

Zeitschrift: Wasser- und Energiewirtschaft = Cours d'eau et énergie
Herausgeber: Schweizerischer Wasserwirtschaftsverband
Band: 48 (1956)
Heft: 7-9

Artikel: Probleme der Hochwasserentlastungen
Autor: Schum, C.
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-921509>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. [Voir Informations légales.](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 16.05.2025

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>

gen geführt, sofern es überhaupt unter den vorherrschenden klimatischen Verhältnissen noch hätte eingebracht und verdichtet werden können. Ein Versuch mit ungewaschenem Material in den unteren Dampartien hatte deutlich gezeigt, daß weder ein Befahren mit den Transportfahrzeugen noch ein Verdichten desselben bei regnerischem Wetter möglich war.

Zur Erhöhung der Plastizität des Kernmaterials in der Kontaktzone mit dem Fels wurde bis 4% (Gewichtsprozent) Bentonit dem auf maximal Korn 30 mm vorsortierten Kernmaterial in einem Zwangsmischer beigegeben.

Wir verweisen auf die verschiedenen Veröffentlichungen über den Staudamm Castiletto (siehe Literaturhinweis, 1 bis 4) für Einzelheiten der Ausführung und bodenmechanischen Kennwerte. Für allgemeine Darstellungen sei auf die am Schluß angeführten summarischen Literaturangaben hingewiesen.

Zusammenfassung und Ausblick

Die Entstehung einer wirtschaftlichen und technisch einwandfreien Dammkonstruktion wird immer mehr das Ergebnis eines team-works zwischen Ingenieur, Geologe und Bodenmechaniker sein. Damit diese Zusammenarbeit ersprießlich sein kann, hat jeder auf die Besonderheiten der Arbeitsweise des andern und

die Grenzen der Voraussage Rücksicht zu nehmen. Technisch ist es heute möglich, die konstruktiven Grundprinzipien wissenschaftlich zu fundieren und somit die Unsicherheitsfaktoren, die jedem Bauwerk anhaften, besser abzuschätzen als zuvor. Messungen und Beobachtungen über das Verhalten der eingebauten Materialien, weitere Entwicklung der Methoden zur genaueren Erfassung der komplexen mechanischen und physikalischen Vorgänge im Boden sind die Grundlagen einer noch möglichen Verbesserung der Dammbautechnik.

Literaturhinweis

- ¹ Meyer-Peter E. (Prof. Dr.) 1953. Soil Mechanics and Foundation Problems of the Marmorera Earth Dam (Switzerland). Proc. III int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., Vol. 3., p. 302—311.
- ² Zingg W. (dipl. Ing.) 1953. Der Staudamm Castiletto des Julia-werkes Marmorera, SBZ, Jahrg. 71, Nr. 33, 1953.
- ³ Gysel G. (dipl. Ing.) 1953. Expériences géotechniques acquises au cours de la construction des aménagements hydroélectriques du Löntsch, de l'Etzel, de Rapperswil-Auenstein et de Wildegg-Brugg. Proc. III int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., vol. 3, p. 277—287.
- ⁴ Bertschi H. (Obering.) 1950. Das Juliawerk Marmorera der Stadt Zürich. «Wasser- und Energiewirtschaft» Nr. 1—2/1950.
- ⁵ Schnitter G. (Prof.) 1956. Staudämme. «Wasser- und Energie-wirtschaft» Nr. 2/1956 (Mitteilung VAW Nr. 36).
- ⁶ Mallet Ch. et Pacquant J. (ing. dipl.) 1951. Les Barrages en Terre, Ed. Eyrolles, Paris V.
- ⁷ Justin-Creager-Hinds (dipl. Eng.) 1947. Engineering for Dams, John Wiley & Sons, Inc. N. Y. (Vol. III).

Probleme der Hochwasserentlastungen

C. Schum, dipl. Ing., Bern, Adjunkt beim Eidg. Oberbauinspektorat

Die Einrichtungen zur Abführung der Hochwasser bilden einen wichtigen Bestandteil jeder Talsperrenanlage. Je größer das Einzugsgebiet, desto größer ist auch der kostenmäßige Anteil der Entlastungsanlagen im Verhältnis zu den Gesamtkosten der Sperre. In extremen Fällen kann sogar diese Anlage mitbestimmend für die Wahl der Sperrstelle sein.

