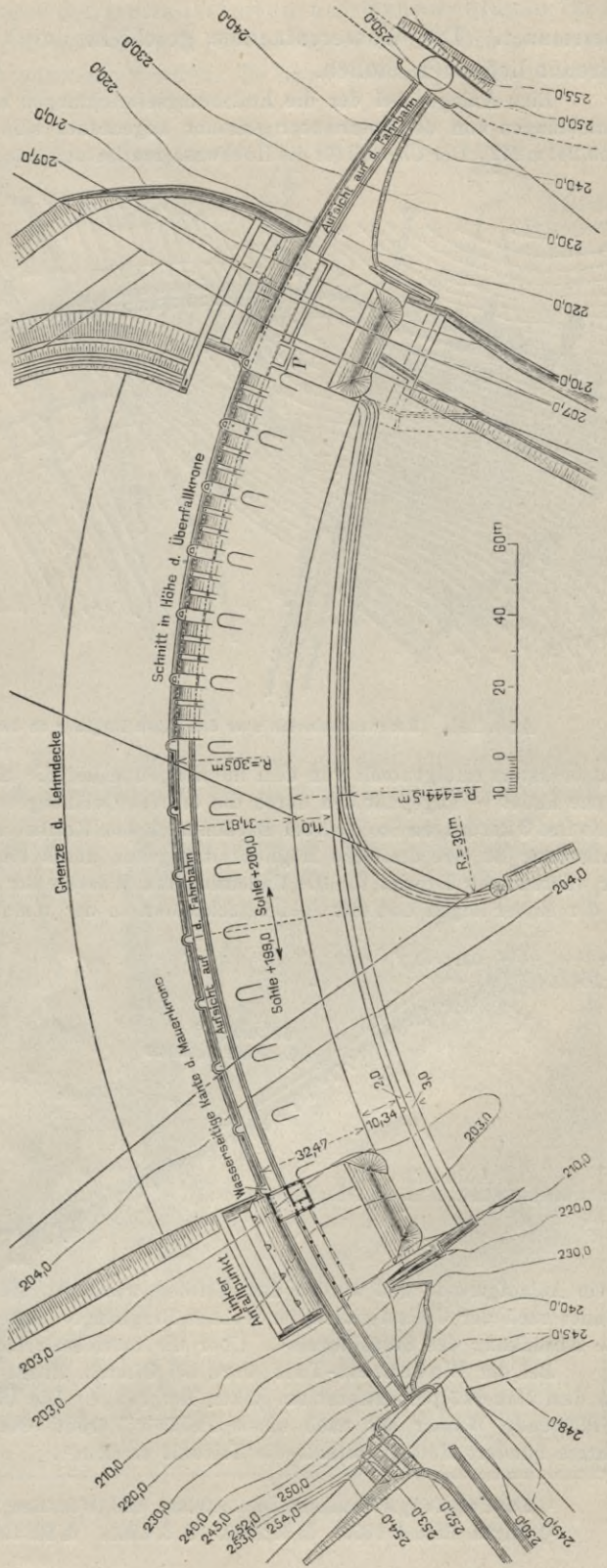


Abb. 240. Lageplan der Waldecker Talsperre.

Sperrmauer. Die Wasserentnahme geschieht durch Rohre in einem von der Mauer getrennt liegenden Stollen.

Eine Anlage, bei der die Entlastungseinrichtungen und zum wesentlichen auch die Betriebs-einrichtungen von der Sperrmauer getrennt angeordnet sind, ist die Urfttalsperre in der Eifel (Abb. 241 u. 242). Der Überfall für die Hochwasserentlastung ist auf den rechtsseitigen Berggrat verlegt, der

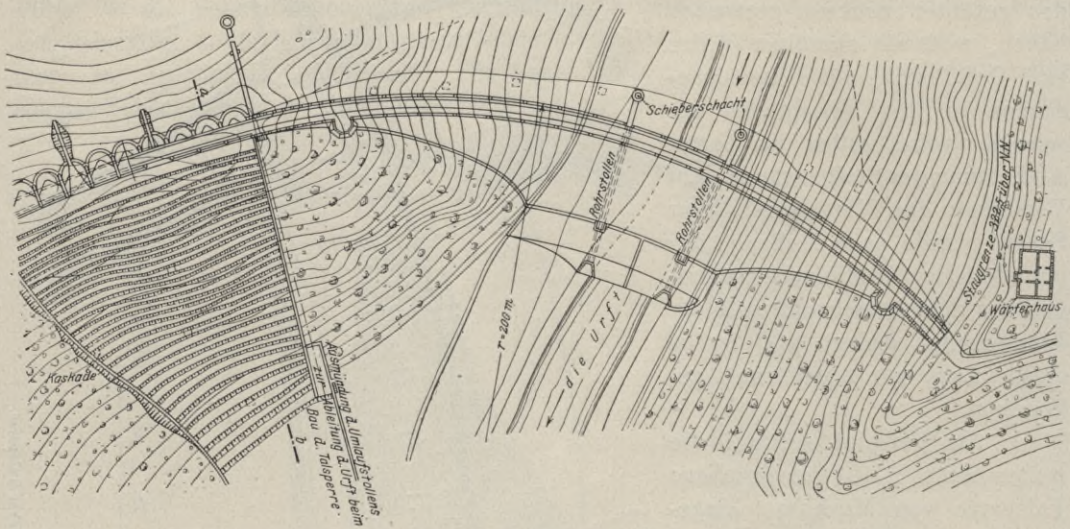


Abb. 241. Hochwasserüberfall über den linken Berghang an der Urfttalsperre. Ungef. Maßstab 1: 2000.

Wasserabsturz erfolgt somit von dem luftseitigen Mauerfuß möglichst weit ab. Die Betriebswasserentnahme findet — angepaßt den durch die örtliche Geländegestaltung gegebenen Bedingungen — durch einen fast 3 km langen Stollen vom Becken nach dem Kraftwerke Heimbach an der Ruhr statt. Für die Entleerung ist eine dreifache Möglichkeit gegeben durch einen Stollenumlauf im rechten Berghange, der während der Bauzeit für die Umleitung des Wassers der Urft gedient hat, und zwei Stollen, die an der Mauer liegen und mit Schieberschächten an der Wasserseite versehen sind.

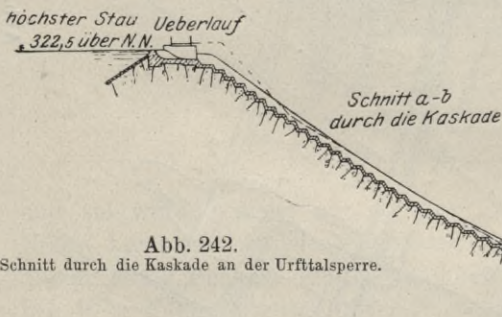


Abb. 242. Schnitt durch die Kaskade an der Urfttalsperre.

in ein Ablaufgerinne und werden dem Urftbett wieder zugeführt. In das Ablaufgerinne der Kaskade mündet auch der Umlaufstollen im rechten Berghange. Zwei Ablaufschleusen im Überlauf gestatten eine Absenkung des Stauspiegels¹⁾. Über die Betriebseinrichtungen dieser Talsperre s. auch S. 360.

Bei der Wachusett-Talsperre bei Clinton, Mass., liegt die Hochwasserentlastung ebenfalls von dem Mauerkörper entfernt am linken Berghange. Die Überlaufschwelle ist 135 m lang, und das überfließende Wasser hat nach einem Felsbett Vorflut, das in weitem Bogen geführt ist und erst mehrere hundert Meter unterhalb die Talsohle erreicht²⁾.

¹⁾ Intze, Talsperrenanlagen in Rheinland und Westfalen 1904.

²⁾ Engin. Record 1900. 5. 4. 1902. 5. 3. 1905. 6. 10. 1906.

Die konstruktiven Anordnungen der Umlaufstollen und Grundablässe für die Hochwasserentlastung entsprechen den gleichartigen Einrichtungen für die Betriebswasserentnahme, die auf S. 349, 358 u. f. besprochen wurden. Es kann hier auf jene Darlegungen Bezug genommen werden. Die Grundablässe haben für die Hochwasserabführung im allgemeinen nur einen bedingten Wert, da sie naturgemäß nicht ständig offen sein können und somit in ihrer Wirksamkeit von der Bedienung der Talsperre abhängig sind. Auch ist ihre Leistungsfähigkeit eine begrenzte, und tritt gegenüber den großen Hochfluten neuerer Staubeckenanlagen sehr zurück. Die Bedeutung der Stollen beruht vornehmlich darauf, daß sie den eigentlichen Sperrmauerkörper von großen Durchbrechungen freihalten und die Angriffe der austretenden Fluten von der Mauer ab und an eine Stelle verlegen, wo etwaige Zerstörungen für den Bestand des Bauwerks unbedenklich sind.

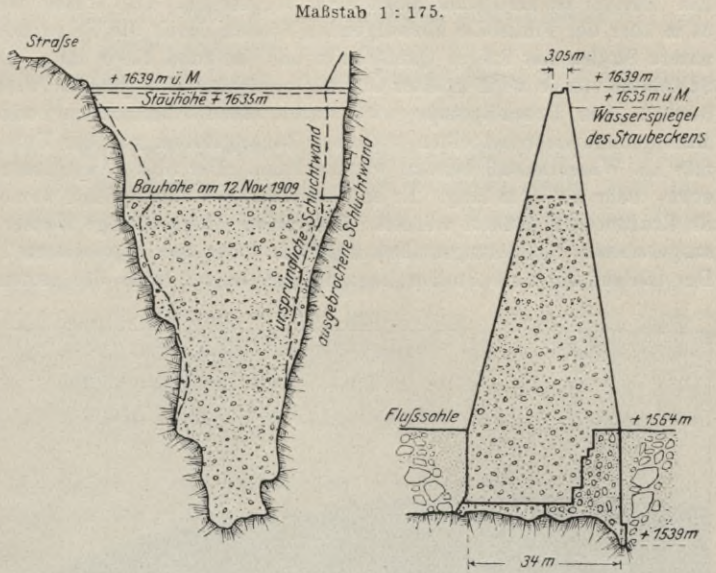


Abb. 243.

Abb. 244.

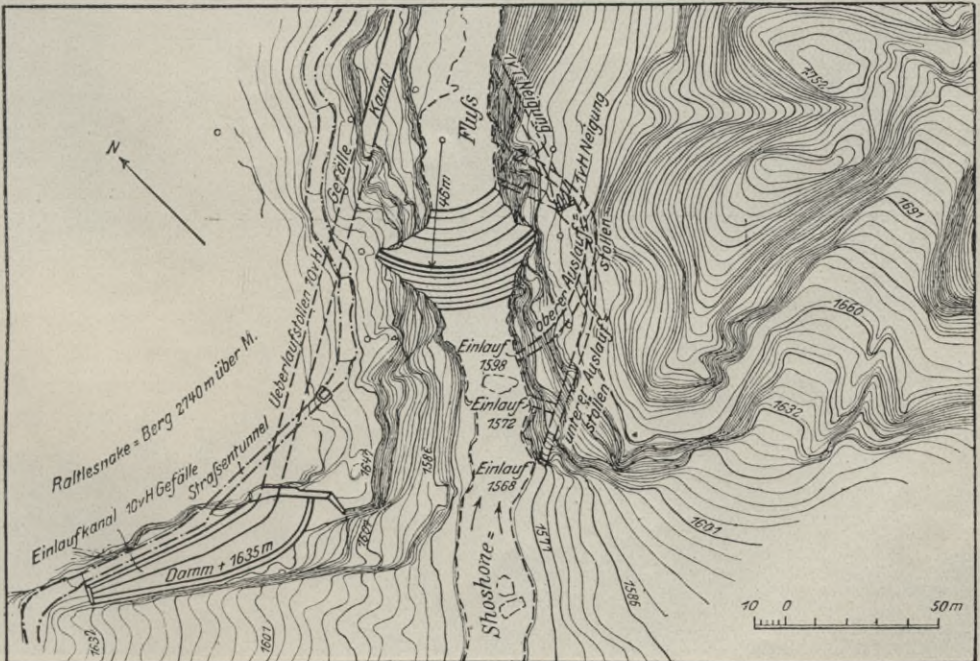


Abb. 243–245. Die Shoshone-Talsperre (Wyoming, Nordamerika) mit ihren Betriebseinrichtungen.

Shoshone-Talsperre (Abb. 243 bis 245). Die Talsperre ist in einer engen Schlucht errichtet, die in der Flußsohle 23 m und in 90 m Höhe etwa 60 m breit ist. Das Niederschlagsgebiet ist fast 3600 qkm groß, die jährliche Abflußmenge beträgt etwa 1250 Mill. cbm. Über die Abmessungen s. auch Tab. 1 auf S. 5. Durchbrechungen des Mauerwerks der Talsperre sind vermieden. Ein Überlauf ist am Damm selbst nicht vorgesehen. Das Wasser wird am rechten Ufer in zwei 4 und 34 m über der Flußsohle abzweigenden Stollen durch die Felswände nach der Talseite geleitet. Der untere Stollen hat 9,3 qm Querschnitt und ist rund 150 m lang. Der Wasserdurchfluß wird mit drei Schiebern von je 2 qm größter Öffnung geregelt. Die Schieber werden durch Ölcylinder und -kolben bewegt. Die Druckölpumpe wird durch einen Elektromotor oder mit der Hand getrieben. Die Maschinenkammer hat einen seitlichen Zugangstollen von der Unterseite des Damms her, der ebenfalls als Wasserauslaß benutzt werden kann. Der obere Auslaßtunnel hat 7,5 qm Querschnitt und ist etwas mehr als 90 m lang. Er soll hauptsächlich zum Speisen zweier hochgelegener Rieselkanäle und für Kraftzwecke benutzt werden. Das meiste überschüssige Wasser wird durch einen am linken Ufer ausgehobenen Entlastungsstollen abgeführt, der den eigentlichen Überfall am Damm ersetzen muß. Der Einlauf für diese Stollen liegt deshalb in der Höhe des gestauten Wasserspiegels. Das Sohlen-



Abb. 246. Hochwasserentlastung der Mescheder Talsperre.

gefälle beträgt 10 v. H. und der lichte Querschnitt 37,2 qm. Der Einlauf wird durch ein Becken gebildet, das von dem Stausee durch einen 90 m langen festen Damm getrennt ist. Der Tunnel selbst ist 150 m lang und endigt unterhalb des Dammes in einen offenen Kanal, der sodann zu einem Absturzbett über natürlichen Felsboden führt¹⁾.

Ein weiteres Beispiel für die Umleitung im Stollen bei amerikanischen Anlagen bietet die Lake Cheesman-Talsperre²⁾, ferner die Arrowrock-Sperre (Eng. Rec. 6. 4. 1912.)

Weiteres hierüber sowie ausgeführte Anlagen dieser Art s. unten im § 42 über die Entlastungseinrichtungen der Hochwasserschutzbecken im besonderen.

Durchflußöffnungen im Mauerwerk der Sperrmauern zur Hochwasserentlastung in $\frac{3}{4}$ Stauhöhe. Bei der ersten Füllung eines Beckens sowie auch im späteren Betriebe kann bei unvorhergesehenen Erscheinungen im Verhalten der Talsperre, bei der Bildung von Rissen u. a. m. eine schleunige Entleerung notwendig werden. Bei Anlagen von mäßigem Umfange werden hierzu die gewöhnlichen in Höhe der Talsohle die Mauer durchquerenden Entnahmerohre hinreichen. Besondere Maßnahmen aber werden notwendig, wenn das Abführungsvermögen dieser Rohre nicht groß genug ist, um die größten Hochfluten abzuleiten. Das ist in der Regel der Fall bei Sammelbecken von großem Stauinhalt, denen ein ausgedehntes Niederschlagsgebiet entspricht.

Man hat dann keine Möglichkeit in der Hand, den Wasserstand im Becken zu senken. Für solchen Fall die Rohre in den Stollen größer zu machen als der gewöhnliche Betrieb es erheischt oder mehr Stollen einzubauen, ist wenig empfehlenswert. In dem einen Falle gelangt man zu sehr großen Durchbrechungen, in dem anderen zu einer großen Zahl von Öffnungen im Mauerwerk; beides ist in der Talsohle, dort wo die Beanspruchungen des Bauwerks am größten sind, nicht erwünscht. Man hat daher bei einigen Anlagen in Rheinland und Westfalen etwas unter $\frac{3}{4}$ der Stauhöhe Abzugskanäle im Mauerwerk ausgespart, welche die größte sekundliche Zuflußmenge abführen können. Bei dieser Füllhöhe ist der Wasserdruck gegen den Sperrmauerquerschnitt in der Talsohle etwa die Hälfte des Druckes bei gefülltem Becken und die Drucklinie geht bei dem üblichen Stützmauerquerschnitt durch die Mauermitte, sodaß kippende Momente vermieden werden. Man hat es somit in der Hand, bei Gefahren die Überschreitung dieses Wasserstandes selbst bei Hochfluten mit Sicherheit zu verhindern und schreibt der Drucklinie die günstigste Lage vor. Diese Notauslässe

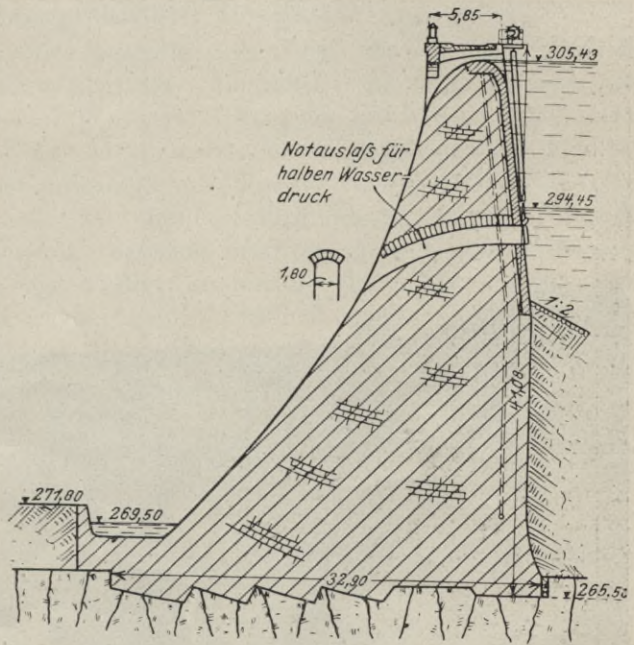


Abb. 247. Querschnitt der Ennepe-Talsperre mit Mauerüberlauf, Hochwasserentlastung in $\frac{3}{4}$ Stauhöhe und Sturzbett.

1) Engin. News 9. Dez. 1909 S. 627 und Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1910 S. 571.
 2) Zentralbl. d. Bauverw. 1905 S. 217.

bieten überdies die Möglichkeit, größere Ausbesserungsarbeiten an der Sperrmauer vorzunehmen, ohne die Standsicherheit des Bauwerkes zu gefährden und ohne andererseits den Betrieb vollständig aufzuheben, denn dieser kann mit dem Stauinhalt, der $\frac{3}{4}$ der vollen Höhe entspricht, in gewissen Grenzen aufrecht erhalten werden. Die Auslässe sind für gewöhnlich verschlossen, wobei Zugschützen verwandt wurden. Diese Notauslässe werden im Betriebe von Zeit zu Zeit ein wenig — etwa 10 cm — geöffnet, um sie auf ihre Brauchbarkeit für den Fall der Gefahr zu prüfen. Dabei hat sich allerdings gezeigt, daß bei gefülltem Becken das Wasser nach einer gestreckten Bogenlinie abströmt (Abb. 246) und leicht über das Sturzbett hinausströmt. Ein sehr kräftiges und breites Sturzbett ist darum notwendig.

Die Forderung, daß die Grundablässe in der Mauer und in etwaigen Umlaufstollen oder die letzterwähnten Notauslässe so groß bemessen werden sollen, um etwa $\frac{3}{4}$ Füllhöhe bei jedem Wasserzuflusse halten zu können, ist unter Umständen eine sehr weitgehende. Sie ist entstanden in Hinsicht auf kleine und mittlere Bachläufe mit kleiner bis mittlerer Hochwassermenge von vielleicht 50 cbm/sek. Solche Fluten sind durch die geschilderten Entlastungseinrichtungen unschwer abzuführen. Wenn aber bedeutende Flutwellen, z. B. 120 cbm/sek. an der Urftalsperre, 780 cbm an den Markklissaer Talsperre, 900 cbm an der Eder und 1200 bis 1350 cbm/sek. am Bober auftreten, so ist die Aufgabe verwickelter. Die Entlastungsanlagen werden dann außerordentlich um-

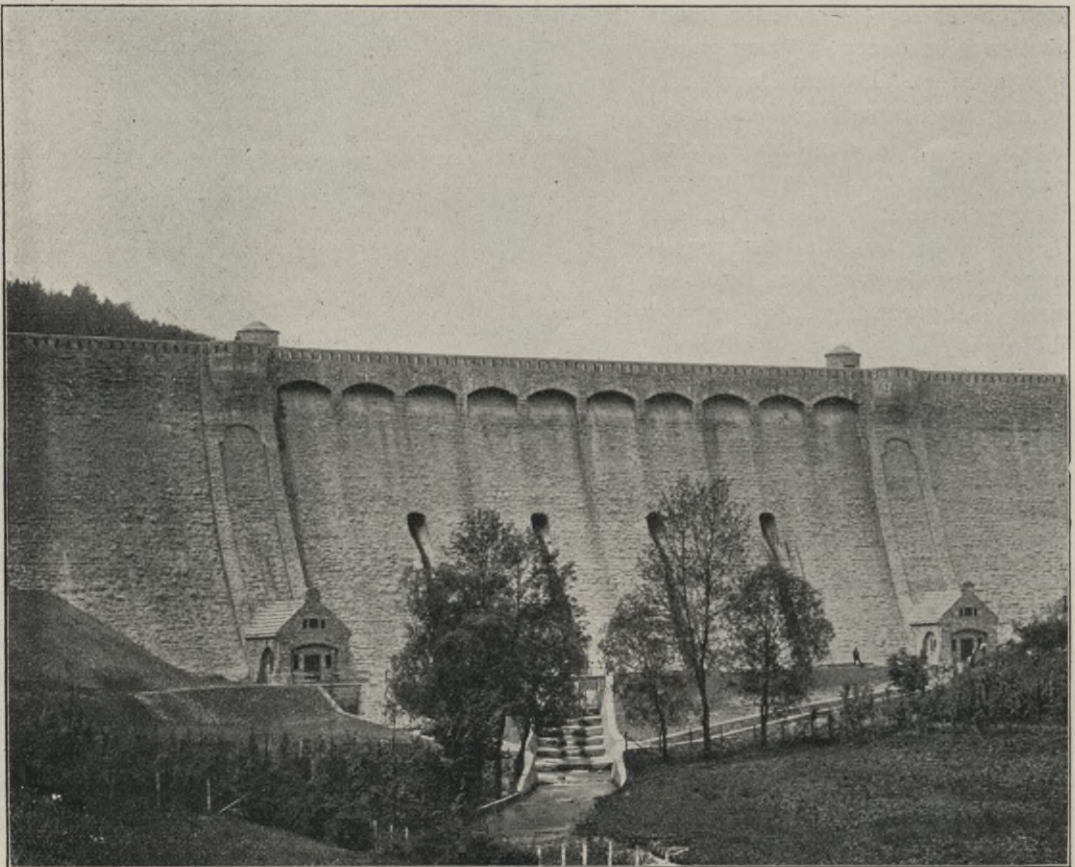


Abb. 248. Ansicht der Ennepe-Talsperre mit den Hochwasserentlastungsanlagen.

fangreich und kostspielig und für den Betrieb schwierig und nicht ohne Gefahr. Soll die Bedingung dennoch erfüllt werden, so scheint es vorteilhafter, nicht jene großen Abzugsöffnungen vorzusehen, sondern den Mauerquerschnitt so stark zu machen, daß die Drucklinie bei gefülltem Becken durch die Mauermitte geht. Dann ist eine weitere Entlastung nicht mehr nötig. Das führt allerdings bei niedrigen Sperrmauern zur Aufwendung bedeutender Mauermassen; bei hohen Mauern mit großem Eigengewicht tritt dieser verstärkende Einfluß mehr zurück (s. S. 229). Die weiteren Erfahrungen im Talsperrenbetriebe werden erkennen lassen, ob es nötig ist, die vorerörterte Bedingung allgemein aufrecht zu erhalten und ob sie überhaupt geeignet erscheint, im wirklichen Gefahrfälle das sicher zu stellen, was man damit beabsichtigt.

