Zeitschrift: Schweizer Ingenieur und Architekt
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 114 (1996)
Heft: 24

Artikel: Hydraulische Experimente zum Talsperrenbruchproblem
Autor: Hager, Willi H. / Lauber, Guido
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-78988

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: 08.08.2025

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

Willi H. Hager und Guido Lauber, Zürich

Hydraulische Experimente zum Talsperrenbruchproblem

Die vorliegende Literaturübersicht will die heute bekannten Tatsachen zum Bruch einer Talsperre zusammenfassen. Einerseits wird dadurch eine Übersicht über die verfügbaren Kenntnisse vermittelt, und andererseits werden bestehende Lücken aufgedeckt, die durch laufende Forschungsprojekte an der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) in Zürich teilweise geschlossen werden.

Heute liegt eine Vielzahl von Erkenntnissen zum Talsperrenbruch vor (1). Diese beziehen sich einerseits auf ausgedehnte Experimente, andererseits aber vermehrt auf z.T. komplexe Berechnungen, die den Vorgang einer Bruchwelle simulieren. Für diese Simulation liegen verschiedene Vorschriften nationaler Gremien vor, die für die Betreiber verbindlichen Charakter besitzen. Die Internationale Kommission für Grosse Talsperren (ICOLD) hat zudem in diversen Fachpublikationen zu diesem Fragenkomplex Stellung genommen, ein entsprechendes Bulletin ist in Vorbereitung. Dabei wird in diesem Zusammenhang nicht auf die Häufigkeit und die Ursachen von Talsperrenbrüchen eingegangen, da dazu entsprechende Berichte vorliegen (ICOLD [1], MacDonald und Langridge-Monopolis [2], Lebreton [3], US COLD [4], Cheng [5], Schnitter [6]).

Auch in jüngster Zeit sind Sperrenbrüche zu verzeichnen, so etwa der in (2) dargestellte 71 m hohe Gouhoudamm im Nordwesten Chinas [9]. Beinahe hätte es Anfang 1994 auch ein europäisches Beispiel dafür gegeben: der Perucadamm in Kroatien infolge kriegerischer Einwirkungen. Eine Übersicht aktueller Beispiele über Katastrophen und internationale Hilfstätigkeit vermitteln Krumdieck und Zimmermann [10].

Die vorliegende Studie möchte einen Einblick in die heutigen Kenntnisse der hydraulischen Vorgänge einer Talsperrenbruchwelle geben. Dabei wird hauptsächlich der Wellenausbreitungsvorgang diskutiert, die Ursachen für den Bruch jedoch nur gestreift und die Interaktion eines Dammkörpers mit der Bruchwelle nicht im Detail verfolgt. Ferner sollen ausschliesslich Untersuchungen erwähnt werden, welche sich mit Experimenten zur Bruchwelle beschäftigen, dagegen mathematische Beiträge zur Lösung der instationären Bewegungsgleichungen ausser acht gelassen werden, da der Umfang der heute vorliegenden Erkenntnisse zu gross ist und den Rahmen einer Fachpublikation sprengen würde. Um den historischen Aspekt zu wahren, sind die Original-Bezeichnungen und Original-Abbildungen beibehalten worden. So kann eine Grösse wie etwa die Wassertiefe durch verschiedene, im Text jedoch erklärte Notationen dargestellt werden.

Die Arbeit hat das Ziel, den derzeit an der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) der ETH Zürich laufenden Untersuchungen als Grundlage hinsichtlich der heutigen Erkenntnisse zu dienen. Weiter ist das Thema bezüglich der Talsperrensicherheit so aktuell, dass sich ein weiter Leserkreis für die heutigen Kenntnisse interessiert und insbesondere Auskunft auf Fragen wünscht wie: Was ist die grösstmögliche Dammbruchwelle?, oder Was wissen wir heute noch nicht? In diesem Sinne mag diese Untersuchung auch Anstoss für zukünftige Forschungsarbeiten in diesem Themenkreis sein.

Historische Beiträge

Dammbrüche werden durch die Gleichungen der instationären Flüssigkeitsströmungen vereinfacht beschrieben, die bereits um 1870 von De Saint-Venant und Boussinesq abgeleitet wurden. Die erste spezifische Anwendung auf den Dammbruch schlechthin verdanken wir Ritter [11], welcher 1892 die Gleichungen von De Saint-Venant integrierte, sie aber auf keine konkreten Projekte anwendete. Die ersten Experimente führte Schoklitsch 1917 [12] durch. Eine detaillierte Zusammenstellung der historischen Abhandlungen geben Hager und Chervet [13].

Triffonov [14] führte eine Serie von Versuchen im Hydraulischen Labor von Leningrad durch. Im Gegensatz zu Schwallwellen sei bei Dammbrüchen der Einfluss der Wandreibung entscheidend. Die Experimente wurden an einem Kanal von 30 m Länge bei Ruhewassertiefen von 300 und 400 mm durchgeführt. Die Kanalbreite betrug 0,40 m, und das Sohlengefälle war 0,4%. Als Kanäle dienten ein Rechteckkanal mit einerseits relativ glatter Oberfläche und andererseits einem Kiesboden sowie ein Dreieckkanal mit der Sei-

1

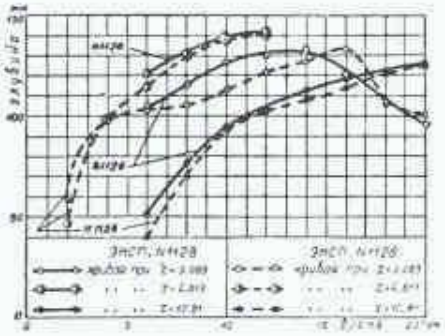
Grand Teton Damm (Idaho, USA) mit Bruch kurz nach dem ersten Aufstau. Die Dammhöhe betrug 93 m, es waren 11 Tote zu beklagen, 25 000 Bewohner verloren ihr Heim, und der Gesamtschaden betrug 400 Mio US $ (Anonymous [7,8])

2

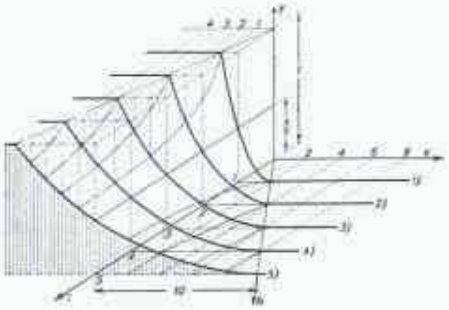
Aufnahme der Gouhousperre in China nach Bruch 1993 (Bild: New China News Agency)

1

2



3 (links)
Wellenprofile h(t) für verschiedene Lagen x und H = 400 mm [14]



4 (rechts)
Verallgemeinerte Dammbruchkurven nach [15] mit $y = h/h_0$, $X = x/h_0$, $\tau = (g/h_0)^{1/2}t$

tenneigung 2:1. Die Experimente wurden von zehn Beobachtern verfolgt und durch Prof. Eguiazarov geleitet. Die Fortpflanzungsgeschwindigkeit wurde über elektrische Kontakte ermittelt, die Wellenprofile über eingetauchte Metallplatten, die anschliessend vermessen wurden (3). Die Versuche sind recht umfangreich, die Schlussfolgerungen aber eher mager:

- Ab einer gewissen Öffnungsgeschwindigkeit der Schütze bleibt deren Einfluss auf die Dammbruchwelle vernachlässigbar.
- Die Einstauwassertiefe besitzt einen grossen Einfluss auf die Wellenfortpflanzung.
- Die Kanalrauheit wirkt entscheidend auf den Wellenvorgang, eine Quantifizierung unterbleibt.
- Als Grenzwert der Wellenfortpflanzungsgeschwindigkeit stellt sich die Normalabflussgeschwindigkeit bezüglich der Flutwelle ein.

De Marchi (1890–1972), wohl der berühmteste Hydrauliker Italiens im 20. Jahrhundert, hat sich während des Zweiten Weltkrieges intensiv mit Dammbruchwellen beschäftigt [15]. Diese Untersuchungen standen im Zusammenhang mit kriegerischen Einwirkungen auf Staumauern und den daraus befürchteten Schadenszenarien. Basierend auf den Gleichungen von De Saint-Venant (1871), nämlich der Kontinuität und der Bewegungsgleichung [16]

$$(\partial F/\partial t) + \partial(VF)/\partial x = 0, \qquad \text{Gl. (1)}$$

$$(1/g)\,(\partial V/\partial t) + (1/g)\,(\partial(V^2/2g)/\partial x) + (\partial h/\partial x) = J_s - J_f \qquad \text{Gl. (2)}$$

wird das Problem analytisch angegangen. Dabei bedeuten F die Querschnittsfläche, V die mittlere Geschwindigkeit, x die Lagekoordinate, t die Zeit, g die Erdbeschleunigung, h die Wassertiefe, J_s die Sohlenneigung und J_f die Energielinienneigung.