Bei den Stauanlagen unserer Alpentäler stellt die Abführung der Hochwasser infolge der kleinen Einzugsgebiete und der günstigen geologischen Verhältnisse in der Regel keine besonders schwierigen Probleme. Je nach den örtlichen Verhältnissen, der Bauart und der Höhe der Stauanlage und der abzuführenden Wassermenge werden die Hochwasserentlastungsanlagen in Verbindung mit der Sperre selbst oder aber als abgetrenntes Bauwerk angeordnet. Es kommen hauptsächlich folgende Typen von Entlastungsanlagen in Frage:

- Freie Überfälle
- Automatische Überfallklappen
- Saugüberfälle
- Regulierbare Sektoren- oder Segmentschützen.

Der freie Überfall hat den Vorteil, immer funktionsbereit zu sein und keinen Unterhalt zu benötigen. Zwangsläufig dient er als Hochwasserschutz, indem die notwendige Überfallhöhe durch einen Überstau erzielt wird, der gleichzeitig als Hochwasserretention wirkt. Das Überfallbauwerk wird oft der Uferlinie entlang entwickelt. Ist dies nicht zweckmäßig, kommen auch in sich geschlossene, kreis- oder rosettenförmige Überfälle

mit zentralem Abfallschacht zur Ausführung. Automatische Überfallklappen sind so zu dimensionieren, daß auch bei Ausfall einer Öffnung das Abführvermögen der übrigen noch genügend groß ist. Sie müssen außerdem von Hand betätigt werden können. Saugüberfälle sind genügend zu unterteilen, damit beim Anspringen derselben nicht Schwallerscheinungen entstehen, die eine Gefahr für die Unterlieger bilden können.

Bei verhältnismäßig großen abzuführenden Wassermengen, z. B. 100 m³/sec und mehr, werden größere regulierbare Verschlüsse nicht mehr zu umgehen sein. Hier wird es dann Aufgabe eines genauen Wehrreglementes sein, dafür zu sorgen, daß im Unterwasser nicht unzulässige Hochwasserspitzen künstlich erzeugt werden können. Die Schützen dürfen nur schrittweise, in Funktion der zufließenden Wassermengen oder des steigenden Seestandes, geöffnet werden.

Grundsätzlich sollen auch die extremen Hochwasser durch die Entlastungsanlage abgeführt werden können ohne Inanspruchnahme der Grundablaßschützen. Bei hohen Talsperren, für welche mehrere Organe zur Entleerung des Staubeckens in verschiedener Höhe vorgesehen sind, können unter Umständen diejenigen, die über dem minimalen Seestand liegen, bei der Dimensionierung der Hochwasserentlastung mitberücksichtigt werden.

Je nach den örtlichen Verhältnissen, im besondern der Beschaffenheit des Untergrundes sowie den abzuführenden Wassermengen, müssen besondere Vorrichtungen für die Energievernichtung der abzuführenden

Wassermengen getroffen werden. Bei hohen Mauern sind die überfallenden Wassermengen zweckmäßigerweise von den Mauerfundamenten wegzuleiten, sei es durch Stollen, welche die Talsperre seitlich umgehen und an einer günstigen Stelle die Hochwasser dem alten Bachbett zuleiten, sei es durch besonders gestaltete Bauwerke im Sperrenkörper selbst, wie zum Beispiel Gerinne in Form einer Sprungschanze. Die billigste Energievernichtung ist in der Regel der freie Fall einer räumlich aufgelösten, mehr oder weniger zerstäubten Wassermenge. Ist der Absturz weit genug vom Sperrenfuß entfernt, so daß ein Kolk dessen Sicherheit nicht mehr beeinträchtigen kann, wird auf die Erstellung eines eigentlichen Tosbeckens verzichtet werden können. Muß jedoch die Energievernichtung direkt am Sperrenfuß erfolgen, so ist die Anordnung einer Vorsperre zur Schaffung eines Wasserpolsters kaum zu umgehen. Anlässlich der Bauausführung ist darauf zu achten, daß sämtliche Deponien so angelegt werden, daß diese nicht durch die abzuführenden Hochwasser angegriffen und talwärts verfrachtet werden können.

Für die Dimensionierung der Hochwasserentlastungsorgane muß von den größten zu erwartenden Hochwassermengen ausgegangen werden. Die Bestimmung derselben stützt sich auf die statistischen Erhebungen im Einzugsgebiet des betreffenden Gewässers oder auf Vergleiche mit ähnlich gearteten Gebieten. Hierbei sind die Größe des Einzugsgebietes, die Höhenlage, die geo-

logische und topographische Beschaffenheit, die klimatischen Bedingungen und die Vegetation zu berücksichtigen.