Ein Beispiel solcher Notauslässe bietet u. a. die Ennepetalssperre (Ruhrgebiet) (Abb. 247 u. 248). Das Niederschlagsgebiet ist 48 qkm groß. Die allergrößte zu erwartende Hochflut ist zu 48 bis 50 cbm/sek. anzunehmen. Der mittlere jährliche Abfluß des Einzugsgebietes beträgt rund 36 Mill. cbm. Die gewöhnliche Hochwasserentlastung besteht aus einem Überlauf in der Mitte der Mauer. Es sind hier 13 Öffnungen mit im ganzen 70,2 m Länge vorhanden, die für die Fahrbahnüberführung überwölbt sind. Am Fuß der Mauer befindet sich ein auf festem Felsen gegründetes Absturzbecken. Die Mauer ist aus Grauwacke und Grauwackeschiefer mit Traßmörtel hergestellt. Für die Hochwasserentlastung in Notfällen sind 4 Öffnungen von 1,50 zu 1,80 m Querschnitt unterhalb des Mauerüberlaufs angeordnet. Diese Auslässe sind mit Schützvorrichtungen versehen, die von der Mauerkrone aus bedient werden können.

Über die Notauslässe an der Waldecker Talsperre s. S. 385.

b) Bemessung der Leistungsfähigkeit der Entlastungsanlagen.

In einigem Umfange übt ein volles Sammelbecken selbst, wie durch die Erfahrung erwiesen und durch Rechnung nachweisbar ist, eine abflußverzögernde Wirkung aus. Überdies soll (z. B. bei Hochwasserbecken) der Schutzraum ausreichen, die größte Flutwelle in sich aufzunehmen. Wenn also dieser Raum, der bei Beginn der Flut leer steht, durch die kommenden Wasser anschwillt und die Vollfüllung erreicht, so soll — einen normalen Vorgang vorausgesetzt — die eigentlich schadenbringende Hochflut vorüber sein. Wenn in diesem Zeitpunkt dennoch mehr aus dem Niederschlagsgebiet zuströmt, als die unschädliche Menge beträgt, so hat die obere Entlastung in Höhe der Mauerkrone in Wirksamkeit zu treten. Die Flut wird dann aber schnell im Sinken sein. Das liegt im Zweck der Anlage. Diese Überlegungen könnten dafür sprechen, den Entlastungen eine kleinere Leistungsfähigkeit zu geben, als die größte sekundliche Hochwassermenge beträgt.

Wie ein gefülltes Sammelbecken in einigem Umfange immerhin noch eine zurückhaltende Wirkung ausübt, erweist die folgende Betrachtung. Der Schutzraum bildet sich entsprechend der Stauhöhe, die notwendig ist, eine gewisse Abflußmenge über den Überlauf strömen zu lassen. Setzt man eine Strahldicke vor 1,0 m voraus und nimmt den Abflußwert $\frac{2}{3} \mu = 0,50$ an, so ergibt sich nach der üblichen Wehrformel auf je 1 m Überfalllänge eine abfließende Wassermenge von 2,2 cbm/sek. Bis diese Stauhöhe von 1,0 m entstanden ist, bildet sich ein Stauraum, dessen Größe von der Geländegestaltung des Beckens abhängt. Bei dem Solinger Staubecken z. B. ist die Wasserfläche in Überlaufhöhe 236000 qm; also der aufgestaute Raum 236000 cbm. Bei sehr großen Becken bringt jedes obere Meter noch wesentlich größere Stauräume. Das denkbar höchste Hochwasser des Zufließbaches zur Solinger Talsperre ist 12 cbm/sek. Wenn also der Fall eintreten würde, daß zugleich mit der Spitze der Hochflut von 12 cbm der Stauraum des Beckens (3 Mill. cbm) gefüllt wäre, so könnte dieser höchste Zufluß während rund 5,5 Stunden anhalten, ehe sich die Stauhöhe entwickelt hätte, um

12 cbm/sek. über den Überlaufrücken zu drängen. Wenn man bedenkt, daß die Spitzen der Höchstfluten nur kurze Zeit anzuhalten pflegen — etwa 1 bis 1½ Stunden, dann flaut die Flut ab — so ist ohne weiteres ersichtlich, daß die Höchstmenge von 12 cbm/sek. nie erreicht werden wird.

Tabelle 65. Hochwasserabflußmengen in Gebirgsflüssen.
(Nach Messungen.)

Fluß	Größe des Niederschlagsgebietes in qkm	Größte Abflußmenge in cbm/sek. vom qkm	Bemerkungen
Wupper bei Dalhausen	316	0,91	24. Nov. 1890
Eschbach bei Remscheid	4,5	0,95	Febr. 1909
Sengbach bei Solingen	11,8	0,23	nach 9jähriger Messung
Neye bei Wipperfürth	11,6	0,80	Febr. 1909
Ruhr bei Mülheim	4360	0,30	25. Nov. 1890
Möhne (Ruhrgebiet)	416	0,70	nachträglich nach Höhenmarken an der Brücke b. Günnere berechnet
Krebsbach bei Nordhausen a. Harz	5,7	0,16	2jährige Messung
Urft (Eifel)	375	0,50	
Queis bei Marklissa	306	2,60	bei der Hochflut v. Jahre 1897
Queis bei Friedberg	63	2,88	" "
Bober bei Mauer	1210	1,07	" "
Bober bei Buchwald	59	2,0	" "
Lomnitz bei Krummhübel	11	4,0	" "
Zacken bei Warmbrunn	118	2,9	" "
Heidewasser bei Herischdorf (Bobergebiet)	92	3,3	" "
Wölfel bei Wölfelsgrund (GlatzerNeiße)	25	3,6	" "
Rödersdorfer Wasser (Katzbach)	18	2,0	" "
Steinbach (Katzbach)	39	2,1	" "
Alfeld (Vogesen)	5,2	1,4	" "
Görlitzer Neiße (Böhmen)	103	0,5	" "
Harzdorfer Bach (Böhmen)	15,9	1,25	" "

Bei ungünstiger Lage des Beckens in der Richtung der vorherrschenden Winde kann jedoch die erörterte Wirkung des vollen Beckens durch den Windstau, der sich an der Sperrmauer bildet, aufgehoben werden. Dazu kommt, daß die allergrößte sekundliche Hochwassermenge beim Ausbau der Talsperren selten genau und endgültig bekannt ist, vielmehr nur nach mehr oder weniger verlässlichen Schätzungen für den Entwurf festgelegt werden kann. In Erwägung dieser Umstände empfiehlt es sich zur größeren Sicherheit, auf jene günstigen Einflüsse nicht zu rücksichtigen, umso mehr, als wir gegenüber diesen großen wasserwirtschaftlichen Unternehmungen im Anfange der Erfahrungen stehen. Auch an den Hochwasserschutzbecken von Marklissa und Mauer in Schlesien, die rechnungsmäßig erst gefüllt sein werden, nachdem sie eine so ungewöhnliche Hochflut, wie die vom Juli 1897, aufgenommen haben werden, ist die gesamte Leistung aller Entlastungseinrichtungen so reichlich bemessen, daß sie in Marklissa die volle Hochflut von 780 cbm/sek., in Mauer annähernd die Spitze von 1350 cbm/sek. abzuführen vermögen. Auch bei dem Lauchenseeweiler in den Vogesen (Abb. 77) sind die Überfälle sehr reichlich bemessen. Es beträgt dort die jährliche Nieder-

schlagshöhe bis 1870 mm und es sind etwa 60 v. H. des Niederschlagsgebietes bewaldet. Die größte sekundliche Zuflußmenge von 557 ha ist zu 14 cbm/sek. d. h. 25 l/sek. von 1 ha berechnet worden. Die Überfälle sind so groß angelegt, daß sie 40 cbm/sek. abführen können mit Rücksicht auf die besonderen örtlichen Verhältnisse, daß nach starkem Schneefall bei gefrorenem Boden plötzlich warmer Regen eintritt.

Einigen allgemeinen Anhalt über die größten vorkommenden Hochwassermengen in deutschen Gebirgsflüssen gibt die Tab. 65 (vgl. auch Abb. 50).

e) Die Höhenlage des Überlaufs.

Zur Ergänzung der in § 21 mitgeteilten Angaben sei noch folgendes bemerkt: Im Interesse einer zweckmäßigeren Ausnutzung des Stauraumes scheint es jedenfalls erwünscht, die Überlaufschwelle so nahe als es unter obwaltenden Umständen mit Sicherheit zulässig ist, an die Mauerkrone zu legen. Denn jedes obere Meter bedeutet im Becken einen sehr bedeutenden Stauraum und man wird lieber den Überlauf länger, als einen solchen Stauraum unverwertbar machen. Andererseits ist, wie schon auf S. 211 ausgeführt, Rücksicht auf Wellenschlag und Windstau zu nehmen, der besonders bei großen Becken mit weitausgedehnten Wasserflächen zur Geltung kommt. Es empfiehlt sich somit, die Überlaufkante nicht höher als 1 m unter Krone der Mauer zu legen (Abb. 73). Bei der Talsperre der Stadt Chemnitz ist dieses Maß z. B. 2 m, bei der Urfttalsperre, deren Beckenlänge rund 10 km beträgt, ist die Mauerkrone um $1\frac{1}{2}$ m über Überlauf angeordnet.

Dieser Höhenunterschied von 1 m zwischen der Überlaufkante und der Mauerkrone der Talsperren ist bisher bei deutschen Ausführungen im allgemeinen als Regel festgehalten worden. Nicht als eigentliche unmittelbare Abweichung hiervon, aber doch mit dem Ergebnis, daß dieses Maß vermindert wird, ist neuerdings bei einer Reihe von Anlagen das Bestreben hervorgetreten, durch nachträgliche Erhöhung des massiven Überlaufs die Stauhöhe zu heben. Dies ist meist durch bewegliche Aufsätze — selbsttätig oder von Menschenhand zu bedienen — geschehen. Meist in einfachster Konstruktion durch Aufsetzen von Bohlen auf den Überlaufrücken. Es ist so verlockend, mit geringen Mitteln von einigen hundert Mark durch 40 bis 60 cm Aufhöhung einen Stauinhalt von 100000 bis 200000 und mehr cbm zu gewinnen, während die Höherführung der Mauer in Mauerwerk einige Tausend Mark kosten würde. Dieses Bestreben kann nicht gebilligt werden. Rücksichten der Sicherheit und des Betriebes, ferner der Schutz des oberen Mauerwerks gegen die Frostwirkung, die von oben her in die Fahrbahnfläche eindringt und auch der Umstand, daß in dem durch das oberste Meter gebotenen Stauraum noch ein gewisser Schutz gegen unvorhergesehene sehr ungünstige Abfluvorgänge liegt — denn die Talsperren werden oft schon errichtet, ehe der Abfluvorgang, insbesondere die Größe außergewöhnlicher Fluten genau erkannt ist — sprechen dagegen. Durch Aufhöhung der Überlaufschwelle wird der Stauspiegel schon im normalen Betriebe, noch mehr aber bei starkem Wasserablauf, sehr nahe und bis auf einige Zentimeter an die Mauerkrone herangebracht. Überspülungen der Mauerkrone bei starkem Winde treten ein, die Gefahr der Verstopfung des Überlaufs ist nahegerückt, die ein Überströmen der Mauer zur Folge haben müßte. Wenn eine solche Überströmung bei massiven Mauern an sich noch nicht gefahrbringend ist, und wenn auch die Standicherheit im allgemeinen für einen Wasserstand bis Mauerkrone eingerichtet ist, so wird doch die Zugänglichkeit zu den Betriebseinrichtungen stark behindert, die in solchen Zeiten gerade erwünscht sein muß. Auch ist nicht zu verkennen, daß aus solchen

ungewöhnlichen Vorgängen sich ein Gefühl der Beunruhigung in der Bevölkerung herausbilden muß. Es muß darum erwünscht sein, den erwähnten Meterunterschied in allen Fällen beizubehalten und die Beckengröße beim Entwurf hinlänglich festzustellen und nicht zurückzuschrecken vor einigen zehntausend Mark Kosten, die eine größere Mauerhöhe mit vergrößertem Stauinhalt mit sich bringt, wenn dieser größere Beckeninhalt an sich wirtschaftlich berechtigt ist.

Besondere Vorsicht wird man anwenden müssen, wenn den Überfall auf der Mauer liegt und seine Überdeckung behufs Überführung eines Weges notwendig wird (Abb. 247). Um einer Verstopfung des Überlaufs vorzubeugen, ist hier die Überdeckung bei Gewölben so hoch zu legen, daß an den Kämpfern die freie Durchflußhöhe mindestens 50 cm und im Scheitel 1,0 m beträgt, wobei vorausgesetzt wird, daß die Strahldicke des Überlaufs sich zu höchstens 50 cm ergibt. Bei wagerechter Bahn wird man mindestens 70 cm lichte Höhe annehmen müssen, so daß mit 30 cm einer etwaigen Eisenbetondecke eine Höhe von 1,0 m zwischen Fahrbahn und normalem Wasserspiegel vorhanden ist (Taf. I Abb. 1).

Wo mehrere Überläufe vorhanden sind, etwa am Hang und über der Mauer, kann es in Betracht kommen, den Überfällen eine verschiedene Höhenlage zu geben. Es kann wünschenswert erscheinen, den Überlauf über der Mauer nur seltener eintreten zu lassen, um die damit immerhin verbundenen Witterungseinflüsse auf das Mauerwerk mehr auszuschneiden. Man wird dies erreichen, wenn man z. B. die Hangüberfälle um 10 bis 20 cm tiefer als den Mauerüberfall legt. Jene werden dann in gewöhnlichen Zeiten zur Entlastung dienen, und die Mauerüberläufe werden nur bei außergewöhnlichen Hochfluten in Wirksamkeit treten.

d) Eisbrecher.

Zum Schutz gegen die Verstopfung der Überläufe werden mitunter sog. Eisbrecher eingebaut, die nach Art eines weitmaschigen Gitterwerkes den Zutritt großer Eisschollen, Baumstämme usw. verhindern sollen und nur Stücke in solcher Größe durchlassen, die eine Gefahr nicht mit sich bringen.

Man hat hinsichtlich dieser Sicherheitsmasten früher große Vorsicht angewandt und ist davon heute mehr abgekommen, nachdem in zum Teil langjährigem Betrieb genügende Erfahrungen über die wirklich bestehende Gefahr gesammelt worden sind. Diese Vorrichtungen sind immer einfacher geworden und beschränken sich jetzt meist auf einfache Vergatterungssysteme aus Profileisen, die die Eisschollen u. a. derart zurückhalten sollen, daß dem Wasser möglichst freier Abzug gewährt wird (Abb. 228 u. 229 auf S. 377/78). Über die bei den schlesischen Hochwasserschutzbecken angewandten Einrichtungen s. S. 405.

§ 42. Die Entlastungsvorrichtungen der Hochwasserschutzbecken im besonderen. Allgemeines. Unter den großen Becken sind es vornehmlich die Hochwasserschutzbecken, die eine besondere Behandlung ihrer Entlastungsanlagen erfordern. Bei den reinen Nutzwasserbecken findet ein allmähliches Ansammeln des Wassers für die Verwertung zu wirtschaftlichen Zwecken statt. Die Speisungsbäche dieser Stauweiher sind im allgemeinen in ihrem Abflußvorgang zahmer Natur. Das Kennzeichnende der hochwassergefährlichen Gebirgsflüsse ist der plötzliche Ansturm der Fluten, bedingt durch die starken Niederschläge und die abschüssigen Hänge und Gefälle des Niederschlagsgebietes, der schroffe Wechsel und Abstand zwischen Niedrigwasser und Hochflut, das schnelle

Ansteigen der Flutspitze und die bedeutende Hochwassermenge im Verhältnis zur Größe des Einzugsgebietes. Während man z. B. in Rheinland und Westfalen, im Harz und an anderen Orten bei den Nutzwasserbecken mit einem allerhöchsten Abfluß von 0,9 bis 1 cbm/sek. vom Quadratkilometer aus kleinen Niederschlagsgebieten rechnet, hat bei der Hochflut vom Juli 1897 der Abfluß im Queis an der Absperrstelle bei Markklissa (306 qkm Einzugsgebiet) 2,6 cbm/sek. betragen und ist an anderen hochwassergefährlichen Gebirgsflüssen Schlesiens bis auf 4 cbm/sek., an kleinen Einzugsgebieten sogar noch weit höher gestiegen. Hier kommen Wassermengen zum Abfluß, wie zu Hochwasserzeiten in den Strömen der unteren Täler. Die Einrichtungen zu ihrer Bewältigung an den Sperrmauern sind unterzubringen auf dem engen Raum, den das Gebirgstal bietet. Denn das Abschlußbauwerk soll zur Kostenersparnis möglichst an einer Talenge errichtet werden. In diesen Verhältnissen liegt ein grundsätzlicher Unterschied zwischen den gewöhnlichen Nutzweihern und den Hochwasserschutzbecken begründet.

Die Einrichtungen für die Entlastung der Hochwasserschutzbecken sind nach zwei Gesichtspunkten zu treffen. Es ist zu unterscheiden:

1. Die Entlastung des Beckens zum Zweck des Hochwasserschutzes.
2. Die Entlastung für die größten Hochwassermengen bei gefülltem Becken.

Es muß betont werden, daß diese beiden Zwecke in der Bauart wie im Betrieb der Sammelbecken streng auseinanderzuhalten sind.

Es ist Aufgabe des Schutzraums, diejenigen Wassermengen zurückzuhalten, welche bei einer Hochflut schadenbringend zum Abfluß gelangen würden. Deswegen wird man, solange dieser Stauraum noch nicht gefüllt ist, nur soviel Wasser ins untere Tal abströmen lassen, als der Fluß »unschädlich«, d. h. bordvoll und ohne auszufern, aufnehmen kann. Erst wenn der für die Aufspeicherung eines größten Hochwassers berechnete Raum in vollem Umfang in Anspruch genommen ist, wird, wenn dann wider Erwarten noch ein weiterer starker Zufluß erfolgt, notgedrungen das untere Tal mehr belastet werden müssen. Die Entlastungseinrichtungen müssen also so bemessen sein, daß sie im allgemeinen weniger, im höchsten Fall aber soviel abführen können, als jene unschädliche Abflußmenge beträgt. Bei reinem Hochwasserschutzzweck würde sich dies durch unverschlossene Abflußöffnungen, die im unteren Teile der Mauer oder des Staudammes oder vor Umläufen ausgespart sind, erzielen lassen, wie das erstere z. B. an den kleineren schlesischen Schutzbecken geschehen ist. Ihre Leistungsfähigkeit muß so groß sein, daß sie unter dem Druck des gefüllten Staubeckens die vorgeschriebene Wassermenge hindurchlassen. Der Betrieb wird dadurch möglichst vereinfacht und von der Zuverlässigkeit des Wärters unabhängig gemacht. Bei vereinigttem Nutzwasser- und Hochschutzbecken läßt sich die Leistungsfähigkeit der Entlastung und ihr Betrieb nicht in so einfacher Weise dieser Bedingung anpassen. Wenn zwar die eigentliche Hochwasserentlastung jener Aufgabe unschwer gerecht werden kann, so erhöhen die unerläßlichen Grundablässe — falls sie geöffnet sind — die gesamte Abflußmöglichkeit auf mehr als das unschädliche Hochwasser. Der Betrieb muß mit eingreifen und den Abflußvorgang regeln.

Es ist dies eine tiefgreifende Frage, und darin besteht die Schwierigkeit der Gestaltung dieser Entlastungseinrichtungen, die Wirksamkeit der selbsttätigen Anlagen, d. h. solcher Abzugskanäle, die dauernd offen sein sollen, und der für gewöhnlich geschlossenen Grundablässe, die der Tätigkeit des Wärters unterstehen, in Einklang zu bringen mit den erstrebten Schutzzwecken. Mit Rücksicht auf die Leistung bei Abführung der vollen Hochflut müssen die Grundablässe einen bedeutenden Durchfluß — z. B. 300

bis 400 cbm/sek. bei den großen schlesischen Schutzbecken — erhalten. Daraus ist ohne weiteres ersichtlich, daß im Betrieb der unterhalb gelegene Bach, ehe der Hochwasserraum für die Aufspeicherung ausgenutzt ist, mit einem weit größeren Wasser belastet werden könnte, als er bordvoll abzuführen imstande ist. Nicht verkannt werden darf, daß hierin eine gewisse Gefahr liegt, die nur ein geschickter und überlegender Betrieb vermeiden wird. Sie ganz auszuschalten, ist nach Lage der Dinge nicht tunlich. Die Grundablässe sind notwendig als Reserve für die etwa erforderliche voreilende Entleerung des Nutzwasserraumes, wenn eine plötzliche Hochflut zu erwarten ist, oder auch für die Betriebswasserentnahme (Kraftbetrieb, Bewässerung u. a. m.). Hier waltet in gewissem Grad ein Zwiespalt der Betriebsanforderungen vor, dem man zweckmäßig durch eine auf das unerläßliche Maß beschränkte Leistungsfähigkeit dieser Auslässe Rechnung tragen kann.

Es scheint somit bei gemischtem Nutz- und Schutzbetrieb dem Zwecke angepaßt, das Abführungsvermögen der Entlastungen so einzurichten, daß der Überlauf, dessen Überlaufschwelle in Nutzwasserspiegelhöhe liegt, zusammen mit den Grundablässen imstande ist, die unschädliche Abflußmenge abzuführen bei einem Wasserstande im Becken von etwa 1 m über jener Überlaufschwelle. Auf diese Weise wird erreicht, daß dieser Wasserabfluß, der immerhin schon ein beträchtliches Hochwasser darzustellen pflegt, nur selten eintritt. Das Ziehen der Grundablässe ist dann nur als ein Notbehelf anzusehen. Die eigentliche Entlastung erfolgt durch den Überlauf, der bei gefülltem Schutzraum allein die ganze unschädliche Vorflut schafft.

Allgemeines über die baulichen Anordnungen der Entlastungsanlagen. Wenn allgemein betont werden muß, daß bei dem Ausbau der Betriebseinrichtungen von Talsperren möglichste Einfachheit angestrebt werden sollte, so gilt dies in besonderem Maß für die Hochwasserschutzbecken mit ihren großen Wassermengen, die durch das Becken hindurchzuführen sind. Je einfacher diese baulichen Vorrichtungen sind, desto natürlicher werden sie sich ihrem Zweck und dem monumentalen Charakter des Bauwerks und der Dauerhaftigkeit des Mauermassivs anpassen. Es scheint, daß Eisenkonstruktionen nach Möglichkeit zu vermeiden sind. Bei allen maschinellen Einrichtungen der Absperrung, der Rohrleitungen, Schieber, Schützen, Gitterwerke usw. muß Betriebssicherheit das erste Bestreben des Konstrukteurs sein. Ein umfangreicher eiserner Gitteraufbau, wie er z. B. für die Hochwasserentlastung an der Talsperre von Marklissa vorhanden ist, macht in seiner äußeren Erscheinung einen künstlichen Eindruck.

Im allgemeinen muß es als eine grundsätzliche Forderung für den Betrieb hervorgehoben werden, daß die Entlastungen sowohl in Höhe des Nutzwasserspiegels wie in Mauerkronenhöhe ständig offen sind und sofort wirksam werden, sobald die festgesetzte Stauhöhe des Beckens erreicht ist. Es soll weiter unten erörtert werden, in welchen Fällen und unter welchen Bedingungen es zulässig und erwünscht erscheinen kann, bei ersteren einen Abschluß vorzusehen.

Die Anordnungen in Höhe des Nutzwasserspiegels. Als eine kennzeichnende Erscheinung in der baulichen Einrichtung der Hochwasserschutzsperrn treten die Anordnungen in Höhe des Nutzwasserspiegels hervor. Diese Entlastung kann geschehen durch Überfälle an den beiden Hängen, die nach Abfallschächten oder Stollen Vorflut haben, oder durch Öffnungen in der Mauer selbst. An der Talsperre von Marklissa baute Intze hierfür zwei mit Beton und Eisen ausgepanzerte Schächte von 4 bez. 5 m Durchmesser für eine Leistungsfähigkeit von 110 bez. 190 cbm/sek. ein. Der Absturz des Wassers hat hier eine Höhe von etwa 26 m. In nicht vollkommen festem

Gestein kann man Bedenken tragen, diese Hochwasserentlastung in senkrechte Schächte zu legen, zumal bei noch gesteigerten Höhen und Abflußmengen. Ein steiler, hoher Wasserfall muß naturgemäß entsprechende Kraftwirkungen auf die Umgebung äußern, und die Erschütterungen können das Gestein lockern. Auch kann man es für vorteilhaft halten, statt der Auspanzerung mit Stahlplatten eine Verkleidung mit Granit oder anderem festen Werkstein auszuführen. Denn die Auspanzerung in Marklissa hat sich nicht durchweg bewährt¹⁾. Es ist durch die im Schacht abstürzenden Wassermassen ein Teil der Eisenplatten in den Umlaufstollen herausgerissen worden, was sich allerdings auf Grund der gewonnenen Erfahrungen in Zukunft durch bessere Verankerung der Auskleidung in der Betonhinterfüllung vielleicht würde vermeiden lassen. Die Gefahr des Durchrostens bleibt indessen bestehen.

