

**Zeitschrift:** Wasser Energie Luft = Eau énergie air = Acqua energia aria  
**Herausgeber:** Schweizerischer Wasserwirtschaftsverband  
**Band:** 70 (1978)  
**Heft:** 1-2

**Artikel:** Schüttung von Dämmen in fliessenden Gewässern, illustriert durch Modellversuche für die Wasserkraftanlage Inga am Zaïre  
**Autor:** Jaeggi, Martin  
**DOI:** <https://doi.org/10.5169/seals-941059>

### **Nutzungsbedingungen**

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. 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. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. [Mehr erfahren](#)

### **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. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. [En savoir plus](#)

### **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. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. [Find out more](#)

**Download PDF:** 08.01.2026

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

## Literaturhinweise

- [1] Tietze, A.: Heizungs-, Lüftungs- und Entfeuchtungseinrichtungen in Wasserwerken. Vortrag am 1. 2. 77 im Haus der Technik, Essen.
- [2] Grombach, H.: Raumklimatische Massnahmen. «Gas, Wasser, Abwasser», 55 (1975) H. 9, S. 594–598.
- [3] Riesterer, H. J.: Verhütung von Schwitzwasserbildung und Korrosion in Wasserwerken, Pumpstationen und Wasserkraftwerken. «gwf-wasser/abwasser», 117 (1976) H. 6, S. 264–266.
- [4] Schaible, O.: Reduzierung der Unterhaltskosten von Grossschutträumen durch Lufttrocknung. «Zivilverteidigung», 8 (1976) Heft 2, S. 56–60.
- [5] Steger, H.: Die Verhütung von Stillstandskorrosion in Dampfkraftanlagen. «Der Maschinenschaden», 48 (1976) H. 1, S. 23–27.
- [6] Steger, H.: Erfahrungen und Überlegungen zur Trockenluftkonservierung von Kraftwerkskomponenten. «VGB-Kraftwerkstechnik», 57 (1977) H. 6, S. 403–410.
- [7] Hoffmann, F.-W.: Waffen im «Schlafsack». «Soldat und Technik», 15 (1971) H. 4, S. 189–191.
- [8] Besch, U.: Die Konservierung militärischer Grossgeräte. «Soldat und Technik», 16 (1972) H. 1.
- [9] Vernon, W. H. J.: Study of Atmospheric Corrosion of Metals, Part III. «Transcriptions Faraday Society», 31 (1935) S. 1678–1700.
- [10] Thoern, E. und Speh, K.: Untersuchungen zur Verkeimung von Trinkwasser, 2. Mitteilung: Die Bedeutung des Kondenswassers in Trinkwasserspeichern. «gwf-wasser/abwasser», 115 (1974) Heft 12, S. 538–541.

Adresse des Verfassers: Hans Steger, Ing. (grad.) VDE VDI, D - Hamburg 54, Winfridweg 16c.

## Schüttung von Dämmen in fliessenden Gewässern, illustriert durch Modellversuche für die Wasserkraftanlage Inga am Zaïre

DK 624.136.1

Martin Jaeggi

**Résumé:** La technique de coupure de fleuves, illustrée par une étude sur modèle réduit concernant le projet d'Inga au Zaïre

Une étude comparative a été effectuée pour la méthode par élévation et la méthode par avancement. On a constaté qu'outre les grandeurs hydrauliques et les dimensions des blocs certains facteurs, comme le débit filtrant à travers la digue, le caractère superficiel du fond et des rives, la répartition granulométrique ou la manière de diriger l'avancement, ont une influence déterminante sur les résultats.

**Summary:** River closure, illustrated by model tests concerning the Inga-project (Zaire)

A study comparing transverse dumping and end tip method has shown that not only the hydraulic parameters and the grain-size but also other factors like the discharge through the dam, the surface of the bottom and the banks, the granulometry or the direction of the final advance have an important influence on the results.

### 1. Das Wasserkraftnutzungsprojekt Inga (Zaire)

Der Zaïre ist ein Strom mit einer der grössten Abflussmengen. Er weist eine Besonderheit auf: Nahe seiner Mündung ins Meer durchlaufen seine Wassermengen imposante Stromschnellen. Diese Inga-Stromschnellen sind eines der gewaltigsten Wasserkraftpotentiale.

Der mittlere Abfluss beträgt an dieser Stelle etwa 40 000 m<sup>3</sup>/s, die Niederwasser betragen 20 000 bis 25 000 m<sup>3</sup>/s, während die Hochwasserabflüsse auf über 70 000 m<sup>3</sup>/s ansteigen. Die nutzbare Höhendifferenz beträgt rund 100 m, sie kann durch einen Aufstau im Oberwasser um 20 bis 30 m erhöht werden.

Da dem überreichen Angebot an Energie örtlich kein entsprechender Bedarf gegenübersteht, muss schrittweise ausgebaut werden. Die Stufe Inga 1 steht in Betrieb, Inga 2 wird gegenwärtig gebaut und Inga 3 steht in einem fortgeschrittenen Stadium der Planung. Bei diesen drei Stufen werden nur Nebenarme des Flusses aufgestaut und die Wasserführung in diesen nur durch lokale Massnahmen an der Verzweigung beeinflusst. Wie die Übersichtsskizze

