Zeitschrift: Wasser Energie Luft = Eau énergie air = Acqua energia aria
Herausgeber: Schweizerischer Wasserwirtschaftsverband
Band: 89 (1997)
Heft: 7-8

Artikel: Wehrverstärkung mit Mikropfählen
Autor: Peter, Marco / Jan, Stefan / Vögeli, Jürg
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-940200

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: 23.08.2025

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

Wehrverstärkung mit Mikropfählen

Marco Peter, Stefan Jan, Jürg Vögeli

1. Einleitung

Das oberhalb Basel liegende Rheinkraftwerk Augst-Wyhlen wurde kurz vor dem Ersten Weltkrieg erstellt. Die beiden Zentralen auf dem deutschen und schweizerischen Ufer wurden in den letzten Jahren erneuert und weitgehend mit Straflo-Turbinen ausgerüstet [1, 2].

Das quer zur Flussrichtung stehende Stauwehr [3] hat eine Gesamtlänge von 212 m und ist mit 10 Tafelschützen ausgerüstet. Die Stauhöhe beträgt heute 6,7 m. Die maximale Wassertiefe im Unterwasser des Wehrs ist mit 14 m vergleichsweise hoch. Das Wehr ist auf Plattenkalk fundiert.

Die Beurteilungen zeigen, dass das Bauwerk, so wie es besteht, die heute geforderten Sicherheitsreserven gegen Gleiten nicht erreicht. Die erforderlichen Verstärkungsmassnahmen werden 1997 und 1998 ausgeführt:

- Die 10 Wehrsohlen werden mit total 310 Mikropfählen von 50 mm Durchmesser und 3600 m³ leicht armiertem Beton verstärkt. Die Mikropfähle weisen eine Gesamtlänge von 13 bis 20 m auf. Die Gebrauchslast beträgt 560 kN. Bohrung und Einbau der nicht vorgespannten Mikropfähle erfolgen unter Wasser bei 4 bis 9 m Wassertiefe.
- Die 9 Wehrpfeiler werden mit total 36 Vorspannankern vom UW- und OW-Pfeilerkopf aus zusätzlich gesichert. Diese Anker weisen eine Gebrauchslast von rund 600 kN und eine totale Länge von 24 bis 39 m auf.
- Die Fachwerkbrücke wird durch gezielte Baumassnahmen gegen Absturz im Erdbebenfall gesichert [4].
- Die Auskolkungen im Fels, der an das Stauwehr anschliesst, werden im Oberwasser vollständig mit Beton verfüllt. Im Unterwasser wird der kritische Bereich in Wehrmitte mit einem Betonblock gegen weitere Erosionen gesichert.

Durch diese Baumassnahmen wird es in Zukunft wieder möglich sein, die Wehrfelder zu entleeren. Die geforderten Sicherheiten gegen Abgleiten einzelner Bauteile werden auch bei ungünstigsten Annahmen erfüllt und gegenüber heute beträchtlich erhöht. Die Kippsicherheit wird verbessert. Nach einem kurzen Überblick über die Problemstellung wird im wesentlichen die Evaluation der Sicherungsmassnahmen bei den Wehrfeldern erläutert.

2. Das alte Wehr

Das Stauwehr wurde zur Bauzeit auf 10 Pfeiler- und 21 Schwellencaissons gegründet. Die Caissons bestehen aus Stahl oder aus Stahlbeton. Der im Wasser liegende Fels im Caissoninnern wurde unter Druckluft abgebaut, um die ganze Konstruktion etappenweise abzuteufen. Die Versetzgenauigkeit dieser einzelnen Caissons war gering, so dass die Abstände zwischen den einzelnen Sohlen- und Pfeilercaissons zwischen 15 cm und 95 cm differieren (Bilder 1 und 2).

Die aufgehende Konstruktion der Pfeiler und Wehrsohlen besteht an allen Aussenflächen aus Granitquadern von 30 bis 80 cm Stärke. Der Raum innerhalb dieser Granitverkleidung ist mit einem inhomogenen Stampfbeton gefüllt. Die Granitsteine in den Sohlen sind mit kurzen Ankern in den Beton eingebunden.

Die Wehrschwelle liegt rund 10 m unter dem Stauziel. Der anschliessende Absturz variiert zwischen 0,9 m und 4,8 m, da das Wehr in Flussmitte tiefer fundiert wurde als im Uferbereich. Die tiefsten Fundationskoten liegen rund 22 m unter dem Oberwasserspiegel. Die lichte Breite der 10 Wehröffnungen beträgt je rund 17,5 m, und die Kapazität einer Öffnung liegt bei 880 m³/s.

Nach 85 Betriebsjahren ist der Zustand der Granitblöcke im Abflussbereich immer noch einwandfrei. Schwere Auskolkungen im Fels unmittelbar unterhalb des Stauwehrs führten schon wenige Jahre nach Betriebsaufnahme zu einer Verlängerung der Wehrsohlen um rund 7 m. Die Auskolkung im Unterwasser hat sich in den letzten Jahren stabilisiert.