Man kann einen Schacht, der auf 60 bis 80 cm mit festem Quaderstein ausgekleidet ist, gegenüber sehr bedeutenden Angriffen für widerstandsfähig halten. Eine solche Verblendung bietet sicher auch einem dahinterliegenden, weniger guten Gestein vorzüglichen Schutz. Der Wasserabsturz in diesen Schächten findet ja nicht dauernd, sondern nur zeitweise statt, und besonders die Abführung der Höchstmassen tritt nur ausnahmsweise ein, vielleicht nur je nach Verlauf von vielen Jahren. Aber man wird nach allem doch Bedenken tragen können, solche Abfallschächte mit zunehmender Absturzhöhe mit mehr als etwa 100 cbm/sek. zu belasten.

Die Gewalt des abströmenden Wassers kann gemildert werden, wenn statt des senkrechten Abfalls in Schächten eine schräge Stollenführung im Anschluß an die Überlaufschwelle in Höhe des Nutzwasserspiegels gewählt wird. Diese Stollen werden durch die Berghänge mit ausreichend flachem Gefälle derart angeordnet, daß ihre Ausmündung etwa in Geländehöhe des Tales weit unterhalb der Mauer liegt (s. S. 362 u. 390). Die Gewalt des herauschießenden Wassers muß hier durch ein kräftiges Sturzbett aufgenommen werden, das in seiner Widerstandsfähigkeit möglichst durch ein Wasserpolster zu verstärken ist. Das ist eine von den amerikanischen Ingenieuren bevorzugte Anordnung.

Mit der Entlastung durch die Mauer hindurch ist sicherlich eine große Vereinfachung erzielt. Aber man darf nicht übersehen, daß es zweifelhaft sein muß, ob die Einrichtungen, die man in dieser Weise für kleine Wassermengen von 10 bis 50 cbm/sek. leicht und gefahrlos für den Bestand des Bauwerks und den Betrieb treffen kann, auch gleich verlässlich wirken, wenn es sich um Hunderte Kubikmeter handelt. Man gelangt dann dazu, daß in der Sperrmauer Öffnungen von 30 qm und mehr notwendig werden. Solch große Durchbrechungen müssen die erwünschte Gleichmäßigkeit des Talsperrenmauerwerks beeinträchtigen und die Widerstandsfähigkeit der Mauer stören. Überdies entwickelt sich beim Durchströmen in den breiten Öffnungen der volle hydraulische Wasserantrieb²⁾. Die Wirkungen des Strudels, wenn sich 300 cbm und mehr aus dem gefüllten Becken bei 20 bis 30 m Druckhöhe abstürzen, lassen sich gar nicht übersehen. Und man verbessert die Sachlage keineswegs, wenn man mehrere kleine Abzugskanäle nebeneinander schafft. Die vorbeschriebene Stollenentlastung wird immer der empfehlenswertere Weg bleiben.

Nun einige Worte über die oben berührte Frage, ob diese Ablauföffnungen in Höhe des Nutzwasserspiegels ständig offen zu halten sind oder ob die Möglichkeit, sie zu schließen, konstruktiv vorgesehen werden soll. Die Offenhaltung ist an sich eine

¹⁾ Zeitschrift für Bauwesen 1908, S. 406.

²⁾ Vgl. des Verfassers Aufsatz: Beitrag zur Frage des inneren Auftriebes in Talsperren. Zeitschrift für Architektur- und Ingenieurwesen 1908, 3. Heft.

durchaus berechnete Forderung, und hierauf baut sich bei strenger Durchführung des Gedankens der eigentliche Zweck des Hochwasserschutzes auf. Danach soll der Schutzraum in jedem Augenblick zur Aufnahme plötzlicher Hochfluten frei sein. Wird seine Mitheranziehung für Nutzzwecke in das Belieben des Dienstes an der Sperrmauer gestellt, so entsteht Gefahr für den Schutzzweck, die sich durch die Gewöhnung verstärkt, wenn etwa Jahre hindurch keine außergewöhnlichen Fluten eintreten.

Für den Einbau von Abschlußvorrichtungen sprechen folgende Gründe:

1. Die Unterlagen für die in Betracht kommenden hydraulischen Rechnungen sind nach dem heutigen Stande unseres Wissens nicht so sicher, daß man auf die Richtigkeit der Ermittlungen für das Abführungsvermögen der Hochwasserentlastungen unbedingt bauen kann. Die Regelungsfähigkeit ist daher erwünscht, wie sich dies auch bereits im Betriebe der kleinen schlesischen Hochwasserschutzbecken erwiesen hat.

2. Man hat es durch die Schütze in der Hand, in dem Augenblick, in dem die Hauptmasse des Hochwassers vorüber ist, wo also ein langsamer Abfall beginnt, den Rest des Hochwassers im Becken zurückzuhalten. Man befreit auf diese Weise die Unterlieger von den Nachteilen und Schäden langandauernder, allmählich abfallender Hochfluten. Zudem kann dieses aufgespeicherte Hochwasser späterhin als Kraftwasser oder für andere Zwecke Verwendung finden, während es bei offenen Entlastungen nutzlos abfließt.

3. Man kann bei kleineren Flutwellen, deren Größe man nach den niedergegangenen Regenmengen, wenn einige Erfahrungen über den Abflußvorgang vorliegen, zu beurteilen und vorauszusehen imstande ist, das ganze Hochwasser im Becken zurückhalten, um es zu verwerten.

Das sind bedeutend ins Gewicht fallende Vorteile. Wenn man zwar die drohende Zweischneidigkeit dieser Maßnahmen nicht unterschätzen darf, wo nicht Sachkenntnis, Umsicht und Verlässlichkeit die Leitung hat, so wird man doch — alles in allem genommen — gut tun, die Möglichkeit zu wahren, daß im gegebenen Fall der Abschluß erfolgen kann. Dies ist auch bei den großen schlesischen Hochwasserschutzbecken von vornherein geschehen, und bei den kleinen Anlagen werden nachträglich Abschlußvorrichtungen eingebaut, nachdem der Betrieb gezeigt hat, daß die offenen Durchlässe einen unzulänglichen Hochwasserschutz bringen. Solange aber Erfahrungen im Betriebe des einzelnen Beckens nicht vorliegen, werden diese Schütze usw. beständig hochzuhalten sein, und es kann in Betracht kommen, ihre Handhabung einer unbeteiligten, etwa der staatlichen Aufsicht zu unterstellen.

Der Zweck bedingt es, daß im Betrieb dieser Entlastungsanlagen große Öffnungen von mehreren Quadratmetern Fläche auf einmal freigemacht werden können. Gewöhnliche Absperrschieber oder Gleitschütze sind daher nicht empfehlenswert, weil zu ihrer Bewegung sehr bedeutende Kräfte notwendig sein würden. Man tut gut, gegenüber der gleitenden die Vorteile der rollenden Reibung auszunutzen. Es kommen hierfür Rollschütze, deren Beweglichkeit noch durch Einlegung von Walzen in die Rollenachsen erleichtert werden kann, oder Segmentschütze in Betracht (s. S. 368). An den schlesischen Sperren ist erstere Art eingebaut; letztere findet sich bei amerikanischen Anlagen.

Die Entlastungseinrichtungen in Höhe des Hochwasserspiegels bei gefülltem Schutzbecken. Wenn irgendwo, so muß besonders bei diesen Entlastungen in Hochwasserhöhe der Schutzbecken der Gedanke in den Vordergrund treten, die Gesamtwassermenge auf mehrere Abflüsse zu verteilen: also das Wasser gleichzeitig über die Mauerkrone, über Hangkaskaden, durch Umlaufstollen in Mauerkronen- und Tal-

sohlenhöhe und vielleicht auch durch Stollen in der Sperrmauer selbst zu führen. Bei der Entlastung in Höhe der Talsohle hat allerdings ein sicheres Arbeiten der Schützen- oder Schieberverschlüsse bei der starken Belastung eine erhöhte Bedeutung. Auf einen oder zwei Umlaufstollen in der Talsohle drängen meist schon die Forderungen der Bauausführung, um den Fluß von der Baugrube der Sperrmauer abzuleiten. Dadurch werden die Angriffe in den einzelnen Wassergängen selbst bei einer Gesamtmenge von 1000 cbm/sek. und mehr auf ein unbedenkliches Maß zurückgeführt werden können.

Wo die Grundablässe in Umlaufstollen angeordnet werden, sollte man es zu erreichen suchen, daß die Stollen in der Mauer ganz fortfallen, und sie nur dort als letztes Mittel in Betracht ziehen, wo die ungewöhnliche Größe der zu bewältigenden Wassermenge auf die weitestgehende Dezentralisierung drängt oder wo die Entnahme von Betriebswasser bei Becken, die neben dem Hochwasserschutz auch anderen Zwecken dienen, dies erheischt.

Zusammenfassung. Die baulichen Anordnungen für die Entlastungsanlagen der Hochwasserschutzbecken gliedern sich somit in folgende Gruppen:

1. Grundablaßrohre in der Sperrmauer in einem oder zwei Stollen oder als Maueröffnungen.
2. Grundablaßrohre in einem oder mehreren Umlaufstollen oder Ausnutzung des Stollens in seinem ganzen Querschnitt.
3. Entlastungsanlagen in Höhe des Nutzwasserraums, sofern ein solcher vorhanden ist. Hierzu dienen: Stollen in den seitlichen Berghängen, Abfallschächte und — aber nicht empfehlenswert für große Wassermengen — Öffnungen in der Sperrmauer.
4. Entlastungsanlagen in Höhe des höchsten Stauspiegels. Hierzu dienen: Abfallschächte, Stollen, Überläufe auf der Mauer oder an den Berghängen.

Die schlesischen Hochwasserbecken.

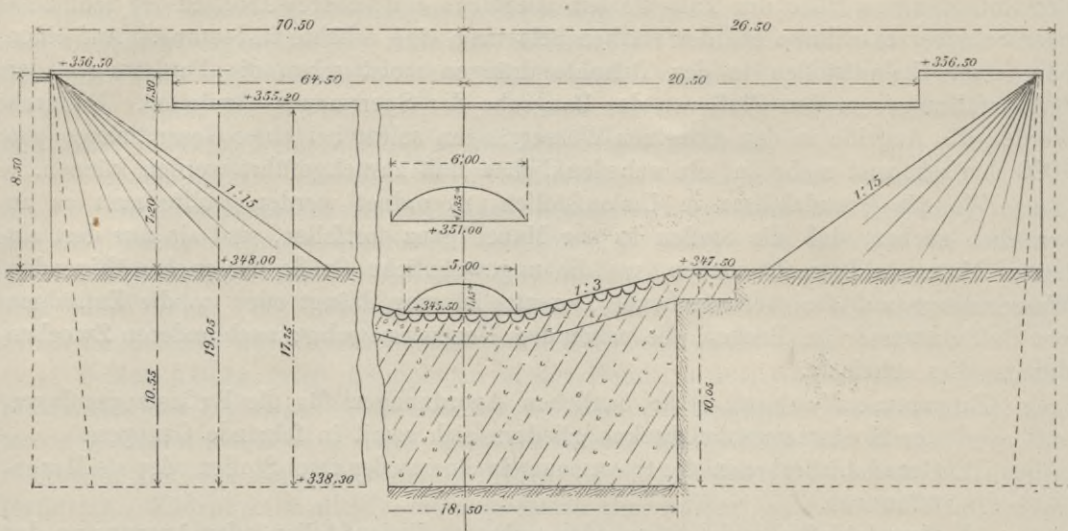
Es wird im Anschluß an die vorstehenden Darlegungen interessieren, die Einrichtungen kennen zu lernen, die an den schlesischen Hochwasserbecken getroffen sind, um ihren Zweck, die Zurückhaltung der schadenbringenden Hochfluten, zu erreichen, und zugleich, wenigstens bei einem Teile, das aufgestaute Wasser nutzbringend verwenden zu können. Hinsichtlich der allgemeinen Bedeutung dieses Unternehmens sei auf die Ausführungen S. 31 verwiesen. Hier sollen nur die konstruktiven Einrichtungen besprochen werden.

Es sei bemerkt, daß die Unterschiede zwischen Mittelwasser und höchstem Hochwasser betragen:

	Mittelwasser cbm/sek.	Hochwasser cbm/sek.
am Queis oberhalb Lauban	8—10	700—800
Bober in Hirschberg	8—15	900—1000
Neiße in Glatz	4—8	700

Die Sammelbecken sind zum Teil durch Sperrmauern, meist aber durch Erd-dämme abgeschlossen (s. S. 210 u. 309 u. f.). In den Dämmen sind wehrartige massive Überfallmauern eingebaut, deren Schwelle 1,5 bis 2 m unter Dammkrone liegt. Die Überfalllängen sind so bemessen, daß sie eine volle zweite Hochflut abzuführen imstande sind, falls eine solche eintritt, nachdem das Becken etwa durch eine erste Hochflut gefüllt ist. Die Überfallmauern enthalten in Höhe der Beckensohle Öffnungen von 2 bis 6 qm Lichtweite, die so bemessen sind, daß sie unter dem Druck des vollen

Vorderansicht des Überfallbauwerks.



Querschnitt des Überfallbauwerks.

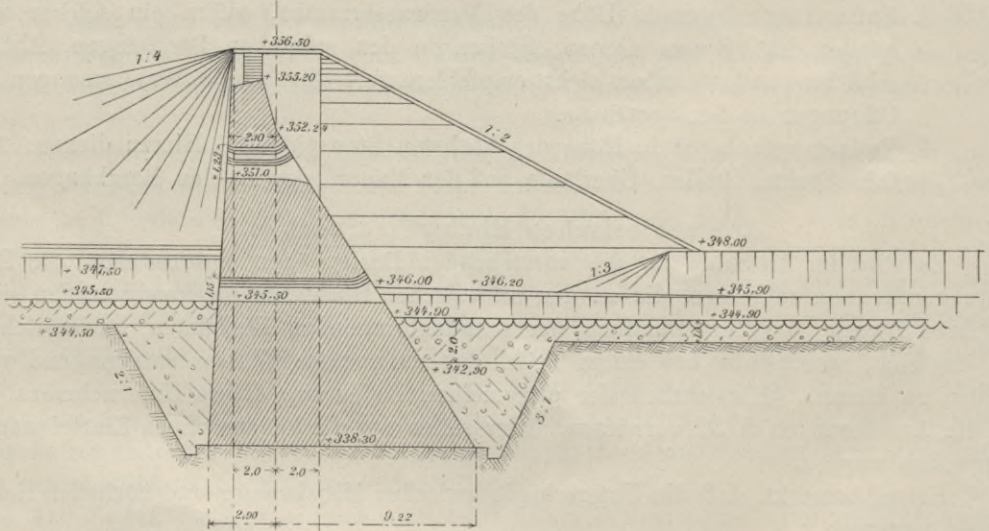


Abb. 249 u. 250. Aufriß und Querschnitt des gemauerten Überlaufs im Staudamm des Stauweihers im Zacken.

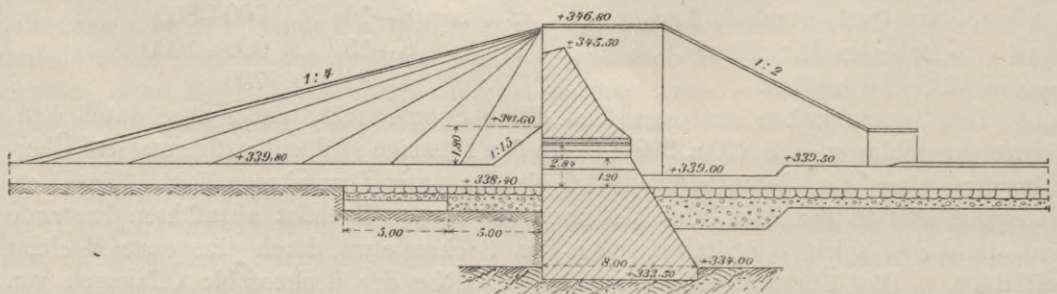


Abb. 251. Schnitt durch den gemauerten Überfall im Staudamm des Stauweihers bei Herischdorf.

Beckens (12 bis 20 m) die unschädliche Wassermenge durchzulassen vermögen, d. h. eine Wassermenge, die der unterliegende Bach bordvoll und ohne auszufern abführen kann, während der Sammelbeckenraum so groß ist, daß er die schädliche Hochwassermenge, das ist jene, die ausufernd Schaden bringen würde, aufzunehmen vermag.

Diese Öffnungen in den Überfallmauern sollten nach dem ursprünglichen Betriebsplane ständig offen bleiben, um ihr sicheres Wirken nicht von der Bedienung des Wärters abhängig zu machen. Es hat jedoch der bisherige Betrieb erkennen lassen, daß bei kleineren Fluten alles von oben herabkommende Wasser durch die Öffnungen der Staudämme hindurchgeht, so daß eine zurückhaltende Wirkung nicht zur Geltung kommt, ja es kann den Unterliegern gegebenenfalls mehr zufließen als vor Erbauung der

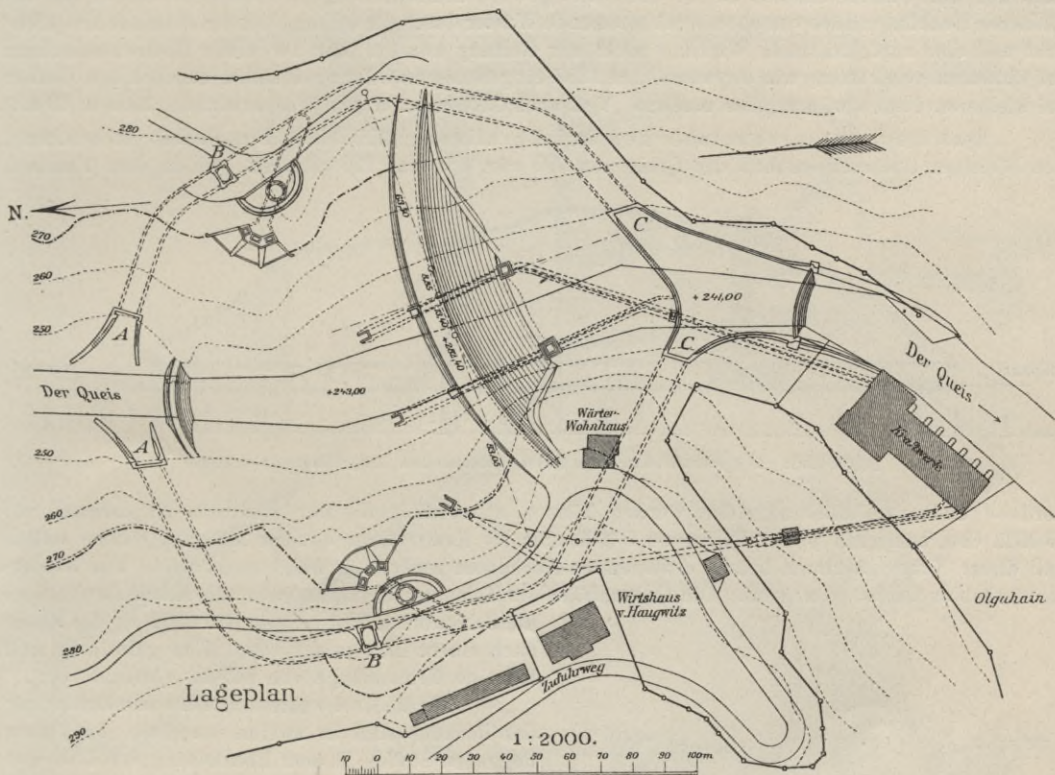


Abb. 252. Das Hochwasserschutzbecken bei Marklissa.

Becken, indem der Druck des stauenden Wassers große Abflüßmengen durch die Öffnung hindurchtreibt. Die Bevölkerung hat also unter diesen Umständen von den Schutzbecken nicht den vollen erhofften Vorteil. Auch die Anordnung mehrerer kleiner, übereinander liegender Öffnungen (Abb. 249 u. 250) statt einer großen Öffnung läßt eine Regelung der Wasserzurückhaltung nur in bestimmten Grenzen zu und hat den Nachteil, daß die kleineren Öffnungen durch schwimmende Gegenstände (Holz, Strauchwerk usw.) bei Hochwasser in Gefahr kommen verstopft zu werden. Es sind daher — wie dies an den großen Schutzbecken von Marklissa und Mauer gleich bei der Ausführung geschehen — die Durchlässe nachträglich ganz oder teilweise verschließbar gemacht worden, damit bei kleineren Hochfluten mehr als die schädliche Wassermenge zurückgehalten und der Unterlauf der Bäche entsprechend weniger belastet wird. Man kann damit auch den Wasserablauf der Größe der einzelnen Hochflut anpassen, ein Umstand, der nach den

bisherigen Betriebsergebnissen an den schlesischen Becken für die Unterlieger bedeutender ist, als die selbsttätige Wirkungsweise.

Stauweiher bei Herischdorf (Abb. 251). Für die Hochwasserentlastung ist in dem gemauerten Überfall, der ein stark befestigtes Sturzbett erhalten hat, in Geländehöhe ein stets offener Durchlaß von 7,3 qm Querschnitt ausgespart. Dieser Durchlaß ist bestimmt, die gewöhnlichen Hochfluten bis zur Aufnahmefähigkeit des unteren Bachgerinnes abströmen zu lassen. Die aufgestauten Massen sollen in dem Raum von 4 Mill. cbm Platz finden und nur, wenn ein größeres Hochwasser als das vom Jahre 1897 aufkommt, würde der Überlauf — nach den Berechnungen — in Wirksamkeit treten. Der Überlauf stellt also gleichsam nur ein Sicherheitsventil dar.

Die bisherigen Anschwellungen des Haidewassers nach Fertigstellung des Stauweihers sind so hoch gewesen, daß die 1,84 m hohe Durchflußöffnung ein wenig überdeckt wurde. Dabei will man, nach den dem Unterzeichneten an Ort und Stelle gewordenen Mitteilungen, beobachtet haben, daß bei kleineren Hochfluten alles von oben herabkommende Wasser durch die Öffnung des Staudammes hindurchgeht und eine zurückhaltende Wirkung nicht zur Geltung kommt. Die für einen Hochwasserschutz bei Eintreten von Fluten, wie die vom Jahre 1897 eingerichteten Öffnungen sollen darnach den Weiher bei kleineren Fluten wirkungslos machen. Vgl. auch Zeitschr. f. d. ges. Wasserwirtsch. 1908 S. 49 u. f.

Das Hochwasserschutzbecken bei Marklissa. (Abb. 252.) Das Becken ist bestimmt, den höchsten Hochwasserabfluß des Queis von 780 cbm/sek. auf 110 cbm/sek., die in dem Flußbett

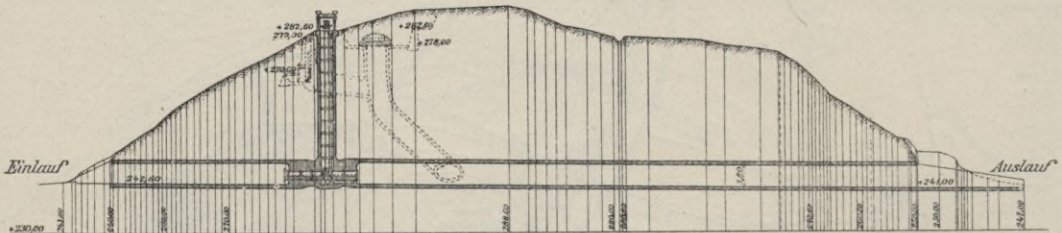


Abb. 253. Längsschnitt durch den linken Umlaufstollen. Ungef. Maßstab 1:2000.

bordvoll und unschädlich abgeführt werden können, zu ermäßigen. Der Stauraum ist darnach auf 15 Mill. cbm bemessen (s. S. 149), wovon 5 Mill. cbm für Kraftzwecke mit der Maßgabe dienen sollen, daß dieser Nutzwasserraum bei zu erwartenden Hochfluten rechtzeitig freigemacht wird. Das Niederschlagsgebiet ist 303 qkm groß. Die Gesamthöhe der Talsperre beträgt 45,6 m; die Kronenbreite 6 m, die Sohlenbreite 39,1 m. Im Grundriß ist die Mauer nach einem Halbmesser von 125 m gekrümmt und hat eine Kronenlänge von 145 m. (Abb. 79.)

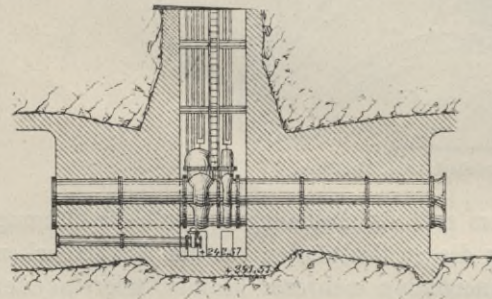


Abb. 254. Schnitt durch die Abmauerung und Anordnung der Schieber in den Grundablässen der Umlaufstollen.