Vernachlässigt man die Differenz der beiden Gefälle, also gilt näherungsweise $J_s - J_f = 0$, ist der Querschnitt rechteckig von der Breite B und die Geschwindigkeit lediglich eine Funktion der Wassertiefe, d.h. $\partial V/\partial x = (dV/dh)(\partial h/\partial x)$, so folgt aus Gl. (2)

$$(1/g)\,(dV/dh)\,(\partial h/\partial t) + [1 + (V/g)\,(dV/dh)]\,(\partial h/\partial x) = 0. \qquad \text{Gl. (3)}$$

Für die Fortpflanzungsgeschwindigkeit $c = -(\partial h/\partial t)/(\partial h/\partial x)$ ergibt sich demnach

$$c = V + g\,(dh/dV) \qquad \text{Gl. (4)}$$

Aus der Kontinuitätsgleichung (1) folgt analog

$$c = V + h\,(dV/dh), \qquad \text{Gl. (5)}$$

also nach Gleichsetzen mit (4) $dV/dh = \pm (g/h)^{1/2}$ und deshalb nach Integration für die Randbedingung $V(h = h_0) = V_0$

$$V - V_0 = \pm\,[2(gh)^{1/2} - 2(gh_0)^{1/2}] \qquad \text{Gl. (6)}$$

Für den Ruhewasserspiegel $h = h_0$ herrscht keine Geschwindigkeit, also gilt

$$V = \pm\,2[(gh)^{1/2} - (gh_0)^{1/2}] \qquad \text{Gl. (7)}$$

und für die Wellenfortpflanzung

$$c = 2(gh_0)^{1/2} - 3(gh)^{1/2}. \qquad \text{Gl. (8)}$$

Daraus errechnet sich das Wellenprofil über $\partial x/\partial t = -c$ zu

$$x = [2(gh_0)^{1/2} - 3(gh)^{1/2}]t + f(h) \qquad \text{Gl. (9)}$$

mit f(h) als Randbedingung. Diese Lösung wurde erstmals von De Saint-Venant [16], dann von Boussinesq (1877) und schliesslich auch von Ritter [11] angegeben. De Marchi erzielte sie einfacher durch seine Annahme $V = f_1(h)$ anstelle des allgemeinen Ansatzes $V = f_1(x, t)$. Wie jedoch Gl.(7) belegt, verändert sich die Geschwindigkeit nur mit der Wassertiefe, welche ihrerseits mit der Lage und Zeit variiert. Legt man den Koordinatenursprung in die Sperrstelle, so wird $f(h) = 0$ und damit folgt für den Wasserspiegel

$$(h/h_0) = [(2/3) - 1/(3(gh_0)^{1/2})\,(x/t)]^2 \qquad \text{Gl. (10)}$$

Die Dammbruchkurve wird demnach durch eine Parabel gebildet, deren Scheitel mit der Geschwindigkeit $+2(gh_0)^{1/2}$ ins

5
Teilansicht des Modells von De Marchi [15]

6
Bresche bei der Edertalsperre [17]

5

6

Unterwasser und $-(gh_0)^{1/2}$ ins Oberwasser fortschreitet. Zudem bleibt die Wassertiefe $h = (4/9)h_0$ an der Sperrstelle konstant. De Marchi zeigte weiter, dass alle Parameter wie Geschwindigkeit, Durchfluss und Energiehöhe, aber auch normierte Zeit und Ort, nur von der Anfangswassertiefe h_0 abhängen. (4) zeigt eine verallgemeinerte Darstellung der Lösung.

Dammbrüche am Kriegsende

Ausgelöst durch die Kriegsereignisse und angesichts des Schadenpotentials von Dammbrüchen wandte sich De Marchi den Phänomenen zu, wie sie in Alpentälern auftreten. Im Modellmassstab 1:500 wurde die rund 12 km lange Flussstrecke eines Seitenflusses der Adda bei Bormio nachgebildet (5). Als Bemessungsfall wurde eine Bresche von 20 m × 60 m angenommen, die Resultate beinhalteten Durchfluss und Wasserspiegelkurve an verschiedenen Lagen stromab.

Die Messresultate wurden durch eine Abschätzung überprüft. Dabei wird von einer kinematischen Welle ausgegangen, bei der also zu jeder Zeit Pseudo-Normalabfluss herrscht. Unter Verwendung des Reibungsgesetzes nach Chezy vereinfacht sich die dynamische Gleichung zu

$$Q = CF(J_0R_0)^{1/2} \qquad \text{Gl. (11)}$$

mit C als Reibungsbeiwert und F als lokaler Querschnittsfläche. Sie muss zusammen mit der Kontinuitätsgleichung unter entsprechenden Anfangs- und Randbedingungen gelöst werden. Der Vergleich mit den Messungen war befriedigend.

Die Notwendigkeit von Berechnungsmodellen für Dammbruchwellen wurde von Kirschmer [17] anhand verschiedener kriegerischer Einwirkungen in Deutschland während des Kriegsendes aufgezeigt. (6) zeigt die Bresche der Edertalsperre.

Levin [18] untersuchte Dammbrüche im Rechteck-, Parabel- und Dreieckprofil bei verschiedenen Rauhigkeiten und variablem Unterwassereinstau. Bedeutet σ den Einstaugrad bezogen auf die Ruhewassertiefe, so unterscheiden sich im horizontalen Kanal vier Fälle (7):

I $\sigma \leq 0.05$ entspricht praktisch dem trockenen Unterwasserkanal,
II für $0.05 < \sigma \leq 0.10$ stellt sich eine fast stufenförmige Frontwelle ein,
III für $0.10 < \sigma \leq 0.30$ entsteht eine Oberflächendiskontinuität mit einer stufenförmigen Front, und
IV für $0.30 < \sigma$ breitet sich die Oberflächenstörung gar als negative Sekundärwelle aus.

Die an einem extrem schmalen und kleinen Kanal von b = 115 mm und L = 2 m gewonnenen Resultate geben qualitativen Aufschluss über die Abflussvorgänge:

- die Abflusstiefe Z/A am Breschenquerschnitt nimmt mit dem Einstaugrad zu,
- die Maximalhöhe der Oberflächendiskontinuität Z'/Z ist für $\sigma > 0.18$ grösser als 1, d.h. sie übersteigt die Abflusstiefe am Breschenquerschnitt,
- Die Rauhigkeit hat im Anfangsbereich der Welle praktisch keinen Einfluss.

Die weiteren Untersuchungen betrafen die Ausbreitungsgeschwindigkeit, das rechnerische Verfahren sowie die Einflüsse der Wandreibung, der Querschnittsänderung und des Bodengefälles. Die Resultate wurden auf den Bruch des Medjouvrchyédamms in Jugoslawien angewendet.

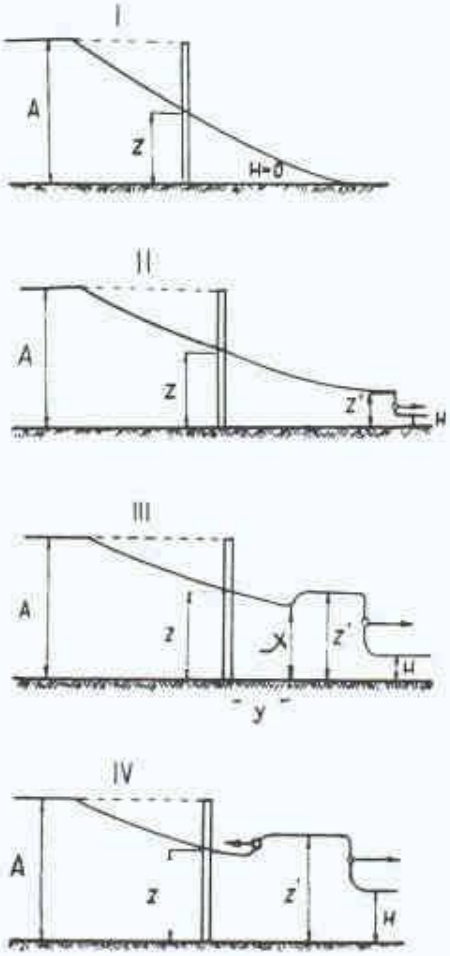
Analytische Entwicklungen

Dressler [19] versuchte den Reibungseffekt mathematisch zu ermitteln. Dabei wählte er den Ansatz nach Chezy und stiess dabei auf eine «fundamental schwierigere» Aufgabe als Ritter. Als Frontgeschwindigkeit fand er näherungsweise für $T > 0.6$ mit $T = t/t_c$ als dimensionslose Zeit bezogen auf die Normierungszeit $t_c = C(H/g)^{1/2}$ und mit H als Stauhöhe

$$c/(gH)^{1/2} = 2 - 4T^{1/2}. \qquad \text{Gl. (12)}$$

Die Experimente wurden in einem 65 m langen und 225 mm breiten Rechteckkanal ausgeführt. Die Anfangswassertiefen betrugen 55, 110 und 220 mm für «glatte» Oberfläche, sandrauhe Oberfläche und durch Querschwellen belegte extrem rauhe Oberflächen (8).

