

Sanierung und Ertüchtigung Stauanlage Kibling

Anpassung der hydraulischen Leistungsfähigkeit an die aktuelle Normung und Verbesserung der Bausubstanz sowie der Standsicherheit

Felix Eberl, Peter Muckenthaler, Theodor Strobl

Zusammenfassung

Der vorliegende Beitrag befasst sich mit der Konzeption, Planung und Realisierung zur Ertüchtigung und Sanierung der Flusssperre Kibling. Dabei werden Fragen der normkonformen Auslegung der Stauanlage zur Hochwasserableitung, der Grundsanierung einer sehr alten Bausubstanz mittels Betoninjektionen und zusätzliche zeitgemäße Kolk sicherungsmaßnahmen beschrieben. Besonderes Augenmerk liegt dabei auch auf wasserbaulichen und bautechnischen Fragestellungen im Zusammenhang mit einer allgegenwärtigen Hochwassergefahr während der technisch aufwändigen Sanierung innerhalb kurzer Bauzeitfenster in den hochwasserärmeren Wintermonaten.

1 Einleitung und Historie

Das Wasserkraftwerk Bad Reichenhall der DB Energie ist seit über 100 Jahren in Betrieb. Am 1. Januar 1914 begannen die Turbinen und Generatoren die Kraft, des durch die Flusssperre Kibling aufgestauten Saalach Wassers in elektrische Energie umzuwandeln. Gedacht war es zur Versorgung der bereits 1888 erbauten Eisenbahnstrecke nach Berchtesgaden. Hier kamen bis zur Elektrifizierung Dampflokomotiven zum Einsatz, die mit den Ansprüchen eines Luftkurortes nicht vereinbar waren. Die Stromversorgung aus der Wasserkraft bot für alle Beteiligten eine Ideallösung. Strom aus Wasserkraft wurde auch als „Weiße Kohle“ bezeichnet.

Da sich die Saalach aufgrund der starken Pegelschwankungen für ein herkömmliches Laufwasserwerk nicht eignete, entschieden sich die Kraftwerksbauer dazu, die Saalach durch ein Wehr bei Kibling zu stauen. Über einen 576 Meter langen Druckstollen gelangt das Wasser zu den mittlerweile fünf Turbinen. Danach wird es über einen 600 Meter langen Unterwasserkanal wieder der Saalach zugeführt.

Die Anforderungen der DIN 19700 Teil 13 (Flusssperren) wurden in dem letzten Jahrzehnt deutlich verschärft. Dazu mussten auch die Bemessungshochwässer für die Wehranlage der Flusssperre infolge der vermehrten Abflüsse der Saalach nach oben korrigiert werden. Nicht zuletzt führte auch die Blockierung des leistungsfähigsten Verschlusses, der Grundwalze, zu der Notwendigkeit der Sanierung und Leistungserhöhung der gesamten Wehranlage. Allerdings kamen bei dieser Wehrblockade äußerst ungünstige Voraussetzungen zusammen:

Am 19. August 1974 verursachten schwere Gewitterregen eine Hochwasserwelle und einen unbemerkten Überstau des Sees von 70 cm. Vor dem Stauwehr bildete sich ein Teppich aus Baumstämmen und Treibholz von ca. 3500 m² Größe. Da die Hochwasserschleuse wegen Überflutung nicht mehr geöffnet werden konnte, wurde der Grundablass geöffnet. Die einbrechenden Holzmassen hoben den Grundablass aus der beidseitigen Zahnstangenführung, der Schleusenkörper stellte sich quer und der See entleerte sich vollständig (s. Abb. 1).

Eine erste Abschätzung der Leistungsfähigkeit der Wehranlage Kibling hatte ergeben, dass beim Auftreten extremer Hochwasserabflüsse das höchste, genehmigte Stauziel deutlich über-

schritten wird. Die Bemessungshochwasserabflüsse mit $BHQ_1 = 930 \text{ m}^3/\text{s}$ (HQ_{100}) und $BHQ_2 = 1.300 \text{ m}^3/\text{s}$ ($HQ_{1.000}$) wurden vom Wasserwirtschaftsamt Traunstein festgelegt.