In der Schweiz ist ein verhältnismäßig dichtes Netz von Limnigraphenstationen vorhanden, deren Beobachtungen sich teilweise bereits auf eine Zeitspanne von einigen Jahrzehnten erstrecken. Die Resultate dieser Wassermengenmessungen werden im Hydrographischen Jahrbuch des Eidg. Amtes für Wasserwirtschaft publiziert. Während für größere Einzugsgebiete diese Angaben eine wertvolle Grundlage für die Dimensionierung der Hochwasserentlastungen darstellen, bestehen naturgemäß für die kleineren Einzugsgebiete noch besondere Unsicherheitsfaktoren, da hier im allgemeinen weniger Messungen zur Verfügung stehen und die Berechnungen infolge Abflußstörungen, wie Geschiebetrieb, Stauungen durch Holzansammlungen u. a. m., erschwert sind.

Aus den Messungen ist ersichtlich, daß zwischen den verschiedenen Flußgebieten wie Rhein, Rhone, Tessin, aber auch innerhalb des gleichen Flußgebietes, z. B. Vorderrhein, Hinterrhein, Albula, Julia, Landwasser, wesentliche Unterschiede bestehen können.

In Abb. 1 sind die Ergebnisse der Bestimmung der größten Abflußmengen für die Flußgebiete des Rheins, der Rhone und des Tessins, die heute für die Erstellung von größeren Stauanlagen im Vordergrund stehen, einander gegenübergestellt¹. Es wurden hierfür nebst

¹ Eine umfassendere Darstellung wird demnächst vom Eidg. Oberbauinspektorat veröffentlicht werden.