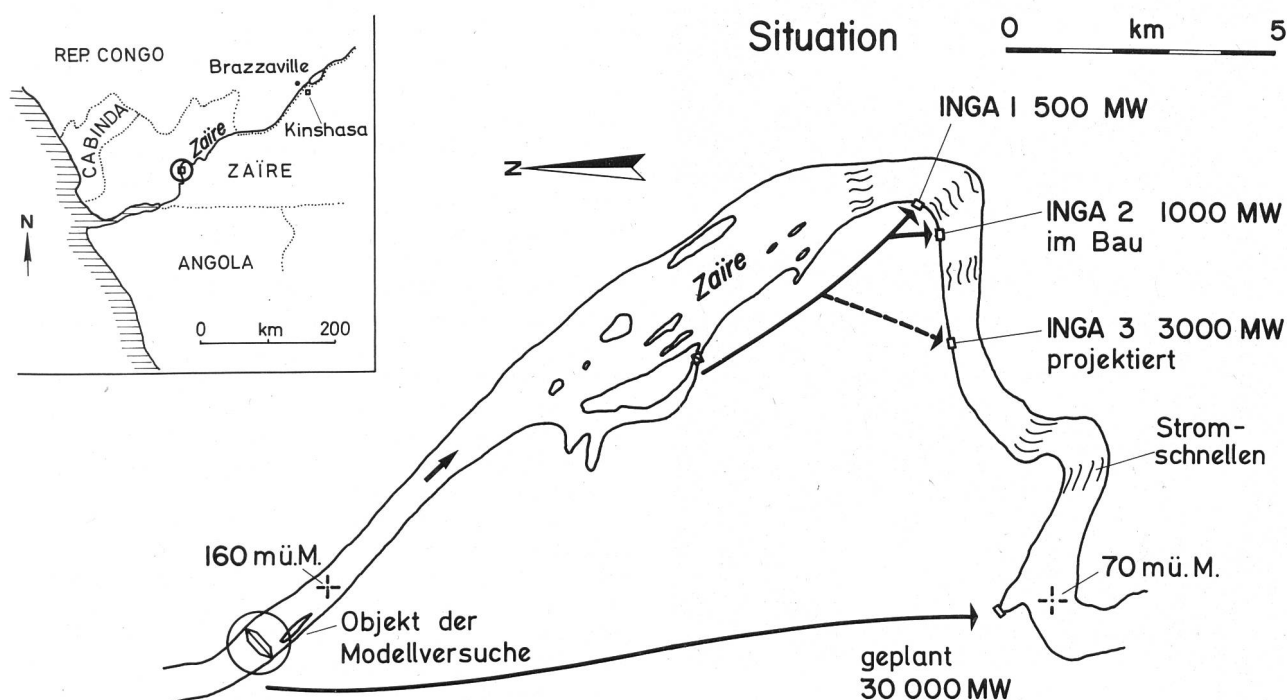


Bild 1. Lageplan der Inga-Stromschnellen mit den verschiedenen Ausbaustufen.

(Bild 1) zeigt, wird auch noch nicht das ganze Gefälle ausgenützt.

Der vollständige Ausbau wird erst durch die Umleitung des ganzen Abflusses möglich. Bei einer geplanten Ausbauwassermenge von ca. 26 000 m<sup>3</sup>/s stünde eine Leistung von gegen 40 000 MW zur Verfügung. Dieses Potential soll nach neueren Berichten [2] genutzt werden, um über eine 1800 km lange Leitung Elektrizität in die Provinz Shaba zu bringen, wo sie für die Kupferproduktion benötigt wird.

Der Zaïre würde in ein Trockental umgeleitet, das die Inga-Schleife abschneidet. Dort würde ein neuer Stausee entstehen. Ein Abschlussdamm würde das heutige Flussbett abschliessen; dieser Damm muss in den fliessenden Zaïre hinein geschüttet werden. Generelle Studien über diesen Bauvorgang waren Gegenstand von Modelluntersuchungen an der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie an der ETH Zürich.

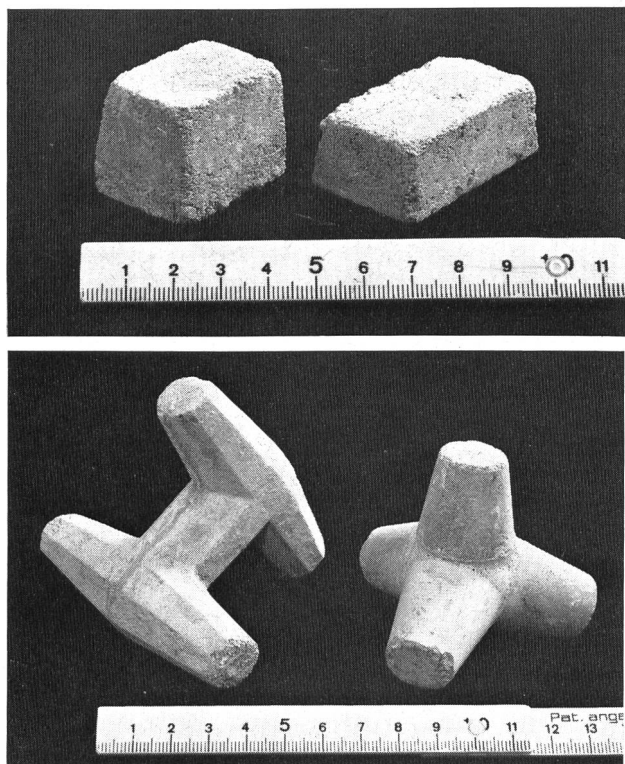
## 2. Dammschüttungen in fliessenden Gewässern

Dimensionierung und Gestaltung des Bauvorgangs werden bei Schüttung des Damms in das fliessende Gewässer massgeblich von der Beanspruchung durch die Strömung beeinflusst.

Die Schüttung solcher Dämme wird notwendig beim Ausbau von Strömen mit ständig grossen Abflüssen; aus dem Ausbau der russischen Ströme wurden die Theorien von *Izbash* [3] entwickelt, während *Blanchet* [4, 5] das Problem vor allem im Rahmen des Ausbaus der Rhone studierte. Diese Theorien können als klassisch angesehen werden; die folgenden Ausführungen stützen sich auf sie ab.

Zwei Haupttypen des Verfahrens können unterschieden werden, nämlich eine *gleichmässige* Schüttung auf der ganzen Breite des Abflussquerschnitts und somit eine gleichmässige Erhebung des Damms, oder eine *seitliche* Schüttung des Damms von einem oder beiden Ufern her, wobei nur am Ende des wachsenden Damms geschüttet wird. Möglich sind auch Kombinationen beider Methoden.

Bild 2. Für die Modellversuche im Massstab 1:43 handwerklich hergestellte Quader (oben) und Elemente vom Typ «Dolo» und «Tetrapod» (unten).



In beiden Fällen wird die Abflusssektion durch die Schüttung sukzessive verkleinert, wodurch einerseits der Wasserspiegel im Oberwasser und andererseits die Strömungsbeanspruchung im Restquerschnitt ansteigen. Vorgängig des Abschlusses erstellte Entlastungsbauwerke übernehmen beim Ansteigen des Oberwasserspiegels einen steigenden Abflussanteil  $Q_E$ . Dies vermindert wiederum den Abfluss  $Q_R$  im Restquerschnitt, wodurch die endgültige Schliessung möglich wird.

Geschüttet werden sowohl natürliche Materialien von Sand bis zu schweren Blöcken, als auch künstliche Elemente aus Beton oder Stahl; diese letzteren sind so gestaltet, dass sie sich leicht ineinander verhaken, z. B. Tetrapoden (Bild 2). Nachfolgend werden einfachheitshalber alle Materialien als Blöcke bezeichnet.

Solche Dämme werden nicht nur in Fliessgewässern geschüttet, sondern auch bei Deichabschlüssen im Meer, wo Gezeitenströme überwunden werden müssen.

Die gleichmässige Schüttung erfolgt von einer oder mehreren Achsen quer zum Fluss aus; diese Achsen werden durch Hilfsbrücken oder Seilkräne bestimmt. Das Problem kann zweidimensional betrachtet werden. Es werden vier verschiedene charakteristische Zustände unterschieden, [3, 4, 5] die der Damm während der Schüttung durchläuft (siehe auch Bild 5).

Beim ersten Zustand ist die Beeinflussung der fallenden Blöcke durch die Strömung gering. Die Querschnittsform ist nahezu dreieckig, Streuungen in der Länge der Trajektorien ergeben eine gewisse Kronenbreite. Der Damm wächst problemlos.

