

# Wasserdruck auf Konsolidierungssperren

R. Hofmann, D. Kolymbas

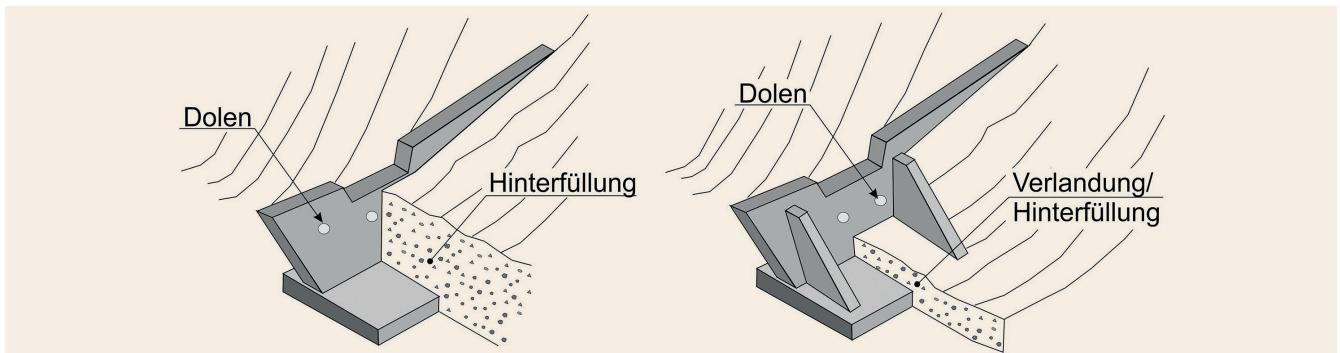
**ZUSAMMENFASSUNG** Konsolidierungssperren verhindern die Erosion von Wildbächen in alpinen Tälern. Hier wird der Frage nachgegangen, welche Wasserdruckbelastung bei ihrer Dimensionierung anzusetzen ist. Die Auswertung von Schadensfällen sowie Felduntersuchungen zeigen, dass oft keine Wassersättigung und somit nicht der volle hydrostatische Druck auf solche Sperren anzusetzen ist. Die hiermit verknüpfte Unsicherheit spiegelt sich in unterschiedlichen Richtlinien wider. Die Feldbeobachtungen können durch den Aufbau des gestützten Erdmaterials aber auch durch die Verteilung des Wasserdrucks erklärt werden. Es wird eine empirische Festlegung der Belastungen auf solche Bauwerke vorgeschlagen, welche die Wahrscheinlichkeit der einzelnen Einwirkungen berücksichtigt.

## Design of torrential barriers

**ABSTRACT** Torrential barriers protect steep alpine valleys from further erosion. Here, we investigate which water pressure acts upon such retaining walls. Evaluation of damages and field investigations show that the retained earth material is in many cases not water-saturated. Consequently, a full water pressure needs not to be taken into account in the static design. The related ambiguity is also mirrored in the various design recommendations. The field observations can be explained by the setup of the retained earth but also from the distribution of water pressure acting upon the wall. We propose an empirical assign of the loads acting upon torrential barriers, which takes into account the probability of the several loads and exposures.

### STICHWÖRTER

Bemessung, Stützbauwerke, Geotechnik, Naturgefahren, Konsolidierungssperren

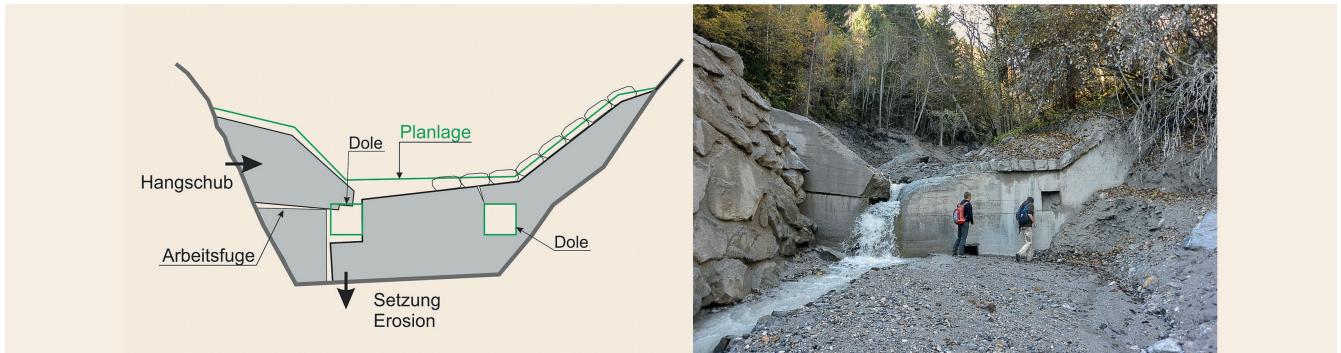


**Bild 1.** Typen von Konsolidierungssperren. Die Mauer mit Rippen wird auch Pfeilerplattensperre genannt. Abb.: Hofmann (2019)  
Fig. 1. Types of torrential barrier. The retaining wall on the right-hand side is strengthened with ribs. Source: Hofmann (2019)

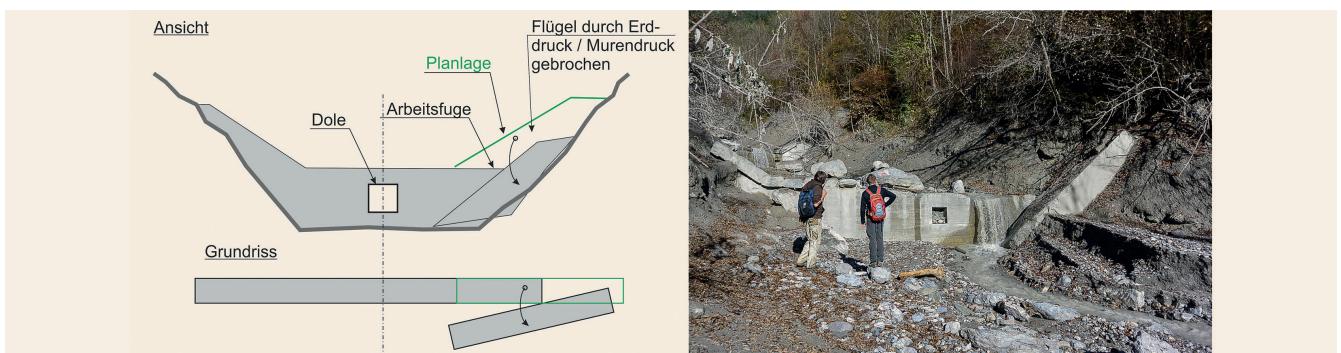
## 1 Einleitung

Bei der Planung und Bemessung von Konsolidierungssperren ist die Verteilung des Wasserdruckes von essentieller Bedeutung. Dieser wurde bis zum Erscheinen der ÖNORM Regel ONR 24802 [1] im Jahr 2001 heuristisch festgelegt. Die Erfahrungswerte sind jedoch in den verschiedenen Bundesländern Österreichs sehr unterschiedlich. 1973 wurde in der Schweiz eine Richtlinie zur Dimensionierung von Wildbachsperren (Konsoli-