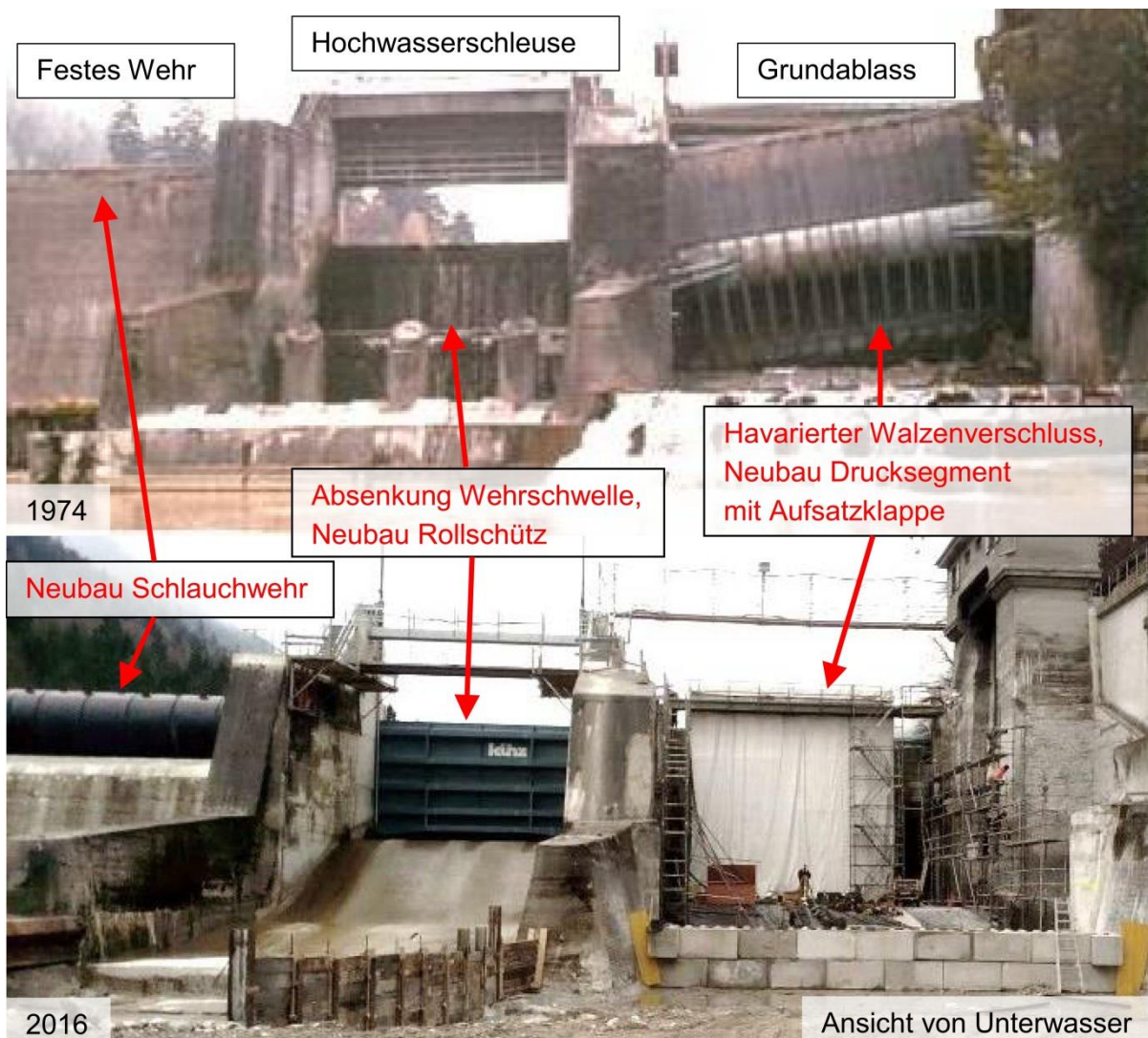


Abb. 1 Havarie Walzenwehr 1974, Zustand Umbau 2016 (Quelle: DB Energie, EDR)

Unter zugrunde Legung dieser Abflusswerte errechnet sich beim Abfluss des BHQ_1 unter Beachtung der nach der DIN 19700 vorgeschriebenen (n-1) Regel, wonach das leistungsfähigste Verschlussorgan nicht angesetzt werden darf, eine Überströmung des Wehres von ca. 4 m. Beim BHQ_2 reduziert sich die Überströmhöhe des Wehres auf 3 m; dies bedeutet aber immer noch eine Überströmung der rechtsseitigen Bundesstraße um ca. 2 m. Das Aufgabenziel war bei den ersten Berechnungen und Überlegungen die Wehranlage soweit zu ertüchtigen, damit auch beim Auftreten der Bemessungsabflüsse BHQ_1 und BHQ_2 ein Freibord von wenigen Dezimetern bei der an der Sperre vorbeiführenden Bundesstraße verbleibt (s. Abb. 2).

In diesem Zusammenhang bleibt anzumerken, dass bei der Sanierung und Ertüchtigung der Wehranlage gewisse Abweichungen von den geltenden Normen erforderlich waren um einen Neubau des Wehres zu vermeiden. Es zeigt sich in der Zusammenarbeit mit dem Planer, der Aufsichtsbehörde, der DB Energie und der Technischen Universität München, dass die Normen nicht als Gesetz verstanden werden dürfen und begründete Ausnahmen auch heute noch möglich sind. Durch diese pragmatische Lösung wurde ein Problem sinnvoll und wirtschaftlich vertretbar für alle Beteiligten gelöst.

