

# Sanierung und Ertüchtigung der Stauanlage Kibling

Der vorliegende Beitrag befasst sich mit der Konzeption, Planung und Realisierung der Ertüchtigung und Sanierung der Stauanlage Kibling sowie deren Steuerung. Dabei werden Fragen der normkonformen Auslegung der Stauanlage zur Hochwasserableitung, der Grundsanierung einer alten Bausubstanz mittels Betoninjektionen und zusätzliche zeitgemäße Kollsicherungsmaßnahmen beschrieben. Besonderes Augenmerk liegt dabei auch auf wasserbaulichen und bautechnischen Fragestellungen im Zusammenhang mit einer allgegenwärtigen Hochwassergefahr während der Sanierung.

Felix Eberl, Christoph Mexis, Peter Muckenthaler und Theodor Strobl

## 1 Einleitung und Historie

Das Wasserkraftwerk Bad Reichenhall der DB Energie GmbH ist seit über 100 Jahren in Betrieb. Da sich die Saalach wegen ihrer stark schwankenden Wasserführung für ein Laufwasserwerk nicht eignete, entschieden sich die Kraftwerksbauer dazu, sie durch ein Absperrbauwerk bei Kibling anzustauen. Bei dem Absperrbauwerk handelt es sich um eine Gewichtsstaumauer mit beweglichen Verschlüssen (**Bild 1**). Über einen 576 m langen Stollen gelangt das Wasser zu den mittlerweile 5 Turbinen. Danach wird es über einen 600 m langen Unterwasserkanal wieder der Saalach zugeführt.

Die Anforderungen der DIN 19 700 Teil 11 (Talsperren) wurden in der Ausgabe von 2004 verschärft. Zusätzlich mussten die Bemessungshochwasser für das Absperrbauwerk der Stauanlage wegen der höheren Abflüsse in der Saalach nach oben korrigiert werden.

Eine erste Schätzung der Leistungsfähigkeit der Stauanlage Kibling zeigte, dass beim Auftreten extremer Abflüsse das höchste genehmigte Stauziel deutlich überschritten wird. Da die Stauanlage Kibling nicht als Staustufe nach DIN 19 700-13 (Ausgabe 2004), sondern aufgrund ihrer Gestaltung als Talsperre nach DIN 19 700-11 (Ausgabe 2004) eingestuft worden ist, wurde sie 2011 vom Wasserwirtschaftsamt Traunstein der Talsperrenklasse 2 zugeordnet und reduzierte Bemessungshochwasserabflüsse mit  $BHQ_1 = 930 \text{ m}^3/\text{s}$  ( $HQ_{100}$ ) und  $BHQ_2 = 1\,300 \text{ m}^3/\text{s}$  ( $HQ_{1000}$ ) festgelegt.

Auf Basis dieser Bemessungswerte errechnet sich beim Abfluss des  $BHQ_1$  unter Beachtung der nach DIN 19 700 vorgeschriebe-

nen (n-1)-Regel, wonach der leistungsfähigste Verschluss nicht angesetzt werden darf, eine Überströmung des Absperrbauwerkes um ca. 4 m. Beim  $BHQ_2$  reduziert sich die Überflutung des Absperrbauwerkes auf 3 m. Dies bedeutet aber immer noch eine Überflutung der nahen Bundesstraße um ca. 2 m. Das Ziel war die Stauanlage soweit zu ertüchtigen, dass auch bei den Bemessungsabflüssen  $BHQ_1$  und  $BHQ_2$  ein Freibord von wenigen Dezimetern bei der an der Sperre vorbeiführenden Bundesstraße verbleibt (**Bild 2**).

Die gelungene, enge Zusammenarbeit zwischen Planer, Aufsichtsbehörde, Stauanlagenbetreiber und der Technischen Universität München zeigen, wie Spielräume und Auslegungen in der Anwendung von Normen pragmatisch angegangen werden können und sollten. Dadurch kann ein Problem sinnvoll und wirtschaftlich vertretbar für alle Beteiligten gelöst werden.