Im Oberwasser liegt der Fels über einen weiten Bereich 2 bis 3 m unterhalb der Wehrschwelle. Entgegen allen Erwartungen ist der Fels nicht mit Kies überdeckt. Die rechteckigen Pfeilerfundamente von 5,5 m Breite sind den Schwellen um 2,6 m vorgelagert. Die ungünstigen Strö-

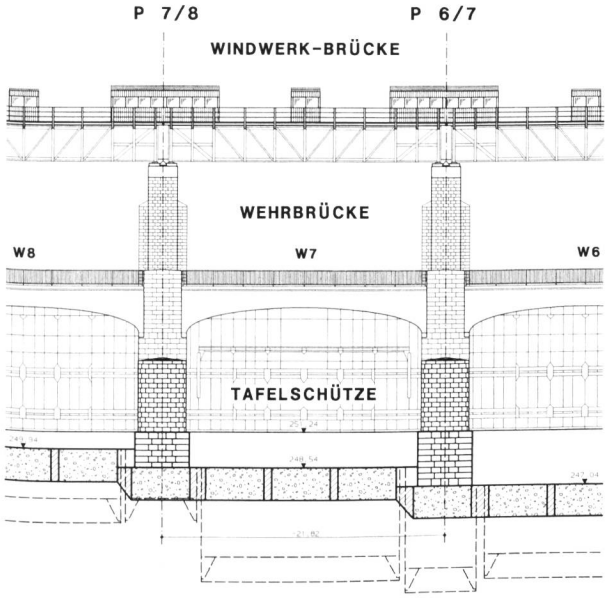


Bild 1. Wehransicht vom Unterwasser.

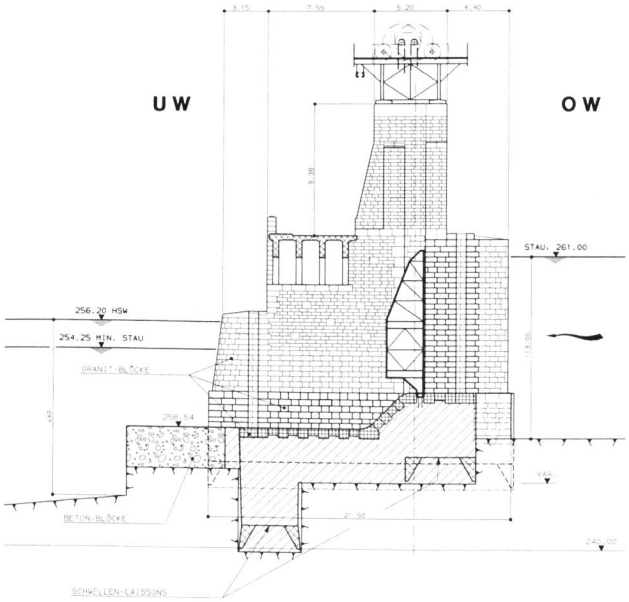


Bild 2. Querschnitt altes Wehr.

mungsverhältnisse um die vorgelagerten Pfeilerfundamente und die erhöhten Schwellen haben auch im Oberwasser zu Auskolkungen geführt. Dieser Pfeilerkolk beschränkt sich im wesentlichen auf einen Teil der Eckbereiche Pfeiler-Schwelle. An einigen Stellen reicht er jedoch bis auf die Tiefe der Caissonfundamente, wo Teile der Zwischenfüllung ausgespült sind.

3. Der Felsuntergrund

Die Baugrubenaufnahmen der erneuerten Kraftwerke Augst und Wyhlen haben gezeigt, dass einzelne, durchgehende subvertikale Klüfte bzw. Verwerfungen eine Breite von bis zu 4 m aufweisen können. In solchen Kluftzonen ist der Fels stark durchtrennt (Parallelklüftung), aufgelockert und verlehmt. Fast sämtliche Diskontinuitäten sind offen und mit gelbem, plastischem Ton gefüllt. In diesen Kluftzonen sind die Schichtfugen ebenfalls mit sekundärem Ton verschmiert. Scherversuche ergaben in den mit sekundärem Ton gefüllten Schichtfugen Reibungswinkel von 20° bis 25° (Scherweg 2 mm) oder 20° bis 30° (Scherweg 100 mm). Solche Füllungen wurden in teilweise ausgewaschenen dolomitischen Zwischenanlagen abgelagert und sind deshalb nicht durchgehend. Die beobachteten tonigen Füllungen weisen eine Kontinuität von lediglich 2 bis 3 m auf.

Die Interpretation dieser grossräumigen geologischen Inhomogenitäten war im Hinblick auf den anzunehmenden Gleitreibungswinkel in der Wehrfundation ein besonderes Problem. Bei grossen Flächen wird der Reibungswinkel durch die Kontaktstellen Kalk-Kalk bestimmt, da die horizontalen Tonlagen erst nach Entstehung des Hohlraums eingeschwemmt werden und die Verwerfungen eine zusätzliche Verzahnung ergeben. Bei kleinen Flächen kann der Reibungswinkel vom weichen Ton bis zum gesunden Kalkstein in einer Bandbreite von 20° bis 45° variieren.

Die 5,5 m breiten und 21,7 m langen Pfeilercaissons und die 15,4 m breiten Sohlencaissons konnten a priori weder den oben erwähnten «grossen Flächen» noch den «kleinen Flächen» zugeordnet werden. Für die Annahme der massgebenden Reibungswinkel musste weitgehend auf die geologischen Beobachtungen in den Baugruben der erneuerten Kraftwerke Augst und Wyhlen abgestellt werden.

Aufgrund dieser Beobachtungen wurde das folgende geologische Modell festgelegt (gekürzt): Grundsätzlich gesunder Plattenkalk oder Giebenacher-Oolith mit einem Reibungswinkel von 37°, der irgendwo lokal eine 4 bis 5 m breite Kluftzone oder eine lokale mit Ton gefüllte Schichtfuge haben kann.