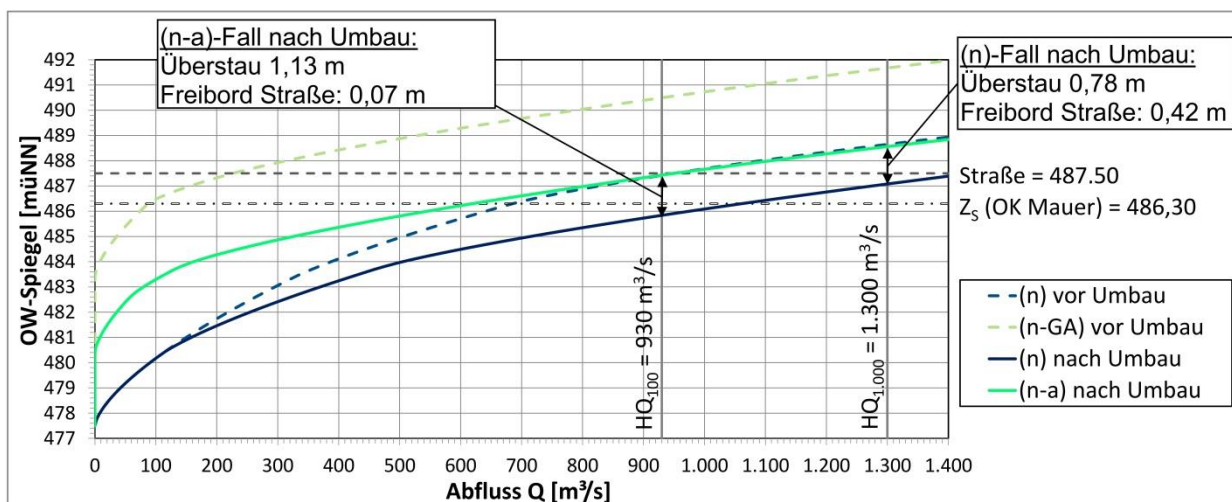


Abb. 2 Hydraulische Leistungsfähigkeit Sperre Kibling (Quelle: Versuchsanstalt Oberrach)

2 Planungskonzept, Anlagenbestandteile und Bausubstanz

2.1 Planungskonzept

Die aus drei unterschiedlichen Wehrfeldern bestehende Stauanlage ist im Oberwasser und teilweise unterwasserseitig auf Betonsenkkräften (Caissons) gegründet. Die Senkkästen stehen weitgehend auf Fels und dienen neben der Gründung als Dichtungselemente. Im Winter 2004/05 wurde linksseitig neben der Wehranlage ein Restwasserkraftwerk errichtet.

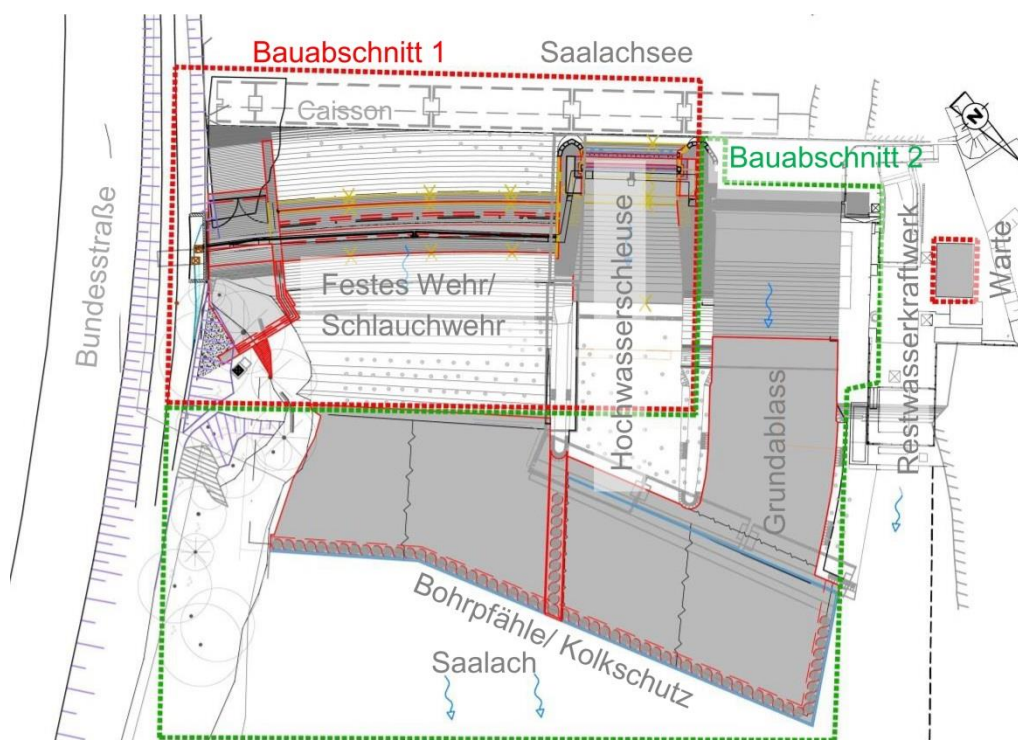


Abb. 3 Wehranlage mit Bauabschnitten in der Übersicht

Die Planung sieht u.a. die Steigerung der Abflussleistung, die Sanierung der Bausubstanz durch Betoninjektionen, Teilabbrüche für zusätzliche (Schlauchwehr) bzw. größere Verschlüsse (neues Rollschütz), den Austausch der bisherigen Walze in ein Drucksegment mit Aufsatzklappe, eine unterwasserseitige Kolksicherung und eine neue Betriebswarte sowie Regelung vor.

2.1.1 Grundablass

Die ca. 80 t schwere Walze in Nietkonstruktion besteht aus einem torsionssteifen Zylinder, auf dem unten eine viertelkreisförmige und oben eine ebene Stauwand mittels Fachwerkkonstruktion montiert ist. Der Walzenverschluss besitzt beidseitig einen Zahnkranz, der in Nischen auf einer Zahnschiene läuft und einseitig über ein Hubseil gehoben wird. Das Walzenwehr kann unter Stauziel nicht mehr geschlossen werden, so dass der Saalachsee abgestaut werden muss. Hieraus resultiert auch ein Erzeugungsverlust für das Wasserkraftwerk.