Die Frontwelle besitzt mit zunehmender Initialwassertiefe eine leicht zunehmende Ausbreitungsgeschwindigkeit. Dies deutet auf Massstabseffekte hauptsächlich infolge der Viskosität hin. Während sich bei der negativen Welle kein Rauhigkeitseinfluss bemerkbar macht, ist dieser bei der positiven Welle beachtlich. Die Einflüsse



7

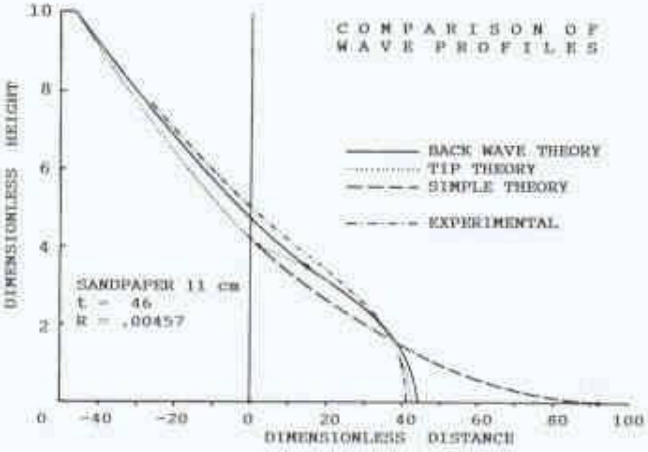
8

7
Einfluss des Unterwassereinstaus $\sigma = H/A$ nach [18]

8
Initialphase des Dammbruchs mit extremer Bodenrauhigkeit [19]

9
Wellenprofile nach Berechnungsmodellen und Experiment [19]

9



von Rauhigkeit und Anfangswassertiefe treten auch bei den Wellenprofilen auf, und zwar sind die Abweichungen von der Ritter-Lösung um so grösser, desto grösser $R = g^{1/2}/C$ und desto kleiner H ist mit C als Rauhigkeitskoeffizient nach Chezy. Experimente in zu kleinem Massstab sind deshalb mit Vorbehalt zu betrachten. (9) bezieht sich auf eine Zusammenfassung der Resultate und zeigt den qualitativen Vergleich der Messresultate mit verschiedenen Theorien. Es handelt sich dabei um die:

- Backwave Theory [20] nach Dressler als eine spezielle Frontgeometrie für die Ritterlösung,
- Tip Theory nach Whitham [21], bei der eine hoch-nichtlineare gewöhnliche Differentialgleichung zu lösen ist, die näherungsweise von Gl. (7) befriedigt wird,
- Simple Theory [11] nach Ritter.

Die Übereinstimmung zwischen den beiden ersten Theorien und dem Experiment ist im Oberwasser befriedigend. Im Unterwasser hingegen stellen sich bedeutende Differenzen ein, insbesondere erreicht die Front nach einer dimensionslosen Zeit von 46 nur knapp die Hälfte der nach Ritter ermittelten Lage. Im Unterschied zu anderen Experimentatoren fällt das Frontprofil stetig ab.

Escande, et al. [22] bildeten bei einem bestehenden Modell die Dammbruchwelle im Truyèretal (F) nach und studierten dabei insbesondere die Einflüsse von Rauhigkeit und Beckenfüllungsgrad. Als Modellmassstab wählten sie 1:500, und die Wasserstände wurden kontinuierlich mit kapazitiven Sonden ermittelt. (10) zeigt eine Modellverkleidung mit Drahtnetz zur Rauhigkeitserhöhung. Als Resultate ergaben sich:

- Die Wellenform im Anfangsbereich einer Dammbruchwelle ist praktisch immer identisch.
- Bei einer Variation des Rauhigkeitskoeffizienten von 32 bis 58 $m^{1/3}/s$ (+80%) ergeben sich Unterschiede in der Fortpflanzungsgeschwindigkeit von bis zu +30%.
- Die Maximalhöhen einer Talsperrenbruchwelle sind von der Rauhigkeit fast unbeeinflusst.
- Bei einem Basisabfluss wird die Wellenausbreitungsgeschwindigkeit gegenüber der Welle im trockenen Kanal vergrössert.

Faure und Nahas [23] haben einen weiteren experimentellen Beitrag zur Dammbruchwelle geleistet. Es handelt sich dabei um eine der ersten numerischen Studien. Die Gleichungen von De Saint-Venant werden auf die Charakteristikenform gebracht und lauten dann

$$c = dx/dt = V \pm (gF/B)^{1/2}, \qquad \text{Gl. (13)}$$

$$du \pm (g/c)dh = [g(J_s - J_f) \mp (uc/B)\,(\partial B/\partial x)]\,dt. \qquad \text{Gl. (14)}$$

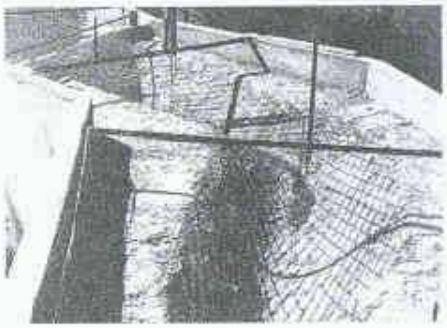
Diese wurden durch finite Differenzen unter den jeweiligen Anfangs- und Randbedingungen gelöst. An der Wellenfront wurde das Frontmodell nach Whitham [21] eingebaut. Die Experimente wurden an einem 40,6 m langen, 250 mm breiten und 250 mm hohen Rechteckkanal durchgeführt. Die Bodenrauhigkeiten entsprachen Stricklerbeiwerten von rund 28 und 63 $m^{1/3}/s$, das Bodengefälle betrug $1{,}2\times10^{-4}$. Die Wasserspiegel wurden photographisch ausgemessen. Die Übereinstimmung der Berechnungen mit zwei Messungen war gut, insbesondere die Ermittlung der Wellenfront.

Systematische Modellversuche

Das US Corps of Engineers [24] trug massgeblich zur experimentellen Analyse von Dammbruchwellen bei. Die Messwerte werden auch heute noch als die Standard-Datenbank zur Verifizierung von numerischen Modellen verwendet. Das Ziel der Arbeiten bestand in der Angabe von Messdaten bezüglich der Wellenprofile und Durchflusskurven für glatte und rauhe Kanäle. Für den glatten Kanal war der Rauhigkeitsbeiwert nach Strickler rund 111 $m^{1/3}s^{-1}$, für den gerauhten Kanal variierte K zwischen 6 und 35 $m^{1/3}s^{-1}$.

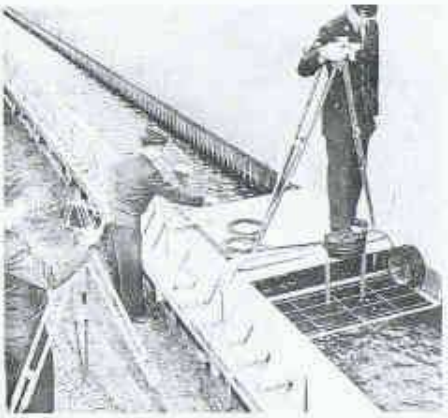
Die Rechteckkanäle besassen eine Breite von 1,22 m (4 ft.) und eine Länge von 122 m (400 ft.) bei einem Gefälle von 0,5‰. In der Kanalmitte befand sich der Modelldamm von 0,305 m (1 ft.) Höhe. Die rechte Kanalseite war teilweise als Glaswand ausgebildet, um die visuelle Beobachtung zu ermöglichen. Der Bruchvorgang wurde mit symmetrisch angeordneten Gewichten durchgeführt, welche den Modelldamm über Rollen innert rund einer 1/30 s anhoben (11).

Die Bruchgeometrien beinhalteten sowohl den Voll- wie auch den Teilbruch einer Vertikalwand. Es wurden der trockene und der eingestaute Unterwasserkanal betrachtet. Insgesamt liegen zwölf Versuche für den glatten Kanal und deren acht für den rauhen Kanal vor. Alle Daten sind tabellarisch aufgeführt und lassen sich demnach ausgezeichnet als Datenbank verwenden. Es wurden Wellenbilder an rund zwanzig Orten ermittelt. Dabei kamen 16-mm-Filmkameras zum Einsatz, da alle anderen Messmethoden wie elektrische Widerstandsmessung oder Wellenpegel entweder die Strömung zu stark störten oder die Eichung zu ungenau war. Die



10
Modell zur Erzeugung von Dammbruchwellen mit erhöhter Rauhigkeit [22]

11
Messanordnung und Vorgehen des US Corps of Engineers [24]



Ablesegenauigkeit betrug ±3 mm, die Zeit konnte auf die Hundertstelsekunde ermittelt werden. Es wurden auch Geschwindigkeitsmessungen vorgenommen. Als Resultate ergaben sich:

- Die Unterwasserwelle hängt entscheidend von Bruchgrösse und Bruchgeometrie ab.
- Nach einer Distanz von rund 100 Stauhöhen wird die Endwellentiefe erreicht, diese beträgt ohne Unterwassereinstau etwa ein Drittel der Stauhöhe.
- Für Teilbrüche der Breite b_b und der Kanalbreite b stellt $[b_b/bh_o]x$ eine dimensionslose Koordinate dar.
- Bezeichnet h_M die maximal erreichte Unterwassertiefe, so gilt mit h_o als Stauhöhe immer $h_M/h_o < b_b/b$.
- Der Maximaldurchfluss Q_M durch den Breschenquerschnitt ergibt sich zu

$$Q_M/(g^{1/2}b_b h_o^{3/2}) = 0{,}29(b/b_b \times h_o/h_b)^{0.28} \qquad \text{Gl. (15)}$$

mit h_b als Breschenhöhe vom Originalwasserspiegel an gemessen. Für $h_o/h_b \to 1$ entsteht daraus praktisch die von Schoklitsch [12] aufgestellte Beziehung.

- Über den Rauhigkeitseinfluss liegen keine allgemeinen Erkenntnisse vor.