Dies führte zur Berechnungsgrundlage von $c = 0$ und $\varphi = 28°$ unter jedem beliebigen Pfeiler oder Wehrfeld und $\varphi = 37°$ bei den beiden anliegenden Wehrfeldern/Pfeilern.

4. Vorhandene Gleitsicherheit

Bei minimalem Unterwasserspiegel, linearer Auftriebsverteilung und $\varphi = 28°$ führte die Nachrechnung am bestehenden Wehr (9 Pfeiler und 10 Schwellen) zu folgenden Gleitsicherheiten im Normalzustand:

- Pfeiler: 1,03 bis 1,36
- Wehrfelder: 0,57 bis 1,61

Im entleerten Zustand beim höchst schiffbaren Wasserstand im Unterwasser sind alle Sicherheiten der Wehrfelder ungenügend und 6 der 10 Wehrfelder schwimmen rechnerisch auf.

Zwischen den Pfeilern und den Wehrfeldern wurde in der Berechnung kein Verbund angesetzt, da er im Bereich der Caissonfundation praktisch nicht und im Bereich Stampfbeton/Granitverkleidung nur unsicher vorhanden ist.

Aus dem Vorstehenden wird ersichtlich, dass die Probleme vorwiegend bei den Wehrfeldern liegen. Die Kippsicherheit ist ohne zusätzliche Massnahmen genügend.

5. Varianten

Es wurden folgende grundsätzliche Varianten studiert:

1 Vorspannung der Pfeiler und teilweises Aufbetonieren der Wehrsohlen.
2 Aufbetonieren der Wehrsohlen und monolitisches Verbinden aller Pfeiler und Schwellen.
3 Sicherung der Wehrfelder durch Anker oder Mikropfähle und teilweises Aufbetonieren der Wehrsohle, um die Pfeiler indirekt zu sichern.

Die Standardlösung Variante 1 mit der Vorspannung der Pfeiler wurde rasch zurückgestellt, da sehr grosse konzentrierte Kräfte in die Pfeiler eingeleitet werden müssten. Die Stampfbeton-Granit-Konstruktion hätte umfangreiche Injektionen und Sanierungen erfordert. Die Materialqualität genügt den vorhandenen Belastungen, nicht jedoch solch grossen Änderungen. Die hohen Kosten liessen uns nach günstigeren Lösungen suchen.

Die Variante 2 mit aufbetonierten Wehrsohlen und dem Zusammenwirken von Pfeiler und Sohle für grosse Kräfte

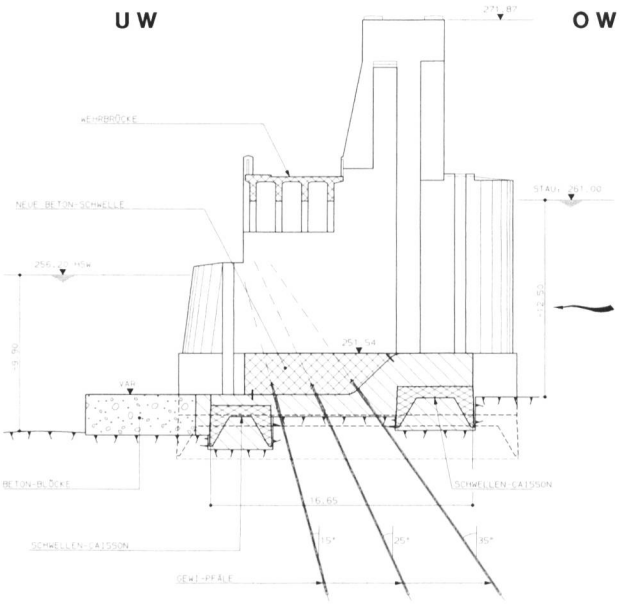


Bild 3a. Querschnitt durch ein verstärktes Wehrfeld.

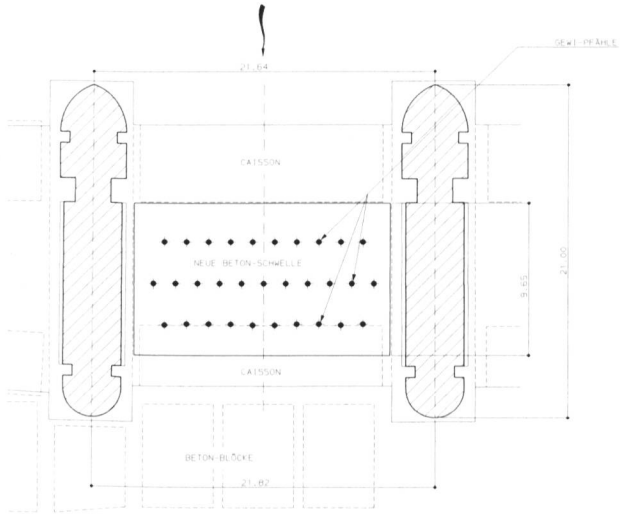


Bild 3b. Grundriss eines verstärkten Wehrfeldes.

führte zu erheblichen konstruktiven und ausführungstechnischen Problemen. Die technischen Probleme dieser Idee liessen uns nach neuen Lösungen suchen.

Die gewählte Variante 3 basiert auf folgendem Konzept:

- Sicherung der Sohlen durch je 20 bis 40 Anker oder Mikropfähle (Bilder 3a und 3b).
- Erhöhung der Gleitsicherheit der Pfeiler durch ein sattes Einbinden zwischen den aufbetonierten Wehrschwellen, so dass die Pfeiler Schubkräfte auf die Wehrfelder abgeben können (Bild 3a).

