

# Querkraftbedingte Schäden in Bogensperren

Autor(en): **Lombardi, Giovanni**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Wasser Energie Luft = Eau énergie air = Acqua energia aria**

Band (Jahr): **80 (1988)**

Heft 5-6

PDF erstellt am: **22.07.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-940711>

## **Nutzungsbedingungen**

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

## **Haftungsausschluss**

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

# Querkraftbedingte Schäden in Bogensperren

Giovanni Lombardi

## 1. Einleitung

Während der letzten Jahrzehnte ist die Entwicklung in der Projektierung und im Bau von Bogentalsperren recht bedeutend gewesen [13].

Die Anzahl der seit Kriegsende auf der ganzen Welt gebauten Bogensperren mit mehr als 120 m Höhe nähert sich der Zahl 100. Die Höhe der Bauwerke stieg immer wieder und erreichte 270 m. Es wurden immer breitere Täler mit Bogenstaumauern abgeriegelt, so ist zum Beispiel bei der Sperre Kölnbrein eine Kronenlänge von 600 m zu verzeichnen.

Die überdicke Hooversperre kann als Vorfahre der grossen Bogensperren angesehen werden, zumindest was die Bautechnik betrifft. Seitdem sind immer wieder dünnere, leichtere und kühnere Sperren gebaut worden. Im Laufe der Jahrzehnte konnte man auch eine eindeutige Zunahme der zugelassenen Druckspannung und vor allem eine Zunahme der zugelassenen Zugspannung feststellen [4].

Wenn diese Entwicklung wohl im Sinne der Wirtschaftlichkeit und manchmal unter dem Druck der Konkurrenz von andern Sperrentypen stattgefunden hat, so kann man nicht umhin, festzustellen, dass bei einzelnen Bauwerken bestimmte Grenzen scheinbar überschritten worden sind, was zu unangenehmen Folgen geführt hat. Tatsächlich kann neuerdings über eine grössere Anzahl von Schäden an hohen und dünnen Bogenstaumauern berichtet werden.

Im vorliegenden Aufsatz soll nur über den Einfluss der Querkräfte bei der Entstehung solcher Schäden berichtet werden. Es werden somit nur statisch bedingte Vorkommnisse in Betracht gezogen, nicht etwa materialbedingte wie Frosteinwirkungen, Quellen des Betons usw. Des weiteren sollen hier nur «normale» Bogensperren üblicher Konstruktion behandelt werden und Sonderbauwerke unberücksichtigt bleiben.

Es kann gezeigt werden, dass eine Anzahl von grösseren Schäden an Bogensperren auf die Querkraft oder auf deren nicht sachgemässe Berücksichtigung in der Projektierung oder in der Bauausführung zurückzuführen sind.

Vorliegender Aufsatz ist eine gekürzte, aber auch etwas ergänzte Neufassung des Vortrages, den der Verfasser am 20. März 1987 anlässlich der Generalversammlung des Schweizerischen Nationalkomitees für Grosse Talsperren in Bern gehalten hat.

## 2. Grundsätzliches statisches Verhalten einer Bogensperre

Für unsere Aufgabe ist das grundsätzliche statische Verhalten einer Bogensperre vor Augen zu halten, denn leider gehen die wesentlichen Zusammenhänge häufig in den unüberblickbaren Mengen der Finitelemente neuerer Berechnungen unter und sind dem Projektverfasser oft nicht mehr recht gegenwärtig. Die Hauptbelastung, die neben dem Eigengewicht auf eine Bogensperre wirkt, ist die Wasserlast beim höchsten Stau. Im folgenden sollen der Einfachheit der Darstellung halber nur diese zwei Belastungsfälle betrachtet werden und sekundäre Belastungsfälle wie Zwischenstauknoten, Temperaturänderungen, Erdbeben usw. unberücksichtigt bleiben.

Die Wasserlast, die auf eine Bogensperre wirkt, kann grundsätzlich gemäss Bild 1 zwischen einer Bogenwirkung ( $P_a$ ), einer Mauer- oder Konsolenwirkung ( $P_m$ ) und einem Torsionsanteil ( $P_t$ ) aufgeteilt werden, wenn untergeordnete Einflüsse ausser Betracht bleiben. Diese drei verschiedenen Beiträge am Tragverhalten stehen für die Ableitung der wasserbedingten Belastung in horizontaler Richtung gegen die Flanken hin, in vertikaler Richtung gegen den Talgrund sowie in diagonaler Richtung durch die Torsion da. Selbstverständlich handelt es sich hier nur um eine einfache Modellvorstellung, denn in Wirklichkeit wirkt die Bogensperre als eine räumliche Schale, bei der alle drei Wirkungen sowie zusätzlich sekundäre Einflüsse (die zum Beispiel auf den Membranschub zurückzuführen sind) gleichzeitig zum Tragen kommen [1].

Es ist die Bogenwirkung, die es in der wirtschaftlichsten Art und Weise gestattet, Wasserdrücke auf die Fundamente abzuleiten. Daraus ergibt sich der verständliche Wunsch des Projektierenden, diese Bogenwirkung soweit als nur möglich auszunutzen und auch ihren Anteil an der gesamten Wasserbelastung soweit tunlich zu erhöhen. Darin liegt ein guter Teil der Kunst des Projektverfassers. Abgesehen von ganz speziellen Fällen, die hier ausser acht gelassen werden sollen, ist aber die Unterbindung der Konsolenwirkung, auch wenn sie manchmal eine unerwünschte Grösse erreicht, ausgeschlossen. Die vertikale Konsole ist im wesentlichen ein Balkentragwerk, so dass das Auftreten von den gegen die Luftseite gerichteten Querkräften am Fusse der Sperre unvermeidlich ist. Mit den Querkräften entstehen auch Biegemomente, die eine Verschiebung der Gewichtsergebnierenden gegen die Luftseite hin – infolge Wasserdrucks – zur Folge haben. Um diese Biegemomente bestens, das heisst unter möglichster Verminderung der Zug-

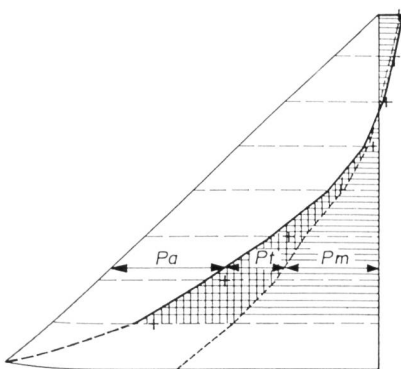


Bild 1. Aufteilung der Wasserlast  $P$  bei einer Bogenmauer (auf die wasserseitige Leibung bezogen).  $P = P_a + P_m + P_t \cdot P_a$  Bogenwirkung;  $P_m$  Mauerwirkung;  $P_t$  Torsionsanteil. [Lombardi 1955]

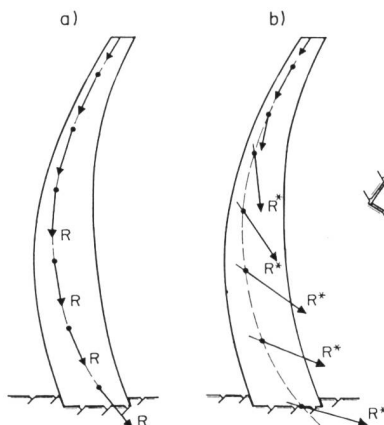


Bild 2. Konsole (Vertikalschnitt). Drucklinie und Resultierende: a) ohne und b) mit Berücksichtigung des Torsionseinflusses.