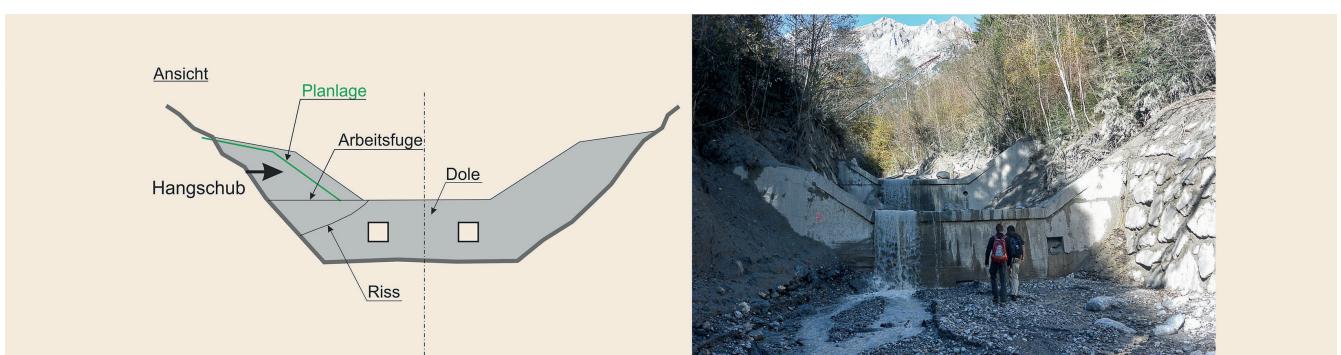
dierungssperren) veröffentlicht [2]. In Österreich erschien im Jahr 1998 eine Untersuchung der Einwirkungen auf Konsolidierungssperren aus Beton und Stahlbeton [3], wo alle Bauwerkstypen (Bauwerke zur Energieumwandlung und Staubaufwerke) berücksichtigt wurden. Der in diesen Arbeiten anzusetzende Wasserdruck auf die Sperren ist nicht einheitlich. Die vorliegende Arbeit stellt einen Versuch dar, den Wasserdruck auf Konsolidierungssperren realistisch zu erfassen.



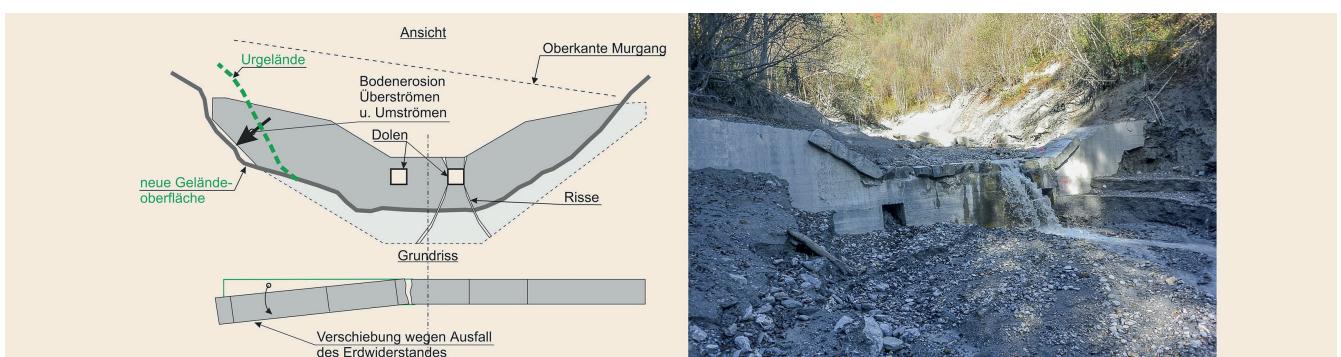
**Bild 2.** Schadensform A Abb.: Hofmann (2016)  
Fig. 2. Damage pattern A Source: Hofmann (2016)



**Bild 3.** Schadensform B Abb.: Hofmann (2016)  
Fig. 3. Damage pattern B Source: Hofmann (2016)



**Bild 4.** Schadensform C Abb.: Hofmann (2016)  
Fig. 4. Damage pattern C Source: Hofmann (2016)



**Bild 5.** Schadensform D Abb.: Hofmann (2016)  
Fig. 5. Damage pattern D Source: Hofmann (2016)

## 2 Funktion und Bauweisen von Konsolidierungssperren

Konsolidierungssperren (**Bild 1**) haben die Aufgabe, das Bett eines Wildbaches zu konsolidieren [4]. Das wird durch Verminderung des Fließgefälles erreicht. Die von einer Konsolidierungssperre aufgestaute Flüssigkeit kann reines Wasser oder ein fluvia-tiler Feststoff (Geschiebe) beziehungsweise eine Mure sein. Konsolidierungssperren verringern die kinetische Energie von Fließwasser beziehungsweise fluvialem Feststofftransport. Die Ver-ringerung des Gefälles durch Ausbildung von freien Überfällen mit Umwandlung der Energie des Fließprozesses und die damit verknüpfte Anhebung der Gerinnesohle bewirken den Rückhalt von Feststoffen und haben somit einen positiven Einfluss auf den Geschiebehau-halt. Da die Konsolidierungssperren die Fließge-schwindigkeit in Wildbächen verringern, bremsen sie die Erosion und die damit verbundene Eintiefung von Tallinien. Sie tragen somit zur Stabilisierung der Talflanken bei.

## 3 Typische Schäden an bestehenden Bauwerken

### 3.1 Konsolidierungssperren mit geringer Bauhöhe

In **Bild 2**, **Bild 3**, **Bild 4** und **Bild 5** sind einige beobachtete Schäden an Konsolidierungssperren mit maximalen Höhen von 5 m dargestellt. Die Schäden wurden durch Hangschub (Schadensformen A und C), Murgang (Schadensform B) sowie Erosion zufolge Unter- und Überströmen der Sperre (Schadensform D) verursacht. Trotz der relativ großen Dolen bei allen Konsoli-dierungssperren ist nur ein sehr geringer oder kein Wasseraus-tritt erkennbar – bei gleichzeitig großem Wasseraufgebot beim Überfall. Trotz geringer Fundamentbreiten und der knappen seitlichen Einbindung der Flügel wurden keine Schäden durch Erd- und Wasserdruck beobachtet. Die Hinterfüllung der Sperren erfolgte direkt nach ihrer Fertigstellung mit sehr gering durchlässigen gemischtkörnig Material.