Dieses Konzept hat folgende Vorteile:

- Viele kleine Krafteinleitungen: Die Spannungen auf das alte Material bleiben klein, so dass keine Materialverbesserungen (Injektionen) am alten Bauwerk erforderlich werden.
- Kurze Distanz zum Fels: Die Länge der Verankerungselemente wird im Vergleich zur Variante mit vorgespannten Pfeilern sehr kurz.
- Freie Materialwahl: Die kleinen Kräfte und kurzen Längen der Anker erlauben eine freie Wahl des Ankermaterials. Es könnten konventionelle vorgespannte Litzenanker aus hochempfindlichem Stahl oder Stabanker resp. nicht vorgespannte Mikropfähle aus relativ unempfindlichem Stahl eingesetzt werden. Um den erschwerten Einbaubedingungen und der Dauerhaftigkeit Rechnung zu tragen, wurde der Mikropfahl von 50 mm Durchmesser gewählt. Er ist im Prinzip ein dickes Armierungseisen mit Gewinderippen von 50 mm Durchmesser. Durch die satte Füllung des Bohrloches mit Zementmörtel wirkt der Bewehrungsstab mit dem umliegenden Felsmaterial im Verbund.

Die gewählte Lösung hat gegenüber einer Variante mit vorgespannten Pfeilern jedoch folgende Nachteile:

- Keine gleichzeitige Erhöhung der Kippsicherheit, wenn Massnahmen zur Erhöhung der Gleitsicherheit getroffen werden.
- Kein Überdrücken von eventuellen Zugspannungsbereichen im Pfeiler.

Im vorliegenden Fall spielen diese zwei Fakten nur eine untergeordnete Rolle. Aus konstruktiven Gründen wurden jedoch 10 % der Verstärkungsmassnahmen, trotz doppelten Einheitskosten, bei den Pfeilern vorgenommen (Bild 4).

6. Festlegung von Material und Einbauart der Sohlenverstärkung

Der Einbau unter Wasser und die Forderung nach Dauerhaftigkeit lassen nur sehr einfache Ankerkopfsysteme zu. Die diesbezüglich beste Lösung bietet der GEWI-Mikropfahl. Durch seine rund dreimal tiefere Fliessgrenze und somit entsprechend grösseren Querschnitt sind die Gebrauchsspannungen und Deformationen gegenüber einem konventionellen Ankerstahl so klein, dass dieser «Anker» normalerweise ohne Vorspannung eingebaut wird.

Es wurde der gebräuchliche Zugpfahl von 50 mm Durchmesser aus BSt 500 S und doppeltem Korrosionsschutz gewählt.

Nachstehend werden die verschiedenen Einbauarten und die zugehörigen grundsätzlichen Berechnungsmodelle an einem Mikropfahl kurz vorgestellt. Alle Zahlen beziehen sich auf den GEWI-Pfahl Durchmesser 50 mm und einen Sicherheitsfaktor von 1,75:

6.1 Vertikale Zugbeanspruchung der Wehrsohle

Bei Zugbeanspruchung auf vertikale Pfähle wird die Nutzlast des Pfahls durch die Tragfähigkeit des GEWI-Stahls bestimmt. Bei einer Sicherheit gegenüber Erreichen der Streckgrenze von 1,75 ergibt dies in Pfahllängsrichtung eine maximal zulässige Gebrauchslast von 561 kN.

Bei geneigten Pfählen (Bild 3a) steht als vertikale Komponente nur $Z_v = Z\cos\alpha$ zur Aufnahme der Auftriebskräfte zur Verfügung. Zusätzlich entsteht aber eine rückhaltende Horizontalkraft von $Z_h = Z\sin\alpha$. Für kleinere Pfahlneigungen nimmt der vertikale Kraftanteil gegenüber vertikalen Pfählen nur wenig ab. Der horizontale Anteil dagegen wächst beträchtlich an. Vertikale Auftriebskräfte, die durch geneigte Pfähle aufgenommen werden müssen, erzeugen eine erwünschte Reaktion in Richtung Oberwasser.

6.2 Horizontale Schubbeanspruchung der Wehrsohle

Vertikale Pfähle – Abschermodell

Der zulässige Schubwiderstand des reinen Stahlquerschnitts ist $\sqrt{3}$ mal kleiner, also rund 320 kN. Dieser Wert ist jedoch nicht massgebend, da schon unterhalb dieses Wertes die seitlichen Pressungen auf den Injektionsmörtel zu gross werden.

Bei kleinen Fugenhöhen *h* sind die seitlichen Pressungen im Injektionsgut massgebend. Nur bei grossem *h* sind Schub und Biegung im Stahl massgebend. Die seitlichen Pressungen dürfen die Druckfestigkeit des Injektionsgutes nicht überschreiten. Die rechnerische Abschätzung erfolgt unter der Annahme, dass das Verhalten der Pfähle jenem von Bolzen in Beton ähnlich ist. Die maximalen Pressungen wurden mit einem üblichen Bettungszifferverfahren ermittelt. Die zulässigen Belastungen sind in Bild 6 dargestellt.

Bei einer sehr geringen Fugenhöhe *h* beträgt die zulässige Querbelastung P_{zul} = 120 bis 180 kN, d.h., nur rund die Hälfte vom reinen Abscheren des Stahls.

Fachwerkmodell mit vertikalen Pfählen

Ein wesentlich günstigeres Tragverhalten erhält man mit einer Fachwerkanalogie. Betrachtet wird ein mit der Horizontalkraft *P* belastetes Schwellenelement. In Analogie zum Stahlbeton geht das Modell davon aus, dass sich im Beton schiefe Druckdiagonalen und Zugbänder ausbilden. Die Neigung der Druckdiagonalen kann jedoch nicht grösser sein als der minimale Reibungswinkel in einer Felsfuge.