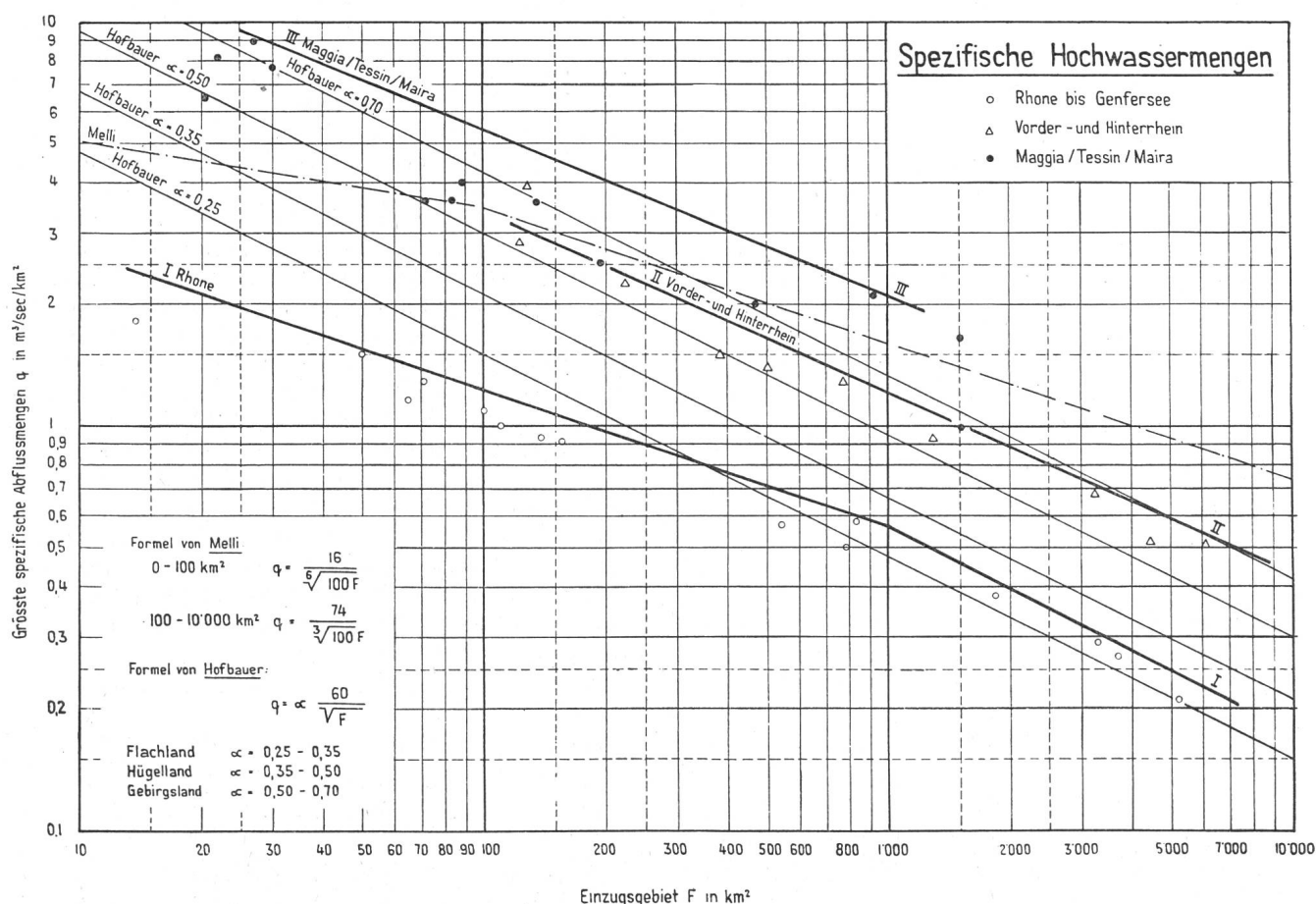


Abb. 1

den Angaben aus dem Hydrographischen Jahrbuch solche aus verschiedenen andern Quellen verwendet. Gemäß dieser Darstellung lassen sich wesentliche Unterschiede feststellen. Die Gruppe der Rhone mit ihren Zuflüssen oberhalb des Genfersees hebt sich deutlich von den andern ab. Sie ergibt die kleinsten spezifischen Abflusssmengen. Das Gebiet des Vorder- und Hinterrheins bildet wieder eine Gruppe mit wesentlich größeren Hochwasserspitzen. Die größten Werte weisen jedoch die Gewässer der Südabdachung der Alpen auf, vertreten durch den Tessin mit Calancasca und Moesa, die Maggia und die Maira. Wenn auch nur wenige Punkte dieser Gruppe sich über denjenigen des Vorder- und Hinterrheins befinden, so scheint es doch, daß der Dimensionierung von Hochwasserentlastungsanlagen auf der Alpensüdseite höhere Werte zugrunde gelegt werden müssen als auf der Alpennordseite.

Es ist immer wieder versucht worden, auf Grund des vorhandenen Beobachtungsmaterials eine Gesetzmäßigkeit abzuleiten. Handelt es sich um ein einheitliches Flußgebiet, kann durch mathematische Erfassung des statistischen Materials die wahrscheinliche Hochwasserspitze ermittelt werden. Meist werden jedoch empirische Formeln benutzt, wobei man sich bewußt sein muß, daß es eine allgemein gültige Formel nicht gibt, die den geographischen, klimatischen und topographischen Eigenarten des Einzugsgebiets gerecht wird. Anlässlich des vierten Internationalen Talsperrenkongresses vom Jahre 1951 ist in zahlreichen Berichten auch die Frage der Bestimmung der Hochwasserspitzen behandelt worden. Es liegt aber in der Natur des Problems, daß es kaum möglich sein wird, die Methoden und Resultate anderer Länder auf unsere Verhältnisse zu übertragen.

Vergleichshalber sei auf einige Formeln hingewiesen, die bei uns öfters angewendet werden:

1. Formeln von Melli

(Schweiz. Bauzeitung 1924)

a) für offene Wasserläufe bis 100 km²

$$q = \frac{16}{\sqrt[6]{100 F}}$$

b) von 100 bis 10 000 km²

$$q = \frac{74}{\sqrt[3]{100 F}}$$

wobei q die spezifische Abflußmenge in m³/sec km² und F das Einzugsgebiet in km² bedeuten.

2. Formel von Hofbauer

(Strele, Grundriß der Wildbach- und Lawinenverbauung)

$$q = \alpha \frac{60}{\sqrt{F}}$$

Für den Koeffizienten α werden folgende Werte angegeben:

Flachland $\alpha = 0,25 - 0,35$

Hügelland $\alpha = 0,35 - 0,50$

Gebirgsland $\alpha = 0,50 - 0,70$

3. Formel von Kreps

(Wasser- und Energiewirtschaft 1951)

HHQ = 90 MQ^{2/3} wo HHQ die größte Hochwassermenge in m³/sec und MQ der mittlere Jahresabfluß in m³/sec darstellen. Als untere Gültigkeitsgrenze wird MQ = 5 m³/sec angegeben.