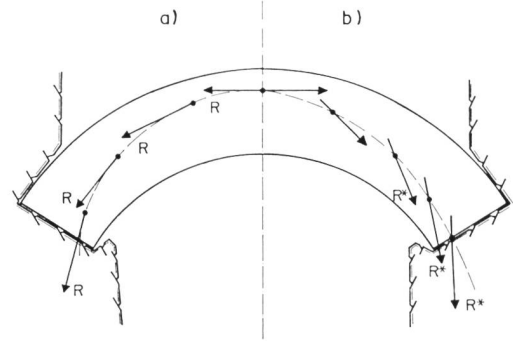


Bild 3. Bogen (Horizontalschnitt). Drucklinie und Resultierende: a) ohne und b) mit Berücksichtigung der Torsion.

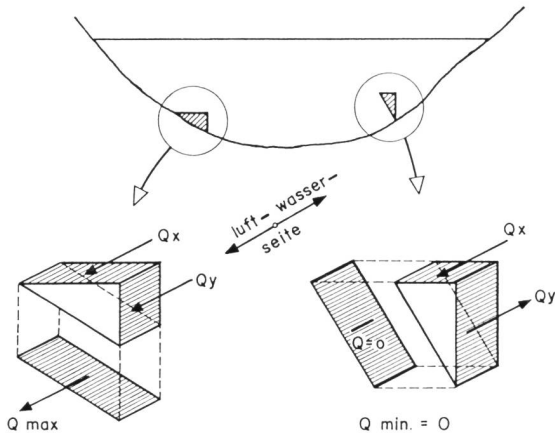


Bild 4. Haupttrichtungen für die Querkraft. Gleichgewichtsbedingungen an Elementen in Fundamentnähe. In einem fundam. parallelen Schnitt ist die Querkraft maximal (links). Die Querkraft verschwindet in einem dazu senkrechten Schnitt (rechts).

spannung, aufzunehmen, wird in der Regel dem vertikalen Schnitt der Sperre eine geeignete Krümmung gegeben, was zur doppelt gekrümmten Sperre führt (Bild 2).

Dieser Formgebung liegt der Gedanke einer vertikalen Bogenwirkung zugrunde, und man stellt sich leicht das Vorhandensein einer Drucklinie mit entsprechenden Resultierenden, wie in Bild 2a gezeigt, vor, die von der Bogenbrückenstatik her gut bekannt ist. In Wirklichkeit ist aber die Sperre nicht ein einfaches Balkentragwerk, sondern ein Schalenträgerwerk, bei dem die Torsionswirkung – oder Verdrehung – der Sperrmittelfläche unvermeidlich ist. Dies führt dazu, dass die Resultierende in den jeweiligen Schnitten nicht mehr der Drucklinie im üblichen Sinn tangential verläuft, sondern mit derselben einen von oben nach unten zunehmenden Winkel bildet (Bild 2b).

Diese Tatsache erlangt bei unserer Betrachtungsweise, wie man sehen wird, eine grosse Bedeutung. Sie spielt im gleichen Sinne, selbst bei den horizontalen Bögen, eine Rolle, wie dies aus Bild 3 ersichtlich ist.

Demzufolge muss bei der Bogensperre damit gerechnet werden, dass gegen die Luftseite gerichtete Querkräfte entlang der ganzen Aufstandsfläche entstehen, das heisst sowohl im Talboden wie auch in den Talflanken. Zuletzt muss ja die gesamte Wasserlast in Talrichtung in den Fundamenten nur durch zwei Kräftesysteme aufgenommen werden, und zwar durch

- die talparallelen Komponenten der Bogenwirkung auf die Flanken wirkend und
- die talparallelen Komponenten der entlang des Umfanges der Sperre entstehenden talwärts gerichteten Querkräfte.

An ein dreieckförmiges Element der Sperre mit je einer horizontalen und einer vertikalen Randfläche in Fundamentnähe können, gemäss Bild 4, Gleichgewichtsbedingungen aufgestellt werden. Daraus ist ersichtlich, dass ein Maximum und ein Minimum der Querkraft in zwei Schnittflächen vorhanden sind, die senkrecht zueinander liegen. Der maximale Wert der Querkraft tritt in einer annähernd fundam. parallelen Fläche auf, während in einer zum Fundament nahezu senkrechten Schnittfläche die Querkraft verschwindet. Diese Richtungen fallen genau mit der Fundamentfläche bzw. ihrer Normalen zusammen, falls eine absolut starre Einbindung der Sperre im Untergrund vorliegt. Bei der üblichen elastischen Einspannung im Felsuntergrund weicht hingegen die Haupttrichtung etwas von der Fundamentfläche ab. Diese Betrachtungsweise gestattet es, einen eindimensionalen Querkraftfluss vom Mittelbereich

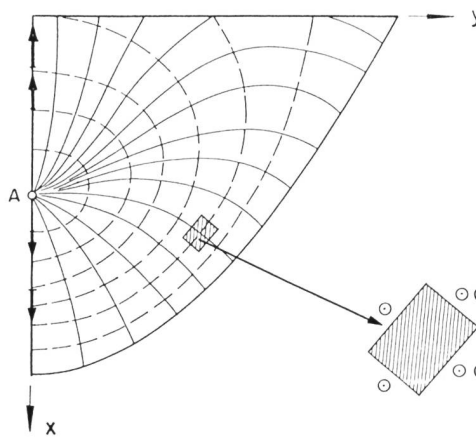
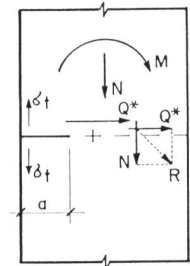


Bild 5, links. Trajektorien der Querkraft [Lombardi 1955]. Querkraftfluss vom Punkt A, wo diese Null ist, gegen das Fundament und gegen die Krone hin. Die Belastung wird durch die Querkraft in Richtung Fundament abgeleitet.



pour  $M >$   
 $f(N, Q) = ?$   
 $Q^* = m'_x + m''_{yx}$   
 $= \frac{\partial M_x}{\partial x} + \frac{\partial M_{yx}}{\partial y}$

Bild 6, rechts. Die auf einen unbewehrten Betonquerschnitt wirkenden Kräfte.

der Sperre gegen die Fundamentfläche (und als Nebenerscheinung auch gegen die Krone hin) zu zeichnen, wie dies auf Bild 5 angegeben ist. Die Querkräfte leiten die Belastung entlang der ausgezogenen Trajektorien zum Untergrund. Die gestrichelten Linien geben die Richtung der Flächen an, auf welchen die jeweils grössten Querkräfte auftreten [1].

Die Querkräfte nehmen von Null im Punkt A gegen das Fundament ständig zu, so dass nur der fundam. nahe Bereich der Sperre durch grosse Querkräfte beansprucht wird und allenfalls durch diese gefährdet ist.