Bei Erreichen des zweiten Zustands hat die Strömung für die verwendeten Blöcke über dem Damm eine bestimmte Grenzgeschwindigkeit erreicht. Die Blöcke werden auf der Krone weitertransportiert, und diese verbreitert sich ohne weitere Erhöhung des Damms. Bald darauf wird der dritte Zustand erreicht; bei diesem bildet sich auf der Unterwasserseite eine schwach geneigte Böschung. Ihre Neigung entspricht dem Grenzgefälle des Materials für den verbleibenden Abfluss  $Q_R$ . Eine Erhöhung des Damms ist nun wieder möglich, jedoch nur in dem Mass wie die Böschung flussabwärts anwächst.

Wenn der Aufstau weiter fortschreitet, so wird der Abfluss  $Q_E$  durch die Entlastungsorgane ansteigen und die Strömungsbeanspruchung der Blöcke auf der Dammkrone abnehmen. Dann ist der Uebergang zum vierten Zustand möglich: Die Blöcke bleiben wiederum auf der Dammkrone liegen und es bildet sich dort rasch ein dreiecksförmiger Aufbau, der dann schliesslich zum Wasser herausragt und die Schliessung beendet.

Die seitliche Schüttung kann von einem oder von beiden Ufern aus erfolgen. Wenn die Restöffnung entsprechend verkleinert worden ist, wird die Schleppkraft des reduzierten Abflusses  $Q_R$  je nach Material so zunehmen, dass die Blöcke flussabwärts transportiert werden. Dieser Grenzzustand entspricht dem zweiten Zustand bei gleichmässiger Schüttung. Analog dem dritten Zustand von vorher kann der Oberwasserspiegel ohne Materialwechsel nur weiter aufgestaut werden, wenn der Abfluss durch die Bresche einen längeren Weg zurücklegen muss; auch hier würde sich ein Grenzgefälle einstellen. Man spricht von einer Elefantenfussform [5] des Dammendes. Durch Schütten von Nebendämmen mit versetzter Achse kann rascher aufgestaut werden.

Bei beiden Methoden stellt sich die Frage, welche maximale Geschwindigkeit auftritt und wie gross die Blöcke sein müssen, um von der Strömung nicht fortgerissen zu werden.

Die Grenzgeschwindigkeit, bei der die Blöcke von der Strömung weggerissen werden, wird von Izbash [3] in etwas vereinfachter Form wie folgt angegeben:

$$v_{Gr} = 1,2 \sqrt{2g\gamma_s''/\gamma_w} \sqrt{d_s}$$

wobei  $d_s = \sqrt[3]{6G/\gamma_s''\pi}$

$d_s$  massgebender Blockdurchmesser  
 $G$  Blockgewicht  
 $\gamma_s''$  spezifisches Blockgewicht unter Wasser  
 $\gamma_w$  spezifisches Gewicht des Wassers

Die Schüttung bewirkt eine hydraulische Querschnittskontraktion. Wenn die Energieverluste vernachlässigt werden, so wird der Abfluss im eingegengten Querschnitt — nach Anwendung von Kontinuitätsgleichung und dem Satz von Bernoulli unter Vernachlässigung der kleinsten Glieder —

$$Q_R = \bar{b} h_2 \sqrt{2g(H_0 - h_2)}$$

$\bar{b}$  mittlere Breite im reduzierten Querschnitt  
 $h_2$  Wassertiefe im reduzierten Querschnitt  
 $H_0$  Energiehöhe im Oberwasser

Für grössere Werte von  $H_0$  können die Formeln für vollkommenen oder unvollkommenen Ueberfall verwendet werden. Bei grösseren Wasserspiegelunterschieden können die Energieverluste nicht mehr vernachlässigt werden. Dem Eintrittsverlust wird meist durch Einführung eines Kontraktionskoeffizienten Rechnung getragen. Daneben treten noch Reibungsverluste über dem Damm bzw. längs der Bresche sowie der Energieverlust im Wassersprung auf. Durch angenäherte Berechnung des Wasserspiegelverlaufs im reduzierten Querschnitt kann die maximal auftretende mittlere Geschwindigkeit bestimmt werden, die mit  $v_{Gr}$ , der nach obiger Formel bestimmten Grenzgeschwindigkeit für ein bestimmtes Material, verglichen werden kann.

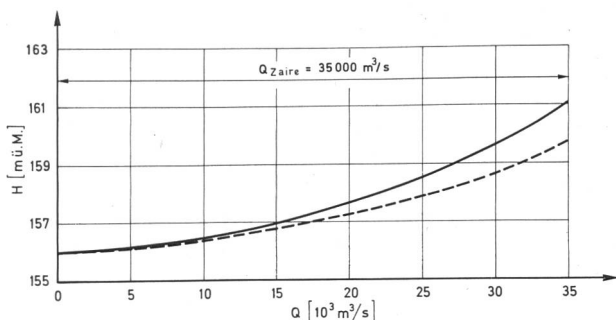


Bild 3. Kapazitätsfunktion der Entlastung (gestrichelt: Dammabfluss addiert).

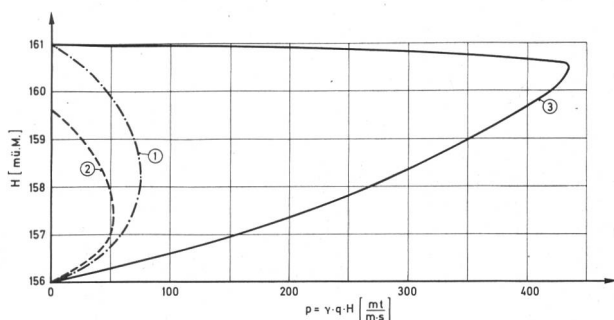


Bild 4. Spezifische Beanspruchung in der Querschnittskontraktion, bei gleichmässiger Schüttung 1, unter Berücksichtigung des Dammabflusses 2 und bei seitlicher Schüttung 3.

Gerechnet wird iterativ. Das Verhältnis der eingegengten zur ursprünglichen Querschnittsfläche (abhängig von der Dammhöhe), der reduzierte Abfluss  $Q_R$  und der Oberwasserstand  $H_0$  sind die drei Parameter, von denen zwei für die Rechnung geschätzt werden müssen. Aus dieser ergibt sich der Wasserspiegelunterschied zwischen Ober- und Unterwasser, der mit der Entlastungsfunktion übereinstimmen muss, sonst muss die Rechnung mit veränderten Parametern wiederholt werden.

Verschiedene Autoren haben in Versuchen genauere Koeffizienten für eine verfeinerte Rechnung bestimmt oder Diagramme entwickelt, welche direkt die hydraulischen Grössen zu den geometrischen Abmessungen in Relation setzen [3, 6, 7, 8]. Die Rechnung wird besonders bei der seitlichen Schüttung kompliziert, soll sie über eine grobe Annäherung hinausgehen. So werden auch direkte empirische Beziehungen aufgestellt zwischen den erforderlichen Blockgewichten und den hydraulischen Parametern [5, 6].