## 2 Planungskonzept

Das aus 3 unterschiedlichen Bereichen bestehende Absperrbauwerk ist im Oberwasser und teilweise unterwasserseitig auf Betonsenkkästen (Caissons) gegründet. Die Senkkästen stehen weitgehend auf Fels und dienen neben der Gründung als Dichtungselemente. Im Winter 2004/05 wurde links neben dem Absperrbauwerk ein Restwasserkraftwerk errichtet.

### Kompakt

- Anpassung der hydraulischen Leistungsfähigkeit an die aktuelle Normung.
- Verbesserung der Bausubstanz sowie der Standsicherheit durch Betoninjektionen.
- Neubau der Verschlussorgane, Fernsteuerung und automatischer Betrieb der ertüchtigten Anlage.



**Bild 1:** Absperrbauwerk Kibling nach der umfangreichen Sanierung

Die Planung sieht u.a. die Steigerung der Abflussleistung, die Sanierung der Bausubstanz durch Betoninjektionen, Teilabbrüche für zusätzliche (Schlauch) bzw. größere Verschlüsse (neues Rollschütz), den Austausch der bisherigen Walze durch ein Drucksegment mit Aufsatzklappe, eine unterwasserseitige Kolk-sicherung und eine neue Betriebs-warte sowie Regelung vor (Bild 3).

Bild 1 zeigt die sanierte Stauanlage Kibling 2017 mit Blick vom Unterwasser.

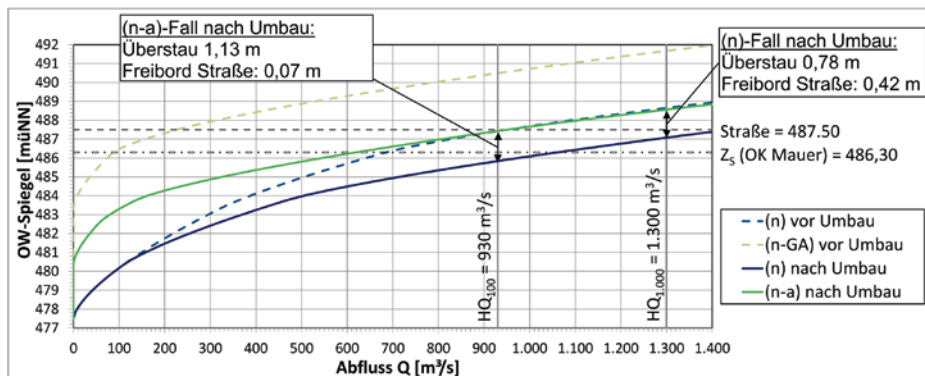


Bild 2: Hydraulische Leistungsfähigkeit Sperre Kibling

### 2.1 Grundablass mit Drucksegment mit Aufsatzklappe

Die alte, mechanisch mittels Zugseil angetriebene 13,6 m breite und 8,8 m hohe Walze wurde durch ein Drucksegment mit Aufsatzklappe ersetzt. Der Abfluss bei Stauziel beträgt 590 m³/s. Im (n-a)-Fall können über die Klappe 135 m³/s abgeführt werden. Hierfür wurden die Pfeiler ca. 45 cm und die Sohle 50 cm stark abgefräst und durch neue, im Bestand verankerte Betonbauteile ersetzt. Die Auflagerkräfte des Drucksegmentes werden über die Schalen und Konsolen flächig in den Bestand eingeleitet.