### 3. Beanspruchung von nicht bewehrten Betonquerschnitten

Bogensperren bestehen aus unbewehrten Betonquerschnitten (dabei mögen kleinere Bauwerke bewehrte sein). Der statische Einfluss einer allfälligen oberflächenparallelen Bewehrung ist auf den Querschnitt unbedeutend. Demzufolge spielen für die Festigkeit und die Sicherheit des unbewehrten Betonquerschnittes sowohl die Druck- wie die Zugspannungen eine Rolle, woraus sich die Notwendigkeit ergibt, die Häufigkeitsverteilung von Betonfestigkeiten vorerst zu besprechen.

Wir sind leider zu sehr daran gewohnt, in jeder Häufigkeitsverteilung eine Normalverteilung nach Gauss zu sehen. Diese klassische Verteilung gestattet zwar einfache Berechnungen, ist aber irreführend. In Wirklichkeit ist jede Verteilung einer physikalischen Grösse – und so diejenige der Betonfestigkeiten – eine durch einen maximalen und einen minimalen Wert beschränkte Verteilung [11]. Aus Bild 7 ist die übliche unsymmetrische Verteilung der Betondruckfestigkeiten ersichtlich, wobei ein maximal möglicher sowie ein minimaler Wert der Festigkeit errechnet werden kann. Diese Verteilung mag eine bestimmte Ähnlichkeit mit der normalen oder mit der log-normalen Verteilung haben. Sie unterscheidet sich aber von diesen dadurch, dass sie beschränkt ist. Wir brauchen im vorliegenden Zusammenhang nicht näher auf die Druckfestigkeit einzugehen.

Aus dem gleichen Bild 7 ist die Häufigkeitsverteilung der Zugfestigkeit ersichtlich. Wenngleich eine minimale und eine maximale Zugfestigkeit definiert werden können, so ist es für jeden Bauverfahrenen selbstverständlich, dass die minimale Zugfestigkeit gleich Null gesetzt werden soll (1).

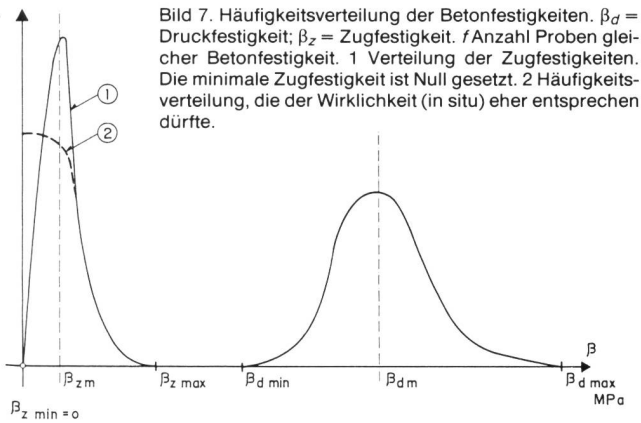


Bild 7. Häufigkeitsverteilung der Betonfestigkeiten.  $\beta_d$  = Druckfestigkeit;  $\beta_z$  = Zugfestigkeit.  $f$  Anzahl Proben gleicher Betonfestigkeit. 1 Verteilung der Zugfestigkeiten. Die minimale Zugfestigkeit ist Null gesetzt. 2 Häufigkeitsverteilung, die der Wirklichkeit (in situ) eher entsprechen dürfte.

Daraus ergibt sich die in der Figur dargelegte Verteilung. Es muss jedoch gleich die Frage aufgeworfen werden, ob die gestrichelt angegebene Verteilung (2) mit einer deutlich grossen Wahrscheinlichkeit für verschwindende Zugfestigkeit nicht eher der tatsächlichen Situation im Bauwerk besser entspricht.

Die Frage ist ohnehin berechtigt, ob die im Laboratorium an wohlgehüteten und sorgfältig behandelten Betonproben ermittelten Zugfestigkeiten nicht doch einer andern Häufigkeitsverteilung unterliegen als die Zugfestigkeiten im Bauwerk selbst, wo nicht immer mit äusserst sorgfältiger Arbeit, mit dem Vorhandensein von Betonierfugen und mit dem Einfluss von Temperatur- und Feuchtigkeitsschwankungen sowie mit vielen andern Einflüssen gerechnet werden muss. Insbesondere darf vermutet werden, dass im Randbereich des Sperrquerschnittes, also in Paramentnähe, nicht mit hohen Zugspannungen gerechnet werden darf und, vor allem, dass die Zugfestigkeit eine eher beschränkte Zuverlässigkeit aufweisen wird. Mit andern Worten darf die Vermutung aufgestellt werden, dass der Laborbeton wohl im Druckbereich ziemlich gut dem Talsperrenbeton entsprechen wird, oder sogar denselben übertreffen wird, dass aber Abweichungen in der Häufigkeitsverteilung im Zugbereich nicht allzusehr überraschen dürften.

Die in Rechnung zu stellende Zugfestigkeit des Betons muss von Fall zu Fall wohl überlegt werden, und entsprechend sollen die möglichen Konsequenzen eines Versagens auf Zug für die Sicherheit des Bauwerkes in Betracht gezogen werden. Dabei dürfte als Ausgangspunkt nicht etwa die Biegezugfestigkeit, sondern die tatsächliche direkte Zugfestigkeit des Betons den Überlegungen zugrunde gelegt werden. Weitere eingehendere diesbezügliche Untersuchungen wären verdienstvoll.

Ein nicht bewehrter Betonquerschnitt verhält sich wesentlich anders als ein bewehrter Betonquerschnitt. In Bild 6 sind die in einem solchen, allenfalls angerissenen, unbewehrten Betonquerschnitt wirkenden Kräfte angegeben. Es muss dabei beachtet werden, dass die Querkräfte  $Q$  nicht allein als Ableitung der Biegemomente bestimmt werden dürfen, sondern dass zusätzliche Querkräfte aus den Torsionsmomenten entstehen, wie dies bereits im Zusammenhang mit den Bildern 2 und 3 vermerkt wurde. Anders ausgedrückt, nur ein Teil der effektiven Querkräfte trägt zur Zunahme der Biegemomente bei. In Bild 8 sind diese Gleichgewichtsbedingungen mit und ohne Berücksichtigung des Torsionsanteils ersichtlich. Die Normalkraft  $N$  kann entweder aus dem Eigengewicht bei einem vertikalen Element oder aus der Bogenringkraft bei einem horizontalen Schnitt entstehen. Dieser normalen Kraft kommt einigermassen die Bedeutung einer Vorspannung des Betonquerschnitts zu. Die Sicherheit eines solchen Querschnitts ist im wesentlichen durch die Normalkraft  $N$ , den Biegemoment  $M$ , die

Querkräfte  $Q$  und die allfällige Risstiefe  $a$  gegeben. Es sind ja viele Fälle bekannt, in welchen infolge eines Biegemomentes Zugrisse von der einen oder anderen Leibung ausgegangen sind, insbesondere in den Betonierfugen, in denen ohnehin die Zugfestigkeit der Betonmasse reduziert ist. Zu beachten ist dabei, dass im nicht gerissenen Querschnitt gemäss Bild 9 die Querkräfte eine parabolisch verteilte Schubspannung erzeugt, während im angerissenen Querschnitt die Schubspannungsverteilung eher dreieckförmig verläuft, mit einer grösseren Spitze, zu welcher die Kerbwirkung hinzukommt. An der Risswurzel – Punkt A in Bild 9b – sind kleine oder überhaupt keine Druckspannungen und sogar eher Zugspannungen aus der Biegung vorhanden. Zu diesem Spannungszustand kommt die Querkräftebeanspruchung hinzu. Dies führt gemäss Bild 9c zu geneigten Hauptzugspannungen, die zur Bildung eines Schrägrisses von A nach B führen können [10].