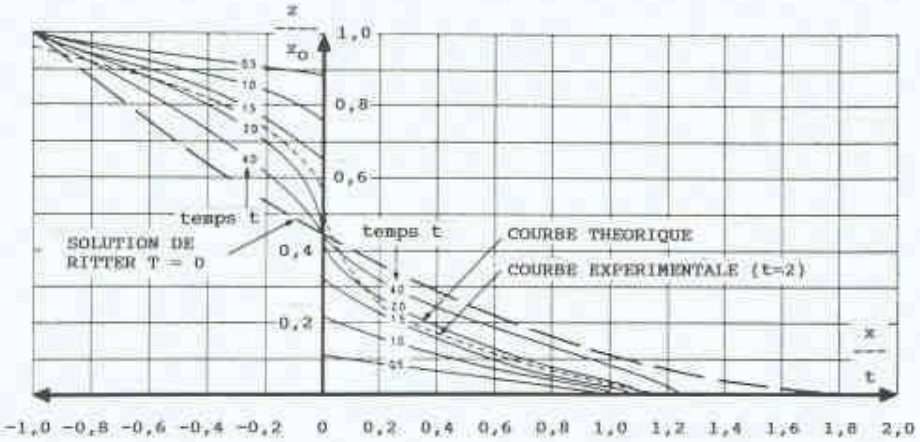
In den Schlussfolgerungen wurden zwar weitere Tests erwähnt, diese sind aber in der Folge nie in diesem Rahmen durchgeführt worden.

Eine weitere französische Arbeit lieferten Estrade und Gras [25-27]. Sie bezogen sich auf horizontale Rechteckkanäle der Breiten 250 und 500 mm und Stauhöhen zwischen 200 und 300 mm. Ihr Ziel war die physikalische Erklärung einiger Abweichungen zwischen der Ritter-Lösung und Experimenten, besonders in der Initialphase des Bruchs. Während Ritter eine uniforme Horizontalgeschwindigkeit voraussetzte, nimmt diese nach Messungen von der Oberfläche gegen den Kanalboden hin fast linear ab. Die Vertikalgeschwindigkeit nimmt von Null am Boden mit der Wassertiefe zu. Der Einfluss der Stromlinienkrümmung dürfte deshalb markant sein. Für extrem kleine Zeiten bis $T = (g/h_0)^{1/2}t = 0{,}7$ ist die Lösung von Pohle [28] mit den Messungen gut im Einklang.

(12) bezieht sich auf die dimensionslosen Oberflächenprofile. Während sich die Ritter-Lösung durch eine einzige Kurve darstellen lässt, senkt sich nach Estrade und Gras das Oberwasserprofil mit zunehmender Zeit vom Wert 1 zur Ritter-Lösung ab, während sich das Unterwasserprofil vom Wert 0 zur Ritter-Lösung hin anhebt. Demnach gilt also die Theorie nach Ritter erst ab rund $T = 5$. Ab diesem Zeitpunkt nimmt jedoch die Frontgeschwindigkeit stark ab, weshalb die Ritter-Lösung nur als grobe Näherung der Realität betrachtet werden kann. Die weiteren Experimente bezogen sich auf Unterwassereinstau sowie auf Einbauten in den Unterwasserkanal, die zu komplexen Wellenköpfen und Wellenreflexionen führen.

Chervet und Dalleves [29] basierten ihre Untersuchung auf denjenigen von Biedermann [30]. Ihre Berechnungen stützten sich auf die Methode der Charakteristiken unter Einbezug der Gleichungen eines Schwalles für Fronten von finiter Höhe. Die hydraulischen Experimente wurden an einem 300 mm breiten Rechteckkanal durchgeführt, der einen horizontalen Stauteil von 15 m sowie einen maximal auf 10% geneigten Unterwasserteil von 30 m besass. Die Stauhöhe betrug durchwegs 300 mm. Die Übereinstimmung zwischen Messung und Berechnung ist befriedigend ausser:

- in der Anfangsphase, während der die Ritter-Lösung als Anfangswert vorausgesetzt wurde,
- bei Wassersprüngen, wie sie etwa vor Engstellen im Kanal auftreten und zu komplizierten Reflexionserscheinungen führen,



12
Dimensionslose Oberflächenprofile für zunehmende Relativzeit nach [26]

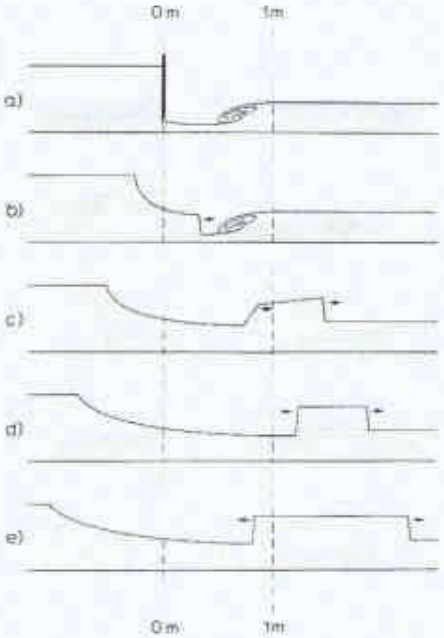
- bei einem Dammbruch in einen Grundabfluss mit ebenso komplexen Ausbreitungsvorgängen (13),
- bei Abflüssen mit hoher Froudezahl rund über 3, bei denen sich Rollwellen einstellen.

Drobir [31] ermittelte experimentell die sogenannte Anlaufkurve, also die Durchfluss-Höhenbeziehung am Auslaufquerschnitt für den trockenen Unterwasserkanal. Als Versuchsstand diente ein Rechteckkanal von 5 m Länge, 1 m Breite und 0,67 m Höhe. Darin wurde hauptsächlich die negative Welle durch zwölf kapazitive Sonden ermittelt. Variiert wurden die Dauer des Sperrenbruchs und die Anfangsstauhöhe. Der erste Parameter wurde im Versuchsbereich jedoch als insignifikant erkannt, so dass die Anfangstiefen von 30, 40 und 50 cm die einzigen Variablen waren. Als Resultate fand Drobir:

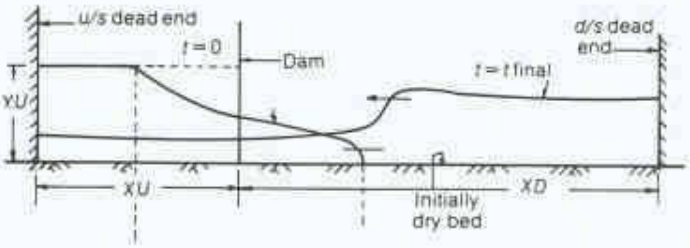
- Bezeichnet L die Stauraumlänge, so gilt nach Ritter für die Zeit t_r, bis die negative Welle die Oberwasserabgrenzung erreicht $L_r/(gh_0)^{1/2}$, nach den Versuchen beträgt t_r jedoch nur 70%.
- Im Dammquerschnitt stellt sich die nach Ritter errechnete Wassertiefe $h_d = (4/9)h_0$ nahezu ein, und zwar bis die negative Welle die Abschlusswand erreicht hat.
- Die für die Anfangswassertiefen h_0 ermittelten Wellen erfüllen das Ähnlichkeitsgesetz nach Froude, für $h_0 \geq 30$ cm stellen sich bei der negativen Welle also keine Massstabseffekte ein.
- Es wird eine tabellarisch definierte Anlaufkurve angegeben.

Rajar [32] hat sich über Jahre mit dem Einfluss der Bruchdauer auf die Flutwelle beschäftigt. Ihm standen dabei verschiedene Kanäle zur Verfügung, etwa ein 95 m langer und 0,4 m breiter Rechteckkanal oder aber auch Modelle von gebauten Objekten. Leider liegen keine systematischen Versuchsserien vor, mit denen eine weitergehende Analyse durchgeführt werden könnte. Rajar empfahl die folgenden Themen als zukünftige Forschungsstudien: Zweidimensionale Simulation (was heute wohl möglich ist), den Abfluss in sich verzweigenden Tälern sowie Dammbruchwellen in steilen und gekrümmten Tälern.

13
Abflussentwicklung bei Grundabfluss mit Wassersprung nach [29]

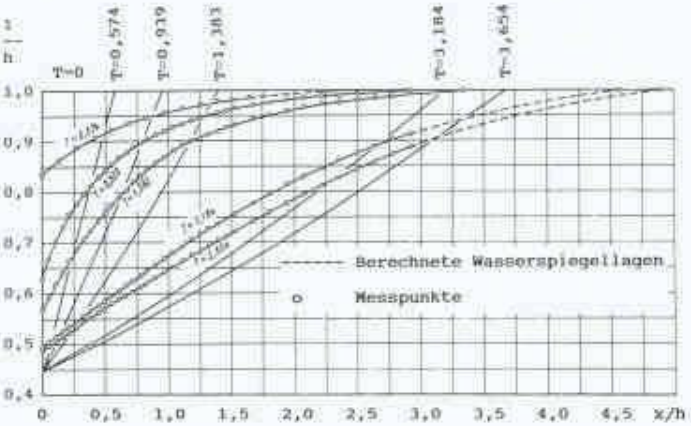


Barr und Das [33] haben mit einer einfachen Modellanordnung den Einfluss der Reibung auf die Dammbruchwelle getestet. Sie betrachteten dazu einen beidseitig abgeschlossenen Rechteckkanal, den eine Stauwand an der Lage XU in zwei Teile unterteilt: im Oberwasser das Stauvolumen der Höhe YU, während der Unterwasserteil der Länge XD trocken ist (14).



