

WYDZIAŁY POLITECHNICZNE KRAKÓW

BIBLIOTEKA GŁÓWNA

I

~~26~~

L. inw.

schen

Wasserkraftanlagen

Von

Th. Rümelin

II

Gewinnung der Wasserkraft

Mit 35 Figuren.

G 37a

60 w



666

G 37a 60 w

3300360 13246734

Sammlung Götschen

Unser heutiges Wissen
in kurzen, klaren, allgemeinverständlichen
Einzeldarstellungen

Vereinigung wissenschaftlicher Verleger

Walter de Gruyter & Co.

vormals G. J. Götschen'sche Verlagehandlung / J. Guttentag, Verlags-
buchhandlung / Georg Reimer / Karl J. Trübner / Veit & Comp.

Berlin W. 10 und Leipzig

Tiefbautechnische Bibliothek

aus der Sammlung Götschen

Geologie von Dr. Edgar Dacqué.

I. Allgemeine Geologie. Mit 75 Figuren Nr. 13

II. Stratigraphie. Mit 56 Figuren und 7 Tafeln Nr. 846

Mineralogie von Prof. Dr. R. Brauns. Mit 132 Figuren. Nr. 29

Petrographie von Prof. Dr. W. Bruhns. Mit 15 Figuren. Nr. 173

Praktisches Zahlenrechnen von Prof. Dr.-Ing. P. Werk-
meister. Mit 58 Figuren Nr. 405

Technische Tabellen u. Formeln v. Dr.-Ing. W. Müller.
Mit 106 Figuren Nr. 579

Materialprüfungswesen. Einführung in die moderne
Technik der Materialprüfung von Dipl.-Ingenieur Prof.
K. Memmler.

I. Metallprüfung. Nr. 311

II. Materialprüfung. des

Mit ng.

31 Mit

. Nr. 312

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000295786

- Statik** von Prof. W. Hauber.
 I. Die Grundlehren der Statik starrer Körper. Mit 82 Fig. Nr. 178
 II. Angewandte Statik. Mit 61 Figuren Nr. 179
- Graphische Statik** mit besonderer Berücksichtigung der Einflußlinien von Dipl.-Ing. Otto Henkel. 2 Bände. Mit 121 Figuren Nr. 603, 695
- Festigkeitslehre** von Prof. W. Hauber. Mit 56 Figuren. Nr. 288
- Aufgabensammlung z. Festigkeitslehre m. Lösungen** von Dipl.-Ing. R. Haren. Mit 42 Figuren Nr. 491
- Hydraulik** v. Dipl.-Ing. Prof. W. Hauber. Mit 44 Figuren. Nr. 397
- Kinematik** von Dipl.-Ing. Hans Polster. Mit 76 Figuren. Nr. 584
- Elastizitätslehre für Ingenieure.** I. Grundlagen und Allgemeines über Spannungszustände, Zylinder, Ebene Platten, Torsion, Gekrümmte Träger von Prof. Dr.-Ing. Max Enßlin. Mit 60 Figuren Nr. 519
- Geometrisches Zeichnen** von H. Becker, neubearbeitet v. Prof. J. Vonderlinn. Mit 290 Fig. u. 23 Tafeln i. Text. Nr. 58
- Schattenkonstruktionen** von Prof. J. Vonderlinn. Mit 114 Figuren Nr. 236
- Parallelperspektive.** Rechtwinklige und schiefwinklige Axonometrie von Prof. J. Vonderlinn. Mit 121 Figuren. Nr. 260
- Zentral-Perspektive** v. Hans Freyberger, neubearbeitet von Prof. J. Vonderlinn. Mit 132 Figuren Nr. 57
- Darstellende Geometrie** von Prof. Dr. Robert Hausner.
 I. Mit 110 Figuren Nr. 142
 II. Mit 40 Figuren Nr. 143
- Die Baustoffkunde** von Prof. H. Haberstroh. Mit 36 Fig. Nr. 506
- Vermessungskunde** von Prof. Dipl.-Ing. P. Werkmeister.
 I. Feldmessen und Nivellieren. Mit 146 Figuren . . . Nr. 468
 II. Der Theodolit. Trigonometrische und barometrische Höhenmessung. Tachymetrie. Mit 109 Figuren . . . Nr. 469
- Die Kostenberechnung im Ingenieurbau** von Prof. E. Kuhlmann und Dr.-Ing. H. Nitzsche. Mit 5 Tafeln. Nr. 750
- Erdbau** von Reg.-Baumeister Erwin Link. Mit 72 Figuren. Nr. 630
- Landstraßenbau** von Ober-Ing. A. Liebmann. Mit 44 Fig. Nr. 598
- Stadtstraßenbau** von Dr.-Ing. Georg Klose. Mit 50 Fig. Nr. 740
- Die Entwicklung des modernen Eisenbahnbaues** von Dipl.-Ing. Alfred Birk. Mit 27 Figuren Nr. 553
- Die Linienführung d. Eisenbahnen** v. Prof. H. Wegele. Mit 52 Figuren Nr. 623
- Hochbauten d. Bahnhöfe** v. Eisenbahnbauinsp. C. Schwab.
 I. Empfangsgebäude. Nebengebäude. Güterschuppen. Lokomotivschuppen. Mit 91 Figuren Nr. 515
- Die mechanischen Stellwerke der Eisenbahnen** von Oberbaureit a. D. S. Scheibner. 3 Bände. Mit vielen Figuren Nr. 674, 688, 747

x
1.389

Die Kraftstellwerke der Eisenbahnen von Oberbaurat a. D. S. Scheibner. 2 Bände. Mit 72 Figuren.	Nr. 689, 690
Das elektrische Fernmeldewesen bei den Eisenbahnen von Geh. Baurat K. Fink. Mit 50 Figuren . . .	Nr. 707
Eisenbahnfahrzeuge v. Reg.-Baumeister H. Hinnenthal.	
I. Die Dampflokomotiven. Mit 89 Fig. i. Text u. 2 Tafeln.	Nr. 107
II. Die Eisenbahnwagen und Bremsen. Mit Anhang: Die Eisenbahnfahrzeuge im Betrieb. Mit 56 Figuren im Text und 3 Tafeln	Nr. 108
Der Eisenbahnbetrieb v. Oberbaurat a. D. S. Scheibner. Mit 3 Figuren	Nr. 676
Der Eisenbahnverkehr v. Eisenbahn-Rechnungsdirektor Theodor Wilbrand	Nr. 618
Schmalspurbahnen (Klein-, Arbeits- und Feldbahnen) v. Dipl.-Ing. August Boshart. Mit 99 Figuren	Nr. 524
Straßenbahnen v. Dipl.-Ing. August Boshart. Mit 72 Fig.	Nr. 559
Kolonial- und Kleinbahnen v. Geh. Oberbaurat Prof. F. Baltzer.	
I. Begriff und Wesen, Kolonialbahnen Afrikas, Kleinbahnen der wichtigsten Länder u. a. Mit 7 Figuren.	Nr. 816
II. Bauliche Ausgestaltung von Bahn und Fahrzeug, Betrieb und Verkehr. Mit 22 Figuren	Nr. 817
Die allgemeinen Grundlagen des Brückenbaues von Geh. Baurat Prof. Dr.-Ing. Th. Landsberg. Mit 45 Fig.	Nr. 687
Gründungen d. Brücken v. Prof. Th. Janssen. Mit 40 Fig.	Nr. 803
Eisenbetonbrücken von Dr.-Ing. K. W. Schaechterle Mit 104 Figuren	Nr. 627
Wasserversorgung der Ortschaften von Prof. Dr.-Ing. Robert Weyrauch. Mit 85 Figuren	Nr. 5
Entwässerung und Reinigung der Gebäude von Dipl.-Ing. Wilhelm Schwaab. Mit 92 Figuren	Nr. 822
Gas- und Wasserversorgung von Dipl.-Ing. Wilhelm Schwaab. Mit vielen Figuren	Nr. 412
Flußbau von Regierungsbaumeister Otto Rappold. Mit vielen Figuren	Nr. 597
Kanal- und Schleusenbau von Regierungsbaumeister Otto Rappold. Mit 78 Figuren	Nr. 585
Wasserkraftanlagen von Regierungsbaumeister a. D. Dr.-Ing. Th. Rümelin.	
I. Beschreibung. Mit 66 Figuren	Nr. 665
II. Gewinnung der Wasserkraft. Mit 35 Figuren	Nr. 666
III. Bau und Betrieb. Mit 56 Figuren	Nr. 667
Meliorationen von Baurat Otto Fauser. 2 Bände. Mit vielen Figuren	Nr. 691, 692

Weitere Bände sind in Vorbereitung

Sammlung Göschen

Wasserkraftanlagen

Von

Regierungsbaumeister Dr.-Ing. Th. Rümelin
in München

II

Gewinnung der Wasserkraft

Mit 35 Figuren

Zweite Auflage

Neudruck



Berlin und Leipzig

Vereinigung wissenschaftlicher Verleger
Walter de Gruyter & Co.

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

Reichsverkehrsministerium
1920

* Plankammer *

Bestandsbuch Nr. 304

Leitwort: *Heinfuo* Spind

~~26~~

Inhaltsverzeichnis.

	Seite
Literatur	1-301328 3
I. Kapitel. Gewinnung der Wasserkräfte	5
§ 1. Der Staat und die Wasserkräfte.	5
§ 2. Durchführung eines Wasserkraftunternehmens.	8
§ 3. Vom Verdingungswesen.	16
§ 4. Auffinden der Wasserkräfte	22
II. Kapitel. Die Wasserkraftkonstituenten.	25
§ 5. Der Wasserhaushalt	26
a) Ermittlung der Wassermenge.	30
b) Speicherung.	34
§ 6. Das Rohgefälle der Kraftstufe	37
a) Staubrechnungen an der Wasserentnahme.	37
b) Abflußberechnungen an der Wasserrückgabe	41
§ 7. Das Bruttogefälle der Kraftstation und seine Ermittlung	47
§ 8. Das Nettogefälle der Turbinen	59
III. Kapitel. Die Bauwürdigkeit	62
§ 9. Wirtschaftlichkeitsberechnungen	62
§ 10. Ertragsberechnungen	68
§ 11. Ermittlung der Betriebskosten	74
IV. Kapitel. Ausgestaltung der Einzelheiten (Ausgewählte Beispiele).	79
§ 12. Regelung der Wassermenge durch Überläufe	79
§ 13. Der Gefälleausgleich im Wasserschloß.	88
§ 14. Ausfluß aus freien Öffnungen	93
§ 15. Zur Berechnung von Sturzbetten	95
§ 16. Druckrohrleitungen	98
§ 17. Zur Berechnung von Schützenanlagen.	103
§ 18. Rechenanlagen	108
§ 19. Das Notwendigste aus der Turbinenprojektionierung.	111
Nachwort über die Rechnungsschärfe beim Entwerfen.	117
Sachregister	119

Akc. Nr.

~~3113/49~~
3 PL-3-568/2016

Literatur.

Wasserrecht:

Außer der Literatur auf S. 8 noch besonders:

- Åström, Wasserrecht in Nord- u. Mitteleuropa. Leipzig 1905.
Grunenberg, Verstaatlichung der Elektrizitätsversorgung.
Berlin 1917.
Höfer, Bestimmungen des preuß. Wassergesetzes von 1913
über den Gemeindegebrauch an Wasserläufen. Göttingen 1917.
Holty, Handausgabe des preuß. Wassergesetzes. Berlin 1916.
Lenhard und Reichau, Preuß. Wassergesetz. Berlin 1916.
Mayr, O., Rechtliche Ausgestaltung der Wasserkräfte.
Wien 1909.
Pfleghart, Grundzüge usw. über Verwertung der Wasser-
kräfte. Zürich 1907.
Schultheß, Das internationale Wasserrecht. Bern 1915.
Seidler, Reform des österr. Wasserrechts. Leoben 1900.

Hydraulik:

- Vgl. die Angaben am Schluß des 2. Bändchens von
Holl, Wasserturbinen und in L. L. 2. Auflage den Artikel
„Hydraulik“ (von Lueger). Außerdem
Fischer, Größte Geschwindigkeit in fließenden Gewässern.
Zeitschrift für Gewässerkunde, Bd. 11, S. 71.
Flamant, Hydraulique. Paris 1900.
Foepppl, Technische Mechanik. Bd. VI.
Forchheimer, Hydraulik. Leipzig 1914.
Gravelius, Flußkunde. Berlin und Leipzig 1914.
Lorenz, Technische Hydromechanik. München 1910.
Merriman, Hydraulic. New York 1916.
v. Mises, Technische Hydromechanik, Berlin 1914, 2 Bde.
Moeller, Leitfaden der Hydrometrie und Hydrodynamik.
Teubner. (In Vorbereitung.)
Prandtl, Abriß der Lehre von der Flüssigkeitsbewegung.
Jena 1913.
Pražil, Technische Hydrodynamik. Berlin 1913.
Rehbock, Stau-, Abfluß- und Walzenbildung bei fließen-
den Gewässern. Berlin 1917.

- Rümelin, Die Fließwirbel. Schweiz. Bauzeitg. 1916. (68), Nr. 3.
 Schaub (Schwyz), Das hydrodynamische Fließgesetz. Der Strömungsdruck. (In Vorbereitung.)
 Schüngel, Tafeln zur graphischen Ermittlung der Wassergeschwindigkeit. Hannover 1900.
 Weyrauch, Hydraulisches Rechnen. 3. Aufl. Stuttgart 1915.

Wirtschaftlichkeit von Wasserkraftanlagen:

- Gerbel, Kraft- und Wärmewirtschaft in der Industrie. Berlin 1918.
 Röttlinger, Wertbestimmungen von Wasserkraften. 1908.
 Rümelin, Wirtschaftlichkeitsrechnungen an offenen Werkkanälen. Wasserwirtschaft 1913. S. 353.
 Schiff, Wertminderungen an Betriebsanlagen. Berlin 1909.
 Vinser, Anwendung der Nomographie auf hydraulische Formeln. Ö. Z. 1910, S. 225, 658.
 Weyrauch, Wirtschaftlichkeit technischer Entwürfe. Stuttgart 1916.

Motorischer Teil:

- Siehe die Spezialliteratur, welche angegeben ist in Holl (S. G.) 2. Bändchen.
 Für Bauingenieure siehe ferner:
 Camerer, Vorlesungen über Wasserkraftmaschinen. Berlin 1914.
 Holl, Projektierung von Wasserkraftanlagen mit dem Turbinenrechenschieber. München 1908.
 Kummer, Wahl der Stromart für größere elektrische Bahnen. Braunschweig 1916.
 Quantz, Wasserkraftmaschinen. 2. Auflage. Berlin 1911.
 Reichel, Über Wasserkraftmaschinen. Ein Vortrag für Bauingenieure. München 1914.
 Richter, Elektrische Maschinen mit Wicklungen aus Aluminium, Zink und Eisen. Braunschweig 1916.
 Rümelin, Die Haupttypen der Wasserkraftstationen in tabellarischer Übersicht. Dresden 1913.
-

I. Kapitel. Gewinnung der Wasserkräfte.

§ 1. Der Staat und die Wasserkräfte.

1. Da ein Staats- und Gesellschaftsleben nicht ohne Rechtsordnung und Zwangsgewalt denkbar ist, so folgt daraus, daß die Allgemeinheit ihrer zusammenfassenden obersten Gewalt unter anderem den Rechtsschutz über alle ihr gehörenden, öffentlichen Güter anvertraut. Ist das Wasser ein solches „öffentliches“ Gut?

Ein Beispiel. In einem Grundstück entspringt eine Quelle, deren Wasser in einem Bachgerinne durch den Garten fließt. Nach Verlassen des Gartens fließt das Quellwasser weiter durch die Wiesen des Ortes und wird von jedermann zur Bewässerung benützt, das nicht verwendete Wasser und das Abwasser gelangen schließlich in den Fluß. Der Gartenbesitzer beabsichtigt nun, die Quelle auszunützen, indem er sie fassen, am Bergabhang in Röhren hinunterleiten und in einer kleinen Station am Fuß des Berges die zu seiner Hausbeleuchtung nötigen 3—4 PS gewinnen will, worauf das Wasser wieder dem Fluß zugeführt werden soll. Ist dieser Ausbau ohne weiteres erlaubt? Wem gehört das Wasser, dem Garteneigentümer, den Wiesenanwohnern oder dem Staat? Besteht Entschädigungspflicht an die Wiesenanwohner? Kann der Staat, abgesehen von der Entschädigung, die Wasserkraft überhaupt verbieten? Es entsteht eine Fülle von Fragen,

die sich nicht einwandfrei beantworten lassen, und die Antwort fällt nach dem heutigen Stand der Wassergesetzgebung in verschiedenen Ländern verschieden aus.

Für die Beurteilung aller solcher Fälle sollte die Einsicht leiten, daß alles Wasser auf der Erde in einem großen Kreislauf sich befindet. Auf seinem Weg von den Bergen zum Meere bewegt sich das Wasser in einer einzigen, vielleicht stellenweise unterbrochenen, im ganzen aber doch überall, teils über-, teils unterirdisch, zusammenhängenden Welle. Quellen, Bäche, Flüsse sind die sichtbaren Teile dieser Welle des allgemeinen Grundwassers, das im Boden höher oder tiefer anzutreffen ist. Die näher dem Meere befindlichen Teile der Welle erhalten ihr Wasser von dem Teile größerer Meereshöhe, und außerdem wird die Welle gespeist durch den sichtbaren Regen wie durch den unsichtbaren Niederschlag, der auf der Oberfläche des Wassers und Bodens, in den Poren des Bodens, auf den Zweigen, Blättern und Halmen der Bodenbewachsung sich bildet. Jeder wesentliche Eingriff in den Abfluß dieser Wasserwelle nun ist eine Veränderung, welche die Allgemeinheit angeht. Als wesentlich muß ein solcher Eingriff dann angesehen werden, wenn an der betreffenden Stelle die Menge oder die Höhenlage des daherfließenden Wassers verändert wird. Eine solche Veränderung läßt sich durch Messung nachweisen.

2. Der Staat hat als der Vertreter der Allgemeininteressen die Verpflichtung, darüber zu wachen, daß die Wasserkraftnutzung nicht in einer das Gemeinwohl schädigenden Weise erfolgt. Der eine Weg, auf welchem dieses Ziel erreicht werden soll, die Monopolisierung der gesamten Wasserkräfte durch den Staat, wird seltener begangen, der Staat ist kein Unternehmer. Es dient aber

dem allgemeinen Staatswohl, wenn die natürlichen Schätze des Landes, zu denen auch die Wasserkräfte gehören, wirtschaftlich ausgenützt werden. So hat sich bei fast allen Kulturnationen die Praxis eingeführt, daß der Staat, wo er das Verfügungsrecht über die Wasserkräfte des Landes ausübt, die Nutzung an seinen industriell verwertbaren Wasserkraften Privatunternehmern auf die Dauer von 3—9 Jahrzehnten konzediert. Daneben übt er durch seine Verwaltungsorgane vom Standpunkt der Wasserpolizei die Aufsicht über die Wasserkraftanlagen, während des Baues sowohl wie auch während der ganzen Konzessionsdauer, aus. Bei kleineren Verhältnissen fördert er die Bildung von Zweckverbänden und läßt den Genossenschaften für die Ausschreibung und Ausführung ihrer Arbeiten seine Staatshilfe ange-deihen.

Ausnahmsweise ist der Staat selbst als Bauherr aufgetreten, z. B. beim Saalach- und Walchenseekraftwerk in Bayern, beim Trollhättan-Kraftwerk in Schweden.

Der Staat sowohl, wie die private Industriegesellschaft oder die Genossenschaft brauchen schon zu ihren ersten Untersuchungen über die rechtliche und wirtschaftliche Natur der beabsichtigten Wasserkraftnutzung ein generelles Projekt, welches in großen Zügen alles Wissenswerte erkennen läßt, und eine Rentabilitätsberechnung des Unternehmens. Sie werden zu diesem Zweck am besten mit einem Projektierungsbureau, Zivilingenieur usw. in Verbindung treten, von welchen sie sich die nötigen Unterlagen herstellen lassen. Zuweilen kommt es auch vor, daß der Projektant selbst sich eine Wasserkraftnutzung vom Staate verleihen läßt, und seine Idee samt dem Recht an eine kapitalkräftige Gesellschaft verkauft. Über das generelle Projekt handelt im Zusammenhang

mit der Durchführung des ganzen Wasserkraftunternehmens der folgende Paragraph.

Über deutsches Wasserrecht im allgemeinen wie spezielle landesgesetzliche Wasserrechte siehe die bei Gustav Brenner, Handausgabe zum bayr. Wassergesetz vom 23. März 1907 mit Erläuterungen (München 1908, Beck'sche Verlagsbuchhandlung) angegebene Literatur, hiervon insbesondere:

Nieberding - Frank, Wasserrecht und Wasserpolizei im preußischen Staate.

Dann (neben Brenners Handausgabe selbst):

Eymann, Handausgabe zum bayr. Wassergesetz; Brügel in Ansbach 1907.

Ferner:

Harster - Cassimir, Kommentar zum bayr. Wassergesetz; Schweizer, München 1908.

Nieder, Wassergesetz für Württemberg; J. Hess, Ellwangen.

Schenkel, Das belgische Wasserrecht; Karlsruhe 1902.

Schelcher, Das sächsische Wassergesetz; Leipzig 1909.

§ 2. Die Durchführung eines Wasserkraftunternehmens.

In der gemeinsamen Tätigkeit der bei der Begründung und Durchführung eines Wasserkraftunternehmens beschäftigten Ingenieure und Sachverständigen, Industriellen und Finanziers, Elektrizitätsfirmen, Turbinenanstalten und Bauunternehmungen, Verwaltungsingenieure und Staatsjuristen lassen sich zwei Hauptgruppierungen unterscheiden.

1. Zunächst treten, wenn wir den häufigsten Fall eines Wasserkraftausbaues an staatlichen Gewässern betrachten, einander gegenüber der über das Wasser verfügende Teil, der Staat, auf der einen und der Unternehmer im rechtlichen Sinne, d. i. der Bauherr, auf der andern Seite. Die Verhandlungen über die

Wassernutzung, welche diese beiden Teile miteinander zu führen haben, nehmen viel Zeit in Anspruch, denn hier sind rechtliche und volkswirtschaftliche Fragen grundsätzlicher Natur zu lösen. Erst wenn bei diesen Verhandlungen erkannt ist, daß das Unternehmen verwirklicht werden kann, setzt die Bildung der zweiten Gruppe ein, welche an die verhältnismäßig einfachere Frage der eigentlichen technischen und wirtschaftlichen Ausgestaltung herangehen soll.

Die Eingabe um Verleihung des Wassernutzungsrechtes, welche auf Grund eines generellen Projektes an den Staat gelangt, wird von diesem eingehend geprüft. Insbesondere gehört zu den Vorerhebungen, welche die zuständigen Staatsstellen anzustellen pflegen, die Untersuchung der Frage, ob der Erlaubniserteilung nicht ein öffentliches Interesse, wie zum Beispiel die Elektrisierung der Bahnen, die Ausbildung der Wasserstraßen in der betreffenden Gegend usw., entgegensteht. Sind die gesamten Vorerhebungen für das Unternehmen günstig verlaufen, so wird das Wassernutzungsrecht an den Konzessionär auf die Zeitdauer und unter den Bedingungen erteilt, welche in der Verleihungsurkunde näher angegeben werden.

Bemerkenswert sind die im Entwurf für das österreichische Wassergesetz vorgesehenen Bestimmungen für den Ablauf der Konzessionsdauer. Wenn eine Konzession abläuft, so hat der bisher Berechtigte ein Vorrecht auf Wiederverleihung, wenn nicht öffentliche Interessen oder eine volkswirtschaftlich wichtigere Unternehmung entgegenstehen. Bereits geraume Zeit vor Konzessionsende kann der Konzessionär um Wiederverleihung nachsuchen, damit nicht die Unsicherheit in den letzten Jahrzehnten die Investitionstätigkeit hemmend beeinflußt. Im Falle der Zerstörung der Anlage durch eine Elementarkatastrophe erhält der Berechtigte Anspruch auf angemessene Verlängerung der Konzession.

Die zur Wasserkraftprojektierung (und zwar zum generellen wie zum genauen Projekt) nötigen Unterlagen hat Holl im 2. Bändchen der „Wasserturbinen“ übersichtlich zusammengestellt, worauf wir hier verweisen. Beim generellen Projekt muß auf einen Punkt schon gründlich eingegangen werden, nämlich auf die Sammlung und Untersuchung des erforderlichen hydrologischen Materials. In jedem Kulturland existiert heutzutage eine öffentliche Anstalt, welche in allen Gegenden zusammenhängende Beobachtungen der Niederschlagsmengen mittels Regenmessern vornimmt, das Einzugsgebiet der Gewässer ermittelt und an diesen Gewässern fortlaufende Pegelbeobachtungen und Wassermengenbestimmungen ausführt. Aus diesem amtlichen Material kann der Projektierende für seine Kraftstufe alles Wissenswerte erheben, wobei er einen möglichst langen Zeitraum betrachten muß. Unter Umständen sind die weiter zurückliegenden amtlichen Daten durch neuere Spezialbeobachtungen zu kontrollieren oder zu ergänzen. Wichtig ist die Untersuchung der Konstanz des Wasserabflusses — und der zu erwartenden Betriebsschwankungen — wegen der Frage, ob Kraftreserven (vgl. WA I, § 19) nötig werden oder nicht. Weitere wichtige Punkte der hydrologischen Prüfung sind die Geschiebe- und Eisführung des Gewässers.

Die Gründungsart der beabsichtigten Bauwerke wird durch die geologischen Verhältnisse bestimmt. Ferner muß eine Vorerhebung der rechtlichen Zustände erfolgen, um die an der Wasserkraftstrecke bestehenden Kondominate kennen zu lernen. Einen nicht zu unterschätzenden Teil des generellen Projekts bildet auch oft die Untersuchung, ob man für die elektrische Fernleitung mit den Masten usw. überall durchkommt. Das generelle Projekt

muß schließlich die gesamten baulichen Anlagen in großen Zügen skizzieren und alle sonstigen Anhaltspunkte für die Bauausgaben und den Grunderwerb zu bekommen trachten.

Hand in Hand mit all dem müssen kommerzielle und verkehrstechnische Untersuchungen über die Absatzfähigkeit des durch die Kraftanlage zu gewinnenden elektrischen Stromes oder des mittels des Stromes zu erzeugenden Produktes gehen, soweit derartige Erhebungen nicht etwa von vornherein schon bekannt sind. Auf Grund dessen und der vorläufigen Ermittlungen der Bau- und Betriebskosten läßt sich eine Rentabilitätsberechnung des geplanten Unternehmens aufstellen, welche für die Geldaufbringung die Unterlage bildet. Der Bauherr oder sein Geldinstitut wird dann allenfalls über das generelle Projekt und dessen Rentabilitätsberechnung zur größeren Sicherheit noch ein oder mehrere Sachverständigengutachten erholen.

2. Zur praktischen Ausgestaltung des Unternehmens erwachsen dem Bauherrn zwei Hauptaufgaben, die wirtschaftliche und die technische Durchführung der Arbeiten.

Zur wirtschaftlichen Tätigkeit gehört außer der Finanzierung oder Geldbeschaffung die Heranziehung der Konsumtion, was gewissenhafte Prüfung und eingehende Würdigung aller obwaltenden Umstände erfordert. Das erste Jahrzehnt des 20. Jahrhunderts kann manches Beispiel aufzählen dafür, wie es nicht auf die Gewinnung von Wasserkraften allein, sondern ebensosehr auch darauf ankommt, daß die richtige Verwendung dafür vorhanden ist. Andernfalls hat auch die schönste und billigste Wasserkraft keinen Wert.

Die technische Ausführung ist je nach dem einzelnen

Fall verschieden möglich. Sieht man von ganz kleinen Verhältnissen ab, so kann sich der Vorgang im großen und ganzen folgendermaßen abspielen.

Der Bauherr bestellt sich (z. B. aus dem bereits genannten Projektierungsbureau) eine Bauleitung, welche alle mit der baulichen Durchführung zusammenhängenden Geschäfte in unparteiischer Weise für ihn übernimmt und für die übernommenen Verpflichtungen ihm zivilrechtlich verantwortlich ist¹⁾.

Die Bauleitung, die sich aus technischem und kaufmännischem Personal zusammensetzt, erledigt im Namen und vorbehaltlich der Zustimmung des Bauherrn die schwebenden Rechtsgeschäfte am Bauort, nimmt die notariellen Verbriefungen wegen des Grunderwerbs vor und läßt, im Benehmen mit dem staatlichen Messungsamt, die Grundstücksvermessung und Vermarkung durchführen. Weiter liegt der Bauleitung die Verbesserung des generellen und die Neuaufstellung des genauen Projektes ob.

Dieses Detailprojekt korrigiert auf Grund von eingehenden Studien, Schürfungen und Bohrungen, Grundwasserbeobachtungen usw. die generelle Trasse und setzt (z. B. an Hand von ähnlichen Wirtschaftlichkeitsberechnungen, wie unten im § 9 gegeben) das genaue Längprofil für Normal-, Klein- und Höchstwasser fest. Die ganze Anlage wird eingehend hydraulisch und statisch durchprojektiert, sämtliche Wasserbauten werden im größeren Maßstab (mindestens 1 : 100) herausgezeichnet.

An der Hand des genauen Projekts arbeitet die Bauleitung auch die vorgeschriebenen Eingaben an die

¹⁾ Bestimmungen über die zivilrechtliche Verantwortlichkeit für Leistungen der Architekten und Ingenieure nebst Begründung. Verlag Deutsche Bauzeitung, Berlin. Preis 0,60 M.

Staatsverwaltungsbehörde aus, womit um die wasser-, gewerbe- und baupolizeiliche Genehmigung zur Errichtung der Wasserkraftanlage nebst den erforderlichen Hochbauten (Turbinenhaus, Wärterhäuser u. dgl.), elektrischen Leitungen, Grundstückskanalisationen, Wasserversorgungen usw. nachgesucht wird. Wesentlich zur Klärung aller Fragen und Abkürzung des ganzen Verfahrens dient es, wenn dabei die ärarialischen Vertreter und die Bauleitung des öfteren in gemeinsamen Sitzungen unmittelbar zusammenarbeiten¹⁾.