Die Walze wird durch ein Drucksegment mit Aufsatzklappe ersetzt, wobei die Antriebsgeometrie aus dem Bauwerksbestand resultiert (s. Abb. 4, Tab. 1). Somit kann zur Ermittlung der Abflussleistung ergänzend zur (n-1) Regel, DIN 19700 die (n-a) Bedingung, DVWK-Merkblatt 216/1990 mit anlagenspezifischen Ausfallkennwerten angewendet werden. Die (n-a) Bedingung ist eine Sonderregelung für bestehende, aber der (n-1) Regel nicht genügende Wehre. Voraussetzung dafür ist eine besondere anlagenspezifische Konzeption, die im Wesentlichen die Wahl der Betriebsverschlüsse und ihrer Antriebe sowie die Steuerung und die Betriebseinrichtungen, wie z.B. die Revisionsverschlüsse bzw. besondere Betriebsanweisungen betrifft.

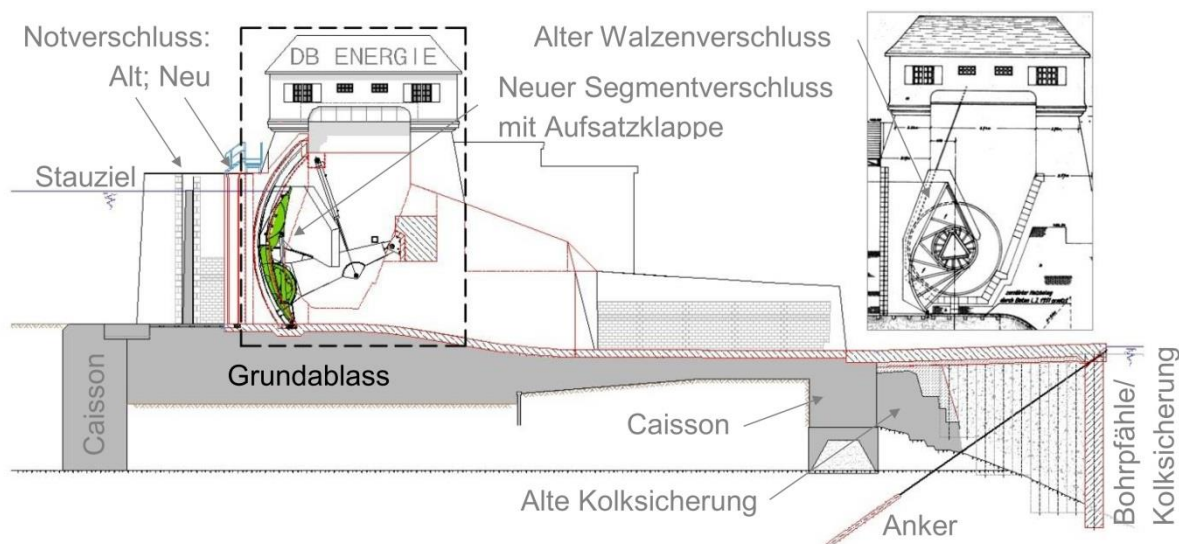


Abb. 4 Querschnitt Grundablass mit neuem Drucksegment und Aufsatzklappe

Hierfür werden die Wehrpfeiler ca. 35 bis 45 cm und die Sohle 50 cm stark abgefräst und durch neue im Bestand verankerte Betonbauteile ersetzt. Die Auflagerkräfte des neuen Drucksegmentes werden über die Schalen und Konsolen flächig in den Bestandsbeton eingeleitet.

Tab. 1 Daten Grundablass

	Bestand	Nach Umbau
Verschlusstyp, Antrieb:	Walzenwehr, mechanisch mit Zugseil	Drucksegment mit Aufsatzklappe, hydraulisch
Breite / Höhe:	13,6 m / 8,8 m	13,6 m / 8,8 m
Abfluss bei Stauziel:	590 m ³ /s	590 m ³ /s bzw. 135 m ³ /s (n-a)-Fall
Dammbalken	23 horizontale HEA-Träger	4 Stahlelemente

2.1.2 Hochwasserschleuse

Das bestehende Holzgleitschütz wird durch ein Stahlrollschütz ersetzt. Die Wehrschwelle wird soweit der Kontrollgang dies zulässt abgesenkt und eine neue 50 cm starke im Bestand verankerte Sohle eingebaut, um den maximalen Abfluss annähernd zu verdreifachen. Im Bereich der Stahlwasserbauteile werden neue 35 cm starke im Bestand verankerte Vorsatzschalen gebaut, die lichte Breite bleibt unverändert (s. Abb. 5, Tab. 2).