Die Bilder 2 und 4 zeigen durch Hangschub beschädigte Sper-renflügel. Trotz der starken Wasserführung im Bach sind bei den Dolen (**Bild 2** und **4**) nur geringe Sickerwasseraustritte erkenn-bar. Beim Schadenstyp B (**Bild 3**) wurde der Flügel der Wildbachsperre durch den dynamischen Murendruck zerstört. Die

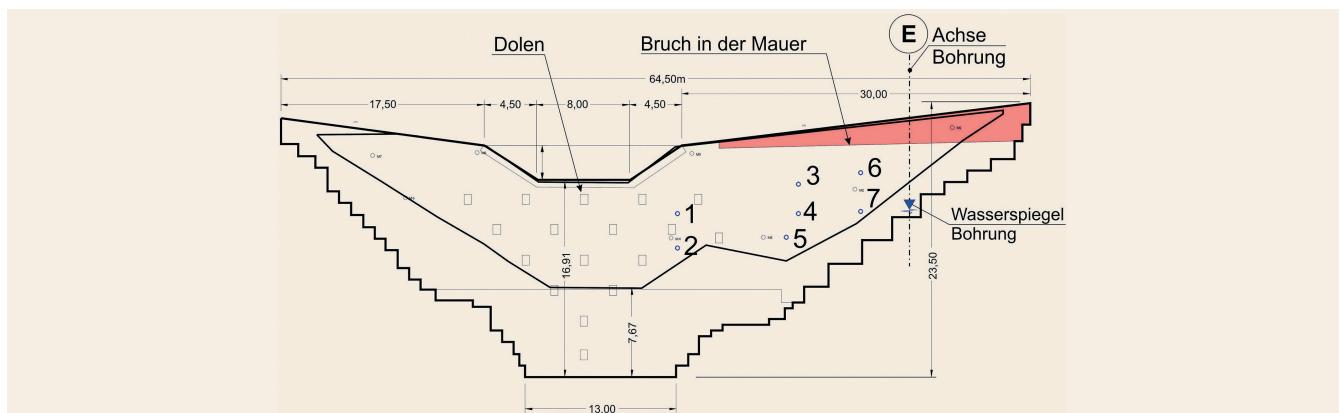


**Bild 6.** 23,5 m hohe Konsolidierungssperre Abb.: Hofmann (2016)  
Fig. 6. Torrential barrier of 23,5 m height Source: Hofmann (2016)

seitliche Einbindung und somit eine Querverteilung der Einwir-kungen zu dem Flügel war nicht mehr möglich. Auch in diesem Fall erfolgte das Versagen nicht durch den statischen Erd- und Wasserdruck auf das Bauwerk sondern durch dynamische Ein-wirkungen aus dem Wildbach. Die Dolen zeigen keinen (bzw. nur sehr geringen) Wasseraustritt. Vermutlich wegen örtlich durchlässigeren Zonen im Verlandungskörper ist es bei der Schadensform D zu einer inneren Erosion gekommen. Der Bodenaus-trag hat dabei die gesamte Einbindung des Flügels aufgehoben. Die hohe örtliche Wasserwegigkeit im Verlandungskörper und der Abfluss im Wildbach führten aber auch in diesem Fall zu kei-nen wesentlichen Sickerwasseraustritten aus den Dolen.

### 3.2 Hohe Konsolidierungssperren

Als Beispiel werden die Wasserverhältnisse hinter einer im Jahr 1954 fertiggestellten und sofort hinterfüllten Wildbachsperre (**Bild 6** und **Bild 7**), bestehend aus einer Sandwichkonstruktion mit zwei außenliegenden vermörtelten Steinschlitzungen und ei-ner Verfüllung mit Hangschutt, beschrieben. Die Hinterfüllung erfolgte mit gering durchlässigen gemischtkörnigen Phylliten mit einem Feinkornanteil zwischen 12 % und 28 %. Durch das Bau-werk – mit einer Gesamthöhe von 23,5 m – wurden im Jahr



**Bild 7.** 23,5 m hohe Konsolidierungssperre; Bohrung 1 trocken, Bohrung 2 trocken, Bohrung 3 leichter Wasseraustritt, Bohrung 4 trocken, Bohrung 5 0,12 l/s, Bohrung 6 0,05 l/s Abb.: Hofmann (2019)  
Fig. 7. Torrential barrier of 23,5 m height. Boreholes 1, 2 and 4: dry; borehole 3: light water discharge; borehole 5: discharge of 0.12 l/s; borehole 6: discharge of 0.05 l/s Source: Hofmann (2019)



Bild 8. Freigelegte Konsolidierungssperre mit Dolen

Abb.: Markus Moser (2018), Wildbach- und Lawinenverbauung, GBL Lungau  
 Fig. 8. Uncovered torrential barrier with outlets  
 Source: Markus Moser (2018), Wildbach- und Lawinenverbauung, GBL Lungau

2018 sechs horizontale Bohrungen mit einem Durchmesser von 46 mm ausgeführt, um Rückschlüsse auf einen möglichen Wasserdruck zu erhalten. Beim orografisch linken Flügel sind sehr geringe Wassermengen beobachtet worden (Bild 7). Es ist anzumerken, dass die der Überfallsektion nächstgelegenen Bohrungen die geringsten Wassermengen und die Dolenoöffnungen generell sehr uneinheitliche Wasseraustritte zeigen. Beim orografisch rechten Flügel wurden deutlich höhere Wassermengen als beim orografisch linken Flügel beobachtet. In einer Kernbohrung hinter dem linken Flügel „Achse E“ (Bild 7) wurde der Bergwasserspiegel 12 m unter der Sperrenkrone erkundet. Der einzige beobachtete Schaden bei dieser sehr schlanken Konstruktion (Wandstärke 2,0 m bis 2,5 m bei den Bohrungen) mit relativ geringer innerer Tragfähigkeit und Duktilität (luft- und erdseitige Stein-

schichtung mit Verfüllung) war eine Verschiebung des oberen linken Flügels auf eine Höhe von maximal 2 m (Bild 7). Der beobachtete Schaden und die Wasseraustritte aus den Dolens sowie den Bohrungen durch die Sperre und die Höhenlage des Bergwasserspiegels in der Kernbohrung lassen eher den Schluss zu, dass die Hinterfüllung nicht wassergesättigt war und somit kein voller Wasserdruck anzusetzen war. Die Durchlässigkeit der verschiedenen Hinterfüllungslagen hingegen hat starken Einfluss auf die Wasserdruckverteilung hinter dem Bauwerk. Eine vollflächige Beanspruchung durch einen hydrostatischen Wasserdruck kann daher eher ausgeschlossen werden.

Untersuchungen vor Ort (Bild 8) an einer alten freigelegten 6 m hohen Sperre zeigten jedoch, dass die Verlandung beziehungsweise Hinterfüllung relativ trocken ist. Unter dem schlammigen Bachbett befand sich ein erdfrecher schluffiger, sandiger Kies, der sofort wieder zum Einbauen und Verdichten geeignet war. Das lässt sich wie folgt erklären: Das Wasser im Wildbach ist entweder ständig in Bewegung, oder wie in vielen Fällen führt der Wildbach nur einen geringen Teil des Jahres Wasser. Die Phasen der Wasserführung in Verbindung mit der geringen Durchlässigkeit des Wildbachschuttens reichen nicht aus, um zu einer Wassersättigung der Hinterfüllung zu führen.

## 4 Ansatz des Wasserdrucks

### 4.1 Grundlagen

Für den Fall, dass das gestützte Erdreich wassergesättigt ist, wird anschließend die Wirkung von Dolens auf die Verteilung von Erd- und Wasserdruck untersucht.