14

14
Versuchsanordnung nach [33]



15

15
Vergleich der gemessenen Sunkwellen h/h_o in Abhängigkeit der Lage x/h_o für verschiedene dimensionslose Zeiten $T = t(g/h_o)^{1/2}$ mit Berechnung nach Ritter (Martin [34])

16
Ausfluss am Gypsum Tailings Impoundment in Ost-Texas [36]

Die Versuche wurden in zwei horizontalen Kanälen mit Längen von 33,5 und 4,4 m, Breiten von 1,5 und 0,58 m sowie Tiefen von 0,45 und 0,20 m durchgeführt. Es wurden sowohl hydraulisch glatte als auch rauhe Oberflächen getestet und durch das Moody-Diagramm auf äquivalente Sandrauheiten kalibriert. Die Übereinstimmung der Messungen mit den Rechnungen ist auch nach mehreren Wellenreflexionen gut, was auf die verbesserte Erfassung der Rauhigkeit zurückgeführt wird. Bei zu kleinen Modellabmessungen wird der Viskositätseinfluss eruiert.

Martin [34] steuerte einen experimentellen Beitrag zum Dammbruchproblem bei. Ausgehend von den Theorien nach Ritter [11] und Pohle [28] versuchte er, den Einfluss der Bruchdauer zu simulieren. Die Versuche wurden in einem horizontalen Rechteckkanal von 400 mm Breite und 360 mm Stauhöhe durchgeführt. Die Wasserstände wurden durch wiederholtes Aufleuchten eines Blitzlichtes auf lichtempfindlichem Papier festgehalten.

Aus den Experimenten folgerte kein Einfluss für Schützenöffnungszeiten t_s kleiner als $t_s(g/h_o)^{1/2} = 0{,}5$. (15) stellt die dimensionslose Sunkwelle im Oberwasser der Sperrstelle für zunehmende Zeiten $T = t(g/h_o)^{1/2}$ dar. Daraus erkennt man insbesondere für kleine Zeiten T die bereits angetönten Unterschiede mit der Ritter-Lösung, sowie die anders gekrümmte Oberfläche mit tangentialem Anschluss an das Ruheniveau. Ebenfalls ist die Ausbreitungsgeschwindigkeit grösser als $(gh_o)^{1/2}$ nach Ritter. Der Durchfluss durch die Sperrstelle nimmt für $T \leq 0{,}7$ etwa linear von Null auf den von Ritter ermittelten Wert $Q/[B(gh_o^3)^{1/2}] = 8/27$ zu und schwankt anschliessend ±10% um diesen Endwert. Ebenfalls wies Martin die Gültigkeit der Flachwassertheorie für grössere Zeiten nach, davor ist mit der Lösung von Pohle [28] zu rechnen.

16

Moderne Beiträge

Martins [35] war wohl der erste, welcher den Bruch von Erddämmen labormässig durch systematische Versuche erforschte. Aus Vorversuchen in einem kleinen Laborkanal folgerte er:

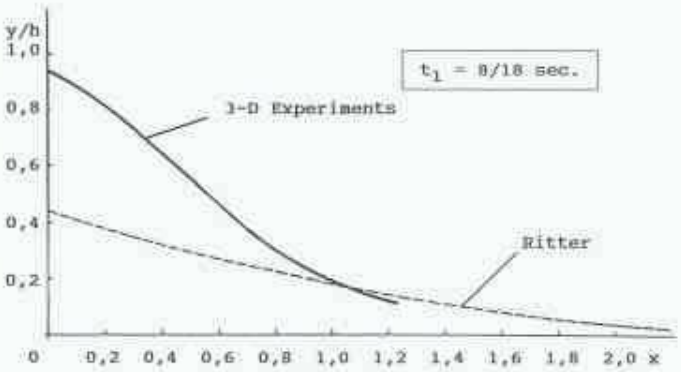
- Ohne Unterwassereinstau erfolgt der Bruch praktisch plötzlich.
- Der Bruchmechanismus beinhaltet turbulenten Grundwasserstrom, welcher luftseitig zu hydraulischem Grundbruch führt und damit die Dammkrone bei Überströmen ungeschützt lässt.

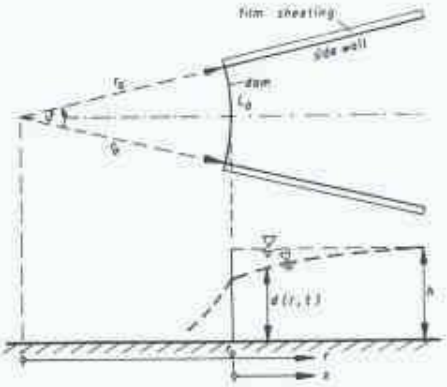
In den Hauptversuchen wurden die folgenden Einflüsse untersucht: Dammhöhe h_d, Überfallhöhe h, charakteristischer Korndurchmesser d der Deckschicht und d_o des Dammaterials sowie die Dammneigung i auf der Luftseite. Die Versuche bezogen sich auf das ebene Problem mit undurchlässigem Dammkern bei vernachlässigbarem Unterwassereinstau. Ein Kompaktierungseinfluss liess sich nicht feststellen, und das Verhältnis d/d_o wurde immer gleich 2 gesetzt. Der Versuchsablauf war wie folgt: Bei einem eingebauten Modelldamm wurde die Überfallhöhe alle 30 Minuten um 2,5 mm erhöht, bis der Bruch eintrat. Dieser war von viel kürzerer Zeitdauer und deshalb unabhängig vom Füllvorgang. Die Bruchüberfallhöhe h_b hängt praktisch nur vom Durchmesser d_o des Dammaterials und umgekehrt von der Unterwasserneigung i ab

$$h_b = d_o^{0{,}71}\, h_d^{0{,}29}/i^{0{,}61} \qquad \text{Gl. (16)}$$

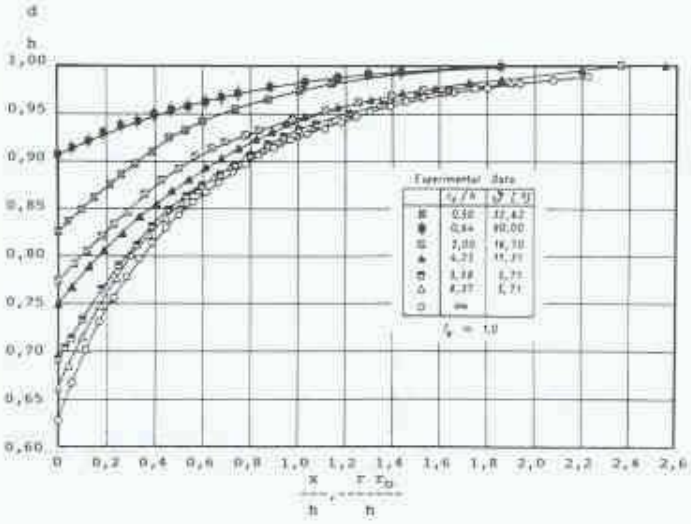
Die Heterogenität des Dammaterials hatte keinen quantifizierbaren Einfluss auf die Resultate.

Der Einfluss der Flüssigkeitsviskosität auf die Dammbruchwelle wurde von Jayapalan, et al. [36] im Zusammenhang mit





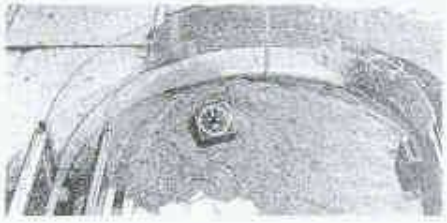
17
Axialprofil bei dreidimensionaler Bruchanordnung verglichen mit der Lösung nach Ritter [11]



18
Anordnung von Martin [39] zum Dammbruchverlauf bei nichtprismatischem Kanal

19
Oberflächenprofil im divergierenden Kanal zur Relativzeit T = 1 nach [39]

20
Dammbruch-Wellenfortpflanzung in gekrümmtem Unterwasserkanal [40]



dem Versagen von Flüssigdeponien wie Aushubmaterial oder Abbaustoffen ermittelt. Es handelt sich dabei oft um sogenannte Bingham-Materialien, welche einem nichtlinearen Deformationsgesetz folgen. (16) zeigt eine typische Rutschung.

Es wurden Modellversuche an einem kleinen Glaskanal von 0,305 m Breite und 6 m Länge mit Öl durchgeführt. Die Stautiefen variierten zwischen 76 und 229 mm, und die durch rasches Emporziehen einer Vertikalschütze ausgelösten Bruchwellen wurden durch eine Hochgeschwindigkeitskamera registriert. Ein vereinfachtes Modell, welches auf einem modifizierten Reibungsgradienten fusst, ergab eine vernünftige Übereinstimmung mit diesen Versuchen.