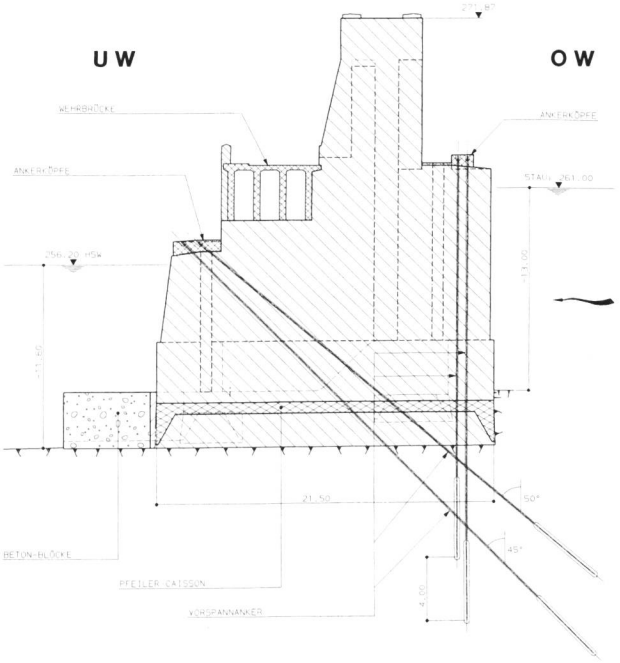
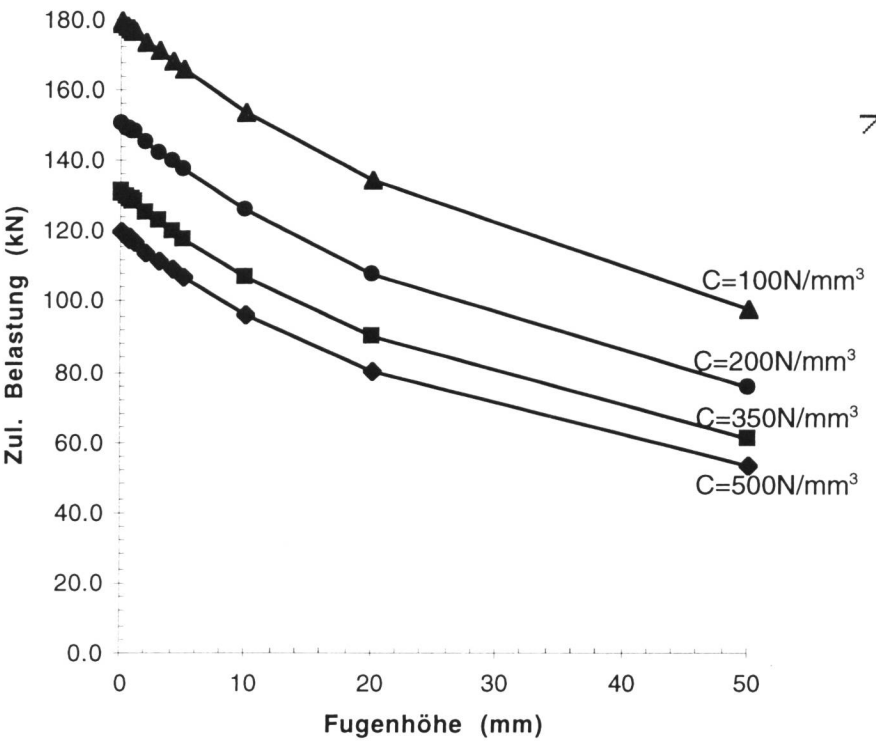


Bild 4. Querschnitt durch einen verstärkten Pfeiler.



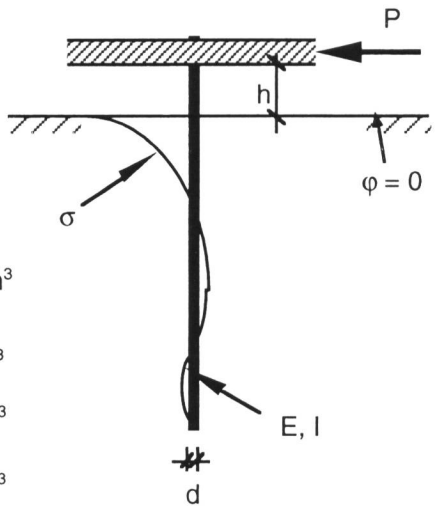
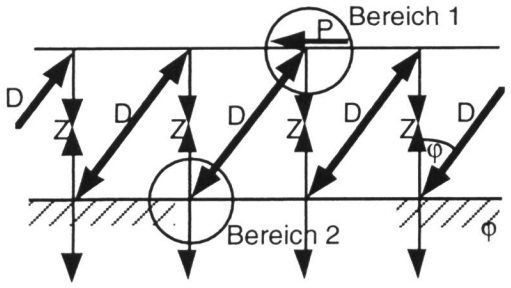


Bild 5. Abschermodell.

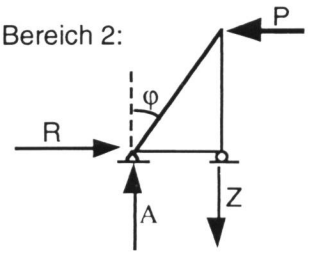
Bild 6. Zulässige Belastung pro Pfahl am Abschermodell.