Aus der Literatur [5], [6] können verschiedene Ansätze des Wasserdruckes auf Konsolidierungssperren entnommen werden. Gemäß den Vorgaben aus Dimensionierung von Konsolidierungssperren, Beton und Stahlbeton, Eidgenössisches Amt für Straßen- und Flussbau [2], kann der statische Wasserdruck auf das Bauwerk in Abhängigkeit der Unterströmung und der Dolens abge-

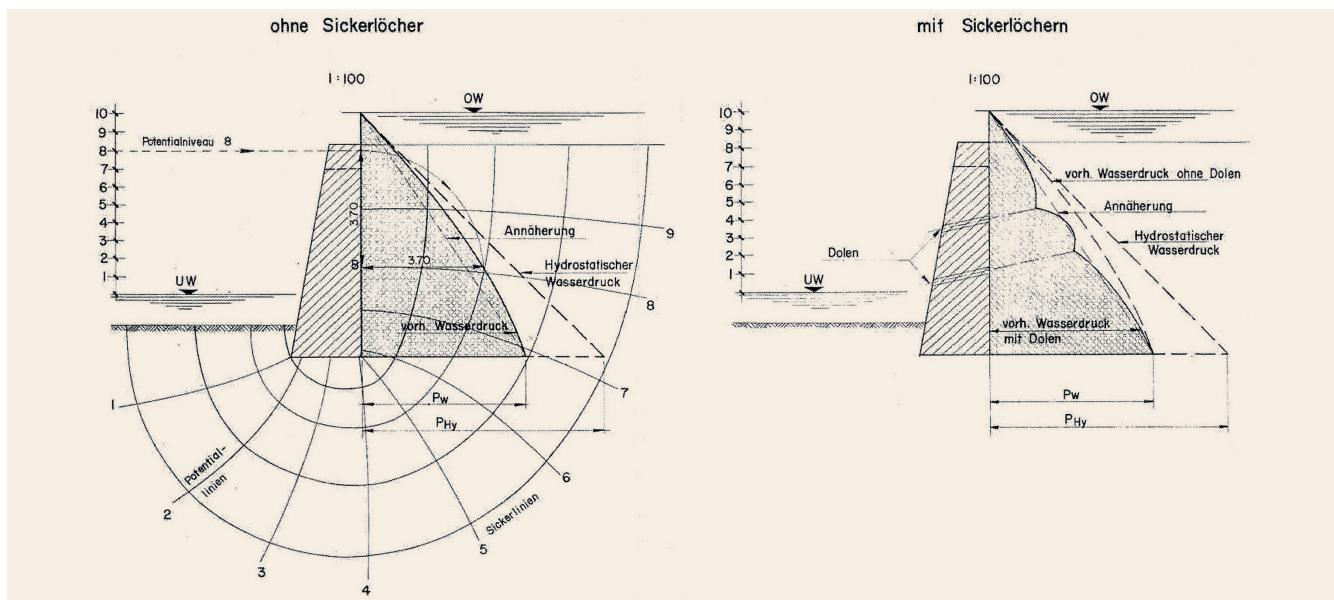
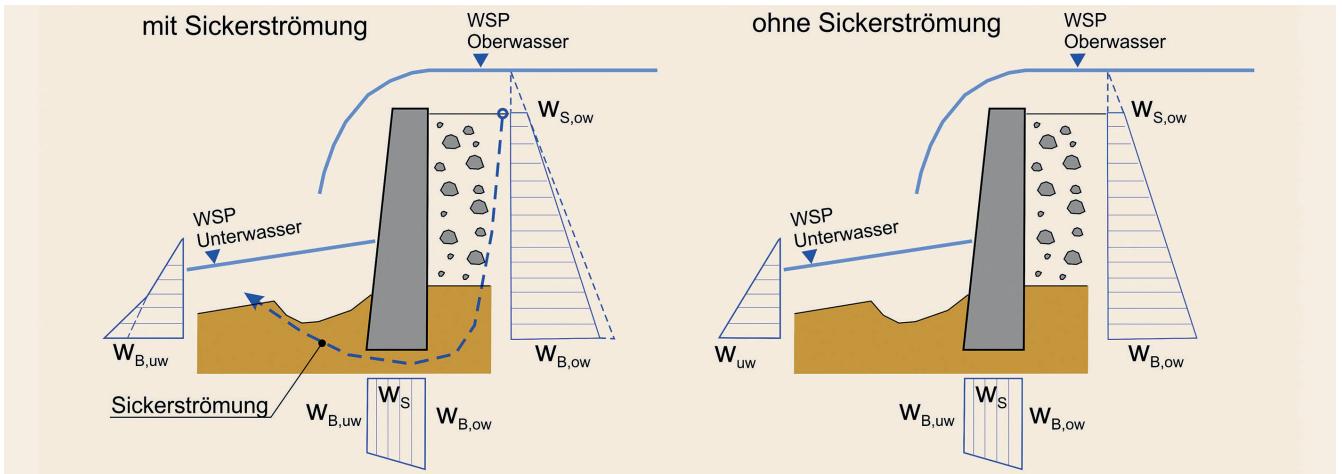


Bild 9. Wasserdruck auf Konsolidierungssperre ohne und mit Dolens [2]

Abb.: Eidgenössisches Amt für Straßen- und Flussbau, Dimensionierung von Wildbachsperrern, Beton und Stahlbeton, Bern 1973

Fig. 9. Water pressure acting upon torrential barrier without (left) and with (right) outlets [2]

Source: Eidgenössisches Amt für Straßen- und Flussbau, Dimensionierung von Wildbachsperrern, Beton und Stahlbeton, Bern 1973



**Bild 10.** Lastbilder gemäß ONR 24802 (Namnen der Variablen stammen aus der ONR 24802) Abb.: Hofmann (2019)

Fig. 10. Water pressure distribution according to ONR 24802. The names of the variables are taken therefrom Source: Hofmann (2019)

mindert werden. Ein Hinweis, dass es durch die Abminderung des Wasserdruckes jedoch zu einer Erhöhung des Erddrucks durch die Strömungskraft kommt, wird nicht gegeben. Die Reduktion des Wasserdrucks kann aus **Bild 9** mit 5 % bis 10 % [2] abgeschätzt werden.

Der Stand der Technik für die Bemessung der Konsolidierungssperren und insbesondere für den Ansatz des hydrostatischen Wasserdruckes wird in der ONR 24801 [7] und ONR 24802 [1] beschrieben. Die Unterscheidung der Belastung berücksichtigt die mögliche Unterströmung des Bauwerkes, die Dolen bleiben jedoch unberücksichtigt. Die Einwirkung zufolge Wasser in der Verlandung ist wie bei konventionellen Stützbauwerken zu berücksichtigen (**Bild 10**: mit W<sub>s,ow</sub>: statischer Wasserdruck Oberwasser Krone, W<sub>B,ow</sub>: statischer Wasserdruck Oberwasser Fundament, W<sub>B,uw</sub> – statischer Wasserdruck Unterwasser Fundament, W<sub>S</sub> – Sohlwasserdruck).