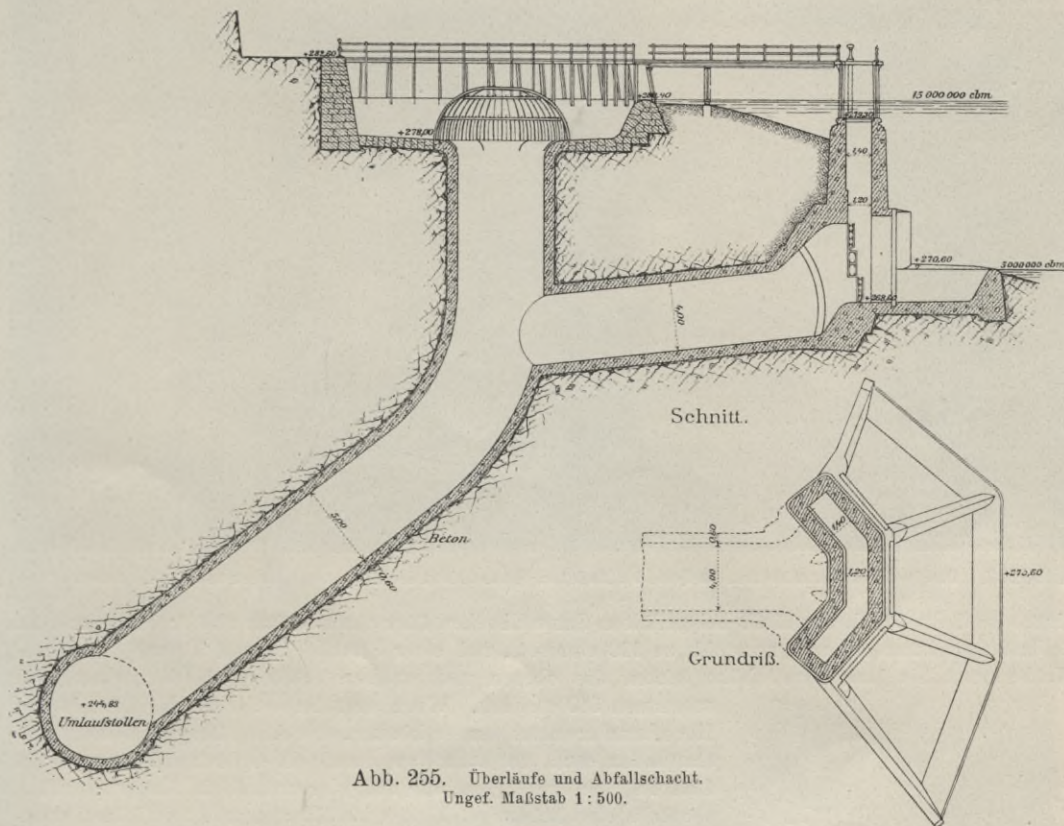
Für die Kraftwasserentnahme und Entleerung des Beckens sind in zweien innerhalb der Mauer liegenden Stollen je eine Rohrleitung von 1100 mm Durchmesser angeordnet. Ein Rohr von 300 mm Durchmesser in jedem Stollen sorgt für die Ableitung des Wassers aus den Schächten. Die Rohre sind auf 4,5 m wasserdicht eingemauert. Zum Verschluss der Rohre dienen Schieber, wie sie bei Wasserleitungen üblich sind. Es ist doppelter Verschluss vorhanden. Der Betriebsschieber liegt in einem Schieberhause an der Luftseite, ein Reserveschieber an der Wasserseite kann vermittelt des Gestänges von der Krone der Mauer bedient werden.

Die Rohre werden dem 100 m unterhalb liegenden Kraftwerk zugeführt.

Zwei Umlaufstollen von 5,8 m Durchmesser und etwa 200 m Länge, in den beiderseitigen Berghängen durch den Fels gebrochen, dienen während der Bauzeit zur Umleitung des Queis um die Baustelle der Spermauer. (Abb. 252.) Nach Fertigstellung der Talsperre wurden die Umlaufstollen abgemauert und in den rund 17 m langen Betonpfropfen je 3 Rohre von 1100 mm Durchmesser eingebaut, die ebenfalls doppelte Schieberverschlüsse erhalten haben. (Abb. 253 u. 254.) Sie dienen zur Hochwasserentlastung. Durch diese Grundablaßrohre kann, wenn erforderlich, das Nutzwasserbecken

in kurzer Zeit fast vollständig entleert werden. Es würde dies zu geschehen haben, wenn bei gefülltem Nutzwasserbecken der Eintritt einer Hochflut zu befürchten ist.

In Höhe des Nutzwasserspiegels befinden sich an beiden Hängen Überläufe von je 30 m Länge. (Abb. 255.) Hinter ihnen liegen in Schachtgebäuden je 3 Entlastungsschützen in 2 Reihen übereinander, also im ganzen 12 Stück, von je 2,5 zu 1,5 m Lichtweite, von denen die unteren Schieber für gewöhnlich offen sind, um einen zu hohen Stau über den Nutzwasserspiegel zu verhindern. Sie reichen aus, um die Wassermenge von 110 cbm/sek. bei 90 cm Überströmung abzuführen. Die oberen Schützen sind geschlossen und werden nur in außergewöhnlichen Fällen geöffnet werden, um die abzuführende Wassermenge vergrößern zu können. Die Schütze sind als Rollschütze ausgebildet, um die Bewegungswiderstände zu vermindern (s. S. 370). Die Räder von 34 cm Durchmesser laufen auf



Stahlschienen. Durch Schließen dieser unteren Schütze kann gegebenenfalls der obere Hochwasser-raum mit für Nutzzwecke in Anspruch genommen werden. Von den Überläufen in Höhe des Nutzwasserspiegels geht das überstürzende Wasser durch die mit Stahlblechen ausgepanzerten Stollen von 4 m Durchmesser in ebenfalls ausgepanzerte Abfallschächte von 5 m Durchmesser und von diesen in die unteren Teile der gepanzerten Umlaufstollen. In Höhe des Hochwasserspiegels, 2 m unter der Mauerkrone, sind an beiden Hängen Überläufe aus Beton von je 68 m Länge vorhanden, über welche das Wasser in die beiden gepanzerten Abfallschächte gelangt. (Abb. 255 u. 256.) Die oberen Enden dieser Abfallschächte sind mit Hauben aus Eisenkonstruktion versehen, um treibende Gegenstände fern zu halten. Diese oberen Überläufe besitzen eine Leistungsfähigkeit von zusammen 428 cbm/sek.

Die Eisenpanzerung besteht aus 10 mm starken Blechen, die auf einer 60 cm starken Betonhinterfüllung befestigt sind. (Abb. 257.) Der unterhalb der Einmündungen der Schächte gelegene Teil der Stollen ist mit Bruchsteinmauerwerk ausgemauert. Der obere Teil bis zu den Rohrleitungen ist im wesentlichen ohne Ausmauerung gelassen, da hier nicht allzu große Wassergeschwindigkeiten auftreten. Die beiden Umlaufstollen münden einander gegenüber aus, damit sich die lebendige Kraft der Wassermassen gegenseitig vernichtet. Zur Beruhigung der aus den Umlaufstollen ausströmenden

Wassermassen (Abb. 258) und zur Herstellung eines Wasserpolsters unter dem Absturz aus den Abfallschächten ist ein Rückstauwehr von 1,75 m Höhe unterhalb der Ausmündung der Umlaufstollen hergestellt, wodurch ein Rückstau von 1 bis 2,5 m Höhe in den Stollen verursacht wird.

Für gewöhnlich gestaltet sich der Betrieb der Talsperre etwa folgendermaßen: die Druckrohre in den Rohrdurchlässen der Talsperre entnehmen das Kraftwasser bis zu etwa 6 cbm/sek. Das darüber



Abb. 256. Das Hochwasserschutzbecken im Queis bei Marklissa, gefüllt bis zu den Entlastungsanlagen in Höhe des Schutzraumes.

hinaus zufließende Wasser fließt bei gefülltem Sammelbecken über den Überlauf und durch die unteren Entlastungsschütze ab und zwar bis zu 110 cbm/sek., bei einer Strahldicke von 90 cm. Bei einem Wasserstand bis Mauerkronenhöhe leisten die oberen und unteren Schützen in Nutzwasserhöhe

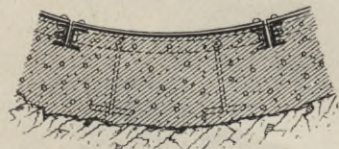


Abb. 257.
Panzerung der Umlaufstollen 1:40.

zusammen 380 cbm/sek. Wenn ausnahmsweise in der Zeit, in der Hochfluten erwartet werden können, eine Absenkung des Stauinhalts stattfinden muß, so kann dies durch die Grundablaßrohre in den Umlaufstollen geschehen, die bei Wasserstand in Nutzwasserhöhe ebenfalls eine Leistungsfähigkeit bis 110 cbm/sek. bei 27,6 m Druckhöhe besitzen. Die über 110 cbm/sek. betragende Wassermenge soll sich im Hochwasserraum ansammeln. Wenn dieser gefüllt ist und noch weitere Wassermengen zufließen, so gelangen diese über die oberen

Überläufe zum Abfluß, deren Abführungsvermögen bei 2 m Strahldicke zusammen 428 cbm/sek. beträgt.

Die Entlastungsfähigkeit bei dem bis zur Mauerkrone gefüllten Becken stellt sich demnach wie folgt:

1. Die beiden oberen Überläufe, 2 m unter Mauerkrone	428 cbm/sek.
2. Die beiden unteren Überläufe in Nutzwasserhöhe	380 „
	zusammen 808 „

Da die größte Hochwassermenge der Flut vom Juli 1897 rund 780 cbm/sek. betragen hat, so ist durch die stets offenen Abflußöffnungen — auch ohne Hinzunahme der Grundablässe — genügende Entlastung vorhanden, um ein Überströmen der Mauer zu verhindern¹⁾.

¹⁾ Intze, Talsperrenanlagen in Rheinland u. Westfalen. Bachmann, Die Talsperrenanlage bei Marklissa und Zeitschrift f. Bauwesen 1908.

Als das Ergebnis des bisherigen Betriebes ist es anzusehen, daß die Eisenauspanzerung zum Teil nicht den Angriffen des abstürzenden Wassers, das eine Geschwindigkeit von mehr als 20 m/sek. in den Abfallschächten erreicht, widerstanden hat. An der Absturzstelle ist in den Umlaufstollen eine Lösung der Blechplatten eingetreten unter der Stoßwirkung des abfallenden Wassers. Diese Stellen sind nachträglich mit Granitquadern ausgemauert. In den Abfallschächten hat sich die Eisenauspanzerung bisher gehalten; ebenso die in gewöhnlichem Bruchsteinmauerwerk in den unteren Stollen, in denen Abflußgeschwindigkeiten von mehr als 8 m eingetreten sind. Immerhin haben die bisherigen Erfahrungen Anlaß gegeben bei der Talsperre von Mauer sowohl von den oberen Abfallschächten, wie von der Eisenauspanzerung Abstand zu nehmen, wie nachstehend dargelegt ist.

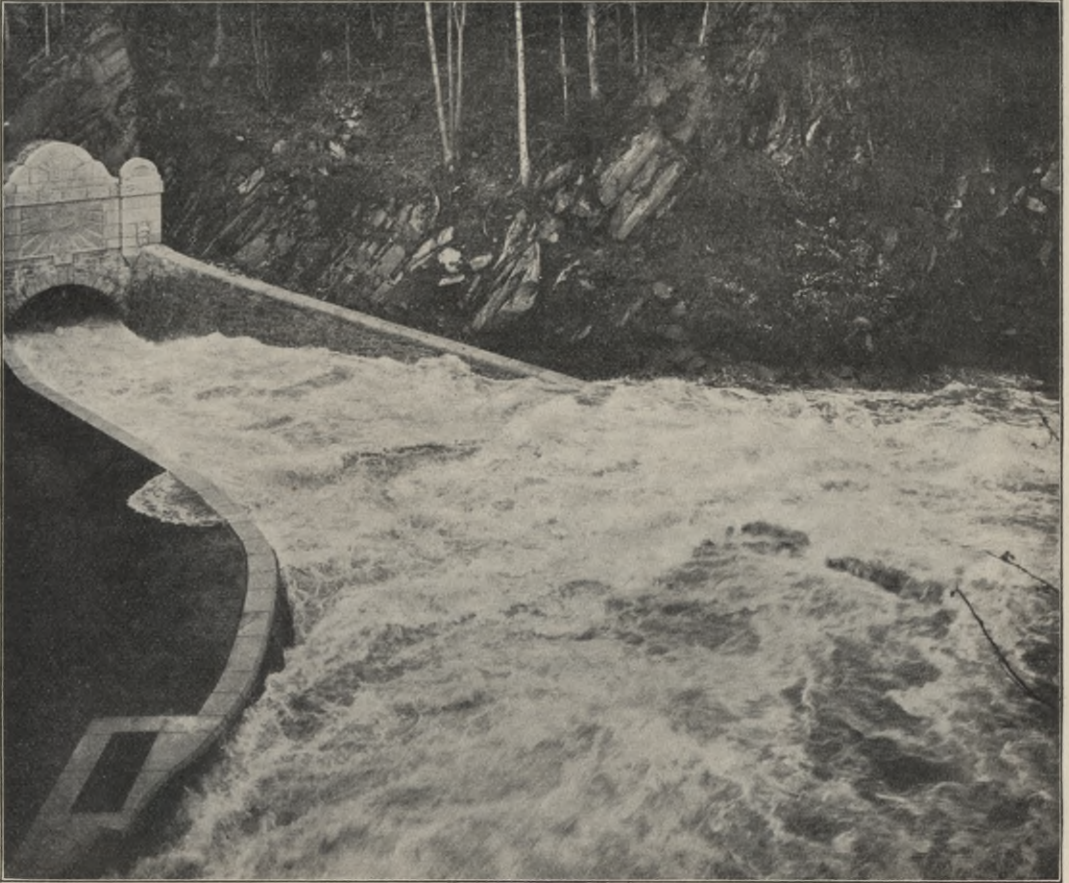


Abb. 258. Ausströmender Umlaufstollen der Talsperre bei Marklissa.

Als eine Erweiterung der Betriebsanlagen der Marklissaer-Talsperre für den Kraftbetrieb ist durch die rechte Berglehne ein Kraftstollen von 2,3 m l. W. vorgetrieben worden.

Das Hochwasserschutzbecken von Mauer (Schlesien). (Abb. 259 bis 261.)¹⁾ Das Becken hat einen Stauraum von 50 Mill. cbm, wovon 20 Mill. cbm für die Aufspeicherung von Nutzwasser dienen sollen. Es wird damit erreicht werden, daß der Hochwasserabfluß, welcher bei der Flut im Juli 1897 bis zu 1350 cbm/sek. angestiegen ist, unterhalb der Talsperre auf 250 cbm/sek. ermäßigt wird, die der Bober unschädlich abzuführen vermag. Das Niederschlagsgebiet ist 1210 qkm groß. Die Mauer hat eine Gesamthöhe von 60 m bei rund 50 m Sohlenbreite, ist im Grundriß nach einem Halbmesser von 250 m gekrümmt und an der Krone 280 m lang. Die Oberfläche des gefüllten Staubeckens beträgt 290 ha. Es kommt darauf an, daß die Abflußmenge von 250 cbm/sek. möglichst selten abgelassen wird, da sie schon eine erhebliche Belastung der Unterlieger darstellt.

¹⁾ Nach freundlichst überlassenen Plänen des Bauleiters, Baurat Bachmann.

In dem ursprünglichen noch von Intze aufgestellten Entwurf war die Leistungsfähigkeit der Überläufe in Höhe des Nutzwasserspiegels bei gefülltem Becken auf 300 cbm/sek. bemessen und sollte durch Abfallschächte geschehen. Bei vollem Becken war das Abführungsvermögen aller Entlastungs-

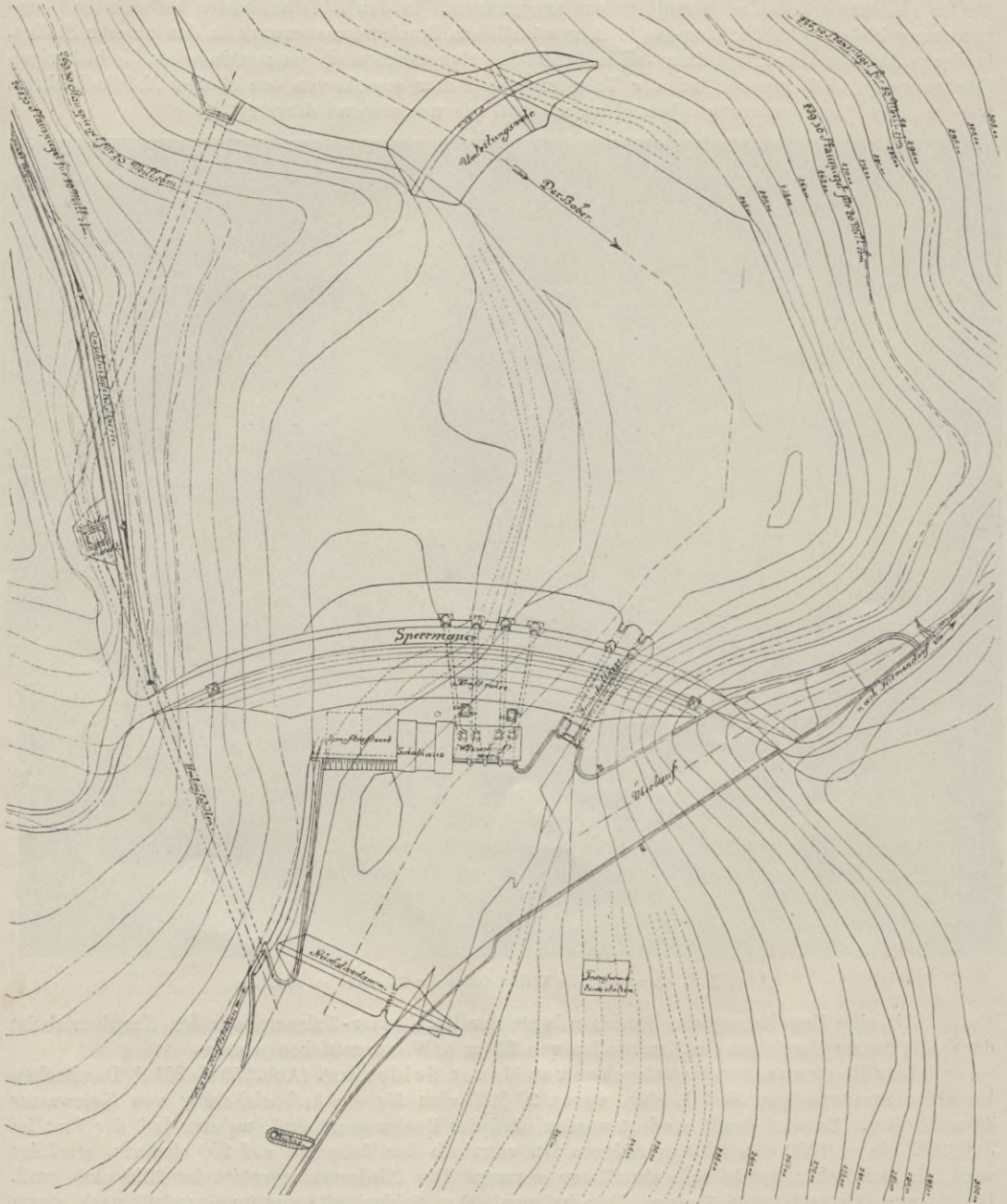


Abb. 259. Lageplan der Hochwasserschutzdammes von Mauer am Bober (Schlesien). Ungef. Maßstab 1 : 3000.

anlagen auf insgesamt 1020 cbm vorgesehen. Zur Bewältigung dieser Wassermassen sollten außer den vorerwähnten Einrichtungen in Nutzwasserhöhe ferner dienen: Grundablässe in einem Umlaufstollen und in der Sperrmauer, sowie ein Überfall in Höhe des gefüllten Staubeckens, der nach dem-

selben Abfallschacht Vorflut haben sollte wie die Entlastung in Nutzwasserhöhe und schließlich ein Überlauf am Berghange.

Wenn zwar die größte sekundliche Abflußmenge des Bober bei der Hochflut im Jahre 1897 1200 bzw. 1350 cbm/sek. betragen hat, so würde doch nach einer Aufsammlung von 30 Mill. cbm im Hochwasserraum die Abflußmenge bereits bis auf etwa 700 cbm/sek. zurückgegangen sein und dann schnell weiter abfallen. Die Entlastung von 1020 cbm konnte demnach als ausreichend angesehen werden.

Diese ersten Vorschläge sind bei der ferneren Entwurfsbearbeitung wesentlich umgeändert worden. Die Entnahme- und Entlastungseinrichtungen sind in der schließlichen Ausführung folgendermaßen gestaltet (Abb. 259):

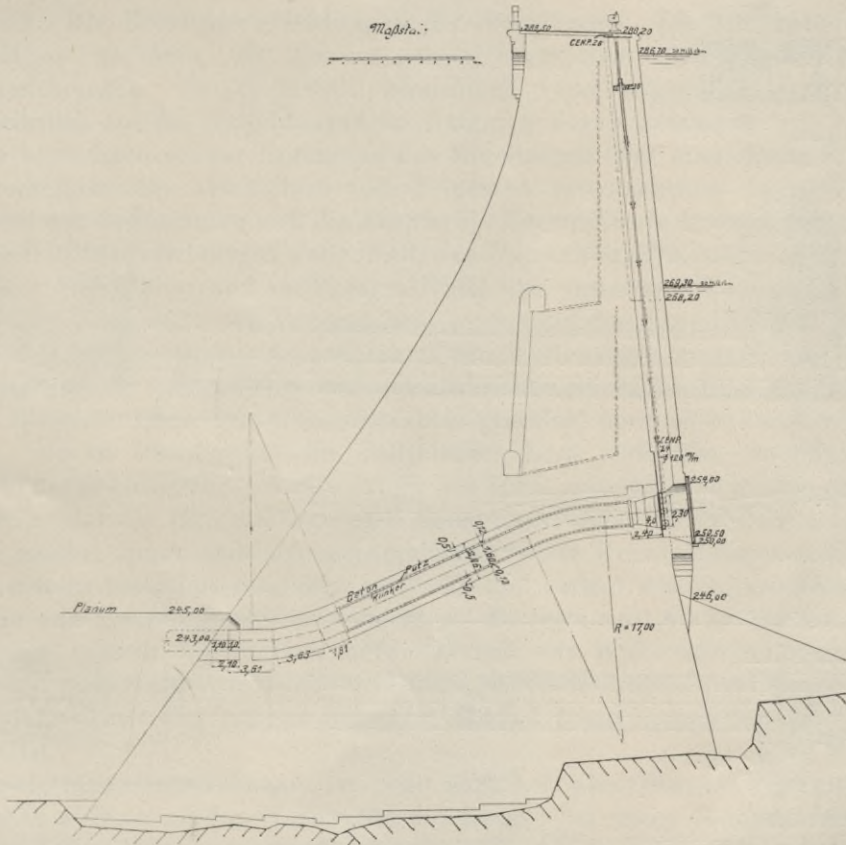


Abb. 260. Durchlaß für die Kraftwasserentnahme in der Talsperre von Mauer. Ungef. Maßstab 1 : 550.

1. Für die Kraftwasserentnahme sind in der Sperrmauer 4 etwa 5 m über Talsohle liegende Stollen von 1,68 m Durchmesser angeordnet, die das Betriebswasser nach 4 Turbinen von je 1500 bis 2000 PS. Leistung leiten (Abb. 260). Das Kraftwerk liegt unmittelbar am Fuß der Sperrmauer. Die Stollen sind an der Wasserseite durch Rollschütze abgeschlossen, davor befinden sich engmaschige Rechen. An der Luftseite ist ein Spindelschieberschluß angeordnet.

Mit den 4 Turbinen des Kraftwerks sind Drehstrom-Generatoren von je 1550 K.W. Leistung für eine Spannung von 10000 Volt elastisch gekuppelt.

2. Für die Entleerung des Staubeckens ist vorhanden a) der Umlaufstollen im rechten Berghange von 7,0 zu 9,0 m lichte Weite im Felsausbruch. In seiner 20 m langen Abmauerung liegen 3 Rohre von 1,5 m Durchmesser, die in einem Schieberschacht von der Höhe des oberen Stauspiegels bedient werden. b) 2 Rohre von 1,5 m Durchmesser in der Sohle der Sperrmauer (Abb. 261). Diese 5 Rohre führen zusammen die »unschädliche« Wassermenge von 250 cbm/sek. ab. Sämtliche Rohre haben doppelten Schieberschluß. Der Umlaufstollen diente während der Bauausführung zur

Umleitung des Bober. Zu diesem Zweck wurde oberhalb der Baustelle ein 9 m hohes Umleitungswehr und unterhalb ein Rückstauwehr zum Schutz der Baugrube hergestellt.