Bereich 1:

$\tan\beta = D_h/D_v$
$D_h = P$
$\mathbf{Z} = D_v = D\cos\beta = D_h/\tan\beta = \mathbf{P/\tan\beta}$
$\mathbf{D} = D_v/\cos\beta = \mathbf{P/\sin\beta}$

Bereich 2:



aus Geometrie: $\beta = \varphi$
Reibung: $R = D_h = D_v\tan\varphi = P$

Bild 7. Fachwerkmodell mit vertikalen Pfählen.

Das Modell mit der Ausbildung von schrägen Druckdiagonalen im Beton und Fels ist gültig, wenn in der Gleitfuge ein entsprechender Reibungswinkel vorhanden ist. Bei sehr kleinen Reibungswinkeln muss dagegen das Abschermodell mit den seitlichen Pressungen (Lochleibung) angewendet werden, da die mobilisierbare Reibung nur noch sehr gering ist. Dies ist im nachfolgenden Diagramm (Bild 8) zusammengefasst, das für einen GEWI-Pfahl von 50 mm Durchmesser gültig ist. Im Bereich mit massgebenden Felspressungen sind die Querbelastungen für vier verschiedene Fugenhöhen *h* und eine als wahrscheinlich erachtete Bettungsziffer $C = 200\ N/mm^3$ eingetragen.

Bild 8 zeigt, dass für Reibungswinkel $\varphi \geq 15°$ (Augst-Wyhlen: $\varphi_{min} = 28°$) das Modell mit wirksamer Reibung in der Gleitfuge zweckmässiger ist.

Das Fachwerkmodell setzt eine einwandfreie Verankerung des GEWI-Pfahls in der Wehrsohle voraus.

Fachwerkmodell mit geneigten Pfählen

Zug und Druckdiagonale werden nachstehend nach Einbauwinkel α, Reibungswinkel φ und einer angreifenden Horizontalschubkraft P aufgelöst (Bild 9).

Vergleich: Fachwerkmodell mit vertikalen und geneigten Pfählen

Die Bilder 10 und 11 zeigen einerseits den Einfluss des Reibungswinkels auf die Grösse der Pfahlzugkraft bei gegebener Pfahlneigung und andererseits den Einfluss der Pfahlneigung auf die Grösse der Pfahlzugkraft bei gegebenem Reibungswinkel.

Folgerungen aus numerischen Auswertungen:

- Bei geneigten Pfählen hat die Grösse des Reibungswinkels φ einen viel kleineren Einfluss auf die Grösse der Pfahlzugkraft *Z* als bei vertikalen Pfählen.
- Schon eine geringe Pfahlneigung von $\alpha = 5°$ reduziert die Pfahlzugkraft gegenüber vertikalen Pfählen um ca. 10 %. Bei einer Pfahlneigung von $\alpha = 30°$ ist die Reduktion der

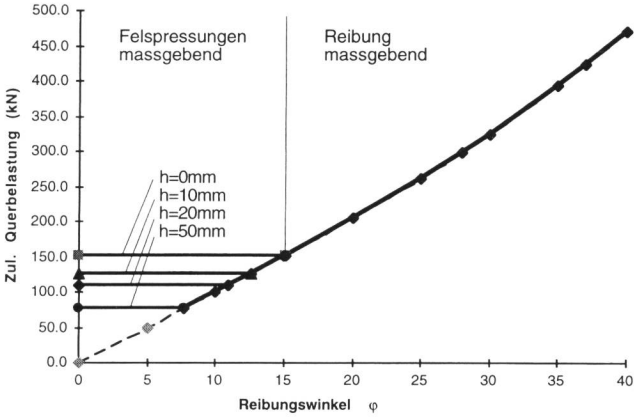
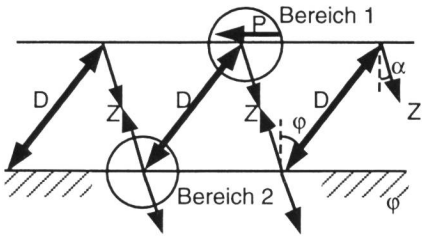


Bild 8. Massgebendes Berechnungsmodell in Abhängigkeit des Reibungswinkels φ für den vertikalen GEWI-Pfahl Durchmesser 50 mm.



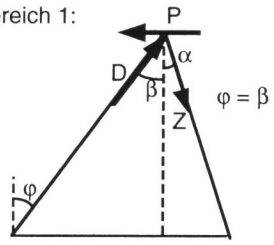
Die Formulierung des Knotengleichgewichtes für den Bereich 1 ergibt:

$P = D\sin\varphi + Z\sin\alpha$ (1)

$Z\cos\alpha = D\cos\varphi \rightarrow D = Z\cos\alpha / \cos\varphi$ (2)

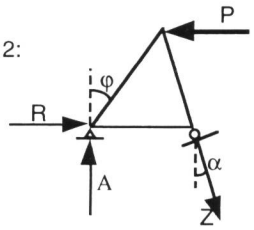
(2) in (1):

Bereich 1:



$P = D\sin\varphi + D\cos\varphi\tan\alpha$
$= D(\sin\varphi + \cos\varphi\tan\alpha)$
$D = P/(\sin\varphi + \cos\varphi\tan\alpha)$
$Z = P/(\sin\alpha + \cos\alpha\tan\varphi)$ (3)

Bereich 2:



Die Kraft P wird durch Reibung (R) und durch den Horizontalanteil der Ankerkraft ($Z^*\sin\alpha$) aufgenommen.