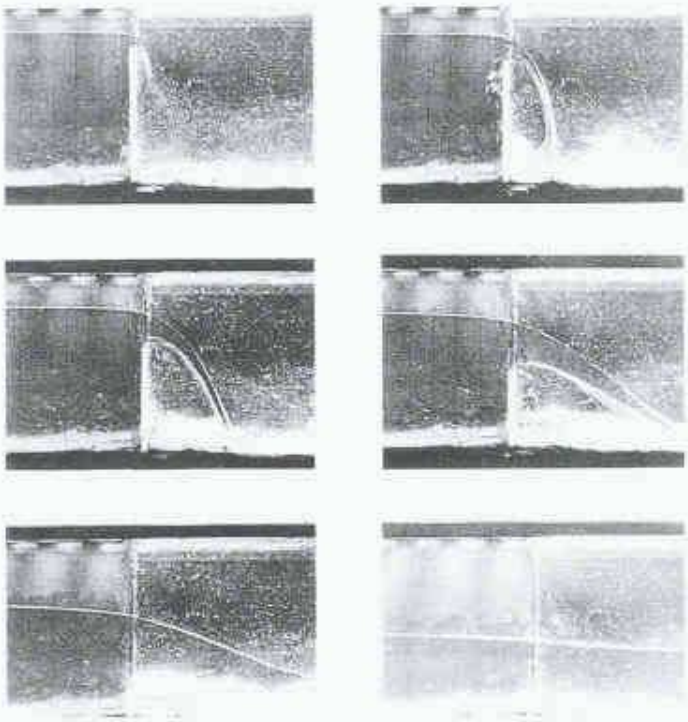
Memos et al. [37] studierten Dammbruchwellen bei nichtprismatischer Anordnung, d.h. die Breiten der Talsperre, der Bruchfläche und des Unterwasserkanals waren verschieden. Sie benutzten ein Oberwasserbassin von 2,5 m Länge, 1,5 m Breite und 0,8 m Tiefe. Auf etwa halber Beckenhöhe wurde eine glatte Horizontalplatte angeordnet, auf der sich die durch einen Schlitz von 50 mm ausgelöste Welle ins Unterwasser ausbreitete. Die Wellengeometrie wurde filmtechnisch festgehalten. Die Stauhöhen variierten zwischen 30 und 105 mm.

Die Wellenausbreitung im Grundriss ist nicht kreisförmig, sondern axial beträchtlich grösser als seitlich. Die relative Wellenausbreitungsgeschwindigkeit in Axialrichtung $u/(gh)^{1/2}$ verläuft für die Initialphase Rt <0,01 praktisch nach [20] und Whitham [21], für grössere Zeiten erfolgt dagegen eine Reduktion gegenüber dem ebenen Fall. Von speziellem Interesse ist die Axialoberfläche y(x) mit y als Wassertiefe. Nach (17) stellt sich gegenüber der Ritterwelle zur Zeit t = 0,44 s (T = 4.5) eine beachtlich grössere Wassertiefe im Dammquerschnitt ein. Anscheinend war die negative Welle bei dieser Anordnung praktisch nicht sichtbar. Gegenüber dem zweidimensionalen Bruch trat dafür eine Durchflussvergrösserung von 35% auf. Diese Resultate illustrieren den Bedarf für weitere Informationen dieser in der Praxis relevanten Anordnung. Eine ähnliche Arbeit stammt von Tingsanchali und Rattanapitikon [42].

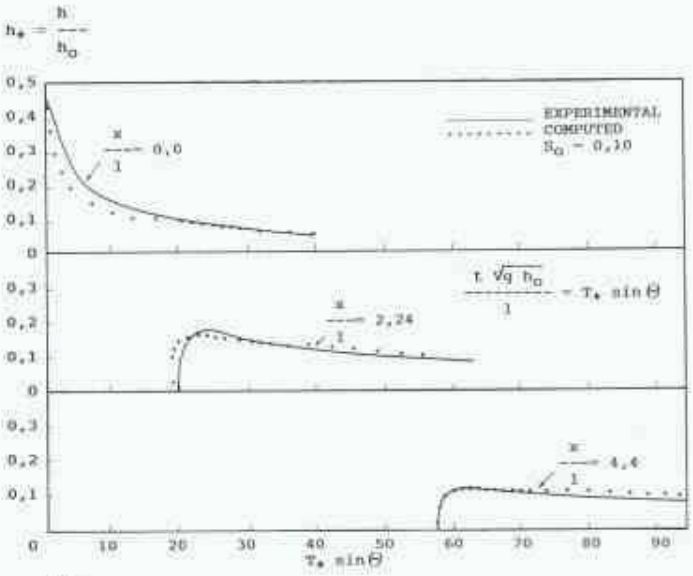
Martin [39] bezog sich auf eine horizontale Anordnung, die im Grundriss dreieckig verläuft (18), d.h. die Stromlinien konvergieren. Für den Spezialfall $r \to \infty$ entsteht dabei wiederum die klassische Anordnung. Die Experimente wurden bei einer Stauhöhe h_o = 36 cm durchgeführt. Die Messung der Wassertiefen erfolgte durch periodisch ausgelöste Blitzlichte, die Wandprofile auf photoempfindlichem Papier hinterliessen.

Der Durchfluss durch den Dammquerschnitt verläuft analog zum prismatischen Kanal. Weiter wurde der Wasserstand im Dammquerschnitt in Funktion der Relativzeit für verschiedene Werte r_o/h ausgewertet. (19) zeigt schliesslich die Oberflächenprofile im Damm für verschiedene Geometrien zur Relativzeit T=1. Für r_o/h_o>2 lässt sich dabei der Einfluss des Verengungswinkels nahezu vernachlässigen. Der IAHR-Kongress von Moskau enthält eine Vielzahl weiterer Beiträge zum Problemkreis.

Miller and Chaudhry [40] untersuchten Dammbruchwellen, die sich in einem im Grundriss gekrümmten, horizontalen Kanal ausbreiten. Das Bassin war 3,65 m lang, 2,3 m breit und 0,4 m tief, der Unterwasserkanal besass zwei gerade Stücke von rund je 4 m Länge, welche durch eine 180°-Kurve mit Innenradius 0,91 m und



21



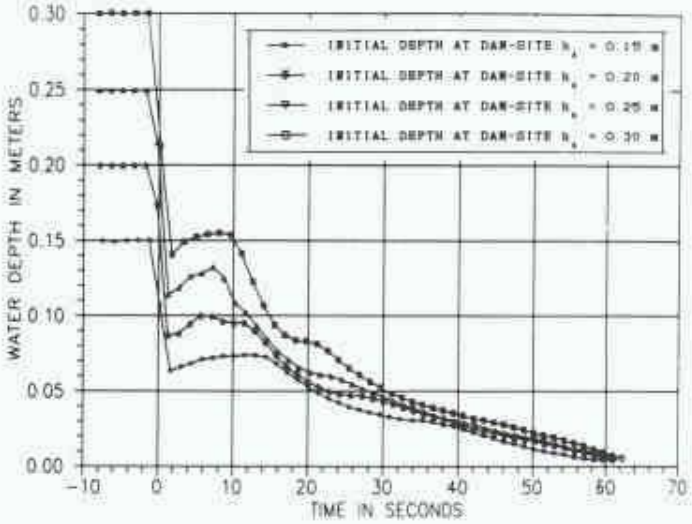
23

21
Allmählicher Dammbruch während einer Relativzeit von $\tau = 24$ [42]

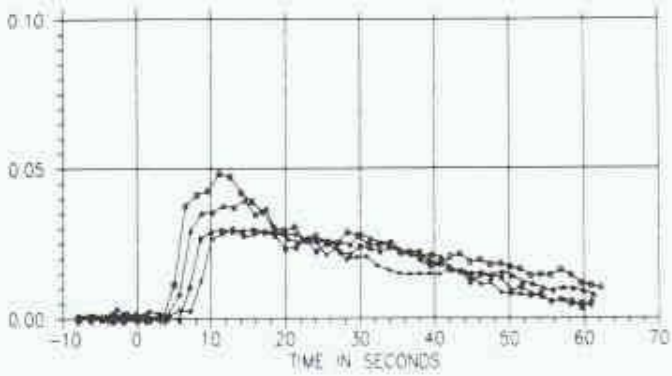
22
Wasserstandslinien an den Stellen (a) x= −0 m, (b) +10 m für verschiedene Stauhöhen bei einem Sohlengefälle 0,8% [43]

23
Wellenprofile für viskose Dammbruchwelle bei $S_o = 10\%$ nach [45]

22a



22b



Aussenradius 1,22 m verbunden waren. Die Kanalbreite betrug 0,31 m. Die Beobachtungen wurden mit einem Videosystem durchgeführt. (20) zeigt, dass sich die Front längs der Kanalaussenseite schneller als längs der Innenseite fortpflanzt. Zudem ist die Wassertiefe an der Aussenseite immer grösser als an der Innenseite. Es wurden auch eindimensionale Berechnungen der Bruchwellen angefügt, die mehr oder weniger mit den Experimenten korrelieren, falls die konservative Form der Gleichungen von De Saint-Venant gewählt wird. Eine Fortführung dieses Projekts stammte von Bell et al. [41].

Menendez und Navarro [42] teilten einen Dammbruch in drei Phasen ein: (1): Die Wellenformation, bei der überwiegend Inertialkräfte herrschen, (2) die Wellenfortpflanzung mit praktisch eindimensionaler Bewegung und (3) die Wellenabflachung mit dominanten Reibungskräften. Üblicherweise geht man von einem nahezu plötzlichen Bruch aus. Menendez und Navarro studierten den allmählichen Bruch, den sie mit einer sich senkenden Wand simulierten.