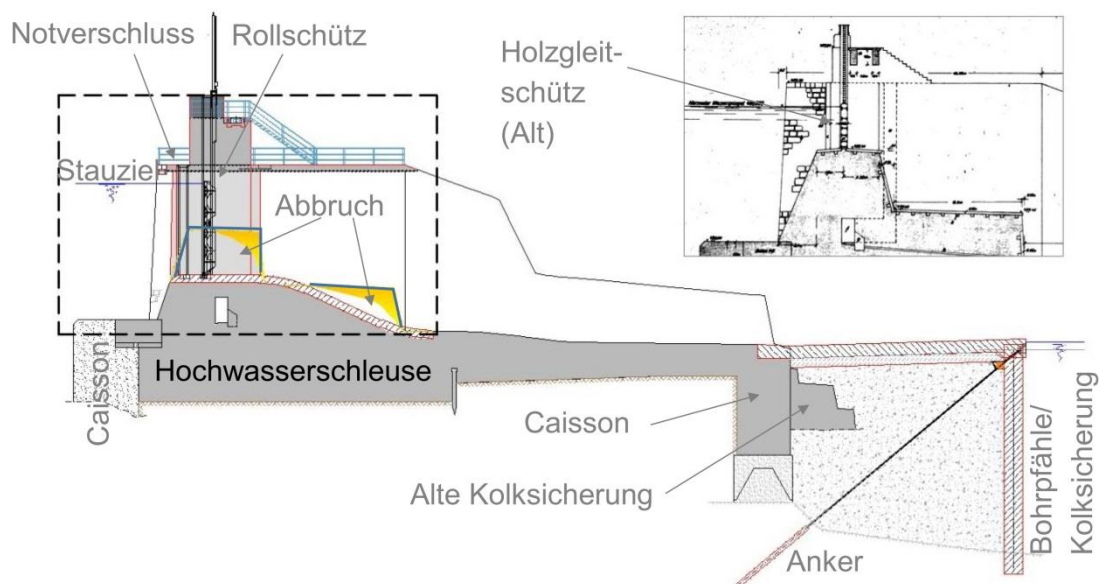


Abb. 5 Querschnitt Hochwasserschleuse mit Absenkung und neuem Verschluss

Tab. 2 Daten Hochwasserschleuse

	Bestand	Nach Umbau
Verschlusstyp, Antrieb:	Holzgleitschütz, elektromech.	Stahlrollschütz, hydraulisch
Breite / Höhe:	10,0 m / 2,9 m	10,0 m / 5,9 m
Abfluss bei Stauziel:	90 m ³ /s	250 m ³ /s
Dammbalken	Nicht vorhanden	3 Stahlelemente

2.1.3 Festes Wehr / Schlauchwehr

Das alte 37,5 m breite Feste Wehr ist eine Schwergewichtsmauer mit einer Fußbreite von ca. 20 m, die bei Überstau als Überlaufschwelle dient.

Der Staukörper wird auf einer Breite von 30 m abgesenkt und es wird in diesem Bereich ein luftgefülltes Schlauchwehr installiert (s. Abb. 6, Tab. 3). Dadurch kann bei Stauziel nun auch über diese Wehrschwelle Abfluss abgegeben werden. Das Schlauchwehr wird i.d.R. nicht zur Abflussregelung herangezogen, sondern im Bedarfsfall komplett geöffnet. Im Bereich des Schlauchwehres werden die Wangen und die Sohle neu betoniert und mit dem Bestand verdübelt. Auf dem am rechten Steilufer verbleibenden Teil des Staukörpers (7,5 m) wird eine verlängerte Wehrwange gebaut, so dass auch weiterhin Geschiebe mittels LKW ins Unterwasser verklappt werden kann. Dies passierte bisher direkt über die feste Wehrschwelle.

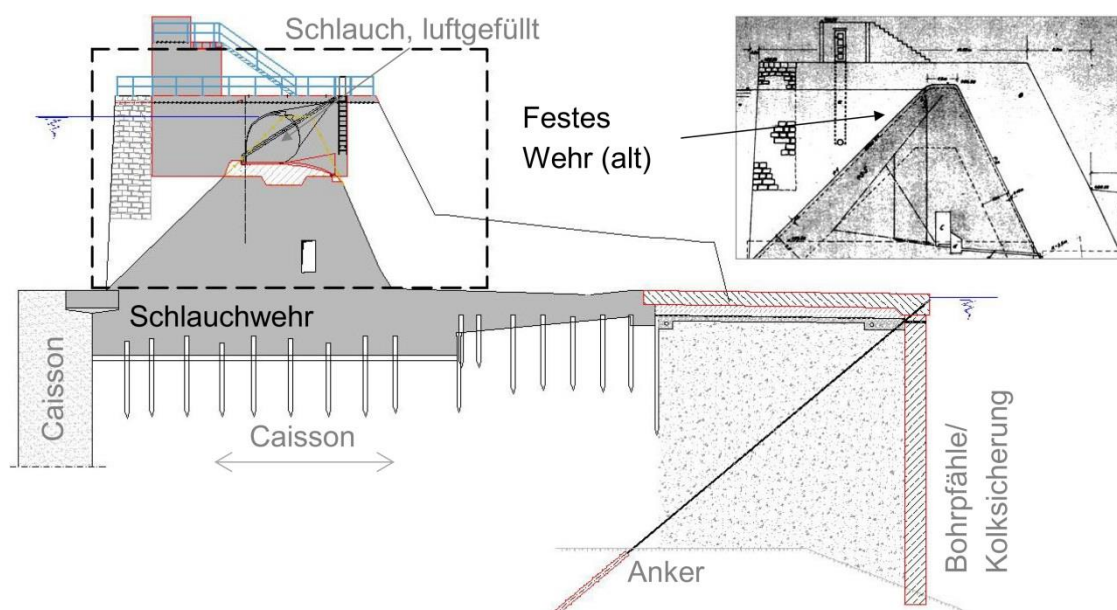


Abb. 6 Querschnitt Festes Wehr / Schlauchwehr

Tab. 3 Daten Schlauchwehr

	Bestand	Nach Umbau
Verschlussstyp, Antrieb:	Feste Wehrschwelle, entfällt	Schlauchwehr, luftgefüllt
Breite / Höhe:	37,5 m / auf Stauziel	30,0 m / 2,5 m
Abfluss bei Stauziel:	Kein Abfluss	215 m ³ /s

2.1.4 Neubau Warte, Stahlbau, Stege, Leitungsführung

Zusätzlich zu den Wehrverschlüssen wird auch die komplette Infrastruktur der Stauanlage erneuert und die Steuerung optimiert. Die neue Betriebswarte beinhaltet alle erforderlichen Steuer- und Antriebseinrichtungen und wird unterirdisch, hochwassersicher im Bereich des Restwasserkraftwerks erstellt. Von dort laufen alle Leitungen durch das alte Windwerkhaus über die neuen Wehrstege zu den Verschlussorganen.