Auf Grund des Detailprojekts werden von der Bauleitung die Massenauszüge und vorläufigen Kostenberechnungen vorgenommen und dann die Verdingungsausschreibungen zur Ausführung der Bauarbeiten und Lieferung der Maschinen, Apparate, Leitungen usw. vorbereitet. Nötigenfalls werden die Arbeiten in einzelne Lose unterteilt. Sobald, nach der Submission, der Bauherr seine Entscheidung getroffen hat, veranlaßt die Bauleitung alles Weitere, was zur Vergebung und zur Abschließung der Lieferungsverträge notwendig ist.

Für die Ausschreibung sowohl wie für die Eingaben zur Verdingung werden umfassende zeichnerische Darstellungen und Beschreibungen notwendig. In beiden Fällen (bei den behördlichen Eingaben, soweit dies rechtlich zulässig erscheint) empfiehlt es sich, im Projekt einen angemessenen Spielraum ausdrücklich vorzubehalten für die Stellen, an welchen das Projekt bei der Ausführung etwa möglicherweise überschritten werden kann.

Ein solcher Spielraum wird notwendig für Gründungen aller Art, Sicherungsarbeiten unterhalb eines Wehres oder die Entlastungsanlagen einer Talsperre, Wildbachüberfüh-

¹⁾ Vgl. die Reverdyschen Leitsätze (insbesondere Satz 20), vortragen auf der ersten Sitzung des bayer. Wasserwirtschaftsrates am 28. Juni 1909; Offizieller Bericht Augsb. Abendzeitung vom 6. 7. 1909.

rungen, Wiedereinmündungen von Werkkanälen in den Mutterfluß (Rückgabeeanlage), Tunnel- und Stollenarbeiten, Maßnahmen gegen Geschiebe und Eis, Hochwasserschutzbauten, Drainierungsarbeiten und Ableitungen von Sickerwasser, alle baulichen Maßnahmen, die mit dem Verlauf des Spiegelgefälles in den Werkkanälen zusammenhängen u. a. m.

Bei den Konzessionseingaben hat der Spielraum den Vorteil, daß lediglich die Einreichung von Tekturen übrigbleibt und der Anschein vermieden ist, als handle es sich um neue Projekte, welche rechtlich nochmals neu zu behandeln wären. Der Spielraum in den Verdingungsausschreibungen soll Nachforderungen der Unternehmer ausschließen.

Die Staatsverwaltungsbehörde¹⁾ erhebt im Aufgebotsverfahren die Einsprüche, welche von Dritten gegen das Unternehmen gemacht werden, und sucht bei der Tagfahrt oder dem Lokaltermin²⁾ zwischen den Parteien zu vermitteln, was meist keine leichte Aufgabe zu sein pflegt. Falls Ausgleich zustande gekommen ist, wird von der Behörde Beschluß gefaßt, welcher dem Konzessionär schriftlich ausgehändigt wird. Der Beschluß führt die genehmigten Teile der Anlage auf nebst den Eich- und Sicherheitszeichen, berichtet über die Einsprüche und deren Erledigung, nennt die Bedingungen, welche aus öffentlichem Interesse dem Unternehmen zur Auflage gemacht werden und gibt schließlich die Gründe an, aus welchen zu erkennen war, wie geschehen.

Be m. Die Ablösung von alten Wasserrechten, Mühlen usw., die aus dem Fluß bisher Wasser in kleinen Quantitäten ent-

¹⁾ Z. B. Bezirksamt in Bayern, Landratsamt in Preußen.

²⁾ Dem „Lokaltermin“ in Preußen entspricht in Bayern die „Tagfahrt“, mit dem Unterschied, daß die Einsprüche in Preußen schriftlich, in Bayern mündlich erledigt werden. Die wasserpolizeiliche Verhandlung kann mit der gewerbepolizeilichen oder der baupolizeilichen Verhandlung zusammen vorgenommen werden. Bei privatrechtlichen Einsprüchen entweder Versuch der gütlichen Vereinbarung oder Verweisung, auf den ordentlichen Rechtsweg.

nommen haben, erfolgt am besten in Geld. Muß man es in Form von Energie tun, dann gebe man lieber Elektrizität ab als Wasser. Denn im letzteren Fall müßten alle Werke an einem und demselben Bache auf die gleiche Aufnahme-fähigkeit der Motore gebracht werden („Normalisierung“), was sehr schwer hält.

In denjenigen Ländern, in welchen Zwangsentziehungsgesetze zugunsten der Wasserkraftunternehmungen geschaffen sind, können, mit dem wasserpolizeilichen Verfahren zusammen oder auch getrennt davon, entweder die Grundbesitzrechte enteignet oder Servituten auferlegt werden, wobei über die Höhe und Angemessenheit der Entschädigung von Amts wegen, unter Umständen mittels Zuziehung von Sachverständigen, definitiv entschieden wird.

Beim Bau selbst übt die Bauleitung die Aufsicht aus. Eine wichtige Arbeit sind die vor Baubeginn von der Bauleitung zusammen mit den in Betracht kommenden Unternehmern auszuführenden Nivellements und Fixpunktversicherungen, sowie die Längenmessungen in der Achse der Werkgerinne (Triangulationen bei Stollenbauten). Die Bauleitung wacht vor allem über die Einhaltung der Zwischentermine, welche mit den einzelnen Unternehmern vereinbart sind, damit das Gesamtbauprogramm nicht überschritten wird. Grundsätzlich wird bei allen Gerinneabmessungen beachtet, eher zu reichlich als zu knapp zu dimensionieren. Je nach dem Baufortschritt erhalten die Unternehmer Abschlagszahlungen, während die Zahlungen an die Maschinenfirmen in der Regel nach ausbedungenen Teilraten erfolgen. Die Abnahmeprüfungen des wasserbaulichen, motorischen und elektrischen Teils läßt die Bauherrin am besten durch einen unparteiischen Dritten vornehmen. Nach der Abnahme beginnt für die einzelnen Firmen nun die G a r a n -

tiezeit. Es ist üblich, daß von den Bauunternehmungen zu diesem Behuf bei Vertragsabschluß eine Summe als Kautio deponiert wird; an dieser kann sich auch schon während des Baues der Bauherr schadlos halten, wenn der Unternehmer seinen Verpflichtungen nicht nachkommt.

Sobald sich die definitive Ausführung übersehen läßt, werden an die Behörde die etwa nötig gewordenen Tekturen eingereicht und für den Bauherrn die endgültigen Ausführungszeichnungen zusammengestellt. Durch den amtlichen Sachverständigen erfolgt die Schlußkontrolle und die Setzung der Eichpfähle und Sicherheitszeichen. Schließlich werden, wo dies die wassergesetzlichen Bestimmungen (wie z. B. in Bayern), vorsehen, die vorgeschriebenen Eintragungen in die amtlichen Wasserbücher vorgenommen.

Auch während des Betriebs läßt die Bauherrin noch eine Zeitlang Beobachtungen und Messungen an der fertigen Werkanlage ausführen, namentlich hinsichtlich der Wasserführung der Gerinne, der plötzlichen Entlastungen und Belastungen, der Spiegelschwankungen in Wasserschlössern und Talsperren, der Retention von Stauseen und dgl. Sie macht die dabei gewonnenen Erfahrungen in einer Veröffentlichung der Allgemeinheit zugänglich und leistet dadurch dem wissenschaftlichen und technischen Fortschritt den wichtigen Dienst der Ergänzung der Theorie durch die Praxis.

§ 3. Vom Verdingungswesen.

Der Fall, daß ein Werkbesitzer die Arbeiten zur Herstellung seiner Wasserkraftanlage selbst, im sogenannten Regiebau, ausführt, ist selten. Gewöhnlich vergibt er

die Arbeiten an Unternehmer, mit welchen, entweder durch den Bauherrn selber, oder besser durch einen bevollmächtigten Vertrauensmann, einen Zivilingenieur usw. Lieferungsverträge abgeschlossen werden.

Das folgende Beispiel kann für Verträge zwischen dem Bauherrn und einer Bauunternehmung, auf Lieferung von Tiefbauarbeiten zu einer Wasserkraftanlage, zum Muster genommen werden. Die Verträge auf Lieferung von Hochbauarbeiten, von Eisenkonstruktionen, von Tunnel- und Stollenbauten usw. werden in ähnlicher Form verlautbart; nur sind die entsprechenden anderen Vertragsgrundlagen und sonstigen Abänderungen aufzunehmen.

Für Abfassung der Vertragsbedingungen sollten immer berücksichtigt werden:

1. Die ministeriellen Bestimmungen der betreffenden Staaten über die Vergebung von Bauarbeiten, die von der staatlichen Behörde stets zu erhalten sein werden, z. B. Erlaß des Ministers der öffentlichen Arbeiten in Preußen vom 17. Januar 1900, III b 601, bzw. Reichstagsdrucksache Nr. 989 von 1907/09 (Reichsbetriebe) usw.
2. BGB. § 339—341 (Konventionalstrafe);
§ 477, 638 (Garantiezeit).

Der § 377 des Handels-Gesetzbuches (nicht rechtzeitiger Einwand gegen Mängel) ist auszuschließen.

3. BGB. § 383, 384, 386 (schadhaft gewordene Baumaterialien).
4. Deutsche Zivilprozeßordnung § 1025—1048 (schiedsrichterliches Verfahren).

Ein durch den bevollmächtigten Ingenieur, vorbehaltlich der Zustimmung seines Bauherrn, mit dem Unter-

nehmer abgeschlossener Lieferungsvertrag hätte ungefähr folgenden Wortlaut.

Vertrag

über

die Herstellung der Wehranlage (Los I) in der Schwarzau bei Trostberg a. d. Alz¹⁾.

Zwischen *der Aktiengesellschaft X. X. in München*, vertreten durch *den Herrn Zivilingenieur A. B. aus Stuttgart*, welcher als Geschäftsführer für *die Aktiengesellschaft* auftritt, für diese handelt und sich verpflichtet, die nachträgliche Zustimmung *der berechtigten Vertreter der Gesellschaft* zu diesem Vertrage beizubringen, und *der Bauunternehmung Y. Y. in Nürnberg*, vertreten durch *den Inhaber, Herrn Kommerzienrat C. D. aus Nürnberg*, wird heute, vorbehaltlich der Genehmigung *der Aktiengesellschaft*, nachstehender Vertrag unter Beglaubigung des Notariats *Z. Z. in München* abgeschlossen.

Der amtierende Notar wird zur Entgegennahme der Zustimmungserklärung *der Aktiengesellschaft* und Mitteilung an die Gegenpartei bevollmächtigt. Diese ermächtigt den Notar zur Entgegennahme dieser Erklärung. Wird diese Zustimmung erteilt, so soll dieser Vertrag mit Beiheftung einer beglaubigten Abschrift der Zustimmungserklärung volle Rechtswirksamkeit haben. Wird diese Zustimmung versagt, so soll dieser Vertrag ohne jeden weiteren Rechtsakt null und nichtig sein.

§ 1. *Die Bauunternehmung Y. Y. Nürnberg übernimmt die vollständige Herstellung der Wehr- und Ent-*

¹⁾ Der in das vorgedruckte Vertragsformular aufzunehmende spezielle Text ist durch Kursivschrift hervorgehoben.

nahmeanlage in der Schwarzau für die Aktiengesellschaft X. X. in München um den Preis von 500 000 M. (in Worten fünfhunderttausend Mark).

§ 2. Dem Vertrage liegen zugrunde:

I. Ein gebundenes Heft, enthaltend:

a) die allgemeinen Vertragsbedingungen für die Ausführung staatlicher Arbeiten und Lieferungen für Bauzwecke vom 2. April 1903;

b) *die besonderen Vertragsbedingungen für die Ausführung von Tiefbauarbeiten, gültig vom 1. Oktober 1904;*

c) *die besonderen Vertragsbedingungen für die Ausführung von Betonarbeiten, gültig vom 1. Juli 1905;*

d) *die Vorschriften über Felssprengungen und Erdförderung, gültig vom 1. September 1903, berichtigt nach ABV. 1905/413;*

e) die oberpolizeilichen Vorschriften zum Schutze der bei Tiefbauten beschäftigten Personen vom 4. September 1905;

f) die oberpolizeilichen Vorschriften zur Aufrechterhaltung der öffentlichen Ruhe, Ordnung und Sicherheit, ABV. 1905/55;

g) die Bestimmungen über die Krankenversicherung, ABV. 1905/251;

h) die reichsgesetzlichen Bestimmungen über Invaliditäts- und Altersversicherung;

i) *die vorläufigen Leitsätze für die Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Eisenbetonbauten, aufgestellt vom Verbands deutscher A. u. I.-Vereine und dem deutschen Betonverein 1904;*

k) ;

l)

II. Ein gebundenes Heft, enthaltend sämtliche Pläne der Vertragsarbeiten, nämlich:

1. Lageplan der gesamten Wehr- und Entnahmeanlage und der Ufersicherungen 1,5 km auf- und abwärts des Wehres 1 : 1000;

2. Längenschnitt in Flußaxe 1 : 1000, 1 : 50;

3.—6. Grundrisse von Staumauer, Staudamm, Schützenöffnungen, Floßgasse, Sturzbettsicherung und Fischpaß 1 : 100;

7. Querschnitt durch die Staumauer 1 : 50;

8. Querschnitt durch den Staudamm 1 : 100;

9. Schnitte und Einzelheiten einer Schützöffnung von 20 m Weite 1 : 50, bzw. 1 : 10;

10. Schnitte und Einzelheiten von Floßgasse und Fischpaß 1 : 50;

11. Einzelheiten der Sturzbettsicherung 1 : 50;

12. Ansicht und Grundriß des Einlaufbauwerks 1 : 100;

13. Einzelheiten und Schnitte von Einlaufbauwerk, Entastungs- und Kläranlage 1 : 50 bzw. 1 : 10;

14. Ansicht des Stauwehres von der Talseite 1 : 200;

15. Normalprofile der Ufersicherungen flußaufwärts 1 : 100;

16. Normalprofile der Ufersicherungen flußabwärts 1 : 100;

17. Hydraulische und statische Berechnungen.

III. Ein gebundenes Heft, enthaltend:

a) Kurze Angaben über die hydrologischen und geologischen Verhältnisse;

b) das Fixpunktverzeichnis;

c) Angaben über Angrenzer, Werkplätze und Zufahrtswege;

d) Zusätze zu den allgemeinen und besonderen Vertragsbedingungen, betreffend:

Spezielle technische Forderungen der Verwaltung, Ver-

wendung des anfallenden Materials, Detailfristen, Konventionalstrafen, Schiedsgericht und Streitigkeiten¹⁾);

e) das Verzeichnis der Schürfungen;

f) die Erdmassenberechnung und Massenverteilung;

g) das Leistungsverzeichnis der Verdingungsarbeiten;

h) das Regiepreisverzeichnis;

i) die Vorschriften über die Materialprüfung;

k)

Der Unternehmer bekennt, daß ihm die sämtlichen vorgenannten Vertragsgrundlagen I, II und III zur Einsicht vorgelegt worden sind, und erkennt dieselben ausdrücklich, als für sich rechtsverbindlich, durch Unterschrift an.

§ 3. Die Vollendungsfrist der Gesamtarbeiten wird auf den 1. September 1914 festgesetzt.

Die Vornahme von Bauarbeiten an Sonn- und Feiertagen ist im allgemeinen untersagt. In dringlichen Ausnahmefällen ist rechtzeitig die Zustimmung der Bauleitung zu erholen.

§ 4. Dem Unternehmer können auf Verlangen Abschlagszahlungen bis zum Betrage von $\frac{9}{10}$ des Betrages der vertragsmäßig hergestellten Arbeiten, bei der *Filiale der Deutschen Bank in München* zahlbar, geleistet werden.

§ 5. Zur Sicherung der aus gegenwärtigem Vertrage hervorgehenden Ansprüche der *Aktiengesellschaft X. X.* an den Unternehmer leistet dieser Sicherheit im Betrage von 5% der Vertragssumme, sohin von *rund 25 000 M. (in Worten fünfundzwanzigtausend Mark)*

¹⁾ Bei größeren Vertragsobjekten wird hinsichtlich des Schiedsgerichtsverfahrens ungefähr folgender Vorgang zu empfehlen sein:

Jede Partei wählt sich 2 technische Sachverständige, und diese Sachverständigen wählen einen juristischen Obmann. Im Falle sie sich nicht einigen können, wird irgend eine Justizbehörde gebeten, den Obmann zu ernennen; es ist anzunehmen, daß diese einem solchen Wunsche gerne und honoris causa nachkommen wird.

durch Hinterlegung von zur Sicherheitsleistung zugelassenen Wertpapieren bei *der Filiale der Deutschen Bank in München*.

Der Sicherheitsbetrag wird *ein Jahr* nach der Schlußabrechnung und nach Erfüllung aller dem Unternehmer obliegenden Verbindlichkeiten freigegeben.

§ 6. Stellvertreter des Bauherrn: Herr Zivilingenieur A. B. aus Stuttgart und dessen Vertreter, *Herr Regierungsbaumeister E. F.*

Stellvertreter der Bauunternehmung: *Herr Oberingenieur G. H., Prokurist der Unternehmung, und dessen Vertreter, Herr Ingenieur I. K.*

§ 7. Als Zustellungsbevollmächtigte wird für vorkommende Fälle die k. Postanstalt bezeichnet.

§ 8.

Für den Bauherrn, *die Aktiengesellschaft X. X. in München:*

*gez. A. B.,
Zivilingenieur.*

Der Unternehmer:

*gez. C. D.,
Kommerzienrat.*

Folgt notarielle Beurkundung.

Über die den Lieferanten des motorischen Teils aufzuerlegenden Bedingungen siehe die Angaben in Holls Wasserturbinen (S. G.), für den elektrischen Teil die Normalien von Dettmar.

§ 4. Auffinden der Wasserkräfte.

Die hydrotechnischen Behörden der einzelnen Länder weisen die ausnützbaren Wasserkräfte, bis auf etwa 500 PS herunter, nach. Während bei größeren Kraftstufen generelle Projekte aufgestellt zu werden pflegen, beschränken sich sonst die Erhebungen auf Pegel- und Wassermengenbeobachtungen, sowie Feststellung des

Gewässerhaushalts. Alles Weitere ist Sache der Unternehmertätigkeit oder der hierfür zu bildenden Spezialabteilung des Staates, falls dieser selber baut. Es ist nicht ausgeschlossen, daß der Unternehmer durch genaueres Studium das generelle Projekt der Behörde noch wesentlich umgestaltet.

Für das Auffinden von Wasserkraften kann man folgende Leitsätze aufstellen:

1. Wasserkräfte stehen bei jedem Wasserfall an.

2. Wasserkraftanlagen mit interner Wasserfernleitung¹⁾ sind an jedem Fluß möglich, der mindestens 0,5—1 ‰ Gefälle aufweist. Die Länge der Wasserfernleitung kann bei Hochdruckanlagen größer sein als bei Niederdruckanlagen. Anlagen mit Wasserfernleitung sollen im allgemeinen, um noch wirtschaftlich zu sein, kein geringeres Flußgefälle ausnützen als in der Tabelle unten angegeben ist. Bei Großwasserkraftanlagen¹⁾ kommt die Ausnützung kleiner Flußgefälle nur da in Betracht, wo die Wasserfernleitung gleichzeitig etwa als Binnenschiffahrtskanal oder zu anderen Zwecken dient und das Gelände für die Führung der Kanäle günstig ist.

Tab. 1. Grenzwerte für Wasserfernleitungsanlagen.

Größenstufe	Klein- Wasser- kraftanlage	Mittlere Wasser- kraftanlage	Gewöhnliche Wasser- kraftanlage	Groß- Wasser- kraftanlage
Länge der Wasserfernleitung	1	5	10	20 km
Mindestgefälle im Fluß	4	3	2	1,5 ‰
Beispiel: <i>Q</i>	1,4	3,7	29,5	210 cbm
<i>H</i>	3,7	13,5	17,0	24 m
PS	ca. 50	500	5000	50 000 PS

¹⁾ Siehe WA I, § 10.

3. Wasserkraftanlagen mit externer Wasserfernleitung werden gewöhnlich an den Punkten möglich, wo die Längenprofile zweier benachbarter Flußsysteme wesentliche Höhenunterschiede zeigen. Doch siehe die Bemerkung 1 am Schlusse dieses Paragraphen.

4. Im Gebirge, wo viel Gefälle, kann durch Brunnen oder Stollen das Grundwasser und damit eine Grundwasserkraftanlage erschlossen werden, ähnlich wie dies für Trinkwasser geschieht.

5. In stark bevölkerten Industriegegenden können unter Umständen Abwasserkraftanlagen möglich sein.

6. Bei alten Talsperren und Seen können häufig Wasserkräfte gewonnen werden oder es ist oft möglich, solche Weiher als Ausgleichsbecken an benachbarte unbeständige Wasserkraftstufen anzugliedern. An Wehren und Schleusenhaltungen kanalisierter Flüsse ist, namentlich infolge der Erfindung des Hydro-pulsors, in vielen Fällen Wasserkraft noch wirtschaftlich gewinnbar.

7. Unzugänglich liegende Wasserkräfte können durch elektrische Fernleitung Hunderte von Kilometern weit übertragen werden. Unzugänglich liegen gewöhnlich die Großwasserkraftstufen, so daß gerade bei ihnen Hauptaufgabe der Projektierung ist, Fernleitung und Verbrauch zu studieren.

8. Für mittlere und kleine Wasserkraftanlagen besteht fast überall ein weites Feld, so in der Begradigung der alten Mühlbäche, in der Ausnützung der Trinkwasserversorgung der Gemeinwesen (ähnlich wie dies z. B. die Stadt Nordhausen a. H. getan hat), an künstlichen Wasserfällen, deren Errichtung der Wasserkraftanlage selbst nicht zur Last fällt, also an Schleusenstufen und Wehren usw.

9. Wasserkraftanlagen im weiteren Sinn. Es ist, abgesehen von rechtlichen Verhältnissen, fast in jedem fließenden Gewässer möglich, einen Hydropulsor oder eine Hydrovolve zunutzen eines haus- und landwirtschaftlichen Betriebes aufzustellen. Ebenso kann im Gebirge an jedem Bach, wenn nur einige Meter Gefälle sich konzentrieren lassen, eine Widderanlage aufgestellt werden.

Zur besonderen Beachtung:

1. Wasserkraftanlagen mit externer Wasserfernleitung stoßen meist auf unüberwindliche finanzielle, rechtliche, auch politische Schwierigkeiten.

2. Zur Entdeckertätigkeit des Wasserkraftsuchers muß unbedingt noch die zweite gleichwichtige hinzukommen, einen geeigneten Verbrauch in jedem Falle zu finden.

II. Kapitel.

Die Wasserkraftkonstituenten.

Wie schon im ersten Bändchen dargelegt, setzt sich eine Wasserkraft zusammen aus den Konstituenten

Q und H ,
(Wassermenge und Gefälle), wozu als
Drittes noch der Zeitfaktor tritt.

Für die Projektierung ist vor allem andern wichtig, diese Größen genau zu kennen.

Zunächst ist es notwendig, sich ein richtiges, nicht zu günstiges Bild vom Wasserhaushalt oder Regime des Gewässers zu verschaffen, das ausgenützt werden soll. Ist der Wasserbezug inkonstant oder sind Schwankungen im Verbrauch auszugleichen, so muß die Möglichkeit der Wasserspeicherung oder sonstigen Reservenbeschaffung untersucht werden.

Danach erfolgt die Ermittlung des Gefälles der Kraftstufe. Die Berechnungen müssen Klarheit schaffen über folgende Punkte:

1. Einfluß des Wasserhaushalts im Fluß auf die Wasserführung an Entnahme- und Rückgabestelle, oder Untersuchung des konzessionierten Rohgefälles;
2. Verlauf des Wassers in den baulichen Werkanlagen zwischen Entnahme- und Rückgabestelle oder Bestimmung des Stationsgefälles (Bruttogefälles);
3. Verlauf des Wassers innerhalb der Kraftstation oder Untersuchung des Turbinengefälles (Nettogefälles).

Auch die Wassermenge pflegt für diese drei Fälle nicht immer gleich zu sein. So kann etwa eine Kraftstation mehr Wasser ausnützen, als am Kanaleinlauf entnommen wird, weil unterwegs ein Mühlbach oder Abwässer u. dgl. zufließen; es kann auch das Stationswasserquantum kleiner sein als die Entnahmemenge, weil von der Wasserfernleitung Wasser abgegeben werden muß oder weil beim Ferntransport unvermeidbare Verluste eintreten. Das die Turbinenart bestimmende Wasserquantum wird von der gesamten Stationswassermenge stets dann verschieden sein, wenn mehr als eine Turbine aufzustellen ist.

Man hat daher zu unterscheiden
die Konstituenten der Kraftstufe,
die Konstituenten der Kraftstation und
die Turbinenkonstituenten.

§ 5. Der Wasserhaushalt.

Der Wasserhaushalt eines Flusses bestimmt sich aus seinen charakteristischen Jahres- und Vergleichs-

wasserständen und aus seinen vom Sonnenjahr abhängigen Wasserperioden.

Als charakteristische Stände eines Jahres gelten die folgenden:

1. Die charakteristischen **Jahreswasserstände**:

- KHW¹⁾ „Katastrophenhochwasser“, d. i. der absolut höchste Wasserstand des betrachteten Jahres;
 KNW²⁾ „Katastrophenniederwasser“, d. i. der absolut niederste Wasserstand des betrachteten Jahres;
 MW „Mittelwasser“ oder genauer Jahresmittelwasser, d. i. das arithmetische Mittel aus allen Wasserständen des Jahres;
 HW „Hochwasser“ oder genauer Jahreshochwasser, d. i. das Mittel aus den höchsten Monatswasserständen des Jahres;
 NW „Niederwasser“ oder genauer Jahresniederwasser, d. i. das Mittel aus den niedersten Monatswasserständen des Jahres.

2. Die charakteristischen **Saisonwasserstände**:

- SMW „Sommermittelwasser“, d. i. das arithmetische Mittel aus allen Wasserständen des Sommers;
 SHW „Sommerhochwasser“, d. i. das Mittel aus den höchsten Monatswasserständen des Sommers;
 SNW „Sommerniederwasser“, d. i. das Mittel aus den niedersten Monatswasserständen des Sommers;
 WMW „Wintermittelwasser“, d. i. das arithmetische Mittel aus allen Wasserständen des Winters;
 WHW „Winterhochwasser“, d. i. das Mittel aus den höchsten Monatswasserständen des Winters;
 WNW „Winterniederwasser“, d. i. das Mittel aus den niedersten Monatswasserständen des Winters.

¹⁾ Auch HHW geschrieben.

²⁾ Auch NNW geschrieben.

Außerdem interessieren zuweilen die Durchschnittswasserstände DW , worüber weiter unten Näheres folgt.

Diese für ein einzelnes Jahr erhobenen Angaben müssen verglichen werden mit den charakteristischen Wasserständen eines ganzen Zeitraums. Es ergeben sich so die Vergleichswasserstände des betreffenden Jahres.

Zur Unterscheidung setzt man bei den charakteristischen Wasserständen eines einzelnen Jahres die Jahreszahl, bei den Vergleichswasserständen die Zeitspanne in Klammern bei; die Angabe ist dann ohne weiteres verständlich; z. B.

Alz bei Seebruck KHW (1911) = 106 cbm/s,

Traun bei Traunstein MW (1864-1911) = 11 cbm/s.

Die Werkwassermenge Q pflegt fast in allen Fällen von der Flußwassermenge W verschieden zu sein; denn erstens muß meist eine behördlich vorgeschriebene Mindestwassermenge auch bei Niederwasser im Fluß verbleiben, und dann können im allgemeinen wesentlich höhere Wasserstände als Mittelwasser in der Wasserkraftanlage nicht ausgenützt werden. Die Angaben der meisten hydrotechnischen Behörden geben für die Wasserkraftnutzung aller der Wasserkraftanlagen, welche Hochwasser nicht aufspeichern können, ein zu günstiges Bild, denn es ist das mittlere Werkwasser des Jahres, auf Grund dessen die voraussichtlichen Jahres-PS berechnet werden,

$$MQ \text{ nicht} = MW$$

Für MW werden bei der Mittelbildung auch die hohen und höchsten Wasserstände beigezogen, während welcher in der Kraftstation kaum mehr als die normale Werkwassermenge verarbeitet werden kann. Klar ersieht man dagegen die für eine beabsichtigte Wasserkraftnutzung obwaltenden Verhältnisse aus den Wasserstandsdauerlinien, wie die Fig. 2 eine solche darstellt.

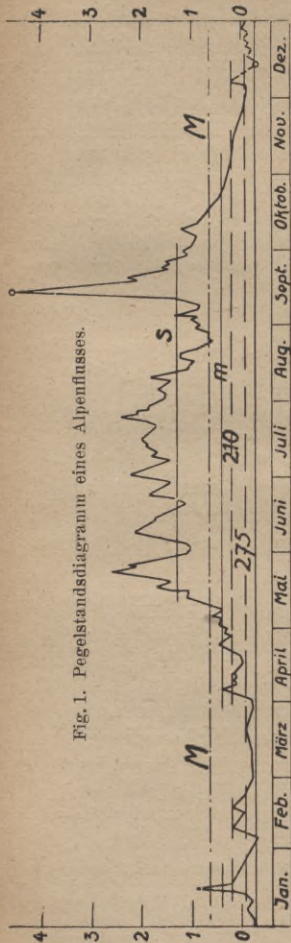


Fig. 1. Pegelstandsdiagramm eines Alpenflusses.

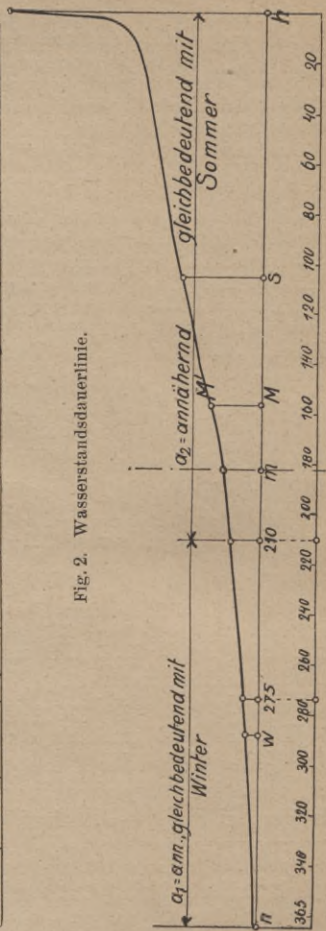


Fig. 2. Wasserstandsdauerlinie.

