Zeitschrift: Wasser Energie Luft = Eau énergie air = Acqua energia aria
Herausgeber: Schweizerischer Wasserwirtschaftsverband
Band: 93 (2001)
Heft: 7-8

Artikel: Gedanken zur Beurteilung der Sicherheit von Talsperren
Autor: Widmann, R.
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-939905

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: 02.07.2025

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

Gedanken zur Beurteilung der Sicherheit von Talsperren

R. Widmann

1. Einleitung

Immer wieder führen Katastrophen der Menschheit vor Augen, wie wichtig die Überwachung unserer Umwelt ist; das gilt z.B. bei Hochwasser, Muren oder Lawinen, um derartigen Naturkatastrophen vorzubeugen oder sie wenigstens vorherzusagen, um die möglicherweise betroffene Bevölkerung zu warnen und zu schützen. Das gilt ebenso für technische Bauwerke, wie Brücken, Seilbahnen, Verkehrstunnel, Bergwerke, Hochwasserrückhaltebecken und Kraftwerke aller Art, um deren Betriebs- und Funktionssicherheit zu gewährleisten. Talsperren gehören zweifellos zu jenen grossen Ingenieurbauten unserer Zeit, deren Versagen weitreichende Zerstörungen und die Gefährdung vieler Menschenleben nach sich ziehen kann. Wenn es auch eine absolute Sicherheit auf keinem Gebiet des menschlichen Lebens gibt, so muss doch unser Streben auf grösstmögliche Sicherheit gerichtet sein, sodass die eingehende Überwachung der bestehenden Talsperren eine unabdingbare Notwendigkeit ist.

Für die Beurteilung der Sicherheit gibt es zwei grundsätzlich verschiedene Verfahren, deren sinnvolle Anwendung sich aus der angestrebten Definition der Sicherheit ergibt:

- Statistische Verfahren gehen von den Erfahrungen der Vergangenheit aus und setzen nicht nur eine genügend grosse Anzahl von Daten, sondern auch mehr oder weniger stillschweigend ungeachtet der künftigen Entwicklung gleich bleibende Verhältnisse für eine Extrapolation in die Zukunft voraus. Mit diesen Verfahren wird letztlich eine Wahrscheinlichkeit ermittelt, mit der ein bestimmtes Ereignis irgendwo auf der Welt eintreten kann; es kann aber keine Aussage getroffen werden, ob und wann dieses Ereignis für eine bestimmte Anlage eintreten wird. Nach der jüngsten Zusammenstellung der ICOLD [1] ist von den vor 1950 errichteten Talsperren jede 45., von den nach 1950 errichteten Talsperren immer noch jede 200. gebrochen – zweifellos ein zu geringer Fortschritt der Technik.
- Deterministische Verfahren können bei technischen Bauwerken mit der Festlegung von Sicherheitsfaktoren unter Berücksichtigung einer Überlastbarkeit oder Materialausnutzung vor allem während des Entwurfes angewendet werden. Allerdings wird im Allgemeinen die massgebende Festigkeit der Baustoffe auch mit statistischen Verfahren aus den Ergebnissen der Festigkeitsversuche abgeleitet, sodass die Sicherheitsfaktoren sich auf jene Festigkeit beziehen, die mit einer bestimmten Wahrscheinlichkeit nicht unterschritten wird.

Abhängig vom Verfahren erhält man naturgemäss unterschiedliche Sicherheitsfaktoren, je nachdem ob sie z.B. auf die Druck-, Zug- oder Scherfestigkeit oder die Traglast bezogen sind.

Definitionsgemäss schliessen statistische Verfahren alle Einflüsse, deterministische Verfahren nur bekannte und daher berücksichtigte Einflüsse ein.

Hier sei aber von einem anderen Grundgedanken ausgegangen, der die Möglichkeit bietet, aus der Überwachung des Bauwerkes Sicherheitsfaktoren abzuleiten. Jede Talsperre muss zur Erfüllung ihrer Aufgaben vor allem dicht sein (Bild 1), darf also weder überströmt noch durchströmt oder unterströmt werden:

- die statistische Sicherheit gegen Überströmung beruht bei allen Talsperrentypen auf der Auswertung langjähriger Beobachtungen;
- die Sicherheit gegen Durchströmung betrifft die Wasserdichtigkeit und Risssicherheit des Betons bei Staumauern, die allerdings kaum aus der Überwachung abgeleitet werden können;
- der Sicherheitsfaktor gegen eine unzulässige Unterströmung (und damit unzulässige Zugspannungen im Bereich der Aufstandsfläche) kann bei Staumauern bereits beim ersten Einstau aus den stauabhängigen Sickerwassermengen abgeleitet werden.

Eine derartige Sicherheitsdefinition schliesst die konventionellen Definitionen weitgehend ein; die empirische Betrachtung des ersten und dritten Gesichtspunktes lässt aber auch eine numerische Beurteilung der Sicherheit aus der Überwachung bestehender Talsperren zu und kann zur Verbesserung der Entwurfs-Richtlinien beitragen.

2. Zur Sicherheit gegen die Überströmung von Talsperren

2.1 Grundlagen

Aus der Bruchstatistik von Talsperren (ICOLD 1994) lässt sich ableiten, dass 54 (davon 6 Staumauern) der 165 erfassten Brüche auf Versagen der Hochwasserentlastungsanlage zurückzuführen sind, von denen allerdings nur 17 durch ein zu geringes Bemessungshochwasser verursacht wurden; die anderen haben andere Ursachen, wie Verklausungen oder ein Versagen der mechanischen Verschlüsse oder auch ein Bruch der oberhalb liegenden Talsperre.

Gegenstand der folgenden Ausführungen ist vor allem die Kapazität der Hochwasserentlastungsanlage.

Die übliche Definition der hydrologischen Sicherheit beruht ausschliesslich auf

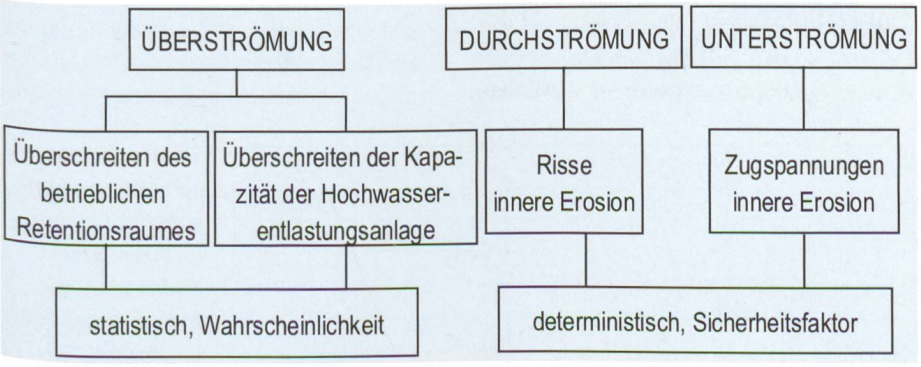


Bild 1. Vorschlag für eine neue Sicherheitsdefinition.

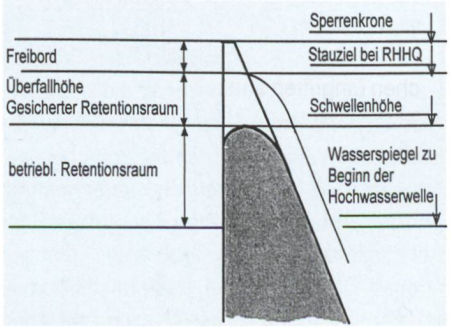


Bild 2. Hochwasserentlastungsanlagen, geometrische Bezeichnungen.