Bild 9. Fachwerkmodell mit geneigten Pfählen.

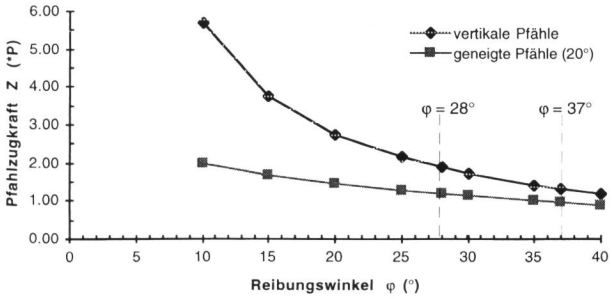


Bild 10. Pfahlzugkraft in Abhängigkeit des Reibungswinkels.

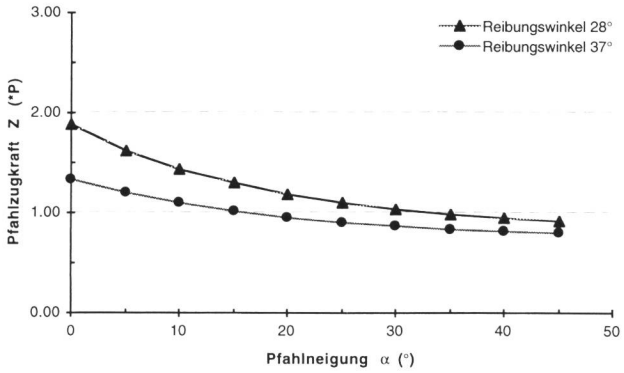


Bild 11. Pfahlzugkraft in Abhängigkeit der Pfahlneigung.

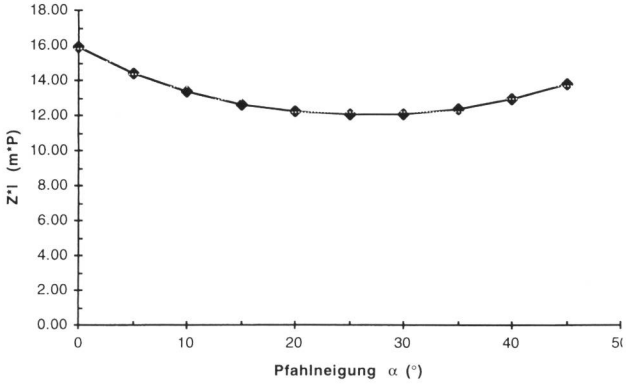


Bild 12. Produkt von Pfahlzugkraft und Pfahllänge in Abhängigkeit der Pfahlneigung.

Pfahlzugkraft gegenüber vertikalen Pfählen auf 35 bis 45 % angewachsen. Für noch grössere Pfahlneigungen ist die Verminderung der Pfahlzugkraft nicht mehr sehr gross.

Unter der Annahme, dass die Pfahltiefe (vertikal) konstant sei (z = 12 m), lässt sich auch bestimmen, für welche Pfahlneigung α das Produkt aus Pfahlzugkraft und Pfahllänge minimal wird (→ wirtschaftlichste Lösung). Dies ist Bild 12 zu entnehmen.

Aus Bild 12 geht hervor, dass eine Pfahlneigung von α = 15 bis 30° am wirtschaftlichsten ist.

7. Deformationen

Die Abschätzung der Deformationen infolge Auftriebs erfolgte am folgenden Modell:

- Der Stahl ist mit dem Fels in Verbund.
- Die Zugkraft nimmt mit der Tiefe linear ab.
- Die Deformationen im Fels sind vernachlässigt.
- Der Verlauf der Stahlspannungen, die für die Berechnung der Deformation massgebend sind, wurde an einem «armierten Betonstab» mit vorgegebenen «Rissabständen» von 0,20 m bis 0,50 m entsprechend den Schichtstärken des Felses ermittelt.

Somit beträgt die Hebung der Felsoberfläche bei einem voll ausgenützten Pfahl ca. 1 bis 2 mm. Die rechnerische Zunahme der «Rissbreiten» liegt unter 0,1 mm und ist somit bedeutungslos.

Die Deformationen infolge Horizontalschubs allein sind wesentlich kleiner, da keine Vertikalkraft auf die Sohle wirkt.

Der nächstliegende Gedanke wäre natürlich, die Mikropfähle vorzuspannen, um eventuelle Deformationen in den Stein/Beton-Konstruktionen weitgehend zu vermeiden. Durch eine Vorspannung könnte man komplexe Überlegungen zu den Deformationen umgehen. Da die Verankerung schon in der Bauphase erforderlich ist und unter Wasser angebracht werden muss, wäre dies bei den vorhandenen lokalen Verhältnissen praktisch nur bei einem senkrechten Einbau möglich.

8. Wahl der Massnahmen

Auf der Basis der vorstehenden Überlegungen wurde folgende grundsätzliche Massnahme gewählt:

- Geneigte Mikropfähle von 15° bis 35° ohne Vorspannung.
- Durchmesser 50 mm und doppelter Korrosionsschutz (1. Schutz: vorfabrizierter Zementmörtel im Innern eines Rippenrohrs; 2. Schutz: Injektionsgut des Bohrlochs).
- Je nach Geometrie der einzelnen Wehrfelder werden 20, 31 oder 42 Mikropfähle in drei oder vier hintereinanderliegenden Reihen eingebaut.