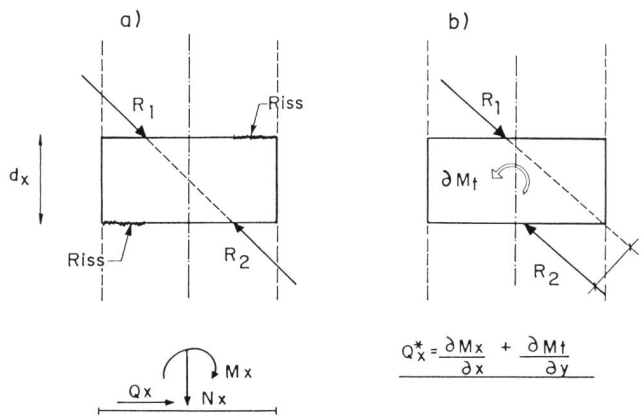


Bild 8. Gleichgewichtsbedingungen für ein Konsolelement. a) ohne und b) mit Berücksichtigung des Torsionseinflusses.

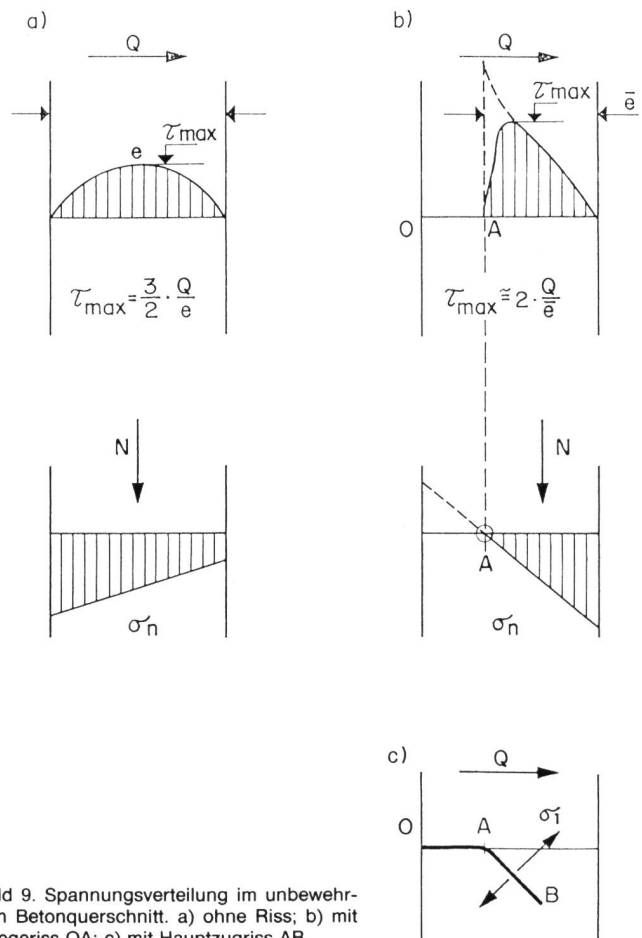


Bild 9. Spannungsverteilung im unbewehrten Betonquerschnitt. a) ohne Riss; b) mit Biegeriss OA; c) mit Hauptzugriss AB.

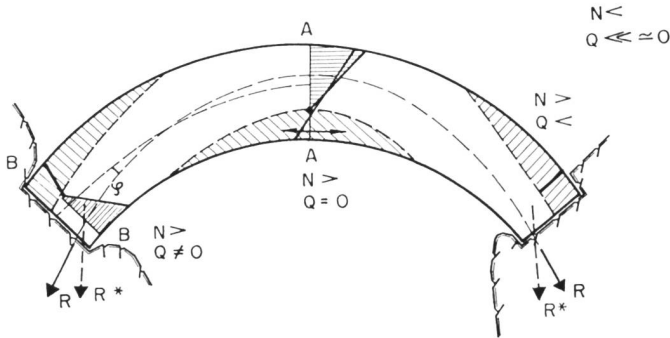


Bild 10. Schematischer Horizontalschnitt durch eine Bogenmauer. Die aktive Zone im Bogen ist nicht schraffiert.  $R$  Resultierende ohne Berücksichtigung der Torsion;  $R^*$  Resultierende mit Berücksichtigung der Torsion. Zur Definition der «voûte active» werden die Zugzonen ausgeschieden (schraffiert).

In dem hier zur Diskussion stehenden Fragenkomplex spielt die Kombination vom vorerst aus den Biegemomenten sich ergebenden zum Parament nahezu senkrechten Rissast mit dem durch die Querkraft allenfalls später verursachten schrägen Ast des Risses eine grosse Rolle.

#### 4. Übliches Berechnungsverfahren

Im Spannungsnachweis von Bogensperren werden traditionsgemäss nur oberflächenparalleler Spannungen, die sogenannten Randspannungen, ausgewiesen, und der Querschnitt wird aufgrund der Beschränkung dieser Spannung durch maximal zulässige Druck- bzw. Zugspannungen bemessen. Es wurde leider bis jetzt auf die innere Spannungsverteilung im Querschnitt nicht genügend eingegangen, die, wie man anschliessend sehen wird, von grösster Bedeutung für die Sicherheit des Bauwerkes sein kann.

Es ist indessen seit langem üblich, aufgrund eines Vorschlages von *André Coyne*, die rechnerisch durch Zug beanspruchten Querschnitte auszuschalten und somit sogenannte aktive Elemente, etwa aktive Bögen oder Konsolen, zu ermitteln. So sind in Bild 10 mit Schraffur jene Zonen gekennzeichnet, bei welchen Zugspannungen entstehen und die ausgeschieden werden. Der verbleibende Querschnitt, von Coyne als «voûte active» bezeichnet, soll dann allein die äussere Belastung aufnehmen können, ohne dass die Druckspannungen die zulässige Grenze überschreiten.

In ähnlicher Weise wird auch im Vertikalschnitt vorgegangen, wobei manchmal Fugen zur tatsächlichen Ausscheidung von gespannten Zonen vorgeschlagen und auch ausgeführt worden sind (Bild 11). Die Untersuchung der Tragfestigkeit des Bauwerkes und seiner Sicherheit aufgrund dieser Überlegung mag einen Fortschritt gegenüber der früheren Betrachtungsweise sein. Dabei wird aber nicht berücksichtigt, dass wenn im angerissenen Querschnitt infolge Querkraft grosse Schubspannungen entstehen, der Biegeriss sich vertieft und abgelenkt werden kann.

Bild 12 zeigt die Möglichkeit der Verlängerung eines solchen Risses – oder einer solchen Umfangsfuge –, der aus den Biegemomenten entstanden ist oder die zur Bekämpfung der Zugspannungen geplant worden ist. Diese Verlängerung ist infolge der durch die Querkraft bedingten Hauptzugspannungen verursacht. Dass Risse solcher Art sehr unangenehme Folgen haben können, wird später an Beispielen gezeigt werden können.