Darin bedeuten n das KNW, m das arithmetische Jahresmittel oder Durchschnittswasser DW (auch mit GW bezeichnet), welches an ebensoviel Tagen des Jahres unterwie überschritten wird, w das Winterdurchschnittswasser WDW, s das Sommerdurchschnittswasser SDW, h das KHW des Jahres und MM' das Jahresmittelwasser MW, so erhalten, daß die beiden Flächen ober- und unterhalb einer Horizontalen durch M' gleich sind. Außerdem sind in der Figur angegeben die W 275¹⁾ und W 210; W 365 ist stets gleich dem KNW des Jahres. Die Dauerlinien eignen sich auch zur Ermittlung der Jahresleistung. Zieht man durch den oberen Endpunkt, z. B. von W 275 eine Horizontale, so ist der darunterliegende Flächeninhalt des Wasserstands-dauer-Diagramms gleich der im Jahr verfügbaren Gesamtwassermenge W 275; multipliziert man mit dem Gefälle, so erhält man die entsprechende jährliche Kraftleistung.

a) Ermittlung der Wassermenge.

1. Aufgabe. Von einer Flußwasserkraft sind die in Fig. 1 abgebildeten Pegelstände bekannt. Welche Wassermenge ist zu wählen, um a) ohne, b) mit hydraulischer Akkumulierung und Dampfreserve einen kontinuierlichen Betrieb von 8760 Stunden pro Jahr zu bekommen?

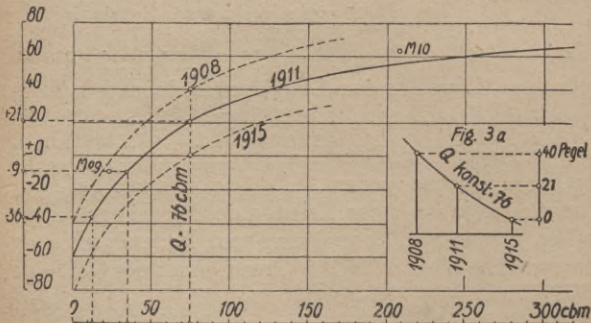
Lösung. Man zieht in das Pegeldiagramm die Linien für die „365-, 275- und 210tägige Wassermenge“ ein. Für die „W 275“ z. B. macht man das so, daß man probeweise bei einem Pegel, z. B. ± 0 , die Tage zählt, an welchen die Pegelkurve unterhalb dieser Linie verbleibt. Durch Verschieben nach abwärts findet man dann eine solche Lage, daß nur an 90 Tagen im Jahr ein geringerer Pegelstand herrscht; diese Lage wird gefunden bei Pegel — 9. Ähnlich findet man „W 210“ bei

¹⁾ D. i. die höchste an 275 Tagen des Jahres vorhandene Wassermenge. Die im Jahre 1910 erschienene Denkschrift der bayerischen Wasserkraftabteilung gibt in ihrer Übersicht über die ausnützbaren Wasserkräfte Bayerns noch die „W 210“ an.

Pegel + 21. „W 365“ liegt auf -36 , dem niedersten bekannten Pegelstand.

Sodann verschafft man sich durch Anfrage bei der Wasserbaubehörde oder durch Messungen bei verschiedenen Pegelständen eine „Pegelcharakteristik“ oder „Konsumtionskurve“ des Flusses, d. h. eine Beziehung zwischen Pegelzeigung und Wassermenge an derjenigen Stelle, wo der Pegel steht (vgl. Fig. 3). Ist, wie bei geschiebeführenden Flüssen häufig, der Pegelnulldpunkt nicht konstant, so braucht man auch eine Beziehung der „Pegelveränderlichkeit“, wie Fig. 3 rechts sie bei einem sich eintiefenden Flusse zeigt. Endlich zieht man bei den oben zu W 365, W 275, W 210 gefundenen Pegelwerten in der Pegelcharakteristik horizontale Linien; diese ergeben die Wassermengen 13, 36 und 76 cbm. $Q = 13$ wäre die theoretisch zu wählende Werkwassermenge, wenn man eine durchaus konstante Jahreskraft brauchte und ohne jede Akkumulierung oder Reserve auskommen wollte. $Q = 76$ wäre diejenige (im allgemeinen äußerst noch mögliche) Werkwassermenge, bei welcher an 7 Mo-

Fig. 3. Pegelcharakteristik bei veränderlicher Flußsohle (Eintiefung).



naten des Jahres die natürliche Wasserkraft des Flusses ausreicht, während an den fünf übrigen mit dem Winter zusammenfallenden Monaten entweder ein Staubecken oder sonst eine Reserve zu Hilfe genommen werden müßte. $Q = 36$ endlich entspricht mittleren Verhältnissen, nämlich einer mäßigen Akkumulierung bzw. Dampfreserve, welche besonders bei kleinen Werkwassermengen noch rationell zu sein pflegt.

2. Aufgabe. Durch Absperrung des im bayerischen Allgäu gelegenen Ostrachtales wird ein Einzugsgebiet von ca. 50 qkm für den südlich der Eisenbreche anzulegenden Stausee¹⁾ nutzbar gemacht. Der Regenschirm ergab in den Jahren 1905—1908 eine mittlere Jahresregenhöhe von 1878 mm, im Jahre 1908 allein von 1794 mm. Welche sekundliche Werkwassermenge wäre demgemäß bei Annahme eines theoretischen, gleichbleibenden Betriebs von 8760 jährlichen Betriebsstunden als Mittel der Jahre 1905 bis 1908, bzw. im Jahre 1908 allein, zu erwarten gewesen?

Lösung. Die Jahresregenhöhe von 1878 bzw. 1794 mm über dem Gebiet von 50 qkm entspricht einer Niederschlagsmenge von $M_1 = 1,878 \cdot 50 \cdot 1\,000\,000$ cbm, bzw. $M_2 = 1,794 \cdot 50 \cdot 1\,000\,000$ cbm.

Von der Niederschlagsmenge M verschieden ist die Abflußmenge A , welche dem Stausee zufließt, und zwar ist:

$$(1) \quad A = M \cdot \alpha \cdot \varphi = \rho \cdot F \cdot \alpha \cdot \varphi,$$

wo ρ die Regenhöhe, F das Einzugsgebiet, α den „Kulturkoeffizienten“ und φ den Abflußkoeffizienten bedeutet; α schwankt je nach der Neigung der Berghänge, klimatischen Höhenlage, Bewachsung und Bodendurchlässigkeit zwischen 50 und 90%, während φ mit der Größe des

¹⁾ Aus einem Projekt der Tiefbauunternehmung Grün & Bilfinger A.G. in Mannheim.

Gebietes und der Länge des in Betracht gezogenen Zeitraums veränderlich ist, vgl. folgende Tabelle.

Tab. 2. Werte des Abflußkoeffizienten φ .

qkm Gebiet in	Monat, Jahr oder länger	Woche	Tag	Stunde
1	1	1,00	1,00	1,00
10	1	1,00	1,00	0,78
100	1	1,00	0,95	0,24
1 000	1	1,00	0,69	0,03
2 000	1	0,87	0,53	0,02
10 000	1	0,44	0,19	—
100 000	1	0,07	0,02	—

Im vorliegenden Fall handelt es sich um Jahresabfluß, also ist $\varphi = 1$. Der Koeffizient α wird bei der Höhenlage des Gebietes von durchweg mehr wie +1000 NN und der dabei anzunehmenden Verdunstung, der ziemlich steilen Neigung der Gebirgshänge, der geringen Bodendurchlässigkeit und der vorherrschenden Bewachsung, ungünstig genug, zu 70% geschätzt. Dann ist für 1905—1908

$A_1 = 1,878 \cdot 50 \cdot 1\,000\,000 \cdot 0,75 \cdot 1 = 70,4$ Mill. cbm
und entsprechend

$A_2 = 1,794 \cdot 50 \cdot 1\,000\,000 \cdot 0,75 \cdot 1 = 67,3$ Mill. cbm.

Die Werkwassermenge für konstanten Jahresbetrieb ergibt sich zu

$$\frac{70\,400\,000}{8760 \cdot 3600} = 2,24 \text{ cbm/Sek.}$$

als Mittel der Jahre 1905—1908 und zu

$$\frac{67\,300\,000}{8760 \cdot 3600} = 2,14 \text{ cbm/Sek.}$$

im Jahre 1908 allein.

Anm. Dividiert man die Werkwassermenge mit dem Einzugsgebiet, so erhält man die Wasserspende für den Stausee

$$(2) \quad w = \frac{2,24}{50} = 45 \text{ l/ha.}$$

Bei Flußgebieten ohne künstliche oder natürliche Aufspeicherung in Seen interessiert die Wasserspende für Niederwasser, Mittelwasser und Hochwasser. Für den Oberlauf der Isar südlich des Walchensees z. B. (mittlere Regenhöhe 1 200 mm, Flußlauf im Mittel auf + 880 NN, Wetterstein- und Karwendelgebiet) beträgt die Wasserspende

bei	NW	MW	HW
	$4 \div 10$	$15 \div 30$	$300 \div 600 \text{ l/ha.}$

Diese Zahlen sind unter ähnlichen Verhältnissen brauchbar, um aus dem Einzugsgebiet allein auf die Wassermengen zu schließen.

b) Speicherung.

Wie im W A I § 19, gezeigt ist, gehören zur Aufspeicherung einer beträchtlichen Kraftleistung große Stauräume, andere Kraftreserven werden meist billiger als die hydraulische. Die zweite Art, die Jahreszeitenreserve, ist fast immer an das Vorhandensein natürlicher Seebecken geknüpft (wie dies z. B. in Skandinavien der Fall ist), ausgenommen, es sind künstliche Stauseen schon vorhanden, etwa für Landesmelioration, Trinkwasserversorgung u. dgl.

In jedem Fall ist wichtig eine genaue Berechnung des Sperreninhalts, der für die Wasserhaushalts- und Betriebsschwankungen notwendig ist. Zuweilen ist umgekehrt vom bestehenden Stauinhalt aus die zulässige Betriebsleistung zu bestimmen.

Bei der täglichen Spitzendeckung geht man mit dem Speicherquantum zur Sicherheit möglichst auf ein Vielfaches der höchsten Tagesreserve; so reicht z. B. bei der WA Thuis-Tiefenkastel die Speicherung für eine Woche, statt bloß für einen Tag.

Bei der Saisonspeicherung ermittelt man den Sperrenhaushalt folgendermaßen. Zunächst stellt man durch vorläufige, nicht zu günstige Schätzung fest, wie sich ungefähr der Kraftverbrauch in den einzelnen Monaten stellen wird, welche Monate den höchsten, welche den niedersten Anteil des Jahrespferdestärkenverbrauchs aufweisen werden und trägt dies in Prozenten in Reihe 1 der nachfolgenden Tabelle ein. Aus Reihe 1 bildet man die Werte der Reihe 2 und, mit einem angenommenen H , auch diejenigen der Reihe 3. Dann verschafft man sich von der nächsten meteorologischen Station Angaben über Regenhöhe (Mittel mehrerer Jahre!) und Anteil der einzelnen Monate hieran in Prozenten, was man in Reihe 4 einträgt, wobei man noch Sickerverluste durch die Mauer hindurch usw. berücksichtigen kann. Ähnlich, wie in a) gezeigt, bekommt man nun aus Regenhöhe und Einzugsgebiet die Daten der Reihe 5, worauf in Reihe 8 und 9 die + und — Differenzen von Reihe 3 und 5 bzw. 7 berechnet werden. An der Stelle, wo zwei aufeinanderfolgende Zahlen der Reihen 8 und 9 den größten Unterschied aufweisen, fängt man in Reihe 10 an und nimmt hier probeweise einmal einen „eisernen Bestand“ an, zu welchem man die Zahlen der Reihen 8 und 9 addiert oder subtrahiert. Kommt man am Ende der Speicherperiode, also beim 12. Monat nicht aus, so wiederholt man das Verfahren mit einem andern eisernen Bestand, bis es stimmt.

Tab. 3. Arbeitsleistung des Kraftwerks.

Nr.		Januar	Februar	März	...	Jahressumme
1	% der Jahres- KW-Stunden					
2	PS-Stunden pro Monat					
3	Wassermenge in cbm					

Tab. 4. Wasserhaushalt der Sperre.

Nr.		Januar	Februar	März	...	Jahressumme
4	% des Jahres- abflusses					
5	Zufluß zur Sperre in cbm					
6	Verluste					
7	Rest nutzbar am Kraftwerk					

Tab. 5. Bestimmung des Sperreninhalts.

Nr.		Januar	Februar	März	...	Jahressumme
8	(7 — 3) negativ					
9	(7 — 3) positiv					
10	Sperreninhalt					
11	Überlauf					

Eine zeichnerische Methode gibt Holl in den „Wasserturbinen“ II, § 14, woselbst auch noch weitere Angaben über Talsperrenprojektierung zu finden sind.

§ 6. Das Rohgefälle der Kraftstufe. (Konzessioniertes Gefälle.)

Das Gefälle, welches bei Verleihung einer Wasserkraft der Staat dem Unternehmer zur Ausnützung überläßt, ist in den wenigsten Fällen eine konstante Größe. Ebenso wie die Wassermenge im Fluß mit dem Sonnenjahr zu schwanken pflegt, so schwankt auch der Wasserstand an der Entnahme- und an der Rückgabestelle. Es ist daher eine der ersten Aufgaben des Projektanten, sich über den Verlauf der Wasserführung an diesen beiden Stellen Klarheit zu verschaffen. Was für Berechnungen hierbei in der Regel vorzunehmen sind, zeigen die beiden folgenden Beispiele.

a) Stauberechnungen an der Wasserentnahme.

Aufgabe. Im untenstehenden Flußquerprofil wurden vor Einbau des Wehres der höchste Hochwasserstand bei $Q = 607$ cbm auf Kote 547,45, die mittlere Flußtiefe zu $t = 4,0$ m und $J_{\text{mittel}} = 1,8\text{‰}$ gemessen. Gesucht der Stau des HW infolge des Wehreinbaus bei geschlossener Kiesschleuse, und die Rückstauhöhen von 500 zu 500 m wehraufwärts.

Lösung. Es interessiert praktisch selten die Höhe B

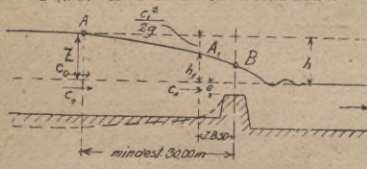


Fig. 4. Flußquerprofil mit Wehreinbau.

direkt am Wehr (Fig. 5), sondern die Höhe A einige Meter oberhalb, von welcher nach abwärts die Beschleunigung des Wassers merkbar wird und nach aufwärts der Rückstau ausgeht. Daher wird in solchen Fällen, weil bei A gewöhnlich c_0 kleiner als 1,0 m, genügend genau und ungünstiger, als nach den genaueren Formeln, nach der einfachen Gleichung des vollkommenen bzw. des unvollkommenen Überfalls gerechnet¹⁾, vgl. Sammlung Göschen, „Hydraulik“, S. 71:

$$(3) \quad Q = \frac{2}{3} \mu \cdot h \cdot b \sqrt{2gh} \quad [+ \mu_1 \cdot e \cdot b \cdot \sqrt{2gh}].$$

Fig. 5. Aufstau durch Wehreimbau.



b Überfallbreite.
 $g = 9,81$.
 μ und μ_1 Beiwerte.

¹⁾ Die bekannte Weißbachsche Formel für den vollkommenen Überfall

$$Q = \frac{2}{3} \mu \cdot b \cdot \sqrt{2g} \left[\left(h + \frac{c_0^2}{2g} \right)^{\frac{3}{2}} - \frac{c_0^2}{2g} \right]$$

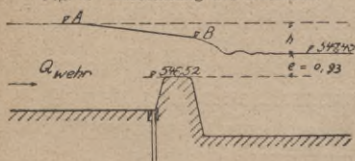
ergibt z. B. bei

$$\mu = 0,75 \quad \text{und} \quad h + \frac{c_0^2}{2g} = 2,00$$

je nach der Geschwindigkeit des ankommenden Wassers (bei A und auf eine längere Strecke oberhalb A):

für $c_0 = 1$ m $h = 1,95$, also um $2\frac{1}{2}\%$ kleiner
 „ $c_0 = 2$ „ $h = 1,84$, „ „ 8% „
 „ $c_0 = 3$ „ $h = 1,74$, „ „ 13% „

Fig. 6. Berechnung des Aufstaus.



als nach der ungünstigen Formel. Man soll aber doch lieber zu ungünstig rechnen! Zuweilen wird der Fehler gemacht, daß man A zu nahe am Wehr annimmt, etwa bei A_1 , und dann natürlich den zu kleinen Wert h_1 für h bekommt. Der Stau wehraufwärts geht aber von A aus und nicht von A_1 .

Beim vollkommenen Überfall gilt nur der erste Teil, beim unvollkommenen auch der zweite, in Klammer gesetzte Teil der Gleichung (3).

In diese Gleichung sind, bei geschlossener Kiesschleuse, einzusetzen die Werte $b = 91,2$ und $Q = 607$ cbm.

I. Berechnung des Aufstaus.

An der Kiesschleuse und dem festen Wehr wird mit

$$\mu = \mu_1 = 0,81$$

$$Q = 607 = 0,54 \cdot 91,2 h \sqrt{2gh} + 0,81 \cdot 91,2 \cdot 0,93 \cdot \sqrt{2gh}.$$

Durch Probieren findet sich: $h = 1,20$ und Q wird damit 617 cbm, was genügend genau.

II. Berechnung des Rückstaus.

Die Rückstaulinie ergibt sich am einfachsten graphisch in einem mindestens 100fach überhöhten Längenprofil, nach der bekannten Konstruktion, daß man h am Überfallpunkt senkrecht nach oben doppelt aufträgt, und durch den oberen Endpunkt dieser Senkrechten eine Horizontale zieht bis zum Schnitt mit dem (ev. verlängerten) Wasserspiegel, dieser Schnitt zeigt den Endpunkt des Rückstaus an (vgl. L. L., 2. Aufl., S. 257, Fig. 1).

Man kann die Staukurve aber auch berechnen, wobei man die Rechnungsergebnisse zweckmäßig durch die graphische Konstruktion kontrolliert.

Die Berechnung hat von dem Wert $Z = h = 1,20$ auszugehen. Es ist nach Hütte, 17. Aufl., I, S. 253 mit den Werten $Z = 1,20$, t (mittel) = 4,00, J (mittel) = 1,80/00:

$$\frac{Z}{t} = \frac{1,20}{4,00} = 0,30 \quad \text{und} \quad \Phi\left(\frac{Z}{t}\right) = 1,3428.$$

Die Gesamtstauweite wäre

$$(4) \quad l = \frac{t}{J} \left[\Phi \frac{Z}{t} - 0,0067 \right]$$

$$= 2964 \text{ m.}$$

Nach Hütte, 17. Aufl., I, S. 253 gilt für die Staukurve, gemäß Rühlmann,

$$(5) \quad \Phi \left(\frac{z}{t} \right) = \Phi \left(\frac{Z}{t} \right) - \frac{Jl}{t}.$$

In Zahlen:

$$500 \text{ m oberhalb: } \Phi \left(\frac{z}{t} \right) = 1,3428 - \frac{0,0018 \cdot 500}{4,00}$$

$$= 1,1178$$

$$\frac{z}{t} = 0,1938, \quad z = 0,78 \text{ m;}$$

$$1000 \text{ m oberhalb: } \Phi \left(\frac{z}{t} \right) = 1,1178 - 0,2250 = 0,8928,$$

$$\frac{z}{t} = 9,1191, \quad z = 0,48 \text{ m;}$$

$$1500 \text{ m oberhalb: } \Phi \left(\frac{z}{t} \right) = 0,8928 - 0,2250 = 0,6678,$$

$$\frac{z}{t} = 0,0659, \quad z = 0,26 \text{ m;}$$

$$1862 \text{ m oberhalb: } \Phi \left(\frac{z}{t} \right) = 0,6678 - \frac{0,0018 \cdot 362}{4,00}$$

$$= 0,5094$$

$$\frac{z}{t} = 0,047, \quad z = 0,18 \text{ m.}$$

Anm. 1. Die ermittelten z wehraufwärts trägt man der besseren Übersichtlichkeit wegen in ein Längenprofil des Flusses ein, wobei zweckmäßig die Höhen gegenüber den Längen mindestens hundertfach überhöht zu zeichnen sind. Brauchbare Maßstäbe sind

für generelle Projekte $\frac{1:10\,000}{1:100}$ oder $\frac{1:5\,000}{1:50}$,

für genaue Projektierungen $\frac{1:2\,500}{1:25}$ und weniger.

Anm. 2. Eine praktische Näherungsformel für die Staukurve ist in dem Bändchen „Hydraulik“ S. 96, eine weitere für Stauweite und Stauhöhe ebenda, S. 98ff. gegeben.

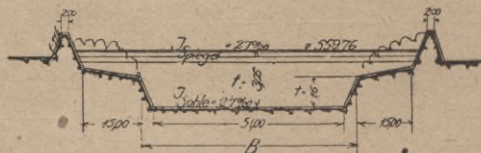
b) Abflußberechnungen an der Wasserrückgabe.

Aufgabe. Bei einer Werkanlage sei an der Einmündung des UW-Kanals in den geschiebeführenden Fluß das Flußprofil und der Wasserstand für KHW wie in Fig. 7 bekannt. Zu bestimmen die Profiltiefe für beliebige Q , oder die Flußcharakteristik (Konsumtionskurve) an der Wasserrückgabestelle. Die Vorländer sind bewachsen, also für die Wasserabführung als unwirksam anzunehmen (Rechenschieber).

Lösung. Die verlangten Profiltiefen sind diejenigen Wassertiefen, welche sich beim gleichförmigen Abfluß der verschiedenen Q einstellen.

Selten ist es möglich, direkte Messungen bei verschiedenen Wassermengen vorzunehmen, schon deshalb, weil

Fig. 7. Korrektionsprofil eines oberbayrischen Gebirgsflusses.



Tab. 6. Profiliberechnung im Mutterfluß am Kanalauslauf.

Nr.	Fallaug m	Profilfläche F qm	Benetzter Umfang p m	Hydraul. Radius R m	Rauh.-Beiwert $k = \frac{100 \sqrt{R}}{2,46 + \sqrt{R}}$	Mittl. Ge- schwindigkeit $v = k \sqrt{RJ}$ m/Sek	Wasser- menge $Q = v \cdot F$ cbm
I	0,50	$(51 + 1)0,5^1$ = 26,0	$51 + \frac{1}{0,448}$ = 53,2	0,47	$\frac{68,5}{3,15} = 22$	$\frac{10,0027}{= 0,052}$ 0,78	20
II	0,90	$(51 + 1,8)0,9$ = 47,5	$51 + \frac{1,8}{0,448}$ = 55,0	0,86	$\frac{93}{3,39} = 27$	1,30	62
III	1,60	$(51 + 3,2)1,6$ = 86,9	$51 + \frac{3,2}{0,448}$ = 58,2	1,49	$\frac{122}{3,68} = 33$	2,09	182
IV	2,30	$(51 + 3,2)1,6^3$ + $(51 + 6,4)0,7$ = 127,1	$51 + \frac{3,2^4}{0,448}$ = 58,2	2,18	$\frac{148}{3,94} = 37$	2,85	362

1) Entspricht der für Trapezprofile bequemsten Formel

$$F = (s + t \cotang \varphi) t.$$

(6) Hier ist $\cotang \varphi = 2$, also $F = (s + 2t) t$.

2) Der -Rechenschieber zeigt zu $\cotang \varphi = 2$ oder $\tan \varphi = 0,500$, den Böschungswinkel $\varphi = 26^\circ 36'$ und auf der Sinusteilung $\sin \varphi = 0,448$. Man stelle am rechten Schieberende oben den Wert $0,448$ der Zunge unter 1, dann stehen jeweils die Längen der zweimaligen Böschung über den t .

3) Der Flußschlauch ist bis zum Vorländertrand, der sog. Lefellinie, $1,60$ m tief, die obere Breite ist $B = s + 2 \cdot 2t$. Die Vorländer tragen nichts bei.

4) Die bewachsenen Vorländer stehen voll Wasser, dessen $v \approx 0$, also ist Reibung am benetzten Umfang nur im Flußschlauch vorhanden.

mit dem Werkkanalbau gewöhnlich eine Flußkorrektur an der Rückgabestelle verbunden zu sein pflegt. Es bleibt dann nichts übrig, als den mutmaßlichen zukünftigen Zustand zum voraus rechnerisch zu bestimmen.

Unter den vielen Formeln über das Wasserfließen wählt man beim praktischen Bauen am einfachsten und sichersten die von Chézy¹⁾ und Kutter.

Man rechnet zunächst die bekannten Angaben für Q 620 durch und bekommt dadurch Werte für k und für m . Mit denselben Werten wird dann, zu angenommenen Profiltiefen, z. B. $0,50 - 0,90 - 1,60$ und $2,30$ m, die Wassermenge Q gerechnet; dies, graphisch aufgetragen, ergibt die Flußcharakteristik. Um Fehler zu vermeiden, rechnet man am besten tabellarisch (siehe Tab. 6).

Die Tiefe $t = 3,06$ ergibt eine Profilfläche

$$F = (51 + 2 \cdot 1,60) 1,60 \\ + (51 + 6,40) \cdot 1,46 = 170,9 \text{ qm}$$

und einen benetzten Umfang

$$p = 51 + 2 \cdot \frac{1,60}{\sin(1:2)} = 58,2 \text{ m.}$$

¹⁾ Eine Auseinandersetzung gegenüber Bazin und Abwehr der Epperse en Einwände veröffentlichte der Verfasser erstmals in der Schweiz. Bauz. 25. 12. 1912. Über die angebliche Priorität von Brahm vgl. Rühlmann, Hydromechanik 1880. S. 396, Anm. 4.

Daher der hydraulische Profilradius

$$R = \frac{F}{p} = \frac{170,9}{58,2} = 2,94$$

und die mittlere Profilschwindigkeit

$$v = \frac{Q}{F} = \frac{620}{170 \cdot 9} = 3,63 \text{ m/Sek.}$$

Es mußte also eine Rauigkeit geherrscht haben von

$$k = \frac{v}{\sqrt{R J_r}} = \frac{3,63}{\sqrt{2,94 \cdot 0,0027}} = 41,$$

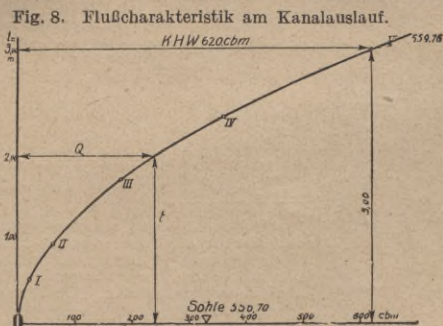
welchem Wert in der vereinfachten Kutterschen Formel

$$k = \frac{100 \sqrt{R}}{m + \sqrt{R}}$$

eine Rauigkeitsziffer entsprach von

$$m = \frac{171}{41} - 1,71 = 2,46.$$

Dieses m wird für die nunmehr zu berechnenden übrigen Füllungstiefen am einfachsten beibehalten. Man rechnet damit ungünstig, weil bei kleineren Füllungen im Fluß



die Geschiebeführung geringer und k etwas größer ist. Bei größeren k bekäme man größere v oder niedrigere Füllungen; die Beibehaltung von k gibt die Füllung des Flusses für dieselbe Kubikmeterzahl etwas zu hoch, geht also, weil ungünstig, insofern sicherer, als man für das Werk den Rückstau nicht zu klein oder die PS-Anzahl nicht zu groß erwartet.

Wenn die gefundenen Werte graphisch aufgetragen sind, kann man zu jeder angenommenen Tiefe t die zugehörige Wassermenge Q ablesen und umgekehrt.

Anm. Über den Rauigkeitskoeffizienten k siehe nächste Seite.

Des Zusammenhangs wegen sind nachstehend die Formeln von Chézy und Kutter, bzw. Kutter-Ganguillet aufgeführt, mit spezieller Beziehung für Werkkanäle (vgl. Sammlung Göschen, Hydraulik, S. 103 ff.). Die vom Wasser bei seiner Fortbewegung zu überwindende „Reibung“ \Re setzten Ganguillet und Kutter bekanntlich dem Quadrat der Geschwindigkeit v proportional, also

$$\Re = c^2 \cdot v^2.$$

Statt c hat sich in Deutschland allgemein der Wert $k = \frac{1}{c}$ eingebürgert in der Gleichung von Chézy

$$(7) \quad v = k \sqrt{R J_r},$$

mit Profilradius $R = \frac{\text{Profil}}{\text{benetzter Umfang}}$ und $J_r =$ Rinngefälle des fließenden Wassers. Vielfach wird auch geschrieben $v = c \sqrt{R J_r}$, historisch richtig ist aber allein k . Für k gelten die allgemeine Gleichung von Kutter und Ganguillet:

$$(8) \quad k' = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{1,55}{J_r}}{1 + \left(23 + \frac{1,55}{J_r}\right) \frac{n}{\sqrt{R}}}$$

$[J_r \text{ in } \text{‰}]$

und die einfache Kuttersche Gleichung, nach Lueger gültig für

$$(9) \quad J_r \leq 0,5 \text{‰}:$$

$$k = \frac{100 \sqrt{R}}{m + \sqrt{R}}$$

Bei vollaufenden Rohrleitungen wird $R = D/4$ und $k = \frac{100 \sqrt{D}}{2m + \sqrt{D}}$.
 Die Formel $v = k \sqrt{R J_r}$ wird mit $J_r = \frac{h}{l}$ dann häufig in der Form geschrieben:

$$(10) \quad h = \frac{\lambda \cdot Q^2 \cdot l}{D^5},$$

worin

$$(11) \quad \lambda = \frac{64}{\pi^2 \cdot k^2}.$$

Tab. 7. Mittelwerte der Rauheitsziffern m und n in den Kutterschen Gleichungen.