### 3. Ziel der Versuche

Im Rahmen der Studien für einen wirtschaftlichen Ausbau der Wasserkräfte bei Inga, die von den Firmen Elektroconsult, Mailand, und SICAI, Rom, unternommen wurden, nahm die Abschätzung des Aufwands für den Abschlussdamm bei Vollausbau einen bedeutenden Platz ein. Eine wesentliche Frage war, welche der beiden Methoden zur Anwendung gelangen sollte, und was für Blöcke oder Betonelemente eingesetzt werden müssten.

Die Versuche waren also für beide Methoden möglichst unter den gleichen Bedingungen durchzuführen. Es wurde den Versuchen eine mögliche Kapazitätskurve der Entlastungsorgane zugrunde gelegt (Bild 3); die Versuchsergebnisse sollten später für Fälle mit anderen Kapazitätsfunktionen interpretiert werden.

Die Entlastungsfunktion weist folgende Eigenheiten auf. Sie steigt an, sobald der unbeeinflusste Wasserspiegel überschritten ist, die Entlastungsorgane treten also in Funktion, sobald die Schüttung den Oberwasserspiegel verändert. Da die Kurve von der Form  $Q = c \sqrt{H}$  ist, zeigt die Konkavität nach oben; für kleine Wasserspiegeldifferenzen ist die Entlastung also massiv. Bei einem Aufstau von 5 m ist der ganze Abfluss umgeleitet.

Der Abflussquerschnitt wurde für die Versuche vereinfacht, indem bei gleichmässiger Schüttung eine mittlere Breite von 350 m angenommen wurde, während die seitliche Schüttung gegen das eine Ufer hin abgeschlossen werden sollte; die Uferneigung wurde vereinfacht mit 1:3 angenommen.

Als massgebender Abfluss wurde  $Q = 35\,000 \text{ m}^3/\text{s}$  bestimmt, also etwas weniger als der Mittelwasserabfluss; er sollte im Lauf der Versuche unverändert bleiben.

### 4. Verwendete Materialien

Zur Nachbildung des natürlichen Blockmaterials wurden Kiesmischungen eher kantigen Materials verwendet. Die mittleren Gewichte, auf die Natur bezogen, betrugen 0,08; 0,36; 0,77; 1,07 und 4,5 t. Da angenommen wurde, dass in Natur Blockmaterial der Grössenordnung 5 t in der Form von Quadern ziemlich einheitlichen Gewichts zur Verfügung stehen würde, wurden solche in Modellgrösse aus Mörtel hergestellt (Bild 2). Ebenfalls hergestellt wurden Elemente vom Typ «Tetrapod» und «Dolo» (Bild 2), die für eine begrenzte Zahl von Versuchen benötigt wurden. Das Gewicht dieser Elemente entspräche in Natur etwa 10 t.

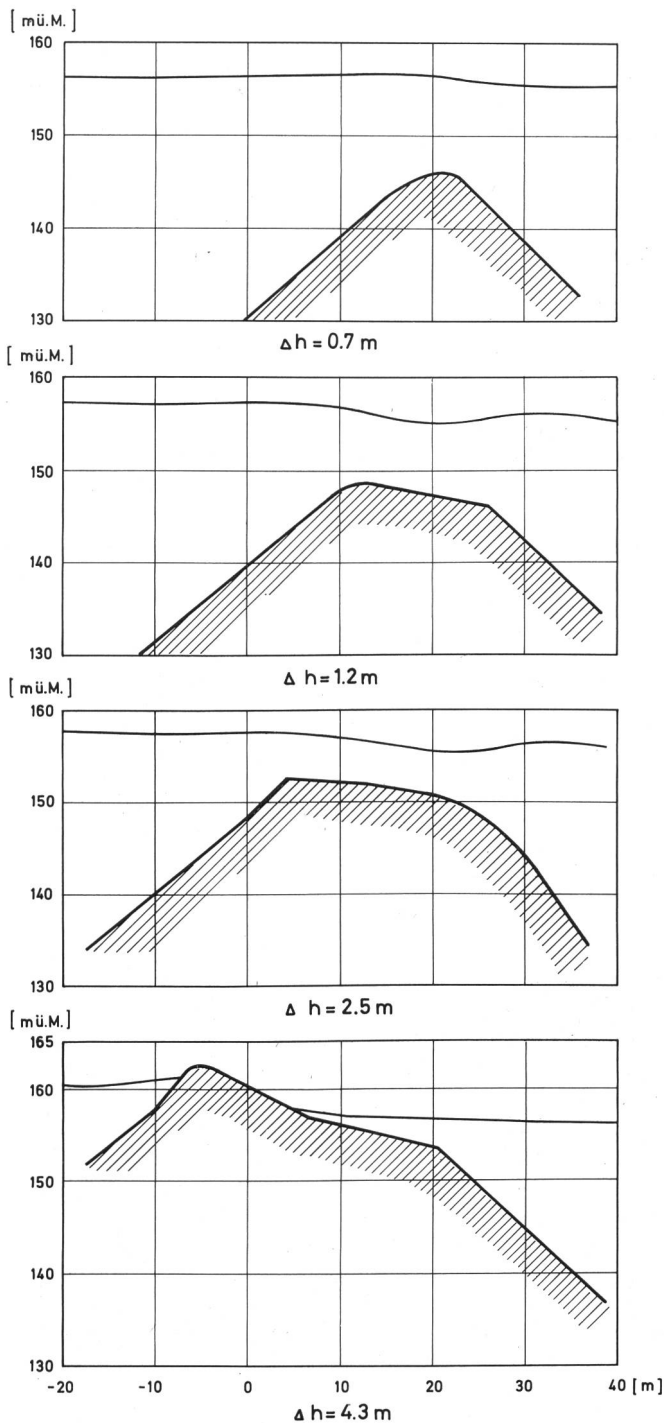
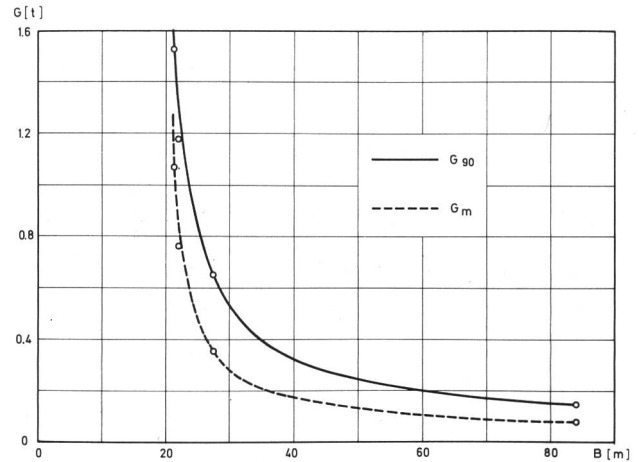


Bild 5. Entwicklung der Dammgeometrie bei gleichmässiger Schüttung für Blöcke von 0,3 t mittleren Gewichts.