In Bild 13 ist eine auf diesen Problembereich ausgerichtete Untersuchung wiedergegeben. Es handelt sich um die Entwicklung der Spannungsverteilung im Fundamentquerschnitt eines mittleren Schnittes einer hohen Sperre. Aus Gründen, die hier keine Rolle spielen, entstand bei leerem

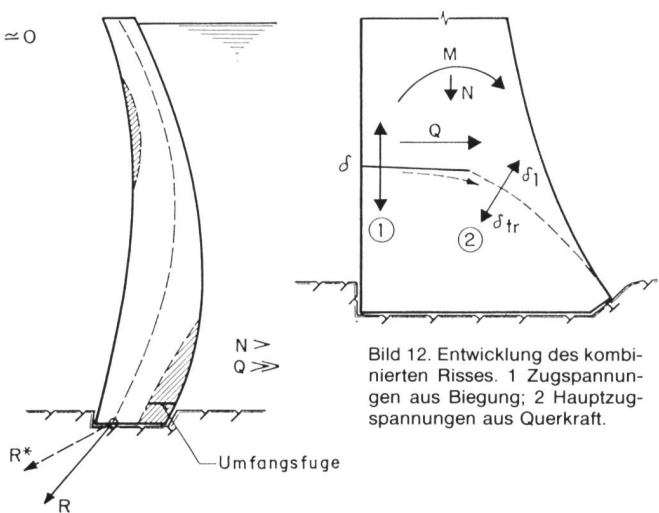


Bild 11. Schematischer Vertikalschnitt durch eine Bogenmauer. Die aktive Zone in der Konsole ist nicht schraffiert. Zur Definition der «console active» werden die Zugzonen ausgeschieden (schraffiert).

Becken luftseitig ein Riss. Wird der See schrittweise aufgestaut, so schliessen die Biegemomente den luftseitigen Riss sukzessive. Es entstehen aber auch zunehmend grosse Querkraften, die jeweils nur vom nicht gerissenen und zum Teil auch vom wieder geschlossenen Querschnitt aufgenommen werden können. Bei höherem Stau ergibt sich wohl eine grosse Druckspannung auf der Luftseite; auf der Wasserseite ist indessen die Vertikalspannung naturgemäss beschränkt. Die Querkraft muss aber zum grössten Teil durch den wasserseitigen unversehrten Querschnitt übertragen werden, was, wie aus dem Bild ersichtlich, zu bedeutenden geneigten Hauptzugspannungen führt, welche Risse im Beton verursacht haben.

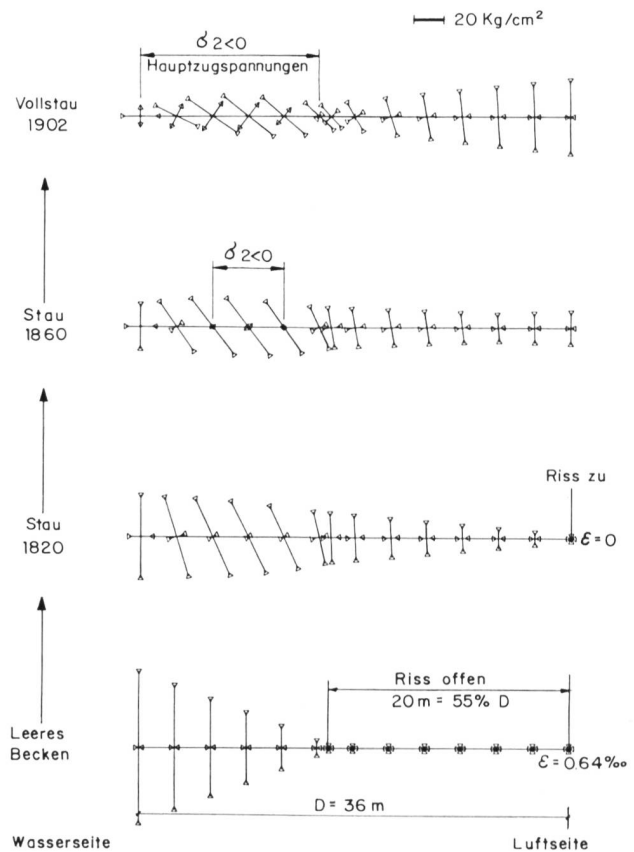


Bild 13. Entwicklung der Hauptspannungen in einem Fundamentquerschnitt als Folge des Aufstaus.

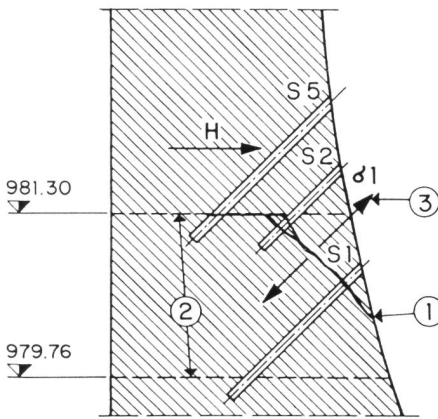


Bild 14. Rissausbildung in der Sperre Le Gage in Frankreich. 1 Liss; 2 Betonieretappe; 3 Hauptzugspannungen; S<sub>1</sub>, S<sub>2</sub>, S<sub>5</sub> Sondierbohrungen.

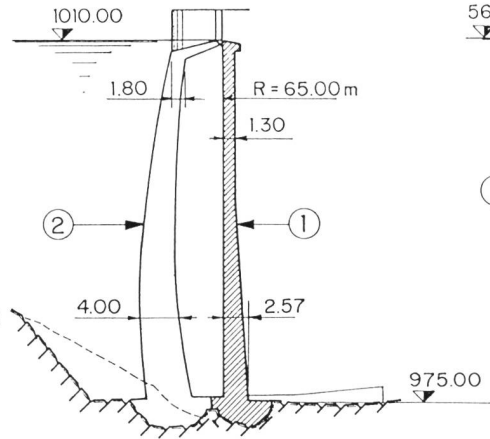


Bild 15. Neubau der Sperre Le Gage in Frankreich. Ersatz der sehr dünnen Versuchssperre 1 durch eine zweite Sperre 2.

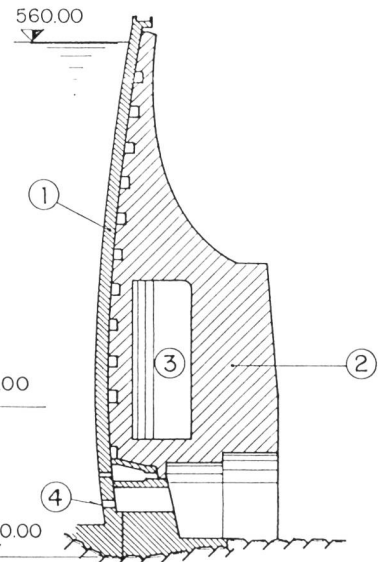


Bild 16, rechts. Sperre Tolla in Korsika. Verstärkung einer sehr dünnen Sperre Tolla durch eine zweite, luftseitig angeordnete Sperre. 1 Ursprüngliche Sperre; 2 zweite Sperre; 3 Stützrippen; 4 Grundablass.

## 5. Beispiele von querkraftverursachten Rissen in Bogensperren

Im folgenden wird zur Belegung der Behauptung, dass vorhergehende Betrachtungen nicht nur eine rein theoretische Bedeutung haben, eine Anzahl von Beispielen gezeigt, bei welchen die Querkraft Schrägrisse verursacht haben.