### 2.2 Hochwasserschleuse mit Rollschütz

Das alte 10,0 m breite und 2,9 m hohe Holzgleitschütz wurde durch ein Rollschütz mit Hydraulikantrieb ersetzt. Die Überlaufschwelle wurde, soweit ein bestehender Kontrollgang dies erlaubte, um 3,0 m abgesenkt und eine neue 50 cm starke, im Bestand verankerte Sohle eingebaut, um den maximalen Abfluss annähernd zu verdreifachen. Im Bereich der Stahlwasserbauteile wurden neue 35 cm starke Vorsatzschalen im Bestand verankert. Der Abfluss bei Stauziel erhöht sich von 90 m³/s auf 250 m³/s.

### 2.3 Fester Absperrbauwerkskörper mit Schlauchwehr

Der alte, 37,5 m breite feste Absperrbauwerkskörper ist eine Gewichtsstaumauer mit einer Fußbreite von ca. 20 m, die bei Überstau als fester Überlauf diente. Die Überlaufschwelle wurde auf einer Breite von 30 m um 2,5 m abgesenkt und eine luftgefüllte Schlauchmembran installiert. Dadurch kann bei Stauziel auch über diesen Bereich ein Abfluss von 215 m³/s abgegeben werden. Das Schlauchwehr wird normalerweise nicht zur Abflussregelung herangezogen, sondern im Bedarfsfall komplett geöffnet. Im Bereich der Schlauchmembran wurden die Wangen und die Sohle neu betoniert sowie verdübelt. Auf dem am rechten Steilufer verbleibenden Teil des Staukörpers (7,5 m) wurde eine verlängerte Wange gebaut, so dass auch weiterhin Geschiebe mittels LKW ins Unterwasser verbracht werden kann.

### 2.4 Neubau der Warte, der Bedienstege und neue Stauanlagensteuerung

Zusätzlich zu den Verschlüssen wurden auch die gesamte Infrastruktur der Stauanlage erneuert und die Steuerung optimiert.

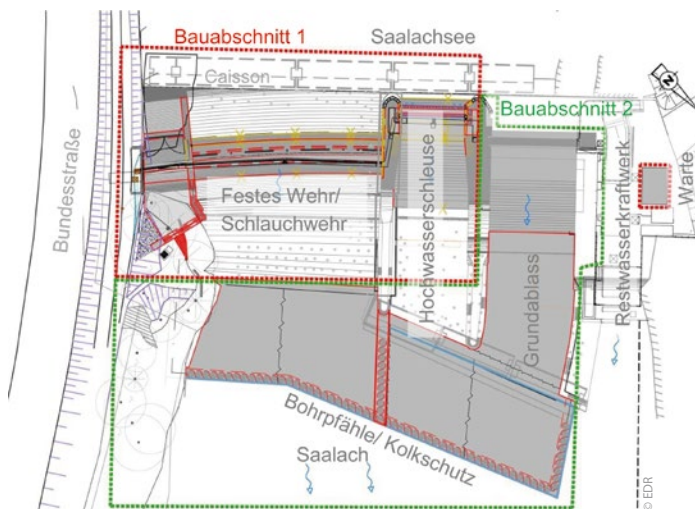


Bild 3: Bereiche der Stauanlage mit Bauabschnitten in der Übersicht

Die neue Betriebswarte beinhaltet alle nötigen Steuer- sowie Antriebseinrichtungen und wurde unterirdisch im Bereich des Restwasserkraftwerks erstellt.

Aus Gründen höherer Anforderungen an die Daten- und allgemeine Übertragungssicherheit sowie zur Minimierung der Bereitschaftseinsätze und zur Entlastung der Zentralschaltstellen wurde die gesamte Stauanlage einschließlich Kraftwerk automatisiert.