Hier wird der Versuch unternommen, den Landschaftscharakter, die Größe des Einzugsgebiets und die klimatischen Bedingungen durch den mittleren Jahresabfluß auszudrücken. Die Größenordnung des mittleren Jahresabflusses ergibt sich schon nach einer verhältnismäßig kurzen Beobachtungsperiode. Diese Formel gibt für den Rhein im allgemeinen gute, für die Rhone zu hohe und für den Tessin zu niedrige Werte.

Bei den meisten Stauanlagen ist eine gewisse Retentionsmöglichkeit vorhanden, so daß diese bei der Dimensionierung der Hochwasserentlastung mitberücksichtigt werden kann. In diesem Falle ist nicht mehr die absolute Hochwasserspitze allein maßgebend, sondern der ganze Verlauf eines Hochwassers. Dieser wird jedoch in der Regel nicht bekannt sein, so daß auf Grund des größten Tagesmittels, das zu erwarten ist, verschiedene plausible Verlaufskurven angenommen werden müssen, mit denen dann die Berechnung von Retention und Abfluß durchgeführt werden kann.

Für die überschlägige Bestimmung dieses größten Tagesmittels kann bei den verhältnismäßig kleinen Einzugsgebieten, die für die Akkumulierbecken im Alpenraum in Frage kommen, die Kenntnis der Beziehung zwischen Niederschlag und Abflußmenge von Nutzen sein. Eine vergleichende Untersuchung müßte sich auf die genaue zeitliche und örtliche Verteilung der Niederschläge unter Berücksichtigung der Geländegestaltung und der Bodenbeschaffenheit stützen. Im Hinblick aber auf die praktische Bestimmung des Hochwasserlaufes bei der Stauanlage ist es bereits interessant, die gemessenen 24stündigen Abflusssmengen den beobachteten Niederschlagshöhen im Einzugsgebiet, wie sie von der Meteorologischen Zentralanstalt veröffentlicht werden, gegenüberzustellen. Dieser Vergleich wurde für die Hochwasser vom 7./9. August 1951 und 21./22. August 1954 durchgeführt, und zwar für die Einzugsgebiete des Vorder- und Hinterrheins, des Tessins und der Maggia. Um den Einfluß des normalen Gletscher- und Quellwassers auszuschalten, wurde von den max. Abflusssmengen diejenige abgezogen, die unmittelbar vor Beginn der Niederschläge gemessen wurde. Infolge der zeitlichen Verschiebung von Niederschlag und Abfluß und der Verwendung des größten Tagesmittels des Abflusses wird man in der Regel nicht genau das höchste 24stündige Mittel treffen und deshalb etwas zu kleine Werte erhalten. Abb. 2 stellt das Verhältnis von Tagesabfluß zur Niederschlagshöhe dar. Sie bezweckt lediglich darzulegen, daß für kleine Einzugsgebiete, wie sie unsere Stauanlagen im Alpengebiet aufweisen, die in 24 Stunden, zusätzlich zum Normalabfluß, abfließende Wassermenge von der gleichen Größenordnung sein kann wie die max. tägliche Niederschlagsmenge.

Für die erwähnten beiden Hochwasserperioden erreichte die tägliche Niederschlagshöhe für einige Stationen folgende Höchstwerte:

Station	Meereshöhe	max. Tagesniederschlag in mm	
	m	1951	1954
Sedrun	1418	44	115
Platta	1378	62	131
Disentis	1168	55	127
Surrhein	899	54	112
Bernhardinpaß	2073	190	
Splügen	1504	160	151
Avers am Bach	1955	124	76
Innerferrera	1480	124	86
Andeer	980	92	78

Bei den meisten Stauanlagen besteht ein Interesse am Vorhandensein eines gewissen Retentionsraumes, und zwar aus folgenden Gründen:

Reduktion der Hochwasserspitzen im Sinne eines aktiven Hochwasserschutzes,
Erhöhung der Energieerzeugung durch Auffangen eines Teiles des Hochwasserzuflusses und
Reduktion der Abmessungen der Hochwasserentlastungsorgane.