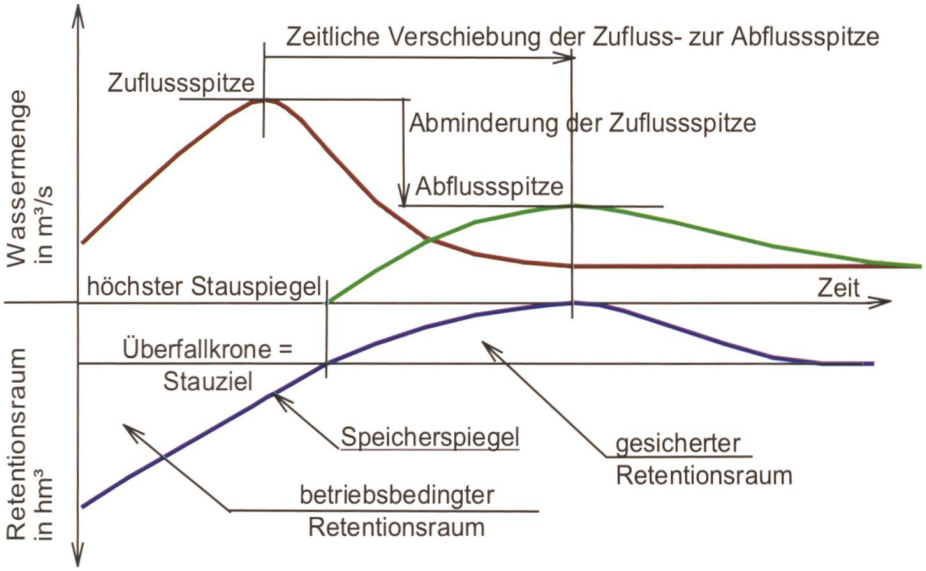


Bild 3. Abminderung einer zufliessenden Hochwasserwelle durch den Retentionsraum.

der Festlegung der Wahrscheinlichkeit des zufliessenden Hochwassers. Bei der Festlegung der Kapazität der Hochwasserentlastungsanlage wird lediglich der gesicherte Retentionsraum berücksichtigt und stillschweigend vorausgesetzt, dass beim Eintreffen der Hochwasserwelle das Stauziel erreicht ist und alle Entnahmeeinrichtungen nicht in Betrieb genommen werden können.

Die wirkliche Sicherheit gegen die Überströmung von Talsperren setzt sich hingegen, abgesehen von der oben erwähnten konstruktiven Sicherheit, aus den folgenden Teilsicherheiten zusammen:

- der Überlaufwahrscheinlichkeit [2], also der Wahrscheinlichkeit, mit der der Wasserspiegel im Speicher die Höhe der Schwelle der Hochwasserentlastungsanlage überschreitet, also den betrieblichen Retentionsraum überschreitet und der Überfall in Tätigkeit tritt;
- der Wahrscheinlichkeit einer Überschreitung des Bemessungshochwassers für die Hochwasserentlastungsanlage, das bisher aus dem Zufluss zum Speicher und dem gesicherten Retentionsraum abgeleitet wurde;
- dem Freibord, einem Sicherheitszuschlag, der allerdings kaum numerisch bewertet werden kann.

Um den Einfluss der beiden Teile des Retentionsraumes zu veranschaulichen, sei die Veränderung einer Hochwasserwelle beim Durchfluss durch einen Speicher betrachtet (Bild 3). Die zeitliche Verschiebung und die Abminderung von der Zufluss- zur Abflussspitze hängen von der relativen Grösse des wirksamen Retentionsraumes ab, der sich aus dem gesicherten (zwischen Stauziel und grösster Überfallhöhe) und dem betrieblich bedingten Retentionsraum (unterhalb des Stauzieles) zusammensetzt. Nun hängt der Einfluss des betrieblich bedingten Retentionsraumes auch vom Verhältnis zum Volumen der Hochwasserwelle ab; er wird also bei Tagesspeichern zu vernachlässigen, bei Jahres- und Überjahresspeichern hingegen beträchtlich sein. Für die gleiche Sicherheit gegen eine Überschreitung der Kapazität der Hochwasserentlastungsanlage muss also der Einfluss beider Teile des gesamten Retentionsraumes berücksichtigt werden.

Bei Hochwasserentlastungsanlagen mit mechanischen Verschlüssen entfällt der gesicherte Retentionsraum; das Bemessungshochwasser entspricht dem zufliessenden Hochwasser.

Aus Bild 3 lässt sich umgekehrt auch der Einfluss eines Entfalls der Retentionsräume, z.B. bei Flussregulierungen zeigen.

2.2 Bisherige Verfahren zur Festlegung der massgebenden Zuflusswelle

Die Ermittlung des massgebenden zufliessenden Hochwassers, meist das HQ_{5000} oder das HQ_{10000} als RHHQ, erfolgt nun mit Hilfe von statistischen Verfahren, wie jenes nach Gumbel oder log Pearson III durch Extrapolation aus dem Beobachtungszeitraum von wenigen Jahrzehnten auf den mehr als 100-fachen Zeitraum. Aus mathematischer Sicht ist eine derartige Extrapolation unzulässig. So lässt sich aus der statistischen Theorie (Tabelle 1) ableiten, dass

- während einer Beobachtungsdauer von 25 Jahren ein Ereignis mit einer Wiederholungsperiode von 100 Jahren bereits mit einer Wahrscheinlichkeit von 22% auftreten kann, was die Zuordnung der beobachteten Daten erschwert;
- während einer Nutzungsdauer von 100 Jahren die Überschreitung eines Ereignisses mit einer Wiederholungsperiode von 5000 Jahren mit einer Wahrscheinlichkeit von 2% zu erwarten ist, was die Berechtigung der Festlegung eines HQ_{5000} relativiert.

Daher ergibt schon das Problem der Zuordnung der Messdaten im Beobachtungszeitraum zur Wiederholungsperiode bei den verschiedenen Verfahren eine gewisse Schwankungsbreite, die bis zur Extrapolation auf das HQ_{100} in einem wohl vertretbaren Rahmen bleibt (Tabelle 2); nicht mehr vertretbar allerdings erscheint der Schwankungsbereich bei einer Extrapolation auf das HQ_{5000}. Die Werte für das HQ_{10000} liegen nach Gumbel nur etwa 6–8%, jene nach Pearson um 12–23% über jenen des HQ_{5000}; der Zuwachs an Sicherheit ist daher kleiner als nach der halbierten Eintrittswahrscheinlichkeit zu erwarten wäre. Auch sei darauf hingewiesen, dass die Gültigkeit der Ergebnisse durch Beobachtungen wohl kaum nachgewiesen werden kann.

Die PMP (Probable Maximum Precipitation)- und PMF (Probable Maximum Flood)-Verfahren sind wohl noch auf zu vielen Annahmen aufgebaut, um dort als bessere Lösung herangezogen zu werden, wo örtliche Abflussmengen vorliegen.

2.3 Zum Einfluss der Vernachlässigung des betrieblichen Retentionsraumes und der betrieblichen Entnahmen

Für die empirische Bestimmung des Einflusses des betrieblichen Retentionsraumes und der betrieblichen Entnahmen stehen zwei Möglichkeiten zur Verfügung:

a) Im Allgemeinen bestehen Aufzeichnungen über das Anspringen von Hochwasserentlastungsanlagen während der gesamten Betriebsdauer des Speichers. Die Anzahl n dieser Inanspruchnahmen der Hochwas-

Wiederholungsperiode	Beobachtungsdauer		Nutzungsdauer	
	25 Jahre	50 Jahre	100 Jahre	200 Jahre
100 Jahre	22	39	63	86
200 Jahre	11	22	39	63
500 Jahre	5	10	18	33
1000 Jahre	2	5	10	18
5000 Jahre	0,5	1	2	4

Tabelle 1. Überschreitungswahrscheinlichkeiten im betrachteten Zeitraum in Abhängigkeit von der Wiederholungsperiode in %.

serenlastungsanlage, bezogen auf die gesamte beobachtete Betriebsdauer T

$$\alpha = \frac{n}{T}$$

entspricht in erster Näherung der Überlaufwahrscheinlichkeit und gibt auch ein Mass für die Verminderung des Hochwasserrisikos für die Unterlieger, worauf ebenfalls bereits in den 70er-Jahren hingewiesen wurde [2].

Eine derartige Untersuchung von Speichern im alpinen Raum mit bis zu 50 Beobachtungsjahren hat gezeigt (Bild 4a), dass die Wahrscheinlichkeit eines zu kleinen betrieblichen Retentionsraumes, der das zufliessende Hochwasser nicht zur Gänze aufnehmen kann, mit steigendem Verhältnis Nutzinhalt zu Jahreszufluss – der Speicherkennziffer – abnimmt; bleibt dieses Verhältnis über 0,6 ist kaum mehr mit einem Überlauf zu rechnen. Als Nutzinhalt ist dabei der tatsächlich jährlich im Mittel genutzte Speicherraum anzusetzen. Ähnlich lässt sich mit Hilfe der mit dem Speicherspiegel gemessenen grössten Überfallhöhe auch die Abminderung der Abflussspitze gegenüber der Zuflussspitze abschätzen (Bild 4b).

In diesen Untersuchungen sind auch die unterschiedlichen Hochwasserfrachten bzw. -spitzen in den einzelnen Monaten implizit berücksichtigt, hängen doch die extremen Hochwasser ebenso wie der Füllungsgrad eines Jahresspeichers von der Jahreszeit ab.

b) Ist auch der zeitliche Verlauf von Überlaufhöhe und Zuflussfracht bzw. -spitze bekannt, kann das Verhältnis zwischen Abflussfracht und Zuflussfracht (bzw. Abfluss- und Zuflussspitze) bestimmt werden, das der Abminderung des Hochwasserrisikos für die Unterlieger entspricht.

Am Beispiel des relativ kleinen Wochenspeichers Margaritze (Speicherkennziffer 0,03) der Kraftwerksgruppe Glockner Kaprun sei eine bessere Untersuchung gezeigt, die genauere Aussagen betreffend die Überlaufwahrscheinlichkeit für einen bestimmten Speicher ermöglicht (Bild 5).

Die Auswertungen ergaben, dass

- mit einem Auftreffen der Hochwasserwelle auf den vollen Speicher etwa alle 15 Jahre,
- mit einem Ansprechen der Hochwasserentlastungsanlage alle 8 Jahre zu rechnen ist (Überlaufwahrscheinlichkeit), was sich seither durchaus bestätigt hat.

Damit ergeben sich höhere Wahrscheinlichkeiten für die Überströmung der Talsperren bei Speichern mit einer niedrigen Speicherkennziffer – Tagesspeicher – als für Speicher mit einer hohen Speicherkennziffer – Jahres- und Überjahresspeicher. Dies wird auch aus der Schadenschronik bestätigt. Die Sicherheit gegen eine Überströmung sollte aber unabhängig von der Speichergrösse sein und z.B. auch die grössere Erosionsanfälligkeit von geschütteten Dämmen und Gründungen auf Alluvionen berücksichtigen.

2.4 Vorschlag zur Festlegung des Bemessungshochwassers

Für die Festlegung des massgebenden Speicherzuflusses sollte man von einem 100-jährlichen Hochwasser ausgehen, das meist etwa der Konzessionsdauer der Talsperre entspricht. Zwar ist auch die Ermittlung des HQ_{100} mit den vorerwähnten Einschränkungen behaftet (Tabelle 1), aber der unvermeidliche Fehler fällt wegen der geringeren Extrapolation weniger ins Gewicht.

Gemäss Tabelle 2 sind die Differenzen zweier häufig verwendeter Extrapolationsverfahren beim HQ_{100} vernachlässigbar, jedoch beim HQ_{5000} und HQ_{10000} entscheidend.

Verfahren	HQ_{100}	$\frac{HQ_{5000}}{HQ_{100}}$	$\frac{HQ_{10000}}{HQ_{100}}$
Gumbel (G)	1	1,60 ± 0,10	1,71 ± 0,15
Pearson (P)	1	2,46 ± 0,25	3,08 ± 0,30
P/G	1,09 ± 0,06	1,74 ± 0,25	2,06 ± 0,30

Tabelle 2. Vergleich zweier Extrapolationsverfahren.

Für die Festlegung des Bemessungshochwassers der Hochwasserentlastungsanlage sollte das HQ_{100} dann mit einem Erhöhungsfaktor multipliziert werden, der der Speicherkennziffer, dem Talsperrentyp und der Anfälligkeit des Bauwerkes gegen Überströmungen Rechnung trägt. Gemäss Tabelle 2 sei daher vorgeschlagen (Bild 6), den Erhöhungsfaktor in Abhängigkeit von der Speicherkennziffer für auf Fels gegründete Staumauern mit max. 2,0, für auf Alluvionen gegründete Staudämme mit max. 2,3 festzulegen und mit steigender Speicherkennziffer abzumindern.

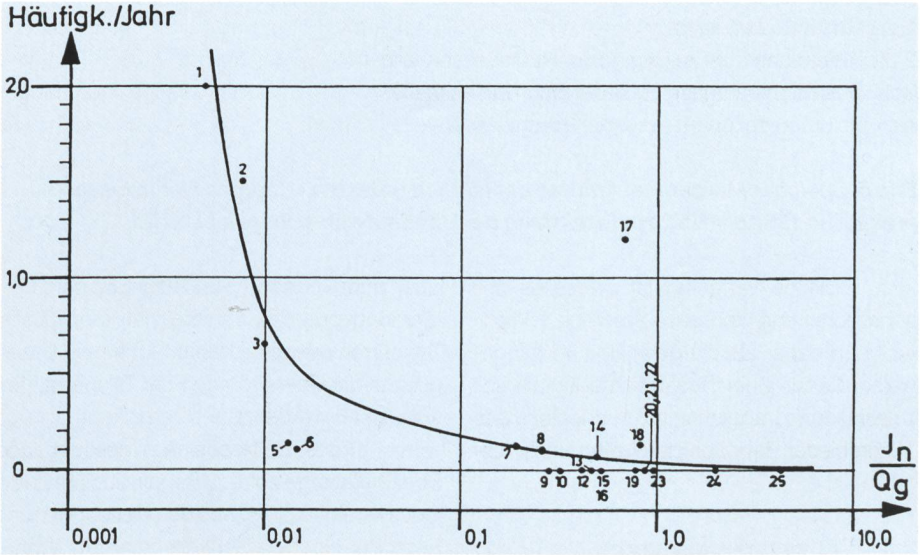


Bild 4a. Die Überlaufwahrscheinlichkeit in Abhängigkeit von der Speicherkennziffer [3].

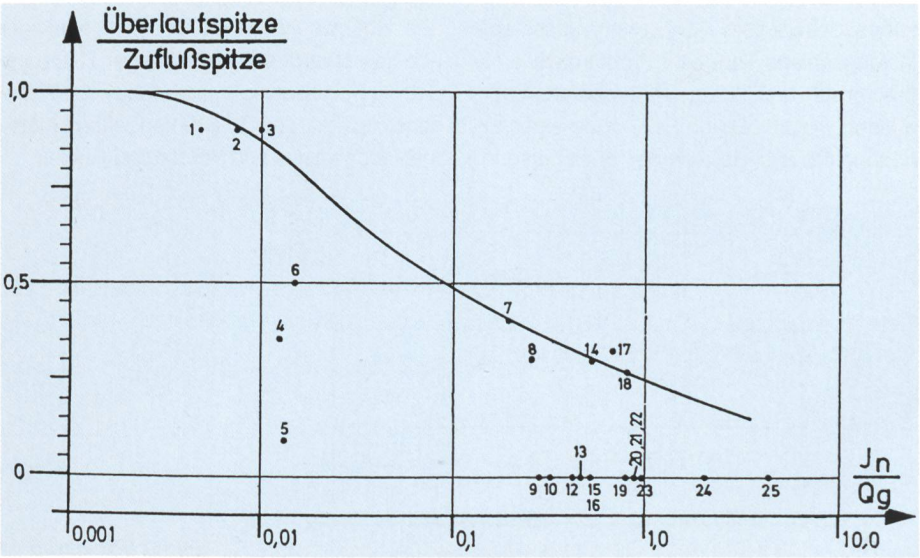
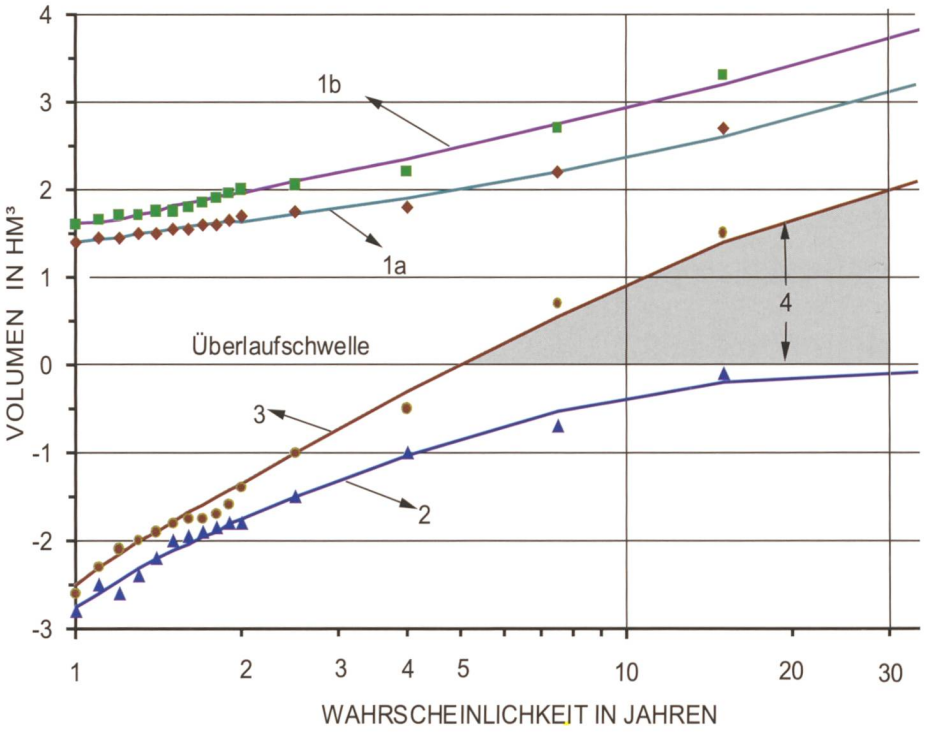


Bild 4b. Abminderung der Hochwasserzuflussspitze in Abhängigkeit von der Speicherkennziffer.



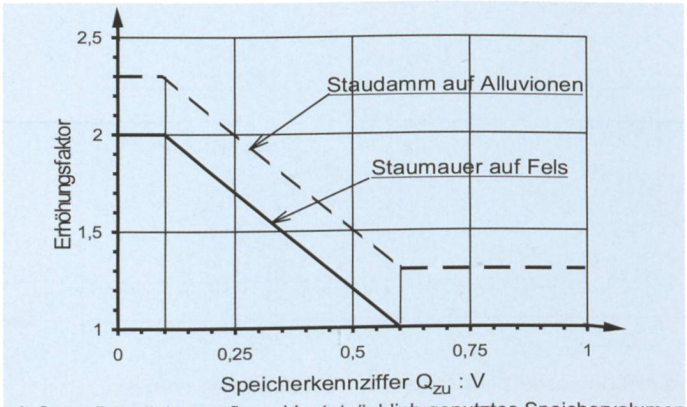
1a Zuflussfracht aus dem eigenen Einzugsgebiet
1b Gesamte Zuflussfracht
2 Retentionsraum zu Beginn der Hochwasserwelle
3 Retentionsraum am Ende der Hochwasserwelle
4 Volumen der überfliessenden Hochwasserwelle

Bild 5. Speicher Margaritze. Analyse der jährlich grössten 1-tägigen Hochwasserereignisse 1957 bis 1972 zur Ermittlung der Überlaufwahrscheinlichkeit [2].

Dieses Verfahren ist zweifellos anschaulicher und wohl auch theoretisch leichter begründbar als die derzeitige Vorgangsweise, die von einer theoretisch jedenfalls unzulässigen Extrapolation auf mindestens das 100fache des Beobachtungszeitraumes ausgeht.

2.5 Zusammenfassung

Mit der Festlegung eines HQ_{100} als Ausgangswert für die Bestimmung des Bemessungshochwassers der Hochwasserentlastungsanlage kann die Problematik einer theoretisch unzulässigen Extrapolation vermieden werden. Durch Einführung eines Erhöhungsfaktors, der von der Speicherkennziffer, dem Sperrentyp und allenfalls dem Gefährdungspotenzial abhängig ist, kann für alle Talsperren die angestrebte Sicherheit, bezogen auf die Überströmung der Talsperre, gewährleistet werden. Zur Überprüfung genügt während des Betriebes die Messung der Speicherspiegelhöhe zu Beginn und am Ende jedes Hochwassers. Aus den Messungen am Ende der Hochwasserwelle kann die Wahrscheinlichkeit einer Inanspruchnahme des Hochwasserüberfalls und die Verminderung des Hochwasserrisikos für die Unterlieger abgeleitet werden. Die Messungen zu Beginn der Hochwasserwelle lassen auf die Wahrscheinlichkeit des Zusammentreffens extremer Hochwasser und Vollstau schliessen.



mit Q_{zu} = Regeljahreszufluss, V = tatsächlich genutztes Speichervolumen

Bild 6. Vorschlag für den Erhöhungsfaktor.

Aus diesen Daten, die bei der üblichen laufenden Überwachung anfallen, ergibt sich auch mit der Differenz der Speichervolumina am Beginn und Ende des Hochwassers zuzüglich der gleichzeitigen Entnahmen aus dem Speicher das Volumen der zufliessenden Hochwasserwelle.

3. Zur Sicherheit gegen Durchströmung des Sperrenkörpers

Die Durchsickerung des Sperrenkörpers wird zwar üblicherweise während des Bestandes von Staumauern nicht überwacht; nur in seltenen Fällen wurden annähernd vertikale Bohrungen parallel zur Wasserseite angeordnet, die ähnlich wie die Dränagezone hinter dem Dichtungselement bei Schüttdämmen Wasserdurchtritte frühzeitig anzeigen. Die für den Entwurf so massgebenden Gesichtspunkte wie Wasserdichtigkeit des Betons und zulässige Zugspannungen, sollen aber doch auch hier kurz behandelt werden.

Die Wasserdichtigkeit des Betons wird während der Eignungs- und Güteprüfungen üblicherweise nach den im Hochbau gültigen Richtlinien geprüft. Empfehlenswert wäre allerdings bei Staumauern über 100 m Höhe die Prüfung der Wasserdichtigkeit des Betons an der wasserseitigen Oberfläche der Sperre zumindest auf jenen Druck, der an der Einbaustelle gegeben ist.

Die Druckspannung des Betons ist meist nicht massgebend, weil der absolute Abstand zur Druckfestigkeit mit 20 N/mm² ± 20% selbst bei groben Vereinfachungen im Berechnungsverfahren keinesfalls ausgeschöpft werden kann. Auch würde eine örtliche Überschreitung der Druckfestigkeit nur eine gewisse Spannungsumlagerung, aber keine Schäden verursachen. Hingewiesen sei darauf, dass sich die Druck-Bruchspannung nicht auf die bei den Druckversuchen auftretenden Bruchflächen bezieht.

Grundsätzlich anders liegen die Verhältnisse im Zugbereich. Die Frage der Zulässigkeit von Zugspannungen ist deswegen von besonderer Bedeutung, weil deren Grösse das Betonvolumen bestimmt und damit ein wesentlicher Kostenfaktor ist. Die Zugfestigkeit des Betons, einem spröden Baustoff, liegt bekanntlich bei einem Zehntel der Druckfestigkeit. Ähnlich wie bei der Druckfestigkeit werden auch bei der Zugfestigkeit je nach Versuch verschiedene Festigkeiten unterschieden: die Biege-, Spalt- und «reine» Zugfestigkeit, die sich etwa im Verhältnis

$$\beta_{BZ} : \beta_{SZ} : \beta_Z = 1{,}8 : 1{,}2 : 1$$

unterscheiden. Der Biegezugfestigkeit liegt bekanntlich die Stab- und Navier-Theorie zugrunde; für die Wasserseite von Staumauern

dürfte die Spaltzugfestigkeit wegen der normgemässen Lagerungsbedingungen im Versuch den Verhältnissen im Bauwerk am ehesten entsprechen.

Der absolute Abstand zwischen Zugspannung und Zugfestigkeit liegt bei 1,5 N/mm² ± 20%, eine Grössenordnung, die durch nicht berücksichtigte Einflüsse, Rest- und Zwangspannungen sowie Vereinfachungen in den theoretischen Annahmen, insbesondere bei Staumauern über 100 m Höhe, durchaus erreicht werden kann, wachsen doch die «Nebenspannungen» etwa proportional dem allgemeinen Spannungsniveau. Schon örtliche Überschreitungen der Zugfestigkeit führen zu Rissen. Auch wird die meist massgebende vertikale Zugspannung am wasserseitigen Mauerfuss aus der Differenz zweier fast gleich grosser Spannungen ermittelt. Erinnert sei auch daran, dass die kritische Risstiefe im Sinne der Bruchmechanik mit steigendem Wasserdruck im Riss sinkt (Bild 7). Das bedeutet, dass z.B. bei einem Wasserdruck von 150 m ein Riss mit einer Tiefe von 0,5 m bereits instabil wird.

Die als zulässig erachtete Hauptzugspannung sollte daher an der Wasserseite unter Berücksichtigung des möglichen Eindringens von Wasser in Initialrisse wie folgt festgelegt werden:

$\sigma_{zul} = \beta_z - 1 - w$ in N/mm²

Dabei bedeuten:

σ_{zul}	zulässige Hauptzugspannung
β_z	Zugfestigkeit des Betons
1	Sicherheitsabstand zur Bruchfestigkeit
w	≥ 0,5, Wasserdruck im betrachteten Horizont

Bei der Ermittlung der Hauptzugspannung an der Aufstandsfläche im Inneren des Betonkörpers sollte der Sohlwasserdruck und als radiale Normalspannung eine Restzugspannung aus der Bauzeit eingeführt werden.

Eine Abschätzung dieser Restzugspannung ergibt sich aus der Annahme, dass die Spannung bei der Abkühlung des Betons die Zugfestigkeit nahezu erreicht hat und in der Folgezeit durch Relaxation auf 20% des Ausgangswertes absinkt.

Bei Gewölbemauern über 100 m Höhe kann $w + 1 > \beta_z$ werden, sodass eine Druckspannung im betrachteten Punkt zur sicheren Vermeidung von Rissen notwendig wird. Hier sei darauf hingewiesen, dass als Zugfestigkeit selbstverständlich nicht die Biegezugfestigkeit angesehen werden darf, die bekanntlich unter allzu vereinfachenden Annahmen bestimmt wird und bis zu 2-mal so gross wie die «echte» Zugfestigkeit aus dem Zugversuch sein kann.

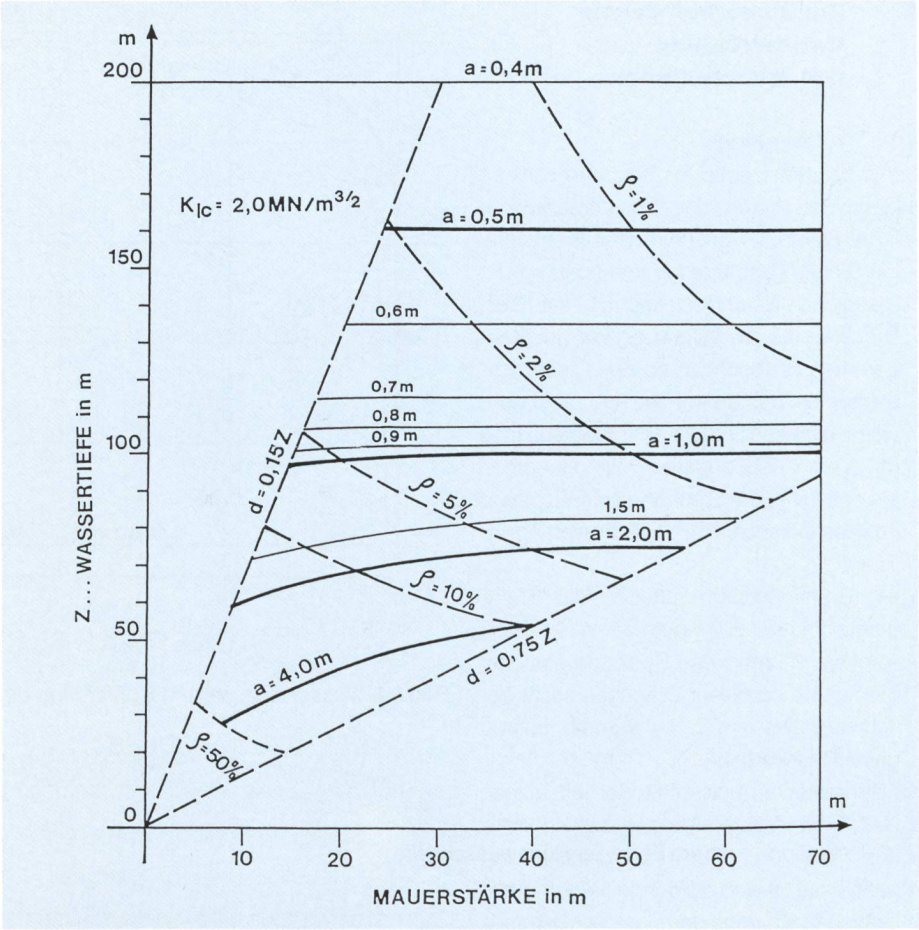


Bild 7. Zur kritischen Länge von Initialrissen [4, 5].

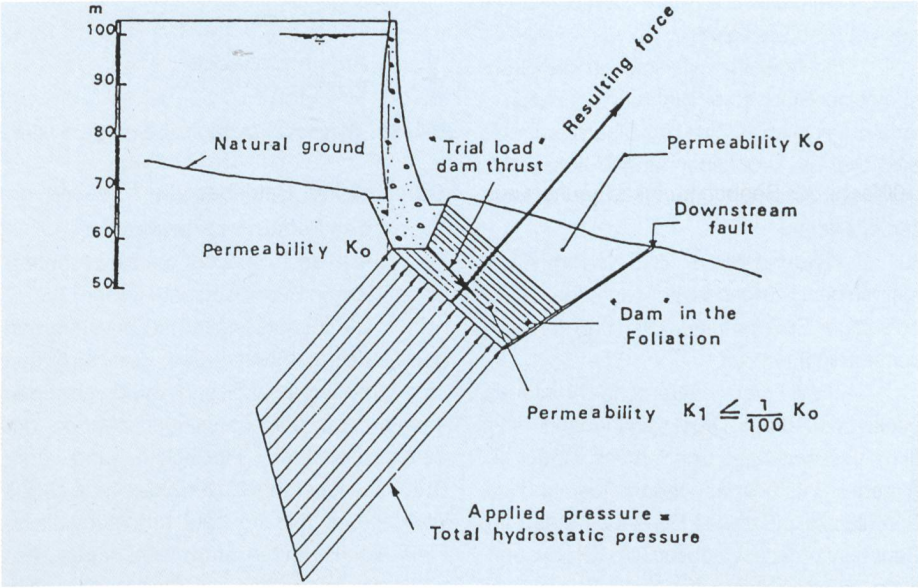


Bild 8. Gewölbemauer Malpasset, schematischer Vertikalschnitt [6].

		T	K	k	Einheit	Bezeichnung
		m²/s	m/s	m²		
Abfuhrvermögen Transmissivity	T	T	K·d	$k \cdot d \cdot \frac{\gamma}{\eta}$	1 Lu, l/min, m bei 10 bar	γ Dichte [N/m³]
Leitfähigkeit Conductivity	K	$\frac{T}{d}$	K	$k \cdot \frac{\gamma}{\eta}$		η Viskosität [N·s/m²]
Durchlässigkeit Permeability	k	$\frac{T}{d}\frac{\eta}{\gamma}$	$K \cdot \frac{\eta}{\gamma}$	k	1 Darcy 10^{-8} cm²	d Dicke der durchflossenen Schicht [m]

Tabelle 3. Die hydraulischen Kennwerte [7].

4. Zur Sicherheit gegen Unterströmung des Sperrenkörpers

4.1 Allgemeines

Die Unterströmung einer Talsperre wird im Allgemeinen durch das Zusammenwirken von drei Elementen bestimmt und überwacht:

- ein Dichtungsschirm zur Verringerung der natürlichen Durchlässigkeit auf eine Rest-Durchlässigkeit von 2 Lu; er wird bei Staudämmen in Verlängerung des Dichtungselementes, bei Staumauern i.A. unter dem wasserseitigen Drittel der Aufstandsfläche bis in eine Tiefe abgeteuft, die der halben bis dreiviertel der Stauhöhe entspricht und im Wesentlichen vor der Betonierung injiziert;
- ein Dränageschirm luftseits des Dichtungsschirmes zur Kontrolle seiner Wirksamkeit während des Speicherbetriebes; die Schüttung dieser Dränagen sollte abschnittsweise und in der Summe laufend gemessen werden;
- Piezometer an und unter der luftseitigen Hälfte der Aufstandsfläche zur Kontrolle des Sohl- und Kluftwasserdruckes, mit denen die gleich bleibende Wirkung der Dränagen während des Speicherbetriebes überwacht wird.

Der Spannungszustand im Untergrund beeinflusst die Kluftweiten und damit dessen Durchlässigkeit.

Ein typisches Beispiel ist die Gründung einer Staumauer. Während der Betonierung bauen sich zufolge des Eigengewichtes des Betons Druckspannungen im Untergrund auf, deren Grösstwerte unter der Wasserseite liegen.

Während dieser Zeit wird im Allgemeinen der Dichtungsschirm unter dem wasserseitigen Sperrenfuss injiziert und der Injektionserfolg überprüft.

In der Folge, während des Aufstaues, bauen sich diese Druckspannungen unter dem wasserseitigen Sperrenfuss wieder ab, ja gehen in Zugspannungen über und die Durchlässigkeit dieses Bereiches steigt. Im Gegensatz dazu wachsen die Druckspannungen unter dem luftseitigen Sperrenfuss und die Durchlässigkeit dieses Bereiches nimmt ab. Das kann eine Verlagerung des Strömungsdruckes in Talrichtung verursachen.

Diese Veränderung der Durchlässigkeit des Felsuntergrundes dürfte die Ursache des Felsgrundbruches bei der Gewölbemauer Malpasset (Bild 8) gewesen sein, wo schliesslich der volle, d.h. der Stauhöhe entsprechende Druck entsprechend der verdichteten Zone schräg nach oben in Richtung Luftseite gewirkt haben dürfte.

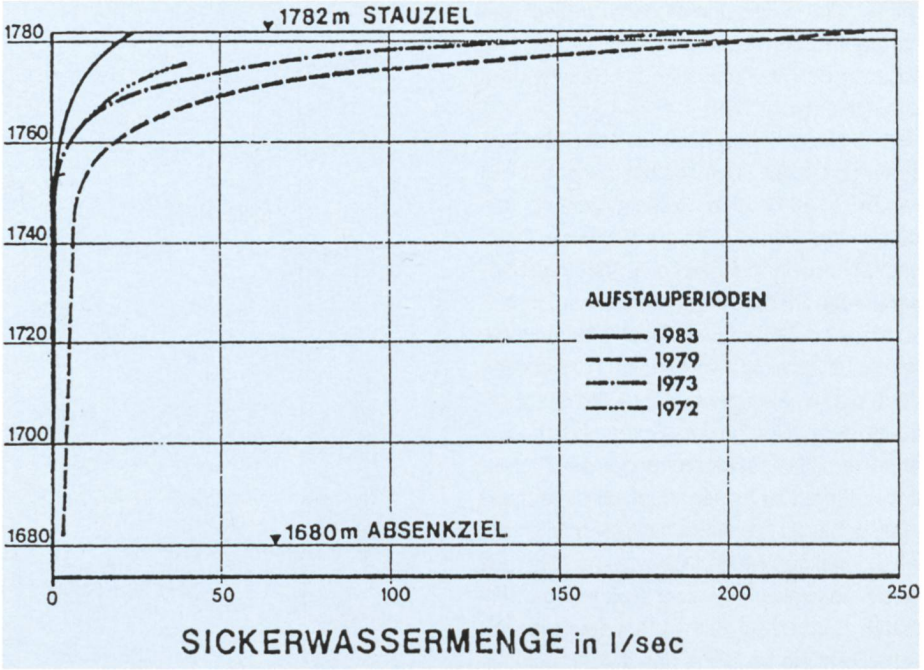


Bild 9a. Wasserzutritte zum Sohlstollen der Bogengewichtsmauer Schlegeis.

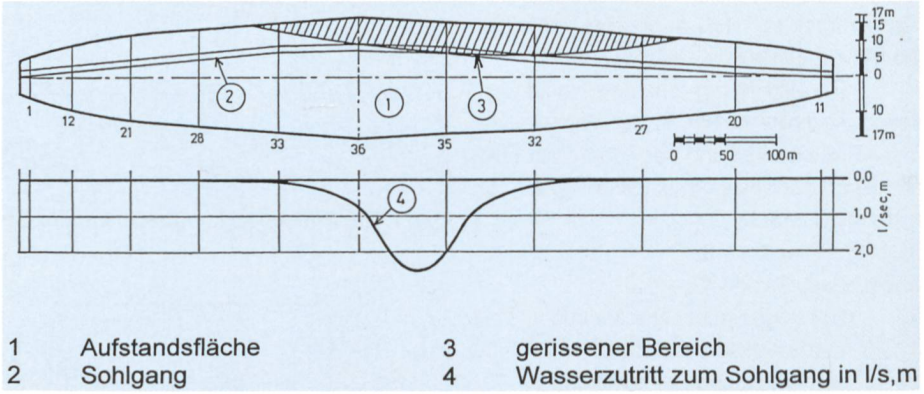


Bild 9b. Wasserzutritte zum Sohlgang der Bogengewichtsmauer Schlegeis.

4.2 Zur Durchlässigkeit des Felsuntergrundes

Aus Tabelle 3 ist zunächst die Definition der einschlägigen Begriffe zu entnehmen.

Die Durchlässigkeit ist daher eine rein geometrische Grösse des durchströmten Mediums. Leitfähigkeit und Abfuhrvermögen hängen von den Fliesseigenschaften der durchströmenden Flüssigkeit und vom Durchflussquerschnitt der Fliesswege ab. Da Wasser und Injektionsgut unterschiedliche Fliesseigenschaften aufweisen, dürfte dies einer der wesentlichen Gründe dafür sein, dass kaum eine Relation zwischen dem Lu-Wert und der Injektionsgutaufnahme besteht.

Im geklüfteten Fels sind nun zwei Durchlässigkeiten zu unterscheiden: jene des Festgesteins zwischen den Klüften (die im Allgemeinen vernachlässigbar ist) und jene des Kluftsystems.

Im Untergrund von Staumauern hängt die Kluftweite von der Stauhöhe bzw. den Zugspannungen an der Aufstandsfläche ab. Solange die Druckvorspannung im Untergrund zufolge des Gewichtes der Mauer ausreicht, ist kaum mit einer Vergrösserung der Durchlässigkeit zu rechnen. Werden jedoch die Biegezugspannungen im wasserseitigen Bereich der Aufstandsfläche zufolge der Wasserlast grösser als die Druckvorspannung und entstehen Zugspannungen, bestimmt deren Höhe die Kluftweiten und damit die Wasserabfuhrfähigkeit.

4.3 Beispiel: Die Gewölbemauer Schlegeis

Bei der 131 m hohen Bogengewichtsmauer Schlegeis wurde der Sohlstollen unmittelbar auf den Fels aufgesetzt, womit erfahrungsgemäss eine weitgehende Entlastung der Sperre vom Sohlwasserdruck erreicht werden kann.

Nach Überschreitung von etwa 95% der Vollstauhöhe (Bild 9a) stiegen jedoch die Wasserzutritte zu diesem Sohlgang stark an und erreichten bei Vollstau ein Maximum von fast 200 l/s, von denen sich 90% auf eine Länge von 150 m im mittleren Sperrenbereich konzentrierten (Bild 9b).

Die Ursachen konnten mit den messtechnischen Einrichtungen geklärt werden. Mit diesen Messungen konnte nachgewiesen werden, dass sich die Unterströmung der Sperre auf einen sehr eng begrenzten Bereich, bis etwa 3 m unter die Aufstandsfläche, beschränkt (Bild 10) und daher die Sanierung durch eine nur 5 m lange, elastische Dichtwand durchgeführt werden konnte [8].

Der Vergleich des stauabhängigen Verlaufes der Schüttung und der Längenänderungen des 5 m langen, unter dem wasserseitigen Sperrenfuss angeordneten Extensometers legte den Versuch nahe, einen Zusammenhang zwischen den Wasserdurchtritten und den Klufterweiterungen empirisch abzuleiten (Bild 11).

Als Mass für diese Kluftöffnungen wurde das Mittel aus den Extensometer-Messungen in den drei Blöcken des Schüttungsbereiches eingeführt. Die Durchströmung war auf einige wenige Klüfte im Fels begrenzt; wie Kontrollbohrungen ergaben, war die Fuge Fels – Beton nicht gerissen.

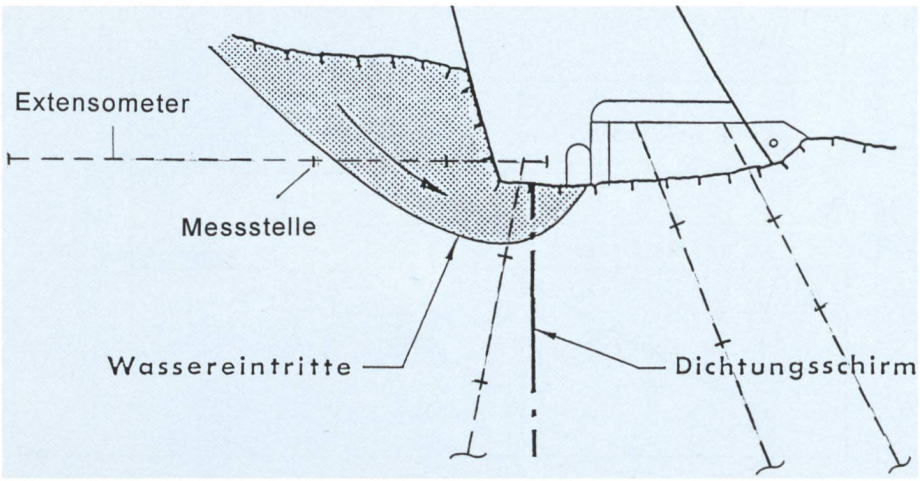


Bild 10. Bereich der Wassereintritte in den Sohlgang.

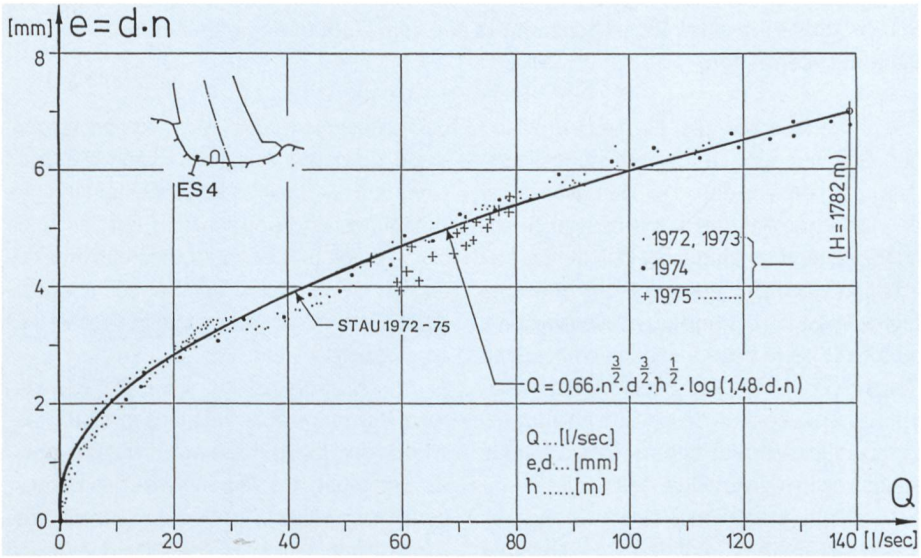


Bild 11. Wasserzutritte zum Sohlgang in Abhängigkeit von den Felsverformungen [9].

4.4 Die Sicherheit gegen Unterströmung

Die Durchlässigkeit des Untergrundes und damit die Unterströmung hängen daher vom Verformungs- bzw. Spannungszustand ab, die wieder fast ausschliesslich von der Stauhöhe bestimmt werden; die Temperatur hat auf diesen Bereich nur einen sehr geringen Einfluss. Setzt man in erster Näherung einen hyperbolischen Verlauf der Sickerwassermengen in Abhängigkeit von der Stauhöhe voraus (Bild 12), kann α aus dem Verhältnis der gemessenen Sickerwassermengen bei Stau- und Absenkziel abgeleitet werden. α entspricht jenem fiktiven Überstau, bei dem q_{max} unendlich wird. q_0 kann als Mass für den Injektionserfolg angesehen werden.

Unter Zugrundelegung der allgemeinen Hyperbelgleichung $x \cdot y = 1$ erhält man:

$1 = q \cdot (\Delta H + H - h)$, mit $h = 0$ bzw. $= 1$ wird mit $\alpha = \Delta H : H$

$q_0 \cdot (1+\alpha) = q_{max} \cdot \alpha$ und $\frac{q_{max}}{q_0} = \frac{1}{\alpha} + 1$

mit q_0 = Sickerwassermenge bei Absenkziel
H = Spiegelschwankung zwischen Stauziel und Absenkziel
ΔH = Fiktive Erhöhung des Wasserspiegels
q_{max} = Sickerwassermenge bei Stauziel
h = Stauspiegelhöhe über Absenkziel

$1+\alpha$ kann als Mass für die Sicherheit gegen eine unzulässige Unterströmung bei fiktiver Erhöhung des Wasserdruckes angesehen werden (Bild 14). Dieser Sicherheitsfaktor gegen Unterströmung entspricht einem fiktiven Überstau bzw. einer Erhöhung des spezifischen Gewichtes des Wassers allein und liegt in der gleichen Grössenordnung wie die Sicherheit der Dämme.

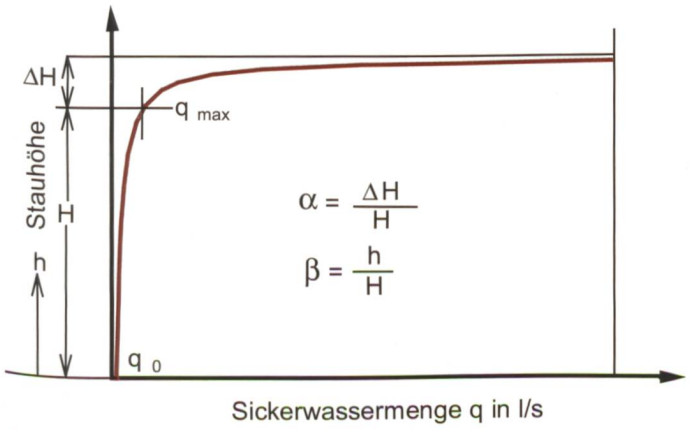


Bild 12. Hyperbolischer Verlauf der Sickerwassermenge in Abhängigkeit von der Stauhöhe.

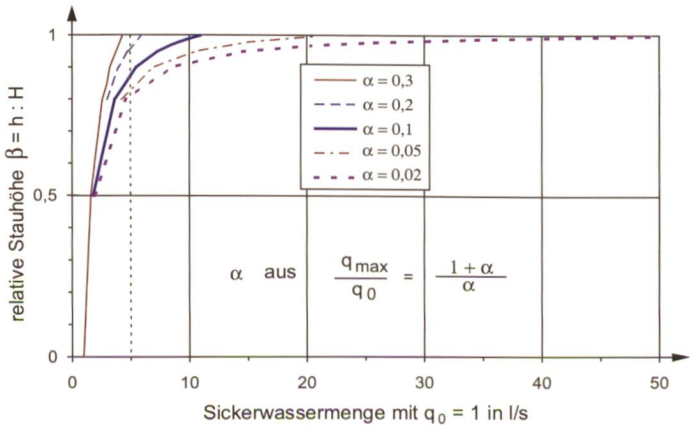


Bild 13. Abhängigkeit der Sickerwassermenge von der Stauhöhe für verschiedene Werte von α.

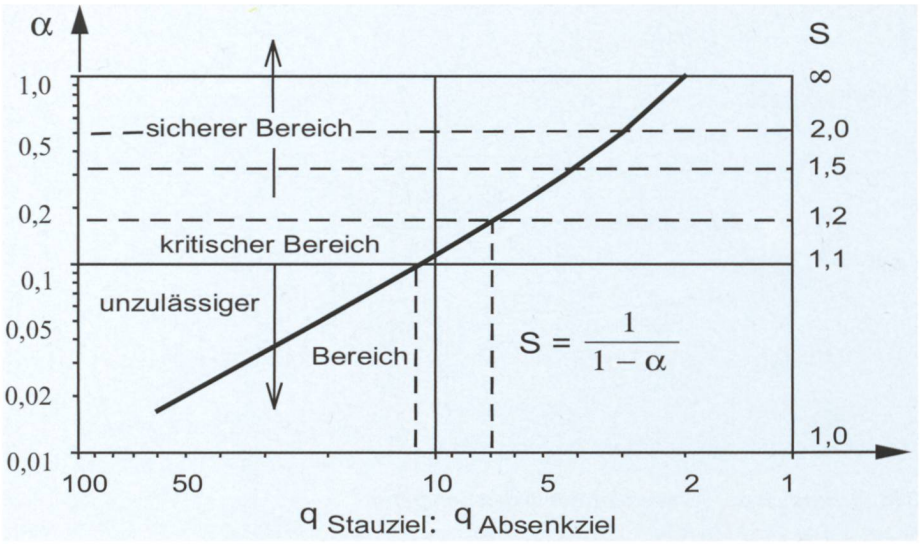


Bild 14. Ableitung eines Sicherheitsfaktors aus dem stauabhängigen Verlauf der Sickerwassermenge.

Daher sollte man für die Beurteilung der Spannungen an der Aufstandsfläche davon ausgehen, dass die Durchströmung des Untergrundes auch von dessen Spannungszustand abhängig ist. Soll die bei der Injektion des Dichtungsschirmes erreichte Dichtigkeit auch bei Vollstau erhalten bleiben, dürfen die Vertikalspannungen des obersten Abschnittes des Dichtungsschirmes während des Injizierens in dessen Ebene auch bei Vollstau nicht unterschritten werden. Daraus ergibt sich für den Entwurf, dass

- der Dichtungsschirm in einem Bereich liegen soll, der beim Aufstau keine Dehnungen im Vergleich zum Zeitpunkt des Abschlusses der Injektionen erfährt, und
- die Injektionen zumindest im oberen Bereich bei möglichst geringer Auflast abgeschlossen sein sollen.

Eine Verringerung des Verhältnisses $q_{max} : q_0$ während der Betriebsjahre lässt übrigens nur dann auf eine Verbesserung der Sicherheit gegen Unterströmung schliessen, wenn dies

- nicht auf Ablagerungen von dichtem Material z.B. vor dem wasserseitigen Sperrenfuss («Dichtungsteppich»), sondern
- auf eine Verringerung des elastischen Spiels unter dem wasserseitigen Sperrenfuss, etwa durch eine entsprechende Erhöhung des Verformungsmoduls mit dem Alter des Betons sowie der Zahl der Lastwechsel zurückzuführen ist.

5. Schlussfolgerungen

Mit einer neuen Definition der Sicherheit – eine Talsperre darf weder über- noch durch- oder unterströmt werden – lassen sich auch verbesserte Beurteilungskriterien ableiten.

Die Wahrscheinlichkeit der Überströmung einer Talsperre ist erfahrungsgemäss bei Tagesspeichern wesentlich höher als bei Jahresspeichern. Es wird vorgeschlagen, einen gewissen Ausgleich durch die Wahl eines von der Speicherkennziffer abhängigen Erhöhungsfaktors zu schaffen, mit dem auch die weltweit übliche, aber theoretisch unzulässige Extrapolation der Beobachtungsergebnisse weniger Jahrzehnte auf das RHHQ ersetzt werden kann.

Wünschenswert wäre die Erweiterung der empirischen Datensammlung bezüglich der Überlaufwahrscheinlichkeit sowie die Ermittlung des Verhältnisses des Bemessungshochwassers der Hochwasserentlastungsanlage zum HQ_{100} jeweils im Vergleich zur Speicherkennziffer bei bestehenden Anlagen. Die Sicherheit gegen Durchströmung beruht bei Staumauern – abgesehen von der Wasserdichtigkeit des Betons – auf der Rissicherheit. Die Wahl der zulässigen Zugspannung sollte auch von der Höhe der Staumauer abhängen, da die kritische Risslänge nach bruchmechanischen Überlegungen mit steigendem Wasserdruck sinkt und die Nebenspannungen mit dem durchschnittlichen Beanspruchungsniveau wachsen.

Die Durchlässigkeit des Untergrundes hängt auch von dessen Spannungszustand ab; daher kann aus dem Verlauf der Sickerwassermenge schon beim ersten Aufstau die Sicherheit gegen eine unzulässige Unterströmung und damit unzulässigen Zugspannungen unter der Aufstandsfläche abgeleitet werden, die einem fiktiven Überstau entspricht.

Literaturhinweise

Vorliegender Bericht ist ein leicht überarbeiteter Auszug aus R. Widmann: Gewölbemauern, Erfahrungen, Entwicklungen, Probleme. Schriftenreihe «Die Talsperren Österreichs», Heft 33 des Öst. Nat. Komitees für grosse Talsperren mit vielen weiteren Literaturhinweisen.

[1] ICOLD, Bulletin 99, Dam Failures, Statistical Anlysis. 1994.

[2] *Widmann R.:* ICOLD 1973, Diskussionsbeitrag zu Q41. Erfahrungen mit Hochwasserentlastungsanlagen österreichischer Talsperren; Öst. Wasserwirtschaft 1974, Heft 5/6.

[3] *Widmann R.:* Influence of Alpine Reservoirs on Flood Discharge. ICOLD 1988, Q.63, R. 85.

[4] *Linsbauer H.:* Fracture mechanical models for characterizing crack behaviour in gravity dams. 15th ICOLD Congress 1985, Lausanne.

[5] *Widmann R.:* Cracks around the Abutment of Concrete Dams. Int. Conference on Dam Fracture. Denver 1991.

[6] *Bellie J.:* Le Barrage de Malpasset. Travaux 1967.

[7] *Widmann R.:* Rock Grouting. Final Report; Chairman of the ISRM Commission. Int. Journal of Rock Mechanics and Mining Sciencies, 1996/8.

[8] *Stäuble H.:* The behaviour of the Schlegeis arch dam and the measures taken to improve it. Proceedings of the Int. Conf. on Safety of Dams, Coimbra 1984, A. A. Balkema.

[9] *Heigerth G., Widmann R.:* Rock Deformation and Seepage Flow in the Foundation of Schlegeis Arch Dam. ICOLD 1976, Q 45, R. 30.

Anschrift des Verfassers

BR. h.c. Dipl. Ing. Dr. techn. *Richard Widmann*, Fadingerstrasse 1, A-5020 Salzburg.