2.1.5 Kolkssituation und Sicherung der Standsicherheit

Da die Wehranlage über kein Tosbecken verfügt, entstanden bei Hochwasser starke Auskolkungen im Unterwasserbereich der Stauanlage. Bekannt sind Kolke im Unterwasser bis zu einer Tiefe von ca. 14 m. Statische Untersuchungen zeigen, dass die globale Standsicherheit der Stauanlage dann nach der aktuellen Normung nicht mehr ausreichend gegeben ist.

Im Zuge der Modellversuche zum Anlagenbetrieb wurde auch die Kolkssituation betrachtet. Als Ergebnis der Untersuchungen und Berechnungen wird eine dauerhafte Bauwerkssicherung mittels Schleppplatte auf einer rückverankerten Bohrpfahlwand realisiert (vgl. Abb. 4). Der Bau eines Tosbeckens wird aus wirtschaftlichen Gründen und den erheblichen Eingriffen verworfen. Somit wird sich bei Hochwasser weiterhin im Unterwasser der neuen Schleppplatte - weiter vom Bauwerk entfernt - ein Kolksee bilden, der im Zuge der notwendigen jährlichen Kiesverklappung wieder verfüllt wird.

Die unterwasserseitige Bohrfahlwand wird in einem Kopfbalken gefasst und mit 11 Anker rückgesichert, um über die Schleppplatte auch Gleitkräfte aus der Wehranlage aufzunehmen.

2.1.6 Einteilung der Bauabschnitte und Bauhilfsmaßnahmen

Die Planungsvorgaben - insbesondere der Wunsch, die neuen Wehrbereiche im Bereich der bestehenden Bausubstanz zu erstellen - waren mit der Planung schwieriger Bauzustände verbunden. Ein wesentlicher Gesichtspunkt war dabei die sichere Ableitung der Saalach zu jedem Zeitpunkt der Baumaßnahme, also auch bei Hochwasser. Die Bauzeit erstreckt sich von Sommer 2014 bis Sommer 2016 und ist in zwei wesentliche Hauptbauabschnitte aufgeteilt. Zunächst werden die Hochwasserschleuse im Schutz einer kompakten Hochwasserschutzmauer aus Beton und das Feste Wehr (Schlauchwehr) bei abgesenktem See umgebaut. Während dieser Zeit wird der Abfluss über den Grundablass abgeleitet. Das Baufeld im Bauabschnitt 1 fiel dadurch i.d.R. planmäßig trocken. Der Stillstand der Turbinen wird für Instandhaltungsarbeiten an den Turbinen, im Wasserschloss und im Zulaufstollen genutzt. Im zweiten Bauabschnitt wird der Grundablass umgebaut und die Kolksicherung erstellt. Jeder Bauabschnitt ist in die Teile Bauwerksertüchtigung mittels Injektionen und Abbruch sowie Betonbau in Kombination mit dem Stahlwasserbau gegliedert. Die Bauhauptmaßnahmen (Anpassung Betonbau und Stahlwasserbau) werden in den hochwasserarmen Zeiten von Oktober bis April gelegt.

Im Bauabschnitt 2 ist der See wieder gestaut und der Grundablass durch den vorhandenen Revisionsverschluss trockengelegt. Der Normalwasserabfluss wird durch das Saalachkraftwerk an der Baustelle vorbeigeleitet, das Restwasser wird durch das Restwasserkraftwerk geleitet. Der Unterwasserbereich der Stauanlage fällt dadurch soweit trocken, dass die Kolksicherung (Bohrpfahlarbeiten und Schleppplatten) gebaut werden kann. Die im Hochwasserfall vorgesehene Durchströmung der Baubereiche zur Kolksicherung und die infolge der Abflusscharakteristik der Saalach vorhandene kurze Vorwarnzeit prägen den Arbeitsablauf maßgebend. Dabei ist auch ein Rückstau im Oberwasser zu vermeiden, was zu einem flexiblen Einsatz des Revisionsverschlusses führte. Während den Bauwerksverbesserungen in den Sommermonaten wurde z.B. der Revisionsverschluss im Grundablass nur auf die halbe Höhe, d.h. teilweise eingebaut, um im Hochwasserfall noch genug Abflussquerschnitt garantieren zu können.

2.2 Bausubstanz, Bestandsuntersuchungen und Bestandertüchtigung

2.2.1 Bausubstanz und Bestandsuntersuchungen

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

Die Wehranlage 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 ergänzen das Erkundungsnetz.

Es zeigt sich, dass im Bestand im Lauf der Zeit ein Großteil des Bindemittels ausgetragen wurde und ein inhomogenes Gefüge vorhanden ist. Um eine größere Sicherheit bezüglich erforderlicher Mengen und des Konzepts für die Bauwerksertüchtigungen mittels Betoninjektionen zu erhalten, wurden in der Planung drei Probeinjektionsflächen ausgeschrieben, von denen zwei

ausgeführt wurden. An Ihnen wurden wichtige Faktoren, wie Raster, Druck, Wasser-Bindemittel-Wert etc. variiert. Anhand der Ergebnisse der Probeinjektionen wurden schließlich die Prognosemengen für die Betonvergütung ermittelt. Die Injektionserfolge wurden mit weiteren Bohrkernen verifiziert und dienen auch als Grundlage für die statischen Berechnungen.