3. Für die Hochwasserentlastung bei gefülltem Becken ist ein Überlauf am linken Hange bis 500 cbm/sek. Leistung eingebaut. Die gesamte Entlastung bei Hochwasser beträgt demnach 750 cbm/sek. Es ist bei diesem bedeutenden Schutzbecken von Mauer, bei dessen Entwurfsgestaltung und Ausbau der Betriebseinrichtungen der Verfasser wesentlich mitwirkte, der Grundsatz zur Durchführung ge-

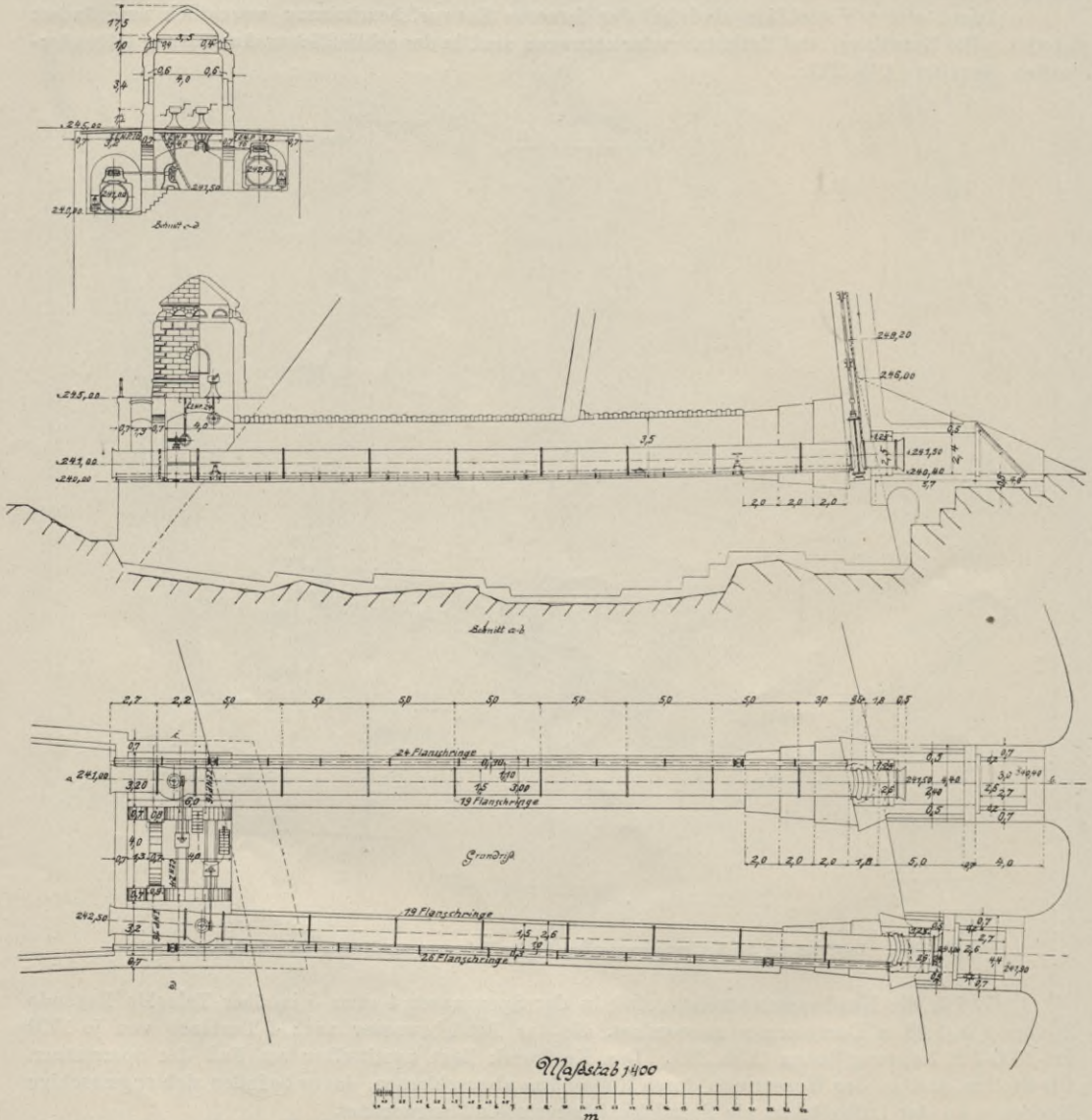


Abb. 261. Grundablässe der Hochwasserschutzperre von Mauer.

bracht, die Entlastungseinrichtungen nach Möglichkeit zu dezentralisieren. Senkrechte Wasserabstürze in Schächten, sowie der Überlauf auf der Mauerkrone, der ursprünglich in einer Strahldicke von 2,0 m geplant war, sind vermieden. Der Hochwasserabsturz ist auf das natürliche Gestein des Gebirges verlegt und der Angriff der abstürzenden Wassermassen ist vom Mauerfuß entfernt, alles in Übereinstimmung mit den oben auf S. 396 u. f. dargelegten Gesichtspunkten. Eine besondere Entlastung in Höhe des Nutzwasserspiegels fehlt, und es ist nicht uninteressant, in dieser Hinsicht den Entwick-

lungsgang von der Talsperre bei Marklissa zu der von Mauer zu verfolgen. Dort galt bei den anfänglichen Projektierungsarbeiten als ausschlaggebender Grundsatz, in dieser Höhe selbsttätige, stets offene und daher unter allen Umständen wirkende Entlastungsöffnungen zu schaffen. Zu dem Einbau von Schützen, deren Bedienung von einem Wärter abhängig ist, entschloß man sich erst später. In Mauer hat man auf den Einbau jeglicher Entlastung an dieser Stelle verzichtet, sodaß zwischen Nutzbecken und Schutzmauer eine durch äußere Maßnahmen festgelegte Abgrenzung fehlt, die es verhindern könnte, im laufenden Kraftbetriebe das Sammelbecken bis in den Hochwasserschutzraum hineinzustauen.

Über die Entlastungsvorrichtungen der Hochwasserschutzbecken in Schlesien siehe ferner Führer durch die Sammelausstellung aus dem Gebiet des Wasserbaues auf der Weltausstellung in Brüssel. Vom Kgl. preuß. Ministerium der öffentlichen Arbeiten. Berlin 1910. S. 54.

§ 43. Die Betriebseinrichtungen der Staudämme. Die Betriebseinrichtungen der Staudämme umfassen, wie die der gemauerten Sperren, die Entnahme- und Entlastungseinrichtungen. Es sei deshalb hinsichtlich vieler allgemeinen Gesichtspunkte und Einzelheiten auf die Ausführungen im vorigen § Bezug genommen.

Im besonderen sei zur Ergänzung der Mitteilungen über ausgeführte Staudämme in den vorhergehenden Abschnitten noch Folgendes hervorgehoben: In noch höherem Maße als bei den Sperrmauern muß die Absicht des Konstrukteurs darauf hinausgehen, die sämtlichen Betriebseinrichtungen außerhalb des Dammkörpers unterzubringen, sofern die örtlichen Verhältnisse und verfügbaren Mittel dies gestatten. Wenn die Abdichtung an der oberen Wasserseite des Dammes liegt — wie bei der französischen Bauweise — so sollten dort die Entnahme und der Abschluß der Rohrleitungen, gemauerten Stollen usw. liegen, damit die im Dammkörper vorhandenen Leitungen nicht unter dem Druck des gestauten Wassers stehen. Die Wasserentnahme geschieht dann meist durch freistehende Schächte. Ist im Damminnern ein abdichtender Kern vorhanden, so pflegen diese Schächte in der Erdschüttung, jedoch oberhalb des Kerns angeordnet zu werden. (Abb. 176.) Dann aber erfolgt die Durchleitung des Wassers zweckmäßig durch eiserne Leitungen, die einen inneren Druck aufzunehmen vermögen. Diese Grundablässe und Entnahmelösungen müssen besonders sorgfältig gegründet und verlegt werden, um Absackungen, Rohrbrüche und Undichtigkeiten zu vermeiden. Es läge sonst die Gefahr vor, daß der Damm durch inneren Wasserdruck aufweicht und sein Widerstandsvermögen verliert. Es muß als vorteilhaft und sicher erscheinen, die Gründung bis auf den festen Fels hinunterzuführen, wie dies z. B. an dem auf S. 314 u. f. beschriebenen Solinger Staudamm geschehen ist.

Ist ein Mauerkern verwandt, so steht auch bei amerikanischen Anlagen das Schieberhaus vielfach an der Wasserseite des Kerns; bei reinen Erddämmen am Fuße der wasserseitigen Böschung und eine Brücke stellt die Verbindung des Schachtes mit der Dammkrone her. Über die Einrichtung einiger Schieberhäuser bei amerikanischen Dämmen s. Wegmann, Design usw. V. Aufl. 1908, S. 230. Auch Wegmann macht auf die Gefahr aufmerksam, die entsteht, wenn Rohre einfach in Erddämme verlegt werden. Infolge der Senkung entstehen Brüche, das austretende Wasser zieht an der Rohrwandung entlang und befördert Ausspülungen, die zu einer Zerstörung des Dammes führen können, wie Unfälle in Amerika vielfach gezeigt haben. Er empfiehlt ebenfalls die Rohre auf Mauerwerk zu legen, das auf festem Boden gegründet ist. In Betracht kommt auch, die Rohre in einem Stollen unterzubringen, der durch den Damm geführt ist oder an der Wasserseite gemauerte Stollen herzustellen und nur an der Luftseite die Rohrleitung in Stollen anzuordnen. Ausbesserungen sind bei dieser Anordnung gut ausführbar. Am vorteilhaftesten, abgesehen von der Kostenfrage, ist es, die Rohre nicht in den Damm, sondern in einen Tunnel in den seitlichen Berghängen zu verlegen.

Der Wassereintritt in die Schächte kann in verschiedener Höhe erfolgen, die Ableitung durch Rohre im Grunde, die von der Schachtkrone aus bedient werden. Bei dem Solinger Staudamm ist in den Schächten ein Ausziehrrohr für die Wasserentnahme eingebaut (Abb. 177 u. 178), eine Einrichtung, die sich auch bei der alten Remscheider Sperre im Eschbachtale findet.

Die Hochwasserüberfälle sind stets in Mauerwerk auszuführen, wenn sie mit dem Dammkörper selbst verbunden sind. Als eine günstige Gestaltung der Örtlichkeit muß es angesehen werden, wenn hierfür eine Stelle zur Verfügung steht, wo die Formation gestattet, die Hänge durch ihre niedrige Lage (Einsattlung) als Überlauf auszubilden. Dadurch wird die Gefahr der Ausspülung des Dammes ausgeschieden. Sonst sollte man durch eine Verteilung auf beide Hänge den Angriff des abströmenden Wassers zu mindern suchen.

Die Überfälle müssen in ihrer Leistungsfähigkeit möglichst reichlich nach der größtmöglichen sekundlichen Hochwassermenge bemessen werden, um ein Überströmen des Dammes unter allen Umständen zu vermeiden. Aus gleichem Grunde empfiehlt es sich, die Dammkrone so hoch über der Überfallsschwelle zu legen, daß auch bei höchstem Wasserstand, Wellenschlag oder Eisauftauung das Wasser nicht über den Damm schlägt. Ein überströmter Damm gilt, wie schon früher bemerkt wurde, als ein verlorener. Wenn die größte Hochwassermenge für die Berechnung nicht vollkommen sicher feststeht, sollte man zur weiteren Sicherheit unter allen Umständen die Krone und die luftseitige Böschung mit einer festen Steinpflasterung versehen und an der Wasserseite mindestens eine kräftige Steindecke anbringen. Besondere Aufmerksamkeit ist auf den dichten Anschluß der Erde an das Mauerwerk zu richten, wo eine gemischte Bauweise vorhanden ist. Dieser muß derart erfolgen, daß der Wasserdruck die Erde gegen das Mauerwerk drückt.

Über die Betriebseinrichtungen des Solinger Staudammes s. S. 314.

Am Staudamm von Torcy (Abb. 154) ist ein von der Dammkrone aus zugänglicher Schacht vorhanden, welcher die Gestänge für die Schützen aufnimmt. Es ist hervorzuheben, daß am Einlauf zum Entnahmestollen ein Dammbalkenverschluß vorgesehen ist.

Eine Entlastung durch einen brunnenartigen Überfall zeigt Abb. 168, die den Querschnitt durch den Staudamm von Bradford darstellt.

Die Entlastung des Beckens von Villegusien an der Vingeanne erfolgt mittelst zweier quadratisch gebauter Türme, die den Wasserabfluß in verschiedener Höhe ermöglichen (Abb. 158 u. 161). Es können 650 cbm/sek. abgelassen werden (Näheres Le Génie Civil 17. 10. 08).

Staudamm an der Radaune bei Straschin-Prangschin. Das Niederschlagsgebiet des Staubeckens ist 727 qkm groß. Die mittlere Jahresabflußmenge beträgt etwa 190 bis 200 Mill. cbm. Das Mittelwasser ist im Durchschnitt 6 cbm/sek., während als niedrigste Wassermenge im Jahre 1904 rund 2,1 cbm/sek. festgestellt sind. Aus der Talsperre muß an die unterhalb an der Radaune gelegenen Mühlen stets entweder das ganze oder ein bestimmter Teil des in die Sperre fließenden Wassers weitergegeben werden. Zur Entleerung des Beckens ist ein Grundablaß (Abb. 171) vorhanden als eisernes Rohr von 1,5 m Durchmesser, das in einem Stollen aus Beton mit beiderseitiger Abmauerung verlegt ist. Der doppelt vorgesehene Verschluß besteht an der Luftseite aus einem Spindelschieber, an der Wasserseite aus Zugschützen, die in dem hier errichteten Entnahmeturm im Grunde und um 4 m höher angebracht sind. Dieser mehrfache Einlaß geschah, um bei etwaiger Versandung den Grundablaß betriebsfähig zu erhalten. Ein sog. Füllschieber von 30 cm Durchmesser entlastet die großen Schützen, in dem man Turm und Rohrleitung mittels des kleinen Einlasses zunächst füllt. Der Grundablaß faßt 20 cbm/sek.

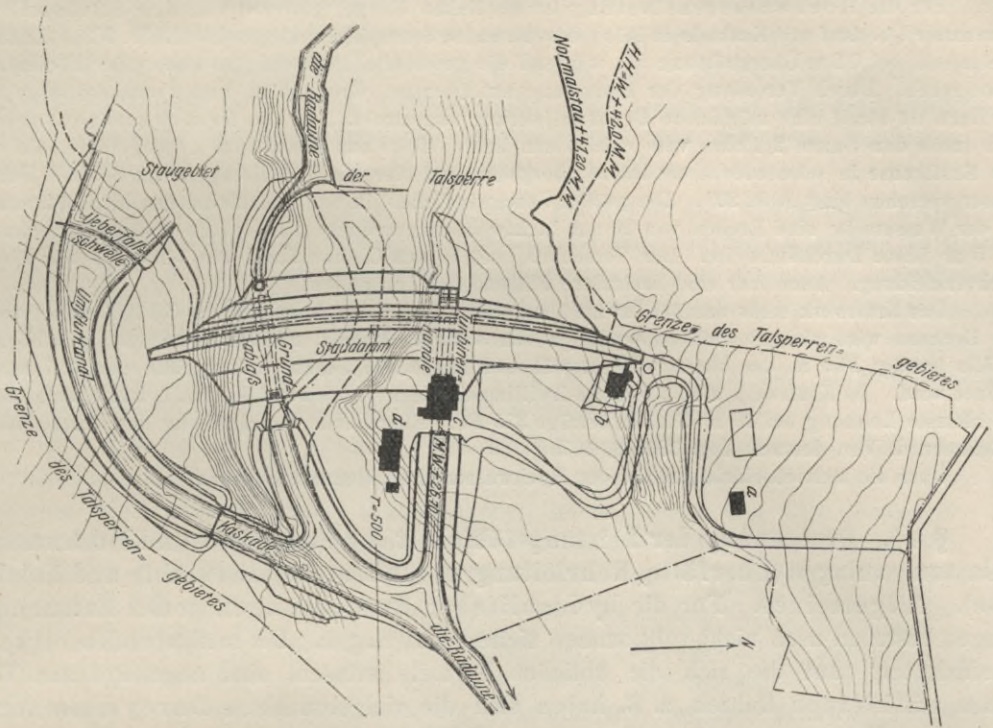


Abb. 262. Lageplan des Staudammes an der Radaune bei Danzig. 1:4000.

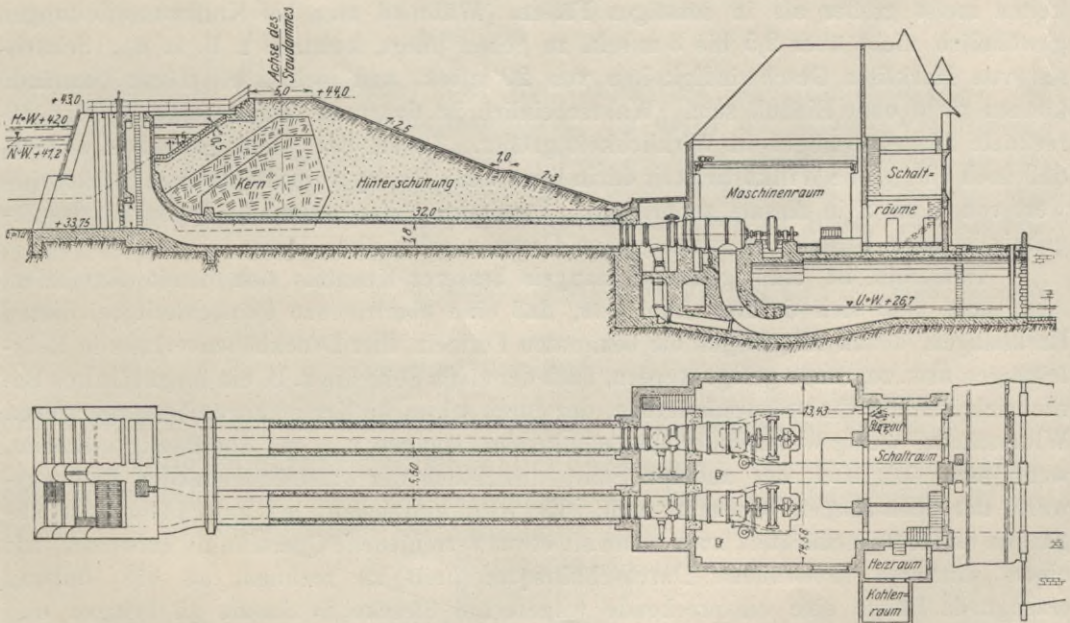


Abb. 263. Querschnitt durch den Staudamm an der Radaune mit Kraftwerk. Maßstab 1:600.

Für die Hochwasserentlastung ist am linken Hange, getrennt von dem Staudamm, ein gemauerter Überlauf mit Kaskade in Höhe des normalen Stauspiegels angeordnet (Abb. 262). Er führt 70 cbm/sek. bei 0,8 m Überströmung ab, während die gewöhnlichen Hochfluten kaum über 20 cbm/sek. hinausgehen. Durch Verteilung der Entlastung auf Überlauf, Grundablaß und Freiwasserrohre der Turbinen ist somit eine möglichste Dezentralisierung angestrebt. Für die Kraftwasserentnahme sind durch den Damm 2 Rohre von je 1800 mm lichte Weite aus Eisenbeton durchgeführt, die vor dem Kraft Hause in schmiedeeiserne Rohre übergehen und hier mit Freileitungen von 800 mm Durchmesser versehen sind (Abb. 263). Die größte Geschwindigkeit in den Druckleitungen beträgt 2 m/sek. An der Wasserseite sind Rechen von 20 mm Lichtweite angeordnet. Die beiden Einlaßschütze haben je 3,5 m lichte Durchflußweite. Der Verschuß besteht aus Gleitschützen aus I-Trägern mit Eisenblechverkleidung. Auch hier sind besondere Füllschieber vorhanden.

Das Kraftwerk steht unmittelbar am Dammfuß. Durch den Ausgleich des 3,4 Mill. cbm fassenden Beckens wird eine Betriebswassermenge von 3 bis 4 cbm/sek. nutzbar gemacht. Das höchste Gefälle beträgt 14,5 m, das kleinste 10 m, während mit einem Durchschnittsgefälle von 13,7 m gerechnet wird. Im Kraftwerk sind 2 Francis-Zwillingsturbinen von je rund 600 PS. Leistung aufgestellt. Die kleinste Leistung bei 10 m Gefälle beträgt 375 PS. Eingehende Beschreibung der Gesamtanlage s. Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1910 S. 1079.

Über die Betriebseinrichtungen der Hochwasserschutzdämme s. S. 403 u. f.

§ 44. Berechnung der Leistungsfähigkeit der Entnahme- und Hochwasserentlastungsanlagen (Überfälle, Rohrleitungen, Stollen, Abfallschächte und Notauslässe). Allgemeines. Für die hydraulischen Berechnungen großer Entlastungsanlagen bestehen noch nicht vollkommen sichere Unterlagen. Die maßgebenden Beiwerte (Koeffizienten), auf die sich die üblichen Formeln stützen, sind abgeleitet aus Versuchen mit kleinen Rohren, z. B. haben sich die vielgebrauchten Darcyschen Werte ergeben aus Versuchen mit Rohren von etwa 0,027 bis 0,50 m Lichtweite. Die neueren Stollen, Rohrleitungen und Abfallschächte aber haben Weiten bis 8 m und noch darüber hinaus. Die Versuchswerte beziehen sich überdies auf glatte eiserne Wandungen, während diese Umläufe oft in Fels mit der bei der Aussprengung sich ergebenden Rauheit liegen oder Bruchsteinausmauerungen haben. Es sind hier auch die Wassergeschwindigkeiten meist größer als in sonstigen Fällen. Während man bei Kraftwasserleitungen gewöhnlich nicht über 2,5 bis 3 m/sek. zu gehen pflegt, kommen z. B. in den Schächten von Marklissa Geschwindigkeiten von 20 m/sek. und mehr vor. Diese Umstände können nicht ohne Einfluß sein. Wahrscheinlich ist das nach den üblichen Werten errechnete Abflußvermögen in Wirklichkeit größer. Zudem darf nicht übersehen werden, daß doch eine große Willkürlichkeit darin liegt, wenn Darcy vorschlägt, einen Sicherheitswert von 1 bis 2 in Ansatz zu bringen. Damit kann der rechnende Ingenieur das Ergebnis je nach Belieben in recht großen Grenzen schwanken lassen.

Immerhin ist man genötigt, mangels besserer Kenntnis sich damit abzufinden. Aber man muß sich darüber klar sein, daß eine übertriebene Peinlichkeit bei diesen Rechnungen, denen im übrigen die bekannten Formeln über Druckhöhenverluste in Rohrleitungen usw. zugrunde gelegt werden, nach der einen Seite hin z. B. ein ängstliches Berücksichtigen der Einlaufverminderung, der durch schwache Krümmungen hervorgerufenen Widerstände, wenig wechselnder Querschnittsabmessungen u. a. m., überflüssig erscheint, wenn man sich nach der anderen Seite hinsichtlich der ausschlaggebenden Reibungswerte mit Schätzungen begnügen muß. Es wird hinreichen, bei gewundenen Stollengängen und Abfallschächten, auch wenn sie etwas verschiedene Querschnitte aufweisen, mit einem mittleren kreisrunden Durchschnittsquerschnitt zu rechnen, als die Reibung erzeugende Länge eine entsprechende wagerechte Strecke in Ansatz zu bringen und daraus die Widerstandshöhe oder, sofern diese durch die Bedingungen gegeben ist, die

Geschwindigkeit oder Durchflußmenge zu ermitteln. Hierbei möchten, bis andere Zahlen vorliegen, die Darcyschen oder Kutterschen Formeln zu benutzen sein und, sofern vieles davon abhängt, auf möglichste Sicherheit d. h. auf die Wahl eher zu großer als zu kleiner Querschnitte bedacht zu nehmen sein. Jene lassen sich erforderlichenfalls im Betriebe unschwer durch Einschalten von Schiebern oder Schützen regulieren. Zu kleine Querschnitte würden tñblere Folgen nach sich ziehen.

Es ist zu hoffen und zu wñnschen, daß, wo immer sich Gelegenheit bietet, aus dem Betriebe der neuerdings fertiggestellten und im Bau begriffenen großen Talsperren in Deutschland und im Auslande durch Beobachtungen und Messungen verläßlichere Werte gefunden werden. Jedenfalls liegt die Möglichkeit vor, diese Praxis der Forschung und der Vertiefung unserer Kenntnis über die hydraulischen Vorgänge nutzbar zu machen, während Versuche eigens für diesen Zweck wegen der außerordentlichen Kosten und sonstigen Schwierigkeiten nicht wohl ausführbar sind.