Gerinnewandungen	m	n
aus neuem vollständig glattgeputzten Beton (Spiegelputz), glattgehobeltem Holz, glatten Metallplatten ohne Ränder, z. B. eisernen Druckrohrleitungen neu.	0,10	0,0109
aus älterem vollständig glattgeputzten Beton, sauberem glatten Quadermauerwerk oder älteren Metallplatten, z. B. älteren eisernen Druckrohrleitungen, Druckrohrleitungen in Eisenbeton	0,20	0,012
aus älteren Zementrohren mit Rändern. . .	0,35	0,0135
aus rauh zugeriebenen älteren Betonputzflächen, gewöhnlichem Schichten- oder Backsteinmauerwerk	0,50	0,015
aus ebenen Betonflächen ohne Putz, gefugtem hammerrechten Bruchsteinmauerwerk, Sohle etwas mit Schlamm bedeckt . .	0,70	0,017
aus altem Beton oder Mauerwerk mit schlammiger, unbefestigter Sohle; aus glattem Fels	1,00	0,020
aus Kies mit steiniger oder schlammiger Sohle und wenig Wasserpflanzen; aus sehr rauhem Fels	1,70	0,027
Gewässer mit in Bewegung befindlichem Geschiebe, Wasserpflanzen, Eisgang usw. .	2,40 und mehr	0,034 und mehr

Bem. An Berührungsstellen mit totem Wasser, wie z. B. bei ungleich tiefen Flüssen häufig, erniedrigen sich die Rauheitsziffern, weil hier die „Wandreibung“ stellenweise fortfällt.

§ 7. Das Bruttogefälle der Kraftstation und seine Ermittlung.

(Stationsgefälle.)

Der Unterschied zwischen dem betriebsmäßigen Ober- und Unterwasser einer Kraftstation wird nach Lueger und Holl als deren Bruttogefälle bezeichnet. Dies ist bei Werkanlagen ohne Wasserfernleitung gleich dem Rohgefälle, in allen andern Anlagen aber hiervon verschieden um denjenigen Betrag an Gefälle, welcher zur Transportierung des Wassers in den Werkgerinnen notwendig ist. Bei den Wasserkraftanlagen handelt es sich, ebenso wie bei der Wasserversorgung, der Flußkanalisierung usw. hauptsächlich um Bewegung des Wassers in regelmäßigen Gerinnen, so daß zunächst hierauf näher einzugehen ist.

Der Gefällverlust in den Werkgerinnen setzt sich zusammen aus dem „Erzeugungsgefälle“, d. h. dem zur Erzeugung oder Änderung der Fließgeschwindigkeit erforderlichen Druckgefälle und dem zum eigentlichen Fließen nötigen sogenannten Rinngefälle, also nach bekannten Sätzen der Hydraulik:

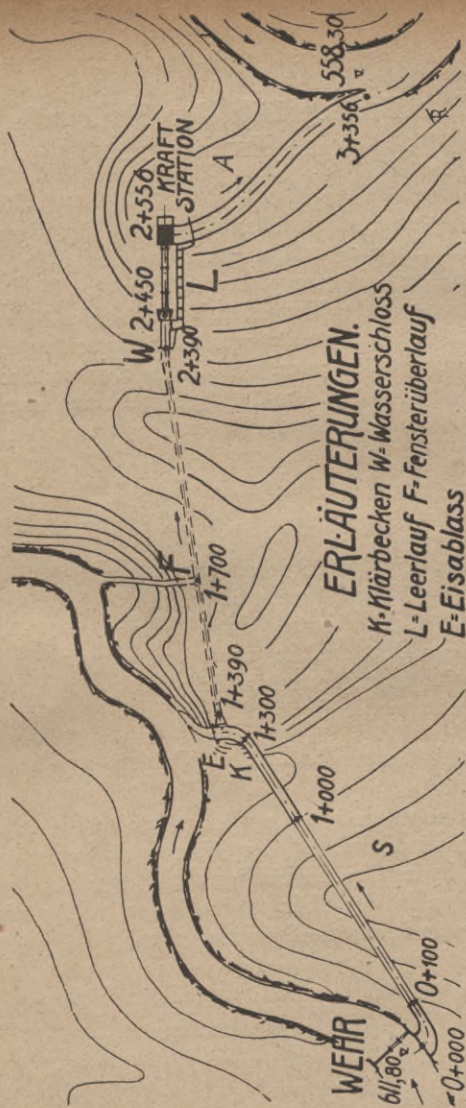
$$(12) \quad h = \sum \frac{v^2 - v_0^2}{2g} + \sum \frac{l \cdot v^2}{k^2 \cdot R}$$

worin v und v_0 je zwei aufeinanderfolgende „mittlere Profilgeschwindigkeiten“ des Wassers in der Strecke l mit dem hydraulischen Radius R , k den Rauigkeitskoeffizienten in der Chézyschen Formel und g die Beschleunigung durch die Schwere bedeuten.

Der Quotient

$$\eta_a = \frac{\text{Bruttogefälle}}{\text{Rohgefälle}}$$

Fig. 9. Zur Aufgabe des S 7.
 Übersichtsplan einer Wasserfernleitungsanlage $Q=30$, $H_{\text{roh}}=53\frac{1}{2}$.



stellt das Güteverhältnis oder den Wirkungsgrad der Wasserfernleitung dar, er wird auch wasserbaulicher oder äußerer Wirkungsgrad der Wasserkraftanlage genannt. η_a soll unter normalen Verhältnissen möglichst 90% erreichen, sinkt bei kleinen Gefällen tiefer und steigt bei ganz oder teilweise fehlender Wasserfernleitung entsprechend höher.

Bei fehlendem oder nicht langem Oberwassergerinne führt man die wasserbaulichen Anlagen gewöhnlich so aus, daß am Wasserschloß der Kraftstation dieselben Wasserstände herrschen können, wie an der Entnahme. Bei $Q = 0$, also Betriebsstillstand, stellt sich, falls die Einlaufschützen offen bleiben, der Entnahmespiegel, die „Wehrwage“, im Wasserschloß von selbst ein. Wird der Oberkanal aber länger als etwa 1 km, so würde, besonders bei starken Hochwasserschwankungen, die Erhöhung der Gerinnewände zu teuer, und man hat dann Vorkehrung zu treffen¹⁾, daß

1. mehr als ein gewisses größtes Wasserquantum in den Kanal nicht eintreten kann, und
2. der Wasserstand im Wasserschloß eine bestimmte äußerste Höhe nicht überschreitet.

In allen Fällen hat man die Werkwassergerinne für Höchst-, Normal- und Kleinwasser zu berechnen. Die Berechnungsweise ist an einem Beispiel gezeigt.

Vorbem. Das Beispiel nimmt der Einfachheit halber die Bestimmung von „Nettogefälle“ und „innerem Wirkungsgrad“ (§ 8) gleich mit voraus.

Aufgabe. Die nebengezeichnete und in den Erläuterungen beschriebene Anlage nützt eine 10mona-

¹⁾ Hierbei leisten Streichwehre und selbsttätige Heberüberläufe vorzügliche Dienste.

tige Wassermenge von $Q = 30$ cbm aus, an zwei weiteren Monaten des Jahres sinkt Q unter 30, und zwar beträgt $Q_{\min} = 15$. Das Rohgefälle¹⁾ beträgt 51,25 m. Gesucht für $Q 30$:

Brutto- oder Stationsgefälle (zwischen Wasserschloß und UW),

Nettogefälle (wirksames Turbinengefälle),

äußerer bzw. innerer Wirkungsgrad.


Es ist möglichst ungünstig zu rechnen (Rechen-schiebergenauigkeit).

Erläuterungen: Flußsohle am Wehr auf 608,75, größtes HW gestaut auf 613,65. Gebirgsgegend, Fluß Geschiebe und Eis führend. Geringe Neigung zur Bildung von Wasserpflanzen. Untergrund in den Niederungen kiesig, im Berg lagerhafter Kalk mit normalen Druckverhältnissen des Gebirges. Zwischen St. 1 + 000 und 1 + 300 von Kote 607,0 abwärts stellenweise Schwimmsandschichten eingelagert. Kies zum Betonieren geeignet. Vor dem Tunnel und am Wasserschloß Klärbecken mit Leerlauf, beim Wasserschloß Übereich und am Tunnelfenster selbsttätiger Heberüberlauf. Stromverwendung für eine Fabrik, welche Turbineneinheiten von mindestens 3500 PS verlangt hat. Etwaige Wege oder Bäche sind durch Bogenbrücken über den Kanal zu führen, daherrührende Gefällverluste also, weil unbedeutend, in der Rechnung außer acht zu lassen.

Lösung. Die Berechnung erfolgt am einfachsten tabellarisch, dadurch werden Fehler am ehesten vermieden und es wird an Übersichtlichkeit gewonnen.

¹⁾ Über Rohgefälle und Stationsgefälle s. WA I. S. 17.

Tab. 8. Gefälleberechnung für Normalwasser.

Streckenabschnitt	Profil (Abbildung oder nähere Angaben)	$\frac{F}{p}$ $\frac{R}{R}$	k	v	J_r	h	Spiegelkote am Ende des Abschnitts
0 + 000	 <p>Fig. 10.</p>	—	—	1,20 ¹⁾	—	0,08	611,72
Übertrag: 0,08							

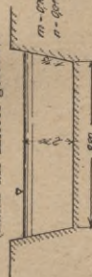


Bemerkungen.

¹⁾ Angenommener Wert, gleich v_{kanal} . Daher Druckhöhe $h_1 = \frac{v^2}{2g} = 0,08$. Der Eintritt durch den Einlaufquerschnitt ist ein unvollkommener Überfall, siehe Formel (3), S. 38. Wenn hierin $\mu = \mu_1 = 0,60$ angenommen (ungünstig!), so ist

$$b = \frac{30}{0,40 \cdot 0,08 \cdot 1,25 + 0,60 \cdot 1,65 \cdot 1,25} = 23,4 \text{ m}$$

gesamt. Die einzelne Schützbreite wird nach dem Hollschen Schieber, wenn unterste Bohle 260 mm stark, 3,90 m bei $H = 3,60$ m; $6 \cdot 3,90 = 23,4$. Der Wiedergewinn an Druckhöhe hinter dem Einlauf wird (ungünstig!) vernachlässigt.

Tabelle 8 (Fortsetzung).

Streckenabschnitt	Profil (Abbildung oder nähere Angaben)	$\frac{F}{p}$	k	ϑ	J_r	h	Spiegelkote am Ende des Abschnitts
Von 0 + 000 bis 0 + 100 also 100 m	<p>Fig. 11.</p> <p>Profil wechselnd, von 0 + 000 ab wie folgt (kann als Mittel gelten):</p> 	25,1 14,8 1,69	64 ²⁾	1,20 ³⁾	Übertrag: 0,08 0,2/00 ⁴⁾	0,01	611,71
Von 0 + 100 bis 1 + 000 also 900 m	<p>Fig. 12.</p> <p>OW-Kanal, Erdprofil im Einschnitt⁵⁾.</p> <p>OH-Kanal, Erdprofil</p> 	25,0 15,0 1,67	44 ⁶⁾	1,20	0,45/00	0,41	611,30
Von 1 + 000 bis 1 + 300 also 300 m	<p>Fig. 13.</p> <p>OH-Kanal, Profil in der Auflagerung (mit Belagfaser)</p> 	25,0 15,0 1,67	64	1,20	0,21/00	0,06	611,24

²⁾ Rasch aus der vereinfachten Kutterschen Formel $k = \frac{100 \cdot \sqrt{R}}{m + \sqrt{R}}$ mit $m = 0,70$, was ein Erfahrungswert für älteren Beton mit ebener Oberfläche, doch ohne Putz.

$$3) \quad v = \frac{v}{F}.$$

4) Aus der Chézyschen Formel $J_r = \frac{v^3}{k^2 \cdot R}$. Sofern die Kuttersche Formel nur gilt für $J_r < 0,5\%$, so ist nunmehr k nach der genaueren Formel von Kutter und Ganguillet

$$k = \frac{1}{1 + \left(23 + \frac{1,55}{J}\right) \frac{n}{\sqrt{R}}} + \frac{1,55}{J}$$

(J in ‰)

zu kontrollieren. Wert 64 stimmt!

5) Das „relativ günstigste Kanalprofil“ ist anzustreben, wenn auch nicht immer erreichbar. Bei diesem Profil wird J_r ein Minimum; der mit h aus Spiegelmittle geschlagene Kreis berührt die 3 Seiten des Gerinnes. Dabei wird

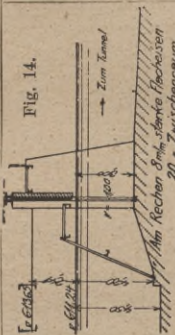
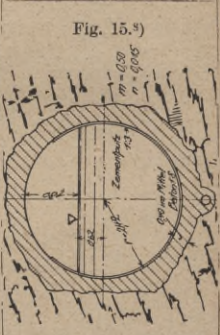
$$(13) \quad h = b \sin \varphi, \quad \frac{s}{2} = b(1 - \cos \varphi), \quad F = h(a + s) = h[a + 2b(1 - \cos \varphi)].$$

Die Profilwahl hat außerdem zu berücksichtigen: geologischen Untergrund, Dammschüttungsmaterial, Herstellungsart, Bildung von Oberflächenis, von Grundeis und Algen, Schleppkraft, Wasserdichtheit des Profils in der Auffüllung usw. Außerdem ist auch der Einfluß höherer v zu untersuchen, welche bei Durchspülungen des Kanals, bei plötzlichen Totalentlastungen der Station und bei Hochwasserkatastrophen (vgl. § 12) eintreten können. Wegen der Transportiergeschwindigkeiten siehe WA I, S. 80. Im vorliegenden Fall sind z. B. bei 3,5 bis 4 m mittlerer Tiefe unter dem künftigen Kanalspiegel Schwimmsandschichten erbohrt, der Kies des Untergrundes sei im übrigen mittel bis grob und festgelagert, mit natürlichem Böschungswinkel des aufgeschütteten Materials von 35°, baggerfähig. Mit Rücksicht auf Eisgefahr wird v möglichst hoch gewählt, da durchweg Einschnitt, $v = 1,20$ bei $Q = 30$, so daß bei $Q_{\text{kleinst}} = 15$ immer noch $v = 0,60$. Hierbei kann das Wasser allerdings noch allerhand Schlamm und feinen Sand transportieren, daher Schlammfang bei Stollen und Wasserschloß.

Hiermit Kanalquerschnitt $F = \frac{Q}{v} = \frac{30}{1,20} = 25$ qm. Wegen Grundeis und Algen muß h etwa mindestens gleich 2,30 sein, wegen Schutz gegen die unten befindlichen Schwimmsandschichten höchstens zulässig $h = 2,70$. Daher Probe mit $h = 2,70$. Rechenschieber ergibt zur Böschung 1 : 1,5 den Winkel $\varphi = 33^\circ 41'$ und $\sin \varphi = 0,555$. Dies am rechten oberen Ende auf der Schieberzunge unter 1 gestellt, zeigt über 2,70 der Zunge den Wert $b = 4,86$; mit $\cos^2 = 1 - \sin^2$ liest man auf der untersten Teilung rasch ab $\frac{s}{2} = 4,86 \cdot 0,168 = 0,82$. Es erscheint nun $F = 2,70(4,10 + 2 \cdot 0,82)$ immer noch kleiner als 25. Daher verbreitert man die Sohle auf 5,20, womit $F = 25$ erreicht. Ausführungsmasse des Erdprofils stets auf Dezimeter abrunden!

6) Genauer als auf ganze Einheiten das k anzugeben, hat, besonders bei Neuberechnungen, keinen Wert.

Tabelle 8 (Fortsetzung).

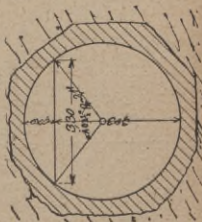
Streckenabschnitt	Profil (Abbildung oder nähere Angaben)	F p R	k	v	J_r	h	Spiegelkote am Ende des Abschnitts	
Von 1 + 300 bis 1 + 350 also 50 m	Vor dem Tunneleingang ein Klärbecken, Rechen und Abschlußschütz. Bis Mitte Rechen 50 m	120 35,6 3,37	—	im Klärbecken 0,25	Übertrag: 0,56 —	0,0	611,24	
Bis Tunnelanfang 40 m	 <p>Fig. 14.</p>	Gefällverlust ⁷⁾ im Rechen ($v = 0,60$) im Abschlußschütz ($v = 1,00$) bis Tunnel		0,02 0,03 0,27	—	610,92		
Von 1 + 390 bis 2 + 390 also 1 km	 <p>Fig. 15. 5)</p>	12,0 ⁹⁾ 8,8 1,36	69	2,50	0,97 ‰ ¹⁰⁾	0,97	609,95	
Gefällverlust beim Passieren des Fensterüberlaufs ¹¹⁾ geschätzt auf							0,05	609,90
Sa = Gefällverlust zwischen Entnahme und Wasserschloß							1,90	

7) Projektierungsvorgang folgendermaßen: Man setzt zunächst die φ fest, die man zulassen will: in Klärbecken 0,25, Rechen 0,60, Schütze 1,00 und Tunnel 2,50 m/Sek. Daraus ergeben sich die F zu 120, 50, 30 und 12 qm Wasserquerschnitt, und die mittleren Wasserbreiten bei den Tiefen der Textfigur zu 26,60, 11,90 und 10,00 m. [Über Tunnel nachher.] Am Rechen kommt zur Wasserbreite die Gesamtbreite der Eisenstäbe hinzu, oder es ist 11,90 zu verbreitern im Verhältnis $\frac{20}{8}$, gibt 15,6 m. An der Schütze tritt Kontraktion der Wasserfäden ein, etwa $\mu \leq 0,75$, außerdem sind für die hölzernen Schützen Pfeilereinbauten nötig. Läßt man für die unterste Bohle noch 27,5 cm Stärke zu, so wird, bei 5,41 m Maximalwassertiefe vor der Schütze, eine freie Tafelbreite von 3,33 m erhalten. [Am hydrotechnischen Rechenschieber von Holl stellt man mit Zungenunterseite das Zeichen $\frac{1}{8}$ unter 275 und liest auf Skala φ bei 5,41 die 3330 mm Breite ab.] Wegen des μ vergrößert sich die Breite 10,0 auf $\frac{10,0}{\mu}$, also mit $\mu = 0,75$ auf 13,3 m, und man sieht, daß man mit 4 Schütztafeln und 3 Zwischenpfeilern von beispielsweise 30, 60, 30 cm Stärke auskommt. Also Breite an der Schütze im ganzen 14,50 m. Die Gefällverluste werden nun einfach gesetzt gleich den zur Geschwindigkeitserzeugung nötigen Druckhöhen, also im Rechen $h = \frac{2g}{0^2,60} - \frac{2g}{0^2,25} = \text{rund } 2 \text{ cm}$, in der Abschlussschütze

$$1^2,00 - \frac{2g}{0^2,60} = 3 \text{ cm und am Tunnelmund } h = \frac{2^2,50}{2g} - \frac{1^2,00}{2g} = 27 \text{ cm; auf den teilweisen Druckhöhenrückgewinn, der in praxi eintritt, wird (ungünstig!) verzichtet.}$$

8) Das Gebirge habe die Ausführmöglichkeit dieses Profils ergeben, Beton 1 : 8, mit 40 cm mittlerer Wandstärke. Beim nichtgefüllten Kreisprofil [was für das Durchstreichen der Luft vorteilhaft] ergibt sich das günstigste Profil, nämlich dasjenige größter Geschwindigkeit für ein gewähltes J , bei einer Füllung von $102\frac{1}{2}\%$ Zentrivinkel (siehe Fig. 16). Dabei hätte man nach bekannten Sätzen der Hydraulik $F = \frac{\pi}{2} (\varphi - \sin \varphi)$,

Fig. 16.



woraus, mit $\varphi = 360^\circ - 102\frac{1}{2}\%$ — $257\frac{1}{2}\%$, käme $F = 0,684 D^2$ oder der Durchmesser $D = 4,22$ bei einer Wassertiefe von 3,43, Spiegelbreite von 3,30 m und Kalottenhöhe von 0,79. Damit nun bei NW und z. B. Sulzels auch stets das Durchstreichen von Luft gewährleistet ist, nimmt man eine um 1 m größere Kalottenhöhe und erhält dann durch zeichnerische Verwandlung [das im Rechenstext gezeichnete Profil (Fig. 15)]. Zur Vermeidung von Wasserverlusten genügt innen zugeriebener Portlandzementputz 1 : 3, dabei ist m etwa gleich 0,50.

2) $F = \frac{3,14}{2} \cdot 2^2,42 + 4,8 \cdot 0,6 = \text{rund } 12 \text{ qm; } \varphi = 3,14 \cdot 2,42 + 2 \cdot 0,6 = 8,8,$
also $R = 1,36$.

- 10) $J_r = \frac{2^2,50}{69^2} = 0,97\%$. Mit dem Rechenschieber auszurechnen.
11) Hierüber siehe den § 12 dieses Kapitels.

Tabelle 8 (Fortsetzung).

Streckenabschnitt	Profil (Abbildung oder nähere Angaben)	F p R	k	v	J_r	h	Spiegelkote am Ende des Abschnitts	
Von 2 + 390 ab 60 m Klar- strecke und Einlauf	<p>Fig. 17.</p>				Übertrag: 1,90	0,05	609,85	
			Beschleunigung von 1,0 m auf 2,60 m	$\frac{2^2,6 - 1^2,0}{2g}$	—	0,30	} ¹⁴⁾ (609,10)	
Von 2 + 450 bis 2 + 656 also 206 m	Zwei Druckrohre von je 2700 mm Durchmesser ¹⁵⁾	5,78 $R = D/4$ $= 0,675$	80	2,60	1,7 ‰	0,35		
—	Druckverluste in Rohrkrümmern und Absperrorgan (Schieber oder Drossel- klappe am Ende der Rohrleitung) geschätzt auf					0,10		
—	Nettogefälle	—	—	—	—	50,50	558,60	
700 m lang	<p>Fig. 18. ¹⁵⁾</p>	30 22,7 1,32	42	1,0	0,43 ‰	0,30	558,30 am Auslauf	
Total-Sa.: 53,50								

12) Hierbei ist aber, im Unterschied zu oben, die Rechenstelle so zu verbreitern, daß v zwischen den Rechenstäben 0,5 m/Sek nicht überschreitet, also $F_{\text{Rechen}} = 60$ und $b = 60 \cdot \frac{1}{20} \cdot \frac{4,20}{4} = 20,0$ m zu machen; denn es sollen keinerlei Verunreinigungen von Sand, Schwimmkörpern usw. in die Rohrleitung und Turbinen gelangen können. Die Gesamtbreite an der Schütze beträgt, weil der Mittelpfeiler, statt 60 cm wie oben, hier 2 m breit ist — aus statischen Gründen, wenn eine Kammer wasserleer —, statt 14,50 hier 15,90 m.

13) Einfache Berechnung des „wirtschaftlichen“ Rohrdurchmessers wie folgt. Nennt man das Gefälle zwischen Wasserschloß und UW H_{brutto} und hat die Turbinenanlage den Wirkungsgrad $\eta = 75\%$, so sind die „Bruttopferde“ $PS_{\text{brutto}} = 10 Q (H_{\text{brutto}} - h_{\text{ro}})$, unter h_{ro} den Gefällsverlust in der gesamten Rohrbrunnanlage verstanden. Eine Brutto-PS ist unter normalen Verhältnissen heutzutage nach Lueger $p = 500$ bis 1000 Mark wert. Sei $p = 1000$ und kostet der Meter Rohrleitung $k \cdot D$ Mark, so ist bei zwei Druckrohren, also mit $Q = 15$, ferner mit dem vorläufigen Wert von $H_{\text{brutto}} = 50$, Länge der Rohrleitung $L = 206$ und der Beziehung $h = \text{Gefällsverlust in der Rohrleitung} = \frac{\lambda \cdot Q^2 \cdot l}{D^5}$ (λ vgl. S. 46) der Kapitalwert der „Nettopferde“

$$(14) K = 10 Q \cdot p \cdot (H_{\text{brutto}} - h) - k \cdot D \cdot l = 150000 (50 - h) - 206000 \sqrt[5]{\frac{0,0025 \cdot 225 \cdot 206}{h_{\text{ro}}}} \quad [\lambda \text{ vorläufig} = 0,0025$$

gesetzt, was etwa dem Darcyschen $B = 0,0004^*$) entspricht.] K ist also von h_{ro} abhängig, und für das Maximum von K muß $\frac{dK}{dh_{\text{ro}}} = 0$ sein. Es kommt $0 = -15000 + \frac{1}{5} \cdot 20600 \sqrt[5]{\frac{0,0025 \cdot 225 \cdot 206}{h_{\text{ro}}}}$ oder ausmultipliziert $h_{\text{ro}}^6 = \frac{1}{5,5}$. Mit Rechenschieberlogarithmen weiter: $6 \cdot \log h = 0,000 - 0,740$; $\log h = 0,000 - 0,1233$ oder $9,8767 - 10$, also $h \approx 0,75$. Bei Wahl von 3 Druckrohren ergäbe sich ein anderes h .

14) Die Summe dieser Verluste muß 0,75 ergeben, was der Fall; mit dem Hollischen Schieber erhält man rasch diejenigen Werte von v und D , daß $h_s = \frac{2g}{v^2 - v_0^2}$ und Rohrreibungsverlust zusammen 0,65 ergeben, die restlichen 0,10 sind für Verlust in Krümmern und Abschußorganen angenommen. Bei Freistrahlturbinen ginge von $h = 0,75$ auch noch das „Freihängen“ ab, vgl. S. 61.

15) Die Tiefe des UW-Kanals nehme man an Geschlebeflässen nie größer als die Fließtiefe an der Ausmündung des Kanals, sonst muß man am Auslauf, entsprechend dem Sohlenanstieg, verbreitern, und gerade die Verbreiterung des Kanalauslaufs verursacht eine größere Störung des Wasserabflusses im Mutterbet, als eine möglichst schmale Einmündung. Sei bei $Q = 30$ im Fluß $h = 1,60$ und wähle man $v = 1,0$, so kommt für das Kanalprofil mit (bei Kies!) zweimaligen Böschungen: $F = \frac{30}{1} = 30$ und $(s + 3,2) 1,6$. Also $s = 15,5$. Nun $R = \frac{30}{15,5 + 7,2} = 1,32$ und, bei $m = 1,60$, $k = \frac{115}{2,75} = 42$, das Spiegelgefälle aber $J_r = \frac{k^2 \cdot R}{v^3} = \frac{42^2 \cdot 1,32}{1} = 0,43 \text{ ‰}$.

* Siehe Samml. Göschen, Hydraulik, S. 130.

Ergebnis: Das Rohgefälle plus Wehrstau beträgt
 $51,25 + 2,25 = 53,50$ m und das Bruttogefälle $53,50$
 $- 1,90 - 0,30 =$ **51,30 m.**

Das Nettogefälle beträgt $51,30 - 0,80 =$ **50,50 m.**

Somit ergeben sich folgende Wirkungsgrade:

äußerer Wirkungsgrad

$$\eta_a = \frac{\text{Bruttogefälle}}{\text{Rohgefälle plus Wehrstau}} = 100 \cdot \frac{51,3}{53,5} = 96\%;$$

innerer Wirkungsgrad

$$\eta_i = \frac{\text{Nettogefälle}}{\text{Bruttogefälle}} = 100 \cdot \frac{50,5}{51,3} = 98,5\%.$$

Das Produkt

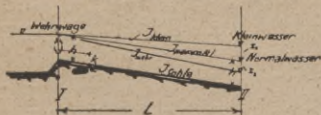
$$\eta = \eta_a \cdot \eta_i$$

heißt Gesamtwirkungsgrad der Wasserkraftanlage.

Anm. 1. Auch das „Normalwasser“ kann man, durch ein regulierbares Übereich, stauen und stets so hoch halten als die behördlich erlaubte „Toleranz“ (Überflutungshöhe am Übereich) zuläßt. Voraussetzung hierfür ist, daß die Regulierung des Übereichs immer funktioniert.

Anm. 2. Die Sohle der Werkkanäle pflegt man im Längensprofil so anzuordnen, daß bei Normalwasser gleichförmige Wasserbewegung herrscht. In diesem Falle ist das Spiegelgefälle gleich dem Sohlengefälle (siehe Fig. 19). In die Figur sind noch zwei andere Spiegellagen eingezeichnet, nämlich J_{klein} für den Fall, daß das vom Werk verbrauchte Wasser kleiner ist als Q_{normal} , und J_{mehr} , im Falle Q_{Werk} größer als Q_{normal} .

Fig. 19.
Spiegelgefälle in einem OW-Kanal.



Für Kleinwasser, welches nicht so viel Reibungsgefälle verbraucht wie Normalwasser, wird bei Einhaltung der konzessionierten Wehrhöhe oder, bei Tandemanlagen, des

Untereichpfahls der Kraftstation des Oberliegers, ungleichförmige Bewegung des Wassers eintreten. Der Wasserspiegel bei Kleinwasser ist theoretisch eine Kurve, die ihre konvexe Seite nach der Sohle kehrt; sie ist nichts anderes als die Staukurve für einen bei II¹⁾ bestehenden Stau z_1 . Bei „Mehrwasser“ ist es umgekehrt; der seine konvexe Seite nach oben kehrende Wasserspiegel ist nichts anderes als die Senkungskurve für eine bei II bestehende Absenkung z_2 .

Auch bei Normalwasser kommt an vielen Wasserkraftanlagen häufig ungleichförmige Wasserbewegung vor, wenn „mit Stau gefahren“ wird.

In der Praxis genügt es, wenn man bei der Berechnung dieser Spiegelkurven die Länge L in gleiche Abschnitte von 300, 500, 1000 usw. Metern einteilt und auf diesen Teilstrecken die Bewegung als gleichförmig berechnet. Diese „abschnittsweise“ oder „punktweise“ Berechnung der Kurve kann genau so, wie das Beispiel dieses Paragraphen, sowohl von I aus abwärts, wie von II aus aufwärts erfolgen.

Für unser Beispiel ergibt sich auf diese Weise für Q 15 und $H_{\text{roh}} = 53,80$

das Bruttogefälle zu $53,80 - 0,27 - 0,18 = 53,35$; $\eta_a = 99\%$,

das Nettogefälle zu $53,35 - 0,20 = 53,15$; $\eta_i = 99\frac{1}{2}\%$.