Um Schwall im Unterwasser möglichst gering zu halten, wurde eine Schwallwasserregelung für die Aufsatzklappe und das Rollschütz in das Steuerungsprogramm der Stauanlage implementiert, die bis zu einem Gesamtsollabfluss von 135 m³/s nur Durchflussänderungen von maximal bis 25 m³/s pro 15 Minuten zulässt. Wird z. B. die Abflussvorgabe vom Kraftwerksregler mit 40 m³/s vorgegeben, so werden nur bis zu 25 m³/s abgegeben und die Fail-save-Steuerung (F-Steuerung) unterbindet die weitere Öffnung bis zum Ende der eingestellten Viertelstunde. Dann wird weiter geöffnet um weitere 15 m³/s abzugeben. Werden währenddessen vom Kraftwerksregler höhere Abflusswerte gemeldet, so werden diese kumuliert, gespeichert und ebenfalls strikt gemäß Schwallwasserregel behandelt sowie in den entsprechend später freigegebenen Zeitabschnitten abgeführt. Nur der Handbetrieb auf den Pfeilern mit direkter Sicht auf die Verschlüsse lässt eine Bedienung ohne Schwallüberwachung zu. Eine ausführliche Darstellung ist bei Eberl et al. [1] zu finden.

## 2.5 Kolksituation und Gewährleistung der Standsicherheit

Da die Stauanlage kein Tosbecken besitzt, entstanden bei Hochwasser Auskolkungen im Unterwasserbereich bis zu einer Tiefe von ca. 14 m. Statische Untersuchungen zeigten, dass die globale Standsicherheit des Absperrbauwerks dann nach der aktuellen Normung nicht mehr ausreichend gegeben war.

Im Zuge der Modellversuche zum Anlagenbetrieb wurde auch die Kolksituation betrachtet. Als Ergebnis der Untersuchungen und Berechnungen wurde eine dauerhafte Bauwerksicherung mittels Schleppplatte auf einer rückverankerten Bohrfahlwand realisiert. Somit wird sich bei Hochwasser weiterhin im Unterwasser der neuen Schleppplatte – weiter vom Bauwerk entfernt – ein Kolksee bilden, der im Zuge der jährlichen Kiesverklappung wieder verfüllt wird.

Die Bohrfahlwand im Unterwasser wurde in einem Kopfbalken gefasst und mit 11 Anker im Fels rückgesichert, damit über die Schleppplatten auch Gleitkräfte aus dem Absperrbauwerk aufgenommen werden können.

## 2.6 Einteilung der Bauabschnitte und Bauhilfsmaßnahmen

Die Planungsvorgaben – insbesondere der Wunsch, die neuen Verschlüsse im Bereich der bestehenden Bausubstanz zu erstellen – waren mit schwierigen Bauzuständen verbunden. Ein wichtiger Punkt war dabei die sichere Ableitung der Saalach zu jeder Zeit der Baumaßnahmen, also auch bei Hochwasser. Die Bauzeit erstreckte sich von Sommer 2014 bis Sommer 2016 und war in zwei wesentliche Hauptbauabschnitte aufgeteilt. Zunächst wurden die Hochwasserschleuse im Schutz einer provisorischen Betonmauer und der feste Absperrbauwerkskörper (für das Schlauchwehr) bei abgesenktem See umgebaut. Der Abfluss wurde über den Grundablass geleitet. Das Baufeld im ersten Bauabschnitt war dadurch in der Regel trocken. Der Stillstand der Turbinen wurde für Arbeiten an den Turbinen, im Wasserschloss und im Zulaufstollen genutzt.

Im zweiten Bauabschnitt wurden der Grundablass umgebaut und die Kolksicherung erstellt. Der See wurde wieder gestaut und der Grundablass durch den vorhandenen Revisionsverschluss abgesperrt. Der Abfluss wurde durch das Saalachkraftwerk an der Baustelle vorbei und das Restwasser durch das Restwasserkraftwerk geleitet. Der Unterwasserstand der Stauanlage sank dadurch so weit, dass die Kolksicherung (Bohrpfahlwand,



**Bild 4:** Lage der Probefelder (Probefeld 3 oben und Probefeld 2 unten) im Pfeiler

Schleppplatten usw.) gebaut werden konnte. Die im Hochwasserfall nötige Durchströmung der Baubereiche und die infolge der Abflusscharakteristik kurze Vorwarnzeit prägten den Ablauf maßgebend. Dabei war auch ein Rückstau im Oberwasser zu vermeiden, was zu einem flexiblen Einsatz des alten Revisionsverschlusses führte.