Als ein erster Fall ist die als Versuchssperre bezeichnete, sehr dünne Bogenmauer Le Gage zu nennen. Bild 14 zeigt den Verlauf des Risses. Wasserseits entstand in einer Betonierfuge infolge Temperatureinwirkung und sonstiger Ursachen ein horizontaler Biegeriss. Der reduzierte Querschnitt musste die Querkraft  $H$  übernehmen und ging infolge des Überschreitens der Betonzugfestigkeit durch die querkraftbedingten Hauptzugspannungen zugrunde [3]. Die Beschädigung entstand an dieser Stelle, weil luftseitig der Sperre unterhalb des Risses eine Leitmauer an die Sperre anbetoniert worden war, die zu einer Konzentration der Querkraft führte. Die Sperre wurde anschliessend abgebrochen und durch eine neue ersetzt (Bild 15).

Ähnliche Schäden traten auch bei der sehr dünnen Sperre Tolla in Korsika auf, die dann durch eine luftseitig gelegene zweite Sperre verstärkt worden ist. Es ist zu erwähnen, dass bei dieser Sperre zusätzlich noch Instabilitäten der Bögen aufzutreten drohten (Bild 16).

Bild 17, links. Nach der Zerstörung der Bogenmauer Malpasset in Südfrankreich blieben auf der rechten Talflanke Betonblöcke an Ort. Man kann daran die Bildung eines luftseitigen durch Hauptzugspannungen bedingten geneigten Risses nachweisen. Schematischer Schnitt durch die nach der Katastrophe auf der rechten Talseite verbleibenden Blöcke. 1 und 2 Felsoberflächen vor und nach dem Sperrenbruch; 3 Biegeriss; 4 durch Querkraft bedingter Hauptzugriss.

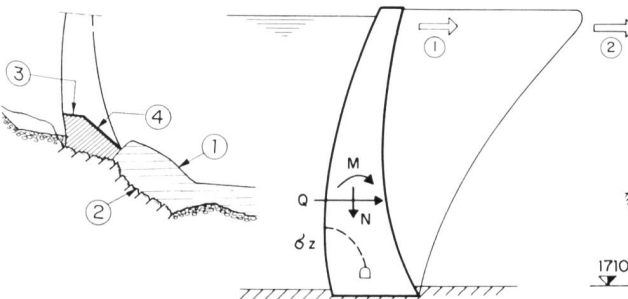


Bild 18, rechts. Sperre El Atazar in der Nähe von Madrid. Ein plastisches Nachgeben des linken Widerlagers führte hier zuerst zu einem horizontalen Biegezugriss im wasserseitigen Fussbereich, der sich als geneigter Hauptzugriss gegen das Sperreninnere fortsetzte. - - - Haupttriss, eine Kombination von Biege- und Querkraftzugriss. 1 Verformung des Widerlagers, 2 Verformung der Sperre.

Die Sperre Malpasset in Südfrankreich ist infolge des Versagens des linken Widerlagers zerstört worden. Es ist immerhin interessant festzustellen, dass die auf der rechten Seite des Tales verbleibenden Betonblöcke deutlich das Vorhandensein eines wasserseitigen Biegebruchs (3) (Bild 17) und die Bildung eines luftseitigen, nachträglich durch die schrägen Hauptzugspannungen bedingten geneigten Risses bezeugen. Es darf vermutet werden, dass das sukzessive plastische Nachgeben des linken Felswiderlagers zuerst zu einer Überbeanspruchung der Konsolen auf Biegung geführt hat, welche alsdann durch die Querkraft abgesichert worden sind [5].

Ein Fall, der eine bestimmte Ähnlichkeit mit Malpasset aufweist, ist jener der Sperre El Atazar in der Nähe von Madrid, welcher aber keine katastrophalen Folgen zeitigte. Ein plastisches Nachgeben des linken Widerlagers führte auch hier zuerst zu einem horizontalen Biegezugriss im wasserseitigen Fussbereich, der sich dann durch einen geneigten Hauptzugriss gegen das Sperreninnere fortsetzte (Bild 18). Bei der Sperre Kölbrein in Österreich entstanden, meist aus Gründen der Formgebung und aus bauzeitlich bedingten Ereignissen, Zugspannungen im luftseitigen Fuss der Sperre, die nahezu horizontale Biegerisse im unteren Bereich der mittleren Zone der Sperre verursachten. Beim Aufstau entstanden infolge der horizontalen Querkraft  $H$  schräge Zugspannungen, die zu einem Hauptzugriss (2) geführt haben. Der ganze Querschnitt der mittleren Konsole ist somit vom Untergrund abgesichert worden, und eine

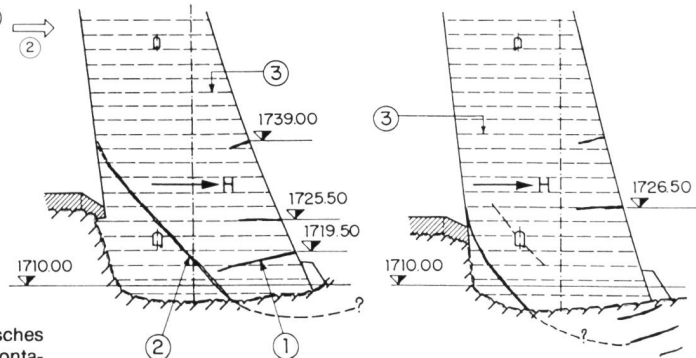


Bild 19. Sperre Kölbrein in Österreich. Risse: 1 ursprüngliche luftseitige Biegerisse; 2 durch Querkraft beim Aufstau verursachte wasserseitige Zugrisse; 3 Betonierfugen.

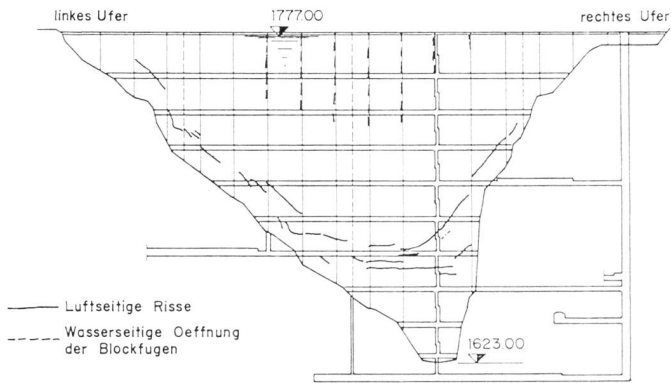


Bild 20. Sperre Zeuzier in der Schweiz. Rissbildung infolge Verengung des Talquerschnittes.

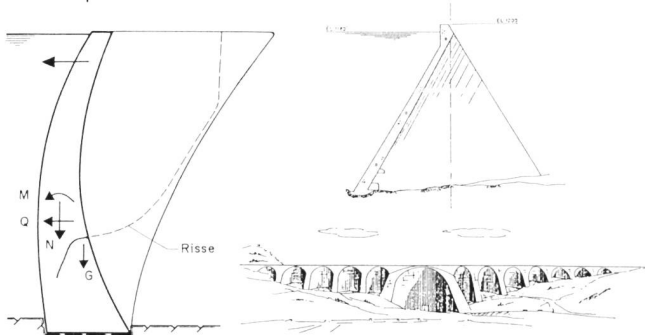


Bild 21, links. Sperre Zeuzier in der Schweiz. Verlauf des luftseitigen Hauptrisses infolge Verengung des Tales.