## 4.2 Wirkung von Dolen (Dränageöffnungen)

### 4.2.1 Grundlagen

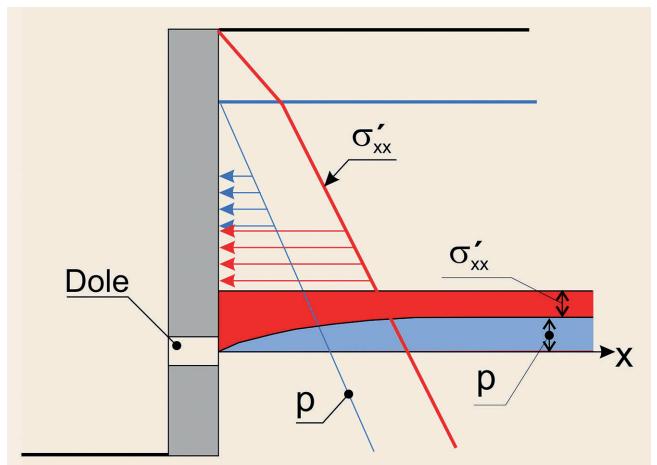
Durch Bohrungen beziehungsweise Öffnungen (Dolen) wird in Konsolidierungssperren oft versucht, den Porenwasserdruck abzubauen beziehungsweise das Grundwasser zu entspannen. Aber auch wenn der Porenwasserdruck dadurch abgebaut wird, verbleibt doch ein großer Teil der Belastung, die dann durch die Strömungskraft über das Korngerüst auf die Stützkonstruktion ausgeübt wird [8].

Wir betrachten eine Stützwand, die nebst Erddruck auch mit Wasserdruck belastet ist und mit einer Dole versehen ist (**Bild 11**). Selbstverständlich ist diese Öffnung so gestaltet, dass kein Boden heraus rieseln kann (etwa durch einen Filter geschützt).

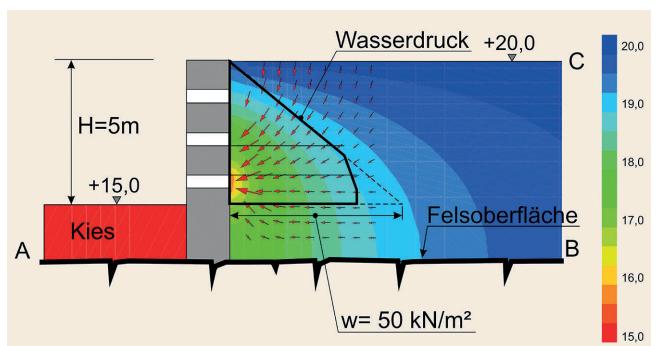
Wir betrachten Gleichgewicht der horizontalen effektiven Spannungen entlang der horizontalen Achse x:

$$\frac{\partial \sigma'_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} = b_x \quad (1)$$

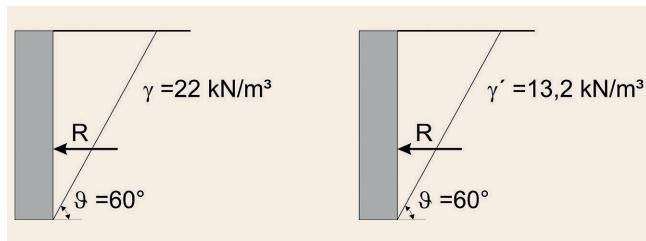
Es ist sinnvoll anzunehmen, dass die Hauptspannungstrajektorie in etwa horizontal verläuft (dies wurde durch FE-Berechnung des Potenzials hinter einer Sperrre bestätigt, was eine nahezu hori-



**Bild 11.** Erd- und Wasserdruck auf Stützwand mit Dole Abb.: Hofmann (2019)  
Fig. 11. Earth pressure and water pressure acting upon a torrential barrier with outlets Source: Hofmann (2019)



**Bild 12.** Numerisch ermittelte Potenzialverteilung, Wasserdruck und Sickergeschwindigkeiten bei einer Wand mit drei Dolen Abb.: Hofmann (2019)  
Fig. 12. Distribution of hydraulic potential, water pressure and percolation velocities behind a torrential barrier with 3 outlets, numerically obtained Source: Hofmann (2019)



**Bild 13.** a) Fall 1 Erdfeucht kein Wasserdruck; b) Fall 2 voller Wasserdruck

Abb.: Hofmann (2019)

Fig. 13. a) Case 1 retained earth is moist, no water pressure; b) Case 2 full water pressure Source: Hofmann (2019)

zontale Strömungskraft ergibt (**Bild 12**)). Daher ist  $\tau_{yx} \approx 0$  und folglich gilt auch:

$$\frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} \approx 0. \quad (2)$$

Die horizontale Volumenkraft  $b_x$  resultiert aus der Strömungskraft. Diese beträgt bekanntlich  $-\gamma_w \nabla h$ , wobei  $h$  die Energiehöhe und  $z$  die Höhenkoordinate ist. Man kann also schreiben:

$$b_x = -\gamma_w \nabla h = -\gamma_w \nabla(z + \frac{p}{\gamma_w}) = -\nabla p = -\frac{\partial p}{\partial x} \quad (3)$$

Somit lautet die Gleichgewichtsbedingung in horizontaler Richtung:

$$\frac{\partial(\sigma'_{xx} + p)}{\partial x} = 0 \quad (4)$$

beziehungsweise es gilt  $\sigma'_{xx} + p = \text{const}$  entlang der horizontalen  $x$ -Achse. Betrachten wir die Verhältnisse entlang der  $x$ -Achse (Bild 11): Mit zunehmender Entfernung von der Sperre macht sich die Öffnung nicht bemerkbar, es herrscht die 'unbeeinflusste' geostatische Spannungsverteilung  $\sigma'_{xx}$  und der hydrostatische Wasserdruck  $p$ . Je weiter man nach links geht, desto stärker baut sich der Wasserdruck ab, bis auf den Wert 0 unmittelbar an der Öffnung, und dementsprechend wächst  $\sigma'_{xx}$  an. Ihre Summe bleibt unverändert.

Fazit: Die Entspannungsöffnung bringt keine Entlastung für die Stützwand, es sei denn dass sie den Grundwasserspiegel im gestützten Boden verändert. Allerdings dürfte dies bei undurchlässigem Boden beziehungsweise bei Wassernachschub nicht eintreten.

#### 4.2.2 Numerische Vergleichsberechnungen

Die Verteilung des Wasserdruckes wurde numerisch mit dem Programm GGU SSFlow 2D berechnet (Bild 12). Die numerischen Ergebnisse hängen von der Größe des betrachteten Gebiets und den damit verknüpften Randbedingungen ab. Vergleichsberechnungen zeigen aber, dass die Lage des undurchlässigen Randes BC (Bild 12) nur eine geringe Rolle spielt. Deshalb wurde dieser Rand wie in Bild 12 dargestellt gewählt. Die Tiefenlage der undurchlässigen Felsoberkante wurde ebenfalls angenommen.

Die Berechnungen mit der FE-Methode (Bild 12) liefern für eine 5 m hohe Sperre mit drei gleichmäßig über die Höhe verteilten Dolen einen resultierenden Wasserdruck von 115 kN/m. Dies entspricht etwa 92 % des hydrostatischen Wasserdruckes ohne Dolen und stimmt recht gut mit den schweizerischen Angaben zur Dimensionierung von Konsolidierungssperren [1] überein.

Das Bild 12 zeigt im unteren Bereich die Strömung, die das Korngerüst belastet und somit auch den Erddruck erhöht. Wie bereits in 4.1 nachgewiesen, kommt es zwar zur Reduktion des resultierenden Wasserdruckes, aber die gleichzeitige Erhöhung des Erddruckes hat die gleiche Größe und somit heben sich die beiden Effekte auf. In Summe ist die Einwirkung auf die Sperre mit drei Dolen ohne Zusatzmaßnahmen (Abschnitt 4.3) gleich wie ohne Dolen.