Man geht bei der Berechnung des Abführungsvermögens der Rohrleitungen, Stollenumläufe, Abfallschächte und Notauslässe meist probierend vor, da die Größen der Rechnung wie Geschwindigkeit, Reibungshöhe, Reibungswerte u. a. sich gegenseitig bedingen und voneinander abhängen. Die erforderliche Leistungsfähigkeit, d. h. die Wassermenge Q , die in der Sekunde abgeleitet werden soll, wird im allgemeinen bekannt sein. Es handelt sich also darum, den Querschnitt der Abzugskanäle so zu wählen, daß mit der zur Verfügung stehenden Druckhöhe die Wassermenge Q bewältigt werden kann. Diese Druckhöhe h ist in der Regel durch die konstruktiven Anordnungen der Talsperre festgelegt, es wird z. B. der Höhenabstand zwischen dem zu berechnenden und in bestimmter Höhenlage zu verlegenden Rohre und dem Wasserstand des gefüllten Beckens bzw. einem anderen innezuhaltenden Wasserstand bekannt sein.

Aus der Wassermenge Q und dem vorläufig angenommenen Querschnitt F oder Durchmesser ergibt sich die Wassergeschwindigkeit u für einen Kreisquerschnitt vom Durchmesser d zu

$$u = \frac{Q}{F} = \frac{Q \cdot 4}{\pi \cdot d^2}$$

Nunmehr ist man imstande, unter Hinzunahme der sonstigen Bedingungen der Rohre oder Stollenleitung die Widerstandshöhen, die durch die Reibung des Wassers entstehen, zu ermitteln und man muß ferner prüfen, ob nach Abzug der insgesamt auftretenden Widerstände von der Gesamtdruckhöhe h noch soviel an Druckhöhe verbleibt, um dem Wasser die notwendige Anfangsgeschwindigkeit zu geben. Je nach dem Ergebnis dieser Berechnungen muß man den vorläufig gewählten Querschnitt vergrößern oder verkleinern. Wenn also die einzelnen Widerstände $w_1, w_2, w_3 \dots$ sind, so muß die Beziehung bestehen:

$$w_1 + w_2 + w_3 \leq h - \frac{u^2}{2g},$$

worin g die Beschleunigung durch die Schwere ist. Im einzelnen sei bemerkt:

Überfälle am Berghange und auf der Sperrmauer. Die sekundliche Abflußmenge Q berechnet sich ohne Berücksichtigung der Anfangsgeschwindigkeit für ein vollkommenes Überfallwehr nach der Formel:

$$Q = \frac{2}{3} \mu \cdot b \cdot h^{\frac{3}{2}} \sqrt{2g}$$

worin b = Überfalllänge, h = Strahldicke, $g = 9,81$ in m ist.

Es scheint zulässig, die Anfangsgeschwindigkeit zu vernachlässigen, da am Überfall der Übergang aus dem ruhigen Wasser des Sammelbeckens in den Absturz fast unmittelbar stattfindet.

Für die abgerundeten Überläufe der Hangkaskaden (s. Abb. 228) sowie auch der Mauerrücken (s. Taf. 1 Abb. 1) mit glatter, verputzter Fläche, rechnet man $\frac{2}{3} \mu = 0,50$. Für einen breiten Überfall — etwa für den Fall des Überströmens der Fahrbahn — der Mauerkrone kann man $\frac{2}{3} \mu = 0,35$ setzen¹⁾.

Es darf nicht außeracht gelassen werden, bei einem Hangüberfall auch die Leistungsfähigkeit des anschließenden Sturzbettes bis zur Kaskade zu berücksichtigen. Es empfiehlt sich diesen Sturzbetten ein starkes Gefälle von 1:30 bis 1:50 zu geben. Ihre Berechnung kann für die Stelle des Überganges in die Kaskade als vollkommenes Überfallwehr nach der oben angegebenen Formel erfolgen, wobei $\frac{2}{3} \mu$ ebenfalls = 0,50 zu setzen ist. Füllt sich hierbei das Sturzbett bis über die Überlaufhöhe, so entsteht ein unvollkommener Überfall und man rechnet

$$Q = \frac{2}{3} \mu_1 b \cdot h \cdot \sqrt{2gh} + \mu_2 \cdot b \cdot a \cdot \sqrt{2gh}, \text{ worin im M. } \frac{2}{3} \mu_1 = 0,50; \mu_2 = 0,60.$$

h = Höhenunterschied zwischen gestautem und ungestautem Wasserspiegel in m.

a = Tiefe der Wehrkrone unter ungestautem Wasserspiegel in m.

Das Abführungsvermögen ist für die größte mögliche Hochflut bei gefülltem Becken einzurichten. Auf die ausgleichende Wirkung des Beckens ist dabei, wie S. 393 u. f. näher ausgeführt wurde, nicht Rücksicht zu nehmen. Einen Anhalt über die bei ausgeführten Anlagen angenommenen größten Abflußmengen gibt die Tabelle 66.

Tabelle 66. Größte Abflußmengen für die Berechnung von Überfällen.

	cbm/qkm
1. Rheinisch-westfälische Talsperren (kleinere N.-G. bis 100 qkm)	1,0 bis 1,2
2. Alfeldweiher (5,2 qkm)	2,3
3. Marklissa (303 qkm)	2,6
4. Harzdorfer Bach (Böhmen) (15,9 qkm)	1,26
5. Nordhauser Talsperre (5,7 qkm)	1,0
6. Waldecker Talsperre (1430 qkm)	0,63

Über die größten Abflußmengen bei den schlesischen Talsperren s. auch Tab. 65.

Rohrleitungen. Die Berechnung der notwendigen Druckhöhe bei der Bewegung des Wassers in geschlossenen Rohrleitungen oder Druckstollen mit Kreisquerschnitt geschieht nach der Formel:

$$h = \left(1 + \xi + \lambda \frac{l}{d}\right) \frac{u^2}{2g}$$

worin bedeutet:

l Länge der Leitung in m,

d Durchmesser der Leitung in m,

h Druckhöhe in m,

ξ Widerstand beim Eintritt des Wassers in die Leitung,

λ Reibungskoeffizient für die Bewegung des Wassers an den Rohrwandungen,

u Geschwindigkeit des Wassers in m/sek.,

g die Beschleunigung durch die Schwere.

¹⁾ Weiteres über den Wert von μ s. S. 56, ferner des Verfassers Schrift »Die Ausnutzung der Wasserkräfte 2. Aufl. 1908, S. 53 und Abschnitt »Wehre« dieses Handbuches, sowie »Hütte« 21. Aufl. Band I S. 277.

Bei beliebigem Querschnitt F und Umfang U ist zu setzen: $\lambda \frac{l}{d} = \lambda \frac{U}{4F} \cdot l$.

Die 3 Teile der obigen Formel haben folgende Bedeutung:

$\frac{u^2}{2g}$ ist die notwendige Druckhöhe, um dem Wasser die Anfangsgeschwindigkeit zu erteilen.

$\xi \frac{u^2}{2g}$ ist der Verlust infolge Zusammenziehung beim Eintritt des Wassers in die Leitung.

$\lambda \frac{l \cdot u^2}{d \cdot 2g}$ ist die Reibungshöhe des Wassers an den Rohrwänden¹⁾.

Bei langen, möglichst gradgeführten Rohrleitungen und bei geringen Geschwindigkeiten, die den Wert $u = 1$ nicht überschreiten, kommt im allgemeinen nur der wirkliche Reibungsverlust in der Rohrstrecke in betracht. Die notwendigen Druckhöhen für Erteilung der Anfangsgeschwindigkeit, der Eintrittsgeschwindigkeit und Verluste in den Krümmungen können außer acht gelassen werden, und man hat die Beziehung

$$h = \lambda \frac{l}{d} \cdot \frac{u^2}{2g}$$

Bei kürzeren Leitungen wird man den Eintrittswiderstand und die zu erzeugende Anfangsgeschwindigkeit berücksichtigen. Es ist bei scharfer Einlaufkante ξ im Mittel $= 0,5$. Der Wert sinkt aber bei glatter Abrundung der Einmündung bis auf 0,01 herab. Man rechnet für größere Rohrleitungen mit möglichst günstig gestaltetem Einlaufbauwerk $\xi = 0,2$, bei trichterförmig ausgebildetem Einlauf zu großen Rohren selbst $\xi = 0,1$. Bei den Grundabläßrohren der Möhne-Talsperre mit gut abgerundeten Einlaufstücken wurde $\xi = 0,02$ gesetzt.

Der Verlust an Druckhöhe d. i. die Widerstandshöhe beim Durchgang des Wassers durch ein Knie ist

$$w = \xi \frac{u^2}{2g}$$

Bei einem Außenwinkel des Kniestückes von	20	40	60	80	90	100	120	140
ist $\xi =$	0,046	0,139	0,364	0,740	0,984	1,260	1,861	2,431

Für gekrümmte zylindrische Rohre ist

$$w = \xi \frac{\beta}{90^\circ} \cdot \frac{u^2}{2g}$$

Wenn a der Halbmesser der Rohrweite und r der Halbmesser der Krümmung ist, so ist

Für $\frac{a}{r} =$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$\xi =$	0,131	0,138	0,158	0,206	0,294	0,440	0,661	0,977	1,408	1,978

Der Wert λ hängt nach Versuchen von Darcy weniger von u als von dem Durchmesser des Rohres ab. Nach Darcy ist für Rohre mit glatten Wandungen

$$\lambda = 0,01989 + \frac{0,0005078}{d}$$

¹⁾ Weiteres vergl. IV. Aufl., Band I, S. 488 dieses Handbuches; Hütte, Des Ingenieurs Taschenbuch, 21. Aufl., I, S. 281 u. a.

Bei Rohren, die durch Rost oder Niederschläge rauh geworden sind, nimmt das Abführungsvermögen erheblich ab und man wendet für die Ermittlung von λ einen Sicherheitsbeiwert an, der zwischen 1 und 2 schwankt. Man hat demnach

$$\lambda = \left(0,01989 + \frac{0,0005078}{d} \right) \sigma$$

Bei sehr reinem Wasser und vor Rost geschützten Rohren ist $\sigma = 1$ oder wenig mehr. Bei unreinem Wasser und Rostansatz rechnet man $\sigma = 2$ und mehr. Bei den Grundablaßrohren der Talsperre von Mauer (Durchmesser 1,5 m) wurde zur Sicherheit mit $\lambda = 0,04$ gerechnet; wohingegen bei der Talsperre von Marklissa $\lambda = 0,0162$ gesetzt wurde.

Diese Einflüsse im voraus genau zu erkennen, ist schwierig. Für die Beurteilung der Verminderung der Leistungsfähigkeit einer Rohrleitung möge folgender Versuch an der etwa 14 km langen und 30 Jahre alten Trinkwasserleitung der Stadt Nordhausen mitgeteilt werden. Auf Grund von unmittelbaren Messungen im Oktober 1902 konnte die Leistungsfähigkeit der Leitung aus dem Langental, woher die Stadt ihre Trinkwasserversorgung bezieht, in ihrem damaligen Zustande in Vergleich gestellt werden mit der Leistungsfähigkeit einer neuen Leitung mit glatten Wandungen unter sonst gleichen Umständen. Die Leistungsfähigkeit einer neuen Leitung bei 245 mm l. W., 35,1 m Gefälle und 11400 m Länge hätte rechnermäßig 35,8 l/sek. betragen müssen. Tatsächlich flossen aus der Leitung in den Hochbehälter der Stadt, dessen Inhalt genau feststand, nur 21,2 l/sek. Es war also eine Verminderung der Leistungsfähigkeit von $\frac{21,2}{35,8} = 0,592$ eingetreten. Anderweit sind bei gußeisernen Rohren von 0,10 bis 0,38 m Durchmesser nach 10 bis 40 Betriebsjahren Ablagerungen von 54 bis 28 v. H. des Querschnittes vorgefunden, wobei die kleineren Querschnitte im allgemeinen stärkere Ablagerungen aufwiesen.

Für mäßige Inkrustation und für die übliche Zeitdauer des Bestandes eiserner Leitungen wird es genügen, eine Verminderung des Abführungsvermögens auf 0,8 der neuen Leitung anzunehmen.

Der Wert λ berechnet sich nach Weißbach zu $\lambda = 0,01439 + \frac{0,0094711}{\sqrt{u}}$, hierbei wird u zunächst geschätzt; angenähert ist $h = \frac{u^2}{2g} (1 + 0,1)$, woraus sich bei bekannter Druckhöhe h ein Wert für u ergibt, der zu groß sein wird. Auf dem Wege des Probierens gelangt man zu Werten von u , die so gewählt sein müssen, daß in der Formel

$$h = \frac{u^2}{2g} \left(1 + \xi + \lambda \frac{l}{d} \right)$$

das errechnete h die vorhandene Druckhöhe nicht übersteigt. Aus $Q = F \cdot u$ ergibt sich dann die Leistungsfähigkeit des Rohres. Diese Formel gilt nur für ganz glatte Wanderungen und liefert im allgemeinen zu große Werte.

Für die Rohrdurchlässe in der Stollenabmauerung und die Grundablässe in der Mühne-Sperrmauer (Durchmesser 1,4 m) wurde nach Weisbach gerechnet:

$$\text{für } u = 6,5 \text{ m/sek.; } \lambda = 0,0182 \text{ bis } u = 27 \text{ m/sek.; } \lambda = 0,162.$$

Über neuere Versuche über Reibungswiderstand in Rohrleitungen für Geschwindigkeiten bis 53 m/sek. und Durchmesser bis 4 m, siehe »Hütte« 21. Aufl. I. Band S. 293. Darnach ist

$$\lambda = 0,02 + \frac{0,0018}{\sqrt{u d}}$$

für neue oder sehr gut gereinigte Rohre mit ganz geringen Unebenheiten an der Innenfläche und an den Verbindungsstellen (gute sorgfältig verlegte Gußrohre). Schmiedeeiserne Rohre zeigen oft mehr Unebenheiten im Innern. Für vorläufige Berechnungen wird hiernach $\lambda = 0,03$ empfohlen.

Eingehende Betrachtungen über Rohrleitungen, ihre Linienführung, Baustoffe, Wandstärken, Rohrverbindungen, Auflagerung u. a. m. siehe Mattern, Ausnutzung der Wasserkräfte, II. Aufl. 1908, S. 177 u. ff., vergl. auch des Verfassers Angaben in der »Hütte« 21. Aufl. III. Band S. 626.

Über die Festigkeit von ovalen Rohren gegen innern und äußern Flüssigkeitsdruck s. Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1909, S. 383.

Stollen (Druckstollen) und Abfallschächte. Der Widerstand an den Wandungen der Stollen oder Abfallschächte, sei es, daß es sich um wagerechte Ableitungskanäle oder um senkrechte Schächte handelt, berechnet sich für Kreisquerschnitt nach der Formel

$$W = \left(\xi + \lambda \frac{l}{d} \right) \frac{u^2}{2g}$$

Für große, eisenausgepanzerte Stollen ist wie vor

$$\lambda = \left(0,01989 + \frac{0,0005078}{d} \right) \sigma,$$

worin $\sigma = 1$ gesetzt wird.

Ist Beton- oder Mauerauskleidung vorhanden, so kann man annehmen $\sigma =$ bis 2. Als Mittelwert kann für raube Flächen $\sigma = 1,5$ gelten. Diese letztere Annahme darf man als sehr vorsichtig bezeichnen. Es ergeben sich dabei große Widerstände und man kann vermuten, daß das wirkliche Abführungsvermögen größer als errechnet sein wird.

Bei Berechnung der Talsperren von Marklissa und Mauer wurde nach Darcy angenommen bei $v = 20$ bis 30 m/sek. und Durchmessern von 5–6 m:

$\lambda = 0,02$ für glatt verputzte Stollenwandungen,

$\lambda = 0,03$ für die eisenausgepanzerten Abfallschächte,

$\lambda = 0,04$ für die teilweise eisengepanzerten, teilweise ausgemauerten Umlaufstollen.

Bei der Möhne-Talsperre wurde nach Weisbach für den Umlaufstollen im linken Berghang (Ausmauerung mit Ziegeln bzw. Betonkünststeinen, $F = 12,5$ qm) entsprechend der Durchflußgeschwindigkeit gesetzt:

bei $v = 3,0$ m/sek.; $\lambda = 0,0196$ bis $v = 10$ m/sek.; $\lambda = 0,0174$.

Den Beiwert des Eintrittswiderstandes kann man, da es sich hier meist um große Öffnungen handelt, bei glattgestalteter Einströmung mit $\xi = 0,1$ bei rauher, wenig ausgeglichener Einströmung unbefestigter Stollenmundlöcher mit $\xi = 0,2$, in Ansatz bringen.

Die Stollen oder Schächte sind meist aus graden oder Bogenstücken zusammengesetzt. Es empfiehlt sich, die Widerstände der einzelnen Strecken zu berechnen nach

$$w = \lambda \frac{l}{d} \cdot \frac{u^2}{2g}$$

Sind starke Krümmungen vorhanden, die man berücksichtigen will, so ist der dadurch hervorgerufene Widerstand

$$w = \xi \frac{\beta^0}{90^0} \cdot \frac{u^2}{2g} \text{ (s. S. 417).}$$

Ein weiterer Widerstand entsteht, wenn die Abfallschächte in wagerechte Stollen einmünden. Für den Wert von ξ ist hier der Einfallwinkel maßgebend.

Die Summe dieser Einzelwiderstände gibt den Gesamtwiderstand. Dieser darf, wie bemerkt, höchstens so groß sein, daß der Rest des zur Verfügung stehenden Spiegelunterschieds die notwendige Anfangsgeschwindigkeit zu erzeugen im Stande ist.

Ein durchgerechnetes Beispiel dieser Art für Stollen und Abfallschächte findet sich bei Bachmann, Die Talsperrenanlage bei Marklissa.

Über Druckverluste in Krümmungen von Rohrleitungen (Versuche) s. auch Amer. Soc. Civil Eng. Proceed. Mai 1908, S. 416.

Öffnungen in der Sperrmauer. Die Berechnung der Leistungsfähigkeit (Q) von Öffnungen in der Sperrmauer für den Hochwasserabfluß erfolgt nach der Formel

$$Q = \mu \cdot F \cdot \sqrt{2gh},$$

worin $\mu = 0,65$, als Mittelwert

F = der Querschnitt der Öffnung,

h = Druckhöhe ist.

Bei gut abgerundeten Einläufen von Rohren kann der Wirkungsgrad (Kontraktion) 0,9 bis 0,97 gesetzt werden. Diese Werte wurden u. a. angewandt für die Berechnungen der Möhne- bzw. Queistalsperre. Die erforderliche Druckhöhe für längere Durchgänge in der Mauer berechnet sich wie oben nach

$$h = \left(1 + \xi + \lambda \frac{l}{d}\right) \frac{u^2}{2g}$$

worin $\xi = 0,2$, etwa für quadratischen, durch Schützen abgeschlossenen Einlauf und λ (für Mauerwerk) = 0,03 angenommen werden kann.

Im übrigen können für die verschiedenartig vorkommenden Öffnungen die Formeln für die Überfälle und Ausflüsse bei Wehranlagen und Pfeilerbauten usw. sinnentsprechende Verwendung finden. Auf diese Formeln der praktischen Hydraulik, über die Handbücher, wie Handbuch der Ingen.-Wiss. III. Teil, II. Band, die Hütte u. a. m. Aufschluß geben, soll hier nicht näher eingegangen werden.

§ 45. Außergewöhnliche Betriebseinrichtungen. Außergewöhnliche Betriebseinrichtungen werden an Talsperren notwendig, wenn in dem abgesperrten Flußlaufe Schifffahrt vorhanden war, die naturgemäß aufrecht erhalten werden soll. Die Stauung durch Talsperren ist grundsätzlich der gleiche Vorgang wie an den Staustufen eines Kanals oder eines kanalisierten Flußlaufes. Es ist ein künstlich angespannter Wasserstand vorhanden und die Verbindung zwischen dem höheren Wasserspiegel oberhalb des Stauwerks und dem Unterwasser muß für die Schifffahrt durch besondere Vorrichtungen vermittelt werden. Man hat bei neueren Kanälen ebenso bedeutende Gefälle auf einen Punkt vereint, wie sie an Staubecken vorzukommen pflegen. Es sei u. a. hingewiesen auf den Oberländischen Kanal bei Elbing mit seinen 5 Stufen von 19 bis 25 m Höhe, und auf den Dortmund-Emskanal, dessen Seitenkanal nach Dortmund mit 14 m Gefälle nach dem Hauptkanal Herne-Ems absteigt. Ferner sei erwähnt der Großschiffahrtsweg Berlin-Stettin, bei dem von der Scheitelhaltung der Abstieg zur Oder mit 36 m Gefälle in kurzer Strecke erfolgt. Eine Schleusentreppe, aus einer Reihe hintereinander geschalteter Schleusen bestehend, ein Schiffshebewerk oder eine geneigte Ebene usw. muß den Übergang der Schiffe ermöglichen.

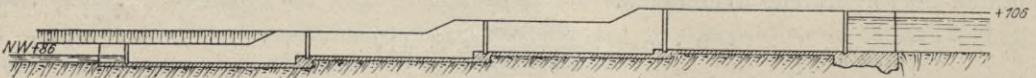


Abb. 264. Schleusentreppe an der Staumauer von Assuan. Vier Schleusen mit je 6 m Gefälle.

Aufspeicherungen an schiffbaren Flüssen mit großen Stauräumen und hohen Gefällen sind selten ausgeführt. Der Zweck solcher Becken würde sein, Hochwasserschutz den Niederungen zu bringen, Zuschußwasser zu der natürlichen Wasserführung

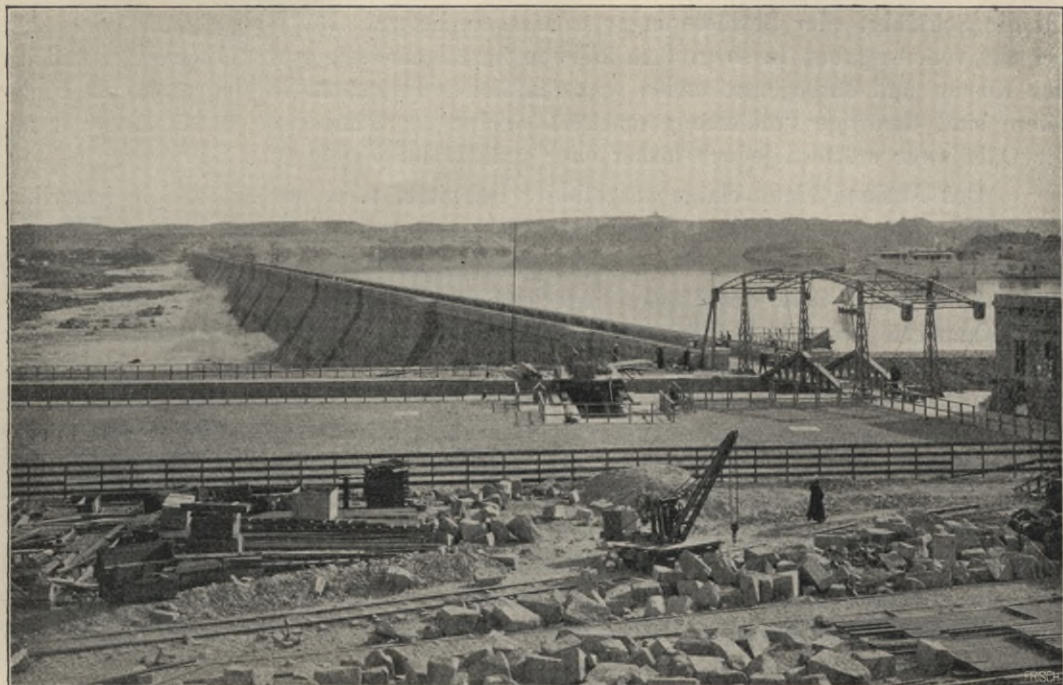


Abb. 265. Schiffahrtsschleusen mit Portalbrücke an der Staumauer bei Assuan.