Was den Hochwasserschutz anbetrifft, ist zu sagen, daß bei den Talsperren im Alpengebiet, die in der Regel hoch oben liegen und nur ein kleines Einzugsgebiet erfassen, dieser Schutz sich naturgemäß nur auf die unmittelbar anschließende Gewässerstrecke beschränkt. Die Wirkung reicht während der Auffüllperiode des Stausees wesentlich weiter hinunter als nach Erreichung des Stauziels. Immerhin kann auch bei vollem See ein Freibord, wenn es noch so bescheiden ist, doch noch ausgleichend auf den Hochwasserstand wirken, so daß die Erosionstätigkeit des Gewässers stark gedämpft und die Überflutungsgefahr verringert werden. Durch eine Retention wird nicht nur die Spitze des Hochwassers gebrochen, sondern es wird noch eine gewisse zeitliche Verschiebung im Abflußverlauf erzielt, so daß meist die Spitze im Zwischeneinzugsgebiet bereits vorüber sein wird, wenn die maximale Wassermenge vom Staubecken her eintrifft. Eine Entlastung, die automatisch den Abfluß auf Grund eines Überstaues von nur wenigen Zentimetern regliert, kann diese ausgleichende Wirkung natürlich nicht mehr besitzen.

Die Wirkung eines Hochwasser-Schutzraumes für die Wildbachverbauung zeigt das Beispiel der Albigna, wo ein Schutzraum von 2,9 Mio m³ Inhalt die max. Abflußmenge eines Katastrophenhochwassers wie dasjenige vom Jahre 1927 von 128 m³/sec auf rund 12 m³/sec herabzudrücken vermag. Die im Bau befindliche Stauan-

lage von Albigna wird einen fast gleich großen Retentionsraum aufweisen, so daß auch zu Zeiten von extremen Hochwassern im Herbst, bei vollem See, die Abflußverhältnisse sich ähnlich gestalten werden wie seit Bestehen des kleinen Rückhaltebeckens.

Ein Hochwasserschutz für ein ganzes Flußgebiet läßt sich leider kaum mit der Wassernutzung kombinieren, da das Retentionsbecken einerseits ein großes Einzugsgebiet interessieren muß und andererseits ständig zur Speicherung großer Zuflußmengen in Bereitschaft zu halten ist.

Im Hochalpengebiet können auch große Flutwellen durch den Ausbruch von kleinen Gletscherseen erzeugt werden. Bereits ein verhältnismäßig kleiner Retentionsraum kann solche Ereignisse für die Unterlieger unschädlich vorübergehen lassen.

Eine besondere Bedeutung hinsichtlich der Sicherheit einer Stauanlage kommt der Hochwasserentlastung bei Erddämmen zu. Aus der Statistik der amerikanischen Staudämme ist bekannt, daß von 53 Dammbrochen 18, oder rund ein Drittel, infolge Ungenügens der Hochwasser-Entlastungsorgane zerstört wurden. Auch in der Schweiz ist der Dammbbruch des Lac Rond, im Einzugsgebiet eines Zuflusses der Dixence, auf eine zu knappe Dimensionierung des Überfalls zurückzuführen. Trotzdem es sich hier um eine kleine Akkumulation von rund 20 000 m³ für Bewässerungszwecke handelte, betrugen die entstandenen Schäden über eine Million Franken.

Wenn bei einer Betonsperre das max. Abflußvermögen des Überfalls etwas überschritten wird, so hat ein allfälliges, kurzfristiges Überströmen der Mauerkrone bei den normalerweise guten Untergrundverhältnissen noch keine katastrophalen Folgen. Anders steht es bei den Erddämmen, bei denen ein schwaches Über-

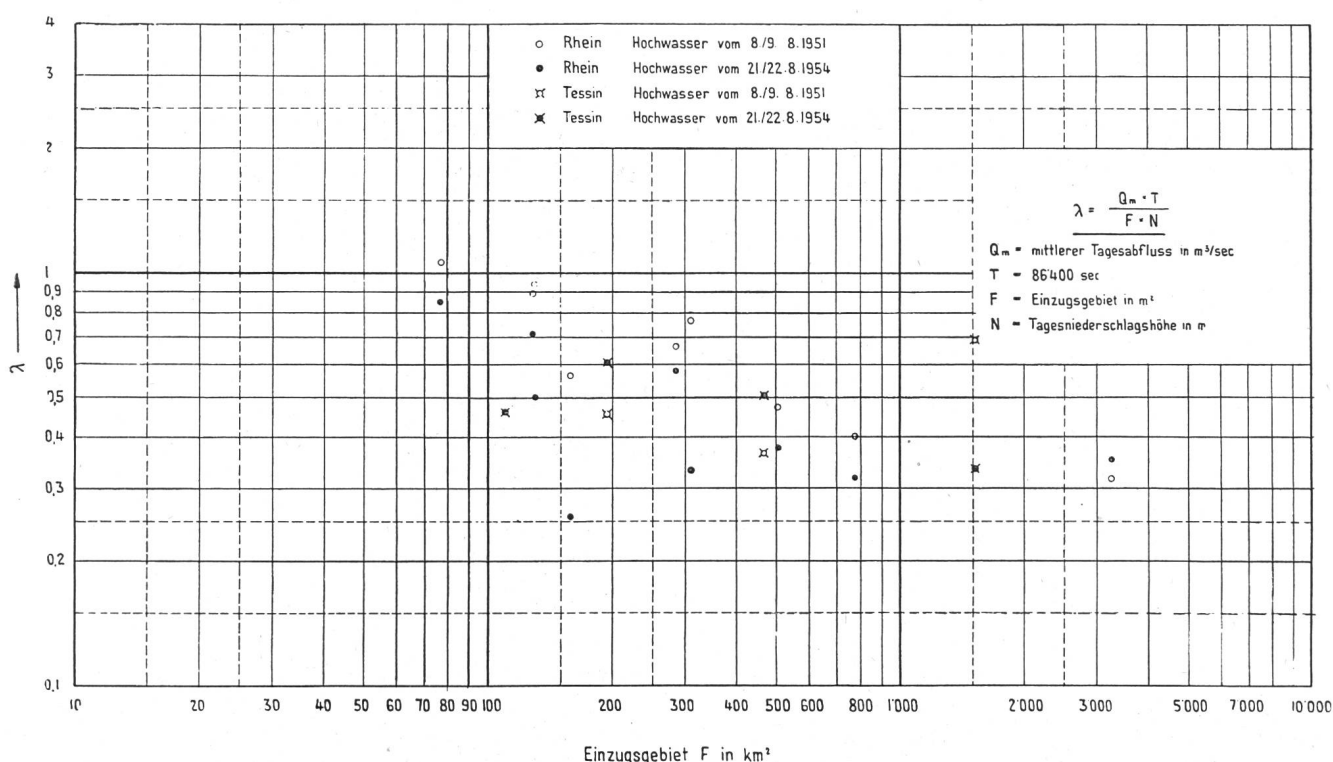


Abb. 2 Tagesabfluß in Funktion des größten Tagesniederschlages für die Hochwasser vom 8./9. August 1951 und 21./22. August 1954

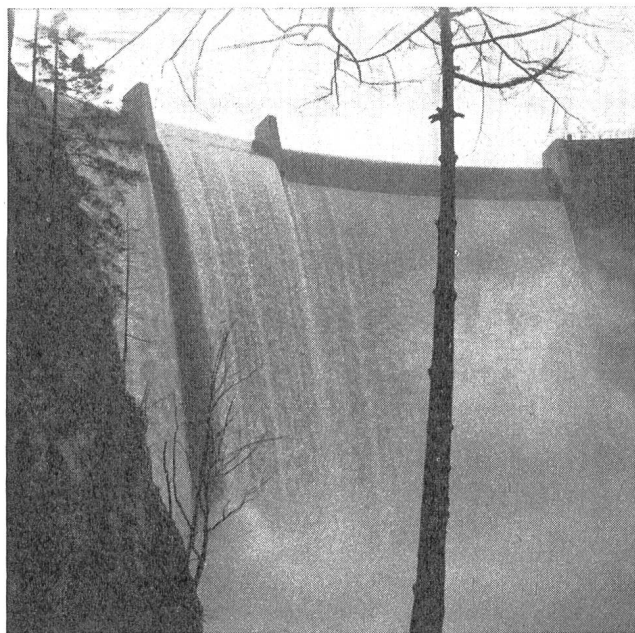


Abb. 3 Staumauer Châtelot, Hochwasser vom 13. Januar 1955
(Photo C. Schum)

strömen der Krone die Auslösung der totalen Zerstörung bedeutet. Hier wird es notwendig sein, daß die mit aller Sorgfalt ermittelten Spitzen noch mit einem besonders hohen Sicherheitsfaktor multipliziert werden. Vom Standpunkt der Sicherheit für den Damm wird man darauf tendieren, bereits große Abflusssmengen bei geringem Überstau zu erreichen, damit das Freibord solange wie möglich als Sicherheitsreserve zur Verfügung steht. Diese Forderung steht jedoch in Widerspruch zu derjenigen des Hochwasserschutzes für das Gewässer, bei welchem schon für mittlere Hochwasser eine gewisse Retention erwünscht ist.