Jeder Abschnitt war in die Teile Betoninjektionen, Abbruch und Beton- sowie Stahlwasserbau gegliedert. Die Beton- und Stahlwasserbauarbeiten wurden von Oktober bis April erledigt.

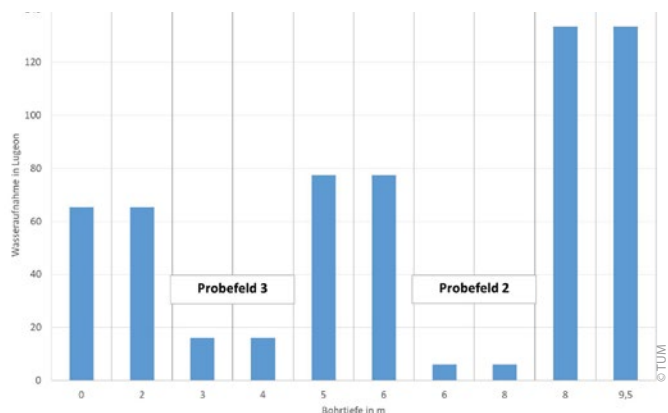
## 3 Bausubstanz, Bestandsuntersuchungen und Bestandertüchtigung

### 3.1 Bausubstanz und Bestandsuntersuchungen

Die Planung baute auf Bestandsplänen und Vermessungsdaten auf. Der Felshorizont im Ober- und Unterwasser war durch die Bestandsunterlagen der Caissons weitgehend bekannt. Die vorhandene Bausubstanz wurde wie folgt erkundet.

Die das Absperrbauwerk bildende Gewichtsstauwand besteht aus unterschiedlichen Baumaterialien. Die Oberflächen wurden aus Formsteinen, Klinker- oder hochwertigen Betonsteinen erstellt. Der aus Flusskies in Lagen eingebaute Beton hat eine deutlich geringere Qualität. Dieses heterogene Bauteilgefüge wurde nach der Konzeptstudie mit acht vertikalen Bohrungen, die zu Pegelstellen ausgebaut wurden, erkundet. Die gewonnenen Kerne wurden auf ihr Gefüge, die Festigkeit und Durchlässigkeit hin untersucht. Acht weitere Kernbohrungen ergänzten das Erkundungsnetz.

Zur Klärung der Frage nach Neu-bau oder Sanierung der Gewichtsstauwand spielten der Zustand, die Betriebsbedingungen und auch der Denkmalschutz eine wichtige Rolle. Bei der Stauanlage Kibling hatte sich der Bauherr entschlossen, die Anlage weitgehend zu erhalten. Erste Untersuchungen der Betonsubstanz ergaben eine hohe Porosität, Wasserdurchtritte vom Oberwasser und Fragen nach der Festigkeit des Betons für die notwendige Tragfähigkeitsberechnung. Kernbohrungen zeigten bereichsweise, dass die Kieskörner keine Kornbindung mehr hatten. Offensichtlich war im Bestand über die Zeit ein Großteil des Bindemittels ausgetragen worden. Nun war ein



**Bild 5:** Ergebnis der Durchlässigkeitsversuche im Bereich der Probefelder

inhomogenes Gefüge vorhanden. Daher war eine Verbesserung der Betonstruktur durch Betoninjektionen unumgänglich.

### 3.2 Probeinjektionsfelder bei der Sanierung des Absperrbauwerks

Um eine größere Sicherheit bezüglich der Verpressmengen und des Konzepts für die Bauwerksertüchtigung mittels Betoninjektionen zu erhalten, wurden in der Planung drei Probeflächen ausgeschrieben, von denen zwei ausgeführt wurden. In **Bild 4** sind die Probefelder im Pfeiler zwischen Grundablass und Hochwasserschleuse dargestellt.