2.2.2 Bestandertüchtigung 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 die Bausubstanz und ein fortschreitender Austrag von Bindemittel verhindert werden, was die Dauerhaftigkeit wesentlich verbessert.

Zum anderen die Vergütung der Bereiche, in denen die z.T. veränderten Auflagerlasten eingeleitet werden, d. h. zur Verbesserung der Tragfähigkeit (ggf. Druckfestigkeit, Schubtragfähigkeit). Die Vergütung erhöht die Dichtigkeit, die Reibung in den Trennfugen, verbessert das Verbundverhalten der Bohranker sowie die Stabilität des Bestands auch für den folgenden Teilabbruch (s. Abb. 7). Demnach wurden folgende Punkte 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. Außerdem die Pfeilerköpfe, um einen Wassereintritt in das Betongefüge zu verhindern als vertikale Injektionen, da in diesem Bereich aufgrund des anstehenden Oberwassers keine horizontalen Injektionen möglich sind.



Abb. 7 Bohrkern vor (oben) und nach den Injektionen (unten) (Quelle: SBI, EDR)

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

3 Erfahrungen aus der baulichen Umsetzung

3.1 Bedeutung und Umfang der Voruntersuchungen

Aufgrund der schwierigen Zuwegung der Stauanlage und den damit verbundenen hohen Aufwendungen wurde weitgehend auf Voruntersuchungen verzichtet. Während der Planungsphase wurden dann die Bauwerkssubstanz untersucht und die zugänglichen Bereiche vermessen (s. Kap. 2.2.1). Alle weiteren Informationen zur Bauwerksgeometrie mussten den Bestandsplänen entnommen werden. Im Verlauf der Bauausführung hat sich gezeigt, dass die Bestandsunterlagen z.T. ungenau waren und immer wieder Korrekturen in den Ausführungsplänen erforderlich wurden. In der Planung bestanden zudem bis zuletzt Unsicherheiten, da die Baugrund- und Kampfmitteluntersuchungen erst nach Herstellung der aufwendigen Zuwegungen kurz vor Beginn der Bauausführung erfolgen konnten.

3.2 Überwachung und iterative Steuerung der Injektionsarbeiten

Als Grundlage für die Ausführung der Betoninjektionen wurde eine Injektionsanweisung erstellt, die während der Bauausführung laufend an die örtlichen 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 pro Bohrloch (vgl. Abb. 8).

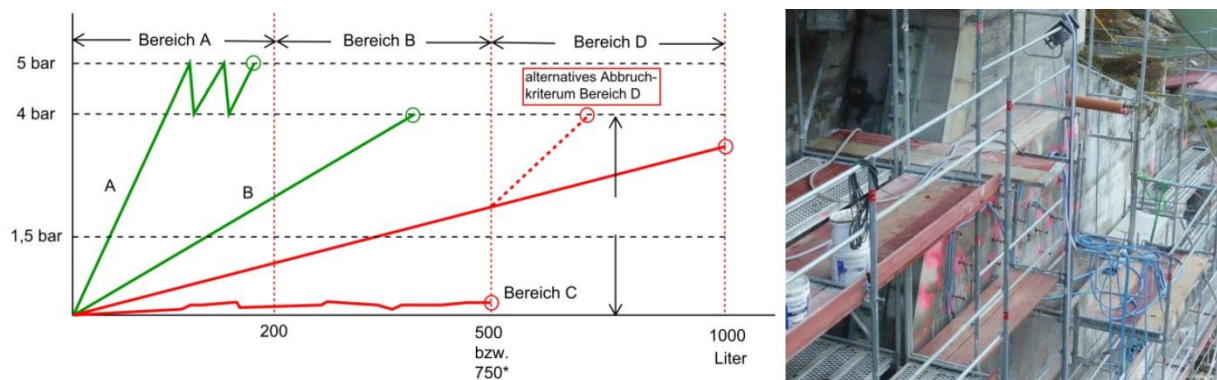


Abb. 8 Volumen-Druck-Diagramm aus der Injektionsanweisung, Injektionsausführung

Es wurde zunächst durchgehend mit einer Förderrate von 2,0 l/min im Bohrloch, die aufgrund der guten Erfahrungen während der Baumaßnahme auf 2,5 l/min und schließlich auf 3,0 l/min gesteigert werden konnte, verpresst. Der W/B-Wert liegt für alle Injektionen bei 2,0. Bei den untersten Passen der Vertikalbohrungen wird er auf 1,5 angepasst, um zu verhindern, dass zu viel Suspension in den Untergrund entweicht. Bei Erreichen des Injektionsvolumens von 1000 Liter pro Bohrmeter wird die Injektion beendet, sollte kein Druckaufbau entstehen bereits bei 500 Litern. Bei 4 bar Druck und mehr als 200 Liter je Bohrmeter, wird die Injektion ebenfalls abgebrochen. Im Bereich unter 200 Liter ist der Grenzdruck 5 bar, anschließend wird der Druck dreimal zwischen 4 und 5 bar alterniert (siehe Abb. 8).