Bild 22, rechts. Daniel Johnson Dam, Quebec. Ansicht und Querschnitt.

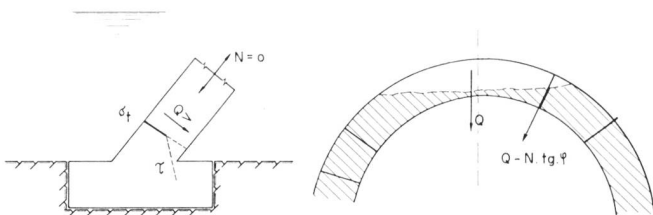


Bild 23. Daniel Johnson Dam in Quebec. Riss im Fundament.

nicht reversible Verformung der Sperre auf ihrem Untergrund fand statt. Die Sanierung der Sperre soll dahin zielen, die Aufnahme der Querkraft nicht mehr durch den Sperrquerschnitt allein, sondern durch einen luftseitigen Stützkörper zu ermöglichen (Bild 19) [12].

Der Fall der Sperre Zeuzier ist eine weitere Bestätigung der oben dargestellten Ausbildung von kombinierten Rissen. Die Setzungen, die im Gebiete der Sperre stattfanden, führten zu einer Verengung des Talquerschnittes, die sich in einem Schub auf die Bögen gegen die Wasserseite hin ausdrückte, wie in den Bildern 20 und 21 ersichtlich. Im unteren luftseitigen Bereich der Sperre entstand unter anderem ein horizontaler Biegeriss, der sich infolge der Querkraft steil nach unten fortsetzte [6, 7, 8, 9].

Bei der 200 m hohen Mehrfachbogensperre Daniel Johnson (früher Manic 5) in Quebec trat ein ähnlich gelagertes Problem auf. Bild 22 zeigt eine Ansicht und einen Schnitt durch ein Gewölbe. Dadurch, dass die Gewölbe am wasserseitigen Rand der Pfeiler zu liegen kommen, sind in denselben bei Vollstau kaum achsparallele Druckkräfte vorhanden. In Bild 23 ist die Längsspannung  $N$  mit Null angegeben. Nachweislich ist wasserseitig ein Biegebruch entstanden. Wegen der Nachgiebigkeit des Gewölbes gegenüber dem sehr steifen Untergrund sind Querkräfte  $Q$  zu übertragen. Es liegt nahe, dass sich der wasserseitige Riss in Richtung

Luftseite unter einem bestimmten Winkel fortsetzen konnte. In Bild 24 sind verschiedene Möglichkeiten der Kombination von Momenten und Querkraften ersichtlich, die jeweils zu andern Rissformen führen, aber grundsätzlich dem gleichen Phänomen zugewiesen werden können. Aus dem Gesagten und den gezeigten Beispielen kann ersehen werden, dass je nach Verhältnis zwischen Normal- und Querkraft letztlich stabile oder gefährliche instabile Risse entstehen können. Eine möglichst umfassende Darstellung der vor kommenden Fälle ist in Bild 25 zusammengestellt. So zum Beispiel im Scheitel eines Bogens wohl eine grosse Normalkraft vorhanden, die Querkraft ist aber Null (Punkt A in den Bildern 10 und 25). Risse solcher Art gefährden das Bauwerk nicht, zumal sie auf der Luftseite liegen, wo kein Wasser in den Riss eindringen kann, weil der Restquerschnitt durchaus in der Lage ist, die Normalkraft in Abwesenheit von Querkraften aufzunehmen. Dasselbe gilt für den Fall H (Bild 25), für einen luftseitig der Sperre senkrecht zum Fundament verlaufenden Riss, wie sie in Bogensperren häufig vorkommen. Auch dieser Riss, der keine Querkraft zu übertragen hat, stellt überhaupt keine Gefährdung für die Sperre dar. In diesem Fall sind auch keine nachdrängende Kräfte am Werk.

Sind aber Querkraften vorhanden, die durch die Rissfläche übertragen werden müssen, ist mit der Möglichkeit eines kombinierten Risses nach dargelegtem Schema zu rechnen. Je grösser die Querkraft im Verhältnis zur Normalkraft ist, desto ungünstiger ist die Lage und um so wahrscheinlicher die Bildung von durchgehenden Rissen. Die Fälle E, G und K stellen solche Kombinationen dar. Die Grenze zwischen stabilen Rissen, die im Querschnitt aufhören, und nicht stabilen, die den Querschnitt entzweischneiden können, ist durch die Grösse der Hauptzugspannung und der Hauptzugfestigkeit bestimmt.

Normalerweise ruht eine Bogensperre auf dem Untergrund entlang der ganzen Kontaktfläche. Im mittleren Bereich sorgt das Eigengewicht für die Vorspannung des Querschnittes. In den Flanken ist es die Bogenringkraft, wobei eine Überlagerung der zwei Kräfte im Übergangsbereich vorliegt. Wie bereits gesagt, ist aber auch entlang des ganzen Umfangs eine Querkraft zu übertragen.

Wird in irgendeinem Querschnitt, aus irgendeinem Grund, die Querkraft im Verhältnis zur Normalkraft zu gross und ist der Querschnitt noch durch eine Biegebeanspruchung angegriffen, so kann die Ausbildung eines durchgehenden Risses nach angezeigtem Muster stattfinden.

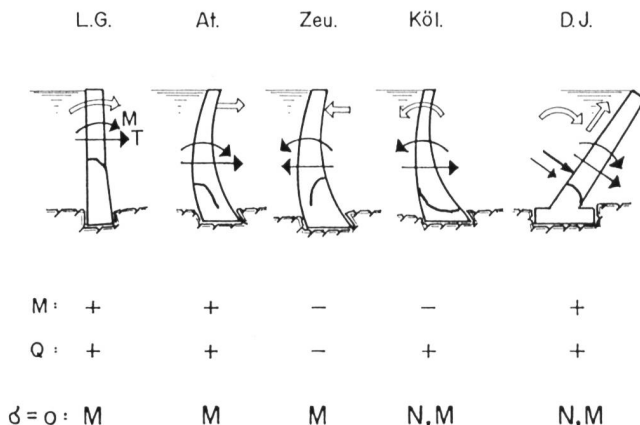


Bild 24. Kombinationen von Kräften für verschiedene besprochene Fälle der Beschädigung von Bogensperren. Von links nach rechts sind die folgenden Sperren dargestellt: Le Gage, El Atazar, Zeuzier, Kölbrein, Daniel Johnson.

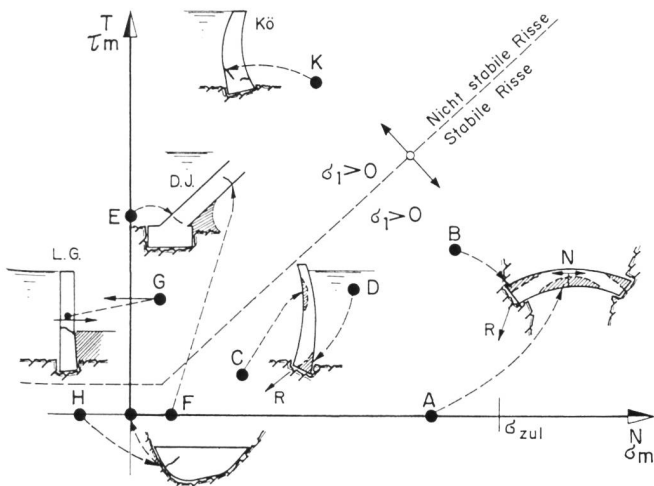


Bild 25. Stabile und nicht stabile Risse, aufgezeichnet in Funktion der Normal- und Querkraft für typische, in Bogenstauwehren häufig vorkommende Fälle.