Die Injektionsrate wurde mit 1-1,5 l/min und der maximale Injektionsdruck mit 5 bar festgelegt. Die Injektionsbohrungen (Durchmesser  $d = 37 \text{ mm}$ , 1,0 m tief) wurden als Hammerbohrung abgeteuft und mit Wasser gespült. Als Bindemittel kam das Feinstbindemittel Mikrodur R-X auf Hütten-sandbasis mit  $d_{95} < 6 \mu\text{m}$  zum Einsatz. Der Wasser/Bindemittel-Wert betrug 2,0 mit 2 % Fließmittel.

Das Injektionsgut hatte eine Auslaufzeit aus dem Marschtrichter von  $t_a = 52 \text{ Sekunden}$ , eine Dichte von  $\rho = 1,3 \text{ kg/dm}^3$  und das Absetzmaß betrug nach 2 Std 2 %.

Durch die Variation des Abstandes der Injektionsbohrungen von 30 cm und 50 cm sollten Daten für eine technisch-wirtschaftliche Optimierung der Arbeiten gewonnen werden.

Die Umläufigkeit bei den Bohrlöchern wurde durch entsprechende Untersuchungen geprüft, um Aussagen hinsichtlich der Durchlässigkeit in situ zu gewinnen. Im Probefeld 2 wurden in 29 Bohrungen 3 000 Liter und im Probefeld 3 bei 18 Bohrungen 3 090 Liter Suspension verpresst.

Umfangreiche Wasserabpressversuche und die Entnahme von Bohrkernen zur Überprüfung der Druckfestigkeit sollten die Eignung des Betons in den sanierten Bereichen der Probefelder für die Standsicherheitsbetrachtung erbringen. Der maximale Druck betrug bei den Durchlässigkeitsversuchen 1,5 bar. **Bild 5** zeigt die Ergebnisse der Durchlässigkeitsversuche in einer senkrechten Bohrung in der Mitte der Probefelder im Abstand von 1 m von der Außenkante des Betons, wobei die Druckstufe von 1,5 bar auf 10 bar – entsprechend den Lugeonwerten – umgerechnet wurde.

Die Qualität des injizierten Betons wird aus **Bild 6** deutlich. Die erforderliche Betonfestigkeitsklasse von C 12/15 wurde durch die Injektionen erreicht.

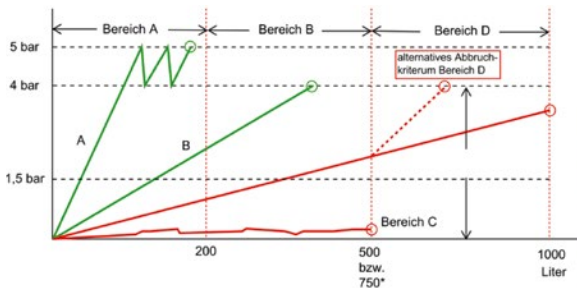
### 3.3 Bestandsertüchtigung mittels Injektionen

Durch die Betoninjektionen der Pfeiler werden zwei grundsätzliche Ziele verfolgt:

- Zum einen die Vergütung der Pfeilerköpfe zur Verbesserung der Abdichtung. Damit soll das Einströmen von Wasser in



**Bild 6:** Bohrkerne vor (oben) und nach den Injektionen (unten)



**Bild 7:** Volumen-Druck-Diagramm aus der Injektionsanweisung, Injektionsausführung



die Bausubstanz und ein fortschreitender Austrag von Bindemittel verhindert werden.

- Zum anderen die Vergütung der Bereiche, in denen die zum Teil veränderten Auflagerlasten eingeleitet werden, d. h. zur Verbesserung der Tragfähigkeit (ggf. Druckfestigkeit, Schubtragfähigkeit). Die Vergütung erhöht die Dichtigkeit und die Reibung in den Trennfugen, verbessert das Verbundverhalten der Bohranker sowie die Stabilität des Bestands auch für den nachfolgenden Teilabbruch (**Bild 6**).