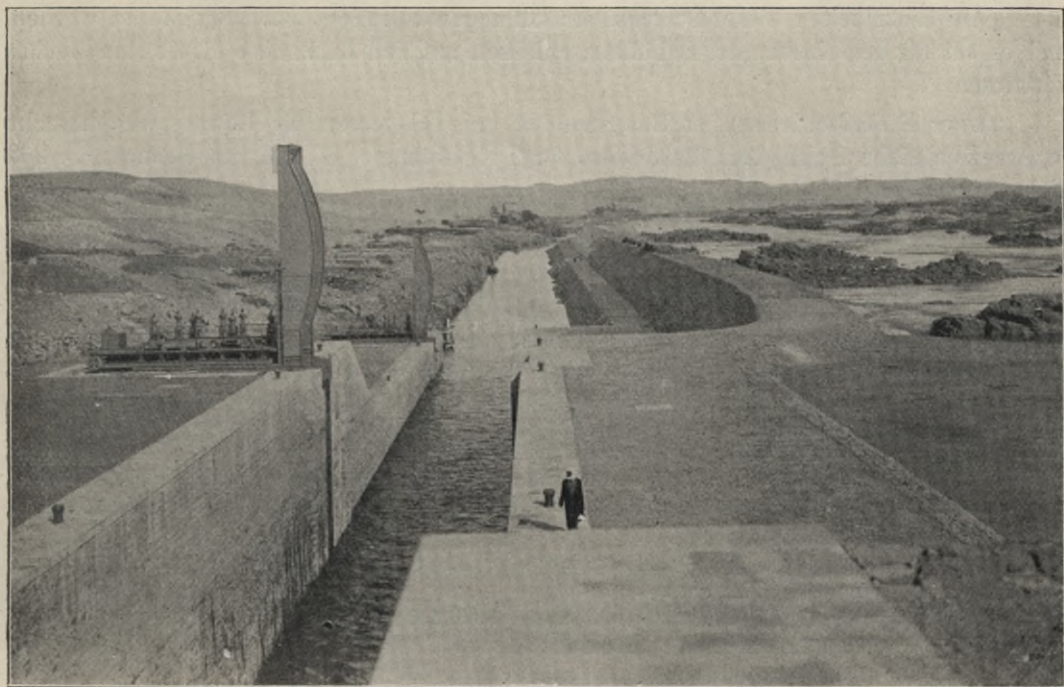


Abb. 266. Blick in die nördlichste Schleusenammer an der Staumauer bei Assuan.

für die Schifffahrt oder Bewässerungen u. a. m. zu liefern. Der Talsperrenbau hat sich bei uns von Aufgaben in so großem Rahmen im allgemeinen noch ferngehalten und an den Kosten und entgegenstehenden wirtschaftlichen Interessen in den gestauten Fluß-tälern sind derartige Probleme gescheitert. Pläne für Staubecken dieser Art sind für die Oder zwar erörtert, jedoch bisher ohne praktischen Erfolg (s. S. 32).

Das Ausland bietet einige ausgeführte Beispiele, u. a. am Nil und in Amerika.

Die Assuan-Talsperre (s. S. 4) ist in eigenartiger Weise mit einer Schleusen-anlage verbunden, wenn zwar die Schifffahrt auf diesem Teile des Nils nicht bedeutend ist. Auf der linken Seite des Flusses liegt der Schifffahrtskanal und eine Schleusentreppe mit 4 Kammern (Abb. 264 bis 266), so daß die Schifffahrt bei jedem Wasserstande aufrecht erhalten werden kann. Das Schleusengefälle beträgt je 6 m. Die oberen Schleusen-tore sind 19 m hoch, um auch beim höchsten Wasserstand im Becken schleusen zu können. Die Schleusen-kammern sind je 80 m lang und 9,5 m breit. Die Mindest-wassertiefe ist 2,0 m. Die Tore sind als Schiebetore ausgebildet und laufen mittels Rollen auf oberen aufklappbaren Trägern. Die Tore werden mit Druckwasser bewegt, das durch eine Pumpe und eine aus dem Staubecken gespeiste Turbine geliefert wird. Zur Aushilfe sind Dampf-pumpen vorhanden. Näheres Zeitschr. des Ver. deutsch. Ing. 1904, S. 90 nach Minutes of Proceedings of the Institution of Civil Engineers 1902/03, Bd. II, S. 71 u. 108. Ferner Zeitschr. f. Bauwesen 1900, S. 376.

Eine andere Anlage dieser Art ist im Tennessee-Flusse, bei Hales Bar, Tenn. vorhanden, in Verbindung mit einem Wasserkraftwerk von 56000 PS. Leistung. Das Stauwerk hat eine Höhe von 20 m. Für die Aufrechterhaltung der Schifffahrt ist hier eine Schleuse von 90 m Länge, 18 m Breite und 2,5 m Tiefe vorhanden. Das Gefälle beträgt rund 12 m. Näheres Engin. Rec. Nov. 1905, S. 516.

Auf Einzelheiten dieser Schleusen-anordnungen soll hier nicht eingegangen werden, und es sei für den Ausbau der Schifffahrtsschleusen auf Teil III Band 8 dieses Handbuches verwiesen.

Über Einlaßschleusen zu Hangkanälen bei Talsperren für Bewässerungszwecke in Amerika siehe Schuyler, Reservoirs for Irrigation etc. S. 256 (La Grange), S. 262 (Folsom) u. a. m.

Literatur.

- Neben den im Text angegebenen Quellen sei für das Studium der Betriebseinrichtungen an Talsperren noch hingewiesen auf folgende Aufsätze, die neuere große Ausführungen behandeln:
- Über die Betriebseinrichtungen der Roosevelt-, Pathfinder- und Shoshone-Talsperre (Schütze unter hohem Druck) s. Journ. Western Soc. of Eng., Aug. 1906, S. 381. Engin. News, Mai 1907, S. 589. Engin. News, Jan. 1908, S. 8. Schuyler, Reservoirs for Irrigation II. Aufl. S. 338.
- Cheesman-Talsperre (Segmentschütze). Americ. Soc. Civ. Engin. Transactions, Dez. 1904, S. 89 u. f.
- Croton-Talsperre (Zylinderschütze). Engin. Record 1902 II, S. 578. Engin. Record. 1906 I, S. 448. Engin. Record 1908 I, 60, 377 u. 491. Engin. News, Oktob. 1906. Scientific American, Aug. 1906. Engineer, April u. Mai 1907, S. 364 u. f. Génie Civil, Nov. 1907, S. 17 u. f. Amer. Soc. Civ. Eng. Transact., Juni 1907.
- Wachusett-Talsperre. Engin. Record 1906, II, S. 374. Schuyler a. a. O. S. 327.
- Trap Falls-Talsperre. Engin. Record 1906, S. 391.
- Mercedes-Talsperre in Mexiko (Tunnelanlagen). Engin. News 1906, S. 445.
- Terrare-Talsperre, Col. (Tunnelanlagen). Engin. Record 1906, S. 691.
- Dhukwa-Talsperre (Indien, Aufsatzklappen). Engineer 1907, S. 492.
- Tarare-Talsperre (Frankreich). Ann. d. P. et Chauss. III, 1907, S. 95.
- Cheyenne-Talsperre. Engin. Record 1905, S. 698. Engin. News 1905, S. 674.

Katarakt-Talsperre (Neu-Süd-Wales). Engin. Record 1907, S. 488. Minutes of Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Vol. cl. XXVIII, Sess. 1908/09, Teil IV.

Charles River-Damm (Schiebetore 9,4 m hoch, 14,5 m breit). Engin. News, Juli 1908.

Versuche für den Überlauf des Gatun-Dammes (Panama-Kanal) Engin. Record 1910 I S. 718.

Überlauf im Staudamm des Lost River Engin. Record. März 1911, S. 311.

Über Betriebseinrichtungen von Talsperren in Amerika u. a. Schuyler a. a. O.

§ 46. Nebenanlagen. Zu den Nebenanlagen, die mit den Talsperrenunternehmungen unmittelbar verbunden sind, gehören in erster Linie Wegeverlegungen und Gebäude für die Unterbringung des Wärters. Meist besteht die Notwendigkeit, die im Tale vorhandenen Wege, die bei der Aufstauung unter Wasser gesetzt werden, an die Hänge zu verlegen. Dies erfordert nicht unwesentliche Erd- und zuweilen Felsarbeiten. Vielfach bildet die Talsperre selbst einen Talübergang, um die durch den Stauweiher unterbrochene Querverbindung aufrecht zu halten. Das kann zur Verbreiterung der Mauerkrone über das sonst notwendige Maß und damit zu vermehrten Kosten führen. Bei Staubecken für Trinkwasserversorgung wird dadurch ein dem Zwecke nicht förderlicher Verkehr am Becken vorübergeleitet, und man wird dann zur Verhütung von Verunreinigungen gegebenenfalls besondere Maßnahmen treffen müssen (s. S. 425).

Bei der Möhne-Talsperre wurde z. B. die Verlegung der Chausseen auf 14 km notwendig, außerdem mußten zur Aufrechterhaltung von Wegeverbindungen 3 Talübergänge neu geschaffen werden. Diese Arbeiten, darunter die erforderlichen Viadukte erforderten annähernd einen Aufwand von 20 v. H. der Gesamtkosten. In Nordhausen betragen die Kosten der Wegeverlegungen nach der Ausführung 8 v. H. der Gesamtkosten der Sperrmauer.

Sonstige Wegeverbindungen für den Betrieb der Talsperre werden nötig von den Enden der Mauerkrone an den Hängen nach den im Talgrunde gelegenen Betriebseinrichtungen und Stollen. Diese Anordnungen ergeben sich im einzelnen Falle aus der Geländegestaltung. Einigen Anhalt für derartigen Ausbau werden die Abb. 82—84, 252, Taf. I Abb. 2 u. a bieten.

Auf diese technischen Einzelheiten soll hier nicht näher eingegangen werden. Vielfach hat man durch gärtnerische Anlagen zur Verschönerung der Umgebung des Beckens beigetragen, und als ein Musterbeispiel dieser Art darf die alte Remscheider Talsperre gelten, die deshalb ein beliebter Ausflugsort der nahegelegenen Städte geworden ist. Dies führt allerdings zu großen Menschenansammlungen, und es mag dahingestellt sein, ob dies dem Zweck des Beckens als Trinkwasserversorgungsanlage förderlich ist. Sehr zur Verschönerung trägt ein Springbrunnen bei, wie ein solcher in Remscheid und Solingen angelegt ist, um das Wasser im Becken, das dort lange gestanden hat, durch diese Berührung mit dem Sauerstoff der atmosphärischen Luft aufzufrischen.

Wärtergebäude. Die Errichtung besonderer Gebäude für den Aufsichtsdienst ist meist nötig, weil die Talsperren vielfach in abgelegenen, von menschlichen Ansiedlungen entfernten Tälern erbaut werden. Die Lage des Gebäudes muß möglichst eine gute Übersicht über die Sperrmauer und das Becken gewähren, jedoch so gewählt sein, daß die Abwässer des Gehöftes nicht in das Becken fließen. Der Platz wird also zweckmäßig an einem der beiden Hänge in einiger Höhe über dem Wasserspiegel und wenige Meter unterhalb der Sperrmauer gewählt. Die Wasserversorgung des Gehöftes läßt sich zweckmäßig aus der Talsperre selbst gewinnen, indem eine am Fuße der Mauer durch den Druck aus dem Becken gespeiste und angetriebene Wasserhebungsvorrichtung (hydraulischer Widder) angelegt wird.

Wärtergebäude an der Talsperre der Stadt Nordhausen a. Harz. Die Abb. 267 u. Taf. I Abb. 2 gibt die Lage und die Abb. 268 den Grundriß dieser Anlage wieder. Das Gebäude steht auf Fundamenten aus Bruchsteinmauerwerk und ist im Aufbau als Fachwerkgebäude

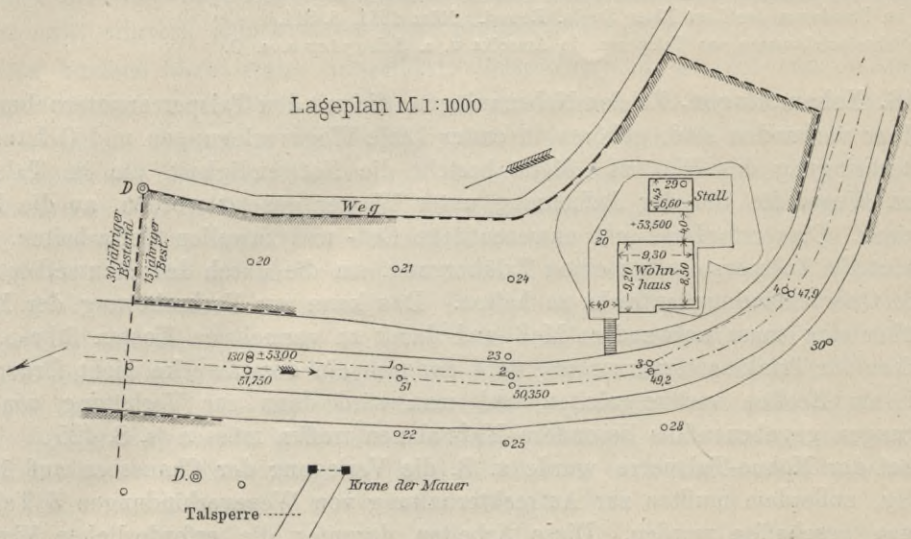


Abb. 267 u. 268. Lage und Grundriß des Wärtergebäudes an der Talsperre der Stadt Nordhausen a. Harz.

mit Hartbrandsteinausmauerung in Zementmörtel ausgeführt. Die Außenwände sind mit Schiefer beschlagen. Es ist dies eine Bauart, die sich in regenreichen Gebirgsbezirken z. B. im bergischen Lande bei billiger Preisgestaltung gut bewährt hat. Die Eindeckung besteht aus Falzziegel. Die Kosten des fertigen Hauses mit Nebenanlagen betragen rund 15 000 Mark.

Erdgeschoss M 1:150

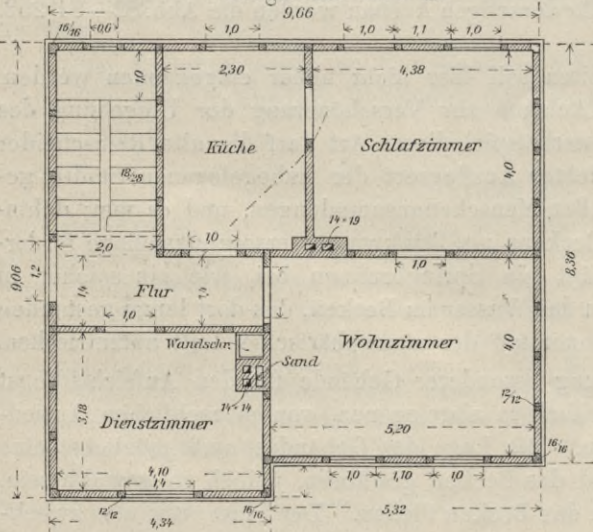


Abb. 268.

Die Abb. 269 gibt die Darstellung des Wohngebäudes für den Maschinisten des Elektrizitätswerkes der Stadt Solingen, dem neben dem maschinellen Betriebe zugleich die Überwachung des Dienstes an der Sperrmauer obliegt. Das Haus ist in Ziegelrohbau mit Dachfanneneindeckung hergestellt und mit Unterkellerung versehen. Die Zwischendecken sind massiv (Beton bzw. Schwemmsteinkappen) zwischen T-Trägern hergestellt. Die Mauerung wurde in Zementtraßmörtel ausgeführt, um die Austrocknung zu beschleunigen. Die bebaute Fläche beträgt 95 qm. Die Ausführungskosten ohne Grunderwerb belaufen sich auf 16 800 Mark.

Die Abb. 270 zeigt die Umgebung der Urfttalsperre mit dem Wirtschaftsgebäude.

Die Nebenanlagen (Betriebseinrichtungen) soweit sie zur unmittelbaren Durchführung des Talsperrenbetriebes

nötig sind, sind im vorigen Abschnitt erörtert. Es würde an dieser Stelle zu weit führen, auf anderweitige Nebeneinrichtungen einzugehen. Es kommen vornehmlich in Betracht für die Kraftausnutzung die Herstellung der Druckleitungen, Kraftwerke und elektrischen

Übertragungsanlagen für die Verwertung der gewonnenen Kraft. Dieses Gebiet hat der Verfasser behandelt in seiner Schrift »Die Ausnutzung der Wasserkräfte«, II. Aufl. 1908, S. 243 ff, sowie in der »Hütte« 21. Aufl. Band III. S. 616; und es möge auf jene Darlegungen verwiesen werden, s. auch Koehn, Ausbau von Wasserkraften. Ebenso kann nicht eingegangen werden auf die besondern Betriebsanlagen für große Bewässerungen im Zusammenhang mit Sammelbecken. Die Talsperren liefern hier nur das Speisungswasser. Über die Einrichtung der Wasserverteilung usw. s. Teil III Bd. 7 dieses Handbuches.

Anlagen für die Reinhaltung und Reinigung des Talsperrenwassers. Es sollen hier einige Mitteilungen folgen über die Anlagen zur Reinhaltung und Reinigung des Talsperrenwassers, weil diese Anordnungen

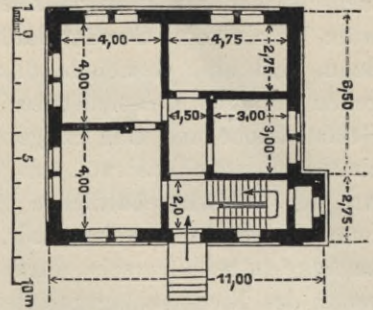


Abb. 269. Grundriß des Wohngebäudes für den Maschinenmeister an der Talsperren- und Elektrizitätsanlage der Stadt Solingen.



Abb. 270. Umgebung der Urfttalsperre mit Wirtschaftsgebäude.

oft sehr enge zusammenhängen mit dem Zweck des Gesamtunternehmens und nicht selten die baulichen Einrichtungen des Werkes beeinflussen.

Die Maßnahmen, welche getroffen werden, um eine gute Beschaffenheit des Trinkwassers zu sichern, kann man unterscheiden in solche, welche die Reinhaltung des in den Bächen zufließenden und in den Becken gestauten Wassers bezwecken, und in solche Anlagen, die der eigentlichen Reinigung dienen. Zu den ersteren zählt die Fürsorge für die Erhaltung einer guten Beschaffenheit des Niederschlagsgebietes.

Das Ideal eines Niederschlagsgebietes für Trinkwasserversorgung würde ein vollständig waldbeständenes Gelände sein, frei von Acker- und Wiesenwirtschaft und von menschlicher Ansiedlung. Aber selbst, wenn eine solche Vollkommenheit vorhanden wäre, würde keine Gewähr dafür gegeben sein, diesen Zustand dauernd zu erhalten, es sei denn, daß eine Gemeinde das ganze Niederschlagsgebiet erwirbt. Ein solches Vorgehen verbietet sich meist der Kosten halber bei der Größe der in Betracht kommenden Geländefläche und man ist genötigt, sich mit einigen vorsorgenden Mitteln, wie Ankauf eines Schutzstreifens rund um das Becken, Vereinbarungen mit Grundbesitzern über die Art des landwirtschaftlichen Betriebes im Niederschlagsgebiet u. a. m. zu begnügen. Immerhin möchte für eine Stadt, die ihre Wasserversorgung aus einem Stauweiher bezieht, im Auge zu behalten sein, durch allmähliche Ankäufe für die fernere Zukunft den Gesamtbesitz des Niederschlagsgebietes anzustreben, zumal eine solche Ausgabe nicht als eine verlorene anzusehen ist. Ein zweckmäßig eingerichteter Waldbetrieb wird stets einige Grundrente abwerfen. Bei der Remscheider Stauweiheranlage sind die seitlichen Hänge des Beckens bis zur Wasserscheide hinauf angekauft und aufgeforstet.

Ob eine künstliche Reinigung des Talsperrenwassers für den menschlichen Genuß erforderlich ist oder ob dasselbe aus dem Staubecken unmittelbar in Gebrauch genommen werden kann, darüber gehen die Ansichten auseinander, und es scheint, daß die Entscheidung nicht allgemein getroffen werden kann. Uter besonders günstigen örtlichen Verhältnissen hat man bei Wahrung genügender Vorsicht für die Reinhaltung des gestauten Wassers wie bei vielen amerikanischen Anlagen so auch in Deutschland von einer Filterung absehen können, da, wie oben (§ 10) ausgeführt, in tiefen stehenden Gewässern eine Abklärung und Selbstreinigung des Wassers erfolgt, nicht nur von mechanischen Beimengungen, sondern auch von Bakterien und sonstigen Krankheitskeimen. Wo jedoch zur größeren Vorsicht eine Reinigung erwünscht ist, da kann eine Bakterienfilterung oder eine solche leichter Art (Schönfilterung), welche lediglich äußerliche Trübungen beseitigt, in Frage kommen. Diese beiden Arten unterscheiden sich im wesentlichen durch die verschiedene Geschwindigkeit des Wasserdurchganges im Filter.

Es mögen hier einige Beispiele Platz finden über die Art, in der für die Reinhaltung des Wassers Fürsorge getroffen worden ist.

In Solingen ist im ganzen Umfange der Becken vom Wasserspiegel ab ein Streifen von 250 m Breite erworben worden. Diese zum größten Teil bewaldete Fläche wird durch weitere Aufforstung noch besser für Waldwirtschaft eingerichtet und diesem Betriebe dauernd erhalten bleiben. Ebenso sind die Wiesenflächen oberhalb des Vorbeckens bis zu einer Entfernung von 800 m vom Wasserspiegel des Vorbeckens in einer Größe von 10 ha erworben. Auf diese Weise ist die Sicherheit geschaffen, daß das dem Becken unmittelbar zufließende Wasser durch eine breite bewaldete und bemooste Bodenfläche hindurchgehen muß. Gegen die Verseuchung der die Becken speisenden Bäche ist für die Zukunft dadurch Fürsorge getroffen, daß die Stadt Solingen auf Grund behördlicher Maßnahmen Kenntnis erlangt von jeder beabsichtigten Errichtung einer gewerblichen Anlage im Niederschlagsgebiet der Talsperren oder von Wohnhäusern und sonstigen Anlagen in einer Entfernung von etwa 500 m von der Staugrenze der Becken ab, um, falls notwendig, im Rechts- oder Verwaltungsweg oder im Weg der Vereinbarung vorbeugende Maßnahmen treffen zu können.

Um den Zutritt zum Wasser, sowie etwaiges Baden in den Stauweihern zu verhindern, sind dieselben mit einem Stacheldrahtzaun umgeben. Die Anlegung von Wegen an den Becken ist nach Möglichkeit eingeschränkt, um ihre Abgeschlossenheit zu wahren. Aus dem gleichen Grunde sind die Errichtung einer Gastwirtschaft an der Talsperre und alle Anlagen vermieden, welche geeignet sind, Anziehungspunkte für den Verkehr zu bilden.

Zur Fernhaltung von groben Verunreinigungen sind die Bacheinläufe beim Eintritt in das Gebiet der eigentlichen Wassergewinnung teils durch weitmaschige Holzgitter, teils durch Schüttung von Steinschotter versetzt worden. Die beiden Talbecken wurden vor der ersten Anstauung in ihrer

ganzen Ausdehnung bis hinauf etwa $\frac{1}{2}$ m über dem Wasserspiegel der vollen Weiher abgeräumt und von allen organischen Stoffen befreit. Diese Arbeit erfolgte in der Weise, daß an den Hängen die Moos- und Graslage bis auf den Erdboden in 15 cm Stärke entfernt, die Bäume und Sträucher gefällt und ihre Hauptwurzeln mit ihren Ausläufern auf etwa 30 cm Tiefe ausgerodet wurden. In den wiesenbewachsenen Talsohlen wurde die Grasnarbe in 10 bis 15 cm Stärke abgestochen. Das ge-

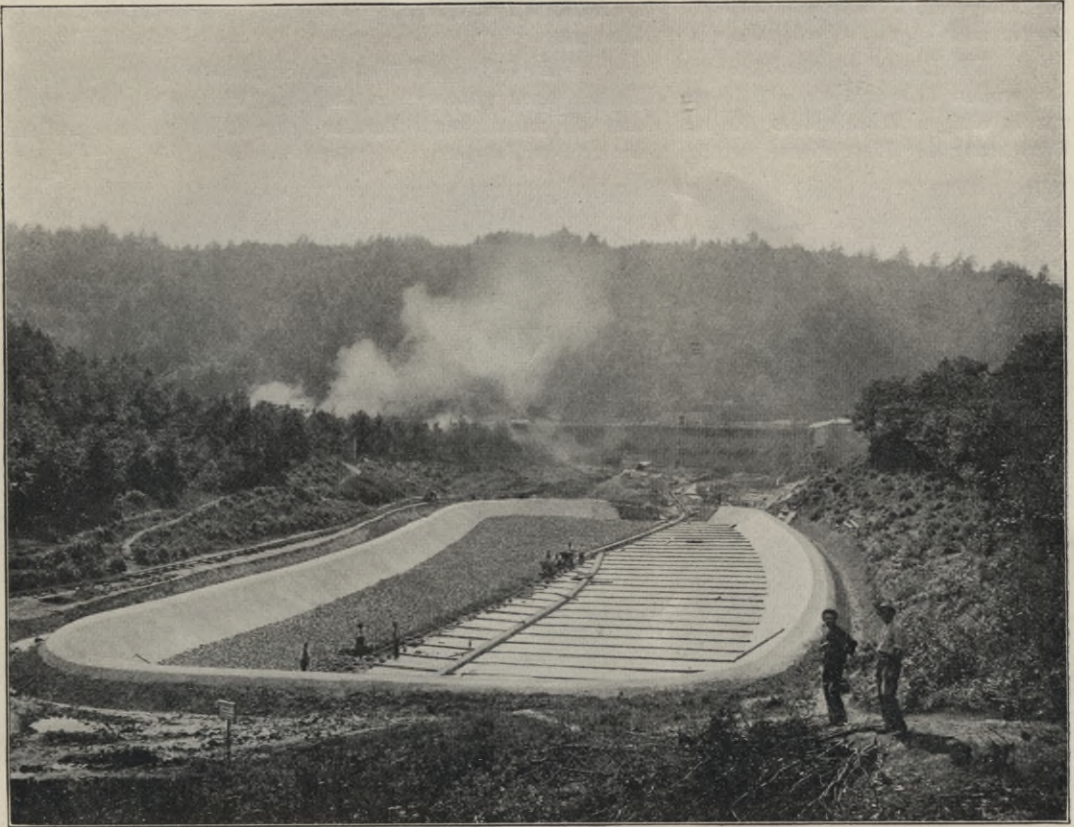


Abb. 271. Unterwasserfilter im Vorbecken der Solinger Talsperrenanlage (im Bau). Im Hintergrunde: Verbrennen des Abraums aus dem Talbecken.