Der horizontale, glatte Testkanal war 30 m lang, 0,31 m breit und 0,40 m tief. Die Vertikalschütze hatte eine Länge von 0,30 m und liess sich zwischen 0,8 und 7,0 s vollständig im Kanalboden versenken. Die Wasserstände wurden über drei kapazitive Sonden ermittelt. Zudem wurden Video- und Photokameras eingesetzt. Bild (21) zeigt einen typischen zeitlichen Ablauf der Dammbruchwelle am Bruchquerschnitt.

Der relative Breschendurchfluss $q = Q/[b(gh_o^3)^{1/2}]$ in Abhängigkeit der Relativzeit $T = t(g/h_o)^{1/2}$ besitzt drei Phasen: (1) Anstiegsphase von 0 bis zu einem Plateau, (2) Plateauphase und (3) Rückfallphase, die langsam dem Nullwert zustrebt. Trägt man die Zeit T_p vom Bruchbeginn bis zum Erreichen des Plateauwertes in Abhängigkeit der Relativbruchzeit $\tau = t_b(g/h_o)^{1/2}$ auf, so verläuft die Beziehung $T_p(\tau)$ vorerst linear und erreicht dann einen Endwert. Der Maximalbreschendurchfluss q_M nimmt mit zunehmendem Wert τ ab und folgt der Beziehung

$$q_M = 0{,}296 - 1{,}22\tau - (0{,}0072\tau)^3. \qquad \text{Gl. (17)}$$

Man erhält für $\tau = 0$ – also den plötzlichen Bruch – für q_M den nach Ritter errechneten Wert $q_M = 8/27$. Die Wassertiefe an der Bruchstelle ist nahezu unabhängig von τ und beträgt 0,50, d.h. ca. 10% mehr als $h/h_o = 4/9$ nach Ritter. Der

Breschendurchfluss nimmt von Null bis zur Zeit T_p nahezu linear zu, erreicht den Maximalwert q_M nach Gl. (17) und fällt asymptotisch wieder ab.

Bellos et al. [43] bezogen ihre Untersuchung auf Dammbruchwellen im Rechteckkanal mit einem kreissektorförmigen Einbau. Die Bruchstelle des um maximal 1‰ geneigten, 21 m langen, 1,4 m breiten und 0,6 m tiefen Kanals befand sich an der Engstelle. Dadurch wollten sie sowohl bei trockenem als auch bei eingestautem Unterwasserkanal den Fliesswechsel genauer untersuchen. Die Wassertiefen wurden sowohl durch axial angeordnete Druckmessgeräte als auch durch kapazitive Sonden ermittelt. Die Stauhöhen betrugen 15 + 30 cm. (22) zeigt Wasserstandslinien im Ober- und Unterwasserkanal, und man kann darin einen charakteristischen Buckel erkennen, der von der nichtprismatischen Kanalgeometrie herrührt. Leider sind die Auswertungen dimensionsbehaftet, und lassen somit keine allgemeingültigen Schlussfolgerungen zu.

Es wurde auch ein numerisches Programm entwickelt, welches die zweidimensionalen Flachwassergleichungen löst. Die Über-einstimmung mit den Experimenten wurde als befriedigend bezeichnet. Abweichungen treten hauptsächlich in den Abflussspitzen auf. Weiter wurde festgestellt, dass die Froudezahl im Verengungsbereich in der Transversalen beachtlichen Änderungen unterworfen ist. Eine ausführliche Beschreibung des numerischen Modells mit einem nichtorthogonalen, berandungsangepassten Koordinatensystem stammt von Soulis [44].

Aguirré-Pe et al. [45] präsentierten ein numerisches und physikalisches Modell zur Simulation von viskosen Bruchwellen, wie sie etwa bei Erdrutschen, Felsstürzen oder Lawinen auftreten. Es wurde eindimensionaler Abfluss angenommen, welcher eine parabolische Geschwindigkeitsverteilung aufweist. Für das Reibungsgefälle entsteht dann $S_f = 3\nu U/(gh^2)$ mit ν als kinematischer Viskosität und h als senkrecht zum Boden gemessener Fliesstiefe.

Das hydraulische Modell besass eine Länge von 7 m, eine Breite von 1 m und eine Tiefe von 0,1 m. Als Fluid diente ein handelsübliches Öl mit μ = 1210 cP bei 20 °C von einer Dichte ρ = 904 kg/m³. Die Sohlenneigungen betrugen 0,03 bis 0,15 (1,7 bis 8,5°), und die Stauhöhen waren 5, 8 und 10 cm. Die Bruchwellen wurden mit einer Videokamera festgehalten, welche sich mit der Wellenfront fortbewegte. (23) zeigt Wellenprofile für ein Gefälle von 10% und verdeutlicht eine vernünftige Übereinstimmung mit der numerischen Simulation.

Schlussfolgerungen

Es liegen heute umfassende Kenntnisse zur Talsperrenbruchwelle vor. Die wichtigsten Veröffentlichungen hinsichtlich der experimentellen Modellierung sind in der vorliegenden Arbeit zusammengetragen und ihre Resultate kritisch beleuchtet. Daneben sind weltweit eine Vielzahl von Projektstudien durchgeführt worden, die jedoch infolge ihres spezifischen Charakters oft zu keinen verallgemeinerten Folgerungen führten. Zudem sind diese Arbeiten infolge des Sicherheitsaspektes der betreffenden Anlagen nicht öffentlich greifbar.

Aus den vorliegenden Erkenntnissen lassen sich die folgenden Schlussfolgerungen ableiten:

- Die Basiskonfiguration der Dammbruchwelle im trockenen Unterwasser, d.h., die Strömung im horizontalen, rechteckigen und prismatischen Kanal ist bekannt.
- Der Einfluss der Bruchdauer wurde in verschiedenen Arbeiten eruiert, und der plötzliche Bruch stellt sich für Relativöffnungszeiten $\Delta T_b < 2$ ein.
- Der Einfluss des Unterwassereinstaus hat eine bedeutende Wirkung auf den Wellenkopf, es liegen Ansätze zur Quantifizierung nach Levin [18] vor.
- Der Einfluss der Stauhöhe ist klein im Nahbereich, falls $h_o \geq 500$ mm beträgt, ansonsten machen sich Massstabseffekte bemerkbar.
- Der Rauhigkeitseinfluss ist im Breschenbereich unerheblich, wirkt sich aber anschliessend bedeutend auf die Wellengeschwindigkeit aus. Die maximalen Wellenhöhen erfahren dagegen nur eine unbedeutende Veränderung.
- Die Wellenausbreitungsgeschwindigkeit wird bei wenig Basisabfluss grösser als auf trockenem Unterwasserkanal.
- Ab etwa 100 Stauhöhen im Unterwasser des Bruchquerschnitts nimmt die maximale Wellenhöhe praktisch nicht mehr ab.
- Für den Maximaldurchfluss am Breschenquerschnitt liegen gute Resultate vor.
- Die Theorie nach Ritter beschreibt einen Dammbruch recht unzuverlässig. Für kleine Zeiten ist der Einfluss der Stromlinienkrümmung beachtlich, für grosse Zeiten stellt sich am Wellenkopf eine reduzierte Ausbreitungsgeschwindigkeit ein.
- Wassersprünge komplizieren den Wellenausbreitungsvorgang sowohl in experimenteller als auch insbesondere in numerischer Hinsicht. Abrupte Richtungs- oder Querschnittsänderungen können deshalb zu komplexen Strömungsbildern führen.
- Der Einfluss der Viskosität ist immerhin quantitativ erforscht worden.
- Beim partiellen Bruch ergeben sich sowohl im Ober- als auch im Unterwasser beträchtliche Veränderungen gegenüber dem vollständigen Versagen. Diese manifestieren sich als Stosswellen, wie sie unterhalb von Kanalexpansionen auftreten.
- Es liegen auch Resultate für im Grundriss konvergierende und divergierende Kanäle vor. Gekrümmte Unterwasserkanäle wurden ebenfalls in die Experimente einbezogen.

Diese Liste der heute bekannten Vorgänge an Dammbruchwellen zeigt deutlich den grossen Umfang der Kenntnisse. Es fehlen hingegen noch gewichtige Angaben, so etwa:

- eine Datenbank zur numerischen Überprüfung der Messdaten,
- konstruktive Massnahmen zur Erhöhung des Erosionswiderstands von Dämmen und
- Dammbruchabläufe im Zusammenhang mit dem Vorwarnsystem und Rettungsmassnahmen.

Für den ersten Punkt ist insbesondere eine Ausweitung des heutigen Datenmaterials sicherzustellen. Es geht darum, die Einflüsse von:

- Sohlenrauhigkeit,
- Sohlengefälle,
- Verengungen und Erweiterungen sowie
- Unterwasserkrümmungen

einer detaillierten hydraulischen Analyse zu unterziehen. Die eingangs angetönte Forschungsstudie zielt auf die beiden ersten Punkte, wobei insbesondere das Sohlengefälle systematisch variiert und die Resultate in einer verallgemeinerten Form angegeben werden sollen. Dabei lassen sich mit den üblichen Geräten keine zufriedenstellenden Resultate erzielen, und diese Studie bezieht sich deshalb auf eine Ausmessung der Wellengeometrie mittels Videokamera (Lauber und Hager [46]). Die Bildauswertung geschieht elektronisch. Die bis heute erzielten Resultate stimmen zuversichtlich, und über eine ausführliche Datenanalyse wird zu gegebener Zeit berichtet.