## 6. Schlankheitskoeffizient

Wenn auch im allgemeinen wenig gebraucht, ist bereits seit über 30 Jahren eine sogenannte Kühnheitsziffer  $k$  eingeführt worden [2]. Sie war durch die Formel

$$k = F^2/V$$

angegeben. Es hat sich nachträglich gezeigt, dass es vorteilhafter ist, einen Kühnheits- oder Schlankheitskoeffizienten  $C$  zu verwenden, mit der Definition nach [12]

$$C = k/H = F^2/VH$$

dabei bedeuten:

- $F$  die abgewinkelte, durch die Sperre abgeschlossene Fläche des Talquerschnittes
- $V$  das Betonvolumen
- $H$  die Höhe der Sperre
- $k$  die Kühnheitsziffer
- $C$  der Schlankheitskoeffizient

In Bild 26 sind die Schlankheitskoeffizienten in Funktion der Höhe der Sperre für eine Anzahl von grösseren Bogenstauwehren eingetragen worden. Es mag interessant sein, festzustellen, dass Sperren mit einem zu hohen Schlankheitskoeffizienten jeweils zu Problemen geführt haben.

Bei sachgemässer Projektierung und Ausführung der Sperre dürfte es im grossen und ganzen möglich sein, mit der jetzigen Betontechnologie bis zu einem Schlankheitskoeffizienten von etwa 20 zu gelangen. Mit einem Schlankheitskoeffizienten von rund 15 dürften normalerweise kaum Probleme zu erwarten sein.

## 7. Schlussfolgerungen

Aus den dargelegten Verhältnissen im Zusammenhang mit der Querkraftbeanspruchung einer Bogenstauwehre ergibt sich, dass es aufgrund der heutigen Kenntnisse zur Regel der Baukunst gehören sollte,

1. in der statischen Berechnung die Querkraften mindestens entlang der Felseinspannung zu rechnen und auszuweisen;
2. die Schubspannungen und Hauptspannungen im Sperrkörper selbst in der Nähe der Auflagefläche zu ermitteln und mit zulässigen Spannungen zu vergleichen, insbesondere was die Hauptzugspannung betrifft;
3. allenfalls die Stabilität von möglichen Rissen zu untersuchen und den Nachweis zu erbringen, dass sie sich nicht auf schädliche Art fortsetzen können;

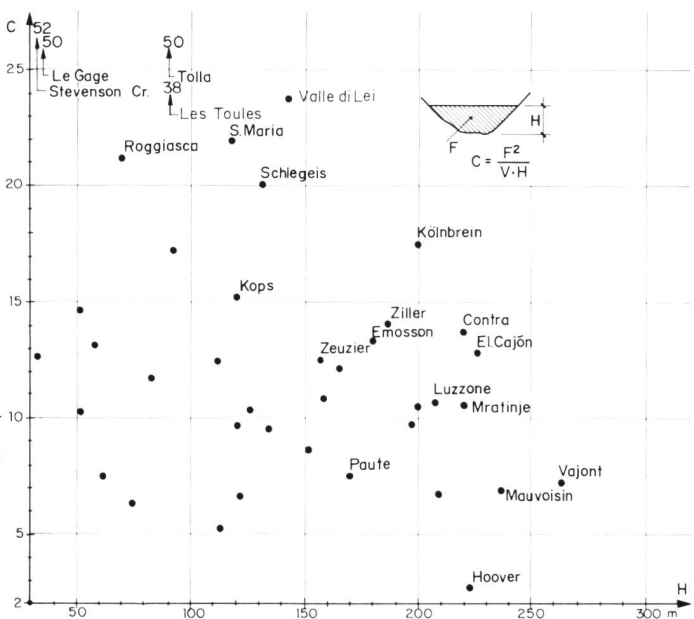


Bild 26. Schlankheitskoeffizient  $C$  für eine Anzahl von grösseren Bogenstauwehren in Abhängigkeit der Sperrenhöhe  $H$ .

4. die zulässigen Spannungen in zwei Höhenlagen festzulegen, und zwar jeweils für Richtungen, in denen allfällige Risse keine Querkraften zu übertragen hätten, und auf wesentlich tieferem Niveau für die Schnitte, durch die im Laufe der Lebensdauer der Sperre Querkraften zu übertragen sein werden.

Es wird dann die Kunst des Ingenieurs sein, durch geeignete bauliche Massnahmen und rechnerische Nachweise die Einhaltung dieser Bedingungen zu garantieren.

## Bibliographie

- [1] Lombardi G.: Les barrages en voûte mince. Dunod, Paris 1955.
- [2] Kaech A. and Lombardi G.: Einige Betrachtungen über Bogenstauwehrrauern. «Schweizerische Bauzeitung», 1953, Nr. 38.
- [3] Mary M.: Construction et Surveillance des Barrages. I. Barrages-voûtes. Historique, Accidents et Incidents. Dunod, Paris 1968.
- [4] Schnitter N.: The evolution of the arch dam. «Water Power and Dam Construction» October/November 1976.
- [5] Comité français des Grands Barrages: Désordres graves constatés sur des barrages français. 13th ICOLD Congress, New Delhi 1979, Q. 49–R. 33.
- [6] Swiss National Committee on Large Dams: General paper (Zeuzier). 15th ICOLD Congress, Lausanne 1985, GP–RS.9.
- [7] Swiss National Committee on Large Dams: Abnormal Behaviour of Zeuzier Arch-Dam (Switzerland). Special Issue of «wasser, energie, luft», April 1982.
- [8] Pougatsch H.: Unexpected Behaviour of a Large Arch-Dam in Switzerland. 14th ICOLD Congress, Rio de Janeiro 1982, Q.52–R.40.
- [9] Schneider T. R.: Geological aspects of the extraordinary behaviour of Zeuzier Arch-Dam. 14th ICOLD Congress, Rio de Janeiro 1982, Q.53–R.38.
- [10] Linsbauer H.: Das Tragverhalten von Betonbauten des konstruktiven Wasserbaues. Einfluss von Rissbildungen. T. U. Wien, Bericht Nr. 21, 1987.
- [11] Lombardi G.: Distribution à double borne logarithmique. 16th ICOLD Congress, San Francisco 1988, C. 25.
- [12] Lombardi G. et al.: Advanced dam engineering for design, construction and rehabilitation. Locarno, December 1986 (soll anlässlich des 18. ICOLD-Kongresses in San Francisco veröffentlicht werden).
- [13] CIGB/ICOLD: World Register of Dams. Paris 1984.

Adresse des Verfassers: Dr. Ing. Dr. h. c. Giovanni Lombardi, Beratender Ingenieur, Via A. Ciseri 3, Casella Postale 567, CH-6601 Locarno.