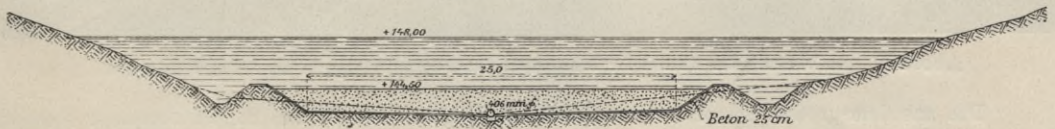


Abb. 272. Schnitt durch das Unterwasserfilter. 1:500.

fällte Holz verwertete man, soweit es sich zu Nutzzwecken eignete; im übrigen wurde dasselbe mit dem Abraum der Hänge verbrannt (Abb. 271), während die sorgfältig abgehobene Grasnarbe der Talsohle zum Teil bei Einebnung der Rieselwiesen Verwendung fand.

Die Reinigung des Wassers in Solingen geschieht, wie schon auf S. 39 bemerkt, durch Rieselwiesen oder Sandfilter. Das im Vorbecken liegende Filter (Abb. 271 u. 272) ist ein offenes Sandfilter von 2000 qm Oberfläche. Um eine feste und dichte, das Filter gegen Bodenverunreinigungen schützende Umschließung zu erhalten, sind die Sohle und Böschungen des Filterbeckens und die Krone der Dämme mit einer gestampften Betonlage von 25 cm Stärke versehen, welche mit einem Zementstrich abgeglichen ist. Das Filter schließt sich der Talsohle an und fällt von der Dammhöhe am oberen Ende um 1 m am Auslauf. In seinem Becken sind Saugdrains aus Ton von 100 mm Licht-

weite quer zum Sammelkanal von 400 mm Lichtweite, welcher in der Längsachse des Filters liegt, angeordnet. Das Sammelrohr besteht aus Zementbeton und ist mit Schlitzfenstern versehen. Darüber befindet sich in einer Stärke von 30 cm zunächst gröberes Schottermaterial aus Grauwacke und Tonschiefer, auf welchem dann Kies und obenauf eine Schicht aus sehr feinem Sande von 80 cm Stärke liegt. Die Gesamthöhe beträgt 1,50 m. Das Filter kann bei gefülltem Hauptbecken durch ein entsprechend hochliegendes Rohr trocken gelegt werden, falls der Filterbetrieb dies erfordert. Im allgemeinen wird die Anlage eines solchen Unterwasserfilters nicht als zweckmäßig bezeichnet werden können, da es schwer zu reinigen ist, wenn es sich versetzt hat.

Die Rieselwiesen des Vorbeckens, welche 6500 qm Fläche haben, und diejenigen unterhalb der großen Talsperre sind beide grundsätzlich nach gleicher Art ausgebaut und unterscheiden sich nur in einigen Einzelheiten. Es soll daher die nachstehende Beschreibung im allgemeinen auf die Einrichtung der Rieselwiesen unterhalb der großen Talsperre beschränkt werden.



Abb. 273. Auffrischung des Wassers für Trinkzwecke durch Springbrunnen an der Solinger Talsperre.

Das aus dem großen Sammelbecken durch die 350 mm weite Rohrleitung entnommene Wasser wird unterhalb der Sperrmauer zunächst einem Springbrunnen zugeführt (Abb. 273). Durch den aufsteigenden Strahl wird das Wasser mit der atmosphärischen Luft innig in Berührung gebracht, und es wird dadurch an Sauerstoff reicher und schmackhafter und von etwa unzuträglichen Gasen entlüftet. Die Auffrischung mit Sauerstoff bringt zudem etwaigen Eisengehalt zur Fällung. Durch Umschaltung der Rohrleitungen ist die Möglichkeit gegeben, diese Auffrischung auch dem aus dem Vorbecken kommenden Wasser zuteil werden zu lassen. Aus dem Springbrunnen wird das Wasser durch eine 400 mm weite eiserne Rohrleitung auf die Rieselwiesen (Abb. 274) geleitet. Dieses Rohr verengt sich talabwärts im Verhältnis seiner geringeren Wasserführung bis auf 15 cm Durchmesser. Die Wiesen sind in eine Anzahl Felder von 10 bis 20 a Größe zerlegt, wobei im allgemeinen der Gestaltung des Geländes Rechnung getragen ist; immerhin wurden, um gleichmäßig in etwa 1:25 geneigte Oberflächen der Abteilungen zu schaffen, umfangreiche Regulierungsarbeiten erforderlich. Der Sengbach ist an den Fuß des linken Hanges verlegt worden und seine frühere Verwilderung in ein regelmäßiges, abgeplastes Bett gebracht, dessen Sohle mit kleinen Kaskaden aus gemauerten

unterhalb dieses Schachtes ist unter Gelände liegend eine Betonmauer von 50 bis 80 cm Stärke in einem Bogen von 300 m Halbmesser angeordnet, welche bis auf den Fels reicht und zum Auffangen des Grundwassers dient (Abb. 274). In diesem durch die Betonabsperrung gebildeten Grundwasserbecken sammelt sich das gerieselte Wasser, soweit es nicht von den Pumpen abgesaugt wird und gelangt durch ein 20 cm weites mit Saugkorb und Schieber versehenes Rohr ebenfalls in den Sammelschacht. Ein Grundablaßrohr aus diesem Schacht durch die Betonmauer ermöglicht, Wasser in die unterhalb gelegenen Nutzwiesen abzulassen. Bei den Rieselwiesen des Vorbeckens besteht dieser Abschlußdamm aus einem Tonkern, welcher, unter Gelände liegend, ebenfalls bis auf den Fels eingebracht ist.

Die Gesamtoberfläche der unteren Rieselwiesen beträgt rund 20 000 qm. Bei einem zeitweilig größten Tagesbedarf von 10 000 cbm Trinkwasser berechnet sich die Filtergeschwindigkeit zu $\frac{10\,000}{20\,000} = 0,50$ m in 24 Stunden. Wie praktisch ausgeführte Versuche ergeben haben, besitzen die Wiesen eine hinreichende Durchlässigkeit, um diese Wassermasse zu rieseln, während in den Wiesen des Vorbeckens die Filtergeschwindigkeit auf 0,8 bis 1 m in 24 Stunden gesteigert werden kann. Die angegebene Höchstleistung war auch für die Bemessung der Rohrweiten und Grabenquerschnitte maßgebend. Die offenen Zuleiter haben ein Gefälle von 0,1:1000 erhalten, so daß das Wasser in nahezu gleichmäßiger Schicht über die beinahe wagerechte Rieselkante überfließt. Die Grabenquerschnitte sind 0,3 m tief und 0,2 bis 0,3 m in der Sohle breit. Die Saugdrains liegen in einem der Neigung der Oberfläche entsprechenden Gefälle. Die lichten Weiten der Sammler und ihre Gefälle sind so bemessen, daß dieselben die erforderliche Wassermenge von $\frac{10\,000\,000}{24 \cdot 60 \cdot 60 \cdot 200} = 0,58$ l/sek vom Ar mit dem halben Querschnitt abführen, während bei dem eisernen Hauptsammelrohr der volle Querschnitt in Rechnung gestellt ist. Bei den offenen Zuleitungsgräben ist zur Vorsicht angenommen, daß bei der Berieselung im ungünstigsten Falle etwa 25 v. H. durch Verdunsten und Versickern verloren gehen, so daß die rechnermäßig zugeführte Wassermenge entsprechend größer in Ansatz gebracht ist.

Neben der zweckmäßigen baulichen Anordnung der Reinigungsanlagen für Talsperrenwasser wird man mit Rücksicht auf einen späteren billigen Betrieb solche Einrichtungen in möglichster Einfachheit zu gestalten haben. Man muß sich vergegenwärtigen, daß, wie in Solingen, so überhaupt die Trinkwassergewinnungen durch Staubecken im Gebirge meistens von den Verkehrswegen weit ab liegen. Die Heranschaffung von Ergänzungsmaterialien ist schwierig und kostspielig, wenn die für den Bau hergerichteten Fördermittel wieder beseitigt sind. Bei Sandfiltern wird eine oftmalige Zuführung neuen Filtermaterials erforderlich, und man geht wohl nicht fehl in der Annahme, daß dieser Umstand bei den rheinisch-westfälischen Talsperren zu dem Versuch mit Rieselwiesen geführt hat. Man rechnet bei den letzteren damit, daß eine Erneuerung der Wiesen in absehbarer Zeit nicht nötig werden wird, indem sich bei ihnen durch Pflanzenwuchs und Oxydation eine Selbstreinigung vollzieht.

Als die eigentlich reinigende Schicht der Rieselwiesen gilt die Grasnarbe. Sie überdeckt die verschiedenartige Beschaffenheit der aus dem natürlichen Boden mit den eingesprenkelten Sandschlitten gebildeten Unterlage mit einem gleichartigen Mantel, in dessen engen Zellen die Verunreinigungen des Wassers sich auffangen. Durch wiederholtes Walzen der Wiesen kann ihre Oberfläche verdichtet und damit, wie der Betrieb in Solingen erwiesen hat, ihre Wirksamkeit erhöht werden. In gleichem Sinne macht der sich ablagernde feine Schlick des Bachwassers seinen Einfluß geltend. Um der Möglichkeit zu begegnen, daß die ungleiche Art des Untergrundes an der Grenze des Lehmbodens und der Sandfüllung Fugen bildet und daß somit in diesen Sickerschlitten das Wasser, ohne gefiltert zu werden, in die Abzugsrohre gelangt, kann man eine Lettenabdichtung einbringen.

Die Rieselwiesen entwickeln infolge ihrer ständigen Anfeuchtung einen sehr kräftigen Pflanzenwuchs, der landwirtschaftliche Verwertung finden kann; jedoch tritt diese Nutzung gegenüber dem eigentlichen Zweck der Wiesen naturgemäß durchaus in den Hintergrund und wird nur insoweit zu geschehen haben, als dies die ordnungsmäßige Erhaltung der Anlage bedingt. Weidewirtschaft oder natürliche Düngung ist ausgeschlossen. Die Verwendung von künstlichem Dünger, wie Kainit, Thomasschlacke, Kalk und Salpeter, ist für die Beschaffenheit des zum Stauweiher abfließenden Wassers nicht von gesundheitsschädlichem Einfluß. Wo Verpachtung der Wiesen erfolgt, da wird dies nur unter besonderen Bestimmungen zulässig sein. Am besten und gleichmäßigsten dürfte sich der Eigenbetrieb gestalten.

Die dauernde Erhaltung der Gefällverhältnisse in den Zuleitungs- und Verteilungsgräben ist schwierig, wenn dieselben in natürlichem Gelände angelegt sind. Es tritt dann bei der Rieselung

leicht eine ungleichmäßige Belastung der Flächen ein. Die dem Einlauf nächstgelegenen Bezirke erhalten zu starke Nässung, während die weiter entfernten Teile trocken liegen. Um diesem Übelstand abzuwehren, hat man bei neueren Anlagen die Zuleitungsgräben mit gemauerten Böden versehen und die Verteilungsgräben aus halbkreisförmigen Tonschalen hergestellt, wodurch eine genauere Bestimmung und Einhaltung der Gefälle ermöglicht wird, oder die Verteilung des Wassers geschieht mittels durchlöcherter eiserner Rohrleitungen, wie oben beschrieben. Auch kann man das Wasser durch Zerstäubung auf die Wiesen verteilen, wobei eine ausgiebige Durchlüftung eintritt. (Ennepe Talsperre¹).

Es ist angezweifelt worden, daß die Rieselwiesen im Winter ihren Zweck erfüllen, indem man befürchtet, daß sie einfrieren, undurchlässig werden und versagen. Diese Befürchtung wird durch die Erfahrung widerlegt. Auch die Solinger Rieselwiesen oberhalb des Vorbeckens haben in langjährigem Betriebe schon mehrere Zeiten scharfen Frostes überstanden, ohne daß eine Verminderung ihrer Leistungsfähigkeit beobachtet worden wäre. Auf den Wiesen bildet sich infolge ihrer dauernden Wasserversorgung zwar teilweise eine Eisdecke, aber dieses Eis hat eine hohle Lage, es ist sogenanntes Blasen eis. Darunter rieselt das Wasser und dringt in den Boden, dessen Poren offen bleiben. Dazu kommt, daß der Gehalt des Untergrundes an Wasser im Winter größer ist als in anderer Jahreszeit, wodurch eine etwa eintretende geringfügige Verminderung der Rieselfähigkeit vollkommen ausgeglichen wird. Bei den Wiesen des Vorbeckens findet eine Berieselung mit unmittelbar zuffießendem, daher stark abgekühltem Bachwasser statt. Günstiger gestalten sich die Dinge, wenn das Wasser einem großen Sammelbecken entnommen wird, dessen Temperatur nicht unter 7 bis 8° herabzugehen pflegt.

Die bisherigen Erfahrungen mit der Reinigung des Talsperrenwassers für Trinkwasserzwecke durch Rieselwiesen, sowohl die aus dem praktischen Betriebe wie die aus den Untersuchungen gewonnenen, lassen diese Reinigungsart nicht in allen Fällen anwendbar erscheinen. Ein abschließendes Urteil dürfte jedoch noch nicht vorliegen. Weiteres über die Rieselwiesen siehe: Mitteilungen der Kgl. Prüfungsanstalt für Wasserversorgung und Abwässerbeseitigung 1904, Heft 5.

Barmen—Herbrinhausen. Das Niederschlagsgebiet enthält viel Weide- und Ackerland. Der Wald nimmt etwa $\frac{1}{7}$ — $\frac{1}{8}$ des Gesamtgebietes ein. Die Ränder des Beckens sind nach Möglichkeit aufgeforstet. An einer Stelle liegen Gehölze dicht am Becken. Durch den oberen Teil des Stauweihers geht eine Chaussee, die mit ihrer Krone etwa $\frac{1}{2}$ m über dem beiderseitigen Wasserspiegel liegt. Um zu verhindern, daß Verunreinigungen in das Becken gelangen, sind ringsherum Auffanggräben gezogen, die nach oben hin, also von der Mauer fort, Gefälle haben und am Ende in das Becken einmünden. Man will dadurch erreichen, daß etwaige Unreinigkeiten, die in den Weiher eingeschwemmt werden, den Weg von hier durch die ganze Länge des Beckens zurückzulegen haben, ehe sie zur Wasserentnahme gelangen, da die Erfahrung bewiesen hat, daß sich das Wasser auf dem langsamen Weg durch das Becken selbst reinigt und verbessert. Die Reinigung des Wassers findet bei dieser Anlage statt durch eine am Hang in halber Höhe unterhalb der Mauer errichtete überdeckte Sandfilteranlage.

Mitunter kann es vorteilhaft erscheinen, verunreinigte Bachläufe um den Stauweiher an den Hängen oder durch eine im Untergrunde des Beckens verlegte Rohrleitung abzuleiten. Dieses Wasser wird dann unterhalb der Sperrmauer dem alten Bachlauf wieder zugeführt.

Nordhausen. Das Niederschlagsgebiet der Talsperre hat eine Größe von 5,7 qkm und ist stark bewaldet. Menschliche Wohnstätten sind darin nicht vorhanden; Acker- und Viehwirtschaft ist wenig anzutreffen. Der Felsuntergrund des Talbeckens ist mit einer 2,5 m mächtigen tonigen Lehmschicht überdeckt, die in ihren unteren Lagen mit Gerölle durchsetzt ist.

Die Stadt Nordhausen und die in Betracht kommende Fleckengemeinde Neustadt u. H. haben sich gegenseitig verpflichtet, im gesamten Niederschlagsgebiet der Talsperre keinen Schankbetrieb zu eröffnen oder durch dritte Personen eröffnen zu lassen. Die Grundeigentümer im Niederschlagsgebiet der Talsohle haben beim Verkauf ihrer Ländereien für den Talsperrenbau und das Staubecken, wobei der Kaufpreis für 1 ha des Geländes im Durchschnitt 2000 Mk. betrug, gegen Entschädigungen und Zugeständnisse der Stadt Nordhausen die Übernahme folgender Beschränkungen anerkannt (Abb. 275):

1. Ohne Genehmigung der Stadt Nordhausen dürfen keinerlei Ansiedlungen für Menschen oder Vieh, selbst nicht zu vorübergehenden Zwecken, errichtet werden. Ausgenommen sind allein Jagd- und Unterkunftshäuser für Forstarbeiter. Bei Errichtung derartiger Hütten ist die Stadt Nordhausen berechtigt, Entwässerungsanlagen auf ihre Kosten herzustellen.

¹) Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1906.



III-306284

Die zugleich eine Ergänzung des „Handbuchs der In-

Fortschritte d INGENIEURWISSEN

erscheinen in folgender Einteilung:

Erste Gruppe:

Allgemeine Baukunde des Ingenieurs.

Baumaterialien.	Einfache Konstruktionen.	Bauführung.
Vorarbeiten	Voruntersuchungen über den Verkehr.	Sprengtechnik.
	Geodätische Vorarbeiten.	Grundbau.
	Veranschlagung.	Baumaschinen.

Zweite Gruppe:

Fachwissenschaften des Bauingenieurs

(ausschließlich Eisenbahnbau).

Straßenbau.	Tunnelbau.
Erdbau.	Brückenbau.
Futtermauern.	Wasserbau.

Dritte Gruppe:

Bau und Unterhaltung der Eisenbahnen.

Haupt- und Nebenbahnen.	
Schmalspurbahnen.	Straßenbahnen.
Steilbahnen.	Arbeitsbahnen.
Grundzüge des Eisenbahnmaschinenwesens.	

Erschienen sind:

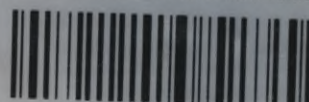
Aus der 1. Gruppe:

1. Heft. Druckluft-Gründungen von C. Zschokke. 1896. // 3.60. (Vergriffen!)
2. > Der Grundbau unter Ausschluß der Druckluftgründungen. Als Ergänzung des ersten Bandes des Handbuchs der Ing.-W., Kap. VII, bearb. v. Gust. Meyer. 1896. // 2.—.

Aus der 2. Gruppe:

1. Heft. Fortschritte im Meliorationswesen von A. Heß. 1892. // 4.—.
2. > Seekanäle. Strommündungen. Seehäfen. Als Ergänzung des dritten Bandes des Handbuchs der Ing.-W., 3. Abteilung, bearbeitet von L. Franzius, G. Franzius und Rud. Rudloff. 1894. // 6.—.
3. > Die eisernen Stemmtoore der Schiffschleusen v. Th. Landsberg. 1894. // 5.—.
4. > Straßenbau. Als Ergänzung des ersten Bandes des Handbuchs der Ing.-W., Kapitel VI bearbeitet von Leo von Willmann. 1895. // 4.—.
5. > Bewegliche Brücken von Wilhelm Dietz. 1897. // 5.—.
6. > Die Regulierung geschiebeführender Wasserläufe besonders des Oberrheines durch eiserne Leitwerke, Grundswellen und Bühnen bearb. von Albert Doell. 1896. // 3.—.
7. > Gewölbte Brücken von Karl von Leibbrand. 1897. // 5.—. (Vergriffen!)
8. > Die Assanierung von Paris herausgegeben von Th. Weyl. (Die Assanierung der Städte in Einzeldarstellungen. I. Band, 1. Heft.) 1900. // 6.—.
9. > Die Assanierung von Wien herausgegeben von Th. Weyl. (Die Assanierung der Städte in Einzeldarstellungen. I. Band, 2. Heft.) 1902. // 13.—.
10. > Die Assanierung von Zürich herausgegeben von Th. Weyl. (Die Assanierung der Städte in Einzeldarstellungen. I. Band, 3. Heft.) 1903. // 10.—.
11. > Die Assanierung von Cöln herausgegeben von Th. Weyl. (Die Assanierung der Städte in Einzeldarstellungen. I. Band, 4. Heft.) 1906. // 20.—.
12. > Formeln und Versuche über die Tragfähigkeit eingerammter Pfähle von Philipp Krapf. 1906. // 2.—.
13. > Das Material und die statische Berechnung der Eisenbetonbauten. Unter besonderer Berücksichtigung der Anwendung im Bauingenieurwesen von Max Foerster. 1907. Geh. // 6.—, in Leinen geb. // 7.—.
14. > Die Assanierung von Köbenhavn herausgegeben von Th. Weyl. (Die Assanierung der Städte in Einzeldarstellungen. II. Band, 1. Heft.) 1907. // 15.—.
15. > Balkenbrücken in Eisenbeton von Max Foerster. 1908. Geh. // 7.—, in Leinen geb. // 8.—.
16. > Grundzüge der mechanischen Abwässerklärung v. Rudolf Schmeitzner. 1908. // 2.40
17. > Die Assanierung von Düsseldorf herausgegeben von Th. Weyl. (Die Assanierung der Städte in Einzeldarstellungen. II. Band, 2. Heft.) 1908. // 14.—.
18. > Beitrag zur Geschichte und Theorie der Schwebefährbrücken von Artu Speck. 1908. // 1.60.
19. > Eigengewicht, günstige Grundmaße und geschichtliche Entwicklung de Auslegeträgers von Kurt Beyer. 1908. // 6.—.
20. > Über den Querschnitt der Stau Mauern von Dr.-Ing. F. Platzmann. 1908. // 2.40
21. > Der Gehängebau von Dr.-Ing. Franz Leiner. Mit 28 Abbildungen. 1909. // 2.40
22. > Rechnerische Bestimmung und Auswertung der Elastizitätsellipse in ihre Anwendung auf die Bogenträger von Dr. techn. Fritz Postuvanschitz. Mit 72 Textfiguren und 3 Tafeln. 1910. // 5.—.
23. > Über mehrfache elastische Gewölbe von Wilhelm Schachenmeier. Mit 43 Ab im Text. // 3.—.
24. > Die Behandlung und Verwertung von Klärschlamm von Dr.-Ing. Alexand Elsner. Mit 30 Abbildungen im Text. // 3.60.
25. > Die Bodenunte von Max Singer
26. > Über einige Ge Dr.-Ing. Erich v
Aus der 3. Gruppe
1. Heft. Schutz der Ei E. Schubert. 1

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000298716

	Seite
§ 28. Die rechnerische Untersuchung von Talsperrenquerschnitten	229
§ 29. Zulässige Beanspruchungen des Mauerwerks	255
§ 30. Sicherheit gegen Gleiten	258
§ 31. Gang des Verfahrens für die Querschnittsermittlung	259
§ 32. Neuere Gesichtspunkte für die Berechnung und den Entwurf von Sperrmauern	264

IV. Staudämme.

§ 33. Vergleich zwischen Dämmen und Mauern	292
§ 34. Die Bauweise der Staudämme.	294
§ 35. Vergleichende Betrachtungen über die verschiedenen Bauweisen von Staudämmen.	327

V. Besondere Bauweise der Talsperren.

§ 36. Aufgelöste Bauweise	335
§ 37. Eiserne Talsperren	338
§ 38. Talsperren aus Eisenbeton.	341

VI. Die Betriebseinrichtungen der Talsperren.

§ 39. Allgemeines	346
§ 40. Die konstruktiven Einrichtungen zur Wasserentnahme.	349
§ 41. Die konstruktiven Einrichtungen der Hochwasserentlastungsanlagen	375
§ 42. Die Entlastungsvorrichtungen der Hochwasserschutzbecken im besondern	396
§ 43. Die Betriebseinrichtungen der Staudämme	411
§ 44. Berechnung der Leistungsfähigkeit der Entnahme- und Hochwasserentlastungsanlagen	414
§ 45. Außergewöhnliche Betriebseinrichtungen	420
§ 46. Nebenanlagen	423

VERLAG von WILHELM ENGELMANN in LEIPZIG

E. Mattern

Die Ausnutzung der Wasserkräfte

Technische und wirtschaftliche Grundlagen
Neuere Bestrebungen der Kulturländer

Zweite, sehr vermehrte Auflage

Mit 256 Abbildungen im Text. 41 Bogen. gr. 8°. Geheftet M 24.—;

In Halbfranz gebunden M 27.—.

In beiden Auflagen vom K. Ministerium der öffentlichen Arbeiten in
Berlin in größerer Anzahl angeschafft.

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



III-306284

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



10000298716