Bild 7. Abhängigkeit der resultierenden Kronenbreite  $B$  vom Blockgewicht  $G$  bei gleichmässiger Schüttung.  $G_{90}$ : Gewicht, das 90 % der Blöcke nicht erreichen.  $G_m$ : mittleres Blockgewicht.



### 5. Versuche mit gleichmässiger Schüttung

Bild 4 zeigt die aus der Entlastungsfunktion von Bild 3 und für den spezifischen Abfluss  $Q = 100 \text{ m}^3/\text{s m}$  (35 000  $\text{m}^3/\text{s}$  auf 350 m Flussbreite) berechnete Funktion der spezifischen Beanspruchung in Funktion des Anstiegs des Oberwasserspiegels. Die maximale Beanspruchung war somit bei einem Wasserspiegelunterschied von ca. 2,5 m zu erwarten.

Die Versuche wurden in einer 30 cm breiten Rinne durchgeführt; eine seitliche Entlastung war gemäss der Kapazitätskurve von Bild 3 geeicht worden. Der Modellmassstab betrug 1:43, er resultierte aus der Bedingung, dass die vorfabrizierten Quader in Natur 5 t Gewicht entsprechen sollten.

Es wurden nun verschiedene Versuchsserien mit den Kiesmischungen von 0,08 bis 5 t Naturgewicht durchgeführt. Die Entwicklung der Form des Dammquerschnitts entsprach den klassischen vier Zuständen; ausgenommen für die feinste Mischung war sie bei allen Mischungen fast gleich. Bild 5 zeigt diese Entwicklung für die Mischung mit einem mittleren Blockgewicht von 0,3 t (Natur).

Die Kronenbreite betrug im Endzustand etwas über 20 m, nur bei der feinsten Mischung lag sie bei 80 m. Bild 6 zeigt die Versuchseinrichtung mit einem charakteristischen Zustand während der Schüttung.

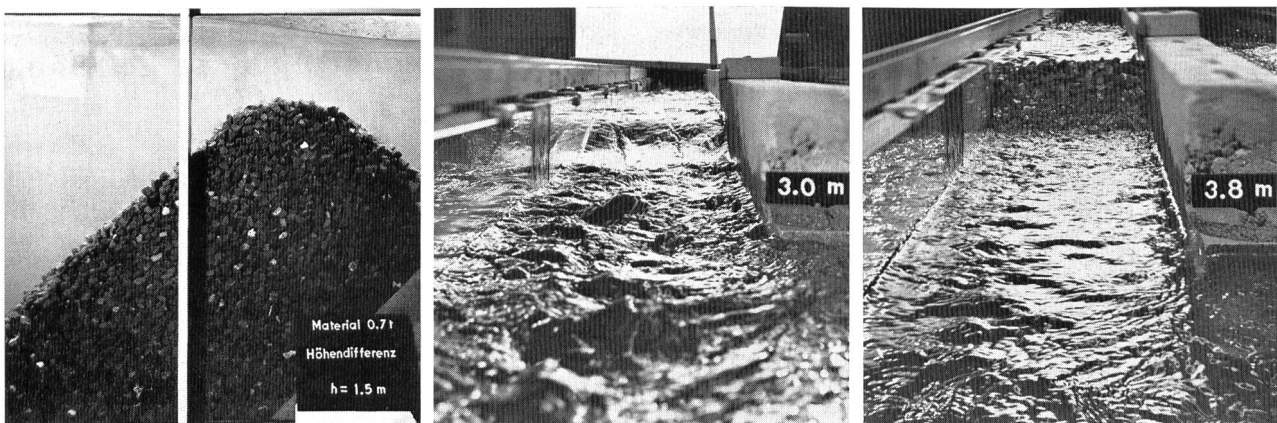


Bild 6. Gleichmässige Schüttung in einer Laborrinne, seitliche und Unterwasseransicht, Blockgewicht 0,7 t, Wasserspiegeldifferenz 1,5 m (links), 3,0 m (Mitte) und 3,8 m (rechts).



Der relativ konstanten Kronenbreite von 20 m entspricht ein kurzes Auftreten des dritten Zustandes, d. h. bei dessen Erreichen war das Anwachsen der Breite nur von sehr kurzer Dauer, worauf der Uebergang in den vierten Zustand sehr rasch erfolgte.

Der zweite Zustand wurde etwa bei 1,5 m Aufstau erreicht, wobei sich entsprechend den Blockgewichten gewisse Unterschiede ergaben. Der Uebergang in den vierten Zustand erfolgte bei 2,5 bis 3 m Aufstau.

Bild 7 zeigt eine Relation zwischen der Kronenbreite und dem mittleren Blockgewicht. Diese hyperbolische Funktion weist eine senkrechte und horizontale Asymptote auf, für Gewichte über 0,7 t ist das Gewicht auf die Kronenbreite und somit auch auf das Dammvolumen praktisch ohne Einfluss, während unter 0,2 t jede Gewichtsabnahme zu einer starken Zunahme des Dammvolumens führt.

Als Kontrast zu diesen Versuchen wurde mit zwei Mischungen die Schüttung für eine wesentlich ungünstigere Entlastungsfunktion durchgeführt. Die maximale Stauhöhe war dabei doppelt so gross wie für die ursprüngliche Funktion. Nun resultierte ein Verhalten der geometrischen Formen, das eher den Erwartungen entsprach: Bei einem mittleren Blockgewicht von 1 t betrug die Kronenbreite über 100 m, bei 5 t ca. 60 m. Bei diesen Versuchsbedingungen hatte sich auch gezeigt, dass die Schüttung mit den Quadern von ungefähr gleichem Gewicht ungünstiger war als mit einer natürlichen Mischung. Die Kronenbreite war bei gleichem mittlerem Gewicht mit den Quadern um rund 60 % grösser.

Verschiedene Umstände führten bei den Versuchen mit der Entlastungsfunktion von Bild 3 zu der Besonderheit, dass der dritte Zustand nur kurzfristig auftrat. Einmal ist es diese Funktion selbst, eine nur leichte Erhöhung des Oberwasserspiegels führt schon zu einer starken Reduktion des Abflusses  $Q_R$  im Restquerschnitt.

Während der Versuche wurde auch festgestellt, dass der Durchfluss durch den Damm bedeutende Ausmasse annahm. Dieser konzentrierte sich auf den obersten Teil, wo die Durchflusslänge am kleinsten war. Gerade aber das rechnerische Abschätzen des Durchflussanteils in diesem Fall, wo der Damm nur mehr leicht überströmt ist, führt zu Schwierigkeiten. Die Nachbildung dieses Abflusses im Modell kann in diesem Fall korrekt wiedergegeben werden, da der Durchfluss auch im Modell infolge der grossen Porenausmasse noch turbulent ist. Da nun ein grosser Abflussanteil durch den Damm strömt, ragt dieser bereits wesentlich früher aus dem Wasser heraus, als dies nach der Entlastungsfunktion vorgesehen war, nämlich nach etwa 3,5 m Aufstau statt nach 5 m. Dies lässt auf eine Durchflussmenge von 7000 m<sup>3</sup>/s schliessen, bei Erreichen des maximal möglichen Aufstaus.