Demnach wurden folgende Bereiche bzw. Bauteile in das Injektionsprogramm aufgenommen:

- Bereiche, in denen die Vorsatzschalen ergänzt werden (Pfeiler),
- Auflagerbereiche des bestehenden Revisionsverschlusses vor dem Drucksegment,
- Stellen konzentrierter Krafteinleitung aus den neuen Verschlüssen als horizontale Injektionen,
- die Pfeilerköpfe, um einen Wassereintritt in das Betongefüge zu verhindern, als vertikale Injektionen, da in diesem Bereich aufgrund des immer anstehenden Oberwassers keine horizontalen Injektionen möglich sind.

Aufgrund von bauzeitlichen Zwängen wurde ein Großteil der vertikalen Injektionsbohrungen an den Pfeilerköpfen erst nach Ende aller anderen Baumaßnahmen im Sommer 2016 ausgeführt.

## 4 Erfahrungen aus der baulichen Umsetzung

### 4.1 Bedeutung und Umfang der Voruntersuchungen

Aufgrund der schwierigen Zuwegung und der damit verbundenen hohen Aufwendungen wurde weitgehend auf Voruntersuchungen der Geometrie und des Untergrunds verzichtet. Während der Planung wurden dann die Bauwerkssubstanz untersucht und die

zugänglichen Bereiche vermessen. Baubegleitend waren deshalb immer wieder Korrekturen in den Ausführungsplänen erforderlich.

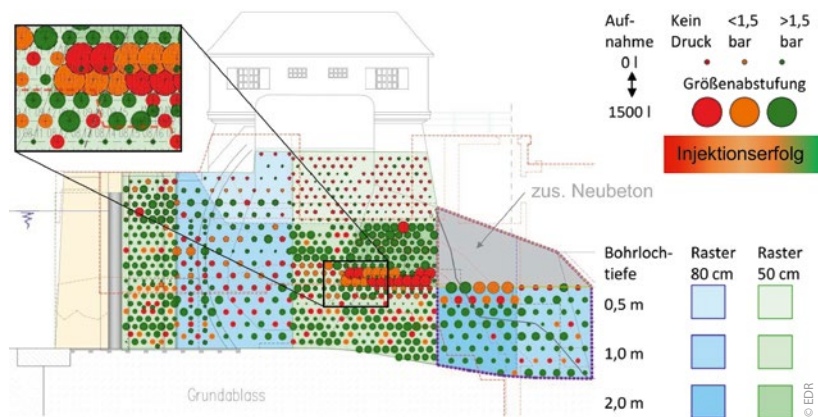
#### 4.2 Überwachung und iterative Optimierung der Injektionsarbeiten

Als Grundlage für die Betoninjektionen wurde eine Injektionsanweisung erstellt, die während der Bauausführung laufend an die Gegebenheiten angepasst wurde. Darin enthalten sind wesentliche Grundlagen, wie die Förderrate, der Wasser-Bindemittel-Wert sowie Abbruchkriterien, wie der jeweilige Verpressdruck und das injizierte Volumen je Bohrung (**Bild 7**).

Es wurde in den Horizontalbohrungen zunächst mit einer Förderrate von 2,0 l/min im Bohrloch verpresst. Die Förderrate konnte aufgrund der guten Erfahrungen während der Arbeiten auf 2,5 l/min und schließlich auf 3,0 l/min gesteigert werden. Der Wasser/Bindemittel-Wert betrug für alle Injektionen 2,0. Bei den untersten Passen der Vertikalbohrungen wurde er auf 1,5 angepasst, um zu verhindern, dass zu viel Suspension in den Untergrund entweicht. Bei Erreichen des Injektionsvolumens von 1 000 Litern pro Bohrmeter wurde die Injektion beendet, bei ausbleibendem Druckaufbau bereits bei 500 Litern. Bei 4 bar Druck und mehr als 200 Liter je Bohrmeter wurde die Injektion ebenfalls abgebrochen. Im Bereich unter 200 Liter war der Grenzdruck 5 bar, anschließend wurde der Druck 3-mal zwischen 4 und 5 bar alterniert (**Bild 7**).