#### 4.3 Vergleich der Wirkung von verschiedenen Dränagen

Die Bedeutung der diversen Verteilungen des Wasserdruckes wird anhand von vier Beispielen gezeigt:

1. Hinterfüllung ungesättigt (erdfeucht)

2. Voller Wasserdruck

3. Dränage in der Gleitfläche

4. Dränage unmittelbar hinter der Sperre

Fall 3 könnte als etwas artifiziell erscheinen, ist aber durch einen speziellen Aufbau der Hinterfüllung möglich.

##### 4.3.1 Einwirkungen ohne Dränagen (Fall 1)

Für den Fall 1 (**Bild 13a**) wird angenommen, dass eine abdichtende Deckschicht in der Bachsohle vorhanden ist, sodass die Hinterfüllung nicht wassergesättigt ist. Bei diesem Fall ergibt sich die Beanspruchung auf die Sperre aus dem mit der Feuchtwichte  $\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$  errechneten Erddruck. Gemäß der Coulombschen Erddrucktheorie, einem Reibungswinkel  $\varphi = 30^\circ$  (mit einem aktiven horizontalen Erddruckbeiwert  $K_{ah} = 0,333$ ) und einem Wandreibungswinkel  $\delta = 0^\circ$  ergibt sich der Erddruck zu:

$$E_h = R = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{ah} = \frac{1}{2} \cdot 22 \cdot 5^2 \cdot 0,333 = 91,6 \text{ kN/m} \quad (5)$$

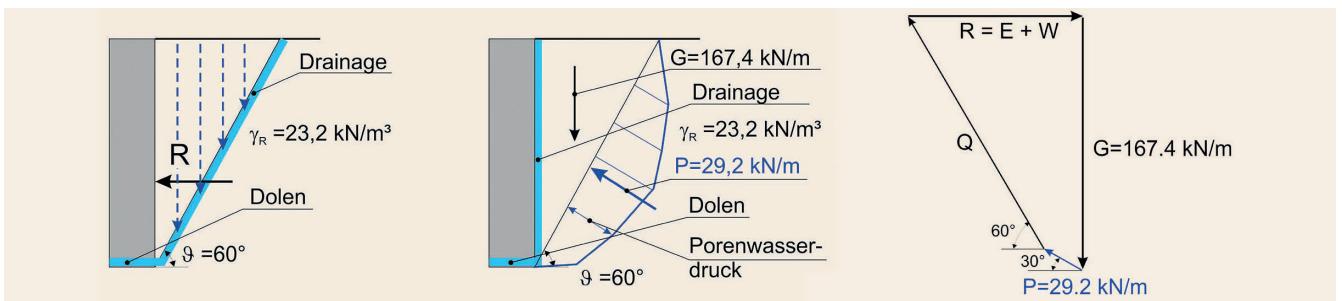
##### 4.3.2 Einwirkungen ohne Dränagen aber Hinterfüllung wassergesättigt (Fall 2)

Beim Fall 2 (**Bild 13b**) ist der Verlandungskörper vollständig wassergesättigt, und der Bemessungswasserstand wird auf Höhe der Oberfläche der Hinterfüllung angenommen. Dieser Fall entspricht im Prinzip den Vorgaben in ONR 24801 [1] und ONR 24802 [6]. Die Beanspruchung der Mauer mit aktivem Erddruck und Wasserdruck erfolgt mit der Wichte unter Auftrieb  $\gamma' = 13,2 \text{ kN/m}^3$  und dem vollen hydrostatischen Wasserdruck. Der aktive Erddruck kann zu  $E_h = 54,9 \text{ kN/m}$ , der Wasserdruck zu  $W = 125 \text{ kN/m}$  und somit die resultierende Beanspruchung zu  $R = 179,9 \text{ kN/m}$  ermittelt werden:

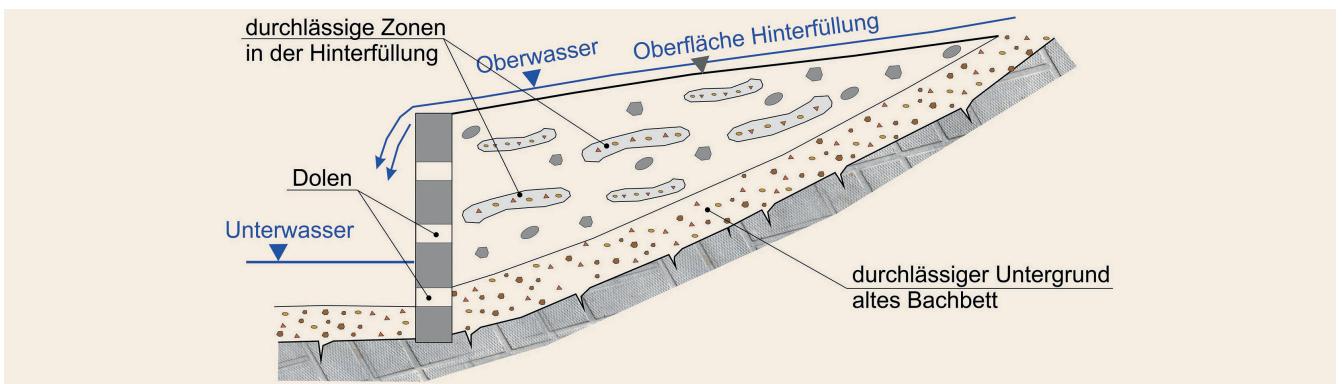
$$R = \frac{1}{2} \gamma' H^2 K_{ah} + \frac{1}{2} \gamma_w H^2 = \frac{1}{2} \cdot 13,2 \cdot 5^2 \cdot 0,333 + \frac{1}{2} \cdot 10 \cdot 5^2 = \\ 54,9 + 125 = 179,9 \text{ kN/m} \quad (6)$$

##### 4.3.3 Einwirkungen bei einer geneigten Dränage (Fall 3)

Nach Lamb & Whitmann [9] reduziert sich die resultierende Belastung auf eine Stützmauer mit einem Bemessungswasserstand auf der Geländeoberfläche durch Berücksichtigung einer geneigten Dränage über einer gering durchlässigen Bodenschicht. Für das betrachtete Beispiel (Fall 3) wurde angenommen, dass die



**Bild 14.** a) Fall 3 Dräne in der Gleitfläche; b) Fall 4 Dräne hinter der Sperre; c) Fall 4 Dräne hinter der Sperre – Kraftplan Abb.: Hofmann (2019)  
Fig. 14. a) Case 3 drainage in the slip surface; b) Case 4 drainage behind the torrential barrier; c) Case 4 drainage behind the torrential barrier, force polygon  
Source: Hofmann (2019)



**Bild 15.** Situation in der Hinterfüllung Abb.: Hofmann (2019)  
Fig. 15. Situation in the backfill Source: Hofmann (2019)

Dräne sich auf einer Bodenschicht befindet, die unter  $\theta = 45^\circ + \phi/2 = 60^\circ$  geneigt ist (**Bild 14a**). Mit einer vertikalen Durchströmung des Verlandungskörpers ergibt sich die vertikal nach unten gerichtete Strömungskraft zu  $S = i\gamma_w$  mit  $i = 1$ . Der Fall stellt zwar ein akademisches Beispiel dar, ist jedoch in Anlehnung an **Bild 15** möglich.

Bei einer nach unten gerichteten Wasserströmung (**Bild 14a**) baut sich kein Wasserdruck auf, dafür ist der Erddruck mit der Wichte  $\gamma_r = 13,2 + 10 = 23,2 \text{ kN/m}^3$  des gesättigten Bodens zu berechnen, wodurch die nach unten gerichtete Strömungskraft berücksichtigt wird:

$$R = \frac{1}{2}\gamma_r H^2 K_{ah} = \frac{1}{2} \cdot 23,2 \cdot 5^2 \cdot 0,333 = 96,6 \text{ kN/m} \quad (7)$$

#### 4.3.4 Einwirkungen bei einer vertikalen Dräne mit Ausleitung (Fall 4)

Ebenfalls in [9] behandelt ist der Fall (4) mit einer vertikalen Dräne hinter einer Stützmauer. Unter der Annahme, dass eine freie Ausleitung des Sickerwassers unter der Mauersohle oder durch die Mauer erfolgt und somit ein Abbau des Wasserdrucks stattfindet, kann aus dem Strömungsnetz der Wasserdruck auf den aktiven Gleitkörper errechnet werden. Für eine angenommene beziehungsweise vorgegebene Gleitfuge (**Bild 14b**) ergibt sich aus dem Potenzialnetz der Wasserdruck auf die Gleitfuge zu  $P = 29,2 \text{ kN/m}$ . Mit der normal auf die Gleitfläche gerichteten Wasserdruckresultierenden  $P = 29,2 \text{ kN/m}$  und einem Gewicht des Erdkeils (mit der Wichte des gesättigten Bodens) von

$G = 167,4 \text{ kN/m}$  errechnet sich die resultierende Einwirkung auf die Mauer (Wasserdruck und Erddruck) zu  $113,5 \text{ kN/m}$ .

Die aus Wasser- und Erddruck resultierende gesamte Belastung auf die Sperre (**Bild 14 c**) beträgt somit:

$$R = (G - P \cos 60^\circ) \tan 30^\circ + P \sin 60^\circ = 113,5 \text{ kN/m} \quad (8)$$

wobei  $G = \frac{1}{2}\gamma_r H^2 \tan 30^\circ = 167,4 \text{ kN/m}$  das Gewicht des Erdkeils ist. Die Gleichung (8) kann auch als Krafteck dargestellt werden (**Bild 14c**).

#### 4.3.5 Zusammenfassung der Belastungen

Eine Zusammenfassung der resultierenden horizontalen Belastung aus  $E$  (Erddruck) und  $W$  (Wasserdruck) für die betrachteten Fälle 1 bis 4 zeigt die **Tabelle 1**. Die Abminderungsfaktoren  $\alpha$  bezogen auf den Lastansatz gemäß ONR 24802 sind in der letzten Spalte angegeben.

### 5 Praktische Ausführung und bautechnische Empfehlungen

Bei der Hinterfüllung von Konsolidierungssperren wird sich je nach Schüttmaterial und Untergrund eine Kombination aus allen Fällen 1 bis 4 einstellen. Die Gewichtung der einzelnen Fälle und somit eine Abschätzung der Belastung auf das Bauwerk aus Wasserdruck und um die Strömungskraft erhöhtem Erddruck ist wegen der meist unklaren Verhältnisse schwierig. In der Verlandung werden immer wieder geringer durchlässige und durchlässigere Schichten abwechselnd abgelagert oder eingebaut sein. Auf der si-

**Tabelle 1.** Vergleich der Belastungen (ohne Modellfaktoren!) bei verschiedenen Randbedingungen  
Table 1. Comparison of load cases (without Model factor!)

Fall	Bedingungen	resultierende horizontale Belastung R je Laufmeter Sperr e kN/m	[%]	Abminderungsfaktor $\alpha$
1	Verlandung erdfreucht, kein Wasserdruck	91,6	51	0,51
2	Verlandung gesättigt, Wasserdruck nach ONR 24801 und ONR 24802	179,9	100	1
3	Verlandung gesättigt, geneigte Dränage	96,6	54	0,54
4	Verlandung gesättigt, vertikale Dränage	113,5	63	0,63

**Tabelle 2.** Modellfaktor  $h_m$  für die Höhe H  
Table 2. Model factor  $h_m$  for the height H

Mauerhöhe H	Modellfaktor $h_m$
$H \leq 5,0 \text{ m}$	1,0
$5,0 \text{ m} < H \leq 10,0 \text{ m}$	1,05
$H > 10 \text{ m}$	1,1

**Tabelle 3.** Modellfaktor c für die Schadensfolgeklassen  
Table 3. Model factor c for the consequences classes

Schadensfolgeklasse	Modellfaktor c
CC 1	1,0
CC 2	1,05
CC 3	1,1

cheren Seite liegt der Ansatz gemäß ONR 24801 und ONR 24802, welcher auch in der Regel verwendet werden sollte. Erst qualitätsgesicherte Bauverfahren zur Herstellung der in Tabelle 1 gezeigten Fälle 1, 3 und 4 können die Einwirkungen verringern. Ziel wäre, die durchlässigen Böden hinter der Sperr e und am Niveau der ursprünglichen Bachsohle anzutragen und eine gesicherte Ableitung des Sickerwassers (durch die Dolen) zu gewährleisten. Dabei stellt sich aber immer noch die Frage nach der Nachhaltigkeit dieser Dränagen in Bezug auf die Nutzungsdauer der Sperr en.

Die Kombination der Fälle 1 bis 4 (Bild 15) dürfte letztlich auch der Grund dafür sein, dass bei schadensfreien Konsolidierungssperren der Nachweis des Grenzzustands der Tragfähigkeit GEO und STR gemäß ONR 24801 und ONR 24802, früher als äußere und innere Standsicherheit bezeichnet, nicht möglich ist. Die rechnerischen Nachweise liefern sogar Ergebnisse, die das Grenzgleichgewicht verletzen, dennoch sind visuell keine Schäden erkennbar.

## 6 Mögliche Vorgangsweise zur Berechnung der Belastung

Um eine Übersichtlichkeit zu wahren, betrachten wir hier alle Größen ohne Sicherheits- und Mobilisierungsfaktoren. Um aber die spezifischen Unsicherheiten des betrachteten Problems abzudecken, führen wird Modellfaktoren, die nach Ermessen der be-