Da der Durchfluss hier bedeutende Ausmasse annimmt, muss er als zusätzliche Entlastung betrachtet werden. Der den Damm überströmende Restabfluss wird nicht nur um den Abfluss in den Entlastungsorganen reduziert, sondern auch um den Dammdurchfluss. Die Bilder 3 und 4 zeigen eine Berücksichtigung des Durchflusses in der Entlastungsfunktion sowie auch in der daraus berechneten spezifischen Beanspruchung. Während das Maximum derselben von 75 auf 52 mt/ms reduziert wurde, wurde dieses nun auch bereits bei einem Aufstau von 1,5 m gegenüber 2,5 m nach der theoretischen Funktion erreicht. Auch daraus ersieht man, dass bei Erreichen des dritten Zustandes die Beanspruchung der Dammkrone mit minimem Aufstau beträchtlich abnahm, was den leichten Uebergang zum vierten Zustand und zur Beendigung der Schüttung erklärt.

Die Versuche zeigen eine weitere Besonderheit, die durch die imposanten Ausmasse des Damms verursacht wurde. Die Trajektorien der in den Fluss geworfenen Blöcke wiesen von Versuchsbeginn bis zum Schluss erhebliche Unterschiede auf. Wegen der grossen Abflusstiefe wurden die Blöcke vorerst über 20 m weit abgetrieben, so dass sich der Dammkörper weit weg von der Abwurfachse bildete. Mit der Zeit wurde die Fallhöhe kleiner, wogegen die Fliessgeschwindigkeit im obersten Bereich des Flussquerschnitts zunahm.

Die Zunahme der Fliessgeschwindigkeit im Eintauchbereich auf etwa das 2<sup>1/2</sup>-fache vermochte die Reduktion der Abflusstiefe nicht zu kompensieren, die Blöcke landeten daher immer näher an der Abwurfachse. Es fand deshalb auch ein Wachstum des Damms nach oben hin statt; die Kronenbreite wuchs somit bereits, ohne dass der überströmende Abfluss die Blöcke flussabwärts transportieren konnte.

Beim Erreichen der Grenzbedingungen für den Transport der Blöcke betrug die Kronenbreite im Versuch bereits rund 20 m. Man kann somit sagen, dass durch das Wachstum nach oben der dritte Zustand schon vor Erreichen von  $v_{Gr}$  vorhanden war, und die Kronenbreite unabhängig von der Blockgrösse ca. 20 m betrug. Somit konnte eine geringe Aenderung der hydraulischen Bedingungen den vierten Zustand herbeiführen.

Die Zweidimensionalität der Versuche vereinfacht die Problematik insofern, als die Schüttung in Natur nie ganz gleichmässig sein wird. Es werden sich immer einzelne Vertiefungen in der Dammkrone bilden, bei denen sich der Abfluss konzentrieren wird. Im Versuch wurden mittlere Beanspruchungen simuliert, die in Natur von den maximalen Beanspruchungen etwas übertroffen werden können.

## 6. Versuche mit seitlicher Schüttung

Im Rahmen dieser allgemeinen Studie war es nicht möglich, den ganzen Schüttvorgang in einem genügend grossen Modellmassstab nachzubilden, sowohl die Grösse des Abflusses als auch der Abflusssektion hätten dazu ein Modell mit beträchtlichen Abmessungen erfordert. So beschränkten sich die Versuche auf die Vorgänge beim Schliessen eines Restquerschnitts.

In Vorversuchen wurde in einem wesentlich kleineren Massstab von 1:110 qualitativ abgeschätzt, wann die kritischen Zustände erreicht würden. Aus diesen Vorversuchen konnte auch ungefähr die zu einem Restabfluss gehörende mittlere Breite bzw. der Kontraktionsverlust bestimmt werden, so dass auch für dieses Verfahren die Funktion der spezifischen Beanspruchung  $p = \gamma_w q (H_o - H_u)$ , mit  $q = Q/\bar{b}$  bestimmt werden konnte. Diese zeigt deutlich, dass die maximale Beanspruchung bei einem Aufstau von mehr als 4 m, d. h. einem Restabfluss unter 3000 m<sup>3</sup>/s eintritt (siehe Bild 4).

Die Versuche für den Restquerschnitt wurden wiederum im Massstab 1:43 durchgeführt. Verwendet wurden Kiesmischungen mit auf Fluss bezogen mittleren Blockgewichten von 1, 4 und 8 t.

Mit den leichten Blöcken von 1 t konnte der Damm nicht geschlossen werden. Bei den schwereren war die Möglichkeit der Schliessung durch verschiedene äussere Bedingungen stark beeinflusst.

Am grössten dürfte der Einfluss der Natur der Flusssohle und des Ufers sein. Für diese Versuche wurde angenommen, dass beide aus unerodierbarem Fels bestehen. Wäre dies nicht der Fall, so wäre noch ein Parameter mehr für

die Schüttung zu berücksichtigen, nämlich eine zulässige Sohlenbeanspruchung. Aber auch wenn die Sohle bzw. das Ufer fest sind, so spielt trotzdem ihre Oberflächenbeschaffenheit eine massgebende Rolle.

Die Versuche wurden jeweils für zwei verschiedene Uferbeschaffenheiten durchgeführt. Einmal bestand die Oberfläche aus ziemlich glattem Mörtel, das andere Mal aus mit Mörtel fixierten Steinen. Dies entsprach auf Natur bezogenen Stricklerschen Rauigkeiten von  $k = 40$  bzw.  $k = 25$ . Mit  $k = 40$  war die Schliessung nur mit 8-t-Blöcken möglich, und das auch nur bei stark zunehmender Asymmetrie der Dammsektion gegen Ende der Schliessung. Bei  $k = 25$  war die Schliessung mit den Blöcken von 4 t Gewicht ohne weiteres zu erreichen.

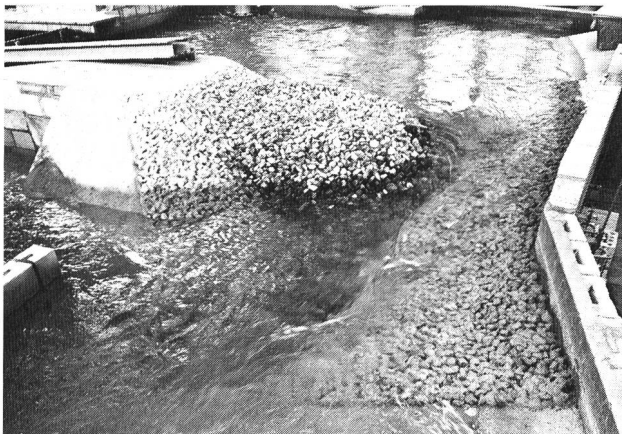


Bild 8. Seitliche Schüttung mit 4-t-Material, rauhe Uferoberfläche.