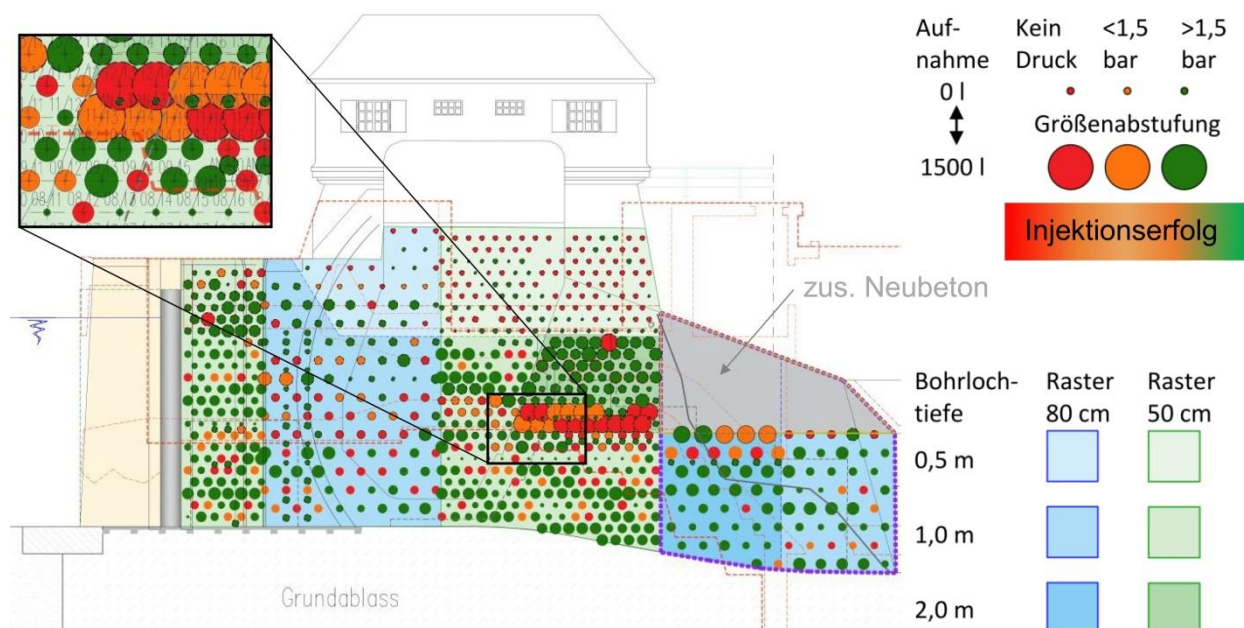


Abb. 9 Darstellung der Injektionsergebnisse am Pfeiler A (kontinuierliche Auswertung)

Der Injektionsfortschritt wurde bei der Maßnahme täglich verfolgt und graphisch dargestellt. So konnte die Prognose für die weitere Verpressdauer und das Verpressvolumen fortlaufend angepasst werden. Die Kosten und Termine wurden überwacht. Die planliche Darstellung der Injektionsergebnisse ist in Abb. 9 beispielhaft dargestellt. Durch die Visualisierung erkennt man sofort Bereiche verschiedener Qualität. In hydrostatisch und statisch belasteten Bereichen (Dichtebene der Verschlüsse und Lasteinleitungsbereich) wurde zwischen den planmäßigen Injektionen noch nachverpresst, außerdem wurden die Abbrucharbeiten optimiert (z.B. tiefer).

3.3 Bedeutung der Terminplanung und Terminkontrolle

Aufgrund der sehr kurzen Bauzeitfenster für die Bauhauptmaßnahmen im Winter (hochwasserarme Zeit) war es erforderlich, die Detailterminplanung in enger Abstimmung mit allen Beteiligten zu erstellen, zu optimieren und letztlich mittels Soll-Ist-Vergleichen zu überwachen.

Störungen im Bauablauf (siehe Kap. 3.4) erforderten eine ständige Anpassung des Terminplans.

3.4 Störungen im Bauablauf

Störungen, die teilweise erhebliche terminliche und finanzielle Auswirkungen hatten, fanden während der Bauausführung statt und sollen nachfolgend kurz aufgezählt werden:

- Ausbleiben Injektionserfolg → Nachverpressungen und Optimierung Abbruch für Neubau, Bauwerksrisse, ggf. Schäden durch Injektionen;
- Wasserzutritte in die Baufelder, z.B. aus dem Untergrund und dem Saalachsee;
- Geometrische Abweichungen des Bestands von den vorliegenden Bestandsunterlagen;
- Änderungen im Bauablauf zur Kompensation von Bauzeitverzögerungen;
- Bohrpfähle: Bohrhindernisse aus Beton und Stahl aus früheren Kolkverfüllungen, Blockieren der Bohrpfahlverrohrung im Baugrund mit aufwendiger Bergung;
- Mehrere, wenn auch kleinere Hochwasserereignisse mit Beseitigung von Schäden und Verschmutzungen, Verfüllung des entstandenen Kolks und Wiederherstellung der Zufahrt;
- Winterbaubedingt Schnee, Eis und anhaltender Frost. Starker Wind durch exponierte Lage.

Anschrift der Verfasser

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

Dr.-Ing. Peter Muckenthaler
Ingenieurbüro Dr. Muckenthaler, Dr.-August-Einsele-Ring 12, 82418 Murnau
ib.dm01@t-online.de oder p.muckenthaler@edr.de

Prof. (em.) Dr.-Ing. Theodor Strobl
Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU München
Arcisstraße 21, D-80333 München
theodor.strobl@tum.de