§ 8. Das Nettogefälle der Turbinen. (Turbinengefälle.)

Das im vorigen Paragraphen ermittelte Gefälle von 51,3 m ist noch nicht das an den Turbinen nutzbare Arbeit leistende Gefälle. Zwischen Wasserschloß- und Unterwasserspiegel erfährt das Werkwasser auf seinem Wege durch die Kraftstation noch eine Menge von Verlusten, ehe es an der Turbinenwelle als sog. Nutzgefälle oder Turbinengefälle wirksam wird. Diese Verluste sind bei Niederdruck- und Hochdruckanlagen, und innerhalb

¹⁾ Vgl. Fig. 19.

dieser wieder bei Francis- und Freistrahlanlagen, verschieden und können bestehen aus:

1. Gefällverlust beim Durchtritt durch den Fein- oder Turbinenrechen;
2. Gefällverlust beim Durchtritt durch die Einlaufschützen oder Kammerschützen;
3. Druckgefälle zur Erzeugung der Geschwindigkeit in der Rohrleitung;
4. „Reibungs“- oder Fließverlust in der Rohrleitung;
5. Gefällverlust in den Krümmern der Rohrleitung;
6. Gefällverlust beim Passieren der Abschlußorgane (in der Rohrleitung) vor der Turbine;
7. Gefällverlust in der Turbine selbst;
8. „Reibungs“- oder Fließverlust in den Abflußkrümmern;
9. Gefällverlust durch das sog. Freihängen (der Freistrahlturbinen);
10. Druckgefälle zur Erzeugung der Geschwindigkeit in der Auslaufkammer.

Hiervon kommen, von abnormen Fällen abgesehen, im einzelnen vor:

Tab. 9.

I. bei Niederdruckanlagen mit		II. bei Hochdruckanlagen mit	
a) Turbinen im offenen Schacht	b) Turbinen im Gehäuse	a) Francisturbinen	b) Freistrahlturbinen
die Verluste			
1	1	1	1
2	2	2	2
	3	3	3
	4	4	4
	5	5	5
	6 (zuweilen)	6 (meist)	6
7	7	7	7
8	8	8	9
10	10	10	10

Der Verlust am Rechen 1 ist bei den gewöhnlichen Konstruktionen erfahrungsgemäß etwa

$$(15) \quad h_r = 0,01 \div 0,025 v^2,$$

unter v die Durchtrittsgeschwindigkeit am Rechen verstanden, der Verlust wird aber nahezu Null, wenn die einzelnen Rechenstäbe an ihrer flußaufwärtigen Seite zugespitzt sind. Über den Verlust 2, 3, 4 und 8 siehe die Beispiele der beiden vorhergehenden Paragraphen. Den Krümmerverlust 5 setzt man einfach zu

$$(16) \quad h_{\text{meter}} = \frac{\Sigma \text{Ablenk Winkel}}{1000} \text{ } ^1).$$

Der Verlust im Absperrorgan 6, welches entweder durch einen Schieber oder, in einfacheren Fällen, eine Drosselklappe gebildet wird, berechnet sich zu

$$(17) \quad h = \text{const.} \frac{v_a^2 - v^2}{2g},$$

wobei v eine Konstante zwischen 0,7 und 0,9, v die Fließgeschwindigkeit im Rohr und v_a die Durchtrittsgeschwindigkeit im Abschlußorgan bedeutet, die

bei Drosselklappen bis zu 3 m,

bei Schiebern bis zu 7 m

betragen darf. Bei Drosselklappen darf hierbei nur der wahre Wasserquerschnitt in Rechnung gesetzt werden.

Der Verlust 7 ist der eigentliche Gefällverlust in der Turbine. Woraus er sich zusammensetzt, ist in S. G. Wasserturbinen I, S. 58f. entwickelt. Dieser Verlust ist, als Gütegrad in Prozenten, auf dem mehrfach genannten Turbinenrechen für alle in praxi möglichen Fälle verzeichnet. Beispiele folgen im § 19.

Der Verlust 9, das „Freihängen“, bedeutet bei Frei-

¹⁾ Eine genauere Formel siehe Holls „Anleitung“, S. 37.

strahlurbinen die Entfernung von der Düse bis zum Unterwasser, weil man bei solchen Anlagen in der Regel kein Saugrohr anzuwenden pflegt. Für Projektierungen, wenn die Höhenlage der Düse noch nicht bekannt, setzt man genügend genau

Freihängen = Höhendifferenz Maschinenflur bis Unterwasser.

Der Verlust 10 ist bei den Francisanlagen in 7 mit enthalten, bei den Freistrahlanlagen ist er unwesentlich. Daher kann dieser Verlust von der wasserbaulichen Projektierung unberücksichtigt gelassen werden.

III. Kapitel.

Die Bauwürdigkeit.

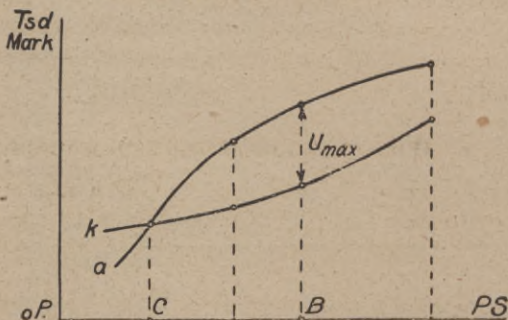
Zu den wichtigsten Aufgaben, welche beim Entwerfen von Wasserkraftanlagen zu lösen sind, gehört die Bestimmung der Bauwürdigkeit. § 9 stellt den allgemeinen Grundsatz auf, § 10 giebt ein Beispiel einer Rentabilitäts- oder Ertragsberechnung. Will man die Rentabilität einer Anlage nachrechnen, so muß man deren Betriebskosten kennen; hierüber handelt § 11.

§ 9. Wirtschaftlichkeitsberechnungen.

1. Wie viele PS einer vorhandenen Kraftstufe soll man ausbauen? Nicht diejenige Anlage ist die wirtschaftlich günstigste, deren Ausbau das Kostenminimum erfordert. Die Ökonomik verlangt, daß die auf dem langen Wege der Überführung der rohen Wasserkraft in

das Endprodukt des elektrischen Stromes entstehenden Verluste in ihrer Summe, und auch womöglich je einzeln, im richtigen Verhältnis stehen sollen zum gesamten Anlagekapital. Was alles zum Anlagekapital gehört, darüber vergleiche § 11. Stellt die Linie a in Fig. 20 den in Mark angegebenen Kapitalswert der an einer Wasserkraftanlage gewinnbaren Pferdekkräfte, oder deren „Nutzwert“, dar — dieser Wert einer Pferdestärke hängt von allen möglichen Faktoren, wie der Lage der Wasserkraft zum Verkehr, der Konjunktur des Fabrikationsproduktes usw., ab und wird häufig durch Vergleich mit den Kosten einer Wärmekraftanlage gefunden — und die Linie k die gesamten Anlagekosten der Wasserkraftanlage, d. h. deren „Ausbauwert“, so ist die Lösung B die wirtschaftlichste, bei welcher der Überwert U sein Maximum erreicht, und die Lösung C bezeichnet die Grenze, bei welcher der Wert der ausgenutzten Energie gleich dem Anlagewert ist. Rechnerisch ausgedrückt: Erfordert der Ausbau von A Pferdestärken ein gesamtes Betriebskapital von K Mark, dürfte ferner diese Energie,

Fig. 20. Ausbauwert und Nutzwert.



um noch rationell verwertet werden zu können, z. B. a Mark pro Jahrespferdestärke kosten, und ist zu den gesamten jährlichen Ausgaben z Prozent des investierten Kapitals zu rechnen, so daß der Wert einer PS

$$(18) \quad p = a \frac{100}{z} \text{ Mark}$$

beträgt, so muß bei Betrachtung verschiedener möglicher Lösungen der Überwert U der nutzbaren PS über das Anlagekapital K in der Gleichung

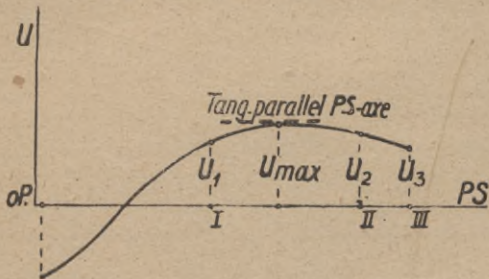
$$(19) \quad U = p(\text{PS}) - K$$

zu einem Maximum werden, wenn der Ausbau dieser Wasserkraft die wirtschaftlich günstigste Lösung darstellen soll.

Praktisch führt man diese Rechnung für ganze Anlagen so durch, daß man, für drei beliebige Annahmen I, II und III, U berechnet, in einem Koordinatensystem die U und PS aufträgt, und dann graphisch das Maximum bestimmt (siehe Fig. 21). Wenn man den Nullpunkt mitbenützen will, genügen auch schon zwei Annahmen.

Wie analog dem Vorstehenden z. B. bei einer Rohrbahn der wirtschaftlichste Rohrdurchmesser in

Fig. 21. Wirtschaftliches Maximum.



einfacher Weise gefunden wird, ist bereits im § 6, S. 57 gezeigt.

Bei allen solchen Wirtschaftlichkeitsberechnungen ist erwünscht, den Kostenwert einer Jahrespferdekraft an der Turbinenwelle der Kraftstation zu kennen. Dieser Wert schwankt bei normalen Verhältnissen gegenwärtig etwa zwischen 0,1 und $2\frac{1}{2}$ Pfennig pro PS-Stunde; der jeweilige Handelswert kann natürlich beliebige, höhere Werte erreichen. Wird der Wert der Stationspferdekraftstunde mit a bezeichnet, der Belastungsfaktor¹⁾ mit f und erfordern die gesamten Betriebskosten jährlich z % des Anlagekapitals, so hat eine Jahrespferdestärke an der Turbinenwelle den Wert

$$(20) \quad P = \frac{a}{z} \cdot 8760 \cdot f.$$

Für Projektrechnungen bedient man sich mit Nutzen der folgenden Tabellen.

Tab. 10. Wert P bei $z = 12\%$.

	$a = 0,1$	0,2	0,3	0,4	0,5	1	1,5	2	2,5 Pf.
$f = 0,1$	7	15	22	29	37	73	109	146	182
0,2	15	29	44	58	73	146	219	292	365
0,3	22	44	66	88	110	219	328	438	547
0,4	29	58	88	117	146	292	438	584	730
0,5	37	73	110	146	182	365	547	730	912
0,6	44	88	131	175	219	438	657	875	1090
0,7	51	102	153	204	255	511	766	1020	1280
0,8	58	117	175	234	292	584	875	1170	1460
0,9	66	131	197	263	328	657	985	1310	1640
1,0	73	146	219	292	365	730	1092	1460	1820 M.

¹⁾ Siehe WA III, 2. Kap. f und z sind als Dezimalbrüche einzusetzen.

Tab. 11. Wert P bei $\alpha = 0,5$ Pf./PS-Stunde an der Turbinenwelle.

	$f = 0,1$	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$z = 14$	31	63	94	125	156	188	219	250	281	313
13	34	67	102	135	168	202	236	269	303	336
12	37	73	110	146	182	219	255	292	328	365
11	40	80	119	159	199	239	279	318	358	398
10	44	88	131	175	219	263	307	350	394	438
9	49	97	146	194	243	292	340	390	438	486
8	55	109	164	219	274	328	383	438	492	547
7%	63	125	188	250	313	375	438	500	563	625 M.

Tab. 12. Wert P für den Belastungsfaktor 0,60.

	$a = 0,1$	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	1,5	2	2,5 Pf.
$= 14$	38	75	113	150	188	225	263	300	338	376	563	750	940
13	40	81	121	162	202	242	283	324	364	404	606	810	1020
12	44	88	131	175	219	262	306	350	394	438	657	875	1090
11	48	95	143	191	239	286	334	382	430	477	716	955	1190
10	53	105	158	210	263	315	368	420	473	525	788	1050	1310
9	58	117	175	233	292	350	408	467	526	584	875	1170	1460
8	66	131	197	263	328	394	460	526	591	657	985	1310	1640
7%	75	150	225	300	375	450	525	600	675	750	1120	1500	1875 M.

Einige allgemeine Regeln über die Kosten von Wasserkraftanlagen:

Die Kosten einer Wasserkraftanlage nehmen pro PS-Einheit mit der Größe der PS-Anzahl ab. — Die Kosten einer WA nehmen mit wachsendem Gefälle ab. — Die Baukosten nehmen mit der Länge der Wasserfernleitung zu. — Die Baukosten werden um so höher, je größere Tagesschwankungen der Verbrauch zeigt und je inkonstanter der jährliche Wasserzufluß erfolgt. — Die Anzahl der konstruktiv und wirtschaftlich notwendigen Aggregate nimmt im geraden Verhältnis mit Q und umgekehrten mit H ab. — Bei gleichem H und n steigt der Turbinenwirkungsgrad mit der Unterteilung der Aggregate. — Für denselben Wirkungsgrad ergeben kleinere Aggregate höhere Tourenzahlen. — Größere Aggregate erfordern für ein und dieselbe Wasserkraft

geringere Kosten pro PS als kleinere, und zwar bei den wasserbaulichen Kosten wie bei den Maschinenkosten.

2. Bei der Bemessung von Kanalgerinnen interessiert häufig dasjenige Profil, bei welchem für einen gegebenen Querschnitt F und ein gegebenes J_r das Maximum der Geschwindigkeit eintritt oder, was dasselbe ist, für ein gegebenes v das Minimum an Gefälle verbraucht wird. Wie man diesen „relativ günstigsten Querschnitt“ findet, ist in S. G., Hydraulik, S. 105ff. angegeben.

Für die Entwurfsberechnung von Wasserkraftanlagen kann folgende Tabelle von Vorteil sein.

Beim geschlossenen Kreisprofil tritt das maximale v ein, wenn der Füllungswinkel (s. Fig. 16 in § 6) $\varphi = 257\frac{1}{2}^\circ$ beträgt; das Maximum der Wassermenge läuft durch das Profil bei einem Füllungswinkel von 308° .

Tab. 13. Relativ günstigste Querprofile.

$\tan \varphi$	Böschungsneigung φ	Wassertiefe h	Sohlenbreite s	Spiegelbreite	Hydr. Radius R
1:0	90°	$0,707\sqrt{F}$	$1,414\sqrt{F}$	$1,414\sqrt{F}$	$0,354\sqrt{F}$
1:0,58	60°	$0,760\sqrt{F}$	$0,877\sqrt{F}$	$1,755\sqrt{F}$	$0,380\sqrt{F}$
1:1	45°	$0,740\sqrt{F}$	$0,613\sqrt{F}$	$2,092\sqrt{F}$	$0,370\sqrt{F}$
1:1 $\frac{1}{2}$	$33^\circ 41'$	$0,689\sqrt{F}$	$0,419\sqrt{F}$	$2,487\sqrt{F}$	$0,345\sqrt{F}$
1:1,73	30°	$0,664\sqrt{F}$	$0,356\sqrt{F}$	$2,656\sqrt{F}$	$0,332\sqrt{F}$
1:2	$26^\circ 34'$	$0,636\sqrt{F}$	$0,300\sqrt{F}$	$2,844\sqrt{F}$	$0,318\sqrt{F}$
—	Halbkreis	$0,798\sqrt{F}$	—	$1,596\sqrt{F}$	$0,399\sqrt{F}$

Siehe auch S. 118.

Bei Kreisprofilen benütze man folgende Tabelle für die Projektierung.

Tab. 14. Kreisprofile verschiedener Füllung.

	Halbkreis	$\varphi = 257\frac{1}{2}^{\circ}$ (max v)	$\varphi = 308^{\circ}$ (max Q)	Gefülltes Kreisprofil
F	0,393 D^2	0,684 D^2	0,771 D^2	0,786 D^2
p	1,571 D	2,247 D	2,689 D	3,142 D
R	0,250 D	0,305 D	0,287 D	0,250 D
v	$0,500 \cdot k \sqrt{DJ}$	$0,552 \cdot k \sqrt{DJ}$	$0,536 \cdot k \sqrt{DJ}$	$0,500 \cdot k \sqrt{DJ}$
Q	$0,197 k \sqrt{D^5J}$	$0,378 k \sqrt{D^5J}$	$0,413 k \sqrt{D^5J}$	$0,393 k \sqrt{D^5J}$

Daß man im praktischen Fall nicht immer dieses relativ günstigste Profil verwenden kann, weil Rücksichten auf die Bauausführung, den geologischen Untergrund, Eis- und Algengefahr usw. mitsprechen, ist schon an dem Beispiel des § 6 gezeigt worden.

Aus diesem Grunde wählt man statt des allgemein üblichen, aber irreführenden Namens „günstigster“ Kanalquerschnitt besser die Bezeichnung „relativ günstigster“ Querschnitt.

§ 10. Ertragsberechnungen.

Wie bei Wasserkraftanlagen eine Ertrags- oder Rentabilitätsberechnung durchgeführt werden kann, ist aus folgendem, etwas vereinfachten Beispiel ersichtlich. In Wirklichkeit ist zwar eingehender zu rechnen, aber das Prinzip ist das gleiche. In jedem Einzelfall sind stets die vorliegenden besonderen Verhältnisse zu berücksichtigen; ein Hauptaugenmerk ist auf die Beschaffung guter Unterlagen über den Wasserhaushalt und den zu erwartenden Konsum zu richten.

Beispiel. Einem Bankkonsortium wird von einem Unternehmer eine auf 70 Jahre zu konzedernde Wasserkraft angeboten mit den Konstituenten $Q 355^1) = 30$,

¹⁾ Bei industriellen Fabrikbetrieben, die kontinuierliche Kraft verbrauchen, wird zuweilen $Q 355$ an Stelle von $Q 365$ angegeben und $355 \times 24 = 8520$ Betriebsstunden maximal pro Jahr angenommen, weil ein Verlust von 10 Betriebstagen im Jahr (für die großen Feiertage und die Bachauskehr) unvermeidbar ist. (Vergl. Köhn, Wasserkraftanlagen.)

$H_{\text{roh}} = 20$, und, da das Rinngefälle der Kanäle durch Wehraufstau kompensiert werden kann, von etwa 6000 Turbinen-PS. Es sind Angebote einer Anzahl Industrieller in einer 100 km entfernten Stadt vorhanden, den Strom zum Preis von $2\frac{1}{2}$ Pfennig pro KW-Stunde abzunehmen, wobei ein Ausnutzungsfaktor von 70% garantiert und von 80% zu erwarten ist.

Es wurde folgende Rentabilitätsberechnung aufgestellt.

I. Die nutzbare Energie.

$$\text{Rohkraft} \dots \dots \dots 30 \times 20 \times \frac{1000}{75} = 8000 \text{ PS}$$

Bruttokraft, geschätzt nach der Formel

$$\text{PS} = 10 QH \dots \dots \dots 6000 \text{ PS}$$

Wirkungsgrad bei

den Turbinen (250 Touren) . . . 80%

Dynamos 91%

1. Transformierung 95%

2. Transformierung 95%

Fernleitung und Verteilung . . . 72%

also insgesamt am Ende der Fernleitung 47,3%

so daß daselbst noch zur Verfügung stehen:

$$47,3 \cdot 8000 = \text{rund } 3780 \text{ PS oder } 2780 \text{ KW.}$$

Der Ausnutzungsfaktor 1,00 entspricht einem 355 tägigen Jahresbetrieb, oder pro 1 KW ergeben sich für den

Ausnutzungsfaktor 1,00	jährlich	8520	KW-Stunden,
0,90		7668	„
0,75		6390	„
0,50		4260	„

II. Die Betriebskosten.

a) Verzinsung des Anlagekapitals.

Lt. spezieller Kostenberechnung¹⁾ sind erforderlich für

1. Wasserbau	1 600 000 M.
2. Hochbauten	80 000 „
3. Maschineller Teil einschl. Schützen, Regler, Schaltanlage, Kabel, Stations- beleuchtung	430 000 „
4. Freileitung einschl. Transformierung, Verteilung, Gebäude	540 000 „
5. Generelles Projekt, Grundstücke, Rechte- ablösung, Bankunkosten, Bauleitung	950 000 „
	<u>Sa. 3 600 000 M.</u>

[Es kostet also die Roh-PS an Anlagekapital . . 450 M.

die Brutto-PS (Br. hier im Sinn von 10 QH) . 600 „

die transportierte Netto-PS 952 „

die transportierte Netto-KW 1295 „

4% des Anlagekapitals =

144 000 M. ergeben somit

pro Netto-KW und Jahr

51,80 M.

b) Tilgung des Anlagekapitals (vgl. S. 74f.).

Einer Tilgungsdauer von 70

Jahren entspricht bei 4 Proz.

Verzinsung ein Tilgungssatz

von 0,2745%. 0,2745% von

3 600 000 = 9880 M. oder

pro Netto-KW und Jahr .

3,50 M.

c) Erneuerungsrücklagen.

1. Maschineller Teil 5% von

430 000 21 500 M.

2. Freileitung 3,5% von 540 000

18 900 „

Sa. 40 400 M.

oder pro Netto-KW und Jahr rund

14,50 M.

¹⁾ Diese spezielle Kostenberechnung ist, weil nicht zur Sache unmittelbar gehörend, in diesem Beispiel weggelassen.

d) Abgaben.

1. Rekognitionsgebühr an den Staat 2 M. pro Brutto-PS	12 000 M.
2. Steuern und Versicherungen lt. spezieller Aufstellung ¹⁾	14 000 „
3. Entschädigungen an Kondominanten am Wasserrecht; 440 PS abzugeben, Jahreswert einer PS zu 100 M. angenommen, 440×100	44 000 „
Sa.	<u>70 000 M.</u>

oder pro Netto-KW und Jahr 25,20 M.

e) Betriebskosten.

1. Unterhaltung:

Wasserbau 0,5%	8 000 M.
Hochbau 1,5%	12 000 „
Maschineller Teil 3%	16 200 „
Fernleitung usw. 2%	11 000 „

2. Bedienung: (Vor-Kriegspreise!)

1 Werkmeister	} 17 000 M.
1 Schaltmeister	
2 Ersetzende	
2 Putzer	
1 Rechenwärter	
1 Wehrwärter	
1 Kanalaufseher	

3. Schmier- und Putzmaterial

2 M. pro Brutto-PS u. Jahr	12 000 M.
Sa.	<u>65 400 M.</u>

oder pro Netto-KW und Jahr 23,50 M.

¹⁾ Vgl. die Anmerkung auf S. 70 unten.

f) *Risikorücklage.*

2 M. pro Rohpferd und Jahr 16 000 M.

oder pro Netto-KW und Jahr . 5,80 M.

Sa. 124,30 M.

in Worten: Die gesamten Betriebskosten betragen pro
Netto-KW und Jahr . . .

124,30 M.

Dieser Betrag ist durch die jährlichen Betriebsstunden zu dividieren, um die Selbstkosten einer KW-Stunde zu erhalten.

III. Die Rentabilität.

Je nach dem Vorhandensein eines Ausnutzungsfaktors von 80 oder 70% ergibt sich ein Reingewinn wie nachstehend aufgeführt. Der Vollständigkeit halber ist auch der Ausnutzungsfaktor 0,50 mitaufgeführt.

Ausnutzungs- faktor	Jährl. Betriebs- stunden pro KW zu 124,30 M. ¹⁾	Selbstkosten der KW-Stunde in Pfennig	Reingewinn gegen- über dem Verkaufs- preis von 2,5 Pfg, pro KW-Stunde
0,80	7668	1,77	+ 29,2%
0,70	6390	2,03	+ 18,8%
[0,50	4260	2,92	- 16,8%]

Die Wasserkraft kann somit zur Ausnutzung empfohlen werden, wenn die Angebote von den Industriellen bindend abgegeben werden.

Man pflegt zuweilen die gesamten Betriebskosten in

¹⁾ Der Einfachheit halber und, um ungünstig zu rechnen, konstant angenommen. In Wirklichkeit schwanken die Betriebskosten etwas mit der Anzahl der Betriebsstunden.

Prozenten des Anlagekapitals anzugeben. Im vorigen Beispiel betragen sie

$$\frac{124,30}{1295} 100 = 9,6\%$$

was ungefähr süddeutschen Verhältnissen entsprechen dürfte; bei englischen Anlagen werden hierfür etwa 12% angenommen. Zum Vergleich der Kosten einer Wasserkraft zieht man gerne die Anlagekosten von elektrischen Dampfzentralen bei, siehe die folgende Tab. 15.

Über Betriebskosten von Wärmekraftanlagen vgl. die ausführlichen Angaben in Köhn, S. 295—323 (1907), sowie die Kostentabellen und graphischen Darstellungen in Barth III, S. 37—96 (S. G.).

Tab. 15. Betriebskosten von Dampfelektrizitätsanlagen¹⁾.

Anlagengröße	20 000	5000	1000 kW
Bau- und Maschinenanlagen (ohne Grunderwerb).....	150	200	300 Mk./kW
Hiervon 12% für Zins und Erneuerung	18	24	36 Mk.
Personal	3	4,20	6 Mk./kW-Jahr.
Kleinmaterial, Wasser, Steuern usw.	0,30	0,42	0,60 „ „
Betriebskosten der Nutzleistung bei Vollast.			
Verzinsung und Erneuerung des Anlagekapitals für Bau- ten und Maschinen	0,206	0,275	0,412 Pf./KWh
Kohlenverbrauch	1,035	1,200	1,400 „
Personal	0,034	0,048	0,069 „
Reparaturen 1%	0,017	0,023	0,034 „
Kleinmaterial, Wasser usw.	0,003	0,005	0,007 „
Summe	1,295	1,551	1,922 Pf./KWh

¹⁾ Nach Klingenberg, Bau großer Elektrizitätswerke 1913. I. Bd., 68 f. Nach Hoppe E. T. Z. 1905, S. 673 erforderte eine deutsche 5000-KW-Anlage durchschnittl. für die Zentralanlage ohne Gebäude 410, für Grunderwerb, Schornstein, Werkstatt, Heiz- u. Lichtanlage, Krane, Zufahrten usw. 360, für Akkumulatoren, Umformer, Netz, Hausanschlüsse 610, insges. 1380 Mk./kW.

§ 11. Ermittlung der Betriebskosten.

Zu den Unterlagen für die Ertragsberechnung gehören in erster Linie die Betriebskosten. Die Baukosten sind im Zusammenhang mit dem Kapitel Bauherstellung in WA III behandelt.

A.

Die Kosten für den Betrieb einer Wasserkraftanlage normaler Größe begreifen in sich:

1. Die jährliche **Verzinsung** des Anlagekapitals. Zum Anlagekapital selbst gehören:

a) die Baukosten [Wasserentnahme¹⁾, Wasserspeicherung, Wasserfernleitung²⁾, wasserbaulicher Teil der Kraftstation, Wasserrückgabe];

b) die Maschinenkosten (Turbinen und Dynamos usw. einschl. Gebäude, dazu allenfalls die Wärmereserve mit den notwendigen Gebäuden und Anlagen);

c) Grunderwerb, Rechteablösung und einmalige Entschädigungen;

d) Kosten der elektrischen Fernleitung;

e) Kosten für Stromverteilung am Verbrauchsort;

f) Kosten der Bauleitung;

g) Kosten der Kapitalsbeschaffung.

Die Höhe dieser Verzinsung unter 1. richtet sich nach dem ortsüblichen Zinsfuß und der Art der Finanzierung.

2. Die **Tilgung** (Amortisation) des Anlagekapitals. Die Tilgungsquote richtet sich nach der Konzessionszeit oder, bei unbeschränkter Konzession, nach der voraus-

¹⁾ Einschl. Uferschutzbauten, ferner Schützen und Rechen.

²⁾ Einschl. der „besonderen Bauten“, Brücken usw., Straßen, Wege, Wasserschloß, sowie der Druckleitung.

sichtlichen Lebensdauer der Gesamtanlage; nach Umfluß dieser Zeit soll das Anlagekapital wieder in seiner vollen Höhe zur Verfügung stehen.

Beispiel. Wie hoch ist der Tilgungssatz zu bemessen bei 50jähriger bzw. 90jähriger Amortisation und einem bürgerlichen Zinsfuß von $3\frac{1}{2}\%$? (Rechenschieber.)

Nach der Rentenrechnung (siehe Schubert, S. 152 [S. G.]) sind r Mark, am Schluß jedes Jahres gezahlt, nach n Jahren zusammen $r \frac{q^n - 1}{q - 1}$ Mark, wo q den „Vermehrungsfaktor“, in unserem Falle also $1 + \frac{3\frac{1}{2}}{100} = 1,035$ bedeutet.

$n = 50$ Jahre.

$$q = 1,035.$$

$$\log q = 0,015$$

$$n \log q = 50 \times 0,015 = 0,75$$

$$q^n = 5,7; \quad \frac{q^n - 1}{q - 1} = 135.$$

Pro 1 Million Kapital ergibt sich

$$1\,000\,000 = 135 r; \quad r = 7500,$$

also Tilgungssatz

$$\frac{7500}{1\,000\,000} = 0,75 \%$$

$n = 90$ Jahre.

$$q = 1,035.$$

$$\log q = 0,015$$

$$n \log q = 90 \times 0,015 = 1,35$$

$$q^n = 22,4; \quad \frac{q^n - 1}{q - 1} = 610$$

$$r = \frac{1\,000\,000}{610} = 1640.$$

also Tilgungssatz

$$\frac{1640}{1\,000\,000} = 0,16 \%$$

3. Die Erneuerungsrücklagen für solche Teile der Anlage, welche im Laufe der (Konzessions- usw.) Zeit erneuert werden müssen, wie Schützen, Rechen, Holz- oder Eisenbrücken, Turbinen, Dynamos, Apparate, Kabel, Freileitungen, Hochbauten usw. Die Höhe der jährlichen Erneuerungsquote richtet sich nach der mutmaßlichen Lebensdauer dieser Teile, welche z. B. bei den Maschinen, je nach der jährlichen Betriebsdauer, 15 bis 30, bei

Eisenteilen, mit Anstrich unter Wasser, 30 bis 50 Jahre beträgt. Die Berechnung der Quote erfolgt wie bei 2.

Tab. 16.