Adresse der Verfasser
Willi H. Hager, PD Dr. sc. techn., dipl. Bauing. ETH/SIA, und *Guido Lauber*, dipl. Bauing. ETH/SIA, VAW, ETH-Zentrum, 8092 Zürich

Verdankung

Wir möchten uns bei Herrn dipl. Bauing. ETH *André Chervet*, VAW, für seine stete Unterstützung und sein Interesse an diesem Forschungsprojekt freundlich bedanken.

Literatur

1
ICOLD (1975). Lessons from dam incidents. International Committee on Large Dams: Paris.

2
MacDonald, T.C., Langridge-Monopolis, J. (1984). Breaching characteristics of dam failures. Journal of Hydraulic Engineering 110(5): 567-586; 111(7): 1125-1152.

3
Lebretou, A. (1985). Les ruptures et accidents graves de barrages de 1964-1985. La Houille Blanche 40(6/7): 529-544.

4
USCOLD (1988). Committee on failures and accidents to large dams. Lessons from dam incidents USA II. ASCE: New York.

5
Cheng, S.-T. (1995). Statistics of dam failures. Reliability and Uncertainty Analyses in Hydraulic Design: 97-105. B.C. Yen und Y.-K.Tung, eds. ASCE: New York.

6
Schuttter, N.J. (1995). Dam failures due to overtopping. Intl. Workshop on Dam Safety Evaluation: 15-19.

7
Anonymous (1976). Grout curtain failure may have triggered Teton dam failure. Engineering News-Record 196(23): 10-11; 196(24): 9-10.

8
Anonymous (1977). Teton dam failure. Civil Engineering 47(8): 56-61.

9
Vischer, D. (1994). Bruch einer chinesischen Talsperre. Wasser Energie Luft 86(3/4): 114.

10
Krumdieck, M.A., Zimmermann, H. (1995). International assistance for dam disasters. Journal of Hydropower and Dams 2(9): 32-37.

11
Ritter, A. (1892). Die Fortpflanzung der Wasserwellen. Zeitschrift Verein Deutscher Ingenieure 36(33): 947-954.

12
Schoklitsch, A. (1917). Über Dammbruchwellen. Kaiserliche Akademie der Wissenschaften Wien, Mathematisch-Naturwissenschaftliche Klasse. Sitzungsbericht IIa 126(10): 1489-1514.

13
Hager, W.H., *Chervet, A.* (1996). Geschichte der Dammbruchwelle. Wasser Energie Luft 88(3/4): 49-54.

14
Triffonov, E.K. (1935). Etude expérimentale de la propagation d'une onde positive le long d'un fond sec. Bulletin des Congrès de Navigation, Bruxelles 10(19): 66-77.

15
De Marchi, G. (1945). Onde di depressione provocato da apertura di paratoia in un canale in definito. L'Energia Elettrica 22(1/2): 1-13
und: (1945). Sull'onda di piena seguirebbe al crollo della diga di Cancano. L'Energia Elettrica 22(8): 158-169.

16
De Saint-Venant, B. (1871). Théorie du mouvement non permanent des eaux avec application aux crues des rivières et à l'introduction des marées dans leur lit. Comptes Rendus Académie Sciences Paris 73(3): 147-154; 73(4): 237-240.

17
Kirschmer, O. (1949). Zerstörung und Schutz von Talsperren und Dämmen. Schweizerische Bauzeitung 67(20): 277-281; 67(21): 300-303.

18
Levin, L. (1952). Mouvement non permanent sur les cours d'eau à la suite de rupture de barrage. Revue Général de l'Hydraulique 18: 297-315.

19
Dressler, R.F. (1954). Comparison of theories and experiments for the hydraulic dam-break wave. Association Internationale d'Hydrologie, Rome 38: 319-328.

20
Dressler, R.F. (1952). Hydraulic resistance effect upon the dam-break functions. National Bureau of Standards, Journal of Research 49(3): 217-225.

21
Whitham, G.B. (1955). The effects of hydraulic resistance in the dam-break problem. Proc. Royal Society A227: 399-407.

22
Escande, L., *Nougaro, J.*, *Cartex, L.*, *Barthet, H.* (1961). Influence de quelques paramètres sur une onde de crue subite à l'aval d'un barrage. La Houille Blanche 16(5): 565-575.

23
Faure, J., *Nahas, N.* (1961). Etude numérique et expérimentale d'intumescences à forte courbure du front. La Houille Blanche 16(5): 576-587.

24
US Corps of Engineers (1960). Floods resulting from suddenly breached dams. Miscellaneous Paper 2(574), Report 1. US Army Engineer Waterways Experiment Station, Corps of Engineers: Vicksburg, Mississippi, und:
(1961). Floods resulting from suddenly breached dams - Conditions of high resistance. Miscellaneous Paper 2(574), Report 2. US Army Engineer Waterways Experiment Station, Corps of Engineers: Vicksburg, Mississippi.

25
Estrade, J., *Gras, R.*, *Nahas, N.* (1965). Etudes théoriques et expérimentales relatives aux ondes des submersion. 11 IAHR Congress Leningrad 3(33): 1-7.

26
Estrade, J., *Gras, R.* (1967). Ecoulement consecutif à la rupture d'un barrage. 10 Convegno di Idraulica, Cagliari: 130-138.

27
Estrade, J. (1967). Contribution à l'étude de la suppression d'un barrage - Phase initial de l'écoulement. Direction des Etudes et Recherches, Bulletin 1(1): 5-90.

28
Pohle, F.V. (1956). Motion of water due to breaking of a dam and related problems, in Gravity waves. National Bureau of Standards, Circular 521: 47-53. US Dept. of Commerce: Washington.

29
Chervet, A., *Dellèves, P.* (1969). Calcul sur ordinateur d'écoulements instationnaires dans les canaux découverts. 11 IAHR Congress Kyoto 1(A29): 1-8
und: (1970). Calcul de l'onde de submersion consecutive à la rupture d'un barrage. Schweizerische Bauzeitung 88(19): 420-432.

30
Biedermann, R. (1965). Numerisches Näherungsverfahren zur Berechnung der Entleerung einer Stauhaltung. Diss. ETH 3416: Zürich.

31
Drobir, H. (1971). Der Ausfluss aus einem Speicher beim Bruch einer Talsperre. Mitteilung 17. Institut für Wasserwirtschaft und konstruktiven Wasserbau, Technische Hochschule: Graz.

32
Rajar, R. (1975). Modèle mathematique et abaques sans dimensions pour la determination de l'écoulement qui suit la rupture d'un barrage. 11 ICOLD Congress, Madrid Q40(R34): 503-521
und: (1978). Mathematical simulation of dam-break flow. Journal of Hydraulics Division ASCE 104(HY7): 1011-1026; 105(HY8): 1043-1044; 106(HY3): 453-454.

33
Barr, D.I.H., *Das, M.M.* (1980). Numerical simulation of dambursts and reflexions, with verification against laboratory data. Proc. Institution Civil Engineers 69(2): 559-575; 71(2): 273-276
und: (1981). Simulation of surges after removal of a separating barrier between shallower and deeper bodies of water. Proc. Institution Civil Engineers 71(2): 911-919; 73(2): 533-537.

34
Martin, H. (1981). Dammbruchkurven in horizontalen Rechteckkanälen. Acta Hydrophysica, Berlin 26(1): 45-65.

35
Martins, R. (1982). Rockfill deformations forecast and overflow rockfill dams. 14 ICOLD Congress, Rio de Janeiro Q55(R23): 405-419.

36
Jayapalan, J.K., *Duncan, J.M.*, *Seed, H.B.* (1983). Investigation of flow failures of tailings dams. Journal of Geotechnical Engineering 109(2): 172-189.

37
Memos, C.D., *Georgakakos, A.*, *Vomvoris, S.* (1985). Some experimental results of the two-dimensional dam-break problem. 20 IAHR Congress, Moskau 2(70): 555-565.

38
Tingsanchali, T., *Rattanapitikon, W.* (1993). 2D mathematical modelling for dam break wave propagation in supercritical and subcritical flows. 25 IAHR Congress Tokyo A(1-4): 25-32.

39
Martin, H. (1985). Dam-break wave in horizontal channels with parallel and divergent side walls. 20 IAHR Congress Moskau 2: 494-505.

40
Miller, S., *Chaudhry, M.H.* (1989). Dam-break flows in curved channel. Journal of Hydraulic Engineering 115(11): 1465-1478.

41
Bell, S.W., *Elliot, R.C.*, *Chaudhry, M.H.* (1992). Experimental results of two-dimensional dam-break flows. Journal of Hydraulic Research 30(2): 225-252.

42
Menendez, A.N., *Navarro, F.* (1990). An experimental study on the continuous breaking of a dam. Journal of Hydraulic Research 28(6): 753-772.

43
Bellos, C.V., *Soulis, J.V.*, *Sakkas, J.G.* (1992). Experimental investigation of two-dimensional dam-break induced flows. Journal of Hydraulic Research 30(1): 47-63.

44
Soulis, J.V. (1992). Computation of two-dimensional dam-break flood waves. Numerical Methods in Fluids 14: 631-660.

45
Aguirre-Pe, J., *Quirica, S.*, *Plachos, F.P.* (1995). Tests and numerical one-dimensional modelling of a high-viscosity fluid dam break wave. Journal of Hydraulic Research 33(1): 17-25.

46
Lauber, G., *Hager, W.H.* (1995). Optische Vermessung von extrem instationären Wasserströmungen. Wasser Energie Luft 87 (11/12): 275-278.