Der Injektionsfortschritt wurde bei der Maßnahme laufend verfolgt und ausgewertet. So konnte die Prognose für die Bauzeit und das Verpressvolumen fortlaufend angepasst werden. Die Kosten und Termine wurden überwacht. Die Darstellung der Injektionsergebnisse ist in **Bild 8** beispielhaft dargestellt. Durch die Visualisierung erkennt man sofort Bereiche verschiedener Qualität. In hydrostatisch und statisch belasteten Bereichen (Dichtebene der Verschlüsse und Lasteinleitungsbereiche) wurde zwischen den planmäßigen Injektionen noch gezielt nachverpresst. Außerdem wurden die nachfolgenden Abbruch- und Neubaubereiche optimiert.

Betonuntersuchungen nach Fertigstellung der Verpressarbeiten an der in **Bild 8** dargestellten Pfeilerfläche ergaben, dass im betrachteten Bereich eine Druckfestigkeit >20 N/mm<sup>2</sup> und ein nahezu undurchlässiges Betongefüge erreicht werden konnte. In diesem beispielhaft betrachteten Bereich lag die Aufnahme bei



**Bild 8:** Darstellung der Injektionsergebnisse am Pfeiler A (kontinuierliche Auswertung)

ca. 500 Liter Suspension pro Bohrmeter bei einem Raster von 80 x 80 cm bzw. 50 x 50 cm.

#### Autoren

**Felix Eberl**

EDR GmbH  
Dillwächterstraße 5, 80686 München  
f.eberl@edr.de

**Christoph Mexis**

DB Energie GmbH  
Thumseestraße 25, 83435 Bad Reichenhall  
christoph.mexis@deutschebahn.com

**Dr.-Ing. Peter Muckenthaler**

Ingenieurbüro Dr. Muckenthaler  
Dr.-August-Einsele-Ring 12, 82418 Murnau  
ib.dm@t-online.de

**Prof. (em.) Dr.-Ing. Theodor Strobl**

Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU München  
Arcisstraße 21, 80333 München  
theodor.strobl@tum.de

#### Literatur

- [1] Eberl, F.; Mexis, C.; Muckenthaler, P.; Strobl, T.: Rehabilitation and upgrading of the Kibling Dam. In: WasserWirtschaft 108 (2018), Extra, S. 23-27.

Felix Eberl, Christoph Mexis, Peter Muckenthaler and Theodor Strobl

#### Rehabilitation and upgrading of the Kibling Dam

This article addresses the design, planning and implementation of a project to upgrade and rehabilitate the Kibling Dam and its control system. It describes issues relating to designing the dam to be compliant with standards for flood control, to the complete rehabilitation of an old structure using grouting and to additional modern scour protection measures. Particular attention is also paid to hydraulic engineering and engineering issues connected to the omnipresent risk of flooding during the rehabilitation project.

Springer Professional.de

Kolksicherung

Schneider, J.; Harb, G.; Shahriari, S.: Modelltechnische Untersuchungen im Rahmen des Projekts „Erneuerung Kraftwerk Töging“. In: WasserWirtschaft, Ausgabe 04/2018. Wiesbaden: Springer Vieweg, 2018.  
www.springerprofessional.de/link/15564922

Morgenschweiß, G.: Kontinuierliche Erfassung des Durchflusses. In: Hydrometrie. 2. Auflage. Berlin Heidelberg: Springer Vieweg, 2018.  
www.springerprofessional.de/link/15424508