teiligten Ingenieure festzulegen sind, ein. Um die Belastungen relativ wirklichkeitsnahe zu berechnen sowie eine wirtschaftliche Bemessung zu ermöglichen, wird empfohlen, den maßgebenden Fall aus der Tabelle 1 zu wählen oder die Einwirkungen für die zutreffenden Fälle zu ermitteln und einen gewichteten Mittelwert (mit den Modellfaktoren  $f_i$ ) aus den einzelnen Belastungen zu bestimmen. Der Modellfaktor  $f_i$  soll die Wahrscheinlichkeit des jeweiligen Modells berücksichtigen. So müssen bei den Fällen 3 und 4 die nachhaltige Wirksamkeit, die Ausführungsqualität, das verfügbare Material und die Lagesicherheit der Dränage berücksichtigt werden. Für den Fall 1 ist die Wirksamkeit der Abdichtung der Wildbachsohle von Bedeutung. Bei einer Berücksichtigung muss die Funktionstüchtigkeit über den Nutzungszeitraum gewährleistet sein. Der Modellfaktor  $f_2$  für den ungünstigsten Belastungsfall 2 sollte aus heutiger Sicht  $\geq 0,5$  sein. Der Modellfaktor  $c$  berücksichtigt das Risiko (über die Schadensfolgeklasse) des Versagens des Sperrenbauwerkes und der Modellfaktor  $h_m$  die Bauwerkshöhe. Die angeführten Modellfaktoren widerspiegeln die persönliche Einschätzung der Autoren und stellen nichts als eine erste Näherung dar, die selbstverständlich durch nachfolgende Untersuchungen verbessert werden sollte. Bei der Wahl der Modellfaktoren wurde auch dem erhöhten Risiko infolge der Bauwerkshöhen Rechnung getragen. Somit ergibt sich die charakteristische Einwirkung  $E_k$  aus

$$E_k = (E_{k,1} \cdot f_1 + E_{k,2} \cdot f_2 + E_{k,3} \cdot f_3 + E_{k,4} \cdot f_4) \cdot h_m \cdot c \quad (9)$$

mit

$$f_1 + f_2 + f_3 + f_4 = 1,0 \quad (10)$$

$E_{k,i}$ : charakteristischer Wert der Einwirkung aus um die Strömungskraft erhöhtem Erddruck und Wasserdruck; Berechnung für den Fall i

$f_1$ : 0 bis 0,2

$f_2$ :  $\geq 0,5$

$f_3$ : 0 bis 0,2 je nach Dränagewirkung der künstlichen Hinterfüllung, bei selbstständiger Verlandung  $f_3 = 0$

$f_4$ : 0 bis 0,3 je nach Dränagewirkung der künstlichen Dränage, bei selbstständiger Verlandung  $f_4 = 0$

$h_m$  Modellfaktor für die Höhe H, nach **Tabelle 2**. Mit der Hilfsgröße

$$p := (f_1 + f_2 + f_3 + f_4) \cdot h_m \cdot c \text{ ist} \quad (11)$$

die charakteristische Einwirkung  $E_k \leq E_{k,2}$  anzusetzen.

Der Bemessungswert der Einwirkung beträgt  $E_d = E_k \cdot \gamma_E$ , wobei der Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_E$  für die Einwirkung je nach Bemessungssituation mit 1,0 bis 1,35 anzusetzen ist.

Die einzelnen Modellfaktoren und der Faktor c stellen eine erste grobe Empfehlung (bzw. eine mögliche Größenordnung) der Autoren dar und sollten durch Forschung abgesichert werden.

Mit üblichen Bauwerksdimensionen und Bodenkennwerten ergibt sich für die in diesem Beitrag betrachtete Sperre für CC1 die folgende Belastung:

Ohne Modellfaktoren für Höhe und Risiko erhält man:

$$E = (91,6 \cdot 0,1 + 179,9 \cdot 0,55 + 96,6 \cdot 0,05 + 113,5 \cdot 0,3) = 147 \text{ kN/m.}$$

Mit Modellfaktoren ergibt sich:  $E_k = 147 \cdot 1 \cdot 1 = 147 \text{ kN/m}$

Somit ergibt sich gegenüber der Vorgangsweise bei ONR 24801 und 24802 ein Abminderungsfaktor  $\alpha$  von 0,82 für die resultierende Belastung aus Erd- und Wasserdruck.

## 7 Schlussfolgerungen und Ausblick

Im Abschnitt 4 wurden neben den theoretischen Grundlagen über die Wirkung der Dolen (Abschnitt 4.2) vier verschiedene Fälle (Abschnitt 4.3) mit unterschiedlichen Ansätzen der Wassereinwirkung auf die Erdseite einer Konsolidierungssperre betrachtet. Dabei zeigt sich, dass die alleinige Ausführung von Dolen (ohne Zusatzaufnahmen) in der Sperre die Belastung kaum abmindern kann und somit diese Bauwerke mit den Einwirkungen gemäß ONR 24801 und ONR 24802 (Fall 2) zu bemessen sind. Wesentlich ist dabei, dass die resultierende Einwirkung die Kombination aus Erddruck und Wasserdruck berücksichtigt, wobei auch die Strömungskraft betrachtet werden muss. Selbstverständlich ergeben sich die günstigsten Belastungen für die Sperre, wenn kein Eindringen des Wassers aus dem Wildbach erfolgt. Dies kann mit der geringeren Durchlässigkeit der kolmatierten Bachsohle oder einer gering durchlässigen Hinterfüllung erklärt werden (Fall 1). Eine Dränagewirkung (geneigt oder vertikal) reduziert deutlich die Belastung aus Erd- und Porenwasserdruck (Fälle 3 und 4). Bei den in diesem Beitrag behandelten Beispiel einer 5 m hohen Sperre beträgt die Verringerung der Belastung fast bis zu 50 %.

Der Wunsch nach einem allgemeinen, theoretisch begründeten Abminderungsfaktor für den Wasserdruck auf Wildbachperren ohne den Erddruck entsprechend zu verändern ist nicht zu erfüllen. Es zeigt sich also, dass auch wenn die Dolen den Wasserdruck reduzieren, damit auch eine Erhöhung des Erddruckes infolge Strömungskraft einhergeht.

---

### L i t e r a t u r

- [1] ONR 24802 Schutzbauwerke der Wildbachverbauung – Projektierung, Bemessung und konstruktive Durchbildung. 2011.
- [2] Eidgenössisches Amt für Straßen- und Flussbau: Dimensionierung von Wildbachsperrern, Beton und Stahlbeton. Bern, 1973.
- [3] Czerny, F.: Wildbachsperrern aus Beton und Stahlbeton, Beton und Zement. 1998.
- [4] ONR 24800 Schutzbauwerke der Wildbachverbauung – Begriffe und ihre Definitionen sowie Klassifizierung. 2009.
- [5] Böll, A.: Wildbach und Hangverbau. Berichte der Eidgenössischen Forschungsanstalt für Wald, Schnee und Landschaft. 1997.
- [6] Suda, J.: Bemessung von Wildbachsperrern Teil 3. Universität für Bodenkultur, 2007.
- [7] ONR 24801 Schutzbauwerke der Wildbachverbauung – Statische und dynamische Einwirkungen. 2013.
- [8] Kolymbas, D.: Geotechnik. Bodenmechanik, Grundbau und Tunnelbau. Springer Vieweg, 2019.
- [9] Lambe, T. W.; Whitmann, R. V.: Soil Mechanics. SI Version. John Wiley & Sons, New York, Chichester, Brisbane, Toronto, Singapore, 1979.



U n i v . - P r o f . D i p l . - I n g .  
D r . t e c h n . R o b e r t H o f m a n n

robert.hofmann@uibk.ac.at

Abb.: R. Hofmann, 2018



e m . U n i v . - P r o f . D i p l . - I n g .  
D r . t e c h n . D i m i t r i o s K o l y m b a s

dimitrios.kolymbas@uibk.ac.at

Universität Innsbruck, Institut für Infrastruktur  
AB Geotechnik und Tunnelbau  
Technikerstraße 13, 6020 Innsbruck, Österreich

Abb.: D. Kolymbas, 2020