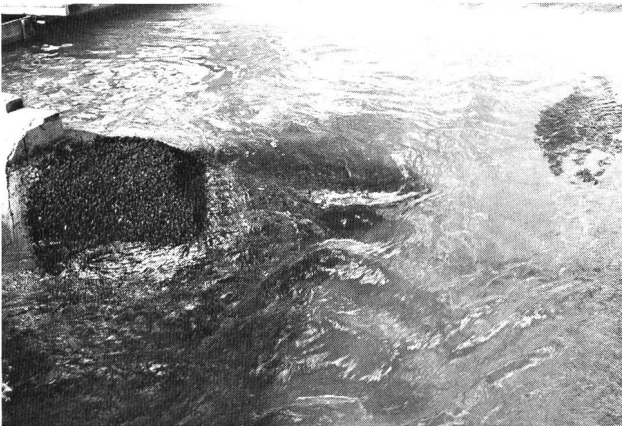


Bild 9. Ueberflutungsversuch im Bauzustand, bei einem Durchfluss durch die Bresche von 35 000 m³/s.

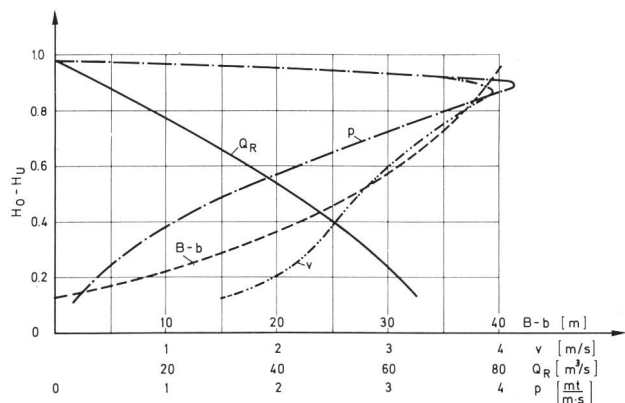


Bild 10. Gerechnete Funktionen des reduzierten Abflusses  $Q_R$ , der Dammlänge  $B - b$ , der spezifischen Beanspruchung  $p$  sowie der maximalen mittleren Geschwindigkeit in Funktion des Anstiegs des Oberwasserspiegels für das Anwendungsbeispiel.

Auch der Ort des Abwurfs hatte einen beträchtlichen Einfluss auf den Vorgang. Wie schon angetönt, kann auch bei seitlicher Schüttung nach Erreichen der Grenzbedingungen im Querschnitt mit der minimalsten benetzten Fläche ein dritter Zustand unterschieden werden. Da bei den vorliegenden Versuchen praktisch immer  $v_{Gr} > v_{kr}$  war, bildete sich ein Dreiecksüberfall im Minimalquerschnitt; unterhalb davon war eine längere Strecke mit schiessendem Abfluss vorhanden, wo die Geschwindigkeit nach unten stark zunahm. Dort gab es für die Blöcke bald keine stabilen Bedingungen mehr, so dass ein weiteres Vorrücken des Dammes nur mehr in der Zone des Minimalquerschnitts und später eventuell nur mehr oberhalb desselben möglich war. Dadurch wurde der Dammquerschnitt in der entscheidenden Phase immer mehr oder weniger asymmetrisch, teilweise war ein Vorrücken nur noch durch starkes Abweichen von der ursprünglichen Dammachse gegen das Oberwasser möglich. Solche Phänomene dürften in Natur aus konstruktiven und aus Gründen des Materialverbrauchs nur in beschränktem Umfange toleriert werden.

Wenn von der ursprünglichen Dammsektion nicht allzustark abgewichen werden darf und der Untergrund glatt ist, dürfte man beim Bau in Natur kaum um den Einsatz von künstlichen Elementen von beträchtlichem Gewicht herumkommen.

Es wurde bei den Versuchen auch festgestellt, dass der Wechsel von einem Material zu einem schwereren Schwierigkeiten bringt, wenn beim ersten Material bereits kritische Bedingungen aufgetreten sind. Die Izbash-Formel für die Grenzgeschwindigkeit eines bestimmten Materials gilt nur, wenn der Block auf Blöcke gleicher Art und gleichen Gewichts fällt. Somit muss der Wechsel vorgesehen werden, wenn die äusseren Bedingungen noch weniger ungünstig sind. Der genaue Zeitpunkt für den Einsatz eines jeden Materials muss somit durch genauere Ueberlegungen und Modellversuche nachgewiesen werden.

Es bestand eine modelltechnische Schwierigkeit in der Nachbildung der Schüttung. Praktisch bildete sich immer ein Depot am Ende des Damms, das zu einem übersteilen Hangwinkel und dann zu einer Rutschung führte. Diese Rutschungen sind nun nicht modellgerecht, die im Rutschen befindliche Masse ist im Modell im Verhältnis zu gross. Vor allem bei kleinen Massstäben — wie z. B. 1:110 bei den Vorversuchen — verfälschten diese Bewegungen die Resultate. Hingegen war deren Einfluss im Massstab 1:43 viel weniger bedeutend.

Der Durchfluss durch den Damm wurde bei diesen Versuchen praktisch vernachlässigt. Im Gegensatz zur Methode mit gleichmässiger Schüttung wies hier der Dammkörper schon den endgültigen Querschnitt auf, was wegen des viel längeren Weges den Durchfluss beträchtlich reduziert. Ausserdem kann angenommen werden, dass die Oberflächenabdichtung während des Vorrückens bereits in Angriff genommen wird.

Bild 8 zeigt den Zustand während eines Versuches mit seitlicher Schüttung.

## 7. Diskussion und Vergleich

Bereits die Gegenüberstellung der Funktionen der spezifischen Beanspruchungen zeigt wesentliche Unterschiede (Bild 4). Die maximale Beanspruchung ist bei der seitlichen Schüttung wesentlich grösser, sie tritt auch bei einem höheren Aufstau auf.

Die gemessenen Geschwindigkeiten in der Restöffnung bei kritischen Zuständen für die einzelnen Blockmaterialien entsprechen der Formel von Izbash. Die maximal auftretenden

Geschwindigkeiten waren ca. 5 m/s bei gleichmässiger Schüttung und 9 m/s bei seitlicher Schüttung.

Die Versuche geben nun die für beide Methoden notwendigen Blockgewichte an, unter Vorbehalt einer Aenderung der Entlastungsfunktion. Der Mehraufwand für die seitliche Schüttung kann nun in Relation gesetzt werden zu den konstruktiven Vorteilen, da dieser bei gleichmässiger Schüttung wegen einer Hilfskonstruktion (Brücke, Seilkran) grösser ist. Ein definitives Projekt müsste dann auf jeden Fall noch durch grossmassstäbliche Modellversuche geprüft werden.