Verflossene Zeit der Bestand- dauer 0% ...	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100 %
Ungefähre Ent- wertung.....	1,5	6	13 $\frac{1}{2}$	24	37	53 $\frac{1}{2}$	73	95	97 $\frac{1}{2}$	100 %

Bauwerke wie Maschinen verursachen in der ersten Zeit ihres Bestehens nicht viel Reparaturkosten, entwerthen also nicht so rasch; die Entwertung nimmt aber mit dem Alter zu. In dieser Erwägung kann man die Entwertungszunahme gemäß der vorstehenden Tab. 16 schätzen¹⁾.

4. Die **jährlichen Abgaben** (Steuern, Gebühren, Entschädigungen für Stau oder Wasserentzug).

Wo der Staat die Oberhoheit über die Wasserkräfte ausübt, erhebt er gewöhnlich pro mittlere Jahrespferdekraft einen Satz von 1—3 M.²⁾. Die mit der Trockenheit des Jahres wechselnde Anzahl der gemittelten Jahres-PS wird durch die hydrotechnische Behörde des Landes erhoben.

Zu den Gebühren gehören auch die Versicherungsprämien für die Hochbauten, Maschinen und Apparate, für die Fernleitung und das Verteilungsnetz.

5. Die jährliche **Risikorücklage**.

Diese Rücklage wird nicht immer gemacht, empfiehlt sich aber bei geschiefbeführenden Flüssen, bei Hochwasser-

¹⁾ Nach Röttinger, Wertbestimmungen von WA, Wien 1908, S. 520.

²⁾ Sog. Anerkennungs- oder Rekognitionsgebühr.

gefahr, bei langen Fernleitungen, bei Gegenden mit klimatischer Besonderheit usw. Je nach den besonderen Umständen beträgt sie 5 bis 25 und mehr Prozent der gesamten Betriebskosten.

6. Die eigentlichen **Betriebskosten**.

Diese Kosten umfassen die Bedienung und Unterhaltung, die Putz- und Schmiermittel, sowie die Gehälter und Löhne des Betriebspersonals.

a) Die hauptsächlichsten Arbeiten für Bedienung und Unterhaltung einer Wasserkraftanlage sind:

Ständige Bedienung.

Ablesen der Wasserstandszeiger und Registrierpegel.

Bedienung der Schützen.

Hochwassernachrichtendienst.

Normale Rechenreinigung.

Normale Spülung, besonders vor dem Kanaleinlauf¹⁾.

Wartung der Turbinen usw.

Wartung der Dynamos, Leitungen, Schaltungen.

Bei Wärmeanlagen: Zufuhr und Aufbewahrung der Brennstoffe, Schlackenabfuhr, Kesselreinigen, Auswechseln von Armaturen usw.

Bedienung der Bogenlampen.

Bedienung der Akkumulatorenbatterie.

Periodische Instandsetzungsarbeiten.

Auswechseln einzelner Turbinenteile.

Außerordentliche Rechenreinigung.

Außerordentliche Reinigung der Gerinne (Bachauskehr, Sperrenauskehr).

Auswechseln von Bürsten, Sicherungen usw.

Reparaturen an Schützen.

Hochwasserschutzarbeiten.

Eis- und Schneeschutzarbeiten²⁾.

Unterhaltung der Ufer an Geschiebefläßen.

Bei Wärmeanlagen: Druckproben, Kesselrevisionen, kleinere Reparaturen.

¹⁾ Bei Anlagen mit ganz oder teilweise fehlendem Wehr (z. B. La Brillane-Villeneuve an der geschiebereichen Durance) kann die Freihaltung des Kanalgerinnes erhebliche Kosten machen; vgl. Zeitschr. f. Arch.-u. Ing.-Wesen 1911, S. 149ff.

²⁾ Vgl. hierzu die eingehende Darstellung v. Winklers über die Anlage Klagenfurt in „Elektrotechnik und Maschinenbau“ 1910, S. 763.

Ständige Bedienung.

Tägliches Abgehen der Kanalgerinne durch den Kanalaufseher.

Tägliches Abgehen der Freileitung.

Bei Verteilanlagen: Nachsehen der Zähler und Hausanschlüsse.

Periodische Instandsetzungsarbeiten.

Reparaturen an der Lichtanlage.

Auswechseln von Holzteilen an Bedienungspodien, hölzernen Brücken, Leerschüssen, Schützengerinnen.

Unterhaltung der Gebäude.

Anstreichen von Eisenteilen an Geländern, Schützen u. dgl.

Reparaturen an den Freileitungen.

Reparaturen am Verteilungsnetz.

Danach lassen sich die Unterhaltungskosten ungefähr abschätzen.

b) Für Personal wird bei einer Anlage, wie in § 6 dargestellt ist (16 000 PS), etwa nötig: 1 Werkmeister (Dienstwohnung) 2800, 1 Schaltmeister (Dienstwohnung) 2200, zwei Ersetzende zum Schichtwechsel mit Vorgenannten 4000, zwei Putzer 3000, ein Rechenreiniger (Wasserschloßwärter) 1500, 1 Wehrwärter (zugleich für HW-Nachrichtendienst) 1700, 1 Kanalaufseher 1800, Summa 17 000 M. oder etwa 1 M. pro Brutto-PS und Jahr, welcher Wert bei kleineren Anlagen steigt. (1913!)

c) Die Kosten für Schmier- und Putzmaterial können für vorläufige Schätzungen gleich den Personalkosten angenommen werden; genauere Angaben erhält man von den Spezialfirmen.

B.

Bei ganz kleinen Wasserkraftwerken, den sogenannten „unbedienten Anlagen“¹⁾, entfallen die Personalkosten vollständig. Im übrigen wie unter A.

¹⁾ Vgl. Zeitschr. f. Turbinenwesen 1911, Heft 10.

IV. Kapitel.

Ausgestaltung der Einzelheiten.

(Ausgewählte Beispiele.)

In diesem Kapitel sind einige wichtige Besonderheiten in der Einzelausgestaltung von Wasserkraftanlagen aufgeführt, bei denen einfache rechnerische Behandlung angezeigt ist. In Anbetracht des Umstands, daß mit diesen Dingen in erster Linie der Konstrukteur und Praktiker zu tun hat, ist die Darstellung fast durchweg in der Form des Aufgabenbeispiels gehalten.

Die Ausgestaltung der einzelnen Teile einer Wasserkraftanlage erfolgt im übrigen nach den allgemeinen Regeln der Baukunst. Die Berechnung von Kanalmauern und Sperrkörpern, von Brücken, Aquädukten usw. findet man zum Teil in anderen Bändchen der Sammlung, teils in der Spezialliteratur ausführlich dargestellt.

§ 12. Regelung der Wassermenge durch Überläufe.

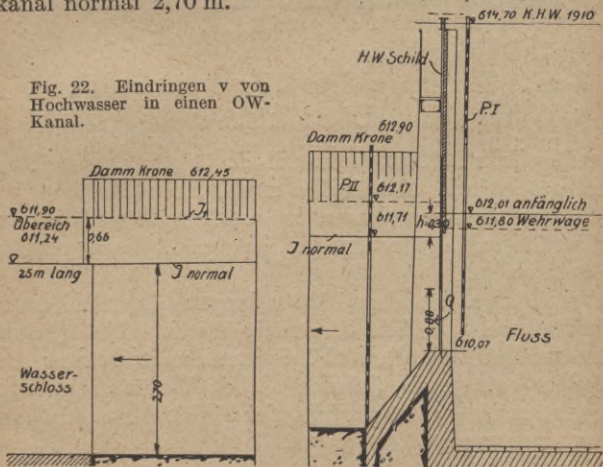
Das Jahr 1910 mit seinen Hochwässern hat manches Mal gezeigt, wie unzulänglich zuweilen die Überfälle der Streichwehre dimensioniert zu werden pflegen, die zur selbsttätigen Regulierung des Wassers an Werkgerinnen dienen sollen.

Aufgabe. An dem 1300 m langen Oberkanal einer Kraftanlage, die kein Sicherheitsübereich hinter dem Kanaleinlauf besaß¹⁾, floß bei Sommermittelwasser die 30 cbm betragende (10 monatliche) Werkwassermenge unter den in Fig. 22 gezeichneten Verhältnissen ab. In

¹⁾ Vgl. WA I, S. 17 und S. 54.

der Nacht vom 28. auf 29. August 1910, wo im Gebirge wärmerer Regen auf Neuschnee gefolgt war, trat sehr rasch der vorher nicht bekannte Höchstwasserstand von $\nabla 614,70$ am Wehr auf; außerdem schalteten im Werk nach $\frac{1}{2}$ 3 Uhr nachts infolge eines Gewitters sämtliche Dynamos aus. Es gelang dem Wehrwärter, der allstündlich die Pegelmarken 1 und 2 abzulesen hatte, und einem um $\frac{1}{4}$ nach 3 Uhr von der Station her eintreffenden zweiten Mann nicht, die Einlauffallen von Hard rasch genug zu schließen; um $\frac{1}{2}$ 4 Uhr, nachdem am Wasserschloß der Kanal bereits bordvoll lief, trat kurz hinter dem Kanaleinlauf ein Dammbruch ein.

Die 6 Kanaleinlauffallen von 3,90 l. W. waren sämtlich 88 cm offen. Länge des Übereichs 25 m ($\mu = 0,75$). Kanalprofil vorwiegend in Erde mit $1\frac{1}{2}$ maligen Böschungen und 5,2 m Sohlenbreite. Wassertiefe im Oberkanal normal 2,70 m.



Wie lang hätte das Übereich bei der Station sein oder welche Höhenlage hätten die Dämme erhalten müssen, damit der Dambruch unter den obwaltenden Verhältnissen vermieden worden wäre?

Lösung. Das Übereich bei der Station war mit seinen 25 m Länge zu kurz dimensioniert, denn schon die Werkwassermenge $Q = 30$ erforderte die hohe Toleranz von 66 cm:

$$\text{aus} \quad Q = \frac{2}{3} \mu \cdot 25 \cdot h \cdot \sqrt{2gh}$$

$$\text{kommt mit} \quad \mu = 0,75 \quad Q = 30 \quad \text{und} \quad \sqrt{2g} = 4,43$$

$$\text{kommt} \quad h^{3/2} = \frac{30}{0,50 \cdot 25 \cdot 4,43} = 0,54,$$

$$\text{also} \quad h = 0,66 \text{ m.}$$

Für die doppelte Werkwassermenge wären etwa 60 cm äußerst zuzulassen gewesen. Der Dambruch trat ein, nachdem sich dieses h auf den Höhenunterschied zwischen Dammkrone und Übereichschwelle, also auf $612,40 - 611,24 = 1,16$ m erhöht hatte. Bei einer solchen Überfallwelle betrug die am Wehr in den Kanal eintretende Wassermenge ungefähr

$$Q = 30 \cdot \frac{1,^{3/2}16}{0,^{3/2}66} = \text{rund } 70 \text{ cbm.}$$

Um zu wissen, wie hoch dann das Innenwasser am Kanaleinlauf stand, ist das Rinngefälle J_r für $Q = 70$ zu ermitteln. Für $Q = 30$ betragen:

$$J_r = \frac{611,71 - 611,24}{1300} = 0,36\text{‰},$$

$$F = (5,20 + 1\frac{1}{2} \cdot 2,70) 2,70 = 25 \text{ qm,}$$

$$p = 5,20 + 2 \cdot \frac{2,70}{\sin(1:1\frac{1}{2})} = 5,20 + 2 \cdot \frac{2,70}{0,555} = 15,$$

$$R = \frac{25}{15} = 1,66, \quad v = \frac{Q}{F} = \frac{30}{25} = 1,20 \quad \text{und}$$

$$k = \frac{v}{\sqrt{R J_r}} = \frac{1,20}{\sqrt{1,66 \cdot 0,00036}} = 49.$$

Beim gefüllten Profil und $Q = 70$ war dann (siehe Fig. 23):

$$F = (1\frac{1}{2} \cdot 3,86 + 5,20) 3,86 = 42,4,$$

$$v = \frac{70}{42,4} = 1,65, \quad p = 5,2 + 2 \cdot 6,9 = 19,$$

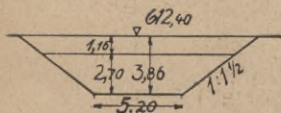
$R = 2,23$ und bei gleich angenommenem k

$$J_{r,1} = J_r \cdot \frac{v_1^2}{v^2} \cdot \frac{R}{R_1} = 0,50\%.$$

Das ergab eine Wasserhöhe hinter dem Kanaleinlauf von $h_1 = 0,50 \cdot 1300 = 0,65$ m, über ∇ 612,40, oder auf ∇ 613,05, also dortselbst waren die Dämme überströmt und infolgedessen rasch zerstört. Mit ∇ 613,05 innerhalb gegen ∇ 614,70 außerhalb der Einlauffallen bestand eine Druckhöhe von $h = 1,65$ m gegen anfänglich nur 0,30 bei Q 30; die bei $h = 1,65$ m eindringende Wassermenge ergibt sich zu

$$Q = 30 \frac{\sqrt{1,65}}{\sqrt{0,30}} = 70 \text{ cbm, wie oben.}$$

Fig. 23.



Die Katastrophe wäre vermieden worden entweder durch ein längeres Übereich oder durch höhere Dämme, oder auch durch ein weite-

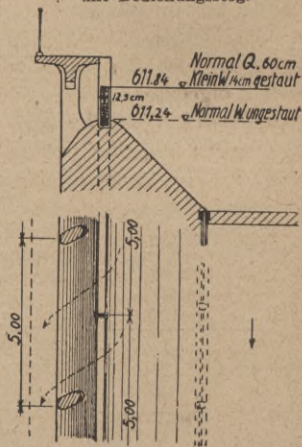
res; sog. Sicherheitsbereich hinter dem Kanaleinlauf. Eine vorsichtige Dimensionierung verlangt in Fällen wie dem vorliegenden eine solche Länge der Überfallkante, daß auch beim Überstürzen der doppelten Werkwassermenge noch immer etwa ein halber Meter Bordrand an den Kanaldämmen verbleibt. Diese Forderung wäre bei der Toleranz $611,24 + 0,60 = 611,84$ gegenüber der Höhenlage der Dämme auf 612,45 erfüllt gewesen.

Für die Höhenlage des Bereichs sind im vorliegenden Beispiel zwei Fälle zu unterscheiden. Da Q 30 die zehmonatliche Werkwassermenge ist, so herrscht also an 2 Monaten des Jahres Kleinwasser; legt man hierfür Q 15 zugrunde, so ergibt sich, wie gemäß § 6 berechnet werden kann, ein Kleinwasserstand oberhalb der Station von ∇ 611,70, welcher um 14 cm auf die behördlich erlaubte Höhe von 611,84 aufgestaut wird; auf dieser Höhe kann man nun das Wasserschloß halten

entweder* durch ein mit Dammbalken oder Schützen regulierbares Übereich (Fig. 24)¹⁾, oder durch ein auf Kleinwasser erhöhtes festes Übereich (Fig. 25).

Im ersten Falle war

Fig. 24. Regulierbares Übereich mit Bedienungssteg.



¹⁾ Vgl. die Anm. am Schlusse von § 6, u.

für $Q = 2 \cdot 30$ eine Toleranz von 60 cm zuzulassen, was einer Länge des Übereichs entsprach von

$$l = \frac{2 \cdot 30}{\frac{2}{3} \cdot 0,75 \cdot 0,60 \sqrt{2g \cdot 0,60}} = 58 \text{ m}$$

oder 33 m Verlängerung des bestehenden Übereichs. Die Dammkronen konnten dann bleiben.

Im zweiten Falle, der die behördliche Genehmigung der veränderten Toleranz voraussetzt, mußten außer den 33 m Verlängerung des bestehenden Übereichs die Dämme erhöht werden, und zwar, bei einer Toleranz von 60 cm über 611,70, für Q 60 um $0,60 + 0,50$ (Bord) = 1,10, d. h. am Wasserschloß auf $\nabla 611,70 + 1,10 = \nabla 612,80$ oder rund 0,35 m gegen vorher, hinter dem Einlauf aber um rund 0,45 m, da ja die größere Wassermenge Q 60, wie oben gezeigt, ein etwas größeres J_r verbraucht als Q 30. Bei einer Toleranz von 50 cm für Q 60 ergab sich

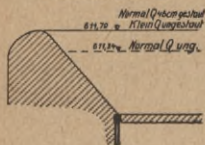
$$l = \frac{60}{0,50 \cdot 4,43 \cdot 0,5^{3/2}} = 76 \text{ m};$$

die Dämme waren dann bloß um rund 25 cm zu erhöhen. Mit diesen Angaben wäre in praxi die Übereichlänge gegen die Dammhöhen auf Grund des Kostenminimums abzuwägen.

Ob man Fall 1 oder Fall 2 anwenden will, ist, abgesehen von der Rentabilität, eine Frage der Vorsicht. Ein großer Vorzug von Fall 2 bleibt es immer, daß hier keinerlei Bedienung notwendig ist, die in Katastrophenfällen versagen könnte.

Anm. 1. Beim Entwerfen von Übereichen können nachstehende Tabellen von Vorteil sein.

Fig. 25. Übereich ohne Bedienstesteg.



Tab. 17. Beziehung zwischen Q und Übereichlänge.

Toleranz	$t = 0,50^1)$				$t = 0,75$			$t = 1 \text{ m}$		
	Q	5	10	20	30	40	50	75	100	150
Übereichlänge (wirksam) m	$6\frac{1}{2}$	13	$25\frac{1}{2}$	38	28	35	52	45	68	90

 Tab. 18. Beziehung zwischen Q und Toleranz; Übereichlänge gegeben.

Toleranz $t \text{ m}$	0,100	0,150	0,200	0,300	0,40	0,50	0,600	0,700	0,800	0,90	1,00
$Q \%$	9	16	26	46	71	100	132	165	204	241	282

 Tab. 19. Beziehung zwischen Toleranz und Übereichlänge; Q gegeben.

Toleranz $t \dots \text{ m}$	0,10	0,15	0,20	0,30	0,40	0,50
$t^{3/2^1)$	0,0316	0,0581	0,0894	0,1643	0,2530	0,3535
Übereichlänge $\% \dots$	1118	608	395	215	140	100

Toleranz $t \dots \text{ m}$	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
$t^{3/2^1)$	0,4647	0,5856	0,7156	0,8539	1,000
Übereichlänge $\% \dots$	76	60	49	41	35

Anleitung. Wenn ein Übereich bei der Toleranz $t = 0,50$ eine Wassermenge Q abführt, so werden z. B. bei $t = 0,30$ nur 46% über dasselbe Übereich abgeführt. Ein Übereich, welches die Menge Q mit 50 cm Toleranz abführt, brauchte bei Zulassung einer Toleranz von 80 cm nur halb so lang zu sein; dasselbe müßte dagegen die 2,15fache Länge erhalten, wenn die Toleranz nur 0,30 m betrüge.

Anm. 2. Wie hätten sich die Verhältnisse der Aufgabe umgestaltet, wenn, Eisefahr als ausgeschlossen vorausgesetzt,

¹⁾ $\mu = 0,75$.

statt des Übereichs Heberüberläufe eingebaut worden wären? (Die Kraftstation nütze ein Gefälle von mehr als 5 m aus.)

Lösung.

1. Dimensionierung des Heberüberlaufs.

Ein Heber wirkt bis zu 9 m Saughöhe. Nehmen wir 8,5 m an und 50% Wirkungsgrad des Hebers, was Gregotti¹⁾, Holl und andere als vorsichtig empfehlen, so ist die mittlere Fließgeschwindigkeit im Heber

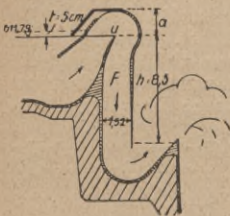
$$(21) \quad v = 0,50 \sqrt{2gh} = 0,5 \cdot 4,43 \cdot \sqrt{8,5} = 6,46 \text{ m/Sek.}$$

Bei 60 cbm ergibt dies $\frac{60}{6,46} = 9,29$ qm gesamten Heberquerschnitt und bei 2 Hebern eine Kantenlänge des quadratischen Querschnitts von $a = \sqrt{\frac{9,29}{2}} = 2,15$ m. Durch jedes Heberrohr gehen dann $\frac{60}{2} = 30$ cbm.

2. Bemessung der Dammhöhen im OW-Kanal.

Man legt die Überfallkante u des Heberüberlaufs (siehe Fig. 26) auf $\nabla 611,79$. Die Toleranz t beträgt bei den Hebern bekanntlich höchstens 5 cm. Die Kanaldämme brauchen somit am Wasserschloß mit ihrer Oberkante nicht höher zu liegen als $\nabla 611,79 + 0,05 + 0,50 = \nabla 612,34$ und am Kanaleinlauf, wie oben gefunden, auf $\nabla 612,90$, wie tatsächlich vorhanden (vgl. Fig. 22 auf S. 80).

Fig. 26. Heberüberlauf nach Gregotti.



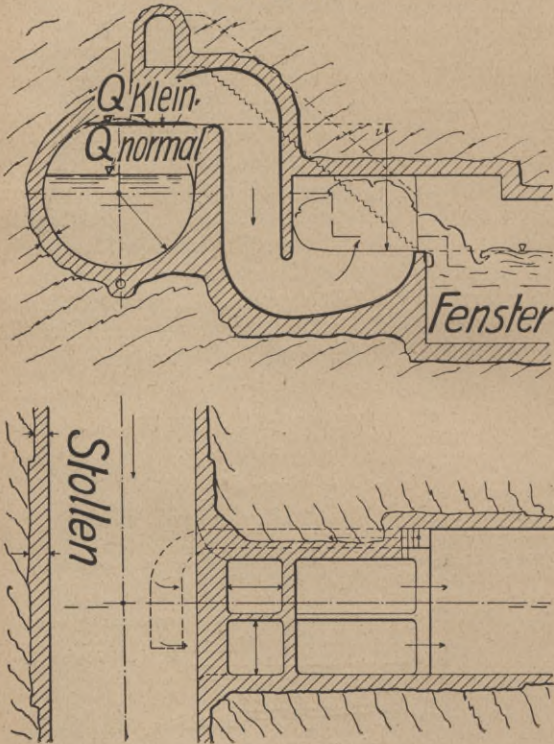
Man konnte sonach die behördlich zugestandene Toleranz besser ausnützen und ständig, auch bei Normalwasser, mit Stau auf 611,79 fahren, ohne Übereichbedingung!

¹⁾ Gregotti gibt an, daß für eine Erhebung des oberen Heberscheitels über den Wasserspiegel von $a < 0,40 h$ der Koeffizient μ der Bazinschen Formel $Q = \mu F \sqrt{2gh}$ (vgl. Fig. 26) veränderlich sei zwischen den Werten 0,30 bis 0,50. Heyn, Stettin, gibt für überschlägliche Rechnungen $\mu = 0,55$.

3. Zusammenfassung.

Bei Anwendung von 2 Heberüberläufen an der Station von 2,15/2,15 Querschnitt wären nicht nur die Kosten des Überfalls ganz bedeutend niedriger und die Leistung des Kraftwerks höher gewesen, sondern es hätten auch die vor-

Fig. 27. Stollen nebst Fensterüberlauf für $Q = 30 \text{ cbm}$.
Maße 1 : 300.



handenen Dammhöhen ausgereicht und die Katastrophe wäre vermieden worden¹⁾.

In Fig. 27 ist ein Heber veröffentlicht, welcher auch in kälteren Gegenden bei im Berginnern führenden Stollen als sog. Fensterüberlauf möglich ist (vgl. das Rechnungsbeispiel in § 6).

§ 13. Der Gefälleausgleich im Wasserschloß.

Aufgabe. An einer Hochdruckanlage befindet sich am Ende des 1116 m langen, aus einem Staubecken abzweigenden Druckstollens von 4 m Durchmesser und vom Querschnitt $f = 12,57$ qm ein Wasserschloß mit $F = 628,32$ qm Oberfläche. Wie groß ist die höchste Erhebung des Wasserschloßspiegels, wenn die Werkwassermenge plötzlich von $Q_1 = 37,7$ auf $Q_2 = 0$ cbm herabgeht und ein Überlauf nicht vorhanden ist? Rauigkeitskoeffizient in dem betonierten Stollen $k = 75$.

Lösung. Infolge der Entlastung wird der Wasserschloßspiegel in die Höhe geschwemmt, was den Stollenzufluß abbremst. Nach M. Mayr kann man diese Vorgänge rechnerisch folgendermaßen verfolgen.

In der Zeiteinheit muß laut Fig. 28 sein:

$$(22) \quad Q_2 \cdot dt = F \cdot dy + f \cdot v \cdot dt$$

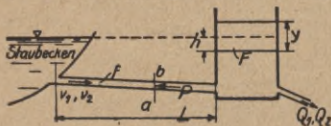
oder mit $Q_2 = 0$

$$(22') \quad F \cdot dy + f \cdot v \cdot dt = 0.$$

Nachdem der Wasserschloßspiegel sich um das

¹⁾ Unter der Einschränkung, daß das Klima oder die geschützte Lage Heberanwendung erlaubte (vgl. WA I, S. 88 ff.).

Fig. 28. Der Gefälleausgleich im Wasserschloß.



Maß y gehoben hat, herrscht in dem beliebigen Stollenquerschnitt $a b$ die Pressung:

$$p = \frac{P}{f} = (y - h) \cdot \gamma$$

oder mit

$$(23) \quad \begin{aligned} \gamma &= 1 \text{ t/cbm} \\ P &= (y - h) f, \end{aligned}$$

wobei h den „Reibungsverlust“ bedeutet.

Diese mit y und h veränderliche Kraft wirkt der Stollengeschwindigkeit v entgegen, also verzögernd. Eine Kraft ist aber auch definiert als Masse mal Beschleunigung, also mit $\gamma = 1$

$$(24) \quad P = m \cdot \frac{dv}{dt} = \frac{f \cdot L}{g} \cdot \frac{dv}{dt},$$

worauf aus (23) und (24)

$$dv = \frac{g}{L} (y - \beta \cdot v^2) dt$$

mit

$$\beta = \frac{1}{2g} + \frac{L}{k^2 \cdot R},$$

[R = Profilradius].

Aus (22) und (24) ergibt sich durch Elimination von v die allgemeine Differentialgleichung zwischen y und t :

$$(25) \quad \left\{ \begin{aligned} \frac{d^2 y}{dt^2} + 2\beta \cdot \frac{g}{L} \cdot \frac{Q_2}{f} \cdot \frac{dy}{dt} - \beta \cdot \frac{g}{L} \cdot \frac{F}{f} \left(\frac{dy}{dt} \right)^2 \\ + \frac{g}{L} \cdot \frac{f}{F} \cdot y - \beta \cdot \frac{g}{L} \cdot \frac{Q_2^2}{F \cdot f} = 0, \end{aligned} \right.$$

welche für plötzliche Entlastung wie Belastung gilt; bei Entlastung mit $Q_2 = 0$ ferner:

$$(25') \quad \frac{d^2 y}{dt^2} - \beta \cdot \frac{g}{L} \cdot \frac{F}{f} \cdot \left(\frac{dy}{dt} \right)^2 + \frac{g}{L} \cdot \frac{f}{F} \cdot y = 0.$$

Man kann diese Gleichungen allgemein integrieren, wenn man in $\left(\frac{dy}{dt}\right)^2$ zunächst ein $\frac{dy}{dt}$ konstant setzt; man hat dann eine lineare Differentialgleichung zweiter Ordnung mit konstanten Koeffizienten vor sich.

Rascher gelangt man zum Ziel nach dem Näherungsverfahren der sogenannten Intervallrechnung. Man führt in die Gleichungen (22) bzw. (22') und (24) statt der Differentiale dt , dy und dv die endlichen Differenzen Δt , Δy und Δv ein und hat demnach in unserem speziellen Fall der plötzlichen Entlastung das Gleichungssystem:

$$(26) \quad \left\{ \begin{array}{l} \Delta y = -\frac{f}{F} \cdot v \cdot \Delta t, \\ \Delta v = \frac{g}{L} (y - \beta \cdot v^2) \Delta t \end{array} \right\}.$$

Hiermit kann man die Intervallrechnung beginnen, indem man $\Delta t = 10$ Sekunden nimmt; man erhält so die Kurven der y und der v sehr genau¹⁾.

Noch einfacher und rascher gelangt man mit folgender Näherungsweise, aber immer noch genügend genau, zum Ziel.

Man rechnet zunächst die Zeitdauer T , das ist die Schwingungsdauer des Wasserschloßspiegels bis zum ersten Maximum (bzw. bei Belastung Minimum) nach der Näherungsformel

$$(27) \quad T = \left(1 + \frac{0,005 F}{f}\right) \cdot \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{F \cdot L}{f \cdot g}} \text{ Sekunden.}$$

¹⁾ Vgl. die in dieser Weise für Belastung durchgerechneten Beispiele von K. Pressel in Nr. 5 der Schweiz. Bauzeitung vom 30. Januar 1909, Band 53, Seite 57 ff.

Diese Anzahl Sekunden teilt man, je nach der Größe von T , in etwa 10 Teile Δt und führt dann mit diesen wenigen Δt die Intervallrechnung durch. Der weitere Verlauf der Schwingungskurve interessiert praktisch nicht mehr.

In Zahlen.

$$\frac{F}{f} = 50 \cdot \frac{g}{L} = \frac{9,81}{1116} = 0,00879.$$

$$\beta = \frac{1}{2 \cdot 9,81} + \frac{1116}{75^2 \cdot 1} = \left\{ \begin{array}{l} 0,0510 \\ + 0,1984 \end{array} \right\} = 0,2494.$$

Für $v = 3$ m (Beharrung) $h = 0,2494 \cdot 3^2 = 2,2446$.

$$T = 1,25 \cdot \frac{3,14}{2} \sqrt{\frac{50 \cdot 1116}{9,81}} = 148''.$$

Es werde nun gewählt etwa $\Delta t = 8$, also

$$\Delta t = \frac{T}{8} = 18'',5.$$

Nun Gleichung (30) und (31):

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta y = -0,3700 v, \\ \Delta v = 0,1626 y - 0,04056 v^2 \end{array} \right\}.$$

Ausrechnung tabellarisch mit Hilfe eines Dr.-Frank-Schiebers von 50 cm Länge.