Zum Schluß sei noch erwähnt, daß öfters nach Fertigstellung einer Stauanlage der Wunsch auftaucht, den als feste Überlaufschwelle ausgebildeten Hochwasserüberfall mit automatischen Organen zu versehen, um, bei gleichbleibendem Maximalstau, den nutzbaren Stauinhalt zu vergrößern. Hierbei wird oft zu wenig berücksichtigt, daß dadurch die Abflußverhältnisse wesentlich verschlechtert werden. Erstens fällt die Retention weg, zweitens wird die totale Überlaufbreite durch Zwischenpfeiler reduziert, und drittens ist meist der Überlaufkoeffizient ungünstiger.

Le béton des barrages

O. Rambert, ingénieur, Electro-Watt S. A. Zurich

A. Introduction

La construction de grands barrages a grandement stimulé, au cours des dernières années, les recherches sur le béton. Les ouvrages ayant tendance à devenir toujours plus importants et plus sollicités, une étude approfondie du matériau de base est devenue techniquement et économiquement de plus en plus nécessaire et les moyens financiers qu'on devait — et pouvait — lui consacrer se sont considérablement accrus.

Les expériences exposées dans cet article sont le fruit des recherches faites en collaboration par le Laboratoire fédéral d'essais des matériaux (LFEM), le laboratoire de chantier de la Direction des travaux et l'Entreprise du barrage de Mauvoisin qui fabrique le béton et vérifie d'une manière impitoyable le bien-fondé des théories du laboratoire. J'ai tenu donc à aborder mon thème «Le béton des barrages» en me préoccupant spécialement de celui de Mauvoisin, pour bien montrer le mécanisme de collaboration qui doit exister entre le laboratoire et le chantier. Le barrage-voûte de Mauvoisin avec ses 237 m de hauteur n'est-il du reste pas actuellement l'un des barrages dont le béton est le plus sollicité? (fig. 1 et 2).

Pour l'ingénieur qui s'occupe de béton, ce matériau est un sujet de fréquentes déceptions. Il s'efforce d'en déterminer telle caractéristique et lorsqu'il lui semble l'avoir trouvée, des résultats ultérieurs viennent la démentir. Il faut dire que ces incertitudes se font jour car on arrive actuellement, par une étude méthodique du béton, à la limite de ses performances. Heureusement,

ce que des essais peu nombreux en laboratoire ne peuvent donner, la statistique sur un grand chantier le fournit. Dès qu'un nombre suffisant de mesures permet, par l'établissement de moyennes, d'atténuer l'effet des dispersions, des tendances se dessinent et les diagrammes cessent d'avoir d'inexplicables discontinuités.

Une telle étude statistique a pu être faite avec les essais de Mauvoisin où l'on dispose d'une matière considérable par suite du nombre d'éprouvettes fabriquées (plus de 1000 par le LFEM, 2500 cubes et diverses autres éprouvettes par le chantier durant les deux premières campagnes de bétonnage). Ce nombre élevé de mesures a permis d'éliminer les résultats isolés et peu nombreux.

B. Le choix des éprouvettes et leur influence sur les résultats d'essais

Les essais de laboratoire sont fortement conditionnés par le type d'éprouvettes utilisé; ils ne peuvent pas être comparés sans autre avec le béton réellement mis en œuvre ou avec un autre type d'essai; non seulement la mesure est différente, mais un phénomène peut apparaître ici et ne pas apparaître là.

On a bien essayé, ces dernières années, de suppléer à l'incertitude des essais de laboratoire en faisant des mesures directes sur l'ouvrage; diverses méthodes non destructives permettent d'estimer les caractéristiques d'un béton, mais aucune relation générale n'ayant pu être établie entre ces mesures et les essais de laboratoire, il faut dans chaque cas procéder à des essais comparatifs.