## 8. Weitere Versuche

Für die auf Bild 2 abgebildeten Elemente wurden die Durchlässigkeitsbeiwerte sowie die Sinkgeschwindigkeit im ruhenden Wasser bestimmt. In einer qualitativen Versuchsserie wurde auch der Einfluss eines während des Baus eintreffenden Hochwassers auf den Dammkörper untersucht. Es zeigte sich, dass die Form des erodierten Dammkörpers sich stabilisiert, wenn der Unterwasserspiegel auf einem bestimmten Niveau bleibt. Da ein bestimmtes Grenzgefälle in der Bresche resp. auf dem Dammkörper beim Ueberströmen bestehen bleibt, wird der Dammkörper auch mit stärkerer Erosion resistenter. Bild 9 zeigt eine solche Ueberflutung durch ein Hochwasser.

## 9. Anwendungsbeispiel

Zum Schluss soll an einem einfachen Beispiel gezeigt werden, dass die hier beschriebene Problematik nicht nur bei Stauanlagen in grossen Strömen, sondern auch bei scheinbar geringen Strömungsbeanspruchungen auftreten kann. In einem 90 m breiten Fluss soll eine Schwelle mit 1,2 m mittlerer Höhe eingebaut werden. Durch einen geschütteten Fangedamm wird der Fluss auf 40 m eingeschnürt und im trockengelegten Teil die eine Hälfte der Schwelle erstellt. Ein weiterer Fangedamm soll nun die zweite Flusshälfte

abschliessen. Mit dem Aufstau des Oberwassers durch die Breschenschliessung kann der Abfluss sukzessive über den neu erstellten Teil der Schwelle erfolgen. Der massgebende Abfluss betrage 70 m<sup>3</sup>/s, die Energiehöhe im Unterwasser  $H_0 = 1,2$  m über mittlerer Sohle.

Die Berechnung wurde mit den Ueberfallformeln für verschiedene Einengungsverhältnisse durchgeführt. Die Resultate sind im Diagramm von Bild 10 aufgetragen. Man sieht, dass die grössten Beanspruchungen kurz vor Ende der Schliessung auftreten,

mit  $v_{\max} = 4,2$  m/s,  $P_{\max} = \gamma_w q (H_0 - H_0) = 4$  mt/ms. Das erforderliche Material muss mindestens einen Durchmesser von 40 cm aufweisen.

Eine Ueberschlagsrechnung zeigt aber, dass mit starker Kolkung in der Flusssohle gerechnet werden muss. Durch vorgängige Einbringung eines Blockteppichs mit  $d = 0,8$  m könnte diese verhindert werden.

## Literatur

- [1] M. N'Zeza, J. Francou: L'aménagement d'Inga en République du Zaïre. «Travaux», mars 1976.
- [2] R. Te Pas: Erschliessung der grössten Wasserkraftreserven Afrikas mit dem Projekt Inga. «Siemens-Zeitschrift», 2/1977.
- [3] S. V. Izbash, Kh. Yu. Khaldre: Hydraulics of River Channel Closure. Butterworths 1970.
- [4] Ch. Blanchet: Technique de la construction des barrages en pierres lancées dans l'eau courante. «La Houille blanche» 6/1946.
- [5] Ch. Blanchet: Les grands principes de coupure des écoulements fluviaux et maritimes. «La Houille blanche» 4/1964.
- [6] R. A. Lopardo, F. J. Zarate: Sur l'entraînement d'énormes blocs pendant les opérations de fermeture d'un fleuve. IAHR-Kongress 1975, São Paulo, Proceedings Vol. 2.
- [7] J. A. Sandover: Discharge coefficients of constructions in open channels. «Water Power» 7/1969.
- [8] J. A. Sandover: Backwater effects due to channel constructions. «Water Power» 1/1970.
- [9] VAW-Bericht 665: Pierres lancées (unveröffentlicht).
- [10] VAW-Bericht 682: Hydraulische Berechnung von Venturikanälen (unveröffentlicht).

Adresse des Verfassers: Martin Jaeggi, dipl. Ing. ETH, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie an der ETH Zürich, Gloriastrasse 37, Postadresse: ETH-Zentrum, 8092 Zürich.

# Fernübertragung von Messwerten zur Überwachung der Talsperren

DK 627.814.004.58

## Erfahrungen der Nordostschweizerischen Kraftwerke AG, NOK

Christian Venzin<sup>1)</sup>

### Zusammenfassung

*Die Fernübertragung von Messwerten ist ein wertvolles zusätzliches Instrument für die Überwachung der Talsperren. Die konventionelle Überwachung mittels örtlichen Messungen wird dadurch nicht ersetzt. Keinesfalls kann auf die visuellen Kontrollen der Anlagen verzichtet werden.*

*Die Erfahrungen mit der Fernübertragung waren am Anfang sehr verheissungsvoll. Bei neueren Anlagen festgestellte Störanfälligkeiten brachten Rückschlüsse. Eine Fernübertragung, die nicht zuverlässig funktioniert, ist praktisch wertlos. Häufige Fehlanzeigen und Fehlalarme erlahmen die Aufmerksamkeit des Überwachungspersonals. Anzeigen von allfälligen, realen Unregelmässigkeiten werden nicht mehr ernst genommen und nicht, wie erwartet, rechtzeitig erkannt.*

*Die Zusammenarbeit zwischen dem Elektroniker und dem Baufachmann will gelernt sein. Nach dem Überwinden der Kinderkrankheiten wird die Fernübertragung auch für die Talsperrenüberwachung zur Standardausrüstung werden und schon nach wenigen Jahren nicht mehr wegzudenken sein.*

Die Bauabteilung der Nordostschweizerischen Kraftwerke AG überwacht insgesamt zehn der Talsperrenverordnung<sup>2)</sup> unterstellte Talsperren. Es sind dies: der 1910 erstellte Erddamm des Klöntalersees; sieben in den sechziger Jahren erbaute Stauanlagen von Partnerwerken (die Staumauer Limmernboden und die Erddämme der Ausgleichbecken Hintersand und Linthal der Kraftwerke Linth-Limmern sowie die Staumauern Nalps, Curnera, Sta. Maria und Runcahez der Kraftwerke Vorderrhein); die zwei 1976 in Betrieb genommenen Staumauern Gigerwald und Maerpragg des Partnerwerkes Sarganserland.

Bei vier weiteren Talsperren von Partnerwerken hat die NOK die werksinterne Oberaufsicht über die Überwachung: Bei den 1924 fertiggestellten Staumauern Schräb und Rempen der Kraftwerke Wägital und bei den 1936 und 1937

<sup>1)</sup> Überarbeiteter Kurzvortrag, gehalten an der Tagung über Talsperrenüberwachung vom 20. und 21. Oktober 1977 in Brig, organisiert vom Ausschuss für Talsperrenbeobachtung des Schweiz. Nationalkomitees für Grosse Talsperren.

<sup>2)</sup> Talsperren, die 1976 der Oberaufsicht des Bundes unterstellt sind. «Wasser, Energie, Luft — Eau, énergie, air» 69 (1977) 10, S. 244—246.