Tab. 20. Intervallrechnung.

t Min., Sek.	y	$0,1626 y$	Δv	v	Δy	$-0,04056 v^2$ (vorher)
0' 00	2,2446	3,0000	-1,1100	-0,3650
18,5	1,1346	0,1846	-0,1804	2,8296	-1,0468	-0,3246
37	0,0878	0,0143	-0,3103	2,5193	-0,9322	-0,2574
55,5	-0,8444	-0,1373	-0,3947	2,1246	-0,7860	-0,1831
1' 14	-1,6304	-0,2651	-0,4482	1,6764	-0,6200	-0,1140
32,5	-2,2504	-0,3658	-0,4798	1,1966	-0,4428	-0,0581
51	-2,6932	-0,4377	-0,4958	0,7008	-0,2593	-0,0199
2' 09,5	-2,9525	-0,4799	-0,4998	0,2010	-0,2352	-0,0016
28	-3,1877	-0,5182	-0,5198	-0,3188	+	

Die größte Erhebung des Wasserschloßspiegels über das Staubeckenniveau beträgt auf Grund vorstehender Intervallrechnung 3,1877 oder rund 3,20 m.

Eine gute Kontrolle dieses y_{\max} erhält man nach Schmitt-henner und Haller durch die Näherungsformeln:

$$(28) \quad \text{Entlastung} \cdot y_{\max} = (v_1 - v_2) \sqrt{\frac{f \cdot h}{F \cdot g}} - \frac{h}{2},$$

$$(29) \quad \text{Belastung} \cdot y_{\min} = (v_1 - v_2) \sqrt{\frac{f \cdot h}{F \cdot g}} - \frac{h}{4},$$

worin bedeuten: v_1 anfängliche, v_2 schließliche Stollengeschwindigkeit im Beharrungszustand, f Stollenquerschnitt, F Wasserschloßoberfläche, L Stollenlänge, $g = 9,81$ m pro Sek., h Gefällsverlust im Stollen infolge Geschwindigkeits-erzeugung am Staubeckenauslauf und infolge Reibung am benetzten Umfang.

Die Gleichungen ergeben etwas zu große, ungünstige Werte und sind brauchbar, da die Unstimmigkeit gegen die genauere Rechnung nur wenige Prozent beträgt.

Im oben gerechneten Beispiel wird

$$y_{\max} = 3 \sqrt{\frac{12,57 \cdot 1116}{628,32 \cdot 9,81}} - \frac{2,24}{2} = 3,40 \text{ m rund}$$

oder um 6,3% zu ungünstig.

Anm. 1. Wie Prašil nachgewiesen hat, macht es nicht viel Unterschied, ob der Vorgang der Entlastung etwas langsamer oder schneller vor sich geht. Zum Beispiel für die Daten $L = 2760$, $f = 7,44$, $F = 500$, $R = 0,744$, $k = 71$, $v_1 = 2,02$, $h = 2,92$ und $Q_1 = 15$ cbm ergab sich bei einer Schlußzeit von

	10	100	200 Sek.
$y_{\max} =$	1,989	1,951	1,818 m
oder	100	98	93%.

Anm. 2. Die bisherigen Feststellungen beziehen sich auf Wasserschlösser hinter Stollen. Die Frage, wie hoch die höchste Erhebung in Wasserschlössern hinter offenen Kanälen ansteigt, harret noch der Untersuchung. Einstweilen muß folgende näherungsweise Berechnung angewandt werden. Es sei bis zur höchsten Erhebung h über den vorherigen

Beharrungsspiegel des Wasserschlosses im ganzen Oberkanal das Wasserquantum W mit der Masse m und der anfänglichen Geschwindigkeit v hereingeflossen und es liege der Schwerpunkt des hereingeflossenen Wasserquantums im Abstand $\frac{h}{3}$ über dem anfänglichen Spiegel, so besteht die Beziehung

$$(30) \quad \text{const} \cdot \frac{m v^2}{2} = W \cdot \frac{h}{3}$$

oder mit

$$m = \frac{W}{g}$$

$$\text{const} \cdot \frac{v^2}{2g} = \frac{h}{3},$$

woraus mit $\frac{v^2}{2g} = h'$ und $3 \cdot \text{const} = a$ folgt:

$$(31) \quad h = a h',$$

was in Worten besagt:

Die Maximalerhebung h ist ein Vielfaches der Geschwindigkeitshöhe h' . Bei einigen Messungen an trapezoidalen Kanälen von 1 und 1,5 km Länge hat der Verfasser gefunden für

$$\begin{array}{ccc} v = 1 & 2 & 3 \text{ m} \\ a = 21 & 9 & 4 \text{ „} \end{array}$$

oder, wenn h_r etwa den gesamten Gefällverlust im Oberkanal bedeutet, $h = 2 h_r$. Die Erhebung h scheint aber auch von der Länge des Oberkanals abzuhängen; darum ist bei Neuprojektierungen Vorsicht am Platze und lieber mit $h = 3 h_r$ zu rechnen.

Bei Vorhandensein eines Übersichts dagegen wird h nur so groß, als der Toleranz zur Abführung von Q am Übersichts entspricht.

§ 14. Ausfluß aus freien Öffnungen.

Bei Kanälen oder Rohrleitungen, welche von einem Werkgerinne abzweigen, interessiert zuweilen die Frage, wieviel Wasser bei ganz geöffneter Schütze im stationären Zustand maximal ausfließt.

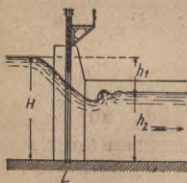
Ist in Fig. 29 L ein Leerauslaß aus einem Stausee oder einem Wasserschloß von der Tiefe H und sind die Leerschützen ganz offen, so fließt, mit den Bezeichnungen der Figur, auf die Breite 1 (senkrecht zur Zeichenebene) aus der Öffnung heraus die Wassermenge

$$(32) \quad Q = \frac{2}{3} \mu_1 h_1 \sqrt{2g h_1} + \mu_2 h_2 \sqrt{2g h_1} .$$

h_1 und h_2 seien nicht durch Messung bekannt; wie werden sie sich einstellen, vorausgesetzt, daß der Abfluß ständig durch den Zufluß ersetzt wird?

Über den Gegenstand dieser Aufgabe ist das letzte Wort

Fig. 29. Ausfluß aus freien Öffnungen.



noch nicht gesprochen. Obwohl offenbar eine Maximumaufgabe vorliegt, so sieht man doch bald, daß eine entsprechende Behandlung der Gleichung (32)¹⁾, etwa mittels Differentiation nach h_1 , nicht zum Ziele führt. Dagegen kann man folgendermaßen rechnen.

Die im Querschnitt h_2 (die Breite sei 1) fließende Menge ist nach Bernoulli

$$(33) \quad \begin{aligned} Q &= Fv = h_2 \sqrt{2g h_1} \quad \text{oder} \\ Q &= (H - h_1) \sqrt{2g h_1} . \end{aligned}$$

Läßt man nun nach Flamant²⁾ das Prinzip der maximalen Ausflußmenge zu, so ergibt sich:

¹⁾ Von Bornemann; Forchheimer mißtraut ihr, vgl. dessen *Hydraulik* 1914, S. 303.

²⁾ Vgl. Flamant, *Hydraulique-Paris* 1891, S. 96 ff.

$$\frac{dQ}{dh_1} = 0 = \frac{d}{dh_1} \sqrt{2g} \left\{ H h_1^{1/2} - h_1^{3/2} \right\}$$

$$\frac{H}{2} h_1^{-1/2} - 3/2 h_1^{1/2} = 0$$

$$h_1 = \frac{H}{3}$$

Die größte Wassermenge, die also nach dieser dem Gaußschen Prinzip der größten Wirkung beim kleinsten Zwange huldigenden Auffassung ausströmen muß, hätte dann den Wert $Q = \frac{2H}{3} \sqrt{2g} \cdot \frac{H}{3} = \frac{2}{9} \sqrt{3} H \sqrt{2gH}$ oder

$$(34) \quad Q = 0,385 H \sqrt{2gH}.$$

Die Zahl auf der rechten Seite dieser Gleichung (34) ist als der „allgemeine Beiwert des vollkommenen Überfalls“ zu bezeichnen und wird von den einen m , von den anderen $\frac{2}{3} \mu$ genannt, μ ist der „besondere“ Beiwert.

Bazin fand in der Tat für ein gemauertes Wehr mit schwach gerundeten Kanten, das in der Fließrichtung etwa so lang wie H war, $m = \frac{2}{3} \mu = 0,37$ bis $0,39$, also eine ausgezeichnete Übereinstimmung mit (34)¹⁾.

Rechnung und Erfahrung liefern daher beide den Satz: Das Maximum der Wassermenge fließt aus, wenn die Druckhöhe ein Drittel der Gesamthöhe beträgt.

§ 15. Zur Berechnung von Sturzbetten.

Die Sturzbetten in Leerschußkammern, hinter Wehren und Talsperren gehören zu denjenigen Bauteilen einer Wasserkraftanlage, welche am meisten der Erneuerung bedürfen. Ähnlich wie die Uferdeckwerke von den Wellenschlägen der Meeresbrandung werden sie früher oder später von der lebendigen Kraft der abstürzenden Wasser-

¹⁾ Bazin, Expériences nouvelles . . . S. 60f.

massen zerstört, besonders wenn diese mit Fremdkörpern, Sand, Kies usw. verunreinigt sind. Es ist ein Irrtum, wenn man glaubt, daß sogenannte Wasserpolster, wie man sie häufig mit zwei bis vier Metern Stärke ausgeführt sieht, die Stoßkraft des auftreffenden Wasserstrahls wesentlich abmindern können; der Augenschein lehrt, daß selbst bei 4 m Tiefe des Wasserkissens ein von großer Höhe herabfallender Strahl beinahe in unveränderter Stärke bis auf den Grund des Sturzbettes hinunterschießt. Die Wasserbedeckung über dem Sturzboden weicht fast widerstandslos zur Seite aus. Einen wirksamen Widerstand gegen herabstürzende Wassermassen kann das andere Wasser nur dann bieten, wenn es selbst in lebhafter Bewegung sich befindet, mit viel kinetischer Energie begabt ist. Wenn es also gelingt, etwa mittels Umläufen usw., dem fallenden Wasser die Energie möglichst aufwärts gerichteter Wasserstrahlen von großer Geschwindigkeit entgegenzusetzen, so wird dies zu einer ausgiebigen Vernichtung der überschüssigen Wasserkraft viel beitragen.

Wo derartige Bauanordnungen unmöglich sind, bleibt nichts übrig, als unter Vermeidung von zu großer Strahlstärke (z. B. bei zu engen Leerschützen) und gefährlicher Fallhöhe das Sturzbett so zu dimensionieren, daß es dem Wasseraufprall standhält. Man trifft hier (abgesehen von der teuren Auspanzerung) zweierlei bewährte Konstruktionen der Sturzbettbedeckung an, nämlich

Dielenbelag auf verankerten, in einfachen Fällen auch bloß einbetonierten, konischen Lagerhölzern oder besten Portlandzementputz mit Drahtgeflecht-einlage.

Der erstere hat den Vorzug der größeren Elastizität

und leichteren Auswechselbarkeit. Bei beiden Anordnungen ist es zum Schutz gegen die Einwirkungen von Frost und Sonnenbestrahlung nötig, für dauernde Wasserbedeckung von 1 bis 2 m über dem Sturzboden zu sorgen. In diesem Sinne ist also ein Wasserkissen mäßiger Tiefe berechtigt. Ist das Wasser viel mit Sand, Eis usw. untermischt, so ist Holz die einzig mögliche Sturzbettbedeckung, weil Reparaturen hierbei am raschesten und einfachsten ausgeführt werden können.

Die Berechnung solcher Sturzbetten ist schon auf verschiedene Weise versucht worden¹⁾, einfach ist folgende Behandlung, welche mit der Erfahrung im Einklang steht.

Könnte der von der Höhe h auf den Sturzbettquerschnitt F treffende Wasserstrahl in Ruhe befindlich gedacht werden, so wäre in diesem Zustand der spezifische Druck der h m hohen Wassersäule auf dem Sturzbett $p = \gamma h$. Da nun die Wassersäule sich bewegt, der von ihr getroffene Teil des Sturzbodens aber nicht, und statt einer einzigen eine ununterbrochene Folge solcher Wassersäulen, ein Wasserstrahl, gegen jenen Plattenteil sich bewegt, so kann man die Sache so auffassen, als ob der Plattenteil durch den Wasserstrahl zu bewegen versucht würde und der Bewegung seinen Trägheitswiderstand entgegensetzt. Es muß aber offenbar auf dasselbe herauskommen, wenn man den Plattenteil in Bewegung befindlich und den Trägheitswiderstand vom Wasserstrahl ausgeübt denkt. Nach bekanntem Satz aus der Physik ist dieser Trägheitswiderstand äußerstenfalls gleich dem doppelten Gewicht der Wassersäule, also die gesuchte gefährlichste Beanspruchung des Sturzbodens

$$(35) \quad p = 2\gamma h.$$

¹⁾ Z. B. Zentralbl. f. Bauv. 1909, S. 331 ff.

Mit der so berechneten¹⁾ zulässigen Beanspruchung sollte, nach Erfahrungen an ausgeführten Beispielen, bei den beiden obengenannten Konstruktionsmaterialien nicht über 2 kg/qcm hinausgegangen, eher zur Sicherheit darunter geblieben werden, damit die eingangs genannten Reparaturen, die übrigens, namentlich bei Holz, auf die Dauer niemals ausbleiben, nicht allzuhäufig eintreten.

§ 16. Druckrohrleitungen.

Druckrohrleitungen führen das Werkwasser vom Wasserschloß zu den Turbinen.

Das Material der Rohre ist gewöhnlich Eisen oder Stahl; neuerdings wird, bei nicht zu hohen Gefällen, auch spiralarmierter Eisenbeton angewendet. Bemerkenswert ist die von Riehl, Innsbruck ausgeführte Betondruckrohrleitung des Schnalstalwerkes mit 313 m Gefälle, wobei ein 7 mm starkes Eisenrohr gleichsam als Lehre in das Innere des Betons eingelagert wurde. In holzreichen Gegenden des Auslandes wird zuweilen Holz als Baumaterial der Druckleitungen verwendet.

Das Rohrmaterial bewirkt für die hydraulische Berechnung einen Unterschied in den sog. Rauigkeitsgrad der Wandungen, vgl. die Tabelle 17 im § 6 dieses Bändchens. Bei Metallrohren ist die Rauigkeit verschieden, je nach dem Vorhandensein und der Beschaffenheit der Ränder. Genietet Rohrleitungen wurden früher ausschließlich verwendet; mit dem Fortschritt der Schweißtechnik, für welche Rohre bis zu ungefähr $1\frac{1}{2}$ m Durchmesser nichts Ungewöhnliches

¹⁾ Zu demselben Resultat kommt, auf dem Wege über die „Bewegungsgröße“, Marum a. a. O., welcher angibt $\frac{P}{F} = \frac{\gamma \cdot v^2}{g}$. Letzteres ist nichts anderes als $2\gamma h$.

mehr sind, verschwindet die Nietung immer mehr, weil sie infolge des größeren Reibungsverlustes größere Gewichte und Durchmesser verlangt. Wenn die Blechstärke 30 mm überschreitet, müssen geschweißte Rohre verwendet werden. Um beim Bahn- und Achsentransport zwei oder mehrere Rohre ineinander stecken zu können, werden die Druckleitungen mit gegen die Turbinestation stufenweise abnehmendem Lichtdurchmesser ausgeführt; dies ist bei der Berechnung des Rinnverlustes zu berücksichtigen.

Die Berechnung des Rinnverlustes ist in großen Zügen im § 7 dieses Bändchens gegeben, woselbst auch eine einfache Berechnung des wirtschaftlich günstigsten Rohrdurchmessers gezeigt ist.

Die Berechnung der Blechstärke erfolgt so, daß man sich an der zu untersuchenden Rohrbahnstelle einen Meter Rohr herausgeschnitten denkt (siehe Fig. 30), und dann für die Fuge $m n$ die Beziehung anschreibt:

$$= \frac{\text{Zulässige Beanspruchung auf Zerreißen} \\ \text{größter bei Regulierperioden auftretender Wasserdruck}}{\text{Blechquerschnitt } m n}$$

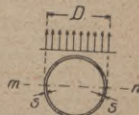
oder, mit den Buchstaben der Figur:

$$k_z = \frac{H_{\max} \cdot D}{2s}$$

Für k_z läßt man, bei bestem Siemens-Martin-Stahl von 38—40 kg pro Quadratmillimeter Bruchfestigkeit und 24% Dehnung, für Nietrohre 700 und für Schweißrohre 800 kg pro Quadratcentimeter zu. Zu dem sich ergebenden s pflegt man 1 mm wegen Abrosten zuzuschlagen.

Die maximale Drucksteigerung

Fig. 30.



berechnet sich folgendermaßen. Wird in einer Rohrleitung der Länge h und Niveaudifferenz H eine mit der Geschwindigkeit v sich bewegende Wassersäule mit der Schlußzeit T auf die Geschwindigkeit 0 abgebremst, so besteht die Beziehung:

$$\left(\begin{array}{l} \text{potentielle oder La-} \\ \text{genenergie, zu welcher} \\ \text{das Wasser wieder} \\ \text{emporsteigen könnte} \\ \text{infolge der plötzlichen} \\ \text{Absperrung} \end{array} \right) \approx \frac{n \text{ fache lebendige Kraft}}{\text{Schlußzeit } T}$$

mit Buchstaben:

$$h_s \cdot Q = \text{ca. } 3 \cdot \frac{M \cdot v^2}{2} \cdot \frac{1}{T}$$

$$\left[M = \frac{Q}{g}; \quad v = \frac{Q}{f}; \quad Q = Lf \right]$$

$$(35) \quad h_s = \text{ca. } 1,5 \cdot \frac{L \cdot v}{g \cdot T} \approx 0,15 \cdot \frac{Lv}{T} \text{ } ^1).$$

Gewöhnlich gibt man h_s in Prozenten des Nettogefälles H_{netto} der eisernen Druckleitung an und schreibt:

$$(35') \quad \frac{h_s \cdot 100}{H} = \text{Prozentzahl} = 15 \cdot \frac{L \cdot v}{H \cdot T}.$$

Erfahrungsgemäß werden Druckregulatoren nötig, sobald die Zahl (35') den Wert 50% überschreitet.

Es ist ferner

$$(36) \quad H_{\text{max}} = H + h_s.$$

Für dauernd gleichmäßiges Funktionieren des elektrischen Teils der Anlage ist es erwünscht, daß möglichst kleine Tourenschwankungen und Schwankungszeiten

¹⁾ Vgl. Budau, Druckschwankungen in Turbinenzuleitungen.

auftreten, der Beharrungszustand soll möglichst rasch wiederkehren, und die Schlußzeiten und Öffnungszeiten der Turbinenregulatoren sind daher kurz zu bemessen. Zwischen diesen Zeiten, den Schwungmassen der rotierenden Maschinenteile und der Größe der Druckschwankungen besteht folgender Zusammenhang:

Kurze Regulierzeiten geben große Druckschwankungen, aber kleine Schwungmassen;

lange Regulierzeiten geben kleinere Druckschwankungen, aber große Schwungmassen.

Wo angängig, sollte unmittelbar hinter jedem Punkt, an welchem die Rohrleitung verankert ist, eine Ausdehnungsverbindung angebracht werden, gewöhnlich bestehend aus einer Stopfbüchse mit Stopfbüchsenbrille; zur Dichtung dient ein besonderes, gefettetes Hanfseil.

Man unterscheidet Axial- und Radialverankerungen. Erstere sollen Kräfte aufnehmen, welche in Richtung der Rohrachse wirken, also die axiale Gewichtskomponente des Rohrstranges, Temperaturspannungen, Kräfte infolge Reduktion des Rohrdurchmessers, Wasserdruck gegen den Ring der Expansionsverbindung, Reibung in der Expansion; die letzteren müssen denjenigen Kräften Widerstand leisten, welche radial zur Rohrachse auftreten können. Die vom Wasserdruck herrührenden Radialkräfte berechnet man rasch und genügend genau graphisch. Man trägt im Knickpunkt *A* bzw. *B* den größten auf den Rohrquerschnitt möglichen Wasserdruck

$$(37) \quad W_1 \text{ bzw. } W_2 = \frac{\pi D^2}{4} \cdot H_{\max},$$

wie in Fig. 31 geschehen ist, auf und erhält aus dem Kräftepolygon die Kräfte S_1 bzw. S_2 , denen die Verankerung

widerstehen muß. Die Verankerungsklötze werden für sämtliche Rohre der Rohrbahn als gemeinsamer Körper ausgeführt.

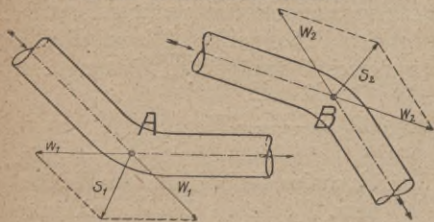
Zwischen den Verankerungspunkten befindet sich je noch eine größere Anzahl sogenannter Gleitsättel, das sind kleine Betonblöcke, welche die einzelnen Rohre etwa alle 5—10 m unterstützen. Diese Blöcke reichen nicht über die Breite der Rohrbahn hinweg, sondern werden für jedes Rohr getrennt hergestellt. Die Gleitsättel sind innen recht glatt zu machen, damit Längsbewegung möglich ist.

Die Stöße der genieteten Rohre werden entweder durch Zusammenstecken, ähnlich wie bei Ofenrohren, hergestellt, oder es werden die einzelnen Baulängen mit den abgehobelten Kanten stumpf gegeneinander gestoßen und mit übergelegten Laschen vernietet oder besser durch aufgenietete Winkelflanschen verschraubt. Bei geschweißten Rohrleitungen nimmt man wegen der leichten Demontage lose Flanschen und vorgeschweißte Bunde. Hier gibt es verschiedene Ausführungsformen, worüber bei Spezialfirmen das Nähere zu erholen ist.

Die Baulängen wechseln je nach der Transportmöglichkeit zwischen 5 und 10 m.

An Ausrüstungsteilen können bei Rohrbahnen

Fig. 31. Rohrbahnknickpunkte.



vorhanden sein:

Reinigungsstutzen oder Domlöcher, den Rohrquerschnitt absperrende Schieber oder Drosselklappen, die entweder automa-

cisch (z. B. nach dem Typ der von Rollschen Eisenwerke in Bern) oder durch elektrische Fernschaltung oder von Hand betätigt werden, Sicherheitsventile, Brechplatten, Nebenarlässe, Windkessel, Standrohre. Über all dies vergleiche die Spezialliteratur.

Als Hilfsmittel bei der Montage der Druckleitungen dient gewöhnlich eine Drahtseilbahn.

Die gesamte Rohrbahn ist gut zu entwässern; zuweilen wird die ganze Rohrleitung eingefüllt, wie dies, mit Rücksicht auf Einfrieren, bei der Wasserkraftanlage Adamello geschah, welche meist nur 8 Stunden im Betrieb ist.

Auch bei Rohrbahnen können dieselben „besonderen Bauten“ vorkommen, wie an offenen Werkkanälen, siehe WA I, § 17. Es ist nicht selten möglich, bei Brücken als tragendes Glied die Druckrohre selbst auszubilden.

§ 17. Zur Berechnung von Schützenanlagen.

Bezüglich der hydraulischen Berechnungen vergleiche die §§ 7 und 14 in diesem Bändchen.

1. Bei hölzernen Schützen kommt es darauf an, die Stärke der untersten Bohle zu kennen. Ist p die spezifische äußerst zu berücksichtigende Wasserpressung auf den untersten Schützenstreifen von der Höhe der Längeneinheit, ferner b die Lichtweite der Schützöffnung und σ die größte zulässige Beanspruchung des Holzes, so erhält man die unterste Bohlenstärke allgemein zu

$$(38) \quad \delta = 0,866 b \sqrt{\frac{p}{\sigma}}.$$

Beweis. Aus $M = \sigma W$ kommt $\frac{p b^2}{8} = \frac{\sigma \cdot \delta^2}{6}$, woraus δ .

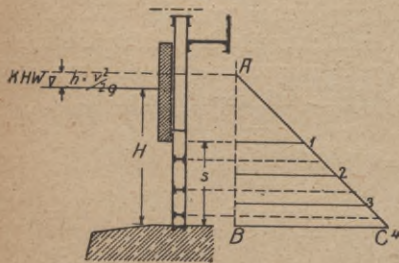
Für Tannenholz läßt man $\sigma = 60$, für Kiefern 75, für Eichen bis zu 90 kg/qcm zu. Bei kleineren Schützen macht man die übrigen Bohlen ebenso stark wie die unterste, bei größeren Verhältnissen stuft man in zwei, seltener mehr Stärken ab. Übersteigt δ den Wert von 25 cm, so muß man Eisenträger verwenden.

2. Die Aufgabe, die Höhenlage dieser eisernen Schützenträger zu ermitteln, löst man in einfacher Weise graphisch. Ist h die größte Wasserhöhe, welche eintreten kann (zur Sicherheit rechnet man die Geschwindigkeitshöhe $\frac{v^2}{2g}$ hinzu), und ist die Schützhöhe s , so trägt man, wie in Fig. 32, das Wasserdruckdreieck ABC auf und teilt die auf s entfallende Druckfläche in so viel gleiche Teile, als die Anzahl der Träger beträgt, die man verwenden will. Die Schwerlinien der Flächen 1, 2, 3 usw. zeigen die Höhenlage an, welche die Eisenträger erhalten müssen, um sämtlich gleichmäßig beansprucht zu sein. Die Dimensionierung der Träger gehört in die Statik.

3. Die Konstruierung der Schützenwindwerke wird am besten der Maschinenfirma überlassen. Die wichtigsten Angaben für die Berechnung sind die folgenden.

Die größte Hubgeschwindigkeit der Schützen soll 1 m pro Minute betragen, bei großen Verhältnissen geht man bis auf 80 cm herab. — Für Handbetrieb beträgt die Kurbelgeschwindigkeit $\frac{1}{2}$

Fig. 32.



bis 1 m und der Druck, den ein Arbeiter an einer Kurbel ausübt, 15 bis 20 kg; desgleichen bei 2 Arbeitern und einer Kurbel 20 bis 30 kg, und bei 2 Arbeitern und 2 Kurbeln 40 bis 60 kg. Die vorderen Zahlen gelten für stundenlange, die anderen für vorübergehende Benützung. Ein Mann leistet demgemäß

$\frac{1}{10}$ bis $\frac{1}{4}$ PS. — Übersteigt das Verhältnis $\frac{\text{Kraftmoment}}{\text{Lastmoment}}$

oder die sog. Übersetzung den Wert 1:5, so sind Vorgelege anzuordnen. — Die Übersetzung jedes einzelnen Zahnradvorgeleges, also das Verhältnis ihrer Zähnezahlen oder ihrer Durchmesser, soll 1:5 nicht übersteigen. — Die Übersetzung eines Schraubenvorgeleges ist gleich dem reziproken Wert der Zähnezahl des Schraubenrads. — Ein Schraubenrad ist selbstsperrend, wenn die Steigung der Schraubenwindungen weniger als $\frac{1}{10}$ beträgt. — Die Teilung eines Zahnrads ist gleich seinem Teilkreisdurchmesser dividiert durch die Zähnezahl. Sie wird gewöhnlich berechnet mit Hilfe des am Eingriff wirksamen Kraftmoments M aus der Formel:

$$(39) \quad t = \sqrt[3]{\frac{2\pi \cdot M}{c \cdot \psi \cdot z}},$$

worin bedeuten t Teilung, z Zähnezahl, ψ das Verhältnis

$$\frac{\text{Zahnbreite}}{\text{Teilung}} \quad \text{und} \quad c = \frac{1}{6} \frac{\beta^2}{\alpha} k_b$$

(k_b zulässige Biegungsbeanspruchung des Materials,

$$\alpha = \frac{\text{Zahnhöhe}}{\text{Teilung}}, \quad \beta = \frac{\text{Zahnfußstärke}}{\text{Teilung}}). \quad (40)$$

Mit der zulässigen Biegungsbeanspruchung kann bei Zahnradern und Zahnstangen aus bestem Gußeisen bis

300, aus Phosphorbronze bis 500 und aus Stahlguß bis 700 kg/qcm gegangen werden.

Die Größe der Kraftleistung, welche zum Anheben der Schütztafel aus ihrer tiefsten Lage äußerstenfalls notwendig ist, ermittelt sich folgendermaßen. Es muß sein

die zu leistende Arbeit = Arbeit gegen die Schwere S + Arbeit gegen die Reibung R + Arbeit gegen den Trägheitswiderstand T oder in Buchstaben

$$\begin{aligned} A &= (S + R + T) \cdot v \cdot \frac{1}{\eta} && \text{mt bzw.} \\ (41) \quad &= (S + R + T) \cdot v \cdot \frac{1}{\eta} \cdot \frac{1000}{75} && \text{PS} \end{aligned}$$

(v Hubgeschwindigkeit, η Gesamtwirkungsgrad des Schützenwindwerks).

Die Größen in (41) ergeben sich wie folgt.

Die Schwere des Schützen ist

$$S = b \cdot h_0 \cdot \delta \cdot \gamma$$

(b Tafelbreite, h_0 Tafelhöhe, δ Tafelstärke, γ spezifisches Gewicht des Holzes).

Mit $\gamma = 0,5$ und Formel (38) dieses Paragraphen kommt

$$S = 0,433 h_0 b^2 \sqrt{\frac{p}{\sigma}}$$

oder, wenn $p =$ der äußersten wirksamen Wassertiefe t und $\sigma = 600$ t/qm gesetzt wird,

$$= 0,018 h_0 b^2 \sqrt{t}.$$

Die Schützenreibung beträgt

$$R = b \cdot W \cdot f$$

($W =$ Wasserdruck, f Reibungskoeffizient).

Mit $W = \frac{t^2}{2}$ und $f = 0,50$ (Sand auf den Reibstellen oder Schützen vereist) wird

$$R = 0,25 b t^2.$$

Den Trägheitswiderstand übt sowohl der Schütz selbst, als auch die darüberstehende Wassermasse aus. Er ist also mindestens gleich dem Schützgewicht S , wozu noch das Gewicht S_1 jener Wassermasse kommt, die über dem Schütz liegt und je nach der Tiefenlage der Schütztafel variiert. Es ist also die notwendige Kraftleistung beim Anheben

$$(42) \quad A = (2S + S_1 + 0,25 b t^2) v \cdot \frac{1}{\eta} \cdot \frac{1000}{75} \text{ PS.}$$

Setzt man hier $S_1 = S$ und, für eine mittlere Anzahl Vorgelege nebst Schneckengetriebe $\eta = 0,27$, ferner $v = \frac{v \text{ (Minute)}}{60}$, so wird (42) nach einigen Abrundungen

identisch mit der von Holl a. a. O. gegebenen Näherungsformel der notwendigen Motorleistung

$$(43) \quad A = (h_0 b \sqrt{t} + 4,8 t^2) \frac{v_{\min} \cdot b}{20} \text{ PS.}$$

Außer dem elektrischen Antrieb muß in jedem Fall auch Handantrieb vorgesehen werden. Entweder ordnet man hierbei, wenn man nicht jede Schützenöffnung mit eigenem Motor versehen will, für den elektrischen Antrieb eine durchlaufende Transmissionswelle an, auf welche ein oder zwei Motoren treiben, oder man wählt einen fahrbaren Motor, wie dies z. B. bei der Werkanlage Aue¹⁾ in der Schweiz in vorbildlicher Weise geschehen ist. Elektrisch angetriebene Schützen müssen

¹⁾ Escher, Wyß & Cie., Zürich.

stets mit selbsttätigen Endausschaltern versehen sein, um Beschädigungen zu vermeiden, für den Fall, daß der bedienende Wärter den Strom nicht rechtzeitig abstellt.

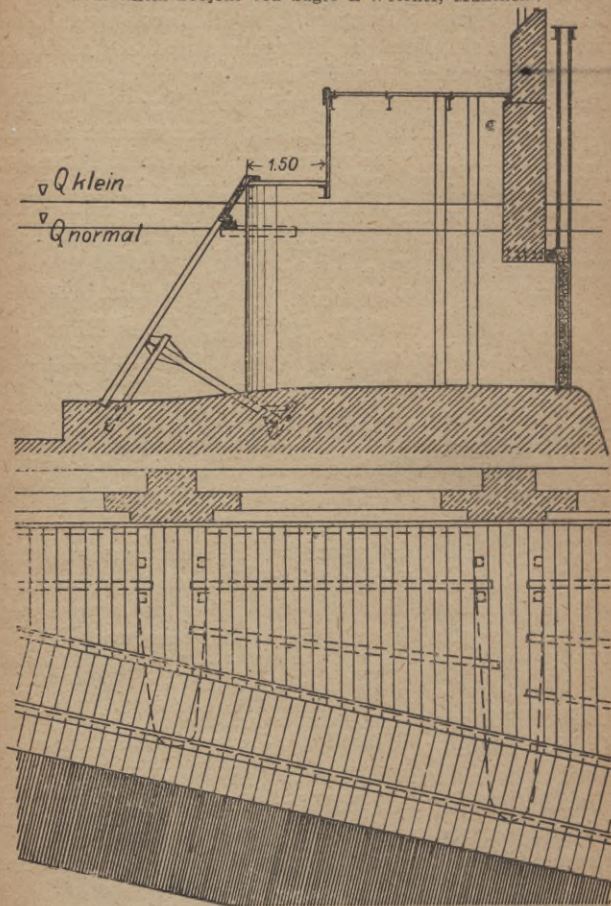
§ 18. Rechenanlagen.

Man unterscheidet Grob- und Feinrechen.

Die Grobrechen werden gewöhnlich vor den Entnahmestellen der Wasserkraftanlagen, den Einlaufbauwerken, aufgestellt, wenn Eindringen von Verunreinigungen, Treibholz, Eis usw. in den Werkkanal zu befürchten ist. Sie bestehen aus starken eisernen oder hölzernen Stäben mit einer Lichtweite von 10 bis 30 cm. In Gegenden mit viel Eisgefahr sollen die Stäbe des Grobrechens nur aus Holz bestehen, weil das Eisen die Kälte aus der Luft anzieht und die Eisbildung fördert. Am Grobrechen ordnet man eine Bedienungsbrücke an mit einer Laufschiene, an welcher Flaschenzüge angehängt werden können; mit diesen kann man einzelne Rechenstäbe oder Rechenfelder zum Reinigen hochziehen, auch zur Beseitigung von angeschwemmten Baumstrüngen usw. erweisen sich die Flaschenzüge nützlich.

Die Feinrechen werden innerhalb der Werkgerinne, vor Tunnel- und Stolleneingängen und im Wasserschloß angebracht. Der Wasserschloßfeinrechen heißt auch Turbinenrechen. Er ist, in der Tat, einer der wichtigsten Bestandteile der Wasserkraftanlage. Von seiner richtigen Anordnung und Instandhaltung hängt die Lebensdauer des Turbinenbetriebes wesentlich ab. Dieser Rechen soll so angeordnet sein, daß er, ohne viel Gefälle zu verzehren, alle störenden Fremdkörper von der Turbine fernhält. Die am Rechen zurückgehaltenen Wasserverunreinigungen sollen sich leicht und

Fig. 33. Feinrechen in Gegenden mit Eisefahr.
(Aus einem Projekt von Sager & Woerner, München.)



rasch wegschaffen lassen, eine gute Reinigungsmöglichkeit ist Haupterfordernis. Die Reinigung von Hand ist für gewöhnlich das Einfachste und Sicherste, nur bei sehr großen Verhältnissen erscheint maschinelle Reinigung vorzuziehen, weil sonst zuviel Personal nötig wäre (WA Augst-Wyhlen). - Eine empfehlenswerte Anordnung eines Turbinenrechens, die sich leicht reinigen läßt, zeigt die Fig. 33. Diese Konstruktion ist für Gegenden mit kalten Wintern angezeigt; die obere Partie der Rechenfläche besteht aus Holz, um möglichst wenig Kälte aus der Luft abzuleiten.

Wie am Rechen der Durchtrittsquerschnitt des Wassers berechnet wird, ist in § 7 dieses Bändchens gezeigt. Für die statische Berechnung der Konstruktion legt man gewöhnlich die Annahme zugrunde, daß der Rechen auf der einen Seite vollständig mit Eis oder anderen Verunreinigungen verlegt ist, so daß er kein Wasser mehr durchläßt; in diesem Falle soll dem einseitigen Wasserdruck noch standgehalten werden.

Ein verbreiteter Irrtum bei Rechenanordnungen ist die Meinung, als ob der schiefere Rechen gegenüber dem weniger geneigten an Gefällsverlust etwas erspare. Die Summe des Gefällsverlustes ist für ein und dieselbe Kanalbreite stets gleich groß, ob der Rechen mehr oder weniger schief oder gar senkrecht zur Kanalachse liegt. Die Schieflegung hat aber praktische Gründe. Im Aufriß muß sie stattfinden, weil die Reinigung erleichtert wird, und im Grundriß ist eine geringe Neigung zu dem Zweck nützlich, weil bei der Ablenkung der Wasserströmung aus ihrer Richtung das Schwimmzeug an den Rechenstäben hängen bleibt und nicht so leicht mit durchgerissen wird.

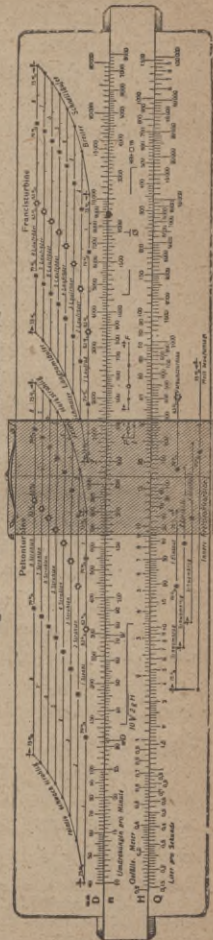
Übliche Lichtweiten der Feinrechen sind 20—30 mm, bei einer Dicke der Stäbe von 8—12 mm.

§ 19. Das Notwendigste aus der Turbinenprojektierung.

Wer irgend mit der Durchführung eines Wasserkraftunternehmens zu tun hat, wie z. B. der mit der Aufstellung oder Prüfung eines generellen Wasserkraftentwurfes beauftragte Techniker, oder der Industrielle, der die Verwertung einer Wasserkraft beabsichtigt, ist hierbei oft genötigt, schon aus den allgemeinen Daten der Kraftstufe rasch sich ein ungefähres Bild von den Wasserturbinen und der Kraftstation zu machen.

Für solche Aufgaben bietet der Hollschieber (Fig. 34) ein gutes und einfach anzuwendendes Hilfsmittel. Er gibt, sobald von der Wasserkraft die Turbinenkonstituenten Q und H bekannt sind, zu diesen Größen und einer angenommenen Tourenzahl der Maschinen mit einem Griff System, Art, Wirkungsgrad der bestmöglichen zugehörigen Turbine; mit einem weiteren Griff erhält man auch die Größe des Turbinenlaufrades und damit also

Fig. 34. Holls Turbinenrechenchieber.



ein ungefähres Bild der ganzen Turbine und der Turbinenstation überhaupt. Durch den Schieber ist natürlich die Rückfrage bei der Turbinenfabrik nicht ersetzt, aber zu deren Angaben bietet er eine gute Kontrolle. Der hauptsächlichste Gebrauch des Hollschiebers, welcher aber noch für eine ganze Menge anderer Rechenmanipulationen der Wasserkraftprojektierung verwendbar ist¹⁾, ist am besten aus einem Beispiel zu ersehen.

Elektrizitätswerk Kubel, St. Gallen.

Für eine Turbineneinheit waren gegeben die Wassermenge $Q = 2,74$ cbm bei einem Gefälle von $H = 87$ m. Was für Turbinen waren hierfür am günstigsten?

1. Man stellt auf der Vorderseite des Schiebers über $Q = 2740$ das $H = 87$ und findet, daß man bei Tourenzahlen n über 300 noch Francisturbinen bekommt. Bei $n = 500$, was wirklich zur Ausführung kam, zeigt der Schieber für eine Einrad-Francisturbine (Linie mit der Bezeichnung „Ein Laufrad“): $\eta = 82\%$. (Die Versuchsmessung an der neuen, von Escher-Wyß in Zürich erbauten Turbine ergab sogar $83,5\%$).

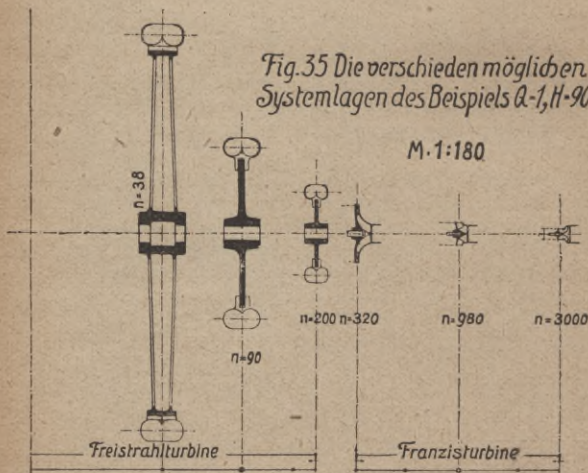
2. Stellt man weiter über 87, auf Skala Q genommen, das $n = 500$ ein, und geht im kleinen Hilfsbildchen bei $\eta = 82\%$ links von dem großen Mittelstern senkrecht hoch, so findet man einen Laufraddurchmesser von $D = 1$ m.

Mit den bisherigen Daten ist nun ein klares Bild von Art und Größe der Turbine und damit indirekt auch von der ganzen Kraftstation gegeben.

¹⁾ Näheres siehe in der „Anleitung“ von Holl, 2. Auflage, Oldenbourg, München 1910, sowie bei Rümelin, Haupttypen der Wasserkraftstationen, von Zahn & Jaensch, Dresden 1913.

Die Zahl, welche bei der ersten dieser beiden Manipulationen über n auf der Skala D steht, ist die sog. Systemziffer oder Charakteristik der Turbine. Wie die Teilung D auf dem Schieber ausweist, kommen Systemziffern von 0,40—22,50 beim Freistrahlsystem und von 12,00—290,5 beim Francissystem vor. Welche verschiedenen Systemlagen für ein und dieselben Konstituenten $Q = 1$ cbm oder, was dasselbe, 1000 Sekundenlitern, und $H = 90$ m bei verschiedenen Tourenzahlen sich ergeben, ist aus Fig. 35¹⁾ zu ersehen. (Man sieht aus dieser Darstellung unter anderem auch, daß die Freistrahlturbine relativ großen Materialaufwand bedingt, vgl. WA I, § 5.)

¹⁾ Aus Holls „Anleitung“, 2. Aufl., S. 94.



Die vom Hollschieber angewendete Charakteristik lautet:

$$(44) \quad S = \frac{n \sqrt[4]{Q}}{\sqrt[4]{H^3}} ;$$

sie ist, weil nur aus den gegebenen Größen Q , H und n (Tourenzahl) bestehend, einfacher als die vielfach übliche Charakteristik

$$n_s = \frac{n}{H} \sqrt{\frac{N}{\sqrt{H}}} ;$$

denn es braucht nicht erst der Wert N ausgerechnet zu werden. Trotzdem hat sich n_s eingebürgert.

$$(45) \quad \text{Zum Vergleich: } S = \frac{1}{\sqrt[4]{10}} n_s .$$

Zur Angabe „Verbundturbine“ des Hollschiebers ist zu bemerken, daß die Turbinenfirmer jetzt einstufige Francis-turbinen vorziehen und solche etwa bis zur Systemziffer $S = 14$ herunter bauen.

Die Wirkungsgradangaben auf dem Schieber gelten durchwegs für volle Beaufschlagung und für Vollastbauart. Beabsichtigt man beim Francisssystem Dreiviertellastturbinen zu bauen, so gelten die Schieberangaben für Dreiviertelbeaufschlagung und man muß in den Systemlagen um den großen Stern 3—4%, in den Lagen um die kleinen Sterne 2—3% und in den Grenzlagen 1—2% abziehen, um den Wirkungsgrad bei Vollbetrieb zu erhalten.

Freistrahlturbinen baut man im allgemeinen nur als Vollastturbinen¹⁾.

¹⁾ Siehe Holl, „Anleitung“, S. 64ff.

Tab. 21. Beziehung zwischen Tourenzahl, Periode und Polzahl.
 (Tourenzahl $n = 60 \frac{\text{sekundl. Periode}}{\text{halbe Polzahl}}$.)

Gesamte Polzahl des Generators =	2	4	6	8	10	12	14	16	20	24	28	32	36	40	48	56	64	72	80
Sekundliche Periodenzahl = 60	3600	1800	1200	900	720	600	514,3	450	360	300	257,1	225	200	180	150	128,6	112,5	100	90
= 50	3000	1500	1000	750	600	500	425,6	375	300	250	214,3	187,5	166,7	150	125	107,1	93,7	83,3	75
= 42	2520	1260	840	630	504	420	360	315	252	210	180	157,5	140	126	105	90	78,7	70	63
= 25	1500	750	500	375	300	250	214,3	187,5	150	125	107,1	93,7	83,3	75	62,5	53,5	46,8	41,6	37,5
= 15	900	450	300	225	180	150	128,6	112,5	90	75	64,3	56,3	50	45	37,5	32,1	28,1	25	22,5

Zusatz.

Elektrische Fernleitung der Kraft.

Der Kupferquerschnitt von Fernleitungen ergibt sich rasch nach den Formeln:

$$(46) \quad \text{a) bei Gleichstrom} \quad q = \frac{J \cdot L}{30 V},$$

$$(47) \quad \text{b) bei Drehstrom} \quad q = \frac{J^2 \cdot L}{20 V'},$$

worin bedeuten:

q Leitungsquerschnitt in qmm, J Ampere, L Entfernung in m, V Verlust in Volt (gewöhnlich zu 10% angenommen), V' Verlust in Watt.

Bei Drehstrom ist

$$(48) \quad J = \frac{W}{\sqrt{3} \cdot \cos \varphi \cdot E},$$

wobei $W =$ Watt, $E =$ Volt und $\cos \varphi$ den Betrag der sog. Phasenverschiebung (bei Licht $\cos \varphi = 1$, bei Kraft $\cos \varphi = 0,85$ i. M.) darstellen. Die Spannung in einer Drahtleitung pflegt man entweder für -5°C und Eisbelastung (15 g pro 100 \square) oder für -20°C allein zu berechnen. Zulässig für Hartkupfer 8—12 kg/qcm (ausnahmsweise, wenn die Streckgrenze über 32 liegt, 16 kg/qcm). Bis zu 35 \square Querschnitt nimmt man gewöhnlich massiven Kupferdraht, darüber hinaus verseilte Leitung.

Bei besonderen Verhältnissen, großen fortzuleitenden Energiemengen, hohen Spannungen und weiten Entfernungen empfiehlt es sich stets, eine Spezialfirma zu befragen.

Tab. 22. Drahtgewichte.

6	10	16	25	35	50	70	95 \square
53	89	142	222	311	445	623	846 g/m

Nachwort über die Rechnungsschärfe beim Entwerfen.

Die Probleme, welche sich beim Projektieren von Wasserkraftanlagen bieten, sind keineswegs einfach. Unsere Darstellung ist bemüht, überall den leichtesten Weg zu zeigen.

Die statische Untersuchung einer Wehrmauer, Talsperre, Stützmauer usw. kann bekanntlich graphisch oder analytisch durchgeführt werden; wird, wie beim Entwerfen, die statisch beste Form des Querschnitts erst gesucht, so ist das graphische Verfahren vorzuziehen, während analytisch man rascher zum Ziel kommt, wenn es bei einem gegebenen Querschnitt gilt, z. B. die Kantenpressungen in irgend einer Fuge zu berechnen.

Bei Wasserkraftanlagen sind aber nicht nur statische, sondern in erster Linie hydraulische Berechnungen durchzuführen und für deren Mehrzahl muß man analytisch rechnen. Es ist dann notwendig, mit möglichst einfachen Formeln und Rechnungshilfsmitteln vorzugehen. Für die Ausrechnung genügt in den meisten praktischen Fällen der Rechenschieber. Das Rechenschieberverfahren hat den Vorzug, daß es Kopf und Zeit spart. Man sieht die verschiedenen Möglichkeiten gleichsam bildlich vor sich, zwischen denen man nur seine Auswahl zu treffen hat. Die Rechnungen in diesem Bändchen sind durchweg mit dem gewöhnlichen Rechenschieber von 25 cm Länge ausgeführt, was der Genauigkeit von drei- bis vierstelligen Logarithmen entspricht. Braucht man größere Genauigkeit, so ist z. B. der Einkala-Rechenschieber von Dr. Frank in 50 cm Länge brauchbar. Gute Dienste leisten ferner die Spezialschieber, nämlich der schon genannte Turbinenrechenschieber

und der fluß- und kanalbautechnische Rechenschieber von Kaumann¹⁾).

Fast nie existiert beim Entwerfen bloß eine einzige gleich in die Augen springende Patentlösung, meist müssen mehrere sich bietende Möglichkeiten aufgesucht und gegeneinander abgewogen werden. Für dieses skizzierende Projektieren wäre die Aufwendung eines großen mathematischen Apparates ein Fehler, weil dadurch der prüfende Blick nur verwirrt würde. Handelt es sich dagegen um genaue Untersuchungen an bereits feststehenden Abmessungen, an ausgeführten Anlagen usw., dann steht natürlich der Anwendung genauer Formeln und der Ausrechnung mit vielstelligen Logarithmen nichts im Wege. Aber: der Mangel an mathematischer Bildung gibt sich durch nichts so auffallend zu erkennen, wie durch maßlose Schärfe im Zahlenrechnen (G. Hagen, Wasserbaukunst III).

Nachtrag zur Tab. 13, S. 67:

$\cot \varphi$	Beiwert k (Chézy)
0	$59,6 \sqrt[4]{F} = (0,5^1) + 0,596 \sqrt[4]{F}$
0,58	$61,6 \sqrt[4]{F} = (0,5 + 0,616 \sqrt[4]{F})$
1	$60,8 \sqrt[4]{F} = (0,5 + 0,608 \sqrt[4]{F})$
$1\frac{1}{2}$	$58,8 \sqrt[4]{F} = (0,5 + 0,588 \sqrt[4]{F})$
1,73	$57,9 \sqrt[4]{F} = (1,7 + 0,579 \sqrt[4]{F})$
2	$56,6 \sqrt[4]{F} = (1,7 + 0,566 \sqrt[4]{F})$
Halbkr.	$63,2 \sqrt[4]{F} = (0,5 + 0,632 \sqrt[4]{F})$

¹⁾ 3. Auflage, Wichmann, Berlin 1912,

Sachregister.

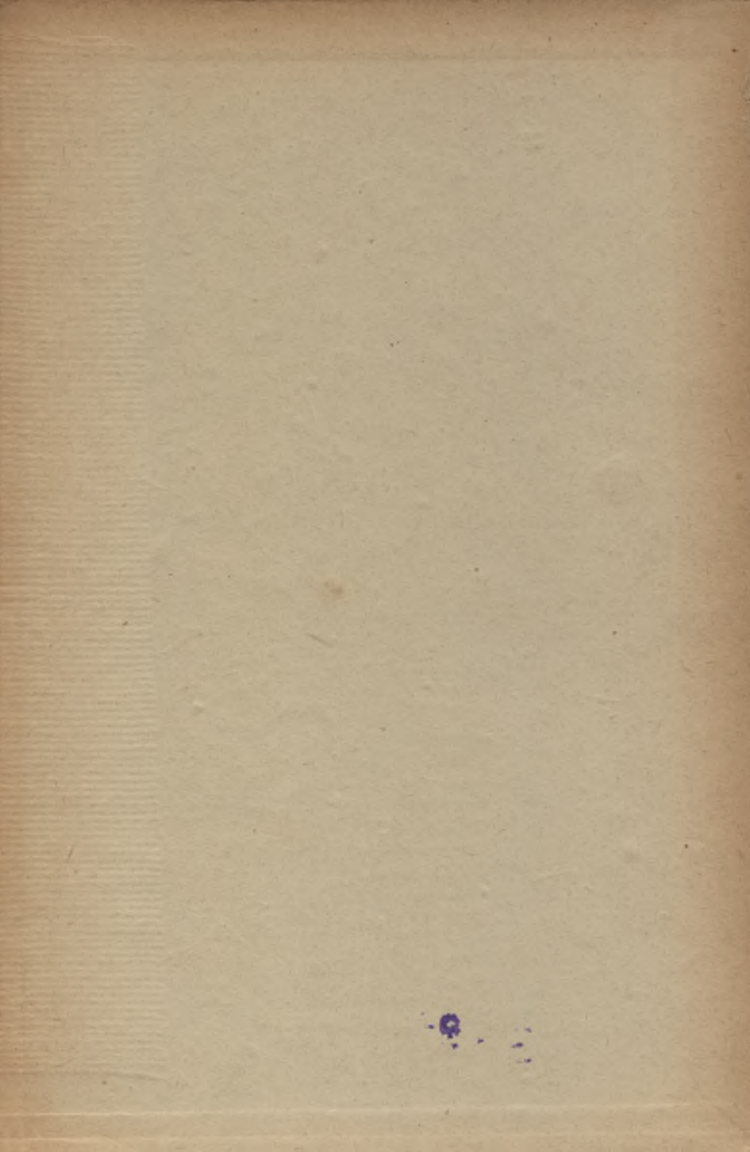
- Abfassung der Vertragsbedingungen** 17.
Abflußkoeffizienten 33.
Abwasserkraftanlagen 24.
Algen 53.
Amortisation 74.
Amtliche Sachverständige 16.
Anerkennungsgebühr 76.
Auffinden der Wasserkräfte 22.
Aufgebotsverfahren 14.
Augst-Wyhlen, W.-A. 110.
Ausbauwert 63.
Ausfluß aus freien Öffnungen 93.
Ausgleichsbecken 24.
Ausnutzungsfaktor 69.
Ausrüstungsteile von Druckrohrleitungen 102.
Äußerer Wirkungsgrad 58.
Axialverankerungen 101.
Bauherr 7, 12.
Bauleitung 12.
Baumessungen 15.
Bauwürdigkeit 62.
Bedienung einer W.-A. 71, 77.
Begradigung der Mühlbäche 24.
Berechnung des Aufstaus 38.
Berechnung des Rückstaus 40.
Beschluß der Konzessionserteilung 14.
Betriebskosten 69, 71, 73.
Bohlenstärke 103.
Brahm 43.
Bruttogefälle 47, 50.
Charakteristik des Abflusses 31.
Charakteristik der Wasserturbinen 114.
Charakteristische Jahreswasserstände 27.
Chézysche Gleichung 43 ff.
Dampfzentralen, Anlagekosten von 73.
Detailprojekt 12.
Dielenbelag 96.
Drahtgewichte 116.
Drehstrom 114, 116.
Druckrohrleitungen 56, 98.
Drucksteigerung, maximale 99.
Durchschnittswasserstand 28.
Eingaben an die Staatsverwaltungsbehörde 12.
Einsprüche beim Aufgebotsverfahren 14.
Eiserne Schützenträger, Höhenlage 104.
Elektrische Leitungen 116.
Erneuerungsrücklagen 70, 75.
Ertragsberechnungen 68.
Erzeugungsgefälle 47.
Feinrechen 103.
Fensterüberlauf 87.
Fernleitung, elektrische 116.
Finanzierung 11.
Freihängen, das, der Freistrahlturbinen 60 f.
Gefälleberechnung für Normalwasser 51.
Gefälleverlust beim Durchtritt durch Rechen 60.
Gefälleverlust beim Durchtritt durch Schützen 60.
Geldbeschaffung für ein Wasserkraftunternehmen 11.
Generelles Projekt 7, 10.
Gleichstrom 116.
Gregotti (Mortara) 86.
Grenzwerte für Wasserfernleitungsanlagen 23.
Grobrechen 108.
Grundeis 53.
Grundwasser 6.
Grundwasserkraftanlagen 24.
Hagen 118.
Haller 92.
Heberüberlauf 86.
Heyn (Stettin) 86.
Holl, Turbinenrechen-schieber 111.
Hölzerne Schützen 55.
Innerer Wirkungsgrad einer W.-A. 58.
Intervallrechnung 91.
Jahresregenhöhe 32.
Klagenfurt, W.-A. 77.
Klärbecken 55.
Kondominanten am Wasserrecht 71.
Konstituenten der Kraftstation 26, 27.
Konstituenten der Kraftstufe 26.
Konsumtionskurve 31.
Konzessioniertes Gefälle 37.
Korrektionsprofil eines oberbayrischen Gebirgsflusses 41.
Kostenwert einer Jahres-PS an der Turbinenwelle 65.

Kraftleistung zum An-
h ben der Schutztafel
106.
Kreisprofil 55.
Kreisprofile verschiede-
ner Füllung 68.
Krümmer einer Rohr-
leitung 60f.
Kubel, W.-A. 112.
Kuttersche Formel 43, 45.
Kutter und Ganguillet 45.
La Brillane-Villeneuve,
W.-A. 77.
Länge der schiefen Bö-
schung 43.
Längenprofil des Flusses
41.
Lokalern in 14.
Mayr, Max 88.
Monopolisierung der Was-
serkräfte 6.
Motorleistung, notwen-
dige 107.
Nettogefälle, Nutzgefälle
50, 59.
Normalisierung der
Werte an einem Fluß
15.
Nutzwert einer W.-A. 63.
Öffentliche Gewässer 5.
Pegelcharakteristik 31.
Pegelstandsdiagramm
eines Alpenflusses 29.
Pegelveränderlichkeit 31.
Perioden des Wechsel-
stroms 115.
Personal einer W.-A. 78.
Phasenverschiebung 116.
Polzahlen 115.
Portlandzementputz mit
Drahtgeflechtseinlage
96.
Prašil 92.
Pressel 90.
Profilberechnung 42.
Profilwahl 53.
Projektierungsbureau 7,
12.
Punktweise Berechnung
der Spiegelkurve 59.

Q 355 68.
Radialverankerungen
101.
Rauhigkeitsziffern m und
 n in der Kutterschen
Gleichung 46.
Rechen 55.
Rechenanlagen 108.
Rechnungsschärfe beim
Entwerfen von W.-A.
117.
Regeln über Ausbauko-
sten von W.-A. 66.
Regenmesser 32.
Regiebau 16.
Rekognitionsgebühr 76.
Relativ günstigstes Ka-
nalprofil 53, 67.
Rinngefälle 47.
Risikorücklage 72, 76.
Rohgefälle der Kraft-
stufe 37.
Rohre 102.
Schiedsgerichtsverfahren
21.
Schmier- und Putzmate-
rial 71.
Schmittenner 92.
Selbstwirkende Über-
läufe 79.
Sicherheitsleistung 21.
Sohlengefälle eines
Werkkanals 58.
Sperrenhaushalt 35.
Spiegelgefälle in einem
Oberwasserkanal 58.
Spielraum im Projekt 13.
Staatshoheit über die
Wasserkraftanlage 7.
Stationsgefälle 47.
Stau des Normalwassers
59.
Stauberechnungen an der
Wasserentnahme 37.
Steuern und Versiche-
rungen 71.
Sturzbetten, Berechnung
von 95.
Tagfahrt 14.
Teilung eines Zahnrads
105.

Tektoren 1^a.
Tilgung 70,74.
Toleranz 85.
Tourenschwankungen
100.
Tourenzahlen 115.
Trapezprofile 43.
Turbinengefälle 59.
Turbinenkonstituenten
26, 112.
Übereich 83.
Übereichlänge 85.
Unbediente Anlagen 78.
Unterhaltung einer W.-
A. 71, 77.
Unterwasserkanaltiefe 57.
Verbundturbine 114.
Verdingung 13, 16
Vereinfachte Kuttersche
Gleichung 45.
Vergleichswasserstände
26.
Veröffentlichungen an
ausgeführten W.-A. 16.
Vertragsmuster 18.
Verzinsung des Anlage-
kapitals 70, 74.
Wasserbücher 16.
Wasserhaushalt eines
Flusses 26.
Wasserkraftkonstituen-
ten 25.
Wassernutzung 7, 8.
Wasserpolizei 7.
Wasserrecht 8.
Wasserrückgabestelle 41.
Wasserschloßprobleme
88.
Wasserspense 34.
Wasserstandsdauerlinien
29.
Werkwassermenge 28.
Wirtschaftlicher Rohr-
durchmesser 57.
Wirtschaftliches Maxi-
mum 64.
Wirtschaftlichkeits-
berechnungen 62.
Zwangsentziehung an
W.-A. 15.

100.0



200

S-96

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



I-301328



Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000295786