Bohrung und Einbau der Pfähle werden durch das Wasser ausgeführt. Eine erste temporäre Verankerung erfolgt in den Granitblöcken der Wehrsohle. Nach dem Trockenlegen der Wehrfelder wird die zweite definitive Verankerung auf dem Mikropfahl angebracht und die Sohle wird bis auf die Höhe der Schützenschwelle um 1 bis 4 m erhöht.

Die grosse Kontaktfläche zwischen diesem neuen Beton und den Granitsteinen der bestehenden Pfeiler ermöglicht einen Lastabtrag der Pfeilerkräfte auf die Wehrschwellen mit kleinen Schubspannungen.

Die massgebenden Lastfälle waren entleerter Zustand (s = 1,35) und die pseudostatische Erdbebenberechnung mit einer Horizontalbeschleunigung von 15% (s = 1,1). Für die anzusetzenden Reibungswinkel, Auftriebskräfte und Wasserspiegellagen wurden ausführliche Sensitivitätsanalysen durchgeführt.

9. Kosten

Diese Bauarbeiten am Stauwehr werden rund 7 Mio Franken kosten. Die wichtigsten Positionen sind die Installationen mit 0,9 Mio Franken, die 310 Mikropfähle mit 1,7 Mio Franken, die 36 Vorspannanker mit 0,5 Mio Franken und etwa 2 Mio Franken für alle Betonarbeiten.

Bei proportionaler Umlegung des Installationsanteils auf die einzelnen Positionen wurden aufgrund von mehreren Angeboten die folgenden spezifischen Kosten pro kN Kraft für dieses Objekt ermittelt:

Mikropfahl in Sohle	11 Fr./kN
Vorspannanker im Pfeiler	22 Fr./kN
Betongewicht unter Auftrieb	25 Fr./kN

Dabei wurden die Bohrungen mit Injektionen und Wiederaufbohren ausgesetzt.

Schlussfolgerung

Durch die geplanten Verstärkungsmassnahmen kann das Stauwehr alle Sicherheiten unter ungünstigsten Annahmen erfüllen und ist somit für eine zweite Konzessionsdauer von 80 Jahren gerüstet. Die primäre Verstärkungsmassnahme mit Mikropfählen ist hier eine ausgesprochen preiswerte Massnahme, die zu schonenden Krafteinleitungen führt, so dass für die Sanierungsmassnahmen mit minimalen Kosten zu rechnen ist.

Literatur

[1] Sonderausgabe zum Kraftwerk Wyhlen, diverse Beiträge. «wasser, energie, luft», 1/2-1994.

[2] Sonderausgabe zum Kraftwerk Augst, diverse Beiträge. «wasser, energie, luft», 3/4-1994.

[3] Diverse Artikel zum Stauwehr Augst-Wyhlen, «Schweizerische Bauzeitung», Band LXI-1913.

[4] *S. Malla, M. Wieland, M. Peter:* Post-Cracking Behaviour of Piers of a Weir of a Run-of-River Power Plant subjected to Earthquake Loading. 11th World Conference on Earthquake Engineering, 23–28 June, 1996, Acapulco, Mexico.

Adressen der Verfasser: *Marco Peter,* dipl. Bauing. ETH, Electrowatt Engineering AG, Postfach, CH-8034 Zürich; *Stefan Jan,* dipl. Bauing. ETH, Electrowatt Engineering AG, Postfach, CH-8034 Zürich; *Jürg Vögeli,* dipl. Bauing. ETH, Electrowatt Engineering AG Postfach, CH-8034 Zürich.

Vernachlässigung der Wasserkraft

Wortlaut der Einfachen Anfrage Rechsteiner-Basel, Nationalrat (97.1099), vom 19. Juni 1997

Der Tagespresse war zu entnehmen, dass mit der Erneuerung des Wasserkraftwerks Beznau die Jahresenergieproduktion von 63 auf 210 Mio kWh erhöht werden könnte. Dies entspricht dem Stromverbrauch einer mittleren Stadt. Im Januar 1997 beschlossen die Nordostschweizerischen Kraftwerke AG (NOK), das Wasserkraftwerk Beznau nicht zu modernisieren, obschon die Kosten nur auf 12 Rp./kWh veranschlagt wurden («Aargauer Zeitung» vom 25. Januar 1997).

Es sind gar Beispiele mutwilliger Vernachlässigung der Wasserkraftnutzung bekannt: In Malters haben die Centralschweizerischen Kraftwerke (CKW) ein Wasserkraftwerk übernommen und anschliessend stillgelegt. Die Bewilligung für einen Neubau (ökologisch vorbildlich) war bereits vorhanden. Ähnliche Fälle werden aus Delémont und Moutier genannt («Tages Anzeiger» vom 30. Mai 1997).

Um ein letztes Beispiel zu nennen: Das Kraftwerk Rheinfelden könnte zu durchaus bescheidenen Kosten eine Mehrproduktion von fast 1% des landesweiten Stromverbrauchs produzieren. Auch in Rheinfelden wird nicht entschieden.

Die gleiche NOK, die das Wasserkraftwerk Beznau technisch veralten lässt, ersucht um die Genehmigung für eine Leistungserhöhung im AKW Leibstadt, obschon dieses Werk für eine solche Erhöhung nie ausgelegt wurde, nicht angemessen gegen Unfall versichert ist (Versicherungsdeckung nur 1 Mrd. Franken) und die langfristigen Entsorgungskosten für Atommüll ungedeckt sind (die Finanzierung ist in wenigen Jahrzehnten erschöpft, die Reserven sind nirgends als zweckgebundenes, gesichertes Vermögen ausgeschieden). Ich frage den Bundesrat: