Versuchsanstalt für Wasserbau
Hydrologie und Glaziologie
der Eidgenössischen
Technischen Hochschule Zürich

Mitteilungen 207



Internationales Symposium

NEUE ANFORDERUNGEN AN DEN WASSERBAU

11./12. September 2008

Band 1

Zürich, 2008

Herausgeber: Prof. Dr.-Ing. H.-E. Minor

Herausgeber:
Prof. Dr.-Ing. Hans-Erwin Minor

Für den Inhalt der Beiträge sind die Autoren verantwortlich

Im Eigenverlag der
Versuchsanstalt für Wasserbau,
Hydrologie und Glaziologie
ETH Zürich
CH-8092 Zürich

Tel.: +41 - 44 - 632 4091
Fax: +41 - 44 - 632 1192
e-mail: info@vaw.baug.ethz.ch

Zürich, 2008

ISSN 0374-0056

Versuchsanstalt für Wasserbau
Hydrologie und Glaziologie
der Eidgenössischen
Technischen Hochschule Zürich

Internationales Symposium

NEUE ANFORDERUNGEN AN DEN WASSERBAU

11./12. September 2008 in Zürich

Veranstalter:

VAW, ETH Zürich

In Zusammenarbeit mit:

BAFU, Bundesamt für Umwelt, Bern
AGAW, Arbeitsgemeinschaft Alpine Wasserkraft e.V.
TU Graz, Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft
TU München, Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft
ATV—DVWK Landesverband Bayern
WBW, Wasserwirtschaftsverband Baden-Württemberg e.V.
ÖWAV, Österreichischer Wasser- und Abfallwirtschaftsverband
SWV, Schweizerischer Wasserwirtschaftsverband, Baden

Zürich, 2008

Herausgeber: Prof. Dr.-Ing. H.-E. Minor

Impressum Internationales Symposium 2008 vom 11./12. September 2008

Organisation:

Dipl.-Ing. T. Janisch
Dipl.-Ing. M. Pinotti
Prof. Dr.-Ing. H.-E. Minor
Dipl.-Ing. D. Lange
Dipl.-Ing. A. Lais

Wissenschaftliches Komitee:

Prof. Dr.-Ing. H.-E. Minor, Vorsitz
VAW, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zürich
Prof. em. Dr.-Ing. Th. Strobl
Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU München
Prof. em. Dr.-techn. G. Heigerth
Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU Graz
Prof. Dr.-techn. G. Zenz
Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU Graz
Prof. Dr. A. Schleiss
LCH, Laboratoire de Construction Hydrauliques, EPF Lausanne
Prof. Dr.-Ing. M. Aufleger
Institut für Wasserbau, Universität Innsbruck
Prof. Dr. P. Rutschmann
Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU München

Im Eigenverlag der
Versuchsanstalt für Wasserbau,
Hydrologie und Glaziologie
ETH Zürich
CH-8092 Zürich

Tel.: +41 - 44 - 632 4091
Fax.: +41 - 44 - 632 1192
e-mail: info@vaw.baug.ethz.ch

Zürich, 2008

ISSN 0374-0056

VORWORT

Im Jahr 1984 haben die Wasserbauprofessoren der Alpenländer Österreich, Bayern und der Schweiz eine Veranstaltungsreihe gegründet, die den Austausch von Erkenntnissen und Erfahrungen zwischen Hochschule, Wirtschaft und Verwaltung verbessern sollte. Es waren dies Prof. Dr. Helmut Simmler, TU Graz, Prof. Dr. Hans Blind, TU München und Prof. Dr. Daniel Vischer von der ETH Zürich.

Nach dem Tod von Prof. Simmler und der Emeritierung der beiden Kollegen haben deren Nachfolger, Prof. Dr. Günther Heigerth, Prof. Dr. Theodor Strobl und Prof. Dr. Hans-Erwin Minor diese wasserbaulichen Symposien in der 2. Generation weitergeführt. Sie finden alle zwei Jahre abwechselnd an den drei Hochschulen statt. Dieses Jahr ist die Reihe an Zürich. Wir haben das Thema "Neue Anforderungen an den Wasserbau" gewählt, weil wir meinen, dass, ausgehend von Veränderungen in der Umwelt, die Gesellschaft heute andere Anforderungen an den Wasserbau stellt. Dies betrifft die Wasserkraft, die einerseits mehr zur Erzeugung und Speicherung von Energie bereitstellen muss, andererseits aber umweltverträglicher produzieren soll. Als Stichwort sei nur das Thema Reduktion der Abflussschwankungen unterhalb von Speicherkraftwerken genannt. Es betrifft aber in gleichem Mass den Flussbau bzw. den Hochwasserschutz. Erhöhte Schutzziele werden gewünscht, die Flüsse sollen naturnäher gestaltet werden, aber der Flächenbedarf dafür soll möglichst nicht wachsen. Wir freuen uns, 89 Beiträge zu diesen Themen in unseren beiden Tagungsbänden veröffentlichen zu können.

Die Reihe der Wasserbausymposien wird fortgeführt werden, nun von der 3. Generation. Prof. Dr. Gerald Zenz hat zwischenzeitlich den Wasserbau-Lehrstuhl an der TU Graz übernommen und Prof. Dr. Peter Rutschmann den an der TU München. Mein Nachfolger an der ETH Zürich wird in diesen Tagen bestimmt.

Ich möchte mich an dieser Stelle bei allen bedanken, die zum Gelingen dieses Symposiums beigetragen haben: Den Autoren und Referenten, den Sessionsleitern, allen Mitwirkenden bei der Organisation, dem wissenschaftlichen Komitee sowie unseren Sponsoren, die uns so grosszügig unterstützen.



Zürich, im September 2008 Prof. Dr.-Ing. H.-E. Minor

Ein Unternehmen
der Stadt Zürich

Wir von ewz bieten abwechslungsreiche Jobs und freuen uns auf vielseitige Profis.

Walter Däppen, bei ewz seit 2002



ewz versorgt mit 900 motivierten Mitarbeitenden die Stadt Zürich und Teile Graubündens mit umweltgerechtem Strom und bietet weitere innovative Dienstleistungen an.

ewz
Personalabteilung
Tramstrasse 35
8050 Zürich
www.ewz.ch

Bild aus unserer Energiedienstleistungs-Plakatkampagne mit ewz-Mitarbeitendem als Modell.

ewz
Die Energie

Ein Unternehmen
der Stadt Zürich

Sponsoren

Bundesamt für Umwelt, BAFU



Arbeitsgemeinschaft
Alpine Wasserkraft e.V. AGAW



swiss*electric*



BKW FMB Energie AG



Elektrizitätswerk der Stadt Zürich, EWZ



AWEL Amt für Abfall, Wasser, Energie und Luft



Kanton Thurgau



Canton Ticino



Inhaltsverzeichnis

BAND 1 – Mitteilung 207

Einleitung

Willi H.P.
Hochwasserschutz – eine Generationenherausforderung 1

Neue Anforderungen an Wasserkraftanlagen

Boes R., Senn G., Rudig W.
Erfahrungen bei Bau, Inbetriebsetzung und Probebetrieb einer 10 MW-Hochdruckanlage der TIWAG 15

Feurich R., Zößmayr M., Premstaller G., Rutschmann P.
Hydraulische Optimierung von Entsanderkammern mittels dreidimensionaler Strömungssimulation 27

Froehlich F., Ostrowski M.
Dynamische Speicherabgaben zur Berücksichtigung ökologischer Anforderungen 39

Gappmaier F., Harreiter H., Landstorfer F.
Erweiterung des Kraftwerks Hieflau 51

Gökler G., Mader R.
Kopswerk II, Luftmanagement einer Gegendruckturbine 61

Hammer A., Heigerth G., Peterstorfer C.
Revitalisierung Salzachkraftwerk Gamp / Hallein 73

Heller V., Steiner R.
Skisprung – Eine alternative Deflektorgeometrie 83

Job D.
Einfluss von Schwall- und Sunkerscheinungen auf den Schwebstofftransport am Beispiel der Landquart 97

Kisliakov D., Petkova S.
Dynamische Berechnung einer Druckrohrleitung unter Erdbebeneinwirkung im Sinne von Eurocode 8 111

Krampl A., Pfisterer M.
Neubau Kraftwerk Werfen/Pfarrwerfen 121

Larcher M., Arch A., Knoblauch H., Heigerth G.,Klasinc R., Wagner E., Stering P.
Modellversuche zur Auslegung des Wasserschlosses der Pumpspeicherkraftwerksanlage Limberg II 133

Mader R., Gökler G.
Kopswerk II, Wasserführung, hydraulisches Design und transiente Vorgänge 145

Monney-Ueberl J., Herzog B.
Einfluss von Schwall/Sunk, Flussmorphologie und Wasserqualität auf schwallbeeinflusste Gewässer 159

Müller P., Torkuhl C.
Abdichtungen in Pumpspeicherbecken 169

Nackler K., Berger G.
Projekt "Pumpe Koralpe" – Ökologische und bilaterale Auswirkungen 179

Neuner J., Hartlieb A.
Die Planung des Beruhigungsbeckens Innertkirchen 189

Noack M., Schneider M.
Qualitative und quantitative Bewertung der Auswirkungen von Sunk auf juvenile Fischarten 201

Peter M., Cippà F.
Neue Schwellenform für das Kraftwerk Laufenburg 211

Pfister M., Hager W.H., Minor H.-E.
Lufttransport unterstrom von Sohlbelüftern 221

Pinotti M., Lais A.
Physical model investigation on the morning glory spillway of the Val Noci water supply facility 233

Schimpf H., Ziss H., Pirringer L., Ebner St.
KW Ybbs-P.: Erhöhung der Stromerzeugung durch Anpassungsmassnahmen an zwei Brückenbauwerken 245

Valentin G., Oberleitner P.
Die Planung neuer Pumpspeicherkraftwerke unter Berücksichtigung der aktuellen Marktsituation und zukünftiger Entwicklungen 259

Wickenhäuser M., Minor H.-E.
Wasserluftströmung in Luftabscheidekammern von Entlüftungseinrichtungen in Druckstollen 271

Feststoffproblematik von Stauanlagen

Badura H., Schneider J.
Durchleiten von Trübeströmen am Beispiel des Speichers Großsölk 283

Baumann R., Vassella R.
Verschiedene in der Praxis bei Rätia Energie AG angewendete Verfahren zur Entlandung von Stauräumen 295

Berchtold Th., Lais A.
Entlandung Stausee Solis- Modell- und Naturversuche zur Geschiebeumlagerung 305

De Cesare G., Baumann R., Zuglian R., Binder F.
Sedimentausleitung aus dem Speicher Gübsensee über die Triebwasserleitung 317

Dorfmann C., Knoblauch H.
2D numerische Modellierung am Speicher des Draukraftwerk Feistritz 327

Eberstaller J., Pinka P., Knoblauch H., Schneider J., Badura H., Jungwirth M., Unfer G., Wiesner Ch.
Nachhaltiges, interdisziplinäres Feststoffmanagement an Stauräumen am Beispiel der Oberen Mur 337

Jenzer Althaus J., De Cesare G., Schleiss A.
Abführung von Feinsedimenten über Triebwassersysteme als nachhaltige Massnahme gegen Stauraumverlandung 349

Kohane R.
Hydraulische Modellierung mit beweglicher Sohle für Stauhaltungen am Oberen Inn 361

Kramer K., El Tayeb A.
Numerische Modellierung der Verlandungsprozesse des Merowe Stauraums am Nil im Sudan 373

Müller Ph., De Cesare G.
Verlandungsproblematik in den Stauseen der Kraftwerke Sarganserland, Durchleiten von Trübeströmen als Lösungsvorschlag 383

Noack M., Eisner A., Wieprecht S.
Spülprozesse und ihre Auswirkungen auf Laichfischhabitate 395

Schneider J., Badura H.
Untersuchungen von Kolmationsvorgängen an einem physikalischen Modell 407

Feststoffproblematik in Flüssen bei Hochwasserereignissen

Boillat J.-L., Geiges-Mayaud M., Teysseire P.
Auslaufbauwerk des Geschiebesammlers Fromatta (Kelchbach Naters, Wallis, Schweiz) 421

Denk M., Rimböck A.
Schwemmholz-, Geschiebe- und Murgangrückhalt mit flexiblen Ringnetzsperren 431

Fiedler K., Strobl Th., Zunic F.
Abflussbestimmungen in Flüssen mit hohem Schwebstoffanteil und beweglicher Sohle 441

Hunziker R., Kaspar H., Stocker S., Müller D.
Schwemmholz-Management Kleine Emme und Reuss 451

Möller G., Nussle D., Minor H.-E.
Schwemmholzproblematik der Matteschwelle in Bern; hydraulische Modellversuche 463

Overney O., Bezzola G.R.
Schwemmholz: Strategien und Perspektiven 475

Promny M., Möller G.
Wirksamkeit von Geschiebesammlern während des Hochwassers im August 2005 487

Rimböck A.
Gewässerunterhaltung im Spannungsfeld zwischen Hochwasserschutz und Naturschutz – Ansätze zu moderner Deichunterhaltung und Geschiebebewirtschaftung 497

Speerli J., Schatzmann M., Grob M., Solèr R.
Erfahrungen aus der Nachbildung der Brienzer Murgänge im hydraulischen Modell 507

Strasser K.-H.
Treibholzmanagement – Probleme und Lösungsansätze 517

Tognacca C., Speerli J., Schmidt M.
Geschieberückhaltesperre mit mobilen Balkenelementen 531

BAND 2 – Mitteilung 208

Umgang mit Extremereignissen

Baumann M., Raschle T.
Lösungsansatz Thur robust für den Hochwasser – Überlastfall im Thurtal 545

Bezzola G.R., Loat R., Buser M.
Herausforderung Überlastfall 557

Bielitz E.
Deichzustandsanalysen im Freistaat Sachsen 567

Haselsteiner R., Fischer M., Strobl Th., Rutschmann P.
Der Überlastfall an Flussdeichen – Strategien, Sicherungsmöglichkeiten, Risikominderung 577

Heerten G., Ewert W.-F., Werth K.
Verbesserte Querschnittsgestaltung von Deichen im Überlastfall 593

Hochstrasser H., Aemmer M.
Hochwasserrückhaltebecken am Jonenbach, Affoltern am Albis, Schweiz 605

Liener S., Mani P., Billeter P., Schilling M., Lauber G., Roth H., Schudel B.
Extremhochwasser im Einzugsgebiet der Aare 619

Müller D., Walzer A., Farshi D.
Überlastfall Kleine Schliere 633

Musall M., Kron A., Oberle P., Beffa C.
GIS-gestütztes Werkzeug zur operationellen Hochwassersimulation auf Basis eines 1D/2D-gekoppelten HN-Verfahrens 643

Overhoff G., Kleber-Lerchbaumer U.
Strategien im Umgang mit extremen Hochwasserereignissen 657

Schatzmann M., Inderwildi A., Lüthi M., Angehrn P., Weiss H.
Bau unterirdischer Bahnhof Löwenstrasse: Massnahmen zur Minimierung des Hochwasserrisikos der Sihl am Hauptbahnhof Zürich 667

Schmocker L., Hager W.H.
Zur Hydraulik von Deichbrüchen 679

Theiner D., Zößmayr M., Premstaller G., Rutschmann P.
Verringerung des Hochwasserrisikos durch gesteuerten Hochwasserrückhalt bei Speichern - Fallstudie Welsberg 691

Vogel S.
Hochwasserrückhaltebecken an der Kammlach – ein Beispiel aus der Praxis 703

Neue Anforderungen an den Flussbau (Teil 1)

Aufleger M., Hafner T., Hengl M.
Sanierung Untere Salzach – Weiche Ufer 715

Durrer S., Hunzinger L.
Renaturierung Kander Augand – Monitoring Flussmorphologie 727

Habersack H., Hornich R., Klösch M.
Flussaufweitung an der Grenzmur - ein Beitrag zur Sohlstabilisierung 739

Hengl M., Aufleger M., Niedermayr A., Spannring M.
Sanierung Untere Salzach – Aufgelöste Sohlrampe als Mehrzweck-bauwerk 751

Hopf G., Staton K., Eggertsberger J., Ulmer B.
Sanierung Untere Salzach – ein inovatives Konzept 763

Klasz G., Schmalfuß R., Schlögl R.
Uferrückbau und Buhnenoptimierung an der Donau östlich von Wien 775

Loy G.
Die neu berechneten Wasserspiegellagen am Inn und die dadurch notwendigen Massnahmen zur Gewährleistung der Hochwassersi-cherheit im Bereich Rosenheim 789

Lüchinger R., Hollenstein R.
Numerische Modellierung im Rahmen der Gefahrenkartierung von Hochwassergefahren 799

Peter A., Schager E., Weber C.
Fischökologische Anforderungen an den Wasserbau 811

Schilling W., Zimmermann R., Ringler A., Hartlieb A.
Wertach vital – Gesamtkonzept zur Verbesserung von Ökologie, Hochwasserschutz und Landschaftsbild 823

Schuardt W., Raudaschl S., Fuchs M.
Sanierung Untere Salzach: Naturschutz im Spannungsfeld zwischen Erhaltung und Veränderung 835

Schwarzwälder K.
Monitoring nach der EU-Wasserrahmenrichtlinie an kleinen Gewäs-serabschnitten 847

Sindelar C., Knoblauch H.
Modellversuch zur Aktivierung des Sedimenttransports unterhalb von Flusskraftwerken 859

Spannring M., Raudaschl S., Mühlbauer M., Muhar S.
Sanierung Untere Salzach – Wieder Wasser in die Au 869

Wang R.W.
Funktionskontrolle der Rampe Kolbermoor am Mangfall nach Krite-rien der Durchgängigkeit für Fische 881

Neue Anforderungen an den Flussbau (Teil 2)

Andres M., Billeter P., Schmocker P.
Hydraulische Konzeption des Hochwasserentlastungsstollens Thunersee 893

Carstensen D., Horlacher H.-B., Schuckert M., Wilhelm J.
Hochwasserschutzmassnahmen in urbanen Bereichen an der Mulde und Elbe 905

Efthymiou N., Fiedler K., Grünzner M.
Einfluss der Modellierung der Deckschichtbildung auf die Feststofftransportsimulation bei Hochwasser 917

Eizel-Din M., Bui M.D., Rutschmann P.
Study of roughness effect on flow characteristics in a curved open channel by means of numerical model 929

Ferrari E., Meile T., Boillat J.-L., Schleiss A.
Zweidimensionale Geschwindigkeits- und Abflusstiefenberechnungen für Gerinne mit unterschiedlichen Morphologien und Abflüssen 943

Grünzner M., Rutschmann P.
Vergleich zweier 3D Strömungssimulationsprogramme anhand eines physikalischen Modellversuchs 955

Janisch T., Tamagni S.
Physikalische Modellversuche zur Stabilisierung der Flusssohle mittels unstrukturierter Blockrampen 965

Moser L.
Simulation der Pendelrampe des Scherlibaches 975

Nussle D., Putzar B., Requena P., Minor H.-E.
Auswirkungen von Flussaufweitungen auf die Sohlenentwicklung 987

Requena P., Minor H.-E.
Einfluss der Deckschicht auf die Entwicklung der Seitenerosion in kiesführenden Flüssen 999

Ruf W.
Numerische Modellierung der Interaktion Fluss-Grundwasser in einer alpinen Auenlandschaft 1013

Seitz P., Nussle D., Minor H.-E.
Eschers Erbe: Sanierung des Linthwerks und zugehörige Modellversuche an der VAW 1023

Stephan U., Hengl M.
Die Wehrhöhe aufgelöster Rampen 1033



Hochwasserschutz – eine Generationenherausforderung

H.P. Willi

1 Einleitung

Das Unwetterjahr 1987 gilt in der Schweiz als das Schlüsseljahr für den Paradigmawechsel im Hochwasserschutz. Aus der breit angelegten Ursachenanalyse 1987 wurden wichtige Schlüsse für die Zukunft gezogen. Man musste Abschied nehmen vom Glauben an die absolute Sicherheit. Die einfachen Rezepte, die noch Ende der 70-er Jahre empfohlen wurden, mussten abgelöst werden. So musste man sich vom Bemessungsgrundsatz: Bemessungswassermenge = grösstes gemessenes Hochwasser + 1 m Freibord verabschieden. Schäden von 300 Millionen Franken an den Wasserbauten 1987, stellten die alten Rezepte in Frage.

Neben den Wasserbaufachleuten und Behörden haben die Forschungs-Institutionen einen bedeutenden Beitrag zur Einordnung der Ereignisse 1987 sowie zur Verbesserung der Schutzstrategie geleistet. Wichtige Erkenntnisse aus der Ursachenanalyse 1987 waren:

- Eine integrale Planung ist notwendig;
- Extreme Ereignisse können nicht ausgeschlossen werden;
- Verbleibende Risiken (Extremhochwasser=EHQ) sind zu beachten;
- Eine Differenzierung der Schutzziele ist notwendig (hohe Werte besser schützen);
- Bestehende Ausuferungsräume sind möglichst zu erhalten (Rückhalten wo möglich - Durchleiten wo nötig);
- Keine Risikoverlagerung durch Schutzmassnahmen (Abflussbeschleunigung vermeiden);
- Gefahrengrundlagen, insbesondere Gefahrenkarten sind bereitzustellen.

Die obigen Grundsätze wurden bei den Folgeprojekten im Kanton Uri an der Reuss erstmals konsequent umgesetzt. Auch das Schutzkonzept am Unterlauf der Engelbergeraa im Kanton Nidwalden basiert darauf. Bemerkenswert ist, dass dieses aufgrund einer Beurteilung der Gefahrensituation und der vorhan-

denen Risiken realisiert wurde und nicht nach dem Eintreten des Schadenfalls. Die Effizienz der neuen Konzepte wurde im August 2005 eindrücklich unter Beweis gestellt. Schäden von weit über 100 Mio. Franken konnten Dank der präventiven Sanierung der Engelbergeraa verhindert werden.

2 Höhere Abflüsse, grosse Schäden

Bei allen neuen, durch die Schadensereignisse ausgelösten Schutzkonzepten, mussten die Dimensionierungsabflüsse angepasst werden. Allein aufgrund der statistischen Analysen wurde eine Erhöhung der Bemessungsgrössen notwendig. An der Reuss im Kanton Uri erhöhten sich die statistischen Werte um 30%, an der Rhone ebenfalls. Bei der Engelbergeraa wurde gestützt auf historische Ereignisse der Wert gar um 50% erhöht.

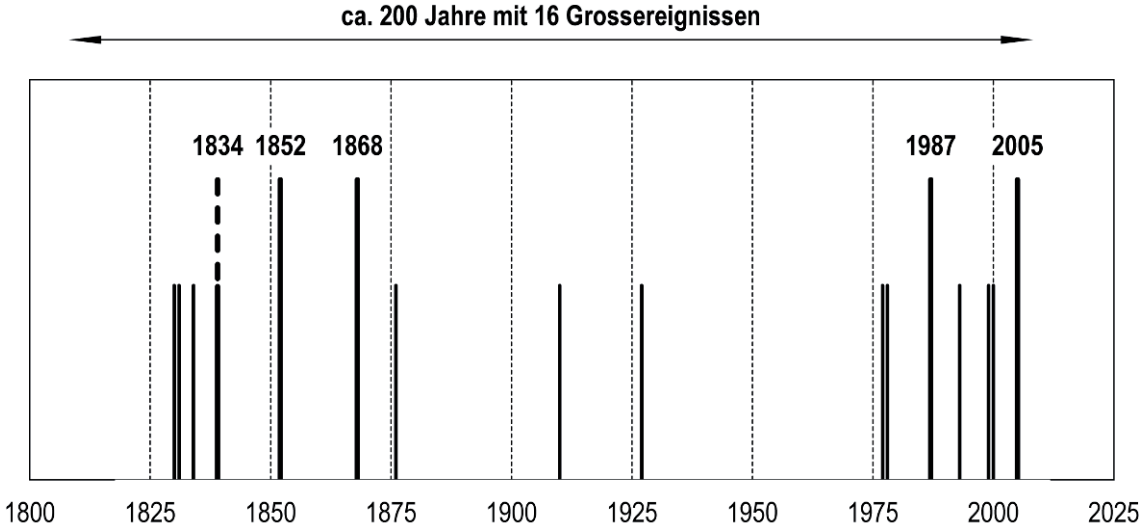


Abb. 1: Grosse überregionale Hochwasserereignisse seit 1800 (Bezzola und Hegg, 2007).

Nach 1977 häuften sich die Schadenereignisse:

1977 (Uri), 1978 (Tessin), 1987 (Uri), 1993 (Brig), 1999 (Mittelland), 2000 (Wallis), 2005 (17 Kantone betroffen); Stürme in den Jahren 1990 (Vivian) und 1999 (Lothar); Lawinenwinter 1999. Seit 1977 hat sich offensichtlich die Frequenz von extremen Ereignissen erhöht (Abb. 1). In den letzten 30 Jahren ereigneten sich 7 von 16 Hochwasser-Grossereignissen der letzten 200 Jahre. Zwischen 1875 und 1977 stellen wir eine eigentliche Ereignislosigkeit fest (nur 2 Grossereignisse). Trotz den verstärkten Bemühungen in den letzten Jahrzehnten zeigt die Schadenstatistik der letzten 35 Jahre fast eine Vervierfachung der Schäden in der 2. Hälfte der Periode (Abb. 2).

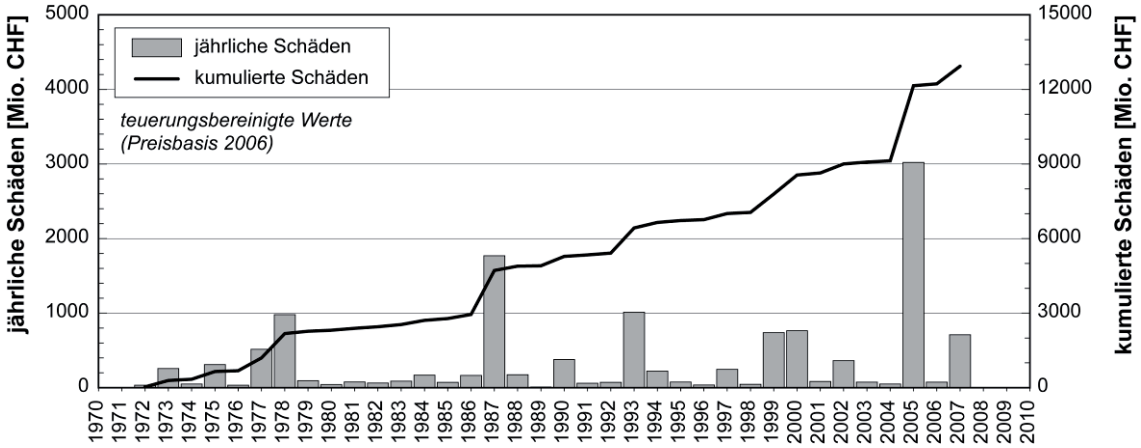


Abb. 2 Schäden durch Hochwasser, Rutschungen und Murgänge seit 1972 (Quelle: WSL/ BAFU).

Mit der Klimaerwärmung muss davon ausgegangen werden, dass die Anzahl Extremereignisse eher weiter zunehmen wird. Insbesondere werden Hochwasserspitzen und Volumina zunehmen, ebenso die Feststofftransporte im alpinen Raum, wenn sich die Permafrostgrenze wie prognostiziert innert 50 Jahren 150 – 600 m nach oben verschiebt Eine Anpassung der Schutzmassnahmen an die veränderten und erhöhten Anforderungen sowie an die möglichen Auswirkungen des Klimawandels werden somit notwendig, wenn die Sicherheit nicht verschlechtert werden soll. Zusätzlich sind eine ganze Reihe grosser wasser- und waldbaulicher Schutzmassnahmen erneuerungsbedürftig, weil sie aus heutiger Sicht die konzeptionellen und technischen Anforderungen, nicht mehr erfüllen. Erneuerungen und Sanierungen sind zwingend, denn eine angemessene Sicherheit des Wirtschafts- und Lebensraums ist eine wichtige Voraussetzung für eine volkswirtschaftliche Entwicklung.

3 Handlungsbedarf

Um der ungünstigen Schadensentwicklung begegnen zu können, muss ein integrales Risikomanagement umgesetzt werden (Abb. 3). Schäden können nur vermindert oder verhindert werden, wenn alle Beteiligten im Rahmen ihrer Handlungsmöglichkeiten ihre Verantwortung wahrnehmen. Nur wenn alle Massnahmen die zur Schadensminderung beitragen ergriffen werden, führt dies zu einer wirkungsvollen Schadensreduktion. Damit ist auch klar, dass die ganze Gesellschaft mit dieser Herausforderung konfrontiert ist. Es muss sorgfältig geklärt werden, wo Lücken bei der Umsetzung des naturgefahrengerechten Handelns bestehen und wo falsche Anreize zum „Nichthandeln“ führen.

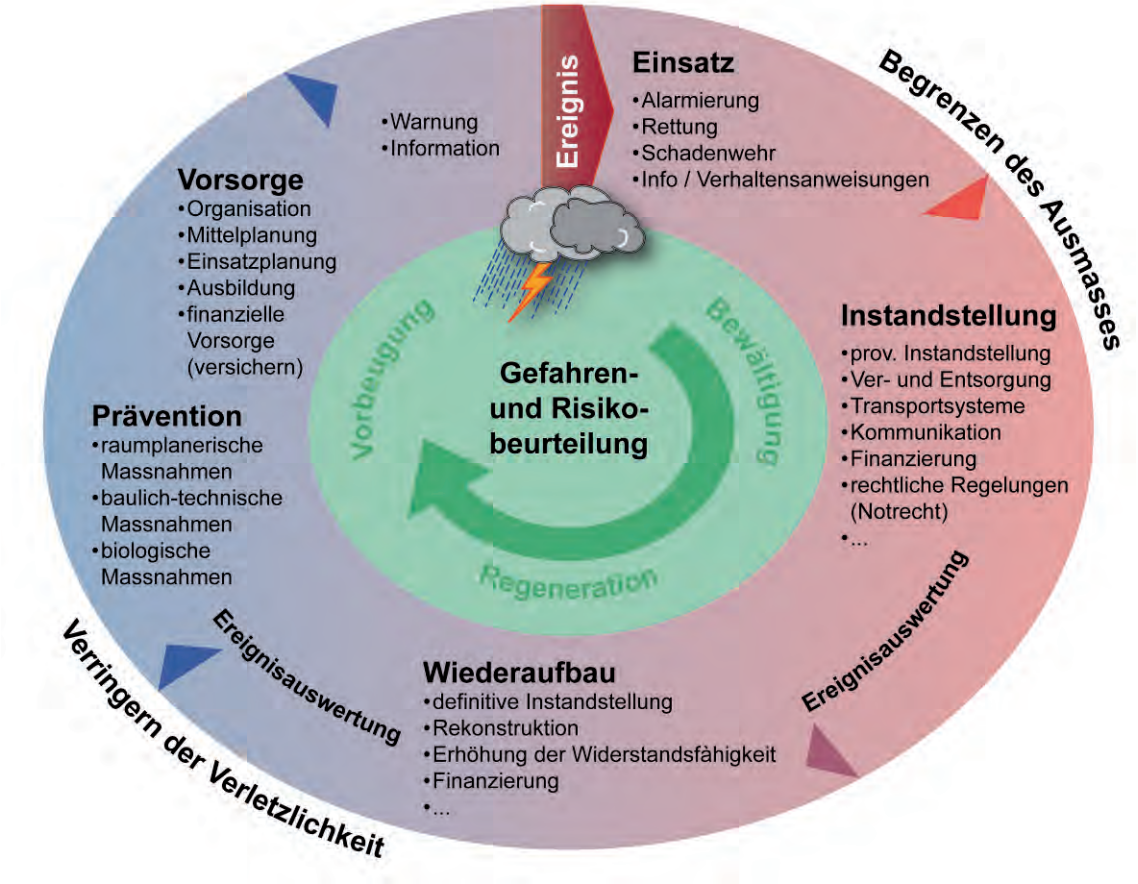


Abb. 3 Kreislauf des integralen Risikomanagements (Quelle: BABS).

Geht man davon aus, dass in den nächsten Jahrzehnten bis gegen 17 Milliarden Franken in die Sanierung der Hochwasserschutzkonzepte investiert werden muss, lohnt es sich, dieses Geld möglichst effizient und zielgerichtet zu investieren.

4 Aufgabenanalyse des Bundes

Aufgrund einer umfassenden Aufgabenanalyse des Bundesamtes für Umwelt im Bereich der Gefahrenprävention zur „Gewährleistung der Sicherheit für Mensch, Umwelt, Sachwerte und Infrastrukturen“ (gesetzlicher Auftrag), wurden folgende prioritäre Handlungsschwerpunkte ermittelt:

1. Beurteilungsgrundlagen für Naturgefahren;
2. Information/Ausbildung/Wissensmanagement;
3. Warnung und Alarmierung;
4. Notfallplanung;

5. Überlastbare, robuste Schutzbauten;

6. Ganzheitliche Massnahmenplanung;

7. Bereitstellen der erforderlichen Ressourcen.

Das BAFU erbringt in den verschiedenen Handlungsfeldern Leistungen. Wichtig ist die Erkenntnis, dass eine einzelne beteiligte Instanz allein die Sicherheitsziele nicht erreichen kann. Eine gute Zusammenarbeit, Koordination und Kommunikation unter allen Beteiligten ist deshalb eine Grundvoraussetzung.

Im Folgenden wird aufgezeigt, welche Aktivitäten vordringlich zur Umsetzung des integralen Risikomanagements notwendig sind, insbesondere wird die Rolle des Bundes auf nationaler Ebene aufgezeigt.

4.1 Beurteilungsgrundlagen für Naturgefahren

Im Wissen, dass ein gefahrengerechtes Verhalten nur sichergestellt werden kann, wenn die Gefahren bekannt sind, setzt der Bund zusammen mit den Kantonen und Gemeinden alles daran, diese Grundlagen flächendeckend bis ins Jahr 2011 fertig zu stellen. Sämtliche Naturgefahren sollen vergleichbar erfasst werden. Auf diesen Grundlagen bauen sämtliche Massnahmen auf, sowohl planerische (Umsetzung Gefahrenkarten) wie organisatorische (Notfallplanung), bauliche an den Gewässern sowie Massnahmen an den Objekten zur Reduktion der Verletzlichkeit.

Verantwortlich für die Erstellung der Gefahrenkarten sind die Kantone und Gemeinden, welche auch für die Richt- und Nutzungsplanung zuständig sind. Der Bund unterstützt die Arbeiten finanziell und durch Beratung. Die dazu erforderlichen Mittel werden in erster Priorität zur Verfügung gestellt. Grosses Interesse haben auch die Versicherungen, denn effiziente Massnahmen zur Schadens- resp. Risikobegrenzung am Objekt sind nur bei bekannter Gefahrensituation möglich: „Erkannte Gefahr ist nur halbe Gefahr“!

4.2 Information und Ausbildung, Wissensmanagement

Die verschiedenen Ereignisse der letzten Jahre haben gezeigt, dass die Bevölkerung nur noch wenig oder gar nicht mehr vertraut ist mit den Naturgefahren. Dies lässt sich einerseits mit der steigenden Mobilität aber auch, wie einleitend erwähnt, mit dem Fehlen von grossen Ereignissen während einer langen Periode im 20 Jahrhundert erklären. So spricht Prof. Christian Pfister von der UNI Bern vom „Ereignis Gap im 20 Jahrhundert“.

Es ist unabdingbar, das Wissen über den Umgang mit Naturgefahren zu erhalten, neue Ereignisse zu dokumentieren und analysieren, um so die Lehren daraus zu ziehen. Die gesamte Bevölkerung soll gezielt über die bei uns vorkom-

menden Naturgefahren informiert sein. Eine Anpassung der Lehrpläne im Bereich Umweltbildung wird zurzeit geprüft. Mit einer guten Dokumentation und gut zugänglichen Informationen zu Ereignissen (Chroniken, Statistiken, Ereignisdokumentationen etc.) kann gegen das „Vergessen“ gekämpft und das Wissen wach gehalten werden. Damit soll langfristig die „Bereitschaft“ der Bevölkerung und der Behörden zum naturgefahrengerechten Verhalten bei Ereignissen sichergestellt werden.

Aufbauend auf dem „neuen Wissen“ kann sich die Bevölkerung im Ereignisfall bei rechtzeitiger Warnung, richtig verhalten und die Schäden minimieren. Es braucht jedoch nicht nur Ausbildung der Bevölkerung, wichtig ist eine vertiefte Fachausbildung bei allen Planern. Alle, die Bauten und Anlagen sowie Infrastrukturen erstellen, benötigen ein Grundwissen über Naturgefahren. Kenntnisse über die Verletzlichkeit von Bauten und Anlagen sind bei der Schadenminderung entscheidend.

Bei dieser neuen Ausbildung sollen künftig die Volks-, Berufs-, Fachhochschulen und Universitäten/Hochschulen einen wichtigen Beitrag leisten.

Zum **Wissensmanagement** gehört auch die Forschung und Entwicklung im Bereich der Naturgefahren-Prozesse. Die Klimaerwärmung stellt nicht nur die Praxis, sondern auch die Forschung vor neue Herausforderungen. Mit einer praxisorientierten Forschung und Entwicklung soll der Umgang mit den Naturgefahren weiter verbessert werden. Nachhaltige Konzepte, welche für die Zukunft Handlungsoptionen offen lassen, sind zu entwickeln. Ökonomie und Ökologie sowie Sicherheitsaspekte müssen unter einen Hut gebracht werden (Ökolomie?). Deshalb werden von Seiten des Bundes interdisziplinäre Forschungsvorhaben gefördert. Als Beispiel sei hier das Rhone – Thur Projekt erwähnt, welches im Jahre 2002 lanciert wurde. Ziel der Forschung war, Sicherheitsaspekte mit Umweltaspekten zu verknüpfen, Synergien zu erkennen und auch zu nutzen. Nach dem erfolgreichen Abschluss ist im Rahmen eines weiteren praxisorientierten Forschungsprogramms das Projekt „integrales Flussgebietsmanagement, wasserbauliche und ökologische Aspekte“ gestartet worden. Mit dem Programm wird die interdisziplinäre Zusammenarbeit unter den Forschungsinstitutionen weiter gefördert. Dass diese Zusammenarbeit mit der Forschung Früchte trägt, beweisen die Ergebnisse des ersten Projekts. Diese sind auf der Internetseite www.rivermanagement.ch zusammengestellt.

Angesichts der hohen Investitionen in den Schutz vor Naturgefahren soll beim Optimierungsprozess eng mit den Fach-, Hochschulen und Universitäten zusammengearbeitet werden. Wissensmanagement ist eine eigentliche Daueraufgabe. Mit der gezielten Förderung sollen Experten an den Hochschulen zur Verfügung stehen, die als Wissensträger auch für unabhängige Expertisen zur

Verfügung stehen. Damit der Wissensaustausch zwischen Praxis, Forschung und Lehre erfolgreich gestaltet werden kann, ist ein entsprechendes Engagement von Fachexperten aus der Bundesverwaltung erforderlich.

4.3 Warnung und Alarmierung

In den letzten 20 Jahren besonders stark angestiegen sind auch die Sachschäden im privaten Bereich. Die aktuellen Erfahrungen im Jahr 2005 und 2007 zeigen, dass in diesem Bereich ein grosses Verbesserungspotenzial steckt. Mit relativ wenig Aufwand können sehr rasch Verbesserungen erzielt werden. Als Beispiel erwähnt seien die erfolgreich getroffenen mobilen Massnahmen im Berner Mattequartier. Wegen der hohen Wirksamkeit einer rechtzeitigen Warnung und guten Vorbereitung der Notfallplanung gehören auf Bundesebene die Verbesserung der Warnung und Alarmierung sowie die Notfallplanung zu den absolut prioritären Themen.

Weil es die absolute Sicherheit nicht gibt, ist die Warnung ein wichtiger Teil des integralen Risikomanagements. Grundsätzlich können Schäden durch Warnungen nur vermieden werden, wenn die ganze Vorhersage- und Warnungskette zeitgerecht und vollständig funktioniert. Es nützt nichts, wenn rechzeitig alarmiert wird, der Adressat jedoch nicht weiss, was er mit der Meldung anfangen soll. Die Warnungs- und Alarmierungskette ist nur so gut wie das schwächste Glied. Es gilt also dafür zu sorgen, dass alle Beteiligten, ausgebildet sind und ihre Eigenverantwortung wahrnehmen.

4.4 Notfallplanung

Um auf den Ereignisfall vorbereitet zu sein, braucht es eine Notfallplanung, wenn man Schäden auch bei extremen Ereignissen möglichst begrenzen will. Unter dem Eindruck der Ereignisse 2007 werden die entsprechenden Anstrengungen weiter verstärkt. Ziel ist, dass jede Gemeinde, basierend auf den Gefahrengrundlagen ein Notfallkonzept erarbeitet und die zur Schadenminderung erforderlichen Massnahmen regelmässig eingeübt werden. Hier braucht es fachliche Unterstützung sowohl von der Führungsseite wie auch von den nationalen und kantonalen Fachstellen (Arbeitshilfen und Ausbildung). Ein Ausbildungsprogramm für lokale Naturgefahrenfachleute wird zurzeit aufgebaut.

4.5 Überlastbare, robuste Schutzbauten

Da jederzeit extreme Ereignisse auftreten können, müssen die bestehenden Schutzbauten überprüft, wo notwendig ergänzt, saniert und den veränderten Verhältnissen angepasst werden. Bei Dämmen sind durch gezielte Massnahmen Dammbrüche zu verhindern. Es sind die extremen Ereignisse, welche die hohen Schäden verursachen.

4.6 Ganzheitliche Massnahmenplanung

Die Umsetzung des integralen Risikomanagements soll mit minimalen, verhältnismässigen Nutzungseinschränkungen verbunden sein. Den möglichen und wahrscheinlichen Entwicklungen muss dabei Rechnung getragen werden (Anpassbarkeit der Massnahmen an verändernde Gefahrensituationen→ Klimaänderung).

Die erfolgreiche Umsetzung des integralen Risikomanagements setzt voraus, dass alle Handlungsoptionen aufeinander abgestimmt werden. Mit Schutzbauten allein kann die Sicherheit nicht gewährleistet werden. Neben den direkten gewässerbedingten Überschwemmungsgefahren muss den Rückstauproblemen in der Siedlungsentwässerung, dem Grundwasser und dem Oberflächenabfluss (Hangwasser) Beachtung geschenkt werden. Viele Schäden sind ausserhalb der direkten Überschwemmungsgebiete entstanden.

4.7 Bereitstellung der erforderlichen Ressourcen

Die absehbaren hohen Investitionen in den Schutz vor Naturgefahren führten dazu, dass der Bundesrat dem Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation (UVEK) den Auftrag erteilt, alternative Finanzierungsmöglichkeiten für die Gefahrenprävention zu erarbeiten. Ziel ist die langfristige Sicherstellung der für die Prävention erforderlichen Mittel und gleichzeitig eine weitgehende Entlastung des ordentlichen Bundesbudgets.

Mit einem gut in die Prävention investierten Franken können Schäden im Umfang von 7 Franken vermieden werden.

5 Beschlossene Verbesserungsmassnahmen auf Bundesebene

Auf Grund der Ergebnisse aus dem Projekt zur Optimierung der Warnung und Alarmierung (OWARNA) beschloss der Bundesrat am 30. Mai 2007 folgende <u>prioritäre Massnahmen:</u>

- Die Nationale Alarmzentrale (NAZ) des Bundesamtes für Bevölkerungsschutz wird zu einem gesamtschweizerischen Melde- und Lagezentrum ausgebaut (MLZ). Die NAZ soll künftig auch bei Umweltereignissen die Gesamtlage erfassen und darstellen, alle Partner vernetzen und dringende Meldungen rasch und sicher verbreiten.
- Das Bundesamt für Umwelt BAFU wird personell verstärkt. Damit sollen im Ereignisfall rund um die Uhr die Fachberatung der zuständigen Behörden und eine laufende Lagebeurteilung garantiert werden.

- Für gezielte und verlässlichere Warnungen sollen die Vorhersagesysteme und -methoden verbessert und weiterentwickelt werden.
- Für die direkte Vernetzung zwischen den Fachstellen wird eine Gemeinsame Informationsplattform Naturgefahren (GIN) geschaffen.
- Zur Sicherstellung der Notstromversorgung von Warn- und Alarmierungssystemen wird ein Konzept erarbeitet. Wichtige Systeme sollen vermehrt durch redundante Systeme abgesichert werden. Die Information der Bevölkerung und ihr Wissensstand vor, während und nach einem Ereignis sind zu verbessern.
- Ein weiteres wichtiges Ziel des ganzen Projektes ist auch, eine klare Aufgabenteilung zwischen nationalen, kantonalen und lokalen Instanzen fest zu legen.

Zur Verbesserung der Zusammenarbeit auf nationaler Ebene soll deshalb eine Naturgefahrenzentrale geschaffen werden, mit welcher die Dienstleistungen für die Warnung und Alarmierung auf nationaler Ebene sichergestellt werden sollen. Daran beteiligt sind alle betroffenen Bundesstellen (MeteoCH, BAFU, BABS, WSL).

Wichtig ist dabei, dass das Zusammenwirken mit den Kantonen und lokalen Institutionen, sowohl bei den Einsatzstellen wie auch Fachstellen, optimal gewährleistet ist.

Im Weiteren überprüfen alle am Warnprozess beteiligten Fachstellen ihre kritischen Geschäftsprozesse bezüglich Notfallsituationen und prüfen die Notwendigkeit gesetzlicher Anpassungen.

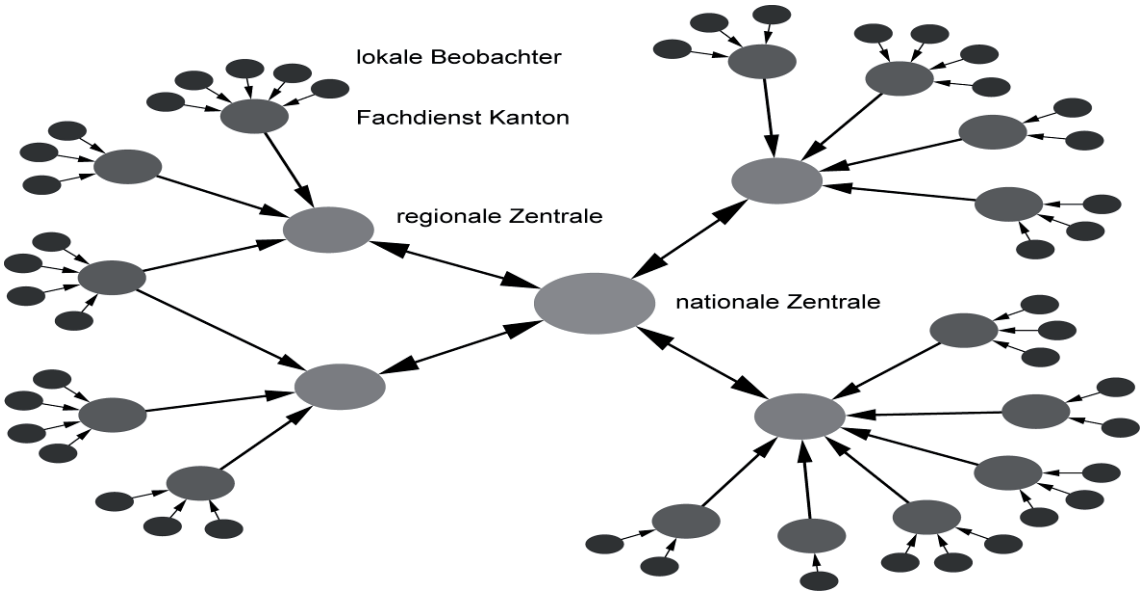


Abb. 4: Vernetzungsstruktur unter den verschiedenen Behörden.

6 Ausblick

Mit den bereits beschlossenen Massnahmen wurden weitere Schritte zur Verbesserung des Umgangs mit Naturgefahren eingeleitet. Bis die Investitionen nachhaltige Früchte tragen, muss jedoch sichergestellt sein, dass:

- Die Gefahrengrundlagen in die Richt- und Nutzungsplanung umgesetzt werden.
- In allen Gemeinden Notfallplanungen erstellt sind.
- Die Bevölkerung und Planer bezüglich Naturgefahren ausgebildet sind.
- Die ganze Alarmierungskette von der Meteo-Prognose über die Hochwasser-Vorhersage bis zu Warnung und Alarmierung, dem darauf basierenden naturgefahrengerechten Handeln auf lokaler Ebene (Wehrdienste und Bevölkerung), lückenlos funktioniert.
- Bestehende Schutzbauten überprüft und saniert werden.
- Neue Bauten und Anlagen sowie Infrastrukturen nur noch naturgefahrengrecht geplant werden. Alle möglichen Schadenursachen sind dabei zu berücksichtigen.
- Die Entwicklungen (Klimaänderung) laufend verfolgt werden (Monitoring) und Lehren aus den Ereignissen gezogen werden.

Dies ist eine Herausforderung für alle Beteiligten, d. h. die ganze Gesellschaft, und setzt eine interdisziplinäre Zusammenarbeit voraus.

7 Zusammenfassung

Die Häufung der Hochwasserereignisse in den letzten drei Jahrzehnten zeigt, dass mit extremen Ereignissen immer gerechnet werden muss. Zur Schadensminderung müssen alle Handlungsoptionen genutzt werden. Dies setzt jedoch voraus, dass wir alle wieder besser mit den Naturgefahren vertraut werden. Massnahmen zur Umsetzung des integralen Risikomanagements sind eingeleitet worden. Die Erstellung der Gefahrenkarten, die Ausbildung in Naturgefahren und die Verbesserung der Warnung und Alarmierung haben oberste Priorität. Zusammen mit der Sanierung und Anpassung der bestehenden Schutzbauten stellt die Umsetzung einer nachhaltigen Naturgefahrenprävention eine Generationenaufgabe dar.

Referenzen

Bundesamt für Wasser und Geologie (2001). Hochwasserschutz an Fliessgewässern, Wegleitungen des BWG, Biel.

Pfister C. (2008). Die Bewältigung von ‚Naturkatastrophen' in Abhängigkeit von Klima und Ereignishäufigkeit – gestern, heute, morgen, FAN-Agenda 1/08.

KOHS (2007). "Auswirkungen der Klimaänderung auf den Hochwasserschutz in der Schweiz." wasser, energie, luft, 99(1), 55-57.

Willi, H.P., Eberli, J. (2006). "Differenzierter Hochwasserschutz an der Engelberger Aa", tec21, 132(36), 4-7.

Willi, H.P.(2007). „Warnungen und ihre Rolle in der BAFU-Strategie zur Gefahrenprävention", Forum für Wissen 2007: 7-9.

Adresse des Autors

Hans Peter Willi
Abteilungschef Gefahrenprävention
Bundesamt für Umwelt
CH-3003 Bern
E-Mail: hans-peter.willi@bafu.admin.ch



Neue Anforderungen an Wasserkraftanlagen

(Session 1)

Sessionsleiter:
Prof. em. Dr.-Ing. Th. Strobl
TU München



Erfahrungen bei Bau, Inbetriebsetzung und Probebetrieb einer 10 MW-Hochdruckanlage der TIWAG

R. Boes, G. Senn, W. Rudig

1 Einleitung

Im Rahmen der österreichischen Förderung von so genannten Ökostromanlagen errichtete der Tiroler Landesenergieversorger TIWAG von Frühjahr 2005 bis Herbst 2006 ein Hochdruck-Laufwasserkraftwerk am Dorferbach in der Gemeinde Prägraten am Großvenediger in Osttirol. Bei einem Ausbauabfluss von 1,8 m³/s und einer Bruttofallhöhe von 686 m beträgt die maximale Leistung 10,4 MW. Die Druckrohrleitung (DRL) wurde in mitunter extrem alpinen Geländebedingungen mit Neigungen bis zu 48° (111%) verlegt, was eine besondere Herausforderung für Planer und Ausführende darstellte. Das Kraftwerk speist im Regeljahr rund 40 Mio. kWh in das TIWAG-Netz ein. Die Investitionskosten betrugen rund 15 Mio. Euro.

2 Anlagenkonfiguration

2.1 Allgemeines

Der Dorferbach entwässert die Südseite des Großvenedigermassivs und weist an der auf 2007 m Mh gelegenen Wehranlage ein Einzugsgebiet von 27,2 km² auf, welches zu etwa 50% vergletschert ist. Über eine rund 4430 m lange DRL gelangt das Triebwasser zum Krafthaus Hinterbichl im Virgental. Die Wasserrückgabe erfolgt in den Talfluss Isel ca.120 m unterhalb der Mündung des Dorferbaches. Der erzeugte Strom wird über ein 21 km langes Erdkabel, in das auch andere Wasserkraftwerke im Virgental einspeisen, zu einem neu errichteten 110 kV-Umspannwerk in Matrei i.O. transportiert und dort in das Landesnetz der TIWAG eingespeist.

2.2 Wasserfassung und Entsander

Die Fassung des Triebwassers erfolgt mit einem Tiroler Wehr, das auch als Fallrechenfassung bezeichnet wird und eine Sohlentnahme im Bach darstellt. Das zu fassende Wasser wird durch einen Grundrechen gefasst und über einen Querkanal in den sich anschließenden Entsander abgeleitet (Abb. 1Abb. 1). Die-

ser Typ ist wegen seiner robusten und wartungsarmen Ausführung für Wildbäche im Gebirge besonders geeignet (Drobir 1981, Scheuerlein 1984).



Abb. 1: Bau der Wasserfassung (Vordergrund) und Entsanderanlage (Hintergrund) auf 2000 m Mh: Erkennbar sind Rohre für die Bachumleitung während der Errichtung des Tiroler Wehres.

Das Fassungsbauwerk am Dorferbach besteht aus einer knapp 15 m langen Betonschwelle mit Hochwassersektion, Dotationsgerinne und dem eigentlichen 4,0 m breiten Tiroler Wehr. Über die Dotierwasserschwelle wird jahresdurchgängig Pflichtwasser abgegeben, bei hoher Wasserführung im Sommerhalbjahr kommt es zudem zu beträchtlichem Überwasser. Im Winter wird zusätzlich ein Teil eines nahe gelegenen Seitenbaches ebenfalls mit einem kleinen Tiroler Wehr gefasst und in die Entsanderanlage beigeleitet, um in der Niederwasserperiode die Energieerzeugung zu erhöhen. Nach Einzug durch den Grobrechen (lichter Stababstand 138 mm) wird das Wasser-Feststoff-Gemisch in zwei 26 m langen Entsanderkammern bis zu einem Grenzkorndurchmesser von 0,3 mm entkiest und entsandet. Jede Kammer ist mit einem Entlastungsüberfall, einem Einlauf- und Spülschütz und drei Sohlmembranen versehen. Letztere registrieren die Geschiebeablagerung und lösen bei Erreichen eines voreingestellten Wertes den Spülvorgang aus. Das Wasser-Feststoff-Gemisch wird über einen knapp 50 m langen Spülkanal in den Dorferbach zurück geleitet, die typische Spüldauer beträgt ca. 15 Min. Durch einen horizontalen Feinrechen gelangt das Triebwasser in eine Entnahmekammer und von dieser in die DRL.

Wegen der durch die große Höhenlage bedingten extremen Witterungsverhältnisse (u.a. Lawinen) konnte die Wehr- und Entsanderanlage nur von Ende Mai

bis Anfang November 2005 errichtet werden. Die hohe Wasserführung infolge der Schnee- und Gletscherschmelze erlaubte den Bau der eigentlichen Wasserfassung im Bachprofil sogar erst ab Mitte September 2005.

2.3 Druckrohrleitung

Beim vorliegenden Projekt handelte es sich um eine Gebirgsbaustelle mit den folgenden Herausforderungen und Randbedingungen des Bauloses DRL:

- Gelände mit über weite Strecken großem Längsgefälle, abschnittsweise bis 48° (111%) (Abb. 2), sowie teilweise großem Quergefälle bis zu 35° (70%),
- Verlegung großteils in Hartgestein, dadurch Sprengabtrag notwendig (Abb. 2),



Abb. 2: Sprengabtrag in einem Steilhang auf über 1900 m Mh.

- abschnittsweise schwierige geologische Verhältnisse (Kriechhang, klüftiger Fels), dadurch aus Gründen der Arbeits- und Bauwerkssicherheit regelmäßige geodätische Überwachungen auf allfällige Setzungen und Bewegungen erforderlich,
- bei zwei Steilabschnitten Baustellenerschließung nur mit Materialseilbahnen möglich,
- zweimaliges Queren des Dorferbaches mittels Rohrbrücken,
- Überlagerungshöhen geländebedingt bis zu 7 m, was in Lockermaterial einen Vorabtrag des Geländes zum Aushub des Rohrgrabens erforderte,

- teilweise enge Platzverhältnisse mit fehlenden Möglichkeiten für seitliche Materiallagerungen,
- lawinenbedingt kurze Bauzeit zwischen Schneeschmelze (Mai/Juni) und Wintereinbruch (Oktober/November),
- teilweise extreme Witterungsverhältnisse und Naturgefahren während des Baus, z.B. ca. 30-jährliches Hochwasser im Dorferbach sowie Murabgang in Rohrleitungsnähe am 28. Juli 2006,
- im unteren Trassenbereich wegen Nähe zur Besiedlung keine Sprengarbeiten in der touristischen Hauptsaison von Juli bis Mitte September,
- tägliches Schließen der Rohrgräben im Almweg, um Zugänglichkeit für eine Alpenvereinshütte und einen Steinbruch sicherzustellen,
- Einrichten eines Shuttledienstes oberhalb der den Almweg unterbrechenden Tagesbaustelle durch die Baufirma zur permanenten Sicherstellung der Zugänglichkeit des Dorfertales für Touristen mit Hüttentaxis (Touristen passierten Baustelle zu Fuß).

Die DRL besteht mit Ausnahme von Sonderbauwerken (Rohrbrücken, Hydrantenanschlüsse, Turbinenzuleitung am Krafthaus) und Stahl-Formstücken hoher Druckstufe aus duktilen Sphärogussrohren DN 800 der Druckklassen K8 bis K18 mit TYTON-Langmuffenverbindungen und einer Mindest-Regelüberdeckung von 0,80 m. Die duktilen Gussrohre sind mit Zementmörtel ausgekleidet und mit Faserzementmörtel umhüllt. Da die Muffenverbindungen einem aufgelösten Rohrleitungssystem entsprechen, mussten an den insgesamt 24 Knickpunkten zur Aufnahme der Umlenkkräfte Betonfestpunkte angeordnet werden, die mit 20 m langen Litzen-Dauerankern mit einer Vorspannkraft von 750 KN rückverankert wurden. An zwei Stellen wird der Dorferbach mittels Rohrbrücken aus Stahl gequert, einmal als freitragende Konstruktion (Abb. 3), das andere Mal im Brückenquerschnitt einer bestehenden, rund 40 m langen Straßenbrücke. Mit dem Ziel einer einfacheren Verlegung wurde die DRL möglichst in bestehenden Wegen im Dorfertal trassiert. Dadurch folgt die Leitung im Aufriss in etwa dem Bachgefälle und weist keinen eindeutigen Druckabstieg auf kurzer Länge auf, wie es bei alpinen Triebwasserwegen mit flach geneigtem Stollen oder Hangrohrleitung, Wasserschloss und Kraftabstieg meist üblich ist (Boes & Senn 2007). Durch die Trassierung entlang des Bachlaufes konnte auf aufwendige Bauwerke wie Hangkanal oder Wasserschloss verzichtet werden. Dem steht jedoch ein großer Reflexionsweg wegen der langen wirksamen Druckstoß-Leitungslänge gegenüber, der besondere Vorkehrungen bezüglich Turbinen-Stellzeiten erforderlich machte. Für die bei vergleichbaren TIWAG-Lauf-

kraftwerken übliche Stellzeit von 40 sec ergab sich im vorliegenden Fall am Krafthaus ein Druckstoßzuschlag auf die statische Druckhöhe von knapp 14%.



Abb. 3: Montage einer 23 m langen Stahlrohrbrücke.

Die so genannte "Auf-Zu-Verlegemethode" (Boes & Senn 2007) erleichterte zum einen den Einbau im steilen und geologisch schwierigen Gelände und ermöglichte zum anderen kurze Sperrzeiten bei der Verlegung im Almweg, was bei einer geschweißten Stahlleitung unmöglich gewesen wäre.

Besondere Anforderungen an die Bauausführung stellten zwei Steilstrecken, die mit Materialseilbahnen erschlossen wurden. Zur Aufnahme der zusätzlichen Hangabtriebskräfte sowie zum Rückhalt des Verfüllmaterials während des Baus wurden Querriegel errichtet, die z.T. als Betonscheiben, z.T. als Sandsackbarrieren ausgeführt wurden.

Die DRL ist an insgesamt fünf Stellen für betriebliche Zwecke zugänglich, nämlich von drei Druckprobeschächten sowie von einem Zugangsschacht bergseitig des oberen Steilhanges und von der Entnahmekammer der Entsanderanlage.

Die Leitung wurde in vier Abschnitten mit dem behördlich vorgeschriebenen Prüfdruck (1,2-facher maximaler Betriebsdruck) über 24 h auf Dichtheit geprüft, was auf Anhieb erfolgreich verlief. Mit einem Prüfdruck von 91,8 bar am Krafthaus ist ein für Sphärogussrohre DN 800 bisher einmaliger Druckbereich erreicht worden. Ein Druckprobenlängsschnitt mit den entsprechenden Prüfdrücken ist Moser & Boes (2008) zu entnehmen.

2.4 Krafthaus

Das Krafthaus wurde in Hangbauweise errichtet und besteht aus einer Maschinenhalle mit einem vertikalachsigen, vierdüsigen Pelton-Maschinensatz mit Synchron-Generator und einem Nebengebäude mit Maschinen- und Eigenbe-

darfstransformatoren, einer 25-kV-Schaltanlage sowie verschiedenen Nebenräumen. Das abgearbeitete Triebwasser gelangt über einen 35 m langen Unterwasserkanal in den Vorfluter. Zur Fassadengestaltung wurde aus optischen Gründen ein im Dorfertal kommerziell abgebauter grünlicher Chloritschiefer-Naturstein verwendet. An der Südfassade der Maschinenhalle wurden farblich abgestimmte grünliche Photovoltaikmodule auf einer Fläche von rund 28 m^2 angebracht (Abb. 4Abb. 4). Das Ökostromkraftwerk Dorferbach ist das erste österreichische Wasserkraftwerk mit einer in die Krafthausfassade integrierten Photovoltaikanlage (Leistung 2,8 kWp) und wandelt daher gleich auf zweifache Weise die Energie der Sonne in 100% CO_2 -freie elektrische Energie um.



Abb. 4: Krafthaus Dorferbach mit Photovoltaikanlage über dem Eingangstor.

3 Inbetriebsetzung und Probebetrieb

3.1 Allgemeines

Die vierwöchige Inbetriebsetzung (IBS) der Kraftwerksanlage erfolgte ab Ende Oktober 2006 und war Voraussetzung für die Aufnahme des Probebetriebes am 29.11.2006. Wegen mangelnden Wasserdargebotes im Herbst 2006 konnten in der IBS nicht mehr sämtliche Betriebszustände erprobt werden. Insbesondere konnte die Ausbauwassermenge bei diesem reinen Laufwasserkraftwerk ohne Kopfspeicher nur über kurze Zeitabschnitte durch Abfahren der Entsander- und Entnahmekammervolumina eingestellt werden, so dass keine Generatorerwärmungsläufe mehr stattfanden und auf den Sommer 2007 verschoben werden mussten. Wegen fehlenden Geschiebetriebes mussten auch die Erprobungen und Optimierungen der Grenzwerteinstellungen der Sohlmembranen in den Entsanderkammern auf 2007 verschoben werden.

In der Entwurfsphase waren Überlegungen zur Anordnung eines Kurzzeit-Ausgleichsspeichers im Hauptschluss des Dorferbaches oberhalb der Wasserfassung angestellt worden. Das österreichische Ökostromgesetz setzte für die Gewährung der Einspeise-Vergütungssätze das Vorliegen aller für die Errichtung einer Anlage erforderlichen Genehmigungen bis zum 31.12.2004 voraus. In Anbetracht des knappen Genehmigungs-Zeitraums zur Erlangung der Ökostromtarife wurde daher in der Einreichphase 2004 die Planung eines Ausgleichsspeichers nicht weiter verfolgt, da für dessen Errichtung umfangreiche ökologische Untersuchungen zu verschiedenen Jahreszeiten und entsprechende Nachweise für das naturschutzrechtliche Verfahren notwendig gewesen wären. Sehr wohl ist auf den später möglichen Zubau eines solchen Speichers bereits bei der Auslegung der DRL und anderer Anlagenteile geachtet worden.

3.2 Laufradabrasion und Entsandung

Im Juli 2007 zeigten sich bei einer planmäßigen Kontrolle der Turbine überdurchschnittlich große Verschleißerscheinungen infolge Hydroabrasion an den 22 Laufradbechern. Eine Analyse der aufgezeichneten Geschiebeablagerungen in den Entsanderkammern zeigte, dass es bei einem Hochwasserereignis im Juni des Jahres zu größeren Feststoffeinträgen in das Triebwassersystem gekommen sein musste. Dies war darauf zurückzuführen, dass während der Spülung einer der beiden Entsanderkammern die Spülautomatik der jeweils anderen Kammer blockiert war und somit bei extremem Geschiebeanfall eine Überlastung dieser Kammer eintrat. Die großen Auflandungen von bis zu 1,46 m verringerten den wirksamen Absetzraum derart, dass die Absetzwirkung für das Grenzkorn nicht mehr eingehalten wurde. Die große Fallhöhe von 635 m netto bei Ausbauabfluss führt ihrerseits zu Geschwindigkeiten des aus den Peltondüsen austretenden Wasserstrahles von rund 110 m/s bzw. 400 km/h, was in Verbindung mit Feststoffen im Triebwasser einen großen Hydroabrasivverschleiß an den Laufradbechern bewirkt. Studien zum Abrasionsverhalten von Turbinenlaufrädern legen nahe, dass die Strahlgeschwindigkeit einen überproportional starken Einfluss auf den Verschleiß W hat: $W \sim v^p$, mit einem Exponenten p zwischen 1,5 und 3,4 für herkömmlichen Turbinenstahl X5 CrNi 13/4 (Ortmanns 2006). Der Verschleiß wird üblicherweise in Abtrag von Turbinenmaterial pro Zeiteinheit ausgedrückt.

Als Maßnahme zur Minderung der Abrasion wurde zunächst das Ersatzlaufrad mit einer 300 µm starken Wolframcarbid-Beschichtung versehen. Die von Beginn an mit demselben Material beschichteten Düsenmundstücke und -nadeln zeigen bisher keine ungewöhnlichen Verschleißerscheinungen. An der Wasserfassung wurde ein zweiter Grenzwert bzgl. der Auflandungshöhen im Entsander implementiert, bei dessen Erreichen die Spülung automatisch ausgelöst wird,

auch wenn die andere Kammer gerade ebenfalls gespült wird. In diesem Fall hat die Vermeidung eines zu großen Schwebstoffeintrages in die DRL Vorrang vor energiewirtschaftlichen Belangen, d.h. das Kraftwerk muss außer Betrieb gehen. Weiterhin wurden verschiedene Messungen zur Analyse der Feststoffcharakteristika durchgeführt, nämlich Bestimmung von Kornverteilung, Schwebstoffkonzentration, Mineralbestand, Härte nach Mohs und Rundungsgrad. Am Dorferbach liegen demnach alle bezüglich Hydroabrasivverschleiß ungünstigen Merkmale vor, nämlich hoher Quarzanteil der Feststoffe von im Mittel etwa 40 bis 50%, damit hohe durchschnittliche Härten nach Mohs von über 4 bis 6, noch eckige bzw. nur leicht abgerundete Kanten der einzelnen Minerale sowie infolge des Gletscherschliffes hohe Schwebstoffkonzentrationen (SSC = *suspended sediment concentration*). Es sei aber darauf hingewiesen, dass sich die auf ein Grenzkorn von 0,3 mm bemessene Absetzwirkung der Entsanderanlage planmäßig verhält.

3.3 Feststofffracht

Zur Abschätzung des Schwebstoffeintrags in den Triebwasserweg wurden in der Entnahmekammer gemessene SSC mit der Wasserführung des Dorferbaches an der Wasserfassung Q_{WF} korreliert (Abb. 5). Der Abb. 5 zufolge setzt eine nennenswerte Schwebstoffführung im Triebwasserweg erst bei Zuflüssen von rund 3 m^3/s ein. Der Zusammenhang $SSC = f(Q_{WF})$ lautet:

$$SSC = 0 \quad \text{für } Q_{WF} < 3{,}08\ m^3/s \qquad [1a]$$

$$SSC\ [mg/l] = 304 * Q_{WF}\ [m^3/s] - 936 \quad \text{für } Q_{WF} \geq 3{,}08\ m^3/s \qquad [1b]$$

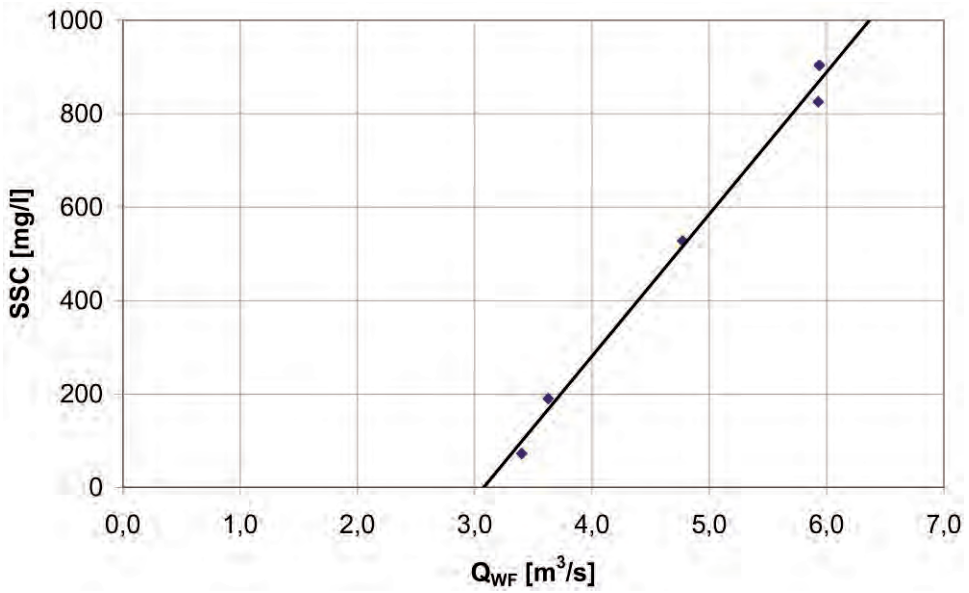


Abb. 5: Schwebstoffkonzentration in der Entnahmekammer in Abhängigkeit des Zuflusses Q_{WF} zur Wasserfassung Dorferbach.

Anhand der mit der Gleichung [1] hergeleiteten SSC für den Zeitraum der Feststofffführung vom 16.04. bis 15.10.2007 (Abb. 6Abb. 6) wurden die über die DRL abgeführten Schwebstofffrachten durch Multiplikation der SSC mit den Triebwasserdurchflüssen Q_{TW} berechnet. Es ergibt sich eine kumulierte Schwebstofffracht über den Triebwasserweg von rund 3100 t im betrachteten Zeitraum. Ein Vergleich mit Messwerten an der TIWAG-Wasserfassung am Pitzbach mit ähnlicher Charakteristik des Einzugsgebietes lässt diesen Wert plausibel erscheinen. Zudem wurde das Massenverhältnis Schwebstoff/Geschiebe am Dorferbach zu 2,2 bis 3,0 bestimmt, was ebenfalls mit den Ergebnissen am Pitzbach korreliert (Hofer 1987). Die mittlere SSC des Triebwassers beträgt je nach Betrachtungszeitraum im Jahr 2007 zwischen 150 und 350 mg/l, was mit den Vergleichsdaten von Schweizerischen Laufkraftwerken im Wallis (Ortmanns 2006) korrespondiert. Auch die in Abb. 6Abb. 6 erkennbaren Konzentrationsspitzen von 2500 bis zu 3000 mg/l erscheinen aufgrund dieser Vergleichsdaten plausibel.

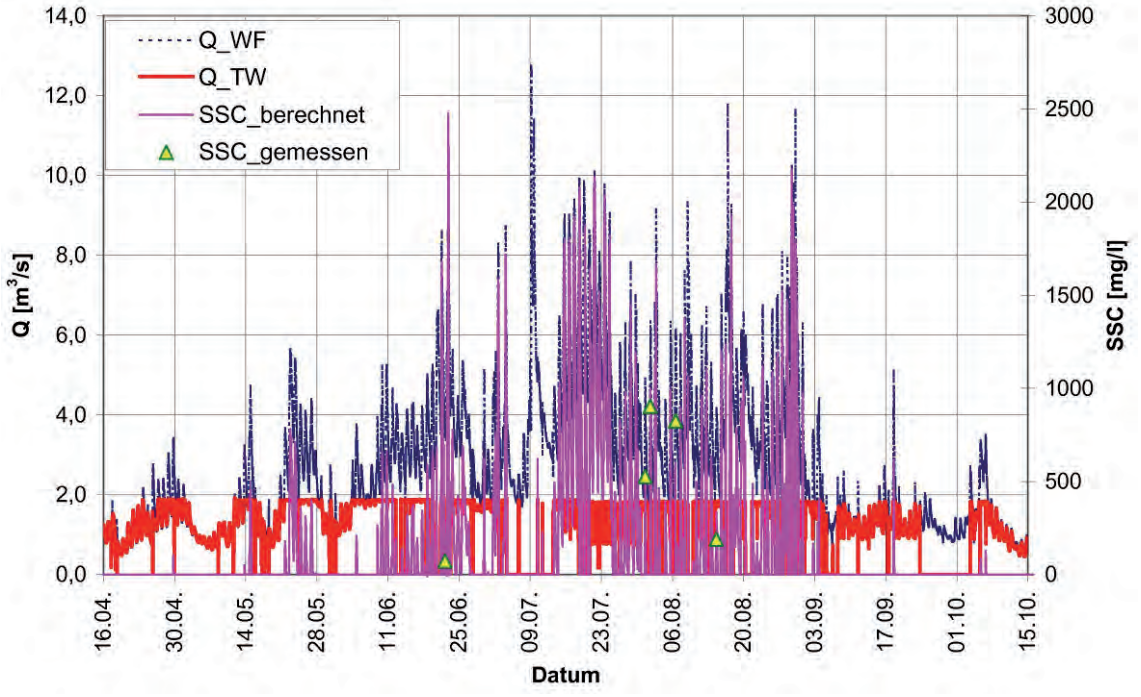


Abb. 6: Zufluss zur Wasserfassung Q_{WF}, Triebwasserdurchfluss Q_{TW}, berechnete und gemessene *SSC* in der Entnahmekammer vom 16.04. bis 15.10.2007.

4 Zusammenfassung

Die Verwendung von duktilen Gussrohren hat sich bei der Bauausführung des Wasserkraftwerks Dorferbach bewährt, da nur dadurch die Randbedingungen einer weitgehenden Aufrechterhaltung des Fahrverkehrs und witterungsbedingt kurzer Bausaison trotz schwieriger Topographie und Geologie eingehalten werden konnten. Mit dem während der Druckprobe herrschenden Prüfdrücken von

bis zu 92 bar wurde Neuland beim Einsatz von duktilen Gussrohren der Nennweite DN 800 beschritten. Zudem stellt das Ökostromkraftwerk Dorferbach als Wasserkraftwerk mit Photovoltaikanlage eine bisher in Österreich einmalige Symbiose der Sonnenenergienutzung dar.

Hochdruck-Laufwasserkraftwerke ohne Kopfspeicher an stark vergletscherten Gewässern sind zwangsläufig einer relativ großen Schwebstoffführung im Triebwasser ausgesetzt, da sich der hohe Anteil an feinen Korngrößen (Feinsand und Schluff) mit herkömmlichen Langfangentsandern wirtschaftlich nicht signifikant herabsetzen lässt. In dieser Hinsicht kann ein Ausgleichsspeicher die Schwebstofffracht deutlicher herabsetzen, jedoch ist die dann unvermeidbare rasche Speicherverlandung mit einem geeigneten Speicherbewirtschaftungskonzept („Entlandungsmanagement“) in den Griff zu bekommen. Andernfalls würde die Verminderung der Hydroabrasion mit einem Verlandungsproblem erkauft. In Bezug auf die an Gletscherbächen im Jahresverlauf extrem stark schwankende Wasserführung ist ein Ausgleichsspeicher betrieblich stets von Vorteil, besonders bei Niedrigwasserverhältnissen im Winter.

Referenzen

Boes, R. & Senn., G. (2006): Duktile Gussrohre in Triebwasserleitungen für Wasserkraftwerke, *Schriftenreihe aus dem Institut für Rohrleitungsbau*, FH Oldenburg, Band 31, 195-206.

Drobir, H. (1981): Entwurf von Wasserfassungen im Hochgebirge, *Österreichische Wasser- und Abfallwirtschaft*, 33(11/12), 243-253.

Hofer, B. (1987). Der Feststofftransport von Hochgebirgsbächen am Beispiel des Pitzbaches. *Österreichische Wasserwirtschaft,* 39(1/2), 30-38.

Moser, A. & Boes, R. (2008): Einsatz duktiler Gussrohre für alpine Triebwasserleitungen – Wasserkraftwerk Dorferbach der TIWAG -Tiroler Wasserkraft AG, *Gussrohr-Technik FGR,* 42, 78-82.

Ortmanns, Ch. (2006): Entsander von Wasserkraftanlagen, *Mitteilung Nr. 193*, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zürich.

Scheuerlein, H. (1984): Die Wasserentnahme aus geschiebeführenden Flüssen, *Ernst & Sohn*.

Adresse der Autoren

Dr. Robert Boes
TIWAG-Tiroler Wasserkraft AG
Eduard-Wallnöfer-Platz 2
A-6020 Innsbruck
E-Mail: robert.boes@tiwag.at



Dr. Ing. Gebhard Senn
TIWAG-Tiroler Wasserkraft AG
Eduard-Wallnöfer-Platz 2
A-6020 Innsbruck
E-Mail: gebhard.senn@tiwag.at



Dr. Ing. Werner Rudig
TIWAG-Tiroler Wasserkraft AG
Eduard-Wallnöfer-Platz 2
A-6020 Innsbruck
E-Mail: werner.rudig@tiwag.at



Hydraulische Optimierung von Entsanderkammern mittels dreidimensionaler Strömungssimulation

R. Feurich, M. Zössmayr, G. Premstaller, P. Rutschmann

1 Einleitung

Um zu vermeiden, dass das Triebwasser aus Fließgewässern Feststoffe in die Turbinen und andere Anlagenteile mitführt, werden nach der Wasserentnahme Entsandungsanlagen errichtet, in denen sich die Feststoffe durch Sedimentation schadlos ablagern können. Dies wird durch eine Reduzierung der Fließgeschwindigkeit in den Entsanderkammern erreicht, wodurch sich in Kombination mit der Sinkgeschwindigkeit der Sedimente rechnerisch die Kammerlänge ergibt.

Für die Dimensionierung dieser Entsanderkammern können entweder empirische Ansätze oder numerische Berechnungsverfahren zur Anwendung gelangen. In der vorliegenden Arbeit werden diese beiden Verfahren einander gegenübergestellt.

2 Empirischer Berechungsansatz

Eine Beschreibung eines gegenwärtig gängigen empirischen Bemessungsverfahrens liefert Drobir (1981). Die Bemessungsvorschläge für die Entsandungsbauwerke seien an dieser Stelle nochmals kurz zusammengefasst.

Zweck der Entsanderkammer ist eine Verminderung der Fließgeschwindigkeit des Wassers, um ein Absinken des mitgeführten Materials im Beruhigungsbecken zu garantieren. Die Fließgeschwindigkeit im Entsander wird so festgelegt, dass einmal abgesetztes Korn nicht wieder aufgewirbelt wird. Für eine gleichmäßige Durchströmung des gesamten Kammerquerschnittes wird empfohlen, ein Verhältnis von Wassertiefe zu Kammerbreite von $h : b \approx 1{,}25 : 1$ einzuhalten.

Der auszuscheidende Grenzkorndurchmesser d in [mm] wird nach wirtschaftlichen Erwägungen festgelegt. Mit einem definierten Grenzkorndurchmesser kann nach dem Ansatz von Camp, der in Mosonyi (1959) dargestellt wird, die kritische Fließgeschwindigkeit v_F berechnet werden zu:

$$v_F = a \cdot \sqrt{d} \qquad [1]$$

wobei a den Beiwert nach Camp darstellt.

Der Beiwert a wird für Durchmesser $1\ \text{mm}<d$ mit $a = 36$, und für Durchmesser $0{,}1\ \text{mm}<d<1\ \text{mm}$ mit $a = 44$ festgelegt. Der erforderliche Kammerquerschnitt A kann dann aus der Kontinuitätsbedingung bestimmt werden:

$$A = \frac{Q}{v_F} \qquad [2]$$

wobei Q den Durchfluss darstellt.

Zur Vermeidung von Randwirbeln und einer zu starken Mittenströmung sollte die Kammerbreite b kleiner als 1/8 der Kammerlänge L sein, d. h. $b<L/8$. Sonst soll eine konstruktive Aufteilung in mehrere Kammern erfolgen. Es wird angenommen, dass ein Grenzkorn mit einer Sinkgeschwindigkeit w die Sinkzeit $t=h/w$ benötigt, um zum Boden des Entsanders auf die Tiefe h abzusinken. Die Sinkzeit darf nicht länger als die Durchströmzeit des Wassers in der Entsanderkammer sein, um einen Geschiebeeinzug zu vermeiden. Die Sinkgeschwindigkeit w in Abhängigkeit vom spezifischen Gewicht des geschiebeführenden Wassers, von der Wassertemperatur und vom auszuscheidenden Grenzdurchmesser nach Sudry kann Mosonyi (1959) entnommen werden.

Zur Berücksichtigung der Turbulenz des strömenden Wassers wird eine verminderte Sinkgeschwindigkeit v_s angenommen:

$$v_s = w - \alpha \cdot v \qquad [3]$$

wobei $\alpha = 0{,}132/\sqrt{h}$ den Verzögerungsbeiwert (Giesecke 1998) darstellt.

Die erforderliche Länge der Entsanderkammer L wird mit einem Sicherheitszuschlag in der Größenordnung der doppelten Kammerbreite b festgelegt mit:

$$L = \frac{h \cdot v}{v_s} + 2 \cdot b \qquad [4]$$

3 Numerische Modellierung

Die nachfolgenden Beispiele wurden mit der kommerziellen Software Flow-3D von Flow Science Inc. berechnet. Das Programm löst die dreidimensionalen, Reynolds gemittelten Gleichungen von Navier-Stokes unter Verwendung eines Turbulenzmodells mittels finiter Differenzen und einer konservativen Formulierung.

3.1 Das Rechennetz

Das Programm Flow-3D arbeitet mit einfachen, strukturierten Netzen, die aus lauter Quadern bestehen, wobei mehrere solche strukturierte Blöcke zusammengesetzt werden können, genannt Multiblock. In dieses Netz wird die eigent-

liche, nicht durchströmte Geometrie in Form von Hindernissen eingefügt. Dafür sind unterschiedliche Beschreibungen möglich, u. a. auch solche, die in einem CAD-System generiert werden können. Im Gegensatz zu anderen Programmen resultieren aus der Verschneidung der Hindernisse mit dem einfachen Netz keine treppenförmigen Berandungen. Mittels des FAVOR-Ansatzes (Fractional Area Volume Obstacle Representation) ist es möglich, die Geometrie trotz des einfachen Netzes sehr exakt abzubilden. Dies geschieht, indem in jeder Zelle eine skalare Information betreffend den durchströmten bzw. mit einem Hindernis belegten Anteil gespeichert wird. Eine Berandungsfläche unterteilt die Zelle in diesem Verhältnis, wobei die Normalenrichtung der Fläche aus den skalaren Informationen benachbarter Zellen ermittelt wird.

3.2 Die freie Wasseroberfläche

Für die Modellierung der freien Oberfläche wird der VOF-Ansatz (Volume Of Fluid) verwendet. Dieser funktioniert ganz ähnlich wie FAVOR. Anstelle des Hindernisanteils in jeder Zelle wird das Verhältnis von Wasser zur Summe aus Luft- und Wasserphase gespeichert. Bei einem instationären Problem wird diese Information mit der Strömung mitkonvektiert. Die geometrische Rekonstruktion der freien Wasserspiegellage, bei der wie bei FAVOR aus den Informationen der umliegenden Zellen die Normalenrichtung der freien Oberfläche ermittelt wird, sorgt dafür, dass die Oberfläche scharf bleibt und nicht numerisch verschmiert wird.

3.3 Das Turbulenzmodell

Das Programm bietet verschiedene Turbulenzmodelle an. Für die hier dargestellten Rechnungen wurde in der Regel ein Zweigleichungsturbulenzmodell, das sog. *k*-*ε*-Turbulenzmodell verwendet. Dieses stellt einen weit verbreiteten Ansatz dar, der sich in vielen Strömungssituationen bei vernünftigem Rechenaufwand gut bewährt hat. Zwei nicht-lineare Differenzialgleichungen für k, entsprechend der Produktion von turbulenter Energie, und ε, entsprechend deren Dissipation, werden in jedem Zeitschritt gelöst.

3.4 Das Partikelmodell

Flow-3D kann sowohl masselose Partikel als auch Partikel mit einer gewissen Masse modellieren. Auf masselose Partikel, so genannte „Marker“, wirken nur die Strömungskräfte. Massepartikel dagegen haben eine definierte Dichte und einen definierten Durchmesser. Die Bewegungsgleichung der Massenpartikel stellt sich wie folgt dar:

$$\frac{du_p}{dt} = -\frac{1}{\rho_p}\nabla P + g + \alpha \cdot (u - u') + \beta \cdot (u - u') \cdot |u - u'| \qquad [5]$$

Mit $u' = u_p + u_{diff}$ und u_p entsprechend der mittleren Geschwindigkeit des Partikels, ρ_p der Dichte des Partikels, g der Gravitation oder anderer Kräfte auf das Partikel, u der Geschwindigkeit des Fluids, P dem Druck des Fluids und α bzw. β entsprechend den Widerstandsbeiwerten, die konstant angenommen werden können. Alternativ kann für kugelförmige Partikel ein variabler Widerstandsbeiwert C_D berechnet werden nach Batchelor (1983):

$$C_D = \frac{4 \cdot d}{3} \cdot \beta \cdot \frac{\rho_p}{\rho} = \left(\frac{24}{\mathrm{Re}} + \frac{6}{1+\sqrt{\mathrm{Re}}} + 0{,}4 \right) \cdot \frac{\rho_p}{\rho} \qquad [6]$$

Mit d entsprechend dem Partikeldurchmesser, Re der Reynoldszahl und ρ der Dichte des Fluids. Neben den Strömungskräften wirken also auf jedes Teilchen die Gewichtskraft und der Auftrieb ein. Es werden modellintern folgende Vereinfachungen nach Flow Science (2004) angenommen:

- Es gibt keine Interaktion zwischen den einzelnen Masseteilchen.
- Die Bewegung der Partikel ist durch die Bewegung des Fluids beeinflusst. Umgekehrt werden die Kräfte, die die Partikel auf das Fluid ausüben, ver nachlässigt. Diese Annahme erscheint bei einer geringen Konzentration von Partikeln und Partikeln von geringer Masse gerechtfertigt.
- Die Verdrängung des Fluids durch die Partikelteilchen wird vernachlässigt. Die Partikel haben in der Simulation somit einen definierten Durchmesser und eine Masse, aber kein Volumen. Auch diese Annahme ist bei geringen Partikelkonzentrationen akzeptabel.

Die dynamischen Gleichungen müssen sowohl für das Fluid als auch für das Partikel simultan gelöst werden. Für die gemeinsame Lösung der Gleichungen wird ein implizites numerisches Verfahren angewendet.

4 Fallbeispiele

Im Folgenden werden die Resultate der numerischen Berechnungen den empirischen Ergebnissen gegenüber gestellt. Hierbei werden zwei Entnahmearten untersucht:

- Entsandungsbauwerk mit Frontalentnahme,
- Entsandungsbauwerk mit Seitenentnahme.

4.1 Entsandungsbauwerk mit Frontalentnahme

Anhand der zuvor angegebenen Entwurfsgrundlagen wurde ein Entsanderbecken mit den Ausmaßen von $l:b:h = 50{:}0{,}3{:}3{,}2$ modelliert. Die Berechnung mit Hilfe der vorab angeführten empirischen Formeln ergab bei einer mittleren Fließgeschwindigkeit von 0,15 m/s ein Absetzen des Grenzkorns zwischen

20 - 25 m Kammerlänge. Die Kornverteilung der zugegebenen Partikel wurde in diesem Fall von 2 mm bis 0,2 mm gewählt.

Entsprechend dieser Angaben erfolgte die numerische Simulation mit dem kommerziellen Programm Flow-3D. Wie Abb. 1 zeigt, gibt es eine gute Übereinstimmung der Ergebnisse der empirischen und numerischen Berechnung unter der Vorraussetzung einer frontalen Entnahme, was sich in idealen Strömungsbedingungen in der Entsanderkammer widerspiegelt.

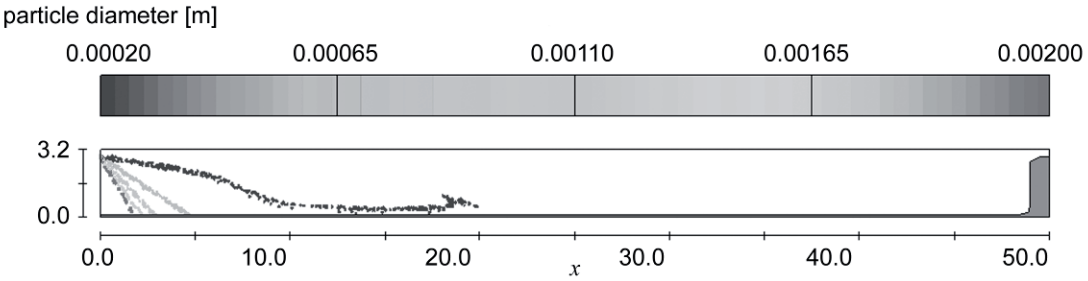


Abb. 1: Numerisches Ergebnis des Absetzverhaltens in einem Beruhigungsbecken in Abhängigkeit des Durchmessers (Absetzen des Grenzkorns von 0,2 mm bei einer Länge von x ca. 23 m).

4.2 Entsandungsbauwerk mit Seitenentnahme

Gegenstand der Berechnungen war es, Aussagen über die auftretenden Strömungsverhältnisse des Wassers und das Absetzverhalten der verschiedenen Kornfraktionen im Fassungsbauwerk zu treffen. In Abb. 2 ist die Geometrie des untersuchten Fassungsbauwerkes dargestellt.

Der orografisch rechte Entsander wird mit Kammer eins bezeichnet. Die in der Mitte liegende Kammer erhält die Nummer zwei. Die orografisch linke Entsanderkammer wird mit der Nummer drei beziffert. Zur Untersuchung der Quer- und Längsströmungen wurden zwei Schnitte im Modell fixiert, um den Einfluss der unterschiedlichen Einlaufbedingungen und der Anordnung der Leitwände zu untersuchen und zu vergleichen (Querschnitt x = 57 m, Querschnitt x = 68 m).

Die Längsgeschwindigkeiten des Fluids sind in den folgenden Abb. 3 und 4 an den zwei Kammerquerschnitten dargestellt.

Die Querströmungen sind durch Vektoren visualisiert. Es zeigt sich deutlich, dass sich ein ungleichmäßig über den Querschnitt verteiltes Geschwindigkeitsfeld einstellt. Wie aus den Abb. 3 und 4 ersichtlich ist, weist die Längsströmung eine maximale Geschwindigkeit von 0,543 m/s (x = 57 m) und 0,347 m/s (x = 68 m) auf. Die maximale Querströmung kann im Schnitt bei x = 57 m mit 0,11 m/s beziffert werden, bei x = 68 m mit immerhin noch 0,068 m/s.

Die ungünstigen Geschwindigkeitsverteilungen spiegeln sich natürlich auch im unzureichenden Absetzverhalten in den Kammern wieder. Abb. 5 zeigt die stärkere Beaufschlagung der Kammer 1 mit Sediment und die durch die Querströmung verursachten Ablagerungen auf der orografisch linken Seite der jeweiligen Kammern.

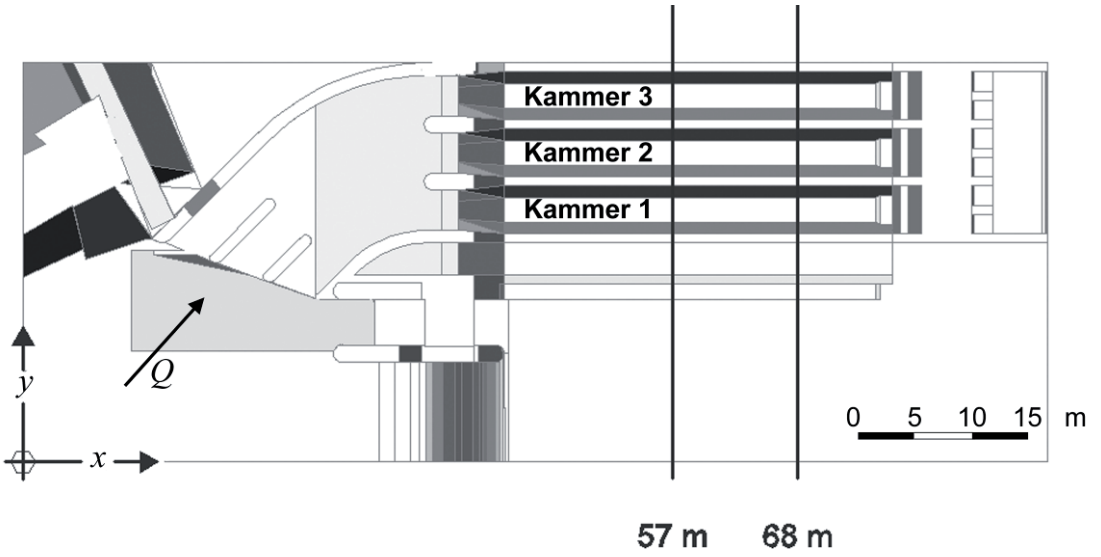


Abb. 2: Untersuchte Entsandergeometrie bei seitlicher Entnahme.

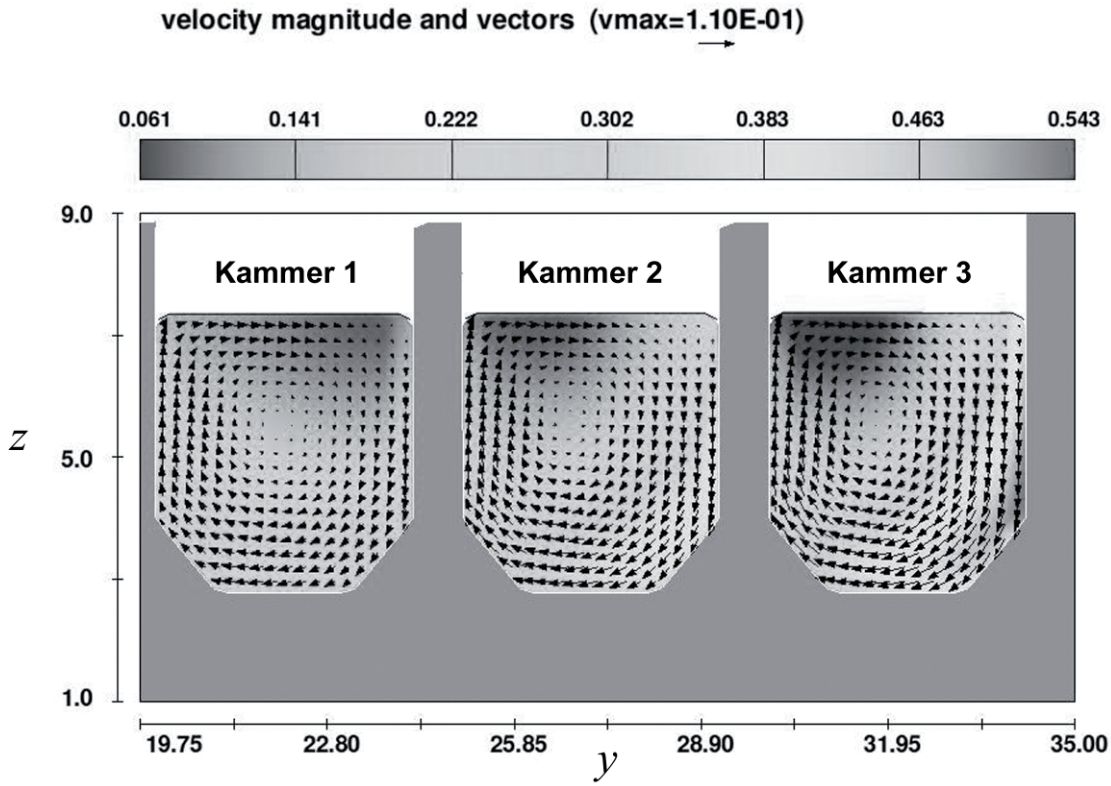


Abb. 3: Ausbildung der Querströmung, Querschnitt x = 57 m lt. Geometrie (Blickrichtung gegen Fließrichtung).

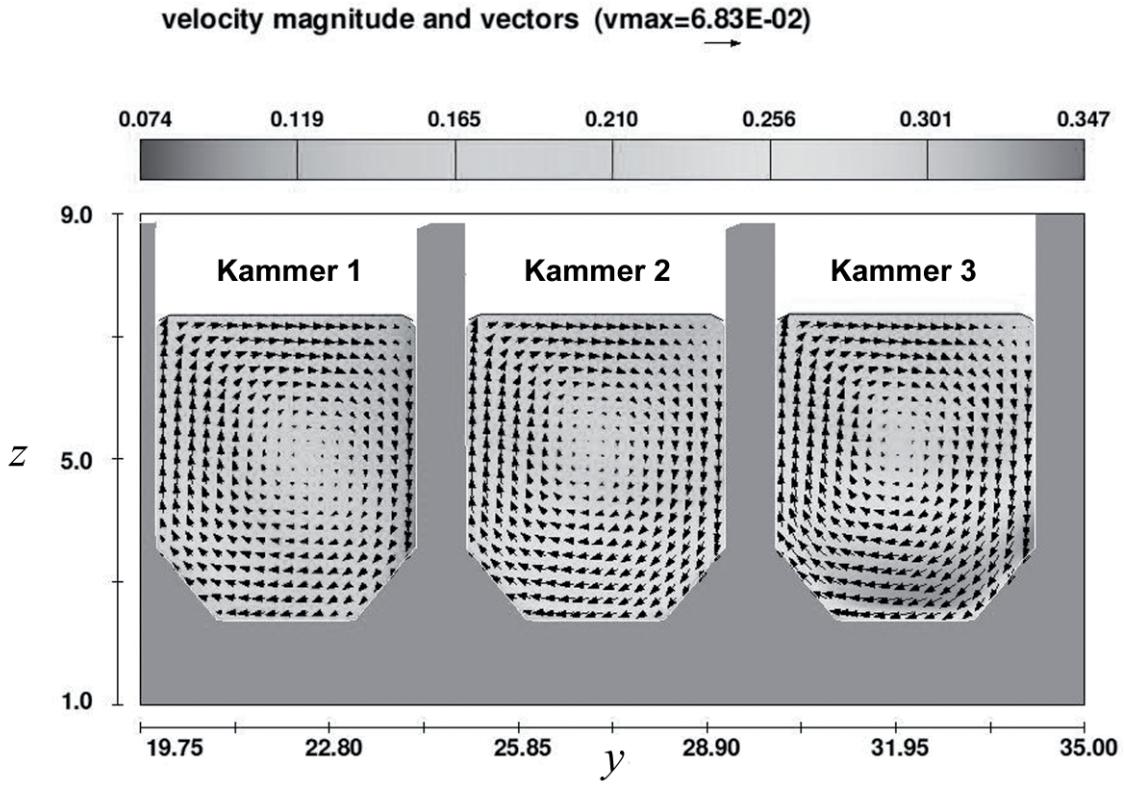


Abb. 4: Ausbildung der Querströmung, Querschnitt x = 68 m lt. Geometrie (Blickrichtung gegen Fließrichtung).

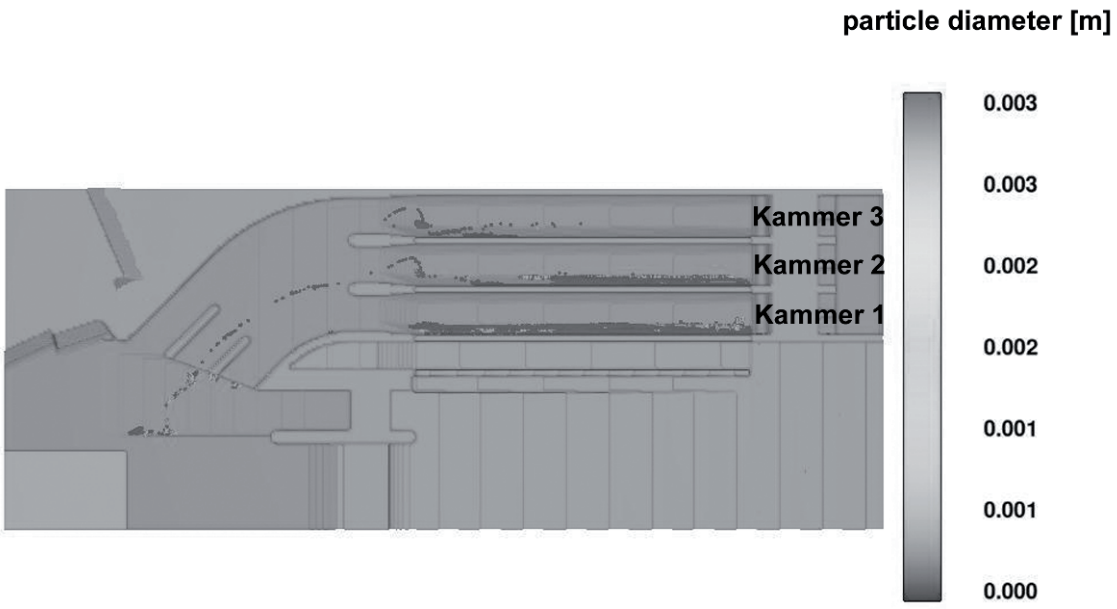


Abb. 5: Absetzverhalten in den einzelnen Kammerquerschnitten.

4.3 Modifikationen der Einlaufgeometrie bei Seitenentnahme

Inwieweit die gezielte Umlenkung des Wassers durch die Verlängerung des Trennpfeilers und die Anordnung von Leitwänden (Abb. 6) eine gleichmäßigere Beaufschlagung der Entsanderkammern zum einen und eine Unterdrückung der Sekundärströmung mit Vereinheitlichung der Hauptströmung zum anderen bewirkt, wird hier dargestellt.

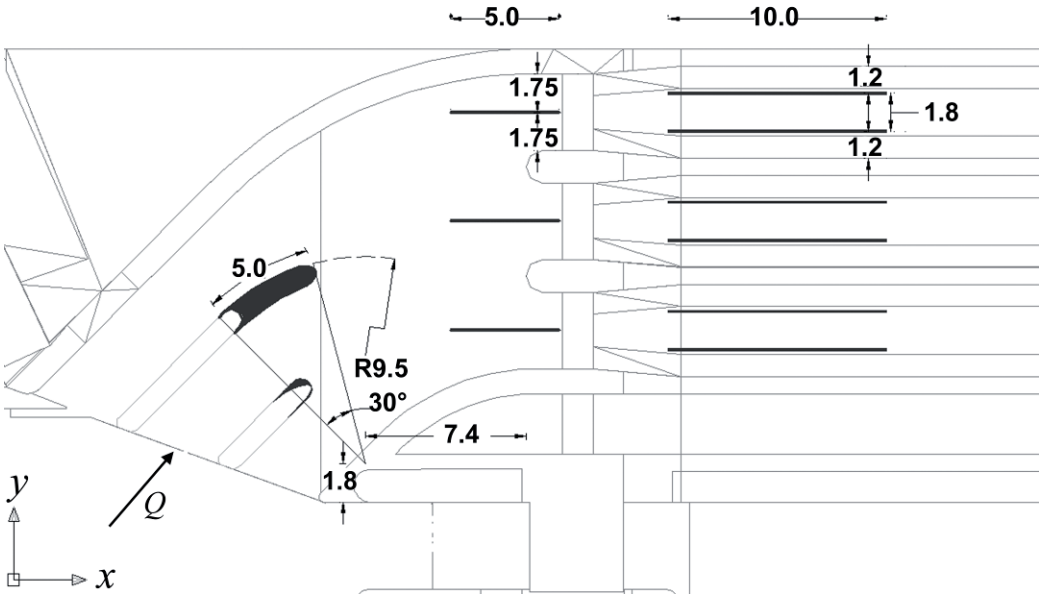


Abb. 6: Modifikationen des Fassungsbauwerks.

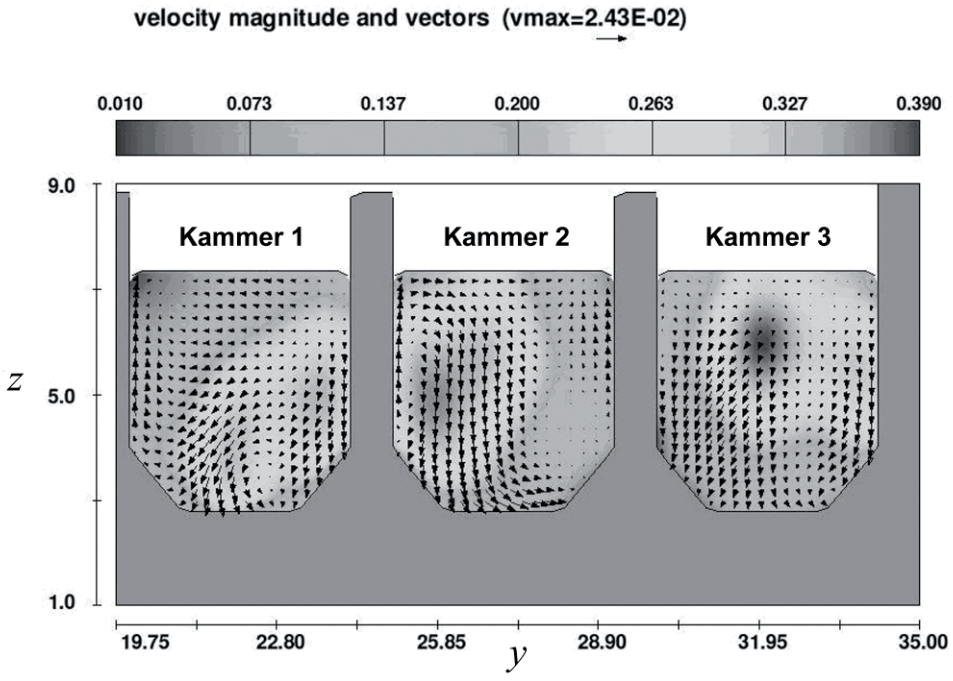


Abb. 7: Ausbildung der Querströmung, Querschnitt x = 57 m (Blickrichtung gegen Fließrichtung).

Wie aus den Abb. 7 und 8 ersichtlich ist, bewirken die Umgestaltung des Einlaufes und die Anordnung der Leitwände eine wesentliche Reduktion der maximalen Längs- und Querströmung. Die maximale Längsströmung weist in den Querschnitten eine Geschwindigkeit von 0,39 m/s (x = 57 m) und 0,287 m/s (x = 68 m) auf. Die maximale Querströmung kann im Schnitt bei x = 57 m mit 0,024 m/s beziffert werden, bei x = 68 m mit 0,015 m/s.

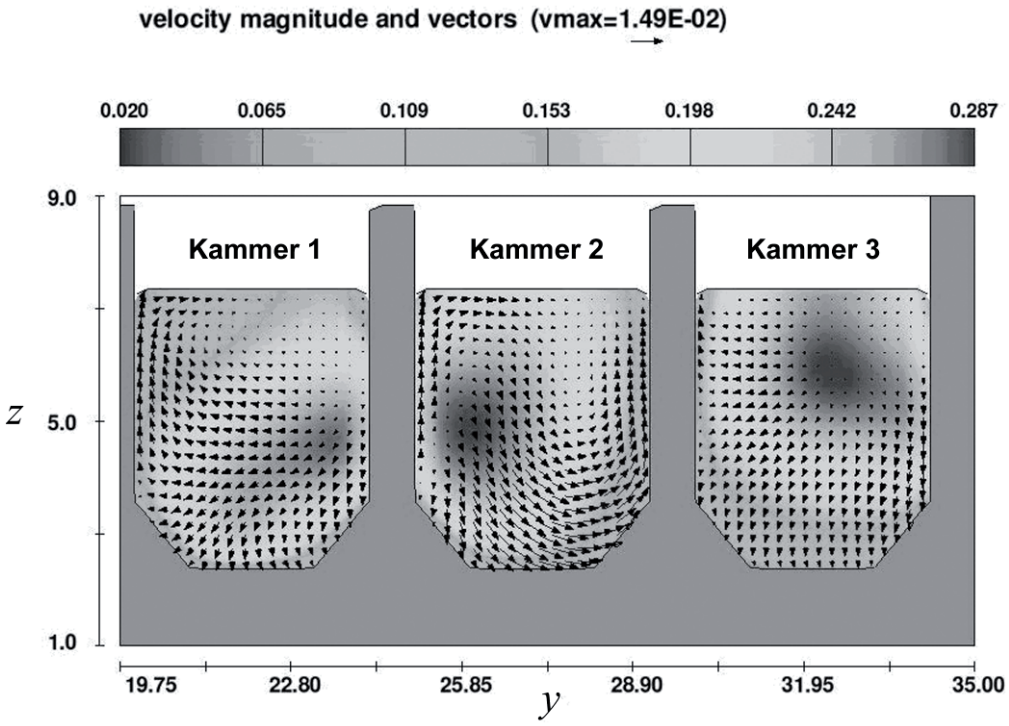


Abb. 8: Ausbildung der Querströmung Querschnitt x = 68 m (Blickrichtung gegen Fließrichtung).

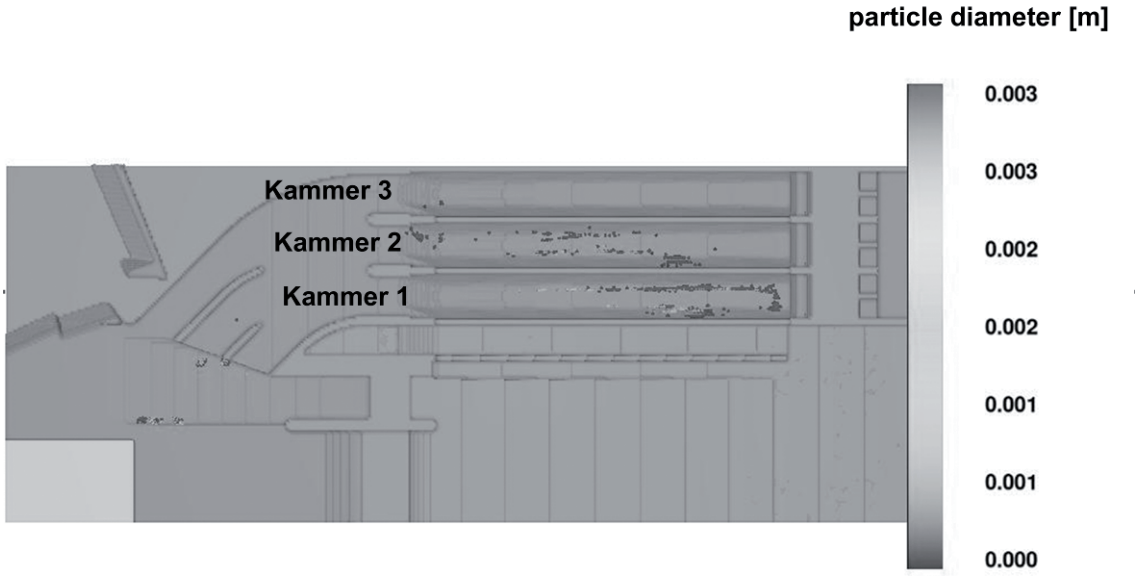


Abb. 9: Absetzverhalten in den einzelnen Kammerquerschnitten.

Abb. 9 zeigt, dass es durch die optimierten Strömungsverhältnisse zu einer regelmäßigeren Ablage der Grenzkörner in den Entsanderquerschnitten kommt. Es gelangen keine Grenzkörner mehr in die Abgangskammer.

5 Zusammenfassung

Die vorliegende Untersuchung hat gezeigt, dass für die Gültigkeit der empirischen Berechnungsverfahren ideale Strömungsbedingungen in den Entsanderkammern vorherrschen müssen, d.h. gleichmäßig über den Querschnitt verteilt und ohne Querströmungseinfluss. Dies ist aber vor allem bei seitlichen Entnahmen nur bedingt einzuhalten. Mit Hilfe komplexer, numerischer Strömungssimulationen wurde das Absetzverhalten unter Berücksichtigung der tatsächlichen Strömungsverhältnisse in den Kammern aufgezeigt. Außerdem konnten damit geeignete Gegenmaßnahmen getroffen werden, die das Absetzverhalten des Grenzkorns positiv beeinflussten.

Referenzen

Batchelor, G. K. (1983): An introduction to fluid mechanics. Cambridge University Press, Cambridge, U.K.

Drobir, H. (1981): Entwurf von Wasserfassungen im Hochgebirge. Österr. Wasserwirtschaft, 33. Jahrgang (Heft 11/12), 243 - 253.

Flow Science Inc. (2004): FLOW-3D(R) Manual, Version 8.1, Santa Fe, USA.

Giesecke, J., Mosonyi, E. (1998): Wasserkraftanlagen, Springer Verlag, Berlin.

Hirt, C.W. (1981): Volume of fluid (VOF) for the dynamics of free boundaries.J. Comput. Phys. 39, 201 - 225.

Mosonyi, E. (1959): Wasserkraftwerke, Band II. Ungarische Akademie der Wissenschaften, Budapest.

Rutschmann P., Feurich R., Premstaller G., Theiner D., Zössmayr M. (2005): Numerik im Wasserbau – Fallbeispiele aus Praxis und Forschung, Österreichische Wasser- und Abfallwirtschaft, 57. Jahrgang (Heft 1-2), 1 - 9.

Adresse der Autoren

DI Dr. techn. Robert Feurich
ILF Beratende Ingenieure
Feldkreuzstrasse 3
A-6063 Rum/Innsbruck, Österreich
E-Mail: robert.feurich@chello.at



Dr. Ing. Markus Zössmayr
EWS Ingenieure
Flahwiesen-Weg 3
I-39040 Vahrn (BZ), Italien
E-Mail: Markus@EWS-Ingenieure.com



DI Dr. techn. Georg Premstaller
ILF Beratende Ingenieure
Feldkreuzstrasse 3
A-6063 Rum/Innsbruck, Österreich
E-Mail: georg.premstaller@ilf.com



Prof. Dr. Peter Rutschmann
Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft
Technische Universität München
Arcisstr. 21
D-80333 München, Deutschland
E-Mail: p.rutschmann@bv.tum.de



Dynamische Speicherabgaben zur Berücksichtigung ökologischer Anforderungen

F. Froehlich, M. Ostrowski

1 Einleitung

Die Mehrzahl der deutschen Mehrzweckspeicher befindet sich in Mittelgebirgslagen. Die meisten von ihnen werden zur Trinkwasserversorgung und für Hochwasserschutzzwecke genutzt. Weitere Nutzungen sind Wasserkrafterzeugung, Freizeit und Erholung und Niedrigwassererhöhung.

Die verschiedenen Nutzungen eines Speichers sind oft konkurrierend, in manchen Fällen ergänzen sie sich gegenseitig. Deshalb müssen Speicherbetriebsregeln optimiert werden, um die Anforderungen der verschiedenen Nutzer erfüllen zu können. Die Maximierung der Talsperrensicherheit und die Minimierung von Überschwemmungsrisiken sind meist zwingende Ziele des Optimierungsproblems. Weitere in der Optimierung zu berücksichtigende Faktoren sind die ökologischen Auswirkungen des Speicherbetriebs, welche insbesondere vor dem Hintergrund der Europäischen Wasserrahmenrichtlinie (EU, 2000) von Bedeutung sind, und natürlich die Aufrechterhaltung oder, die Verbesserung etwaiger weiterer Nutzungen.

2 Projektbeschreibung

Dieser Beitrag basiert auf dem laufenden Forschungsprojekt "Erhöhung der Bauwerkssicherheit und Reduktion des Hochwasserrisikos im Unterlauf durch optimierte Speicher- und Poldersteuerung unter Berücksichtigung ökologischer Belange", finanziert durch das deutsche Bundesministerium für Bildung und Forschung und Teil der Förderaktivität "Risikomanagement extremer Hochwasserereignisse" (RIMAX).

Das Projekt ist ein Gemeinschaftsprojekt der Technischen Universität Darmstadt und der Technischen Universität Dresden. Als Fallstudien dienen die Einzugsgebiete der oberen Rur in Nordrhein-Westfalen und der Weisseritz in Sachsen. Beide Einzugsgebiete sind mit mehreren großen Mehrzweckspeichern ausgestattet.

Ziel des Projekts ist die Bereitstellung von Werkzeugen, die eine Optimierung von Speicherbetriebsregeln für Mehrzweckspeicher ermöglichen, primär hin-

sichtlich der Reduzierung von Überflutungsrisiken aber auch mit dem Ziel, den Speicherbetrieb ökologisch auszurichten.

Das Optimierungsproblem umfasst die folgenden Zielfunktionen:

- Maximierung der hydraulischen Sicherheit von Talsperrenbauwerken,
- Minimierung des hydrologischen und hydraulischen Risikos im Unterlauf,
- Maximierung der Wasserversorgungssicherheit,
- Maximierung des Wasserkrafterzeugungspotenzials,
- Maximierung der ökologischen Verträglichkeit (durch Minimierung der talsperreninduzierten hydrologischen Veränderung).

Um einen Satz von Betriebsregeln hinsichtlich dieser Zielfunktionen zu bewerten wird der Speicher – oder das Speichersystem – in einem Speicherbetriebsmodell modelliert. Simulationen des Speicherbetriebs geben dann Aufschluss darüber wie gut die Betriebsregeln hinsichtlich der einzelnen Zielfunktionen abschneiden. Schließlich wird ein multikriterieller evolutionärer Algorithmus genutzt, um eine Pareto-optimale Schar von Lösungen zu bestimmen.

Das Ergebnis ermöglicht einen Einblick in die Wechselwirkungen zwischen den verschiedenen Zielfunktionen und schafft Transparenz im Optimierungsproblem.

3 Talsperrensimulation

Der Speicherbetrieb wird unter Nutzung der Software TALSIM (Ostrowski & Lohr, 2000) simuliert, ein Flussgebietsmodell, das in der Lage ist, komplexe Speicherbetriebsregeln abzubilden und konzeptionelle Niederschlags-Abfluss- und Wellenablaufsberechnungsmodule beinhaltet.

In TALSIM können Betriebsregeln als funktionale Zusammenhänge zwischen Systemzuständen und Speicherabgaben definiert werden. Sowohl lineare als auch nichtlineare Funktionen können abgebildet werden (Lohr, 2001), dadurch lassen sich auch sehr komplexe Betriebsregeln modellieren.

Wir unterscheiden zwischen langfristig ausgelegten Betriebsregeln, die den generellen Speicherbetrieb bestimmen, und kurzfristigen Steueranweisungen, die im Hochwasserfall zum Tragen kommen. Solche kurzfristigen Steueranweisungen können zum Beispiel Regeln für Vorentlastungen vor einem Hochwasserereignis beinhalten.

Die Optimierung von kurzfristigen Steueranweisungen erfolgt mit dem Ziel, im Hochwasserfall die hydraulische Bauwerkssicherheit zu maximieren und das

Überflutungsrisiko im Unterlauf zu minimieren. Das Verfahren ist detailliert in Dittmann et al. (2008) beschrieben.

Die langfristigen Speicherbetriebsregeln werden anhand von Langzeitsimulationen mit täglichen Abflussdaten evaluiert. Wo möglich werden gemessene Zuflussganglinien verwendet, andernfalls ist die Generierung von synthetischen Zuflussganglinien erforderlich.

4 Wechselbeziehungen zwischen kurzfristiger und langfristiger Bewirtschaftung

Obwohl die Performanz hinsichtlich der langfristigen Ziele ökologische Verträglichkeit, Wasserversorgungssicherheit und Wasserkrafterzeugungspotential getrennt zu den kurzfristigen Zielen, die das Hochwasserrisiko betreffen, beurteilt wird, gibt es einige Wechselbeziehungen zwischen den langfristigen Betriebsregeln und den kurzfristigen Steueranweisungen, die berücksichtigt werden müssen. Beispielsweise bestimmt die Langfristbewirtschaftung die Füllstandsverteilung in einem Speicher, die wiederum als Anfangsbedingung für die kurzfristige Betrachtung mit Hochwasserwellen dient und damit einen direkten Einfluss auf das Hochwasserrisiko ausübt. Gleichzeitig können die kurzfristigen Steueranweisungen, wie z. B. eine Vorentlastung vor einem Hochwasserereignis, obwohl sie nur sehr kurzlebig sind, einen Einfluss auf die hydrologische Veränderung sowie auf die Wasserversorgungssicherheit als auch das Wasserkrafterzeugungspotential haben. Die Art und Weise, mit der man mit diesen Wechselbeziehungen am besten umgeht, wird noch untersucht.

5 Langfristige Bewirtschaftungskriterien

5.1 Ökologische Aspekte

Talsperren haben eine Vielzahl von umweltrelevanten Auswirkungen (Bunn & Arthington, 2002; Nilsson & Berggren, 2000; Petts, 1984; Collier et al., 1996). Erstens wird durch den Bau einer Talsperre ein Abschnitt fließenden Gewässers zu einem stehenden Gewässer transformiert, wodurch die unmittelbare Umgebung der Talsperre fundamental verändert wird. Zweitens fungieren Talsperren als eine Barriere zwischen den oberhalb und unterhalb gelegenen Gewässerabschnitten. Damit beeinträchtigen oder verhindern sie sowohl die Bewegung von Organismen als auch den Transport von Sedimenten, Nährstoffen und organischem Material. Drittens beeinflussen Speicher die Wasserbeschaffenheit, da Parameter wie Temperatur, Schwebstoffkonzentrationen, gelöster Sauerstoff und Konzentrationen von anderen gelösten Stoffen im Speicherauslass im Vergleich zum Speicherzufluss stark verändert sein können. Schließlich

verursachen die meisten Talsperren (mit wenigen Ausnahmen, z. B. Leibis-Lichte (Willmitzer, 2002)) tiefgreifende Veränderungen im Abflussregime des Gewässers, die sich auf vielfältige Weise schädlich auf die Gewässer- und Auenökologie auswirken können (Poff et al., 1997).

In diesem Beitrag wird nur der Letztere dieser Effekte – die talsperreninduzierte hydrologische Veränderung – berücksichtigt, da diese direkt vom Speicherbetrieb beeinflusst wird. Allerdings, wie von Poff et al. (1997) erwähnt, kann der Abfluss, d.h. das Abflussregime, als "Schlüsselvariable" betrachtet werden, die die ökologische Integrität von Fließgewässersystemen reguliert indem sie indirekt sowohl die Wasserbeschaffenheit als auch den Sedimenttransport und andere ökologische Faktoren beeinflusst.

An dieser Stelle sollte erwähnt werden, dass die Beurteilung der durch Speicherbetrieb verursachten hydrologischen Veränderung nur einen ersten Schritt in einem umfassenderen Prozess zur Veränderung einer Speicherbewirtschaftung zugunsten der Umweltverträglichkeit darstellen kann (Richter & Thomas, 2007). Für Flussabschnitte an denen noch keine Untersuchung bzgl. des ökologisch notwendigen Abflussregimes ("environmental flow assessment", cp. (Dyson et al., 2003)) durchgeführt worden ist, kann die Reduzierung der talsperreninduzierten hydrologischen Veränderung jedoch als vorläufiges Ziel und als Startpunkt für einen adaptiven Bewirtschaftungsprozess dienen bevor umfassende Untersuchungen des örtlichen Ökosystems vorliegen (Richter et al., 1997).

5.2 Talsperreninduzierte hydrologische Veränderung

Der Grad der Modifikation des natürlichen Abflussregimes durch Speicherbetrieb kann mithilfe der "Indicators of Hydrologic Alteration" (IHA) (Richter et al., 1996) bewertet werden. Die IHA Methode basiert auf 32 biologisch relevanten hydrologischen Attributen, die in fünf Gruppen unterteilt werden um die innerjährliche hydrologische Variation statistisch zu charakterisieren. Diese 32 Attribute basieren auf den fünf grundlegenden Charakteristiken von Abflussregimen: Quantität, Zeitpunkt, Häufigkeit, Dauer und Änderungsrate.

Für die Bewertung werden langjährige Zeitreihen eines 'natürlichen' Abflussregimes (gemessen oder simuliert) mit dem durch den Speicherbetrieb produzierten Abflussregime verglichen, um so eine hydrologische Veränderung für jeden der 32 IHA Parameter zu erhalten.

Anschließend kann die Methodik des "Range of Variability Approach" (RVA) (Richter et al., 1997) genutzt werden, um für jeden der 32 IHA Parameter einen Variationsbereich als vorläufiges Bewirtschaftungsziel zu definieren. Dieser Ansatz basiert auf der aus der Gewässerökologie stammenden Theorie, die der

hydrologischen Variabilität eine kritische Rolle bei der Erhaltung von aquatischen Ökosystemen beimisst (Poff et al., 1997).

Die Einhaltung dieser Variationsbereiche entspricht einer der Zielfunktionen des übergreifenden Optimierungsproblems.

5.3 Wasserversorgungssicherheit

Die Wasserversorgungssicherheit wird anhand von Speicherfüllstandsverteilungen, die aus der Langzeitsimulation mit dem jeweiligen Satz von Betriebsregeln stammen, beurteilt. Bei diesem Ansatz wird beispielsweise eine erhöhte Wahrscheinlichkeit von hohen Füllständen als positiv für das Ziel der Maximierung der Wasserversorgungssicherheit bewertet. Die genaue Methodik hierfür ist noch in Entwicklung.

5.4 Wasserkrafterzeugungspotential

Das Energiepotential einer Talsperre ist die integrierte Leistung über der Zeit, in die das Produkt der Fallhöhe und des Turbinendurchflusses eingeht. Der Einfluss eines Betriebsregelsatzes auf diese beiden Variablen wird durch Langzeitsimulationen des Speicherbetriebs untersucht. Das Optimierungsziel ist die Maximierung des Wasserkrafterzeugungspotentials.

Da die Langzeitsimulation auf Tagesschritten basiert, können kurzfristige Aspekte wie Schwallbetrieb zur Abdeckung von Lastspitzen leider nicht berücksichtigt werden. Da diese Betriebsart jedoch häufig vorzufinden ist und die daraus resultierenden, rapide wechselnden Abflussbedingungen beträchtliche negative Auswirkungen auf das aquatische Ökosystem haben können (Cushman, 1985), ist die spätere Einbeziehung dieses Aspektes in das Optimierungsproblem beabsichtigt.

6 Optimierung

Das Lösen eines Optimierungsproblems wie es oben beschrieben wird ist eine komplexe Aufgabe. Das Problem weist mehrere unabhängige Zielfunktionen auf, die in einem hochgradig multidimensionalen Raum miteinander konkurrieren. Zusätzlich müssen Randbedingungen sowie eine Vielzahl von Freiheitsgraden berücksichtigt werden. Solch ein Problem wird oft als multikriterielles Optimierungsproblem (MOP) bezeichnet.

Nach Deb (2001) besteht ein MOP aus Zielfunktionen, die entweder maximiert oder minimiert werden sollen. Das Problem besitzt üblicherweise auch Randbedingungen, die jede gültige Lösung erfüllen muss.

Eine Lösung x wird pareto-optimal genannt, wenn keine gültige Lösung x' existiert, die mindestens einen Zielfunktionswert verbessert ohne dabei mindestens

einen anderen Zielfunktionswert zu verschlechtern. Die Pareto Menge ist die Menge von pareto-optimalen Lösungen, sie werden auch nicht-dominierte Lösungen genannt. Während sich der Begriff der pareto-optimalen Lösungen auf den Entscheidungsraum bezieht, wird deren Abbildung im Lösungsraum als Pareto-Front bezeichnet.

Im vorliegenden Projekt benutzen wir eine dem Stand der Wissenschaft entsprechende multikriterielle Evolutionsstrategie (MOES) (Muschalla, 2006). Der gewählte Optimierungsalgorithmus, der auf dem Konzept der Dominanz und des Pareto-Optimums basiert, erlaubt es eine Vielzahl von Zielfunktionen und Randbedingungen gleichzeitig zu betrachten. Um die simulationsbasierte Evaluierung der oben genannten Zielfunktionen zu erleichtern, sind der Optimierungsalgorithmus und das Simulationsmodell in einer gemeinsamen Softwareschale gekoppelt und bieten damit vollautomatische Schnittstellen zwischen den Optimierungs- und Simulationswerkzeugen.

7 Erste Ergebnisse

Erste Untersuchungen bezüglich der Langzeitbewirtschaftung wurden an der Oleftalsperre durchgeführt, gebaut 1959 an einem Zufluss zur Rur in Nordrhein-Westfalen, mit einem Speichervolumen von 25 Mio. m^3 und einer Kronenhöhe von 59 m. Das Einzugsgebiet der Talsperre beträgt ca. 50 km^2. Der Speicher dient der Wasserversorgung, erzeugt Wasserkraft (ca. 2,6 GWh/a) und dient dem Hochwasserschutz. Der vorgeschriebene Hochwasserschutzraum variiert saisonal zwischen 13,3 und 18,3 Mio. m^3, sowie auch die maximal zulässige Abgabe (4 - 5 m^3/s).

Der Speicher wird zurzeit nach mehreren Betriebsregeln gesteuert, wobei jede dieser Betriebsregeln einem bestimmten Zweck zuzuordnen ist. Beispielsweise stellt eine Regel sicher, dass der Hochwasserschutzraum freigehalten wird, während eine andere dafür zuständig ist, einen konstanten, saisonal variierenden Mindestabfluss zu gewährleisten. Alle Betriebsregeln sind als Abgaben als Funktion von Speichervolumen definiert, wobei es einige Abhängigkeiten zwischen den Regeln gibt.

Um die Umweltverträglichkeit der Talsperre hinsichtlich hydrologischer Veränderung zu verbessern, ist es vorteilhaft, die Speicherabgaben vom Speicherzufluss abhängig zu machen, welcher im Falle der Oleftalsparre als ein natürliches Abflussregime betrachtet werden kann. Dies gewährleistet, dass die bestehende Variabilität im natürlichen Abflussregime auch im Unterlauf wiedergegeben wird.

Dazu wurde eine dynamische Betriebsregel entwickelt, die die Speicherabgabe Q_{out} über einen Skalierungsfaktor F mit dem aktuellen Speicherzufluss Q_{in} koppelt. Dieser Faktor F ist wiederum eine Funktion des aktuellen Speichervolumens S. Generelles Ziel der Speicherbewirtschaftung ist es den Füllstand am oberen Rand des Betriebsraums zu halten, d.h. am Stauziel S_z.

Sobald das Stauziel erreicht ist, sollten die Abgaben abzüglich etwaiger Wasserentnahmen Q_{ext} (z. B. für Wasserversorgung) gleich dem Zufluss sein. Eine zusätzliche Randbedingung ist, dass Abgaben nicht den maximal erlaubten Abfluss Q_{max} überschreiten dürfen (in den meisten Fällen entspricht dies dem bordvollen, bzw. schadensfreien Abfluss im Unterlauf). Unterhalb dieses Füllstands sollten die Abgaben reduziert werden, um den Speicher wieder zu füllen, und oberhalb des Stauziels sollten die Abgaben erhöht werden, um den Füllstand wieder zu senken. Dieses Konzept ist in Abb. 1 illustriert und mathematisch beschrieben durch

$$Q_{out} = \begin{cases} Q_{in} \times F(S) - Q_{ext} & , \quad Q_{in} \times F(S) - Q_{ext} < Q_{\max} \\ Q_{\max} & , \quad Q_{in} \times F(S) - Q_{ext} \geq Q_{\max} \end{cases} \qquad [1]$$

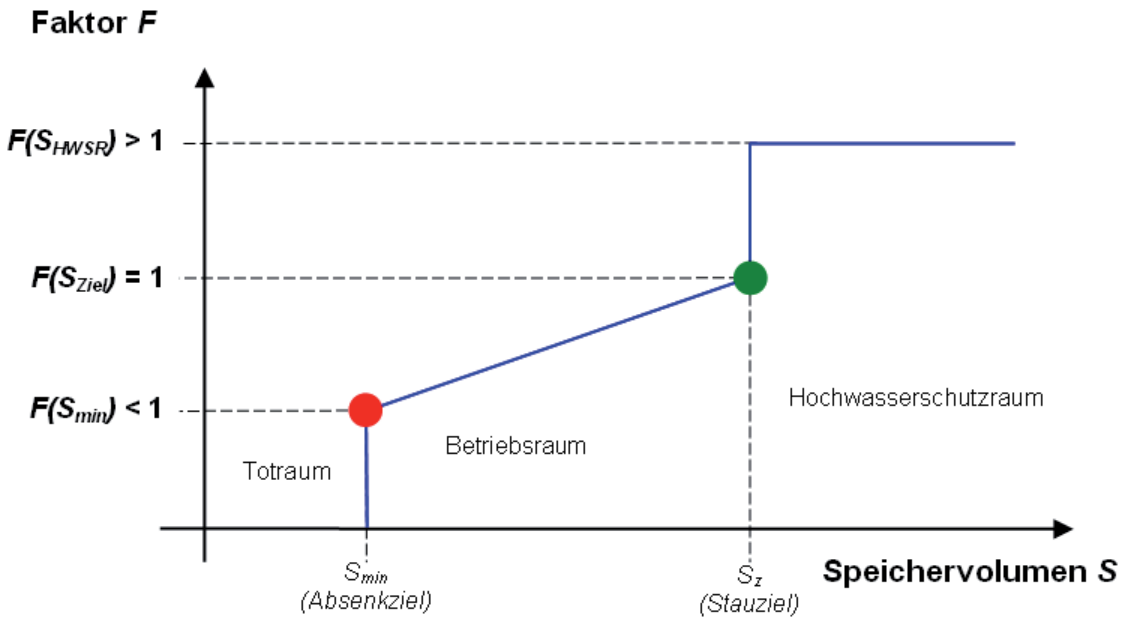


Abb. 1: Generelles Konzept einer dynamischen Betriebsregel zur Minimierung der talsperreninduzierten hydrologischen Veränderung.

Die Betriebsregel wird durch die Funktion $F(S)$ definiert, die in ihrer einfachsten Form durch nur zwei Variable beschrieben werden kann – eine für den Wert von $F(S_{min})$ und eine für den Wert von $F(S_{HWSR})$.

Zunächst wurde ein relativ einfaches multikriterielles Optimierungsproblem wie folgt aufgestellt: Als Entscheidungsvariablen wurden die obere ($F(S_{HWSR})$) und

untere Stützstelle ($F(S_{min})$) der dynamischen Betriebsregel definiert. Diese wurden im Hinblick auf drei Zielfunktionen optimiert: 1) Minimierung von Speicherüberläufen (Inanspruchnahme der Hochwasserentlastung) ("*Überlauf*"); 2) Minimierung der Abweichungen des Füllstands vom Stauziel ("*StauzielDiff*"); 3) Minimierung der talsperreninduzierten hydrologischen Veränderung ("*HAGesamt*"). Die dabei einzuhaltende Randbedingung ist das Absenkziel (S_{min}), welches nicht unterschritten werden darf.

Die multikriterielle Evolutionsstrategie wurde auf das Problem angewandt um Lösungen zu bestimmen, die die Pareto-Front approximieren. Die Zielfunktionen wurden durch 20-jährige Simulationen des Speicherbetriebs mit einer Zeitschrittweite von 24 h evaluiert. Abb. 2 zeigt 100 pareto-optimale Lösungen, gewonnen nach insgesamt 18750 Simulationsläufen.

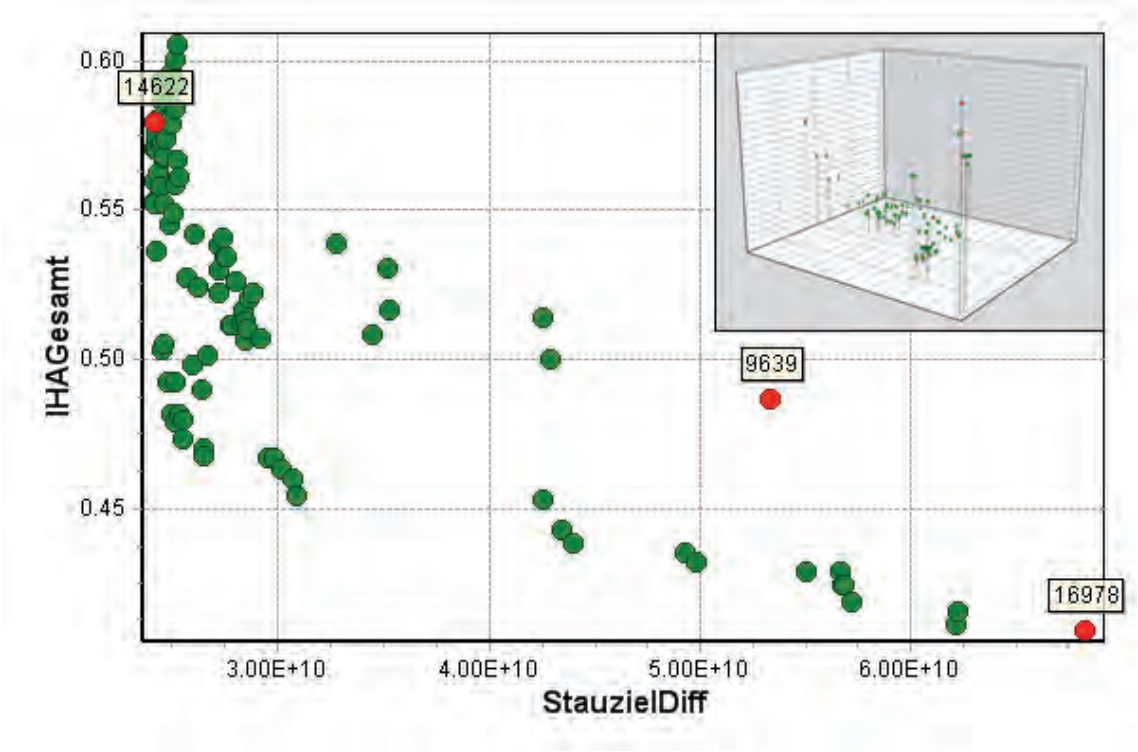


Abb. 2: Optimierungsergebnis: 100 Lösungen, die die Pareto-Front approximieren. Der in diesem Fall dreidimensionale Lösungsraum wurde hier auf eine der möglichen zweidimensionalen Lösungsräume projiziert. Die jeweils besten Lösungen hinsichtlich der einzelnen Zielfunktionen sind markiert.

Je nach Präferenz lassen sich aus dieser Lösungsmenge Lösungen herausgreifen, die unterschiedliche Wichtungen zwischen den Zielfunktionen aufweisen. In Abb. 2 wurden beispielhaft drei Lösungen ausgewählt, die für jeweils eine Zielfunktion die besten Ergebnisse liefern. Die Füllstandsganglinien, die aus diesen drei Lösungen resultieren, sind in Abb. 3Abb. dargestellt.

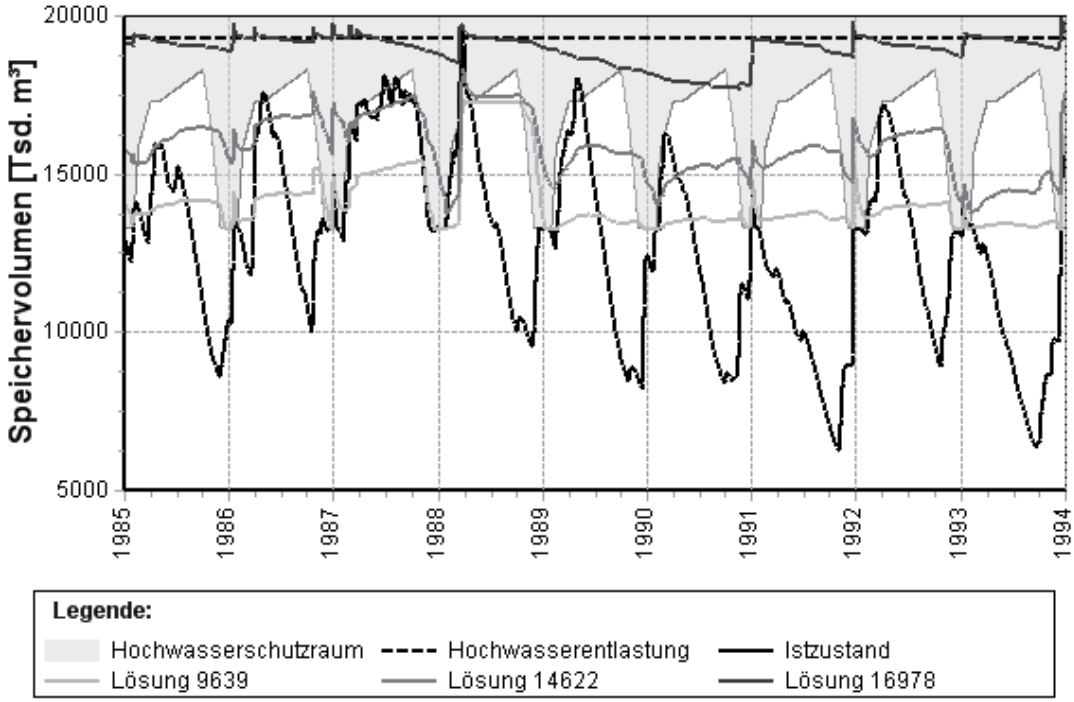


Abb. 3: Ganglinien der Speicherfüllstände ausgewählter Lösungen im Vergleich zum Istzustand (Ausschnitt).

Aus Abb. 3 ist ersichtlich, dass die dynamische Betriebsregel dazu führt, dass der Speicherfüllstand weniger stark schwankt als das dies im Istzustand der Fall ist. Im Gegenzug weisen die Speicherabgaben durch die Kopplung an den Speicherzufluss eine wesentlich höhere Variabilität als im Istzustand auf, welches sich deutlich positiv auf die Minimierung der hydrologischen Veränderung auswirkt. Tatsächlich bewirkt die dynamische Betriebsregel sogar, dass die hydrologische Veränderung sämtlicher Lösungen der Pareto-Front geringer als die des Istzustands ist.

Die dynamische Betriebsregel wirkt sich auch positiv auf die Wasserversorgungssicherheit aus, da niedrige Füllstände wesentlich seltener auftreten als im Istzustand. Optimierungsläufe mit dem Ziel der Maximierung der Wassermenge, die für die Wasserversorgung bereitgestellt wird, stehen noch aus.

Bezüglich des Wasserkrafterzeugungspotentials kann die dynamische Betriebsregel einerseits eine durchschnittlich höhere Fallhöhe bewirken, führt aber andererseits auch dazu, dass die Turbinendurchflüsse stärker variieren. Ohne die Turbinenwirksamkeit zu berücksichtigen führt dies bei den hier vorgestellten Lösungen zu Einbussen zwischen 5 und 20%. Wir erwarten jedoch, dass sich diese Einbussen reduzieren lassen, wenn das Wasserkrafterzeugungspotential im weiteren Projektverlauf als explizite Zielfunktion in das Optimierungsproblem mit einbezogen wird.

8 Ausblick

Das beschriebene dynamische Betriebsregelkonzept ist in der Lage, talsperreninduzierte hydrologische Veränderungen erheblich zu vermindern. Darüber hinaus deutet sich an, dass andere Talsperrennutzungen auch von einer dynamischen Bewirtschaftung profitieren können.

Das Betriebsregelkonzept ist gut geeignet für die Anwendung von evolutionären Optimierungsalgorithmen, da die Betriebsregel durch eine relativ geringe Anzahl von Parametern beschrieben werden kann.

Im weiteren Projektverlauf werden die verschiedenen Methoden zur Evaluierung eines Betriebsregelsatzes hinsichtlich der einzelnen Zielfunktionen weiter ausgearbeitet werden. Weiterhin gibt es noch Potential bei der Verfeinerung der dynamischen Betriebsregel, etwa durch zusätzliche Stützstellen.

Das angestrebte Endergebnis ist die Bereitstellung von Werkzeugen, die die Untersuchung und Optimierung der Betriebsregeln von bestehenden Speichern und Speichersystemen hinsichtlich verschiedener Zielkriterien vereinfachen, verknüpft mit einem Handbuch mit Empfehlungen zur Verbesserung der Speicherbewirtschaftung bezüglich dieser Ziele.

9 Zusammenfassung

Vom natürlichen Regime abweichende Abgaben aus Speichern führen zu grundlegend veränderten Rahmenbedingungen für die Organismen, die im betroffenen Unterlauf beheimatet sind. In vielen Fällen resultiert dies in einer ökologischen Verarmung der betroffenen Gewässerabschnitte oder zu einer Besiedlung des Lebensraums durch fremde Arten, die den einheimischen Arten unter den veränderten Bedingungen überlegen sind und somit unweigerlich eine Veränderung des Ökosystems bewirken. Diese negativen Auswirkungen fanden bisher nur in Ausnahmefällen Berücksichtigung bei der Festlegung optimaler Speicherbetriebspläne.

Das RIMAX-Forschungsprojekt „Erhöhung der Bauwerkssicherheit und Reduktion des Hochwasserrisikos im Unterlauf durch optimierte Speicher- und Poldersteuerung unter Berücksichtigung ökologischer Belange“ befasst sich mit der Reduktion des Hochwasserrisikos an Flüssen sowohl bezüglich der Versagenssicherheit der betroffenen Bauwerke als auch der Schädigung von sozioökonomischen und ökologischen Nutzungen im Unterlauf von Speichern. Dies wird durch die Bereitstellung von Werkzeugen erreicht, die eine verbesserte, modellgestützte Talsperrensteuerung mit dynamischen Abgaben ermöglichen.

In einem Speicherbetriebsmodell werden dynamische Speicherabgaben definiert, die mit Hilfe eines multikriteriellen evolutionären Algorithmus hinsichtlich mehrerer Zielkriterien (Hochwasserschutz, Ökologie, Versorgungssicherheit, Wasserkrafterzeugung) optimiert werden. Das Ergebnis der Berechnungen ist eine pareto-optimale Front von Lösungen, in der jede einzelne Lösung einen möglichen Kompromiss zwischen den Zielkriterien repräsentiert.

Die Methodik wird in Untersuchungsgebieten in Nordrhein-Westfalen und Sachsen angewandt, um bestehende Speicherbetriebsregeln hinsichtlich des Hochwasserrisikos, der ökologischen Verträglichkeit der Speicherabgaben und weiterer Nutzungen zu verbessern.

Es deutet sich an, dass die ökologische Funktion einer Talsperre erheblich verbessert werden kann, ohne ihre ökonomische Funktion einzuschränken. Teilweise scheinen sich sogar Synergieeffekte zwischen den Zielkriterien zu ergeben.

Referenzen

Bunn, S. E., Arthington, A. H. (2002): Basic Principles and Ecological Consequences of Altered Flow Regimes for Aquatic Biodiversity, Environmental Management, 30 (4), 492-507.

Collier, M., Webb, R., Schmidt, J. (1996): Dams and Rivers - A Primer on the Downstream Effects of Dams. U.S. Geological Survey.

Cushman, R. (1985): Review of Ecological Effects of Rapidly Varying Flows Downstream from Hydroelectric Facilities, North American Journal of Fisheries Management, 5 (3a), 330-339.

Deb, K. (2001): Multi-Objective Optimization using Evolutionary Algorithms, 1. John Wiley & Sons, Chichester.

Dittmann, R., Froehlich, F., Pohl, R., Ostrowski, M. W. (2008): A Management System for Optimizing the Operating Rules of Multipurpose Reservoirs during Extreme Floods under Consideration of Ecological Aspects. In: 4th International Symposium on Flood Defence. Toronto, Canada.

Dyson, M., Bergkamp, G., Scanlon, J. (2003): Flow. The Essentials of Environmental Flows., IUCN, Gland, Schweiz und Cambridge, GB.

EU (2000): Directive 2000/60/EC of the European Parliament and of the Council of 23 October 2000 establishing a framework for Community action in the field of water policy, Official Journal of the European Communities, 22, 1-72.

Lohr, H. (2001): Simulation, Bewertung und Optimierung von Betriebsregeln für wasserwirtschaftliche Speichersysteme, PhD Thesis, Technische Universität Darmstadt, Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft.

Muschalla, D. (2006): Evolutionäre multikriterielle Optimierung komplexer wasserwirtschaftlicher Systeme, PhD Thesis, Technische Universität Darmstadt, Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft.

Nilsson, C., Berggren, K. (2000): Alterations of Riparian Ecosystems Caused by River Regulation, BioScience, 50 (9), 783-792.

Ostrowski, M. W., Lohr, H. (2000): Dokumentation des Speicherbetriebsmodells TALSIM, Version 2.0, Technische Universität Darmstadt, Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft.

Petts, G. (1984): Impounded Rivers: Perspectives for Ecological Management. John Wiley and Sons, Chichester, England.

Poff, N., Allan, J., Bain, M., Karr, J., Prestegaard, K., Richter, B., Sparks, R., Stromberg, J. (1997): The Natural Flow Regime, BioScience, 47 (11), 769-784.

Richter, B., Baumgartner, J., Powell, J., Braun, D. (1996): A Method for Assessing Hydrologic Alteration within Ecosystems, Conservation Biology, 10 (4), 1163-1174.

Richter, B., Baumgartner, J., Wigington, R., Braun, D. (1997): How much water does a river need?, Freshwater Biology, 37 (1), 231-249.

Richter, B. D., Thomas, G. A. (2007): Restoring Environmental Flows by Modifying Dam Operations, Ecology and Society, 12 (1).

Willmitzer, H. (2002): Minimierung der Auswirkungen von Trinkwassertalsperren auf das Ökosystem des Unterlaufs durch eine optimierte Bewirtschaftungsweise, Aufgezeigt am Beispiel der neuen Trinkwassertalsperre Leibis/Lichte, gwf Wasser Abwasser, 143 (11), 791-795.

Adresse der Autoren

Dipl.-Ing. Felix Froehlich
Technische Universität Darmstadt
Fachgebiet Ingenieurhydrologie und
Wasserbewirtschaftung
Petersenstrasse 13
D-64287 Darmstadt
E-Mail: froehlich@ihwb.tu-darmstadt.de



Prof. Dr.-Ing. Manfred Ostrowski
Technische Universität Darmstadt
Fachgebiet Ingenieurhydrologie und
Wasserbewirtschaftung
Petersenstrasse 13
D-64287 Darmstadt
E-Mail: ostrowski@ihwb.tu-darmstadt.de



Erweiterung des Kraftwerks Hieflau

F. Gappmaier, H. Harreiter, F. Landstorfer

1 Einleitung

Im Spannungsfeld zwischen notwendigem Ausbau erneuerbarer Energieträger und dem durch die EU – Wasserrahmenrichtlinie vorgegebenen Ziels eines verstärkten Gewässerschutzes stößt der Neubau von Wasserkraftwerken auch in Österreich zunehmend an seine Grenzen. Daher kommt der Optimierung bestehender Wasserkraftwerke eine wachsende Bedeutung zu. Vielfach wird dieses Verbesserungspotential allerdings überschätzt, da die meisten Wasserkraftanlagen bereits einen hohen Gesamtwirkungsgrad aufweisen. Der vorliegende Beitrag soll ein Fallbeispiel einer Anlagenerweiterung zeigen, bei der ein dennoch erheblicher Erzeugungszugewinn möglich war. Bemerkenswert am vorgestellten Projekt ist neben der technischen Herausforderung auch der Umstand, dass es in einem NATURA 2000 Gebiet und in unmittelbarer Nähe eines Nationalparks realisiert wird.

2 Kraftwerk Hieflau – Beschreibung des Bestandes

Die Laufwerksstufe Hieflau wurde 1955, als dazumal größtes steirisches Wasserkraftwerk in Betrieb genommen. Die erste Ausbaustufe ging von einem Laufkraftwerk aus, aber schon damals wurden Vorarbeiten für die Errichtung eines Wochenausgleichsspeichers auf der Waghochfläche getroffen. Im Herbst 1965 wurde dieser Speicher fertig gestellt, und das Krafthaus in Hieflau mit einem zusätzlichen Maschinensatz ausgerüstet.

Die derzeitige Anlage besteht aus einem Wehr in Gstatterboden, von dem über einen Oberwasserkanal und einen Triebwasserstollen das Wasser zum Wasserschloßgerinne auf dem Wagplateau geführt wird. Von dort kann es zum Ausgleichsbecken Wag gepumpt werden, oder direkt über den Kraftabstieg abgearbeitet werden. Das Krafthaus in Hieflau ist mit drei Maschinensätzen ausgestattet, wobei ein Maschinensatz nur aus dem Wasserschloss, ein Maschinensatz sowohl aus dem Wasserschloss als auch aus dem Wagspeicher und ein Maschinensatz nur aus dem Wagspeicher betrieben werden kann.

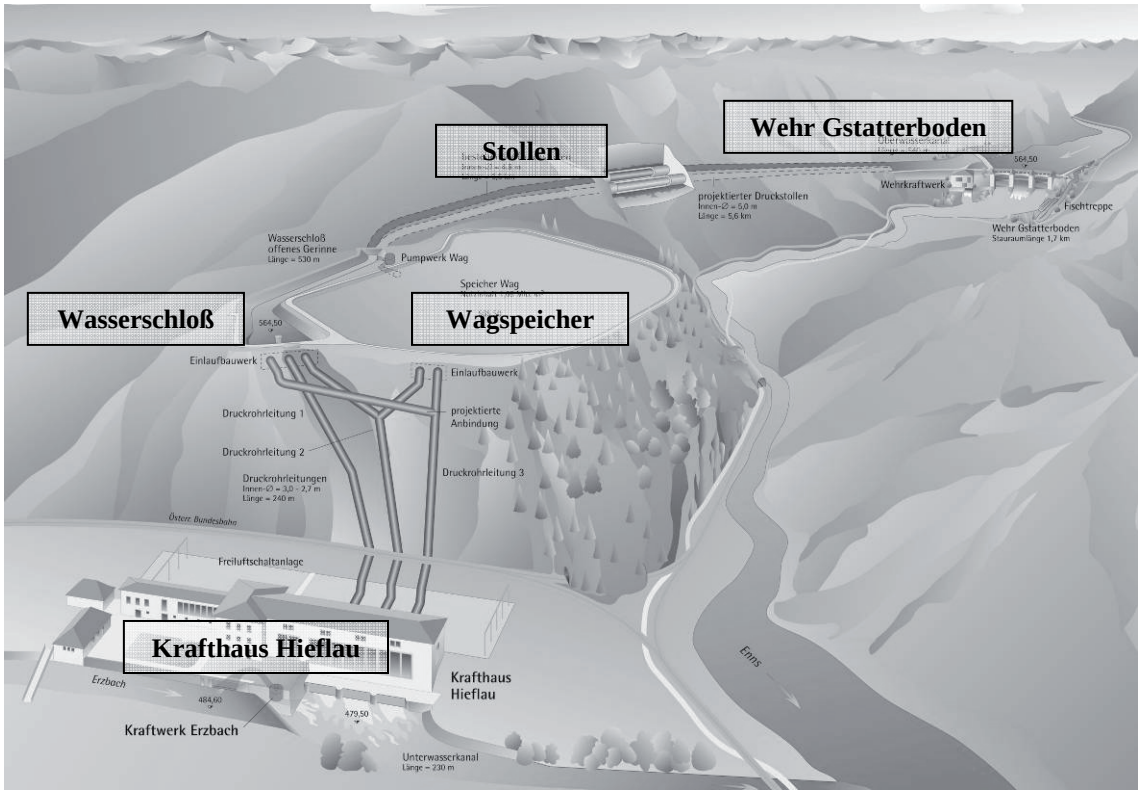


Abb. 1: Schematische Übersicht der bestehenden Anlage.

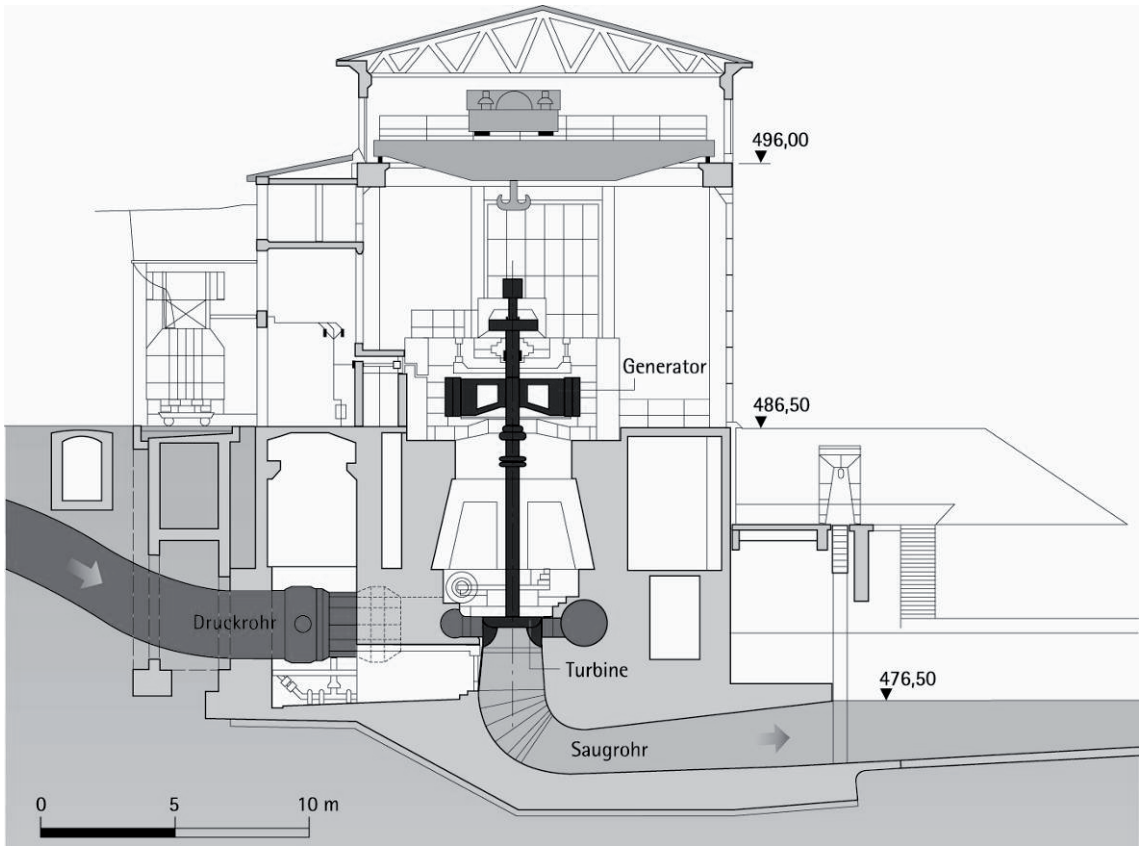


Abb. 2: Schnitt Krafthaus Hieflau.

Die nachstehende Tabelle (Abb. 3) zeigt die Kenndaten des Bestandes:

Fallhöhe:	85 m
Ausbauwassermenge (Qa), Stollen:	60 m³/s
Ausbauwassermenge (Qa), Turbinen:	90 m³/s
Ausbauleistung (EPL)	65 MW
Regelarbeitsvermögen (RAV):	284 GWh/a
Nutzinhalt Wagspeicher:	1,65 Mio. m³ bzw. 330 MWh

Abb. 3: Kraftwerk Hieflau – Kenndaten Bestand.

Ein relevantes Charakteristikum ist der mit rd. 180 Tagen außergewöhnlich niedrige Ausbaugrad der Anlage aufgrund der begrenzten Ausbauwassermenge des Stollens.

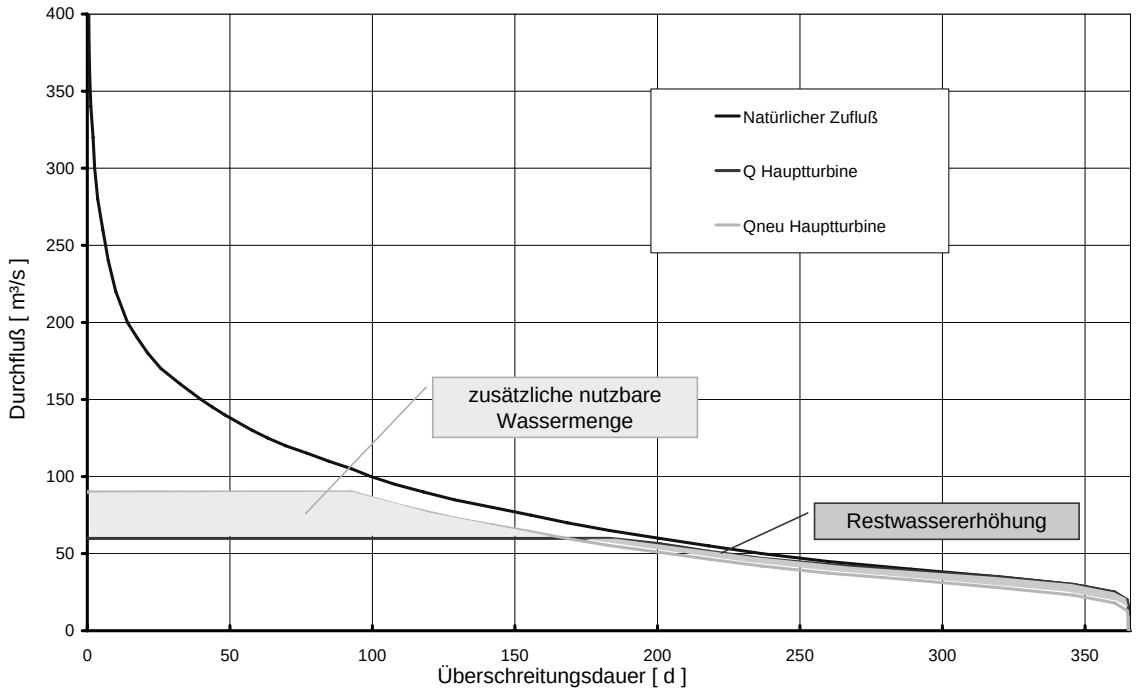


Abb. 4: Jahresdauerlinie beim Wehr in Gstatterboden.

Im Bezug auf die ökologische Situation ist vor allem auf die Situation in der Restwasserstrecke mit einem vollständigen Trockenfallen während der Winterperiode hinzuweisen. Dies und die fehlende Fischwanderhilfe bei der Wehranlage in Gstatterboden wird mittelfristig (voraussichtlich bis 2015) zu einem Anpassungsbedarf aufgrund der Umsetzung der EU – Wasserrahmenrichtlinie füh-

ren. Ein weiterer wichtiger Aspekt In diesem Zusammenhang ist die räumliche Nähe zum Nationalpark Gesäuse sowie die Ausweisung eines großen Abschnittes des Projektgebiets als Teil eines NATURA 2000 Gebietes.

Erwähnenswert ist weiters der Sanierungsbedarf im Bereich der offenen Gerinne. Diese Sanierungen sind mittelfristig erforderlich, und werden gemeinsam mit der Kraftwerkserweiterung durchgeführt.

3 Projektidee und –Entwicklung bis Baureife

Die grundsätzliche Projektidee bestand darin, die Kapazität des Triebwasserweges an die installierte Maschinenleistung anzupassen und damit die nutzbare Wasserfracht entsprechend zu erhöhen.

Zu diesem Zweck wurde im Jahre 2005 eine interdisziplinäre Machbarkeitstudie ausgearbeitet, in deren Rahmen auch eventuelle Synergien mit den erforderlichen Sanierungen und Möglichkeiten einer Verbesserung der ökologischen Situation der Anlage mit untersucht wurden.

Kern des Erweiterungsprojektes ist dabei die Errichtung eines zweiten Stollens parallel zum bestehenden (Gesamtlänge 5.580 m, Durchmesser ca. 5,60 m) samt Einbindung in den bestehenden Triebwasserweg. Durch den neuen Stollen können 90 m3/s bei der Wehranlage eingezogen werden, und somit wird der Ausbaugrad von derzeit 180 Tagen auf ca. 100 Tage verbessert.

Anfang 2006 wurden auf Basis dieser Machbarkeitsuntersuchungen die konkreten Projektierungsarbeiten aufgenommen. Dabei wurden folgende Arbeiten bis zum Baubeschluss durchgeführt:

- Projektierungen für das Genehmigungsverfahren,
- Durchführung von Untergrunderkundungen,
- Information der betroffenen Gemeinden und anderer Beteiligter (Nationalpark, Anrainer, ÖBB,…),
- Durchführung der erforderlichen Genehmigungsverfahren (Wasserrecht, Naturschutz, Elektrizitätsrecht, Eisenbahnrecht, Naturverträglichkeitsprüfung NVP),
- Entwicklung eines architektonischen Konzeptes,
- Erstellung der Ausschreibungsunterlagen sowie Durchführung der Ausschreibungen.

Im Frühjahr 2007 lagen die erforderlichen Genehmigungen und Ausschreibungsergebnisse vor, sodass im Mai 2007 im Aufsichtsrat der AHP der Baubeschluss gefasst wurde.

4 Beschreibung des Projekts

Die nachstehende Abb. 5 zeigt eine Übersicht über das Projektgebiet mit dem Stauraum, den beiden Triebwasserstollen, dem Wagspeicher und dem Krafthaus in Hieflau:

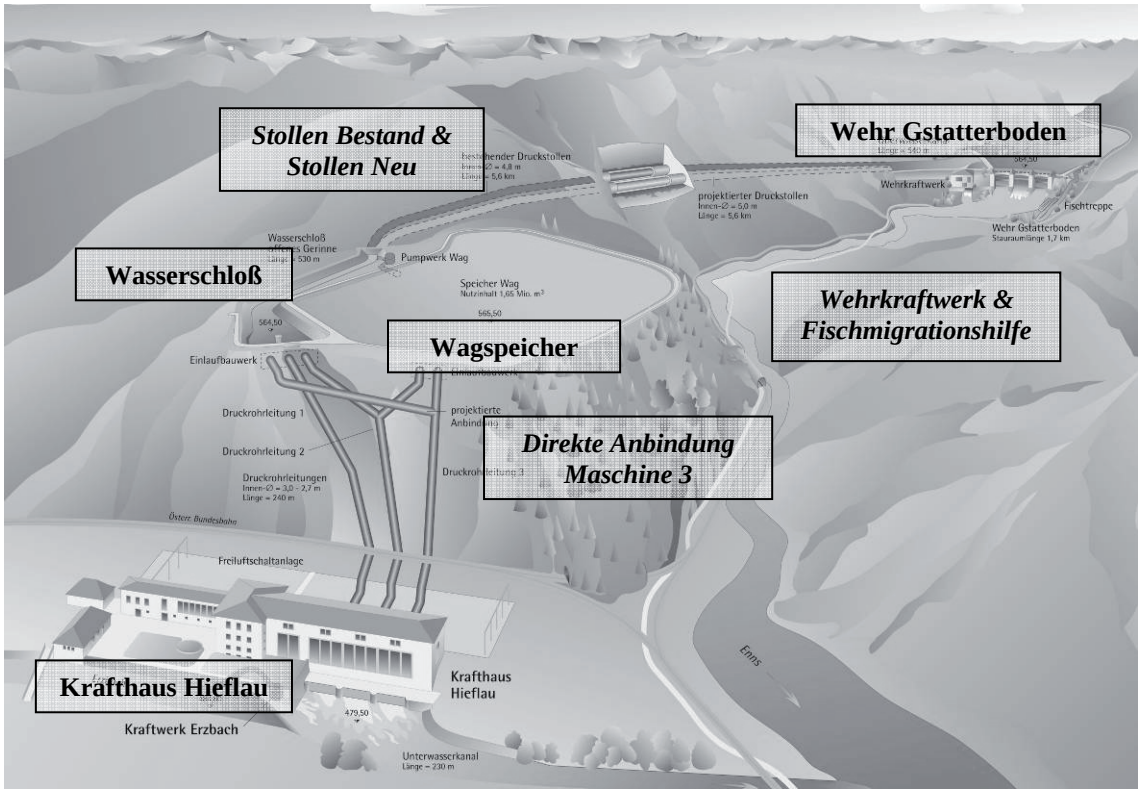


Abb. 5: Übersicht über das Projektgebiet.

4.1 Fischmigrationshilfe

Orographisch links der bestehenden Wehranlage in Gstatterboden ist eine Fischwanderhilfe vorgesehen. Diese ist so konzipiert, dass sowohl die vorhanden Fischarten in der Enns als auch die potenziell möglichen Fischarten (z.B.: Huchen) die Staustufe mit einer Fallhöhe von rd. 10 m überwinden können. Für den Betrieb ist eine jahreszeitlich abgestimmte Dotation von 280 – 500 l/s vorgesehen. Die Ausbildung erfolgt im oberen Teil als naturnah gestaltete Tümpelpassanlage. Der Anschluss unterhalb des Wehres ist aufgrund der beengten Platzverhältnisse nur mit einer Schlitzpassanlage möglich.

4.2 Wehrkraftwerk

Das Wehrkraftwerk, mit einer Ausbauwassermenge von rund 23 m³/s ist orographisch rechts der bestehenden Wehranlage situiert. Durch eine architektonische Anpassung an den Bestand wird eine Minimierung des Eingriffes in

das Landschaftsbild erreicht. Die Abb. 7 zeigt die Wehranlage in Gstatterboden mit dem geplanten Restwasserkraftwerk.

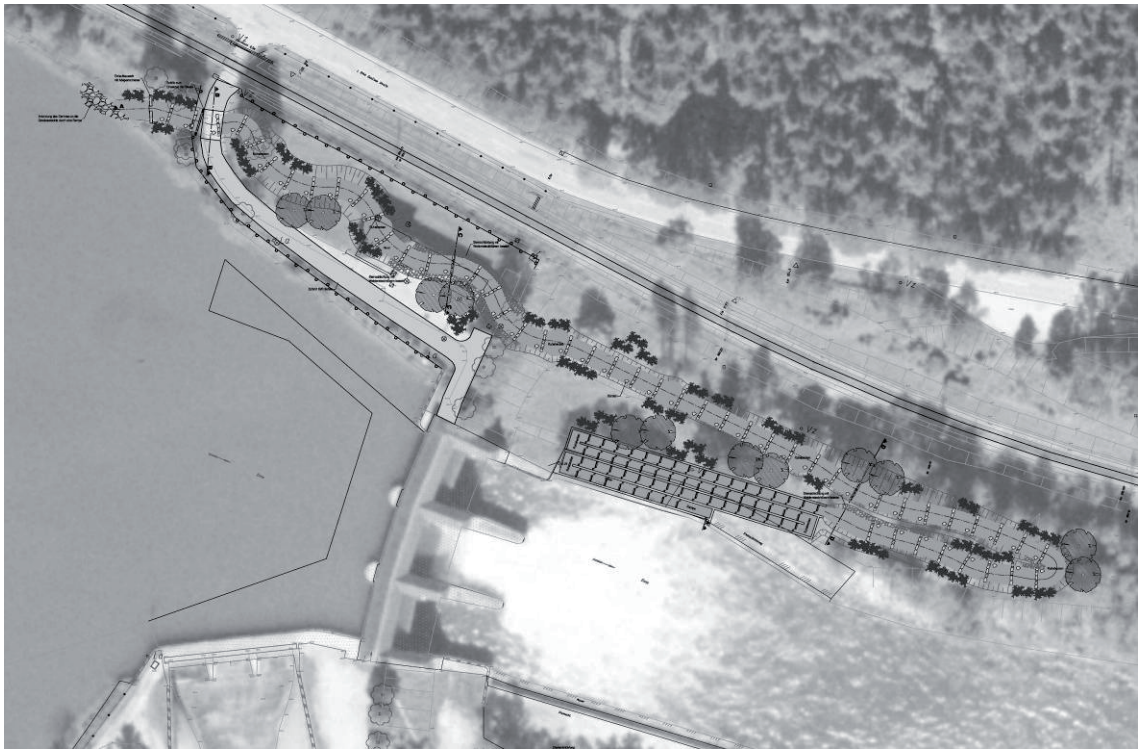


Abb. 6: Fischmigrationshilfe in Gstatterboden.



Abb. 7: Gestaltungskonzept Wehrkraftwerk (Fotomontage).

4.3 Triebwasserweg

Der neue gefräste Triebwasserstollen stellt das Kernstück des Erweiterungsprojektes dar. Bis auf einen Abschnitt im unteren Portalbereich wird der 5,6 km lange Stollen mit Fertigteilen (Tübbingen) ausgekleidet. Der Innendurchmesser ist mit 5,60 m vorgesehen. Durch die vorliegenden geologischen Unterlagen aus dem Bestandsstollen ist mit weitgehend gut fräsbarem Gebirge zu rechnen.

Das anfallende Ausbruchsmaterial von rund 200.000 m³ wird entlang des Wagspeichers zur Geländegestaltung und als Baustoff für den Wegebau herangezogen.

Neben dem Stollen sind die erforderlichen Anschlüsse an das offene Wasserschlossgerinne und an den offenen Werkskanal in Gstatterboden zu errichten. Durch die Erhöhung der Ausbauwassermenge des Triebwasserweges von 60 auf 90 m³/s und das Wehrkraftwerk ist weiters das Einlaufbauwerk in den Werkskanal entsprechend zu erweitern.

4.4 Anbindung der Maschine 3 an das Wasserschlossgerinne

Derzeit kann der dritte Maschinensatz im Kraftwerk Hieflau nur aus dem Wagspeicher betrieben werden. Eine direkte Anbindung des dritten Maschinensatzes aus dem Wasserschlossgerinne reduziert den Sedimenteintrag in den Wagspeicher und ist somit von betrieblichem Interesse. Die Abb. 8 zeigt den erforderlichen baulichen Eingriff.

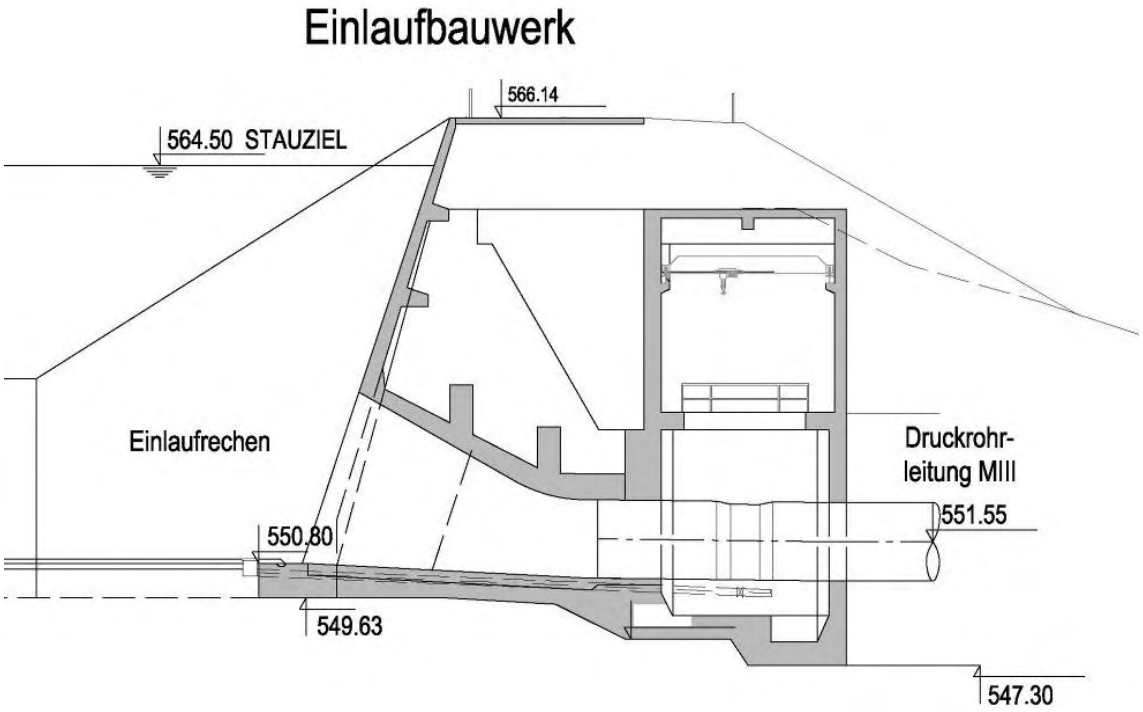


Abb 8: Anbindung der Maschine M III Übersicht.

Für die Anbindung muss das bestehende rund 20m hohe Einlaufbauwerk erweitert werden. Da für die gesamten Anschlussarbeiten aus wirtschaftlichen Gründen die Abstellzeit minimiert wird, stellt dieses Bauwerk eine Herausforderung an die ausführenden Firmen dar.

4.5 Energiewirtschaft

Mit der Erweiterung des KW Hieflau steigt das Regelarbeitsvermögen (RAV) um 108 GWh/a. In Bezug auf das bereits vorhandene RAV entspricht dies einer Steigerung um fast 40 %. Davon entfallen ca. 100 GWh/a auf den neuen Stollen und die erhöhte Ausbauwassermenge und weitere 8 GWh/a auf das neue Wehrkraftwerk.

4.6 Restwasserdotation

Die derzeitige Restwasserdotation kann in den Wintermonaten zu einem Trockenfallen der Enns führen. Durch die neu festgelegte Restwassermenge wird die minimale Wasserführung in der Enns deutlich erhöht, und sichert so das Ökologische Potential dieses Gewässerabschnittes. Anhand von Habitatmodellierungen wurde eine Restwassermenge gefunden, welche für die vorliegenden Lebensraum ausreichend ist.

5 Bauausführung

Die Baudurchführung erfolgt unter laufendem Kraftwerksbetrieb. Lediglich für den Anschluss der neuen Bauteile an den bestehenden Triebwasserweg ist im Sommer 2009 eine Stillstandsphase von 4 Monaten geplant. In dieser Stillstandszeit sind das Einlaufbauwerk in den Oberwasserkanal, der Anschluss an das Wehrkraftwerk, die Verbindungen des neuen Stollens an den bestehenden Triebwasserweg, das Einlaufbauwerk für die Anbindung des dritten Maschinensatzes und Asphaltarbeiten an den offenen Kanälen durchzuführen. Durch die umfangreichen voneinander abhängigen Bauabläufe ist eine dementsprechende Arbeitsvorbereitung gemeinsam mit allen beteiligten erforderlich.

Der Baubeginn fand im Juni 2007 statt. In einem ersten Schritt erfolgte der zyklische Vortrieb von der Wagterrasse aus als Vorbereitung für den maschinellen Vortrieb. Für die Errichtung des Frässtollens ist der Zeitraum von April bis Dezember 2008 vorgesehen. Abb. 9 zeigt den Fräskopf am Abzweigungsbereich zum konventionell aufgefahrenen Bereich.



Abb 9: Fräskopf im Verzweigungsbereich des neuen Triebwasserweges.

Die Bauarbeiten für das Restwasserkraftwerk haben im März 2008 begonnen. Die Rohbauarbeiten werden voraussichtlich im Oktober 2008 abgeschlossen. Nach Abschluss der Betonierarbeiten und des Innenausbaus erfolgt ab Mai 2009 die Montage des Maschinensatzes, dessen Inbetriebnahme im Oktober 2009 geplant ist. Nach Abschluss der Anbindungsarbeiten wird die erweiterte Kraftwerksanlage im Herbst 2009 wieder in Betrieb gehen. Die Restarbeiten und die Rekultivierung sind im Sommer 2010 abgeschlossen.

Die Fischmigrationshilfe wird im Winter 2008/2009 errichtet und steht somit rechtzeitig zur Inbetriebnahme der Erweiterung zur Verfügung.

6 Zusammenfassung

Die Erweiterung des KW Hieflau ist wie jedes Kraftwerksprojekt heutzutage mit vielfältigen Anforderungen, sowohl in wirtschaftlicher als auch in rechtlicher und ökologischer Hinsicht, konfrontiert. Mit dem ausgearbeiteten Projekt ist es gelungen, allen Ansprüchen gerecht zu werden. Ohne weitere große Eingriffe in die Natur wird eine beachtliche Mehrerzeugung realisiert. Gleichzeitig wird die ökologische Situation durch die Errichtung der Fischmigrationshilfe und der neuen ganzjährigen Restwasserdotation entscheidend verbessert, und den Vorgaben aus der Wasserrahmenrichtlinie angepasst.

Da mittlerweile etliche Kraftwerke grundlegend modernisiert werden müssen, kann das Projekt Hieflau als Vorläufer für weitere anstehende Projekte gesehen werden. Durch den Umbau wird nicht nur die Erzeugung deutlich erhöht, auch die ökologische Situation im Nahbereich des Nationalparks wird durch die Erhöhung der Restwasserdotation und der Herstellung der Fischmigrationshilfe verbessert.

Adresse der Autoren



Dipl.-Ing. Franz Gappmaier
Verbund – Austrian Hydro Power AG
Am Hof 6A
A-1010 Wien
E-Mail: franz.gappmaier@verbund.at



Dipl.-Ing. Herfried Harreiter
Verbund – Austrian Hydro Power AG
Am Hof 6A
A-1010 Wien
E-Mail: herfried.harreiter@verbund.at



Dipl.-Ing. Florian Landstorfer
Verbund – Austrian Hydro Power AG
Am Hof 6A
A-1010 Wien
E-Mail: florian.landstorfer@verbund.at



Kopswerk II, Luftmanagement einer Gegendruckturbine

G. Gökler, R. Mader

1 Allgemeines

1.1 Einleitung

Das Pumpspeicherkraftwerk „Kopswerk II“ der Vorarlberger Illwerke AG wird Mitte 2008 mit dem ersten von drei Maschinensätzen nach Abschluss von umfangreichen Inbetriebsetzungsversuchen in den Netzbetrieb übergehen und damit uneingeschränkt für die vorgesehenen Betriebsarten Turbinenbetrieb, Pumpbetrieb, Regelpumpbetrieb und Pumpentakten® zur Verfügung stehen. Insgesamt verfügt das Kopswerk II über drei Maschinensätze mit vertikaler Achse, die im Turbinen- und im Pumpbetrieb über eine Mindestleistung von 3 x 150 MW = 450 MW verfügen. Die maximale Turbinenleistung beträgt 525 MW. Der max. Durchfluss beträgt pro Turbine 26,7 m³/s; die max. Fallhöhe 819 m.

1.2 Maschinenkonzept des Kopswerkes II

Die ausgeführten Maschinensätze sind insbesondere für Regelfunktionen mit besonders raschen Umsteuerungen innerhalb von ca. 40 Sekunden vom Turbinen- in den Pumpbetrieb und umgekehrt ausgelegt. Dabei ist es möglich, sowohl im Turbinen- als auch im Pumpbetrieb eine volle Regelfähigkeit von 0-100% zu erzielen. Die Anforderung optimaler Regelfähigkeit führte zu einem Maschinenkonzept mit einer vertikalen Anordnung der drei Maschinensätze jeweils mit dreistufiger Pumpe, hydraulischem Synchronisierwandler, Generator und Peltonturbine. Unmittelbar daran schließen die Unterwasserführung mit den Druckluftwasserschlössern und dem Wasserschloss „Gufel“ an.

Durch die Düsennadelstellungen kann im Turbinenbetrieb der gesamte Leistungsbereich reguliert werden. Im Pumpbetrieb wird die volle Regelfähigkeit durch die Anwendung des „Hydraulischen Kurzschlusses“ ermöglicht, bei dem die Differenzleistung der aus dem Netz aufgenommenen Leistung zur erforderlichen Pumpenleistung durch Erzeugung mit der auf der gleichen Welle laufenden Peltonturbine kompensiert wird. Dabei wird jener Wasserdurchfluss, der zur Erzeugung der Differenzleistung notwendig ist, direkt vom Pumpenförderstrom abgezweigt und der Peltonturbine zugeführt. Das abgearbeitete Wasser gelangt im kurzen Kreislauf erneut zur Pumpe zurück.

2 Gegendruckbetrieb der Peltonturbinen

Die Peltonturbinen laufen während des gesamten Betriebes unter Gegendruck. Dieser wird durch Druckluft aus einer Kompressoranlage (Druckluft-ergänzungsanlage DEA) in den Turbinengehäusen und Druckluftkammern, die unterwasserseitig der Turbinen angeordnet sind, aufgebaut.

Die Entscheidung den Betrieb der Peltonturbinen unter Gegendruck auszuführen resultiert einerseits aus den Erfordernissen des gewählten Maschinenkonzepts. Andererseits wird durch die Konzeption der Gegendruck-turbine zusätzliche Energie durch Vergrößerung der Fallhöhe gewonnen.

Für den Gegendruckbetrieb waren vordergründig die Fragestellungen einer ausreichenden Entgasung von ungelöster Luft, die Menge der wegen des höheren Druckes zu ergänzenden gelösten Luft und die Luftdichtheit der Druckluftwasserschlösser zu lösen.

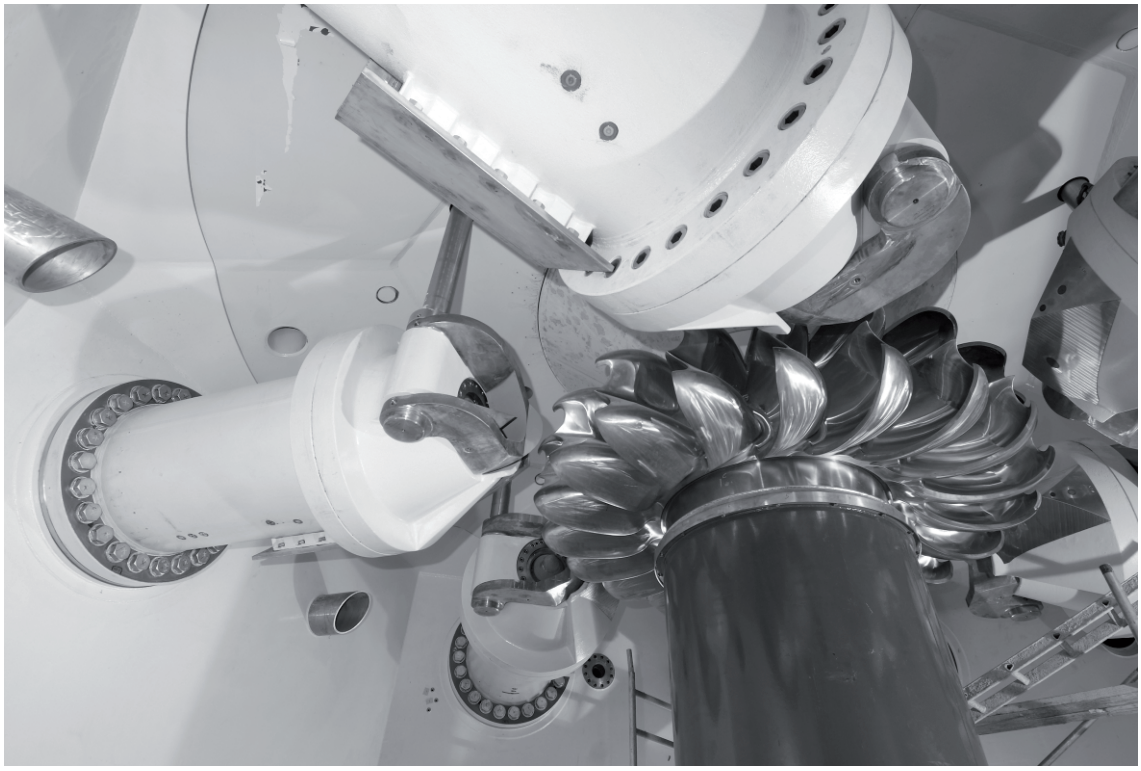


Abb. 1: Peltonturbine mit Düsenstöcken, Strahlablenkern und seitlichen Belüftungsrohren.

2.1 Druckluftkammern – Zweck und Betrieb

Die Anordnung und der Bau der Druckluftkammern resultiert primär aus dem Einbau der Pumpe in der für einen kavitationsfreien Betrieb erforderlichen Tiefe. Um aber dadurch bedingt eine extrem lange Maschinenwelle und folglich Kavernenhöhe zu vermeiden wurden die Peltonturbinen unter dem tiefsten Unterwasserspiegel angeordnet. Dies wiederum erforderte die Druckluftkammern, um

den notwendigen „Freihang“ unter den Peltonturbinen zu erreichen. Mit entsprechendem Luftüberdruck wird der Wasserspiegel in den Druckluftkammern und im Turbinenschacht so weit nach unten gedrückt, dass der erforderliche Freihang unterhalb der Turbinen entsteht.

Im Normalbetrieb beträgt der Überdruck in den Druckluftkammern zwischen 0,6 bis etwa 2,0 bar. Der maximal auftretende Überdruck erreicht 3,5 bar.

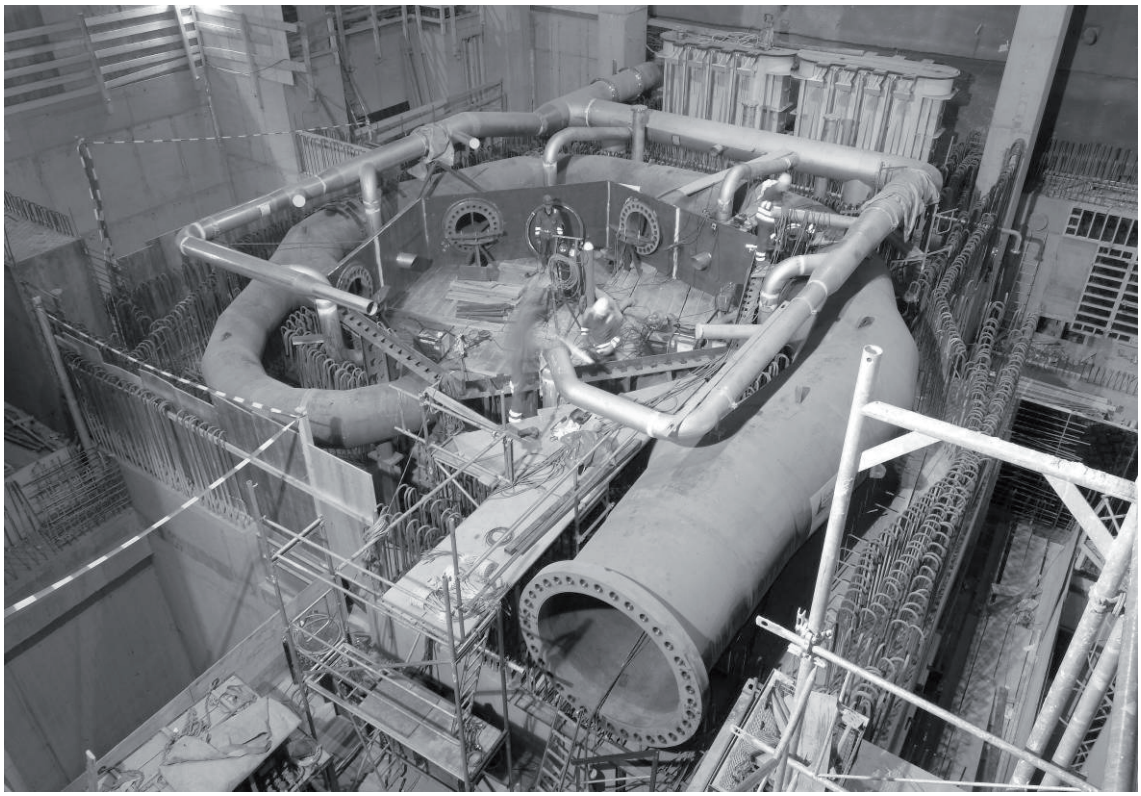


Abb. 2: Montage Düsenringleitung, Belüftungsrohre und Turbinenauslaufschützen.

Das Belüftungskonzept der Turbine, welches eine ausreichende Luftzufuhr über Belüftungsleitungen und eine Zentralbelüftung an der Welle erfordert, um für den Gegendruckbetrieb bestmögliche Wirkungsgrade zu erzielen, war im Verantwortungsbereich des Turbinenlieferanten.

Unsererseits war Sorge zu tragen, dass durch die Gestaltung der Druckluftkammern in jedem Fall eine ausreichende Rekuperation gegeben ist. Zusätzlich in den Firsten der Druckluftkammern eingebaute Belüftungsleitungen gewährleisten die Luftrückführung in die Turbinenschächte unter Berück-sichtigung instationärer Betriebsvorgänge sowie Schwall bzw. Sunk.

Wesentlich ist, dass stets genügend Freihang eingehalten wird. Dies bedingt ein ausreichendes Nachströmen von Luft aus dem Turbinenschacht bzw. der Druckluftkammer.

Zur Ermittlung der extremen Wasserspiegel bei den maßgebenden Lastfallkombinationen wurden dreidimensionale numerische Simulationen vom Institut für Wasserbau der TU Innsbruck durchgeführt. Diese bestätigten, dass einerseits ein Anschlagen an der Decke des Turbinenschachtes ausgeschlossen ist und andererseits ein Einsaugen von großen Luftpaketen in die Unterwasserführung, das zu ungünstigen Betriebsbedingungen im „Hydraulischen Kurzschluss“ führen wurde, bei tiefen Wasserspiegeln nicht erfolgt.

Die Länge der Druckluftkammern wurde so konzipiert, dass eine fast voll-ständige Ausgasung der nicht in Lösung gegangen Luftblasen erfolgen kann.

Die Auskleidung der Druckluftkammern erfolgt mit einer Stahldichtung, um Luft- und Wasserverluste zu verhindern.

Ein weiterer positiver Nebeneffekt der Druckluftkammern ist ihr günstiges hydrodynamisches Verhalten, welches im Zusammenwirken mit dem zusätzlichen konventionellen Kammerwasserschloss „Gufel“ in der Unterwasserführung eine vollkommen freie Betriebsführung ermöglicht.

2.2 Entgasung / Entlüftung ungelöster Luft

Eine wesentliche Bedingung für einen problemfreien Betrieb des Maschinensatzes ist, dass im Hydraulischen Kurzschlussbetrieb keine im Wasser eingeschlossene Luft (z.B. in Form von Blasen) den Pumpen zugeführt wird.

Diesbezüglich wurden hydraulische Modellversuche, Naturversuche und numerische Simulationen durchgeführt um über das Strömungs- und Entgasungsverhalten im Unterwasser einen umfangreichen Kenntnisstand zu gewinnen. Aus den Ergebnissen dieser Untersuchungen und den daraus abgeleiteten Empfehlungen wurden zahlreiche Einbauten vorgesehen, die eine Optimierung der Luftproblematik für die dargestellte Konzeption ergeben:

- vertikale Rechen zur Strömungsberuhigung respektive zur Reduzierung der Entgasungslänge am Beginn der Druckluftkammern,
- jeweils sechs vertikale Lamellen zur Vermeidung großer Luft einziehender Wirbel am Ende der Druckluftkammern,
- Entlüftungseinrichtungen sowohl im Unterwasserstollen als auch im Pumpwasserstollen zur Entgasung von sich eventuell in der Stollenfirste befindlichen Luftblasen,
- ein 12 m langer Strömungsgleichrichter im Pumpwasserstollen zum besseren Blasenaufstiegsverhalten vor dem „Dom“ der Entlüftungseinrichtung.

3 Luftmanagement / Luftproblematik

3.1 Luftverluste / Luftbedarf

Durch die Peltonturbinen wird im Turbinengehäuse und im Druckluftwasserschloss ungelöste Luft in Form von Luftblasen und gelöste Luft durch Begasungsvorgänge in das abströmende Unterwasser eingetragen. Dieser Luftaustrag führt zu Luftverlusten, die durch einen ständig nachzufördernden Luftvolumenstrom kompensiert werden müssen, um den notwendigen Gegendruck aufrecht erhalten zu können.

Das Verhalten von ungelöster Luft und dem Wasser-Schaum-Gemisch unterhalb der Turbine wurde an den Technischen Universitäten Graz, Innsbruck und Zürich untersucht.

Die Anteile ungelöster Luft, welche in den Modellversuchen in Zürich bei ausreichend langer Ausgasungsstrecke in den Druckluftkammer ermittelt wurden, sind gegenüber den Anteilen aus gelöster Luft relativ gering und liegen im Promillebereich des Turbinendurchflusses. Die im Unterwasser (Modell) verbleibenden Luftblasen wiesen zu über 80% Blasendurchmesser ≤ 0,2mm auf. Für die Auslegung der Kompressoren leitet sich daraus für jeden Fall und Betriebsdruck ein Zuschlag des Luftbedarfes von rund 0,15 kg/s ab.

Die Fragen der für die Bemessung der Druckluftergänzungsanlage massgebenden Begasungsvorgänge wurden an der TU München in Obernach (VAO) in einem Modellversuch behandelt.

Die theoretisch maximal in Lösung gehende Gasmenge (Sättigungskonzentration C_s) ist nach dem Henry´schen Gesetz bei gegebener Temperatur in einer Flüssigkeit proportional dem Druck p_G des ungelöst über der Flüssigkeit verbleibenden Gases.

$$C_s = \alpha_B \cdot p_G \qquad [1]$$

α_B ist der Bunsen´sche Absorptionskoeffizient, der das auf 0°C und 760 mmHg bzw. 1,013 bar (Normalbedingung) umgerechnete Volumen des Gases angibt, das bei der angegebenen Temperatur vom Lösungsmittel bei einem Druck des Gases von 1,013 bar aufgenommen wird.

T [°C]	0	5	10	15	20	25	30
α_B Luft [Vol-‰]	29,81	25,68	22,84	20,55	18,68	17,08	15,64

Abb. 3: Bunsen´scher Absorptionskoeffizient αB von Luft für die Lösung von Luft in Wasser für den Luftdruck von 1,013 bar (Hodgman, 1957).

Inwieweit die Sättigunskonzentration C_s bei gegebener Temperatur und gegebenem Druck erreicht wird, ist abhängig von der zur Luftaufnahme zur Verfügung stehenden Oberfläche und der Zeit, während der die Oberfläche zur Luftaufnahme angeboten wird.

Die Modellversuche an der VAO an einem realitätsnahen Peltonturbine-Ersatzmodell haben ergeben, dass je nach Betriebszustand von einer maximal möglichen Aufnahme von gelöster Luft zwischen 90% und 100% der Sättigungskonzentration C_s ausgegangen werden muss. Die Begasung erfolgt dabei nahezu vollständig durch den Sprayvorgang in der Turbine und dem Turbinengehäuse, über feinste Wassertröpfchen und Wasserfilme, die eine große Oberfläche zur Luftaustausch anbieten. Die Luftaufnahme über die freie Oberfläche im Druckluftwasserschloss kann demgegenüber praktisch vernachlässigt werden. Das System Peltonturbine – Turbinengehäuse stellt demnach eine sehr effektive „Begasungseinrichtung“ dar.

Für die Auslegung der Kompressoren leitet sich daraus für den maximal auftretenden Betriebsüberdruck von 3,5 bar ein Luftbedarf von rund 6,7% des jeweiligen Turbinendurchflusses ab; dies entspricht bei Volllast-Turbinenbetrieb (80 m³/s) und einer mittleren Wassertemperatur im Winter von etwa 3,8°C etwa einem Luftvolumenstrom von 7,0 kg/s.

Die vorgesehenen Messungen und Beobachtungen werden zeigen, ob im Regelturbinenbetrieb der Begasungswirkungsgrad der Peltonturbinen tatsächlich die theoretischen Maximalwerte der Sättigungskonzentration *Cs* von 100% erreicht, oder ob diese - wie teilweise in der Literatur angegeben im Mittel Werte von etwa 65% bis 75 % erreichen.

3.2 Druckluftergänzungsanlage (DEA)

Die Gesamtkapazität der Druckluftergänzungsanlage wurde auf das theoretische Maximum ausgelegt. Die Druckluftergänzungsanlage besteht aus 6 großen und 2 kleinen Kompressoren mit je 1,2 kg/s bzw. 0,3 kg/s Massenstrom. Die erforderliche Druckluftergänzung im Turbinenbetrieb (Betriebsart mit dem größten Luftbedarf) übernehmen die sechs drehzahlgeregelten großen Schraubenspindel-Kompressoren. Jeder dieser Kompressoren verfügt über eine Anschlussleistung von 355 kW. Zur Ergänzung im Stillstand sind zwei wassergekühlte, nicht regelbare Kompressoren mit ca. 70 kW installiert.

Die Verteilung und Einleitung der Druckluft erfolgt über ein Belüftungsleitungssystem. Im Regelfall wird jede der drei Druckluftkammern über jeweils zwei zugeordnete große Kompressoren versorgt. Die Kammern sind untereinander jedoch mit absperrbaren Leitungen verbunden sodass bei Ausfall eines großen Kompressors die Versorgung der Druckluftkammern mit Druckluft gesichert ist.

Es wird die eingeschlossene Luftmasse als Regelgröße für jede Druckluftkammer verwendet. Der Soll-Wert wird aus dem Pegelstand des Unterbeckens in Rifa abgeleitet und variiert in Grenzen von ca. 2500 bis 5500 kg Luft. Dies entspricht einem Ruhewasserpegel in der Druckluftkammer von 987 müA. Der Ist-Wert der Luftmasse bildet sich durch das Produkt

$$\frac{p \times V}{R \cdot T} = m \qquad [2]$$

p……..aktueller Luftdruck in einer Druckluftkammer
V……..eingeschlossenes, aktuelles Luftvolumen in einer Druckluftkammer
R……..Gaskonstante
T……..Temperatur
m……..Luftmasse

Für die Bestimmung des aktuellen Luftdruckes ist je eine Messstelle im Turbinenschacht und in der Druckluftkammer vorgesehen. Der Wasserstand wird an vier Messstellen in der Druckluftkammer und an einer im Turbinenschacht mit Präzisionsdifferenzdruckmessgeräten (Rosemount) bestimmt. Daraus wird das aktuelle Luftvolumen berechnet. Die Messwerterfassung kann damit den jeweiligen Betrieb bei geschlossenen oder offenen Turbinenauslaufschützen unterscheiden.

Jeder Kompressor verfügt über einen PI-Regler mit proportionalem und integralem Verhalten. Vorgeschaltet ist ein Bandfilter, das bei Erreichen von Schwellwerten aus- und einschaltet. Damit konnten die Schaltspiele der Kompressoren zwischen Load- und Unload-Betrieb minimiert werden. Bei zu großem Volumen in den Druckluftkammern wird Luft durch die Abblasevorrichtung in die Kaverne abgelassen.

Pro Druckluftkammer erfolgt zusätzlich eine redundante Füllstandsmessung mittels eines Ultraschallsensors. Dieser ist am Boden vor Beginn der schrägen Sohle des jeweiligen Stiches angebracht. Zusätzlich ist zur Erfassung der Höhe des Wasser-Luftgemisches im Abfluss direkt nach den Peltonturbinen die Installation jeweils eines „Schaumradars“ mit Niveauanzeige vorgesehen.

Bei einem gleichzeitigen Ausfall mehrerer Pegelmessstellen bis auf eine weist der für die Regelung bestimmende Pegelstand lediglich eine Abweichung von +/- 10% auf. Die Pegelstände (zu hoch/zu tief) sind in die Schutzeinrichtungen eingebunden.

3.3 Konstruktive Lösungen zur Luftproblematik

Der Gegendruckbetrieb einerseits und der „Hydraulische Kurzschlussbetrieb“ andererseits erfordern sowohl im konzeptionellen wie auch im hydraulischen Design zahlreiche konstruktive Massnahmen. Diese bewirken eine Reduzierung

des durch die DEA zu ergänzenden Druckluftbedarfs und eine Verbesserung der Luftproblematik zufolge eingeschlossener freier Luftblasen.

Ein wesentlicher Beitrag zur Reduzierung des aufzubringenden Gegendruckes ist die Anordnung der Turbine oberhalb des Generators. Dadurch konnte der Gegendruckbetrieb um 10 mWS und der zu ergänzende maximale Luftbedarf um 30% gesenkt werden.

Wie bereits erwähnt hat die Druckluftkammer mehrfache Aufgaben. Ein wesentlicher Beitrag zum Gesamtluftbedarf für die Luftergänzung aber auch für eine ausreichende Rekuperation ist die nahezu vollständige Entgasung der nicht in Lösung befindlichen Luftblasen bis ans Ende der Druckluftkammer. Die Wahl einer ausreichenden Entgasungslänge ist deshalb sicher zu stellen. Zum unbehinderten Aufstieg der Luftblasen ist ein gleich gerichtetes Strömungsfeld erforderlich. Aus diesem Grund ist etwa 1,5 m hinter dem Trennpfeiler der Turbinenauslaufschützen am Beginn jeder Druckluftkammer zur Strömungsberuhigung respektive zur Reduzierung der Entgasungslänge ein vertikaler Rechen angeordnet. Durch Modellversuche an der ETH Zürich konnte so die notwendige Entgasungslänge in der Druckluftkammer von 41 bis 50 m auf etwa 15 bis 20 m verkürzt werden. Die gewählte Länge der Druckluftkammer von 45 m bietet damit für den Prototyp entsprechende Sicherheit.

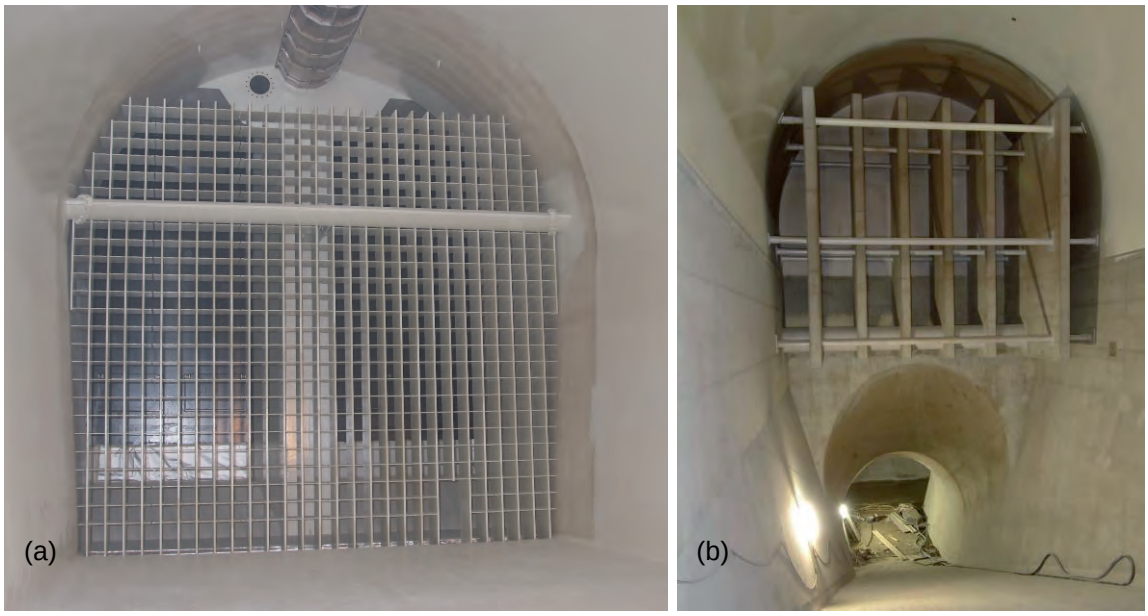


Abb. 4: (a) vertikaler Beruhigungsrechen mit Kompressoreinblaseöffnung und Luftverbindung.
(b) Lamellen am Ende der Druckluftkammer.

Ein wesentlicher Aspekt, um nicht wieder Luft in die Unterwasserführung einzutragen, ist die Vermeidung großer Luft einziehender Wirbel und die Reduzierung von Drall behafteter Strömung in der Unterwasserführung:

Die Geometrie der Druckluftkammern bedingt Totwasserzonen am Übergang zu den Stichstollen. Die Modellversuche haben gezeigt, dass große Wirbel Luftkerne bis in die Unterwasserführung eingezogen hätten. Aus diesem Grund sind an der rückwärtigen Stirnwand der Druckluftkammer jeweils sechs vertikale Lamellen angeordnet. Kleine Wirbel, die sich kurzzeitig bilden und wieder auflösen, sind aufgrund der Strömungsverhältnisse zwar unvermeidlich, sie haben allerdings keinen maßgeblichen Lufteintrag zur Folge.

Eine ähnliche Erscheinung großer Luft einziehender Wirbel zeigte sich im Wasserschloss „Gufel“ am Übergang von der Unteren Kammer in den Schacht. Hier ist zur Beseitigung des Problems eine auf fünf Stützen gelagerte Umlenkplatte eingebaut, die im Modellversuch sowohl beim Ausströmen als auch beim Einströmen beachtliche Reduzierungen der Luftproblematik an dieser Stelle zeigte.

Die Anbindung der Druckluftkammern und des Wasserschlosses Gufel an die Unterwasserführung haben zur Folge, dass sich im Abfluss eine Drallströmung einstellt, die sich im Hydraulischen Kurzschlussbetrieb bei der Umlenkung in den Pumpwasserstollen zusätzlich verstärkt. Zur Strömungsgleichrichtung und in der Folge zum besseren Aufstiegsverhalten von eventuell noch in der Strömung verbliebenen Luftblasen ist vor der Entlüftungseinrichtung im Pumpwasserstollen aus diesem Grund ein 12 m langer Strömungsgleichrichter angeordnet. Obwohl der Gleichrichter aus Stahlbeton mit einer horizontalen und zwei vertikalen Wandscheiben ein sehr grobes Raster aufweist, ergaben die numerischen Simulationen eine deutliche Strömungsvergleichmäßigung am Ende des Gleichrichters. Ein Zulaufdrall, der sich bis zum Einlauftopf der Speicherpumpe stabil halten würde, wäre auch für den Wirkungsgrad ungünstig.

Als letzte Luftfalle wurden zur Entgasung von sich eventuell in den Stollenfirsten befindlichen Luftblasen sowohl im Unterwasserstollen als auch im Pumpwasserstollen Entlüftungsdome mit abgehenden Entlüftungsrohren vorgesehen. Die Gestaltung und Überprüfung der Funktionalität wurde von der VAW der ETH Zürich durchgeführt.

4 Zusammenfassung

Der Gegendruckbetrieb der Peltonturbinen des Kopswerkes II bedingt eine besonders umfassende Behandlung einerseits des notwendigen Druckluftmanagements in den Druckluftkammern und andererseits der Entgasungsproblematik in der Unterwasserführung.

Zur Gewährleistung eines sicheren Freihangs unterhalb der Peltonturbinen ist das Druckluftpolster in den drei Kammern des Druckluftwasserschlosses in Abhängigkeit des Wasserspiegels im Unterbecken, des vorhandenen Luftvolu-

mens im Druckluftwasserschloss und des aktuell herrschenden Betriebsdrucks bei dem jeweils zugehörigen Durchfluss in einem relativ schmalen Betriebsband zu regeln. Die Regelgröße ergibt sich aus dem Produkt von Luftvolumen und Luftdruck.

Der Luftbedarf ist in den verschiedenen Betriebsarten sehr unterschiedlich. Über eine Druckluftergänzungsanlage wird durch Einblasen von Kompressorluft die Richtung Unterwasser verloren gegangene Luft ergänzt bzw. der Luftdruck auf dem erforderlichen Druckniveau gehalten. Bei zu hohem Druck (d.h. zu tiefem Wasserspiegel) kann die Druckluft über die Abblasevorrichtungen bei der DEA abgelassen werden.

Eine wesentliche Forderung insbesondere in der Betriebsart „Hydraulischer Kurzschluss“ ist, dass möglichst wenig freie Luft in Form von Luftblasen den Speicherpumpen zugeführt wird. Zur Erfüllung dieser Forderung waren spezielle konstruktive Massnahmen in den Druckluftkammern selbst und zahlreiche Einbauten in der Unterwasserführung erforderlich.

Referenzen

Larcher, M., Heigerth, G., Klasinc, R., Mayr, D., Mader, R., Gökler, G., (2006): Modelluntersuchung von Wasserschlosssystemen, Kopswerk II: Unterwassersystem im Gegendruckbetrieb, Wasserbausymposium Graz 2006, 46/1, 447-461.

Sigg, H., Lais, A., Volkart, P. (2006): Kopswerk II: Peltonturbinen im Gegendruckbetrieb, Modellversuche zur Entlüftungsproblematik, Wasserbausymposium Graz 2006, 46/1, 477-489.

Keller, A., Huber, R., Strobl, T. (2004): Kopswerk II – Druckluftwasserschloss, Belüftung – Anteil gelöster Luft, Versuchsbericht Nr. 380, Versuchsanstalt Obernach, TU München.

Grein, H., Höller, H. K. (1981): Peltonturbinen im Gegendruckbetrieb, Escher Wyss Mitteilungen 1/1981 / 1/1982, 32-36.

Osterwalder, J. (1966): Tailwater depression of multijet impulse turbines, Water Power, Vol. 18, 358-362.

Hodgman, C. D. (1957): Handbook of chemistry and physics, Chemical Rubber Publishing Co., Cleveland, Ohio (USA).

Adresse der Autoren

Dipl. Ing. Gottfried Gökler
Vorarlberger Illwerke AG
Batloggstrasse 36
A-6780 Schruns
E-Mail: gottfried.goekler@illwerke.at



Dipl. Ing. Dr. techn. Reinhard Mader
Vorarlberger Illwerke AG
Batloggstrasse 36
A-6780 Schruns
E-Mail: reinhard.mader@illwerke.at



Revitalisierung Salzachkraftwerk Gamp / Hallein

A. Hammer, G. Heigerth, C. Peterstorfer

1 Einleitung

Das seit 1928 bestehende Salzach-Kraftwerk Gamp wurde ökologieverträglich revitalisiert und seine Leistungsfähigkeit erhöht. Es handelte sich dabei um die Neuerrichtung eines Krafthauses am linken Salzachufer und die Generalsanierung der bestehenden Wehranlage. Durch die begleitenden Maßnahmen, welche mit der Errichtung des neuen Kraftwerkes verbunden sind, entstanden wesentliche Änderungen in der Flussmorphologie. Zusätzlich änderte sich durch den Umbau der Wehranlage deren hydraulische Leistungsfähigkeit. Diese Änderungen und das neu zu errichtende Kraftwerk sollten im hydraulischen Modellversuch an der TU-Graz untersucht werden (Hochwassersicherheit, Turbinenanströmung etc.).

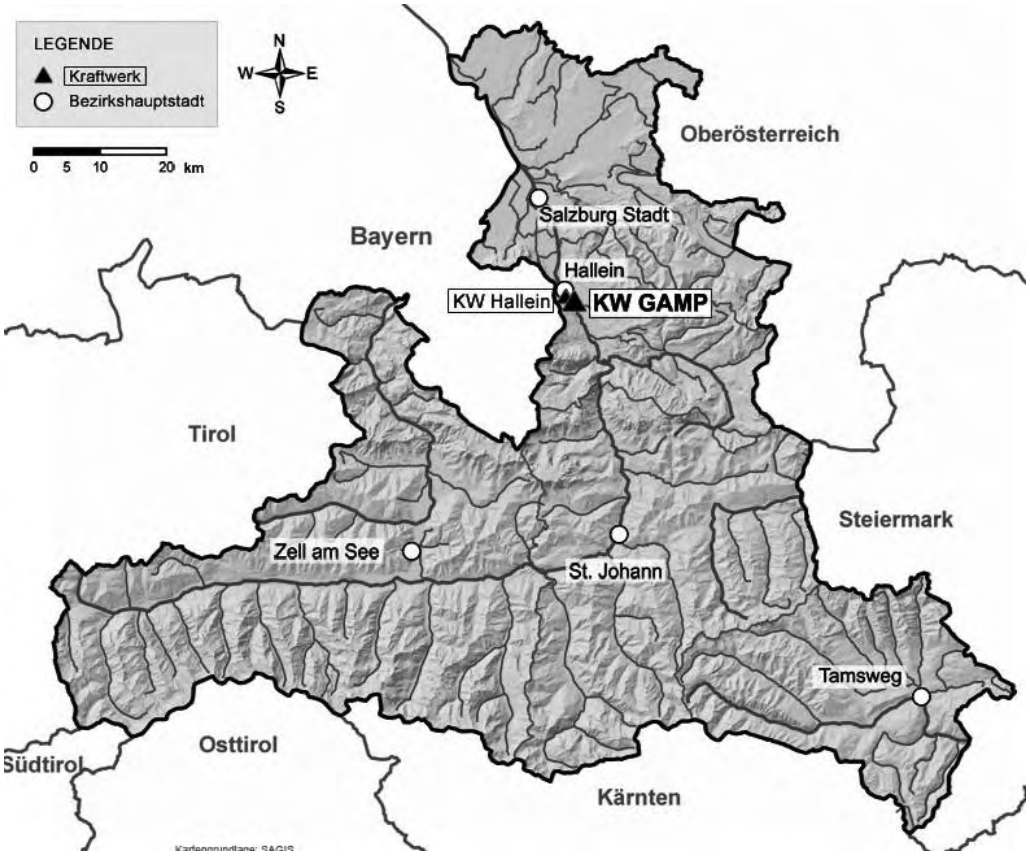


Abb. 1: Geographische Lage des Salzachkraftwerkes Hallein / Gamp.

2 Geschichtliche Entwicklung

2.1 Ursprüngliche Kraftwerksanlage

Im Jahr 1928 wurde die ursprüngliche Wasserkraftanlage am Fabrikgelände der damaligen Papierfabrik der „The Kellner Partington Paper Pulp Co Limited, Manchester" – Oberstrom der Stadt Hallein - fertig gestellt. Die Anlage besaß drei Hauptwehrfelder (Dachwehrverschlüsse) mit einer Breite von je 23 m. Links befand sich zusätzlich eine Floßgasse mit einer Breite von 5 m und rechts ein Wehrfeld mit einer Breite von 10 m. Das Krafthaus befand sich am rechten Ufer und verfügte über vier Kaplanturbinen mit einer Ausbauwassermenge von insgesamt 84 m^3/s. Die Ausbauleistung betrug 3700 kW, das Regelarbeitsvermögen 25 Mio kWh.



Abb. 2: Ursprüngliche Wehranlage - in Betrieb seit 1928 (Ansicht UW-Seitig).

Im September 2004 erwarb die „Salzburg AG für Energie und Telekommunikation“ die Wehranlage vom derzeitigen Eigentümer der „Papier und Zellstofffabrik M-real Hallein AG“, um eine Revitalisierung der Kraftwerksanlage inklusive eines Neubaues des Krafthauses am linken Ufer durchzuführen. Die einzelnen Anlagenteile befanden sich in einem äußerst sanierungsbedürftigen Zustand. Kurz vor Übergabe der Wehranlage erfolgte die endgültige Staulegung wegen „Altersschwäche" eines der in die Jahre gekommenen Dachwehre. Teile dieses Dachwehres wurden bei einem Hochwasser abgetrieben, eine Reparatur nicht mehr durchgeführt.

2.2 Revitalisierte Kraftwerksanlage

Die neue Anlage wurde als Buchtenkraftwerk errichtet. Die Lage ist durch den Altbestand des Wehres zwischen dem Fabrikgelände der Firma M-real Hallein AG und der Fischzuchtanlage der Stadt Hallein gegeben. Aufgrund dieser Rahmenbedingungen war auch keine Umleitung der Salzach möglich. Der Rückstauraum und Unterwasserbereich erstreckt sich von der Stauwurzel im Bereich Langwies bis zum Ende der Unterwassereintiefung kurz oberhalb der Neumayrbrücke in der Nähe des Stadtzentrums. Das bestehende Stauziel wurde beibehalten und die Flusssohle im Unterwasser eingetieft. So konnte die Rohfallhöhe erhöht werden (von 6,10 m auf 6,52 m). Im Bereich des Kraftwerkes wurde durch die Unterwassereintiefung und geringfügige Dammerhöhungen im Stauraumbereich ein über die HQ_{100}-Marke reichender Hochwasserschutz erreicht.



Abb. 3: Revitalisierte Wehranlage - in Betrieb seit 2007 (Ansicht UW-Seitig).

Die neue Anlage besteht aus einer vierfeldrigen Wehranlage und einem am linken Ufer situierten Krafthaus mit zwei Kaplan-Pit-Turbinen mit horizontaler Achse. Die Wehranlage hat drei Hauptwehrfelder (Fischbauchklappen) mit einer Breite von je 26,75 m und einer Spülgasse (Segmentwehr) mit einer Breite von 10m. Die Ausbauwassermenge beträgt 160 m^3/s, die Ausbauleistung 8580 kW, das Regelarbeitsvermögen ca. 53 Mio. kWh. Das entspricht ca. dem Bedarf von 15.200 Haushalten.

Als Planer traten die beiden Linzer Büros „FHCE - Dr. Floegl Hydro Consulting Engineers“ (Wehranlage) und die „BHM INGENIEURE – Engineering & Consulting GmbH“ (Krafthaus) auf.

3 Modellversuche

Die wasserbaulichen Versuche wurden an der TU-Graz - am „Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft“ - in den Räumlichkeiten des „Hermann-Grengg Laboratoriums“ durchgeführt.

3.1 Modellaufbau

Es wurde ein physikalisches, nicht überhöhtes Modell, im Maßstab 1: 40 aufgebaut. Die 808 m lange Naturstrecke wurde im Modellversuch nachgebildet. Die Gesamt-Abmessungen des Modells im Labor ergaben eine Länge von ca. 25 m und einer Breite von ca. 3.5 m.
Das Wasserkraftwerk wurde mit allen relevanten Details nachgebildet: Turbinen mit Öffnungen, die den Turbinendurchfluss simulieren sowie das Wehr mit den Verschlüssen. Die Herstellung des Modells erfolgte vorwiegend in Beton- und Ziegelbauweise; Turbinen und Verschlüsse wurden in Kunststoff hergestellt.

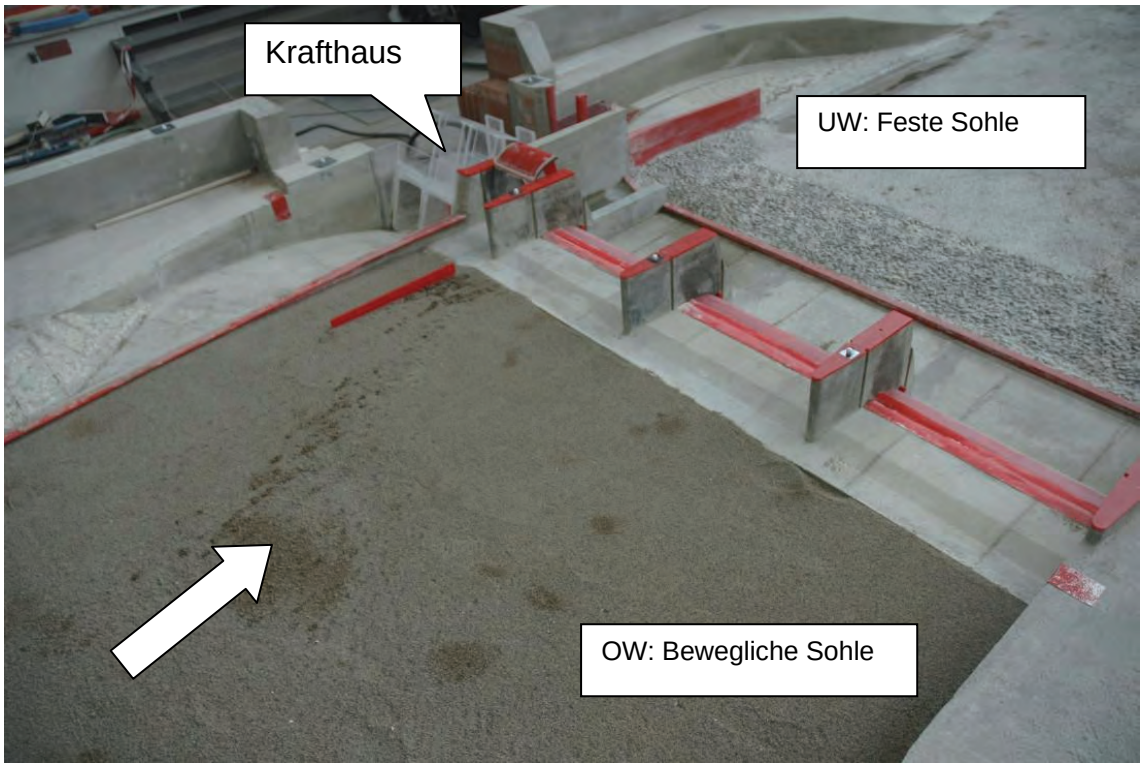


Abb. 4: Blick von OW auf Wehranlage (Klappen gelegt, Segment gehoben).

3.2 Ähnlichkeitskriterien

Das hydraulische Modell wurde nach dem Froude'schen Ähnlichkeitskriterium betrieben. Die Zusammenstellung der Maßstabsfaktoren zur Umrechnung von Modellgrößen (i.M.) auf die Naturwerte (i.N.) und umgekehrt ergaben u.a.

- Fließzeit, Versuchsdauer: 1 Std. i.M. = 6,32 Std. i.N.
- Geschwindigkeit: 1 m/s i.M. = 6,32 m/s i.N.
- Abfluß: 1 l/s i.M. = 10119 l/s (10,12 m^3/s) i.N.

Es kamen zwei Versuchsanordnungen zur Ausführung:

- Modell mit fester Sohle,
- Modell mit beweglicher Sohle.

Die max. Wasserführung im Modell betrug ca. 250 l/s (entspr. ~ HQ_{5000} = 2500 m^3/s). Für das Modellsubstrat (bewegliche Sohle) wurde eine Körnung bis zu 1,5 mm (entspricht ca.6 cm in der Natur) ermittelt. Für feineres Material, das nur durchgetriftet wird, mußte Kunststoffgranulat verwendet werden (Geringeres spez. Gewicht). Als Zeitraum der Untersuchungen mit beweglicher Sohle wurden bis zu 6 Std. im Modell (ca. 38 Std. in der Natur) festgelegt.

3.3 Anforderungen an den Modellversuch

- Untersuchung der Bauphasen,
- Grundsätzliche Anordnung des Ein- und Auslaufbereiches des Krafthauses,
- Förderfähigkeit der Wehrfelder einschließlich der Tosbecken,
- Anströmung der Turbinen,
- Ausbildung der Trennpfeiler zwischen Krafthaus und den Wehrfeldern,
- Hydraulische Leistungsfähigkeit der Wehrfelder,
- Gewährleistung der Tosbeckensicherheit,
- Geschiebeverhalten bei verschiedenen Szenarien und daraus folgende konstruktive Ergänzungen,
- Spülung der Anlandungen im Stauraum.

Die im Zuge der Versuche erforderlichen Modifizierungen bzw. Varianten wurden mit den beiden beteiligten Ingenieur-Büros sowie dem Auftraggeber abgestimmt. Die Ergebnisse wurden bei Planung und Bauablauf berücksichtigt.

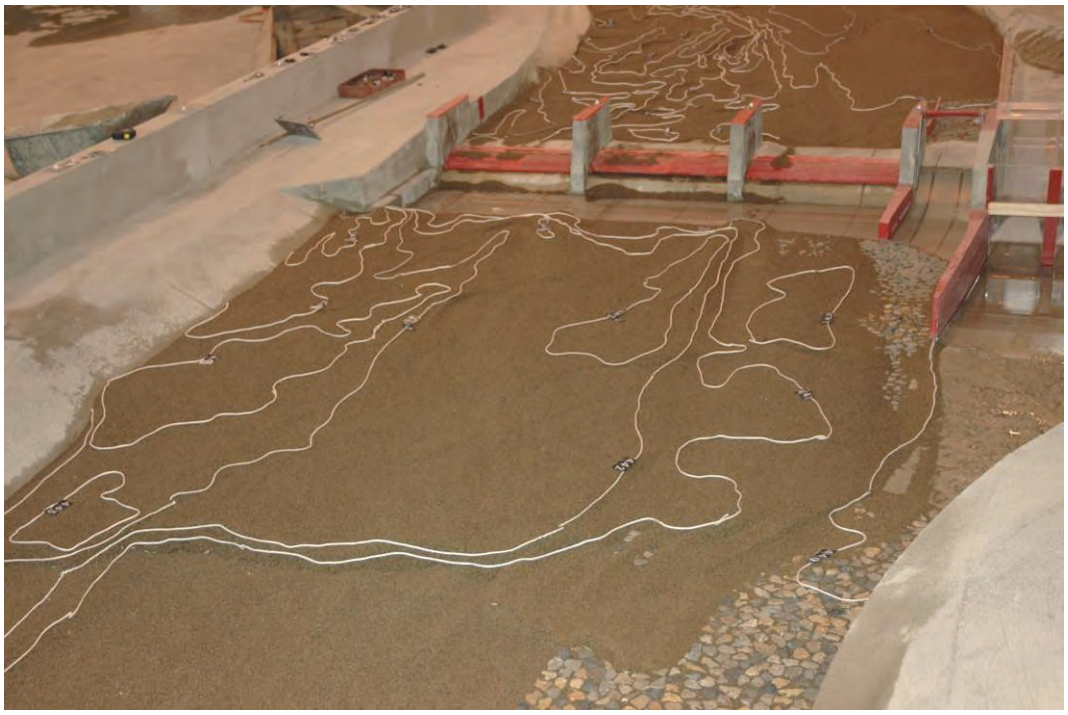


Abb. 5: Geschiebeuntersuchung (Ansicht UW-Seitig).

4 Bauablauf

4.1 Wehranlage

Die Herstellung des Wehres erfolgte in Nassbauweise und wurde infolge der Rahmenbedingungen (keine Umleitung der Salzach möglich) nur in der niederschlagsarmen Zeit (Mitte September - April) in wechselweise links- und rechtsufrigen Wehrbaugruben möglich. Diese wurden durch Fangedämme sowie Kastenfangedämme (im Anschluss an die Flusspfeiler) umschlossen. Die Pfeiler der alten Wehranlage wurden komplett abgetragen, um eine neue, geänderte Wehrfeldteilung zu ermöglichen. Am Ende der Tosbecken wurden die UW-Spundwände abgeteuft. Eine Hartbetonschicht ersetzte die bisherige Holzbeschlachtung des Tosbeckens. Im Wehrrückenbereich und vor allem in der linken Spülgasse wurde mit Hartbeton bzw. in Teilbereichen mit Polymerbeton die Abrasion verhindert.

4.2 Krafthaus

Die Gründung des Krafthauses erfolgte auf dicht gelagerten Feinsandschichten. Bei der Schlitzwandherstellung wurden nach den Alluvionen Konglomerate sowie dicht gelagerte Feinsande durchörtert. Die Sohle lag ca. 13 m unter dem

damaligen Wasserspiegel der Salzach. Die zentrale Krafthausbaugrube wurde durch Schlitzwände umschlossen. Auf der Landseite wurde sie als rückverankerte Wand ausgebildet. Die Umschließung der Krafthausbaugrube wurde auf ein 30-jährliches Hochwasserereignis ausgelegt.



Abb. 6: Blick auf „Reste“ von Dachwehr und altem Wehrpfeiler.



Abb. 7: Blick ins Krafthaus.

4.3 Termine

Der offizielle Baubeginn war am 18. Juli 2005. Ursprünglich war geplant, innerhalb von eineinhalb Jahren die komplette Wasserkraftanlage fertig zu stellen. Durch den schneereichen Winter 2005/2006 und die zahlreichen Erschwernisse im Untergrund war dies nicht möglich.
Im Zuge des Baugeschehens wurden einige „Überraschungen" im Untergrund, z. B. Reste alter Flussbauwerke in Form zahlreicher Pfähle und Mauern, entdeckt. Um die Arbeitssicherheit nicht zu gefährden, wurde ein neuer Bauzeitplan, der auch die notwendigen Pufferzeiten für die vorhandenen Störungen berücksichtigte, erstellt.
Die Schlitzwandarbeiten des Krafthauses begannen Ende Juli 2005. Nach einem guten Jahr war der Krafthausrohbau fertig und im August wurden bereits die Turbinen- bzw. PIT-Bauteile eingebaut. Der Beginn der Wehrumschließungsarbeiten war im September 2005.
Die Wehranlage wurde traditionell innerhalb zweier Niederwasserperioden gebaut. Die restlichen beiden Wehrfelder wurden im Herbst/Frühwinter 2006 errichtet. Die Inbetriebnahme des Kraftwerkes erfolgte April/Mai 2007.

4.4 Ökologische Begleitmaßnahmen

Im unmittelbaren Kraftwerksbereich sind ökologisch wertvolle Flächen, u. a. in Form von Auwäldern und ehemaligen Altarmen der Salzach, vorhanden. Es wurde darauf geachtet, diese Flächen weitestgehend zu schonen.
Zu den aus ökologischer Sicht wesentlichen Verbesserungen zählt die Errichtung eines funktionsfähigen Fischaufstiegs (Vertical Slots und Fischaufstiegsgerinne) und eines Fischabstieges. Neben einer standort-gerechten Bepflanzung der freien Böschungsflächen und Schaffung eines Amphibienlaichgewässers sowie einer Flutmulde im Oberwasserbereich wurde ein Wiederansiedlungsprojekt der „Deutschen Tamariske" durchgeführt.
Mit Vertretern der Stadt Hallein, den ortsansässigen Fischern und den Anrainern wurden laufend die für die Kraftwerkserrichtung notwendigen Maßnahmen abgestimmt. Auf kurzfristig auftretende Probleme konnte rasch reagiert, die vorübergehende Beeinträchtigung der Lebensqualität durch den Baustellenbetrieb so gering als möglich gehalten werden.



Abb. 8: Fischaufstiegsgerinne.

5 Zusammenfassung

Im Jahre 2004 erwarb die Salzburg AG von der Papier und Zellstofffabrik M-real die 76 Jahre alte Salzach-Wasserkraftanlage Gamp. Das Kraftwerk wurde ökologieverträglich revitalisiert und seine Leistungsfähigkeit erhöht. Es handelte sich dabei um die Neuerrichtung eines Krafthauses am linken Salzachufer und die Generalsanierung der bestehenden Wehranlage. Durch die begleitenden Maßnahmen, welche mit der Errichtung des neuen Kraftwerkes verbunden sind, entstanden wesentliche Änderungen in der Flussmorphologie. Zusätzlich änderte sich durch den Umbau der Wehranlage deren hydraulische Leistungsfähigkeit. Diese Änderungen und das neu zu errichtende Kraftwerk wurden im hydraulischen Modellversuch an der TU-Graz untersucht. Die Inbetriebnahme der neuen Anlage erfolgte im Mai 2007

Referenzen

Technische Universität Graz, Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft (2008 - unveröffentlicht): Gutachten KW Gamp-Revitalisierung.

Peterstorfer Ch. (2006): Revitalisierung Salzachkraftwerk Gamp / Hallein, Zement und Beton 3/06.

Salzburg AG (2007): Homepage, http://www.salzburg-ag.at/Archiv.

Adresse der Autoren

Dipl.-Ing. Dr. techn. Alfred Hammer
Technische Universität Graz
Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft
Stremayrgasse 10/II
A-8010 Graz
E-Mail: alfred.hammer@tugraz.at



Em.Univ. Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Günther Heigerth
Technische Universität Graz
Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft
Stremayrgasse 10/II
A-8010 Graz
E-Mail: heigerth@tugraz.at



Dipl.-Ing. Christoph Peterstorfer
Vormals Projektleiter KW Gamp
Salzburg AG
Derzeit:
Pöyry Energy GmbH
BA-Hydropower
Rainerstraße 29
A-5020 Salzburg
E-Mail: christoph.peterstorfer@poyry.com





Skisprung – Eine alternative Deflektorgeometrie

V. Heller, R. Steiner

1 Einleitung

Skisprünge dienen dazu, Abflüsse von Hochwasserentlastungsanlagen oder von Grundablässen sicher, ökonomisch und relativ einfach zu beherrschen (Khatsuria 2005). Ziel ist es, den Durchfluss ins Unterwasser zu befördern und dabei möglichst viel Energie in Wärme umzuwandeln. Bei unsachgemässer Dimensionierung kann sich im Auftreffbereich des Wurfstrahls ein beachtlicher Kolk ausbilden, welcher die Stabilität der Talflanken oder sogar des Bauwerks selber gefährdet. Beim *Nacimiento Dam* in Kalifornien bildete sich beispielsweise 1969 nach einem Hochwasser direkt vor der Hochwasserentlastungsanlage ein mehrerer zehn Meter tiefer Kolk aus (Vischer und Hager 1998). Massgebend für den Strahlwurfverlauf ist neben den Zuflussbedingungen die Deflektorgeometrie (flip oder ski jump bucket) am Ende der Schussrinne. Sie wurde bis heute meist kreis-zylindrisch ausgestaltet. Heller et al. (2004; 2005) haben das hydraulische Verhalten dieser kreis-zylindrischen Geometrie im hydraulischen Modell untersucht und allgemeingültige Bemessungsgleichungen für die Strahlwurfweite, die Druckverteilung sowie die Bedingungen für den Strömungszusammenbruch auf dem Schanzentisch hergeleitet. Diese Arbeit hat nun zum Ziel, eine alternative Dreieck-Deflektorgeometrie zu untersuchen und die Ergebnisse mit denen der kreis-zylindrischen Geometrie von Heller et al. (2005) zu vergleichen. Dabei stehen wiederum die dynamische Druckverteilung, die Strahlwurfweite und die Bedingungen für den Strömungszusammenbruch auf dem Schanzentisch im Zentrum der Untersuchung. Ein Dreieck-Deflektor würde die Bauarbeiten wesentlich erleichtern.

Nachfolgend wird im Abschnitt 2 das hydraulische Modell vorgestellt. Der Abschnitt 3 präsentiert die wesentlichen Resultate. Sie werden im Abschnitt 4 mit denjenigen des kreis-zylindrischen Deflektors nach Heller et al. (2005) verglichen sowie in einem Berechnungsbeispiel für beide Geometrien verdeutlicht. Zudem werden einige bei der Übertragung der Modelldaten auf den Prototypen beachtenswerte Punkte aufgezeigt. Die Schlussfolgerungen heben die wichtigsten Punkte hervor und verdeutlichen die Anwendung der Resultate. Der Artikel endet mit einer Zusammenfassung.

2 Hydraulisches Modell

Die hydraulischen Modellversuche wurden an der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie VAW an einem horizontalen Rechteckkanal durchgeführt (Steiner et al. 2008). Vereinfacht wurde mit einer horizontalen Schussrinne gearbeitet, welche typisch für einen Grundablass ist (Abb. 3). Der Einfluss der Schussrinnenneigung auf die meisten Resultate wird als klein eingeschätzt (Abschnitt 4). Der Kanal hat eine Gesamtlänge von rund 7 m, eine Höhe von 0.700 m und eine Breite von b = 0.499 m. Der Wasser-Zufluss von bis zu Q = 0.180 m^3/s wurde mit einer Strahlbox definiert und mit einem Induktiven Durchflussmesser IDM mit einer Genauigkeit von ±2% bestimmt. Die Strahlbegrenzungen wurden mit Stechpegeln in Kanalmitte und einer Ablesegenauigkeit von ±0.5 mm gemessen. Die Druckverteilung auf dem Schanzentisch wurde mit neun Piezometerröhrchen ebenfalls in Kanalmitte mit einer Ablesegenauigkeit von ±1 mm bestimmt. Der Luftraum unter dem Wasserstrahl wurde künstlich belüftet, wogegen der Zufluss auf der Schussrinne unbelüftet war. Zehn verschiedene Dreieck-Deflektoren wurden verwendet, um so die wesentlichen Parameterkombinationen zu erzielen.

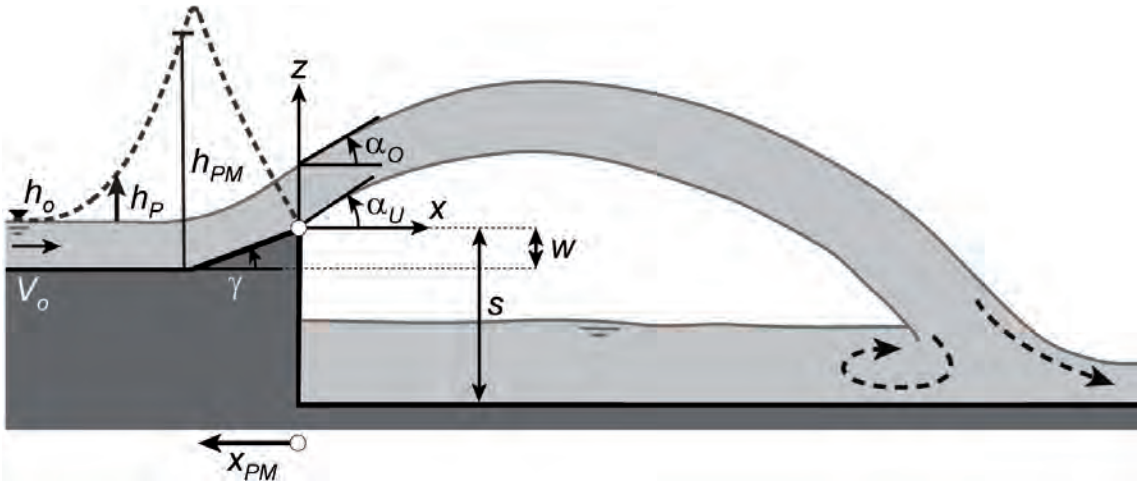


Abb. 1: Definitionsskizze der Versuchsanlage mit den untersuchten Grössen und einem Dreieck-Deflektor (nach Heller et al. 2005).

Die Abb. 1 zeigt den schematischen Aufbau der Versuchsanlage mit den wichtigsten Versuchsparametern. Die 46 durchgeführten Versuche kamen durch die Variation folgender drei dimensionsloser Grössen zustande:

- Deflektorwinkel γ ($8.2° \le \gamma \le 33.2°$),
- Relative Deflektorhöhe w/h_o ($0.20 \le w/h_o \le 1.67$),
- Zufluss-Froudezahl $F_o = V_o/(gh_o)^{1/2}$ ($3 \le F_o \le 8$).

Dabei ist der Dreieck-Deflektor mit dem Deflektorwinkel γ und der Deflektorhöhe w beschrieben und die Zuflussbedingungen sind durch die Zufluss-Wassertiefe h_o und die Zufluss-Froudezahl $F_o = V_o/(gh_o)^{1/2}$ vor dem Deflektor definiert. Die Grösse F_o besteht aus dem Verhältnis der Fliessgeschwindigkeit $V_o = Q/(bh_o)$ und der Flachwasser-Wellengeschwindigkeit $(gh_o)^{1/2}$. Weiter ist in Abb. 1 der Ursprung des Koordinatensystems (x, z) auf der Absprungkante, welche um den Wert s über der Kanalsohle liegt. Der Höhenunterschied zwischen Schussrinne und Kanalsohle war mit $s - w = 0.253$ m konstant. Für die Berechnung der beiden Strahlbegrenzungen oben und unten wird der Absprungwinkel oben α_O bzw. unten α_U benötigt. Der Verlauf der dynamischen Druckhöhe h_P auf dem Schanzentisch ist gestrichelt eingezeichnet. Ihr Ausgangspunkt stromaufwärts ist die Wasseroberfläche, sie erreicht ihr Maximum am Deflektoranfang und sinkt zum Ursprung hin auf Atmosphärendruck $h_P = -h_o$. Aus ausführungstechnischen Gründen konnte der Druck nur einige Millimeter vor bzw. nach dem Deflektoranfang gemessen werden. Die gemessene dynamische Maximaldruckhöhe h_{PM} bei der Lage x_{PM} liegt daher leicht tiefer als die wirklich aufgetretene Maximaldruckhöhe.

3 Resultate

3.1 Druckverteilung

Durch die Stromlinienkrümmung beim Deflektor entsteht neben der statischen eine dynamische Druckhöhe auf dem Schanzentisch, wobei letztere ein Mehrfaches der statischen Druckhöhe sein kann. Sie muss daher bei der Dimensionierung des Bauwerks berücksichtigt werden. Die Abb. 2(a) zeigt die relative gemessene dynamische Maximaldruckhöhe h_{PM}/h_o in Funktion des Produkts $F_o(\tan\gamma)^{0.20}$. Die dynamische Maximaldruckhöhe h_{PM} erreicht maximal das 15-fache der statischen Druckhöhe h_o. Die Messpunkte in Abb. 2(a) folgen der empirischen Beziehung

$$h_{PM}/h_o = 0.30\left[F_o(\tan\gamma)^{0.20}\right]^2. \qquad [1]$$

Die positiv definierte Lage x_{PM} von h_{PM} ist aus Abb. 2(b) ersichtlich. Sie ist auf der Ordinate mit der Deflektorlänge $w/\tan\gamma$ normiert und in Funktion von F_o auf der Abszisse dargestellt. Die Datenpunkte streuen unabhängig von F_o um den Ordinatenwert $x_{PM}/(w/\tan\gamma) = 1$, die Lage x_{PM} befindet sich also am Deflektoranfang (Abb. 1).

Der Verlauf der dynamischen Druckhöhe h_P ist in Abb. 2(c) und (d) in Funktion der Relativlage x/x_{PM} dargestellt. Sie ist für den empirischen Parameter $\Gamma = (h_o/w)(\sin\gamma/F_o) \leq 0.057$ spitz verlaufend (Abb. 2(c)) und für $\Gamma > 0.057$ etwas

voller (Abb. 2(d)). Um die beiden Asymptotenwerte $h_P(x \to -\infty) = 0$ und $h_P(x = 0) = -h_o$ im gleichen Diagramm darzustellen, ändert die Ordinate von $P = (h_P + h_o)/(h_{PM} + h_o)$ für $-1 \le x/x_{PM} \le 0$ zu $P = h_P/h_{PM}$ für $x/x_{PM} < -1$. Die Daten in den Abb. 2(c) und (d) können angenähert werden mit

$$(h_P + h_o)/(h_{PM} + h_o) = \left|(x/x_{PM})^{\varepsilon}\right|, \qquad \text{für } -1 \le x/x_{PM} \le 0 \text{ und} \qquad [2]$$

$$h_P/h_{PM} = \exp\left[2\varepsilon(1 + x/x_{PM})\right], \qquad \text{für } x/x_{PM} < -1. \qquad [3]$$

Dabei ist der empirische Parameter $\varepsilon = 2$ für $\Gamma \le 0.057$ in Abb. 2(c) und $\varepsilon = 1$ für $\Gamma > 0.057$ in Abb. 2(d). Die Integration des dynamischen Druckhöhenverlaufs aus den Gln. [2] und [3] über $-\infty \le x \le 0$ sowie die Multiplikation mit $\rho_w g$ ergibt die dynamische Druckkraft pro Einheitsbreite $F \approx 0.50\rho_w g h_{PM} x_{PM}$ für $\Gamma \le 0.057$, bzw. $F \approx 0.81\rho_w g h_{PM} x_{PM}$ für $\Gamma > 0.057$.

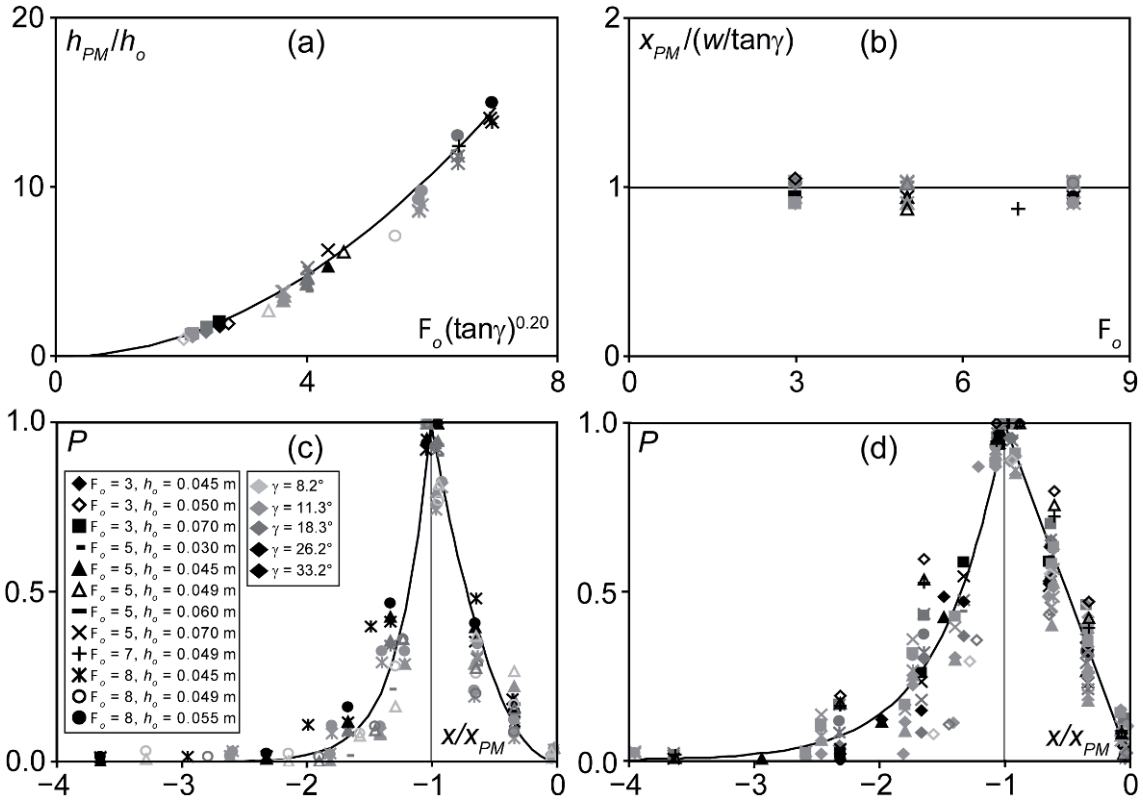


Abb. 2: Dynamische Druckhöhen-Charakteristik mit (a) relativer dynamischer Maximaldruckhöhe h_{PM}/h_o in Funktion von $F_o(\tan\gamma)^{0.20}$ mit (—) Gl. [1], (b) Relativlage $x_{PM}/(w_o/\tan\gamma)$ der dynamischen Maximaldruckhöhe in Funktion von F_o, sowie relativer dynamischer Druckhöhenverlauf P in Funktion der Relativlage x/x_{MP} für (c) $\Gamma \le 0.057$ sowie (—) Gln. [2] und [3] mit $\varepsilon = 2$ und (d) $\Gamma > 0.057$ sowie (—) Gln. [2] und [3] mit $\varepsilon = 1$. Die Ordinatendefinition in (c) und (d) ändern von $P = (h_P + h_o)/(h_{PM} + h_o)$ für $-1 \le x/x_{PM} \le 0$ zu $P = h_P/h_{PM}$ für $x/x_{PM} < -1$ (nach Steiner et al. 2008).

3.2 Strahlwurfweite

Der Strahlverlauf muss sorgfältig geplant werden, da der Kolk im Auftreffbereich grosse Dimensionen annehmen kann und somit die Stabilität der Talflanken oder gar des Bauwerks selber gefährdet. Der Strahlverlauf für $F_o = 3$ ist dargestellt in Abb. 3(a) und für $F_o = 7$ in Abb. 3(b) für einen Deflektorwinkel $\gamma = 33.2°$, eine Deflektorhöhe $w = 0.05$ m sowie eine Zufluss-Wassertiefe $h_o = 0.05$ m. Der dominante Einfluss von F_o auf den Strahlverlauf ist offensichtlich. Wie Steiner et al. (2008) nachweisen, folgen die obere, bzw. untere Strahlbegrenzung $z(x)$ der Wurfparabel eines Massenpunkts

$$z(x) = z_o + \tan\alpha_j \, x - g x^2 / (2 V_o^{\,2} \cos^2 \alpha_j) \,. \qquad [4]$$

Dabei bezeichnen z und x die Vertikal- bzw. die Längskoordinate, V_o die Zufluss-Fliessgeschwindigkeit, α_j den Absprungwinkel welcher sowohl für den oberen α_O als auch den unteren α_U Absprungwinkel steht und g die Erdbeschleunigung. Die Absprunghöhe z_o ist für die obere Strahlbegrenzung $z_o \approx h_o$ und für die untere $z_o = 0$. Nach Heller et al. (2004; 2007) folgt aus Gl. [4] für die Wurfweite

$$L_j = \frac{1}{g}\left(V_o^{\,2} \sin\alpha_j \cos\alpha_j + V_o \cos\alpha_j \sqrt{V_o^{\,2} \sin^2 \alpha_j + 2g(s + z_o)} \right). \qquad [5]$$

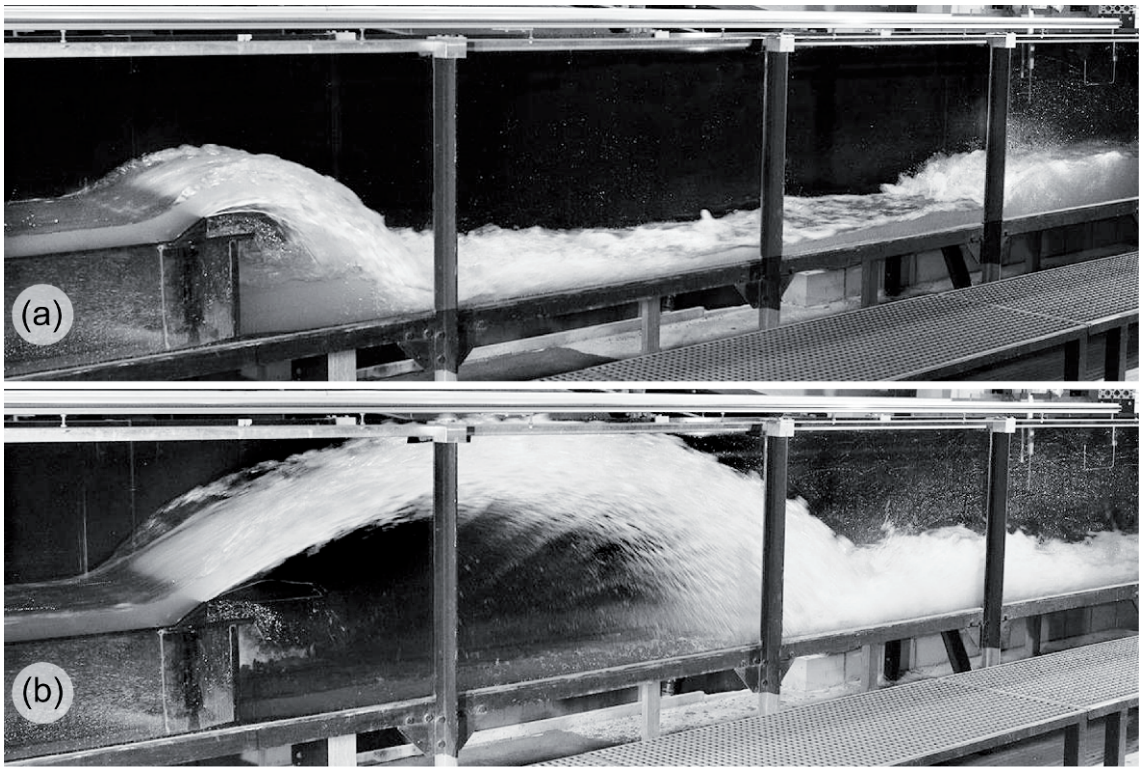


Abb. 3: Strahlverlauf für Deflektorwinkel $\gamma = 33.2°$, Deflektorhöhe $w = 0.05$ m sowie Zufluss-Wassertiefe $h_o = 0.05$ m mit (a) $F_o = 3$ und (b) $F_o = 7$ (nach Steiner et al. 2008).

Die Unbekannte in den Gln. [4] und [5] ist der Absprungwinkel α_j. Er ist *nicht* identisch mit dem Deflektorwinkel γ und wurde empirisch bestimmt. Dies geschah, indem die Unbekannte α_j in Gl. [4] so gewählt wurde, dass die Wurfparabel die Messwerte der Strahlbegrenzung optimal beschrieb. Dies war sowohl für die obere als auch die untere Strahlbegrenzung nötig, da $\alpha_U < \alpha_O$ infolge der unterschiedlichen Randgeschwindigkeiten an der Wasseroberfläche und der Gerinnesohle sowie der Druckumlagerung. Die Absprungwinkelverhältnisse α_j/h_o sind in der Abb. 4(a) für α_O bzw. in Abb. 4(b) für α_U in Funktion von $(w/h_o)(\tan\gamma)/F_o$ dargestellt. Die Datenpunkte lassen sich beschreiben mit

$$\alpha_j / \gamma = Y\left[1.05 - (w/h_o)(\tan\gamma)/F_o\right], \qquad \text{für } 0.01 \le (w/h_o)(\tan\gamma)/F_o \le 0.30. \quad [6]$$

Dabei steht $Y = 1$ für den oberen in Abb. 4(a), bzw. $Y = 1/1.12 = 0.89$ für den unteren in Abb. 4(b) dargestellten Absprungwinkel. Da bei der Absprungkante mit der Bekannten $z_o = h_o$ gearbeitet wurde, die wirklich aufgetretene Wassertiefe an der Stelle aber leicht grösser ist, kann aufgrund des vorher beschriebenen Verfahrens zur Bestimmung vom oberen Absprungwinkel α_O der Wert α_O in Abb. 4(a) grösser sein als der Deflektorwinkel γ (Steiner et al. 2008). Aufgrund von Messproblemen bei der Messung der Strahlunterseite ist die Streuung der Messdaten in Abb. 4(b) deutlich grösser als in Abb. 4(a).

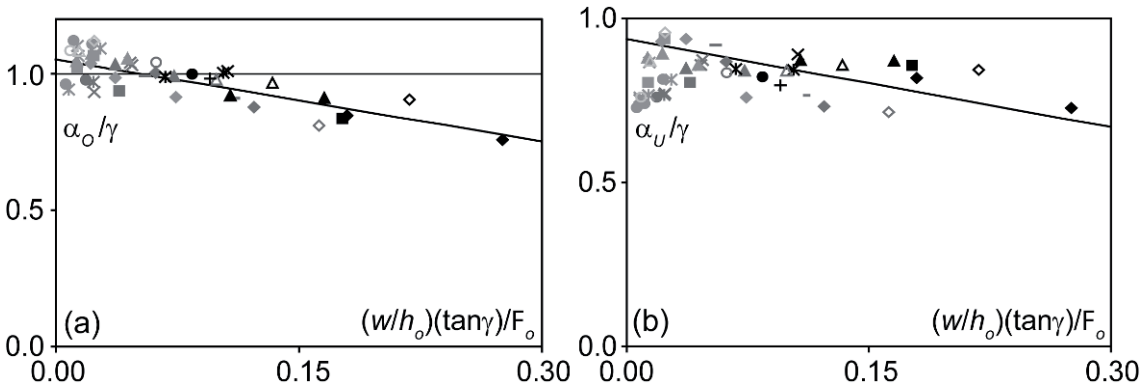


Abb. 4: Absprungwinkelverhältnisse für (a) oberen α_O/γ und (b) unteren Absprungwinkel α_U/γ in Funktion von $(w/h_o)(\tan\gamma)/F_o$ und (─) Gl. [6], mit gleicher Legende wie in Abb. 2(c) (nach Steiner et al. 2008).

3.3 Strömungszusammenbruch

Liegt die Zufluss-Froudezahl F_o bei gegebener Deflektorhöhe w unter einem bestimmten Grenzwert, so bildet sich auf dem Schanzentisch ein Wechselsprung aus. Der Durchfluss trifft somit gefährlich nahe an der Bauwerksfundation auf und der Strahlverlauf lässt sich nicht mehr mit Gl. [4] beschreiben. Dabei muss unterschieden werden zwischen Strömungszusammenbruch bei Inbetriebnahme, also bei zunehmendem Durchfluss (Tiefzeichen +) oder bei Aus-

serbetriebnahme, also bei abnehmendem Durchfluss (Tiefzeichen −). In Abb. 5 entsteht ein Wechselsprung im Versuchsmodell bei abnehmendem Durchfluss. Ob es zu einem Strömungszusammenbruch kommt, ist neben F_o von der relativen Deflektorhöhe w/h_o abhängig. Dies ist in Abb. 6(a) für den zunehmenden und in Abb. 6(b) für den abnehmenden Durchfluss dargestellt. Die Messpunkte beschreiben genau den Zustand, bei welchem sich der Wechselsprung bei Durchflussabnahme bildet, bzw. wo er bei Durchflusszunahme ausgeblasen wird. Übersteigt F_o bei gegebener Deflektorgeometrie den entsprechenden Wert, so ist mit keinem Strömungszusammenbruch zu rechnen, für ein kleineres F_o jedoch schon. Die Messwerte lassen sich beschreiben mit

$$w_{\pm} / h_o = C_{\pm}(F_o - 1). \qquad [7]$$

Dabei ist $C_+ = 0.700$ für den zunehmenden und $C_- = 0.925$ für den abnehmenden Durchfluss. Beim zunehmenden Durchfluss muss die Zufluss-Froudezahl F_o höher als beim abnehmenden liegen, um einen Strömungszusammenbruch zu vermeiden. Die zunehmende Durchfluss-Belastung ist somit massgebend.

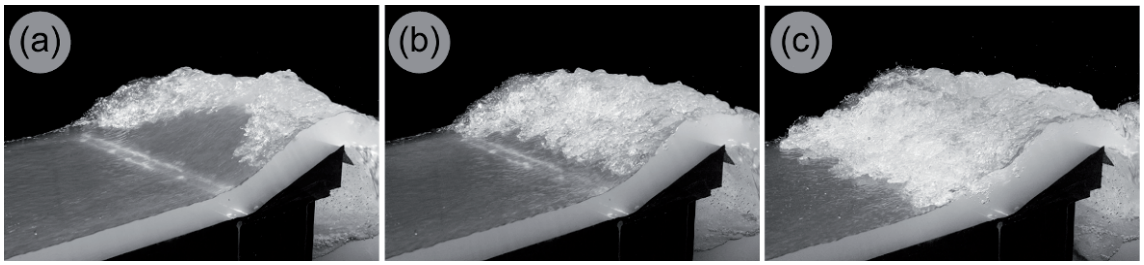


Abb. 5: Strömungszusammenbruch bei abnehmendem Durchfluss, (nach Steiner et al. 2008).

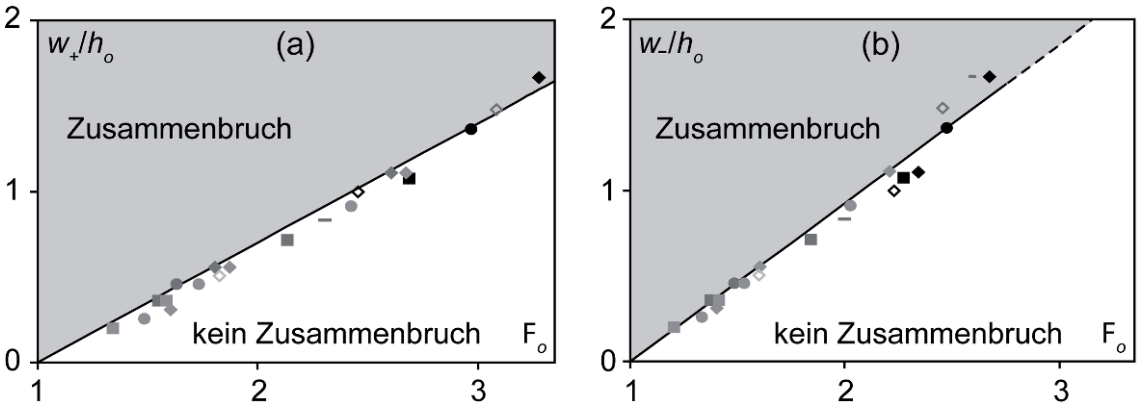


Abb. 6: Charakterisierung des Strömungszusammenbruchs für (a) zunehmenden Durchfluss w_+/h_o in Funktion von F_o sowie (—) Gl. [7] mit $C_+ = 0.700$ und (b) abnehmenden Durchfluss w_-/h_o in Funktion von F_o sowie (—) Gl. [7] mit $C_- = 0.925$, mit gleicher Legende wie in Abb. 2(c), (nach Steiner et al. 2008).

4 Diskussion der Resultate

4.1 Vergleich mit kreis-zylindrischem Deflektor

In diesem Abschnitt werden die Resultate des Dreieck-Deflektors mit denjenigen des kreis-zylindrischen Deflektors verglichen und in einem Rechenbeispiel verdeutlicht. Als Vergleich dienen die in Abb. 7(a) skizzierten Fälle. Während der Dreieck-Deflektor mit der Deflektorhöhe *w* und dem Deflektorwinkel γ beschrieben wird, ist der kreis-zylindrische Deflektor durch den Radius *R*, den Umlenkwinkel β und der Deflektorhöhe $w = R(1 - \cos\beta)$ definiert (Heller et al. 2005). Im Fall (i) nach Abb. 7(a) sind die Deflektorhöhen *w* identisch sowie $\beta = \gamma$, im Fall (ii) nach Abb. 7(a) sind die Deflektorlängen identisch und somit gilt aus geometrischen Gründen $\gamma = \beta/2$. Die Vergleiche in Abb. 7(b) bis (d) enthalten jeweils das Verhältnis η = [Wert nach Steiner et al. (2008)/Wert nach Heller et al. (2005)], d.h. die Werte aus den Gln. [1], [2], [3] und [6] für den Dreieck-Deflektor relativ zu den entsprechenden Werten aus Gln. [2], [5], [8] und [9] nach Heller et al. (2005) für den kreis-zylindrischen Deflektor. Das Tiefsymbol *PM* in Abb. 7 steht für die dynamische Maximaldruckhöhe, *F* für die dynamische Druckkraft und α für den Absprungwinkel.

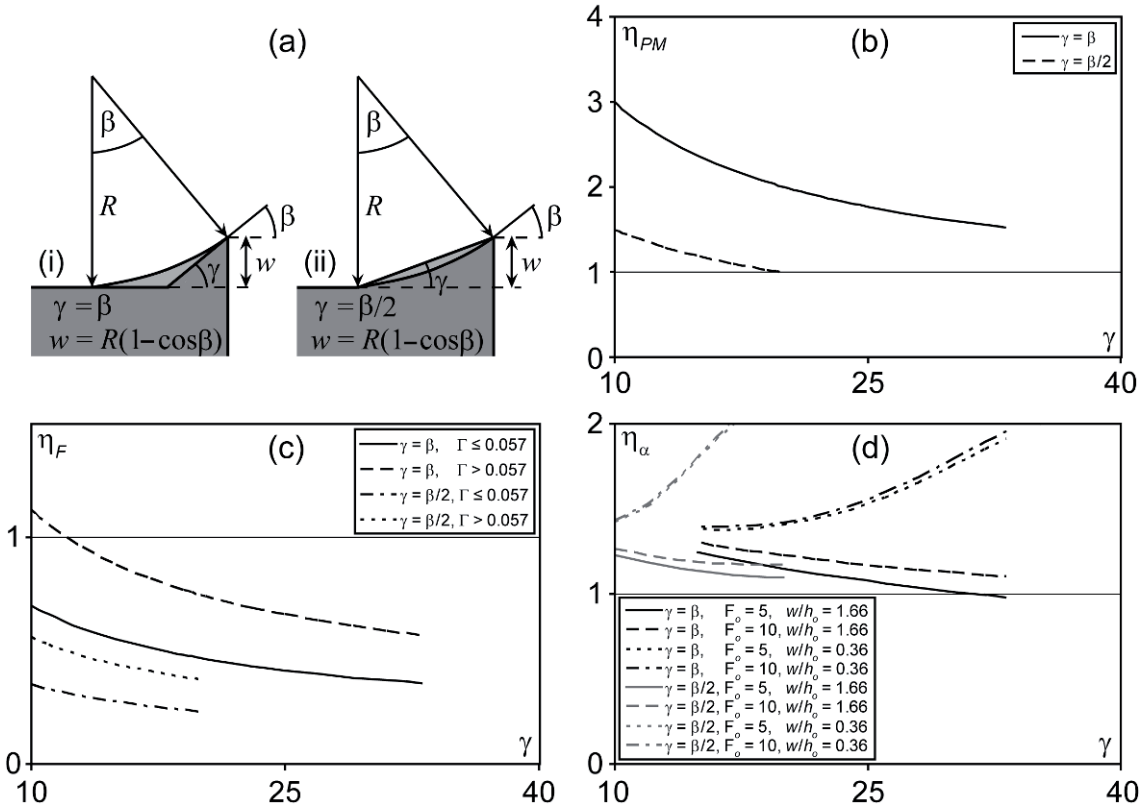


Abb. 7: Vergleich zwischen Dreieck-Deflektor und kreis-zylindrischem Deflektor für die zwei Fälle in (a), (b) dynamische Maximaldruckhöhe $\eta_{PM}(\gamma)$, (c) dynamische Druckkraft $\eta_F(\gamma)$ und (d) Absprungwinkel $\eta_\alpha(\gamma)$, (nach Steiner et al. 2008).

Die Vergleiche in Abb. 7(b) und (c) sind nur für den Fall $[(h_o/R)(40°/\beta)] \geq 0.20$ nach Heller et al. (2005) gültig und derjenige in Abb. 7(c) zusätzlich nur unter der Vereinfachung einer identischen Lage x_{PM} der Maximaldruckhöhe beim Dreieck- und kreis-zylindrischen Deflektor. Die zweite Vereinfachung trifft nicht zu, hat aber auf den Vergleich in Abb. 7(c) nur einen kleinen Einfluss. Die wesentlichen Punkte des Vergleichs von Abb. 7(b) bis (d) für die zwei Fälle in Abb. 7(a) lassen sich wie folgt zusammenfassen (Steiner et al. 2008):

- Die *dynamische Maximaldruckhöhe* h_{PM} des Dreieck-Deflektors ist immer grösser als diejenige des kreis-zylindrischen Deflektors (Abb. 7(b)).
- Die *dynamische Druckkraft* auf dem Schanzentisch mit Dreieck-Deflektor ist praktisch immer kleiner als mit kreis-zylindrischem Deflektor (Abb. 7(c)).
- Der *Absprungwinkel* beim Dreieck-Deflektor ist fast immer grösser als beim kreis-zylindrischen Deflektor (Abb. 7(d)).
- Da die Bedingungen für den *Strömungszusammenbruch* praktisch identisch sind, ist dieser Vergleich hier nicht wiedergegeben. Die theoretischen Impulsbetrachtungen für den zunehmenden Durchfluss nach Heller et al. (2005) sind somit auch auf den Dreieck-Deflektor anwendbar.

Besonders interessant für die Praxis ist der Fall (i) in Abb. 7(a), bei dem neben dem reduzierten Schalungsaufwand auch Beton eingespart werden kann. Dies soll folgendes Beispiel illustrieren.

Beispiel: Gemeinsame Vorgaben: $h_o = 3$ m, $V_o = 24.4$ m/s, $F_o = 4.5$, $s = 25$ m; Vorgaben kreis-zylindrischer Deflektor: $\beta = 30°$, $R = 20$ m, $w = 2.68$ m; Vorgaben Dreieck-Deflektor: $\gamma = 30°$, $w = 2.68$ m (Abb. 1 und 7(a))

Die Beispielparameter sind aus Abb. 8 ersichtlich. Ebenfalls ersichtlich sind die verschiedenen Vergleichskriterien mit den Berechnungsresultaten und dem Verweis zu den verwendeten Gleichungen. Mit Gl. [7] kann geprüft werden, ob sich ein Wechselsprung auf dem Schanzentisch ausbildet. Limitierend ist der zunehmende Durchfluss mit $w_+/h_o = 0.89 < 0.700(F_o - 1) = 2.45$; es ist somit kein Strömungszusammenbruch zu erwarten, falls der Verlauf von Gl. [7] in Abb. 6(a) für $F_o > 3.4$ nicht plötzlich unerwartet abnimmt. Die dynamische Maximaldruckhöhe in Abb. 8 ist zwar für den kreis-zylindrischen Deflektor mit $h_{PM} = 9.1$ m deutlich kleiner als für den Dreieck-Deflektor mit $h_{PM} = 14.6$ m, die dynamische Druckkraft F ist dafür für die Dreieckgeometrie mit $F = 53.9 \cdot 10^4$ N/m gegenüber $F = 105.9 \cdot 10^4$ N/m deutlich kleiner. Dabei wurde F für den kreis-zylindrischen Deflektor durch Integration des dynamischen Druckhöhenverlaufs (Gl. [5] in Heller et al. 2005) zu $F = 2.16\rho_w g h_{PM} x_{PM}$ bestimmt mit $x_{PM} = 5.49$ m aus Gl. [4] in Heller et al. (2005). Die statische Druckkraft ist dabei

nicht berücksichtigt. Obwohl beim Dreieck-Deflektor weniger Schalungsaufwand und zudem rund 28% Beton eingespart wird, springt der Wurfstrahl mit $L_O \approx 80$ m praktisch gleich weit (Abb. 8). Dies kann ein klarer Vorteil sein.

Gemeinsame Vorgaben h_o = 3 m, V_o = 24.4 m/s, F_o = 4.5, s = 25 m		
Kriterium	Kreis-zylindrischer Deflektor β = 30°, R = 20 m, w = 2.68 m	Dreieck-Deflektor γ = 30°, w = 2.68 m
Dyn. Maximaldruckhöhe h_{PM} [m]	9.1 (Gl. [1] Heller et al. 2005)	14.6 (Gl. [1])
Dyn. Druckkraft F [N/m]/10^4	105.9 (Gl. [5] Heller et al. 2005)	53.9 (Gln. [2], [3])
Absprungwinkel oben α_O [°]	23.9 (Gl. [8] Heller et al. 2005)	28.1 (Gl. [6])
Absprungwinkel unten α_U [°]	21.3 (Gl. [9] Heller et al. 2005)	25.0 (Gl. [6])
Strahlwurfweite oben L_O [m]	80.3 (Gl. [5])	82.5 (Gl. [5])
Strahlwurfweite unten L_U [m]	75.9 (Gl. [5])	78.3 (Gl. [5])

Abb. 8: Vergleich von Dreieck- und kreis-zylindrischem Deflektor für das Berechnungsbeispiel.

Dieses Beispiel verdeutlicht das Potential des Dreieck-Deflektors als Alternative zum kreis-zylindrischen Deflektor für eine Parameterkombination, es ist aber nicht für den ganzen Parameterbereich repräsentativ. Ein detailliertes Berechnungsbeispiel für den kreis-zylindrischen Deflektor findet sich in Heller et al. (2004).

4.2 Anwendung auf Prototypen

Die aus hydraulischen Versuchen auf einen Prototypen übertragenen Resultate müssen hinterfragt werden, da *Massstabseffekte* (z.B. Heller 2007) oder *Modelleffekte* auftreten können. Für den Skisprung sind folgende Punkte relevant:

- Grosse Massstabseffekte werden mit einer Zufluss-Wassertiefe $h_o \geq 0.04$ m vermieden (Heller 2007).
- Einerseits reduziert die Vorbelüftung des Durchflusses auf der Schussrinne die Strahlwurfweite aufgrund der grösseren Turbulenz im Wurfstrahl (Schmocker et al. 2008),
- anderseits erhöht eine Vorbelüftung des Durchflusses auf der Schussrinne die Zufluss-Fliessgeschwindigkeit V_o und somit die Strahlwurfweite im Vergleich zum unbelüfteten Durchfluss aufgrund der Reibungsverminderung an der Schussrinnensohle (Zünd und Minor 2006).

- Einer Reduktion der Wurfweite ist ab einer Zufluss-Fliessgeschwindigkeit V_o >13 m/s aufgrund des erhöhten Luftwiderstands zu erwarten. Diesen Effekt quantifizieren beispielsweise Heller et al. (2007).
- Die Lokalen Windverhältnisse beeinflussen die Wurfweite.
- Die hier vorliegenden Versuche wurden in Analogie zu Grundablässen mit einem horizontalen Zuflusskanal durchgeführt. Der Einfluss der Schussrinnenneigung auf die Strahlwurfweite und den Strömungszusammenbruch wird als klein eingeschätzt, die Druckverteilung und die dynamische Maximaldruckhöhe wird sich aber gegenüber Gln. [1], [2] und [3] infolge der Strohmlinien-Krümmung verändern (Heller et al. 2007).
- Eine im spezifischen Modell ungenau modellierte Sohl- oder Wandrauhigkeit hat gegenüber dem Prototypen ebenfalls einen nicht vernachlässigbaren Einfluss auf die Zufluss-Fliessgeschwindigkeit V_o (Dhillon et al. 1981).
- Die abrupte Strahlumlenkung durch den Deflektor führt zu einem lokal grossen Überdruck und hemmt dadurch die Bildung von Kavitationsbläschen, welche bei Unterdruck entstehen.

Die Angeschnittenen Punkte haben z.T. einen gegenläufigen Effekt und müssen von Fall zu Fall detailliert untersucht werden.

5 Schlussfolgerungen

Dieser Artikel geht auf eine gegenüber dem standardmässigen kreis-zylindrischen Deflektor alternative Dreieckgeometrie ein. Sie wird durch die Deflektorhöhe w und den Deflektorwinkel γ beschrieben. Weitere Versuchsparameter waren die Zufluss-Wassertiefe h_o und die Zufluss-Froudezahl F_o. Basierend auf 46 Versuchen kann folgendes allgemeingültig quantifiziert werden:

- Die *dynamische Maximaldruckhöhe* h_{PM} wird mit Abb. 2(a) bzw. Gl. [1] berechnet; sie tritt nach Abb. 2(b) am Deflektoranfang auf.
- Der *dynamische Druckhöhenverkauf* wird für $\Gamma \leq 0.057$ mit Abb. 2(c) und den Gln. [2] und [3] sowie $\varepsilon = 2$ und für $\Gamma > 0.057$ mit Abb. 2(d) und den Gln. [2] und [3] sowie $\varepsilon = 1$ berechnet.
- Die W*urfweite* L_j wird mit Gl. [5] bestimmt: Für die obere Strahlbegrenzung mit $z_o = h_o$ und dem Absprungwinkel α_O aus Gl. [6] mit $Y = 1$ oder Abb. 4(a); für die untere Strahlbegrenzung mit $z_o = 0$ und dem Absprungwinkel α_U aus Gl. [6] mit $Y = 0.89$ oder Abb. 4(b).

- Die Grenzzufluss-Froudezahl für den *Strömungszusammenbruch* ist mit Gl. [7] und $C_+ = 0.700$, bzw. mit Abb. 6(a) für den zunehmenden und $C_- = 0.925$ bzw. mit Abb. 6(b) für abnehmenden Durchfluss bestimmbar.

Weitere Bemessungsdiagramme beispielsweise für die Energieumwandlung oder die Stosswellenhöhen im Auftreffbereich diskutieren Steiner et al. (2008). Aus den hydraulischen Modellversuchen hat sich neben den Vorteilen kein *entscheidender* Nachteil für die Dreieckgeometrie gegenüber der kreis-zylindrischen Geometrie ergeben. Das Berechnungsbeispiel zeigt zudem den Dreieck-Deflektor aufgrund des reduzierten Schalungsaufwands und den Materialeinsparungen zusätzlich als attraktive Alternative auf. Erfahrungen mit einem Dreieck-Deflektor im Prototypen liegen bis heute jedoch *nicht* vor. Unabhängig davon, wie der Deflektor ausgestaltet wird, müssen die in Abschnitt 4.2 angeschnittenen Punkte bei der Übertragung der Modellergebnisse auf einem Prototyp beachtet werden.

6 Zusammenfassung

Skisprünge sind ein wichtiger Bestandteil von Hochwasserentlastungsanlagen oder Grundablässen. Neben den Zuflussbedingungen ist die Deflektorgeometrie am Ende der Schussrinne für das Strahlwurfverhalten massgebend. In diesem Forschungsprojekt wurde zur standardmässigen kreis-zylindrischen Deflektorgeometrie ein alternatives Dreieckprofil im hydraulischen Modell untersucht. Dabei wurden allgemeingültige Bemessungsgleichungen für die dynamische Druckverteilung auf dem Schanzentisch, die Strahlwurfweite sowie den Bedingungen für den Strömungszusammenbruch formuliert.

Ein Vergleich mit der kreis-zylindrischen Deflektorgeometrie ergab für die Dreieckgeometrie meist eine kleinere dynamische Druckkraft sowie praktisch immer eine grössere Wurfweite bei weniger Baumaterialaufwand, jedoch immer eine grössere dynamische Maximaldruckhöhe. Die Bedingungen für den Strömungszusammenbruch auf dem Schanzentisch sind für die zwei Geometrien nahezu identisch. Ein Berechnungsbeispiel verdeutlicht das Potential des alternativen Dreieck-Deflektors. Abschliessend wurde auf einige heikle Punkte bei der Anwendung der Modellergebnissen auf den Prototypen hingewiesen. Eine Anwendung eines Dreieck-Deflektors als Prototypen ist den Autoren bis heute leider nicht bekannt.

Referenzen

Dhillon, G.S., Sakhuja, V.S., Paul, T.C. (1981): Measures to contain throw of flip bucket jet in installed structures, Irrigation and Power, 38(3), 237 - 245.

Heller, V. (2007): Massstabseffekte im hydraulischen Modell, Wasser Energie Luft, 99(2), 153 - 159.

Heller, V., Hager, W.H., Minor, H.-E. (2007): Hydraulics of ski jumps, Proc. 32nd IAHR Congress, Venice, Paper 377, 1 - 10, IAHR, Madrid.

Heller, V., Hager, W.H., Minor, H.-E. (2005): Ski jump hydraulics, Journal of Hydraulic Engineering, 131(5), 347 - 355.

Heller, V., Hager, W.H., Minor, H.-E. (2004): Skisprung − Allgemeine Bemessungsansätze. Wasser Energie Luft, 96(7/8), 183 - 187.

Khatsuria, R.M. (2005): Hydraulics of spillways and energy dissipators, Dekker, New York.

Schmocker, L., Pfister, M., Hager, W.H., Minor, H.-E. (2008): Aeration characteristics of ski jump jets, Journal of Hydraulic Engineering, 134(1), 90 - 97.

Steiner, R., Heller, V., Hager, W.H., Minor, H.-E. (2008): Deflector ski jump hydraulics, Journal of Hydraulic Engineering, 134(5), 562 - 571.

Vischer, D.L., Hager, W.H. (1998): Dam hydraulics, Wiley, Chichester.

Zünd, B., Minor, H.-E. (2006): Widerstandsminderung in Wasser-Luft-Gemischen, in Wasserbau-Symposium: Stauhaltungen und Speicher – von der Tradition zur Moderne, 2, 460 - 474, Graz.

Adresse der Autoren

Dr. sc. ETH Zürich Valentin Heller
Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW)
ETH Zürich
CH-8092 Zürich
E-Mail: heller@vaw.baug.ethz.ch



dipl. Bau-Ing. ETH Remo Steiner
ehemals Diplomand an der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW)
Rebbergstrasse 48
CH-8832 Wollerau
E-Mail: remo.steiner@gmx.ch





Einfluss von Schwall- und Sunkerscheinungen auf den Schwebstofftransport am Beispiel der Landquart

D. Job

1 Problemstellung

Gemäss Studien der Internationalen Regierungskommission Alpenrhein *(IRKA, 2001)* ist der Eintrag von Schwebstoffen / Feinsedimenten in den Rhein aus der Landquart, und dies vor allem im Winterhalbjahr, ökologisch von grosser Bedeutung. Auslöser des winterlichen Sedimenttransports sind gemäss *IRKA, 2001* in erster Linie die Schwälle, welche durch den Kraftwerksbetrieb der Stufe Klosters-Küblis der Rätia Energie AG bei der Wasserrückgabe in die Landquart verursacht werden. Als mögliche Massnahme zur Reduktion des Feinsedimenteintrags in den Rhein stehen unter anderem Flussaufweitungen in der Landquart zur Diskussion. Das Tiefbauamt Graubünden hat in den vergangenen Jahren ein Konzept zur Revitalisierung der Landquart zwischen Schiers und Grüsch entwickelt.

Als Grundlage für die Beurteilung des maximal zulässigen Schwall/Sunk - Regimes ist es von Bedeutung, die Wirkung der erwähnten Aufweitungen auf den Schwebstoff- und Feinsedimenttransport zu kennen.

Folgende Fragen waren zu beantworten:

- Wie weit können die aus IRKA, 2001 gewonnenen Erkenntnisse über den Sedimenteintrag aus der Landquart in den Alpenrhein bestätigt werden?
- Wie wird der Sedimenteintrag der Landquart in den Alpenrhein durch die Massnahmen vom Tiefbauamt an der Landquart beeinflusst, resp. verringert?
- Gibt es weitere flussbauliche Massnahmen, welche den Sedimenttransport in den Rhein wesentlich reduzieren können?
- Falls flussbauliche Massnahmen nicht genügen, den Sedimenteintrag signifikant zu verringern, stellt sich die Frage, welche maximalen Abflüsse durch den Kraftwerksbetrieb eingehalten werden müssten, damit kein Sedimenteintrag mehr erfolgt.

2 Schwebstoffmessungen

2.1 Messprogramm

Zur Überprüfung von Aussagen in *IRKA, 2001*, zur Abklärung der Frage, inwieweit der Schwebstofftransport in der Landquart tatsächlich vom Betrieb des Kraftwerks Küblis abhängig ist sowie zur Bereitstellung von Grundlagen für Modellberechnungen wurden in der Landquart (Felsenbach und Schiers) sowie im Schraubach (Seitenbach der Landquart bei Schiers) im Zeitraum vom 20.12.2002 bis 27.01.2003 kontinuierliche Schwebstoffmessungen während der Dauer von jeweils einer Woche für verschiedene Szenarien durchgeführt. Dabei wurden folgende Abflussverhältnisse in der Landquart gewählt:

- Natürlicher Winterabfluss: Die Nutzung des Davosersees wurde eingestellt und die übrigen Zuleitungen zur Zentrale Küblis im Durchlauf betrieben. Dadurch wurde der Schwallbetrieb in der Landquart eliminiert. Die Wassermengen und die verbleibenden Abflussschwankungen entsprachen somit recht gut den unbeeinflussten hydrologischen Verhältnissen.
- Schwall von max. 6, resp. 8 m3/s (Schwalldämpfung): Begrenzung der Schwallspitze im Unterwasserkanal des Kraftwerks Küblis.
- Normalbetrieb (Ist-Zustand): etwas höhere Schwälle an Wochentagen (in der Regel bis 8-9 m3/s, maximal ca. 12 m3/s im Unterwasserkanal des Kraftwerks Küblis.) und reduzierter Schwall am Wochenende. Im Betriebszustand werden in der Zentrale Küblis minimal ca. 0.8 m3/s turbiniert.

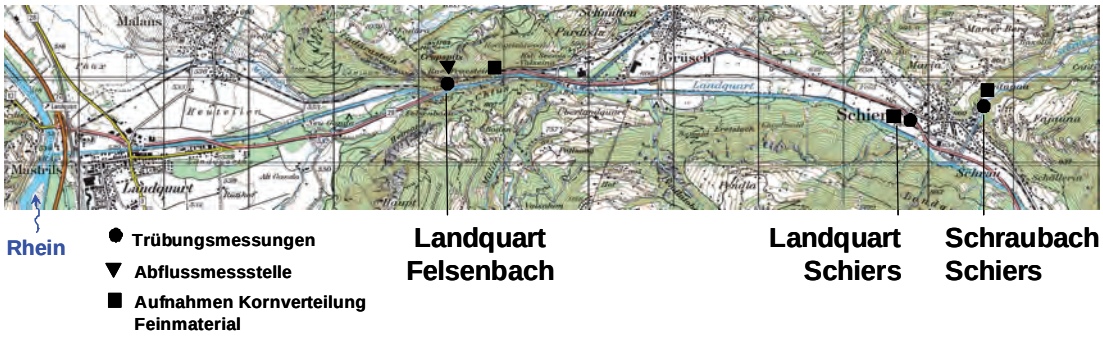


Abb. 1: Situation und Messstellen.

2.2 Messresultate

2.2.1 Natürlicher Winterabfluss

Die Messresultate zeigen dass der Schwebstoffgehalt, je nach Witterung und Randbedingungen, um Zehnerpotenzen variieren kann (Abb. 2), In typischen, kalten Hochwinterperioden liegen die Konzentrationen der Landquart im Bereich unter 100 mg/l bis wenige 100 mg/l. Dies entspricht Verhältnissen bei ei-

nigermassen klarem Wasser. Hohe Konzentrationen von ca. 1000 mg/l (hohe Trübung, braun gefärbtes Wasser), wie sie beispielsweise Ende Dezember 2002 auftraten, sind untypisch für hochwinterliche Verhältnisse.

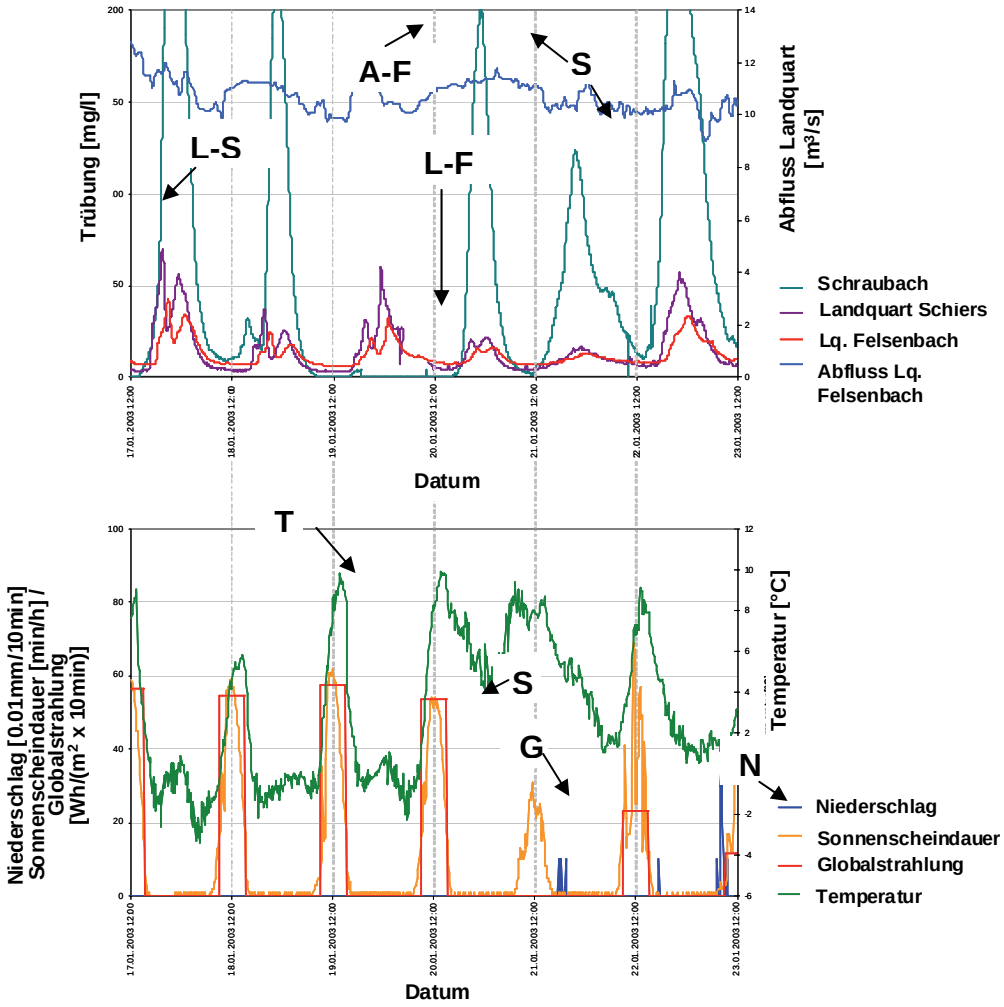


Abb. 2: Messwerte bei natürlichem Winterabfluss (Periode 17.01.2003 – 23.01.2003), Abfluss und Trübung (oben), Meteodaten (unten).

Besonnung und Globalstrahlung, kombiniert mit Temperaturen über Null Grad, führen zu Trübespitzen in den Seitenbächen (Schraubach) und anschliessend in der Landquart (Abb. 2).

Niederschlagsereignisse (Regen), kombiniert mit hohen Temperaturen, können ebenfalls zu Trübespitzen führen.

Tiefe Temperaturen unter der Null Grad Grenze (gefrorene Böden) vermindern die Zufuhr von Feinsedimenten.

2.2.2 Einfluss des Kraftwerkbetriebs

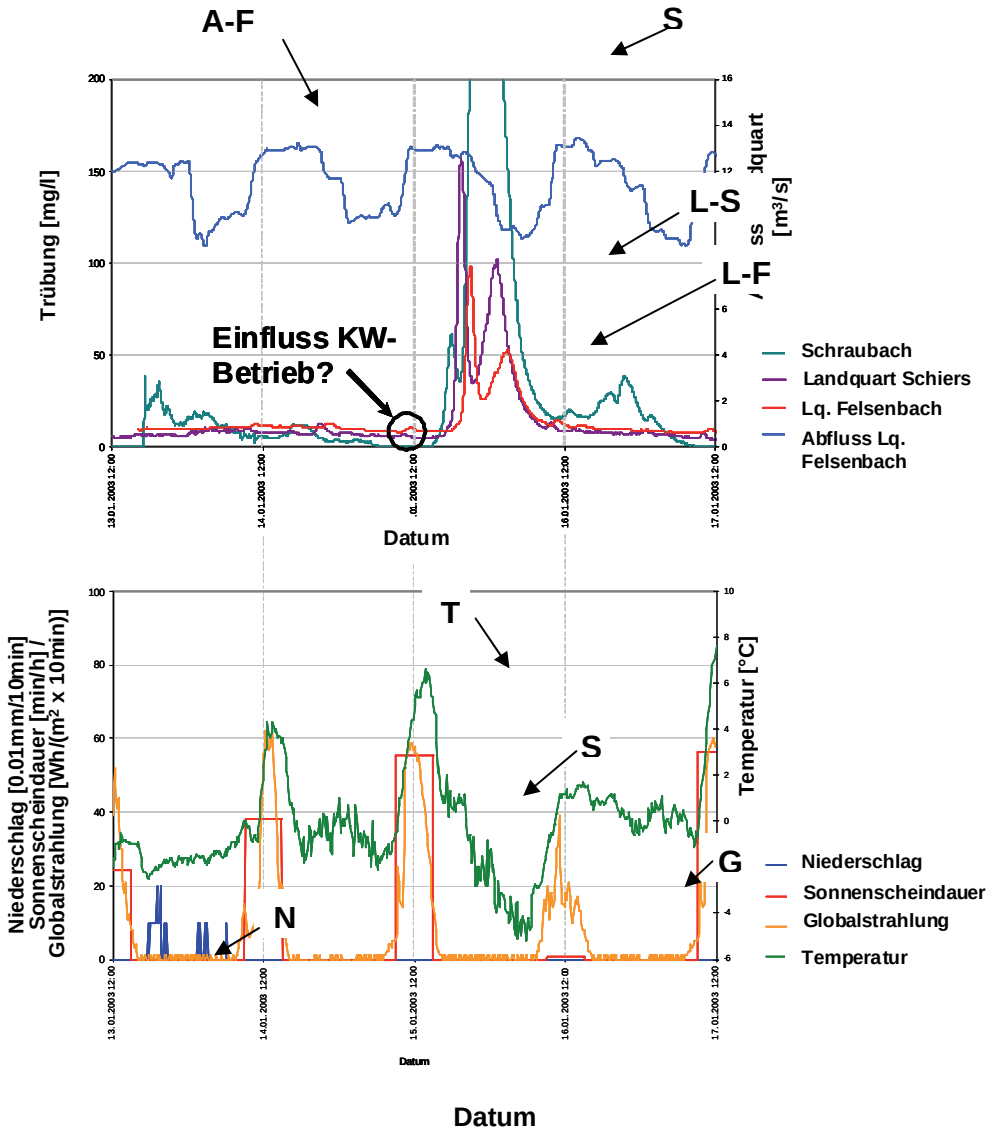


Abb. 3: Messwerte bei Normalbetrieb des Kraftwerks Küblis (Periode 13.01.2003 – 17.01.2003), Abfluss und Trübung (oben), Meteodaten (unten).

Trotz täglich identischem Schwallbetrieb treten die grössten Trübespitzen nicht infolge des Kraftwerkbetriebes auf. Hohe Trübungen sind vielmehr die Folge von Besonnung und Erwärmung (hohe Temperaturen) im Einzugsgebiet der Seitenbäche (15.01.03, Abb. 3).

Der Kraftwerksschwall (ansteigender Ast der Abflussganglinie) führt zu leicht höheren Trübungen im Bereich von wenigen mg/l um die Mittagszeit. Kleine Trübungsanstiege dieser Grössenordnung können aber auch auf natürliche Weise aus den Seitenbächen vor Mitternacht entstehen (14.01.03, Abb. 3).

2.2.3 Schlussfolgerungen aus den Messungen

Die Messungen bestätigen die altbekannte Tatsache *(Meyer-Peter, 1963)*, dass die Landquart vor allem durch die seitlichen Zuflüsse flussabwärts von Küblis „getrübt“ wird. Die Gesteinszusammensetzung in diesen Einzugsgebieten besteht vorwiegend aus Flysch und Bündnerschiefer (Furnerbach, Arieschbach, Schraubach, Schanielabach, Taschinasbach, Schranggabach). In diesen Seitenbächen werden die Schwebstoffe auch während des Winters natürlicherweise vorwiegend bei erhöhter Sonneneinstrahlung (Schneeschmelze) bzw. bei hoher Lufttemperatur und Niederschlägen mobilisiert und anschliessend in die Landquart verfrachtet. Massgebend für die erhöhte Trübung der Landquart ist der Trübungseintrag der Seitenbäche.

Die Messkampagne konnte keine wesentliche Beeinflussung des Schwebstoff-Transports infolge Kraftwerkbetriebe nachweisen. Auch ohne die Kraftwerke im Prättigau würde das suspendierte Feinmaterial auf natürliche Weise genau so wie heute in den Rhein abtransportiert werden. Die durch den Schwallbetrieb induzierte erhöhte Trübung ist im Vergleich zum natürlichen Beitrag vernachlässigbar.

3 Mathematische Modellierung

3.1 Einleitung

Die in Abschnitt 2 diskutierten Messungen allein genügen nicht, um sämtliche anstehende Fragen entsprechend Abschnitt 1 zu beantworten. So können zukünftige Änderungen des Gerinnes, wie die Aufweitungen damit nicht erfasst werden. Zur Abklärung dieser Fragestellung wurde deshalb ein mathematisches Simulationsmodell eingesetzt.

3.2 Verwendetes Computerprogramm

Die Modellierungen wurden mit dem Programmsystem FLORIS/Flux durchgeführt. Das Modell ist dabei modulartig aufgebaut. Neben dem hydraulischen Teil war für die vorliegende Fragestellung der Sedimentmodul von wesentlicher Bedeutung. Dieser gestattet die Durchführung von simultanen Geschiebe- und Schwebstoff-Transportberechnungen auf Basis der Transportgleichungen.

Für die vorliegende Fragestellung waren nur Berechnungen von Schweb- und Feinmaterialtransport relevant, da während den Hochwintermonaten in der Landquart bei Abflüssen um 8 bis 20 m^3/s kein Geschiebetransport stattfindet. Die wesentlichen Prozesse, welche modelliert wurden, sind die folgenden:

- Suspensionstransport,
- Austausch zwischen Sohle und Suspension,

- Suspensionseintrag,
- Ablagerung der suspendierten Partikel.

3.3 Modellaufbau

In einem ersten Schritt wurde ein hydraulisches Modell zwischen Schiers bei km 10.4 und der Klus (Felsenbach, km 5.5) für den heutigen Zustand erstellt (Abb. 1). Anschliessend wurde ein Modell mit den Flussaufweitungen erarbeitet (Abb. 4). Zwischen Schiers und Grüsch sind vom Kanton drei Gerinneaufweitungen vorgesehen resp. realisiert. Es handelt sich um:

- Gerinneaufweitung Partschils (km 9.6 bis 10.0),
- Gerinneaufweitung Schierser Sand (km 8.4 bis 9.0),
- Gerinneaufweitung Grüscher Sand (km 6.5 bis 6.9).

3.4 Randbedingungen

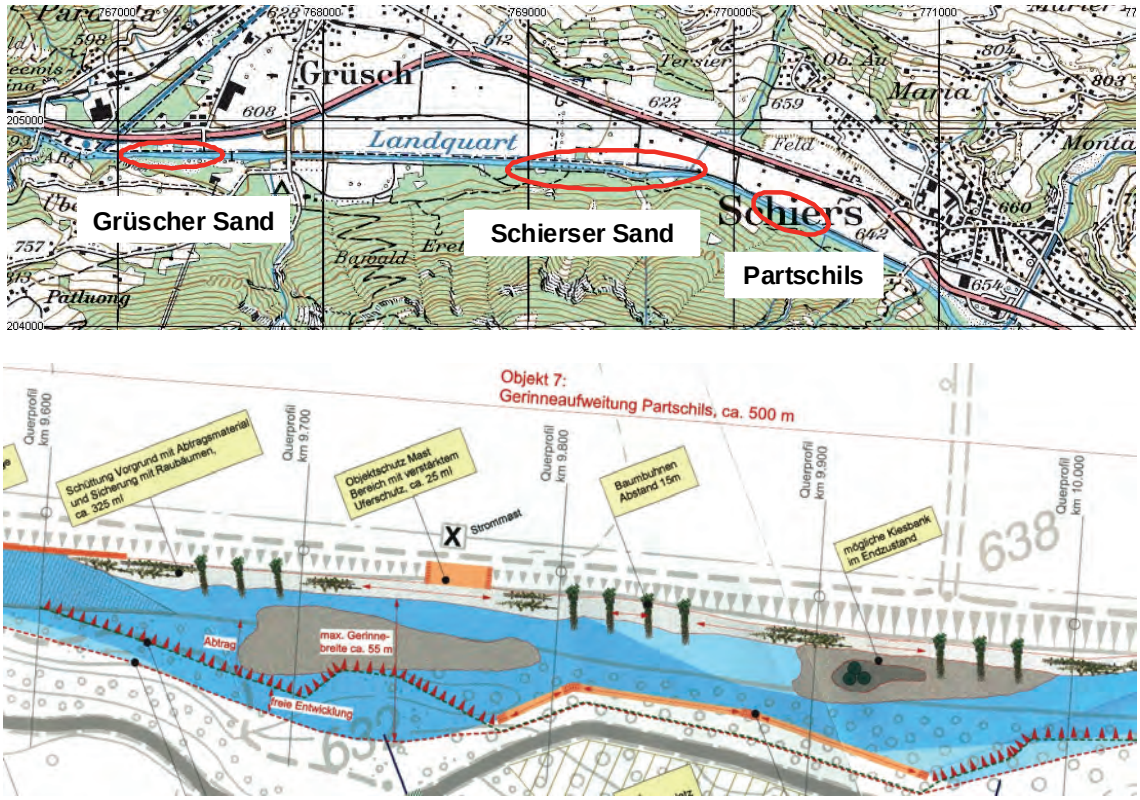


Abb. 4: Situation mit Gerinneaufweitungen (oben) sowie Darstellung der Aufweitung bei Partschils in Schiers (unten) aus Hunziker und Zarn, 2003.

Als Randbedingung benötigt das oben beschriebene Modell einerseits die Konzentration des Schwebstoffzuflusses C(t). Die ins Modell eingeführten Schwebstoffkonzentrationen beruhen auf den durchgeführten Messungen. Dabei wurde weiter berücksichtigt, dass der Schwebstoffgehalt in der Landquart bei winterlichen Verhältnissen um etwa eine Zehnerpotenz variieren kann.

Andererseits sind beim obersten Profil entsprechende Zuflusshydrographen erforderlich. Der Schwallbetrieb wurde mit den Abflussverhältnissen modelliert, wie sie auch tatsächlich während der Periode vom 28.01.03 bis 02.02.03 bei Felsenbach gemessen wurden (Abb. 5.). Die Abflussganglinie basiert dabei auf normalem Kraftwerksbetrieb des KW Küblis bei typischen hochwinterlichen Verhältnissen.

4 Einfluss des Kraftwerkbetriebs

4.1 Schwebstoffkonzentrationen

Abb. 5 zeigt die Situation bei variablen Eintragskonzentrationen. Diese entsprechen den Messungen bei Schiers während der Periode vom 17.01. bis 23.01.2003 (Abb. 2). Damit wird eine typische Situation simuliert, welche den Einfluss der Seitenbäche mit ihren periodischen täglichen Trübespitzen beinhalten soll. Für diese Fälle wurden die gemessenen Konzentrationen zudem noch um das Zehnfache erhöht, um damit Aussagen bei relativ hohen, aber realistischen Trübungen zu ermöglichen.

In Abb. 5 sind die Resultate für den Schwallbetrieb sowie einen konstanten Abfluss von 8 m^3/s dargestellt (Zusätzlich wurde auch mit 14 m^3/s gerechnet). Die konstanten Abflüsse sollen natürliche Gegebenheiten repräsentieren. Aus den beiden Graphiken in Abb. 5 können keine wesentlichen Unterschiede ausgemacht werden. Das heisst mit anderen Worten, dass der heutige Kraftwerksbetrieb auch gemäss den Berechnungen höchstens einen marginalen Einfluss auf die Trübungen in der Landquart hat. Die in *IRKA, 2001* erwähnten „Trübeschwälle“ infolge „Schwallbetrieb“ können damit im Prättigau weder mit Messungen noch Berechnungen signifikant nachgewiesen werden (vgl. auch Abschnitt 2).

Aus den Graphiken ist eine mit der Distanz zur Eingabe (Schiers, km 10.4) zunehmende „Verflachung“ der Konzentrationsganglinien zu erkennen. Vergleicht man die Darstellungen mit den entsprechenden Messungen bei Schiers und Felsenbach in Abb. 2, ersieht man, dass dieser Effekt sehr gut mit dem Modell nachgebildet werden kann.

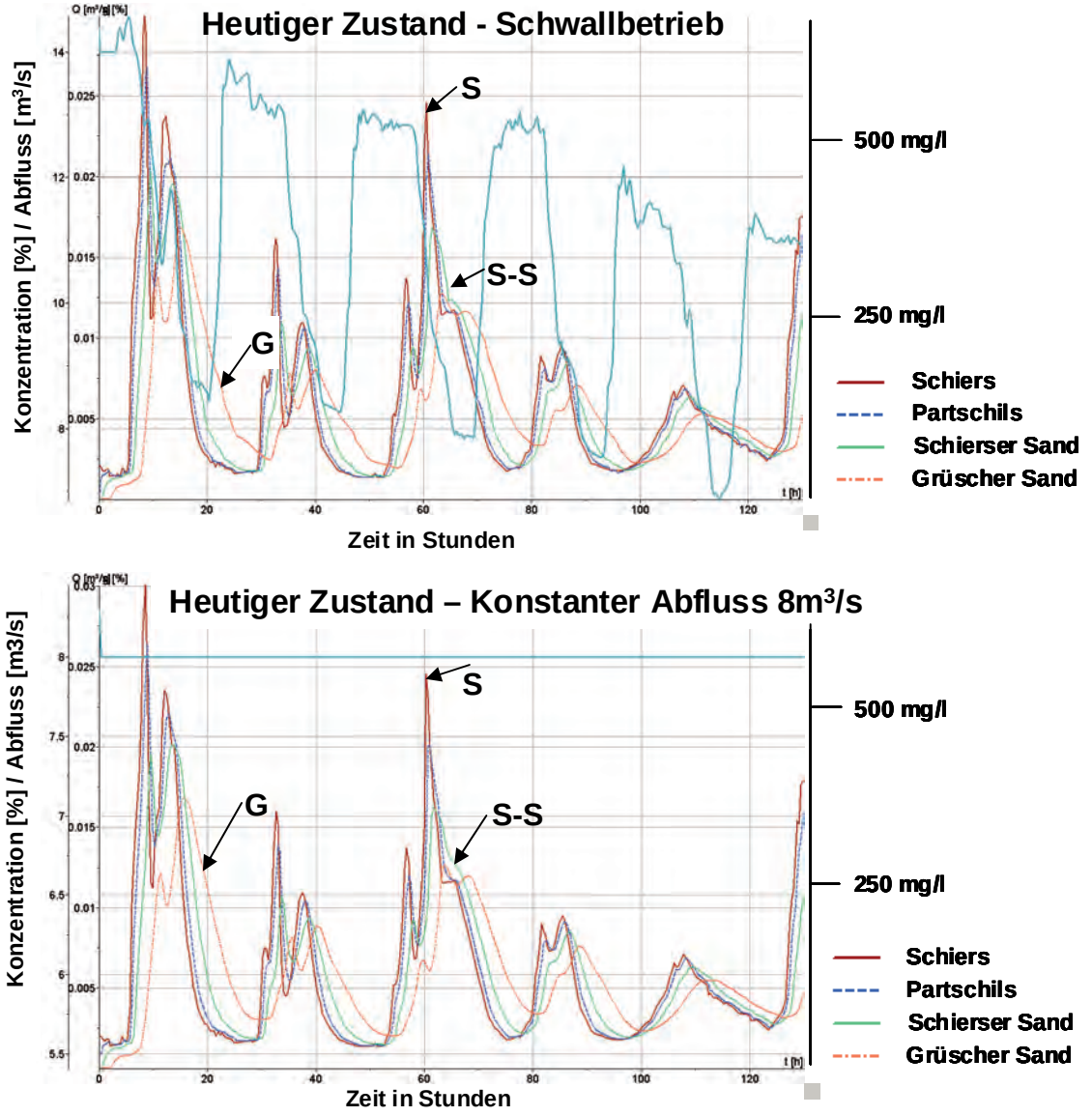


Abb. 5: Oben: Heutiger Zustand, mit Schwallbetrieb, hohe Konzentrationen. Verlauf der Schwebstoffkonzentration in Prozenten in typischen Profilen. Randbedingung: Das Zehnfache der gemessenen Konzentration in der Landquart bei Schiers während dem 10.01. bis 23.01.2003. Unten: Heutiger Zustand, hohe Konzentrationen, konstanter Abfluss von 8 m^3/s.

4.2 Ablagerungen von Feinmaterial

Das verwendete numerische Modell gestattet auch die Berechnung der Schwebstoffablagerung (-erosion) in einem bestimmten Flussabschnitt über einen gewählten Zeitraum.

Im Hinblick auf die Untersuchungen der Wirkung der Flussaufweitungen wurde die Massenbilanzierung für alle Rechenfälle über die 3 Strecken durchgeführt, bei welchen die Revitalisierungsmassnahmen zur Diskussion stehen (Abb. 4).

Die Auswertung über eine Berechnungsperiode von 5 Tagen ergibt folgende Resultate:

- Bei normalem Kraftwerksbetrieb ist bei hohen Konzentrationseinträgen mit Feinsedimentablagerungen von wenigen Kubikmetern zu rechnen. Diese Angabe ist eher als ein oberer Grenzwert zu verstehen, da mit dem Zehnfachen der gemessenen Konzentrationen gerechnet wurde.
- Aus den erhaltenen Resultaten der verschiedenen Szenarien konnte geschlossen werden, dass auch bezüglich Ablagerungen der Feinsedimente kein wesentlicher Einfluss des Kraftwerks ersichtlich ist.

5 Einfluss der Gerinneaufweitungen

5.1 Schwebstoffkonzentrationen

Abb. 4 (unten) zeigt die Situation der Aufweitungen, wie sie sich in etwa im Verlaufe der nächsten Jahrzehnte einstellen könnte. Wie für den Ausgangszustand, wurden auch für die Situation mit den drei Gerinneaufweitungen die entsprechenden Rechnungen durchgeführt. Es konnten folgende Ergebnisse abgeleitet werden:

- Auch nach der Realisierung der Flussaufweitungen wird der Kraftwerksbetrieb der Zentrale Küblis seinen marginalen Einfluss auf die Trübung in der Landquart beibehalten.
- Die Flussaufweitungen haben einen nicht unwesentlichen Einfluss auf die zeitliche Entwicklung von Trübespitzen, welche aus den Seitenbächen in die Landquart eingetragen werden. Die in Kapitel 4 erwähnte Abflachung der Ganglinie mit zunehmender Distanz vom Ort des Eintrags ist für den zukünftigen Zustand wesentlich grösser als in der Situation ohne Aufweitungen. Dieser Effekt steht in Zusammenhang mit der Verminderung der Fliessgeschwindigkeiten, welche in den Aufweitungsstrecken zu grösseren Aufenthaltszeiten für die Schwebstoffteilchen führen (Abb. 6).
- Das oben beschriebene Ergebnis bedeutet, dass infolge der Aufweitungen eine Abminderung der Trübespitzen, welche von der Landquart in den Rhein eingetragen werden, erwartet werden kann. Dieses Resultat ist aus fischereilicher Sicht positiv zu bewerten.

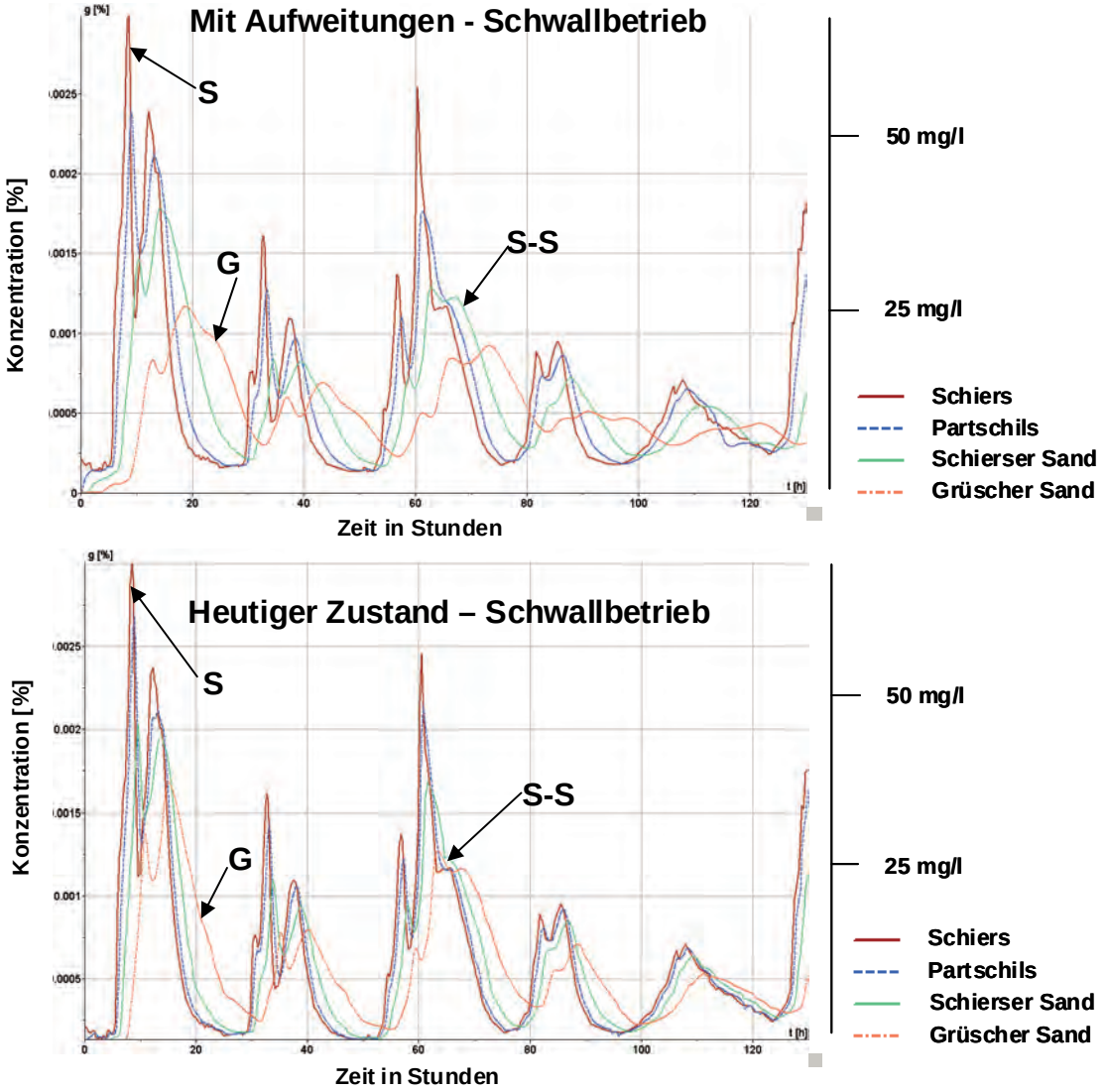


Abb. 6: Oben: Mit Aufweitungen, mit Schwallbetrieb. Verlauf der Schwebstoffkonzentration in typischen Profilen. Randbedingung: Gemessene Konzentration in der Landquart bei Schiers 17.01.2003 – 23.01.2003. Unten: Mit Schwallbetrieb, ohne Aufweitungen. Gemessene Konzentration.

5.2 Ablagerungen von Feinmaterial

Die Ablagerungen entlang den drei Ausweitungsstrecken wurden den Ergebnissen für die heutige Situation gegenübergestellt. Die Auswertung über eine Periode von 5 Tagen ergibt folgende Resultate:

- Im Vergleich zum heutigen Zustand haben die Flussaufweitungen einen Einfluss auf die Ablagerungen von Feinstmaterial in der Hochwinterperiode. Es ist etwa mit dem 1.5-fachen bis 2-fachen des heutigen Ablagerungsvolumens zu rechnen.

- Bei hohen Trübespitzen mit Werten von einigen 100 mg/l bis etwa 1000 mg/l ist in den Aufweitungen mit Ablagerungen von einigen bis etwa zehn Kubikmetern während einer Periode von wenigen Tagen bis einer Woche zu rechnen. Die Grössenordnung bleibt aber dieselbe wie im heutigen Zustand.
- Oben erwähnte hohe Konzentrationen sind für die Hochwinterperiode eher die Ausnahme. Verhältnisse, wie sie im Januar 2003 vorgefunden wurden, werden als typischer angesehen (Abb. 2 und 3).

5.3 Schlussfolgerung

Aufgrund der Ergebnisse kann die Hauptfrage nach der Wirksamkeit der Gerinneaufweitungen bezüglich Feinstmaterial wie folgt beantwortet werden: Seit 1979 werden die Schwebstofffrachten in der Landquart bei Felsenbach vom BAFU gemessen. Die im Mittel im Monat Januar in den Rhein transportierte Fracht beträgt dabei etwa 1'500 t oder 650 m^3. Aufgrund der durchgeführten Berechnungen würde die Grössenordnung des abgelagerten Materials in derselben Periode bei etwa 20 m^3 bis 40 m^3 liegen.

Es wird deshalb geschätzt, dass der Wirkungsgrad der Aufweitungsstrecken höchstens bei wenigen Prozenten liegen dürfte.

6 Massnahmen zur Reduktion der Schwebstoffe

Aufgrund der Studie kann geschlossen werden, dass sich die geplanten Gerinneaufweitungen zwar positiv auf den Schwebstofftransport auswirken, aber wohl kaum entscheidend zur Verringerung des Sedimenteintrags in den Rhein während der Winterperiode beitragen werden. Es stellt sich damit die Frage nach weiteren möglichen Massnahmen. Im Folgenden werden ein paar Punkte aufgelistet:

- Die durchgeführten Messungen sowie die Modellierungen haben gezeigt, dass der Schwebstofftransport im Unterlauf der Landquart nur marginal durch den Betrieb der Wasserkraftwerke im Prättigau beeinflusst wird. Auch mit der Realisierung der Gerinneaufweitungen verbleibt deren Einfluss unbedeutend. Damit ist klar, dass eine Reduktion der Abflussspitzen beim KW Küblis nichts zu einer wesentlichen Verbesserung der Situation beitragen würde.
- Ein wesentlich grösserer Auffangwirkungsgrad für das Feinstmaterial könnte durch den Bau von Rückhaltebecken erreicht werden. Dazu müssten allerdings zuerst im Raum Fideris, Jenaz, Schiers oder Grüsch oder in den Seitenbächen geeignete Standorte gefunden werden.

- Bekanntlich wird heute am Ariesch-, Furner- und Schraubach Kies entnommen. Diese Baggerungen tragen auch im Winter zu einer Erhöhung der Trübung in der Landquart bei. Einschränkungen der Kieswerkbetriebe im Winter könnten den Schwebstofftransport etwas reduzieren.
- Einen entscheidenden Einfluss auf das Trübeaufkommen haben die Geologie der Einzugsgebiete, die Witterung sowie die Vegetation. Letztere kann beeinflusst werden, beispielsweise durch Uferbestockung in Anrissgebieten.

7 Zusammenfassung

Der Eintrag von Schwebstoffen und Feinsedimenten aus der Landquart in den Alpenrhein ist vor allem im Winterhalbjahr ökologisch von grosser Bedeutung. Gemäss der *IRKA, 2001* besteht der Verdacht, dass die Hauptauslöser von unerwünschten winterlichen Trübespitzen die Schwälle sind, welche durch den Kraftwerksbetrieb der Rätia Energie AG bei der Wasserrückgabe in Küblis verursacht werden. Als mögliche Massnahme zur Reduktion des Feinsedimenteintrags in den Rhein stehen unter anderem Flussaufweitungen in der Landquart zur Diskussion.

Der Fachbeitrag befasst sich mit der Frage, wie der Sedimenteintrag in den Alpenrhein durch die geplanten Massnahmen in der Landquart beeinflusst wird. Im Zusammenhang mit der Neukonzessionierung der Wasserkraftanlagen im Prättigau wurde auch der Einfluss des Kraftwerks Küblis quantitativ untersucht.

Basis für die Aussagen sind einerseits Messungen von Trübung und Abfluss in der Landquart vom Winter 2002/2003. Andererseits wurden Resultate zur Abklärung dieser Fragestellungen mit dem mathematischen Simulationsmodell FLORIS/Flux ermittelt.

Die Resultate haben gezeigt, dass der Schwebstofftransport im Unterlauf der Landquart nur marginal durch den Betrieb der Wasserkraftwerke im Prättigau beeinflusst wird. Auch mit der Realisierung der Gerinneaufweitungen verbleibt deren Einfluss unbedeutend. Ein wesentlich grösserer Auffangwirkungsgrad für das Feinstmaterial könnte durch den Bau von Rückhaltebecken in der Landquart selbst oder in Seitenbächen erreicht werden. Durch die Räumung und Vergrösserung des bestehenden Ausgleichsbeckens Plevigin (2005) wurde wieder Raum zur Ablagerung von Feinmaterial geschaffen.

Einen entscheidenden Einfluss auf das Trübeaufkommen in der Landquart haben Geologie, Witterung sowie Vegetation. Zu einer wesentlichen Erhöhung der Trübung in der Landquart, auch im Winter, trägt der Betrieb von verschiedenen Kieswerken bei.

Referenzen

ARGE Trübung Alpenrhein (2001): Trübung und Schwall im Alpenrhein. Synthesebericht, Fachberichte und Literaturstudie im Auftrag der Internationalen Regierungskommission Alpenrhein (IRKA), Projektgruppe Gewässer- und Fischökologie.

Bauman P., Schälchli U. (2002): Trübung und Schwall im Alpenrhein, wel, 2002, Heft 11/12, CH-5401 Baden.

Hunziker & Zarn (2003): Gerinneaufweitungen zwischen Schiers und Grüsch, Plangrundlagen.

Internationale Regierungskommission Alpenrhein (IRKA), Projektgruppe Gewässer- und Fischökologie (2002): Trübung und Schwall im Alpenrhein, Kurzfassung.

Lichtenhahn C. (1972): Flussbauliche Probleme am Rhein zwischen Reichenau und dem Bodensee im Wandel der Zeit, Separatdruck aus „Wasser- und Energiewirtschaft“ No. 10/11.

Meyer-Peter E. und Lichtenhahn C. (1963): Altes und Neueres über den Flussbau.

Schälchli, Abegg + Hunzinger (2001): Trübung und Schwall Alpenrhein, Einfluss auf Substrat, Benthos und Fische. Fachbericht Trübung, Strömung, Geschiebetrieb und Kolmation.

UVB BK (1999): Konzessionserneuerung der Kraftwerksstufen Davos-Klosters, Schlappin-Klosters und Klosters-Küblis. Bericht über die Umweltverträglichkeit im Auftrag der AG Bündner Kraftwerke, Klosters.

Adresse des Autors

Donat Job
dipl. Kulturingenieur ETH
AF-Colenco AG
Täfernstrasse 26
CH-5405 Baden-Dättwil
E-Mail: donat.job@colenco.ch





Dynamische Berechnung einer Druckrohrleitung unter Erdbebeneinwirkung im Sinne von Eurocode 8

D. Kisliakov, S. Petkova

1 Einführung

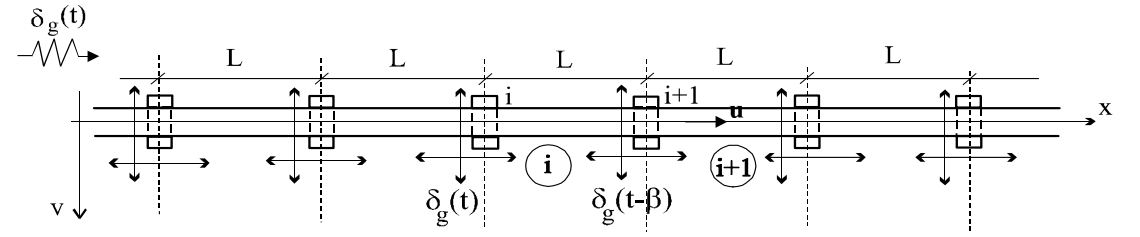
Die mehrfach gestützten oberirdisch verlegten Druckrohrleitungen stellen oft wichtige Komponenten von Wasserkraftsystemen dar. Die Betriebssicherheit solcher Systeme und ihrer Anlagenkomponenten, vor allem in erdbebengefährdeten Gebieten, verlangt immer eine eingehende dynamische Untersuchung ihrer jeweiligen Konstruktion. In einer Reihe früherer Arbeiten Kisliakov (1990, 2002) wurden spezielle Verfahren entwickelt zur Lösung von einzelnen Aufgaben der seismisch verursachten Schwingungen solcher Rohrleitungen. Jedoch, unabhängig von der intensiven Entwicklung der Rohrleitungsdynamik in den letzten Jahrzehnten, beruht die Bemessungspraxis in vielen Ländern (auch in Bulgarien) auf normengeregelte Anforderungen (wenn überhaupt vorhanden), die stark vereinfachte Berechnungsmodelle und -verfahren für den Fall der Erdbebeneinwirkung zugrunde haben. Eine der wichtigsten und gleichzeitig modernsten Entwicklungen in diesem Zusammenhang stellt die neue Eurocode EN 8 dar, die in ihrem Teil 4 (EN 1998-4:2006) der Auslegung gegen Erdbeben von Silos, Tankbauwerken und Rohrleitungen gewidmet ist. Die Aufgabe der vorliegenden Arbeit ist es, anhand eines praktischen Beispiels zu zeigen, inwieweit die Anforderungen dieser Norm wirklichkeitsnah sein können.

Es muss sofort betont werden, dass der zitierte Eurocode nur allgemeine Prinzipien und Hinweise vermittelt, wobei die konkreten Werte mancher Parameter Gegenstand der zu erarbeitenden nationalen Anlagen sind. Um bei der vorliegenden Untersuchung maximal objektiv zu bleiben haben wir versucht, einerseits diese Prinzipien vollkommen einzuhalten, und andererseits soweit wie möglich den Einfluss des konkreten Charakters und der konkreten Werte solcher Parameter zu beseitigen. Im untersuchten Beispiel mit den Daten einer bestehenden Anlage in Bulgarien wurden die Kontrollberechnungen zum Vergleich mit Hilfe des entwickelten Computerprogramms DREAMSuP (**D**ynamic **Re**sponse **A**nalysis of **M**ultiple-**Su**pported Pressure **P**ipelines) Kisliakov (2002) zur räumlichen Untersuchung einer solchen Druckrohrleitung durchgeführt bei Berücksichtigung der Fluid-Struktur Wechselwirkung und der unterschiedlichen Fußpunkterregung an den einzelnen Auflagern bei der Fortpflanzung der seis-

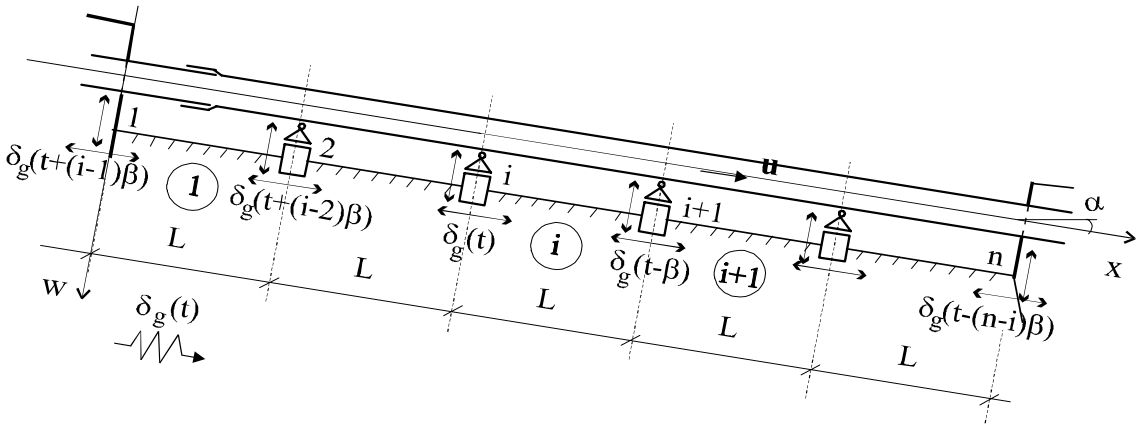
mischen Einwirkung. Weitere besondere physikalische Phänomene der erdbebenerregten Schwingungen der Druckrohrleitung sind in den genannten und auch anderen Arbeiten ausführlich behandelt.

2 Problemstellung und Konstruktionsmodell

Eine oberirdisch verlegte stählerne Druckrohrleitung mit konstanten Querschnittsparametern wird betrachtet, Abb. 1. Der Winkel ihrer Achsenneigung zum Horizont ist im Allgemeinen α, jedoch wird hier zum Ausschließen der daraus resultierenden axialen Lasten eine horizontale Strecke angenommen. Die Teilstrecke zwischen zwei Fixpunkten wird berücksichtigt. Konstruktiv entspricht sie einem Durchlaufträger und ist am oberen Ende mit einem Dehnungsstück (Stopfbuchse) versehen. Das Rohr ist fest an beiden Fixpunkten eingespannt. Jedes Feld zwischen zwei Zwischenauflagern hat die Länge *L*. Weitere Annahmen sind wie folgt: linear-elastisches Verhalten des Rohrstahls und stationäre Strömung der nicht viskosen Flüssigkeit (Wasser). Soweit nichtstationäre Strömungsvorgänge in der Rohrleitung nicht berücksichtigt werden, wird auch die Kompressibilität des Wassers vernachlässigt.



a. Draufricht der Rohleitung



b. Vertikaler Laengsschnitt der Rohrleitung

Abb. 1: Modell der untersuchten Rohrleitungsstrecke.

Wir werden nun ein beliebiges Feld (*i*) zwischen zwei benachbarten Zwischenlagern (*i*) und (*i+1*) betrachten, Abb. 1. Im behandelten Beispiel ist *i* = 7. Diese

Zwischenlager können, wie am häufigsten üblich, die Form eines gleitenden (z.B. Sattellager) oder rollenden Auflagers haben.

Im Folgenden wird eine Vergleichsuntersuchung des erdbebenbedingten Spannungszustandes des Rohres in diesem beliebig gewählten Zwischenfeld (*i*) durchgeführt. Als Vergleichsparameter ist die normale Randspannung im Mittelpunkt des betrachteten Feldes gewählt worden. Eine rein theoretische Vergleichsuntersuchung der beiden hier angewandten Vorgehensweisen ist grundsätzlich nicht möglich, wie auch eine repräsentative Parameterstudie, da die Eigenschaften der beiden benutzten Modelle nicht direkt vergleichbar sind. Deswegen beruht die folgende Untersuchung auf dem Beispiel einer reellen Anlage mit typischen Konstruktionsparametern.

Einerseits ist eine normengerecht anhand des in (EN 1998-1:2004) angegebenen elastischen Bemessungsspektrums ermittelte Erdbebeneinwirkung als Trägheitslast berechnet. Diese verteilte Last ist auf das betrachtete Durchlaufträgerfeld, berücksichtigt als beidseitig eingespannten Balken mit den entsprechenden Querschnittsparametern, angewandt. Zusätzliche Beiwerte wurden dabei nicht miteinbezogen.

Auf der anderen Seite wurde das oben genannte wirklichkeitsnähere Modell zur Untersuchung des Spannungszustandes im selben Durchlaufträgerfeld angewandt. Dabei ist hier die Erdbebeneinwirkung durch Beschleunigungs-, Geschwindigkeits- und Verschiebungszeitabläufe dargestellt. Diese Abläufe wurden als kompatibel mit dem genannten Bemessungsspektrum künstlich generiert. Es wurde weiter angenommen, dass sich die seismische Einwirkung der Rohrleitungsachse entlang verbreitet, d.h. parallel der X-Achse, die genau mit einer der Bodenbewegungsaufnahmerichtungen übereinstimmt. Das ist hier nur eine Vereinfachung in der weiteren Betrachtung, natürlich wäre der allgemeine Fall in dieser Verbindung nur eine Frage der einfachen geometrischen Transformation. Mittlerweile ist schon übrigens bewiesen Kisliakov (2005), dass dies nicht den möglich ungünstigsten Fall gerade im Sinne vom Spannungszustand des Rohres darstellt.

2.1 Die dynamische Untersuchung nach (EN 1998-4:2006)

Das betrachtete Feld zwischen zwei Zwischenauflagern wird als ein beidseitig eingespannter Balken mit den Querschnittsparametern der Rohrleitung untersucht. Nur die erste Eigenform, entsprechend Eigenfrequenz wurde berücksichtigt. Vergleichende vorläufige FE-Berechnungen haben gezeigt, dass das eine gute Annäherung ist.

Im betrachteten Beispiel einer wirklichen Anlage hat die Druckrohrleitung folgende Parameter: Innendurchmesser 1.3 m, Rohrwanddicke 0.022 m, L = 8 m.

Die erste Eigenfrequenz bei diesen Auflagerbedingungen ist nach Flesch (1993) 501 rad/sec, und die Eigenperiode entsprechend – T = 0.0125 s. Da die Nationalen Anlagen zu EN 8 in Bulgarien noch nicht offiziell veröffentlicht sind, wurde ein Wert der Maximalbodenbeschleunigung (PGA) von 0.15g angenommen – Intensitätszone VIII nach Normen (1987). Nach diesem Wert wurde auch das in (EN 1998-1:2004) formulierte horizontale Bemessungsspektrum normiert. Das benutzte elastische Bemessungsspektrum ist vom Typ 1 (entspricht so den örtlichen Verhältnissen), die Bodenart ist *A* (d.h. felsiger Grund, was im Falle einer oberirdisch verlegten Rohrleitung typisch ist), die maximale vertikale Bodenbeschleunigung ist im betrachteten Fall als 90% von der horizontalen geregelt. Abgelesen für die berechnete Eigenperiode ergibt sich für beide Richtungen fast der gleiche Wert: 1.21 m/s^2. Bei der zugelassenen Anwendung des Ersatzlastverfahrens wird dieser Wert mit dem Beiwert 1.5 multipliziert. So erhält man 1.815 m/s^2. Die gesamte verteilte Masse der Rohrleitung (d.h. Rohr + Wasser) beträgt 2044.58 kg/m. Das ergibt eine verteilte Trägheitslast von 5.111 kN/m, aus der ein maximales Biegemoment (M_{max} = qL^2/24) 9.9 kNm resultiert. Das vom Eigengewicht verursachte Biegemoment ist entsprechend 53.5 kNm, und das Gesamtmoment: 63.4 kNm. Da wir eine horizontale Teilstrecke und keine Temperatureinwirkung angenommen haben, bleibt von den axialen Lasten nur die Kraft in der Stopfbuchse infolge Innendrucks. Bei angenommener Fallhöhe in der Teilstrecke von 300 m beträgt diese 274.1 kN. Weiter wurde für die Zwischenauflager eine Rollenkonstruktion angenommen. Nach (EN 1998-4:2006) muß man eine Längs- und eine Querkomponente der seismischen Einwirkung berücksichtigen. Die Längskomponente verursacht axiale Bewegung des Rohres zwischen dem unteren (in Fließrichtung) Fixpunkt und der Stopfbuchse, wobei an den Zwischenauflagern und an der Stopfbuchse selbst axiale Reibungskräfte entstehen. Bei realistischen Reibungsbeiwerten von 0.2 an der Stopfbuchse und und 0.1 an den Rollenstützen werden die Axialkräfte entsprechend zu 96.3 kN und 380 kN berechnet. Somit beträgt die gesamte Axialkraft 750.4 kN. Die maximale berechnete normale Randspannung nach Navier ist damit 10343 kPa (kN/m^2). Dieser Wert soll nun mit der entsprechend berechneten maximalen Normalspannung im selben Zwischenfeld verglichen werden, ermittelt durch das von uns entwickelte wirklichkeitsnähere Berechnungsverfahren.

Es muss erwähnt werden, dass die so durchgeführte Berechnung allen wichtigen Anforderungen der genannten Normenteile entspricht und in dieser Form zulässig ist. Die zusätzlich in den nationalen Anlagen zu definierenden Parameter würden die angewandte Vorgehensweise nicht beeinflussen.

2.2 Die ausführliche dynamische Vergleichsuntersuchung

Zum Vergleich der ermittelten Normalspannungen wurde auch eine räumliche dynamische Untersuchung der betrachteten Teilstrecke auch mit Hilfe des von uns entwickelten Berechnungsverfahrens durchgeführt. Wir nehmen an, daß die seismischen Bodenbewegungsparameter (Beschleunigung, Geschwindigkeit und Verschiebung) am gewählten Zwischenlager (i = 7) aufgeschrieben, entsprechend eingegeben sind. Das bedeutet, dass der Zeitablauf für die anderen Zwischenlager in der Teilstrecke der gleiche sein wird, aber verschoben in der Zeit um jeweils eine verschiedene Anzahl von Zeitspannen β. Diese Zeitspanne stellt die Zeit dar, in der die sich ausbreitende seismische Erregung die Feldlänge L zurücklegt. So wird auch die zu einem bestimmten Zeitpunkt unterschiedliche Beanspruchung an den einzelnen Fußpunkten berücksichtigt.

Erstens sollten diese Zeitabläufe der Bodenbewegungsgrößen künstlich generiert werden, und zwar als kompatibel mit dem benutzten Bemessungsspektrum. Generierung von Bodenbeschleunigungen im Erdbebeningenieurwesen ist ein ziemlich anspruchsvoller Bereich. Wir haben hiermit keinen Anspruch auf hohes wissenschaftliches Niveau der Lösung dieser Aufgabe. Die darunter vorgestellte Vorgehensweise hat als Grundlage gut bewährte, verfügbare und breit angewandte Verfahren und Mittel. Der einzige Zweck dabei war es, eine begründbare und realistische Vergleichsuntersuchung durchzuführen. Es sei doch hier betont, dass die speziell in (EN 1998-1:2004) formulierten Kriterien zur Kompatibilität eines generierten Beschleunigungszeitablaufs mit dem vorgegebenen Antwortspektrum im betrachteten Fall erfüllt wurden. Zur eigentlichen Generierung wurde das Computerprogramm SIMQKE (1976) benutzt. Zwei Zeitabläufe wurden mit dem horizontalen, und ein mit dem vertikalen Bemessungsspektrum generiert. Dann wurde das Computerprogramm Bispec Hachem (2008) zur Integrierung der erhaltenen Beschleunigungsabläufe und zur Ermittlung der entsprechenden Geschwindigkeits- und Verschiebungsabläufe. Die angeforderte (EN 1998-1:2004) Erfüllung der Kompatibilitätskriterien mit dem vorgegebenen Antwortspektrum wurde mit Hilfe eines speziell geschriebenen Programms dann geprüft, wobei die Erstellung von Antwortspektren aufgrund des numerischen Verfahrens entwickelt in Nigam (1969) durchgeführt wurde.

Dann wurde die eigentliche dynamische Untersuchung der betrachteten Rohrleitungsstrecke mit Hilfe des im Computerprogramms DREAMSuP implementierten, von uns entwickelten Berechnungsverfahren, durchgeführt.

Als Ergebnis der durchgeführten Berechnung wurde die entsprechende Vergleichsspannung im betrachteten Rohrquerschnitt des gewählten Zwischenfeldes als 476000 kPa (kN/m^2) ermittelt. Beispielhaft sind die Zeitabläufe der berechneten Biegemomente und der resultierenden Normalspannungen in Abb. 2

dargestellt. Der Zeitablauf anderer wichtiger Parameter der dynamischen Antwort der Rohrleitung ist hier nicht gezeigt, da dies keinen Beitrag zur diskutierten Vergleichsanalyse leisten würde.

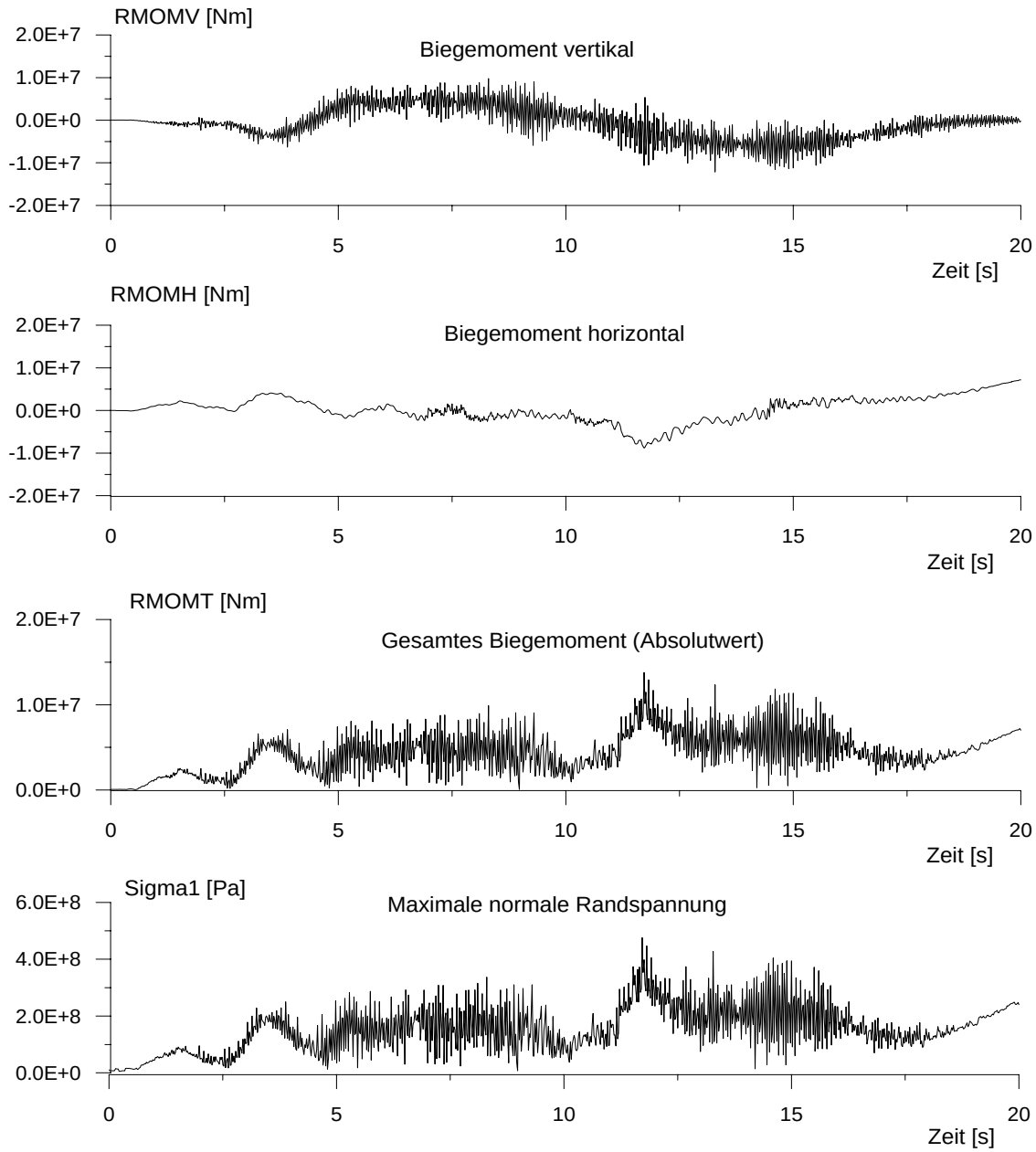


Abb. 2: Zeitabläufe der berechneten Biegemomente und Spannungen.

3 Schlußfolgerungen

Von der durchgeführten Vergleichsuntersuchung anhand des numerischen Beispiels können folgende Schlussfolgerungen gezogen werden:

- Wie schon in früheren Arbeiten betont, haben die seismischen Eingabedaten den stärksten Einfluss auf die konstruktive dynamische Antwort der Druckrohrleitung. Das hier angewandte Verfahren zur Generierung von Beschleunigungsabläufen, auch wenn allgemein gut begründbar, kann in manchen Fällen als Ergebnis unrealistisch hohe Parameterwerte der konstruktiven Antwort (Spannungen und Verformungen) haben. Die Ursache liegt in den ermittelten hohen Bodenverschiebungen, wie das die durchgeführten im Laufe der Arbeit numerischen Versuche gezeigt haben. Deshalb wäre stark zu empfehlen, rigorose dynamische Untersuchungen mit tatsächlichen Zeitaufnahmen der Bodenbewegungsgrößen durchzuführen, oder solche bei Großprojekten im Rahmen einer seismologischen Studie generieren zu lassen.
- Wie schon oben erwähnt, können die ermittelten Werte der maximalen Normalspannungen als Ergebnisse beider durchgeführten Analysen aufgrund zu großer Modellunterschiede nicht bedingungslos direkt verglichen werden. Jedoch beträgt das Verhältnis zwischen den beiden Werten etwa 46. Das ist doch ein ziemlich großer Unterschied, und unserer Erfahrung nach kann es hier nur eine Feststellung geben – die Vernachlässigung komplizierter physikalischer Erscheinungen, die bewiesen zur Natur der erdbebenverursachten Schwingungen einer Druckrohrleitung gehören, könnte trotz der formalen Anwendung kompetent erarbeiteter moderner Normen gefährlich sein. Hiermit sei empfohlen, Problemstellungen solcher Art nur aufgrund großer fachlicher Kompetenz und Erfahrung zu behandeln, und zwar unbedingt mit Hilfe großer Anzahl von Kontrolluntersuchungen zur Erfassung der unterschiedlichen Phänomene.
- Unabhängig von den Schwierigkeiten, verbunden mit dem Zusammenstellen von entsprechenden Sätzen von Zeitaufnahmen der Bodenbewegungsgrößen, würden wir die Anwendung von fortgeschrittenen Untersuchungsmethoden zur besseren Erfassung der verbundenen physikalischen Phänomene stark empfehlen.

Die vorliegende Arbeit sei mit der Meinung abgeschlossen, dass doch die Versuche zur Erarbeitung einfacherer Berechnungsverfahren im Rahmen der sich intensiv entwickelnden europäischen Normung auf diesem äußerst schwierigen Gebiet nicht aufgegeben werden dürfen.

4 Zusammenfassung

Das der dynamischen Berechnung von oberirdisch verlegten Rohrleitungen bei Erdbebeneinwirkung gewidmete Teil von Eurocode 8 – Teil 4 „Silos, Tankbauwerke und Rohrleitungen“ (EN 1998-4:2006), ist am kürzesten und vermittelt nur prinzipielle und ganz allgemeine Hinweise. Das lässt einerseits dem planenden Ingenieur ziemlich große Freiheit bei der Modellierung der Anlagenkonstruktion und ihrer dynamischen Antwort. Andererseits aber stellt gerade diese Freiheit eine ziemlich anspruchsvolle Herausforderung für das anzuwendende Fachwissen dar, da die zu lösende dynamische Aufgabe physikalisch äußerst kompliziert ist.

In der vorliegenden Arbeit werden die erdbebenverursachten Schwingungen einer oberirdisch verlegten Druckrohrleitung untersucht. Eine typische Konstruktion der Anlage wird betrachtet, die oft als Komponente von Wasserkraftsystemen angewandt wird. Die dynamische Berechnung wird anhand eines numerischen Beispiels mit den Daten einer reellen Anlage durchgeführt. Das angewandte Berechnungsverfahren ist kompatibel mit den Anforderungen von EN 1998-4:2006, und die Besonderheiten des zu entwickelten Konstruktionsmodells werden dabei entsprechend erläutert. Die ermittelten Ergebnisse werden mit solchen einer dreidimensionalen Untersuchung im Zeitbereich mit Hilfe eines vom Verfasser entwickelten wirklichkeitsnäheren Berechnungsverfahrens verglichen, das in der Form des Computerprogramms DREAMSuP angewandt wird. Die Schlussfolgerungen dieser Vergleichsstudie werden diskutiert, und manche Empfehlungen für die Ingenieurpraxis im Zusammenhang mit der künftigen Anwendung von Eurocode 8 werden formuliert.

Referenzen

Kisliakov, D.S. (1990): Investigation of the Dynamic Interaction Between a High-Pressure Pipeline and the Moving Liquid Inside Under Seismic Loading, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, John Wiley & Sons, Vol.19, No.8, pp. 1143-1152

Kisliakov, D.S. (1990): On the behaviour of open high-pressure pipelines under seismic loading, Theoretical and Applied Mechanics, Bulg. Ac. Sc., No.3, Sofia, pp. 76-81

Kisliakov, D.S. (2002): Dreidimensionale Untersuchung einer oberirdisch verlegten Druckrohrleitung bei Erdbebeneinwirkung, Internationales Symposium "Moderne Methoden und Konzepte im Wasserbau", VAW ETHZ und SWV, Zürich, 7.-9. Oktober, S. 407-416

Kisliakov, D.S. (2002): Earthquake-Induced Vibrations of Multiple-Supported Pressure Pipelines, Jubilee Scientific Conference "60 Years UACEG", Vol.7, Sofia, Bulgaria, November, pp. 325-334

EN 1998-4:2006: Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance – Part 4: Silos, Tanks and Pipelines, European Committee for Standardization, Brussels.

EN 1998-1:2004: Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic action and rules for buildings, European Committee for Standardization, Brussels.

Kisliakov, D.S. (2005): Incidence angle of excitation and structural response of multiple-supported pressure pipelines, 10th Jubilee National Congress on Theoretical and Applied Mechanics, Varna, 13-16. Sept., pp. 288-292

Flesch, R. (1993): Baudynamik praxisgerecht. Band I Berechnungsgrundlagen, Bauverlag GmbH, Wiesbaden und Berlin.

Normen für die Projektierung von Gebäuden und Anlagen in Erdbebengebieten (1987) – in Bulgarisch, Комитет за териториално и селищно планиране (Komitee für Raum- und Siedlungsplanung), Bulg. Akademie der Wissenschaften, Sofia.

SIMQKE (1976): A Program for Artificial Motion Generation, User's Manual and Documentation, Dept. of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology.

Hachem M. (1999-2008) Computer program Bispec.

Nigam, N.C., Jennings, P.C. (1969) Calculation of Response Spectra from Ground Motion Earthquake Records, Bull. Seism. Soc. Am., 59, pp.909-922.

Adresse der Autoren

Univ.-Doz. Dr.-Ing. Dimitar Kisliakov
Lehrstuhl für Wasserbau, UACEG
Boul. Chr. Smirnenski 1
BG-1046 Sofia, BULGARIEN
E-Mail: kiss_fhe@uacg.bg



Dipl.-Ing. Silvia Petkova
Lehrstuhl für Wasserbau, UACEG
Boul. Chr. Smirnenski 1
BG-1046 Sofia, BULGARIEN
E-Mail: silvia_petkova@mail.bg



Neubau Kraftwerk Werfen/Pfarrwerfen

A. Krampl, M. Pfisterer

1 Vorbemerkungen

Infolge des steigenden Energiebedarfs ist von Seiten der Energieversorger eine erhöhte Investitionsbereitschaft für den Neubau von Kraftwerken gegeben. Zwar ist die umweltfreundliche Wasserkraftnutzung an den günstigsten Standorten bereits weit gehend realisiert, doch rentiert sich erfreulicherweise durch die Ökostromförderung auch der Bau mittlerer Wasserkraftanlagen.

Die Errichtung der Kraftwerksstufe Werfen/Pfarrwerfen erfolgt unter besonderer Bedachtnahme auf die Natur und die Umwelt; überdies hatte die Architektur für die Planung höchsten Stellenwert, um das Projekt bestmöglich in das Landschaftsbild einzufügen.

2 Projektgeschichte

2.1 Historie

Das Kraftwerk Werfen/Pfarrwerfen wird als siebente Stufe der Kraftwerkskette Mittlere Salzach im Bereich der Burg Hohenwerfen gemeinsam von der Salzburg AG und Verbund - AHP errichtet. Das Kraftwerksprojekt gliedert sich im Wesentlichen in 3 Abschnitte: das Hauptbauwerk, den Stauraum und den Unterwasserbereich. Das Hauptbauwerk liegt je zur Hälfte in den Gemeindegebieten Werfen und Pfarrwerfen in einem gestreckten Rechtsbogen im derzeitigen Salzachbett.

Die Anlage wurde mit Wasserrechtsbescheid vom 16.8.1993 gleichzeitig mit der Oberliegerstufe Kreuzbergmaut bewilligt. Ebenso wurden die beiden Stufen Kreuzbergmaut und Werfen/Pfarrwerfen im Jahre 1992 gemeinsam ausgeschrieben. Das KW Kreuzbergmaut wurde in den Jahren 1993 – 1996 errichtet. Die Stufe KW Werfen/Pfarrwerfen wurde auf Grund der zwischenzeitlich eingetretenen Liberalisierung des Strommarktes nicht mehr realisiert.

Die seinerzeit teilweise gemeinsam mit dem Bau der Stufe Werfen herzustellende Linienverlegung der ÖBB am rechten Ufer wurde in den 90-iger Jahren durchgeführt; in diesem Zusammenhang wurde auch abschnittsweise die Ufersicherung, Abdichtung und Drainage im Stauraum sowie Böschungssicherun-

gen im Unterwasser eingebaut. Weiters wurden bereits die wesentlichen Grundablösen durchgeführt.

2.2 Vorarbeiten Neubau

Im Herbst 2005 wurde das Projekt wieder aufgegriffen. Im ersten Schritt erfolgte eine Neuvermessung des Anlagenbereiches sowie die digitale Erstellung der Einreich- und Ausschreibungspläne aus den 90-iger Jahren. In weiterer Folge wurden die zwischenzeitlich durchgeführten Baumaßnahmen in die digitalen Pläne eingearbeitet. Gleichzeitig erfolgte die Durchführung des hydraulischen Modellversuchs.

Weiters wurde das Projekt an den Stand der Technik angepasst. Dabei wurde u.a. die Fischaufstiegshilfe komplett neu konzipiert; außerdem erfolgte eine effizientere Raumaufteilung sowie ein zeitgemäße architektonische Lösung des Krafthaus-Hochbaues. Auf Basis des Modellversuchs wurden die Wehrverschlusshöhen festgelegt sowie das Tosbecken und das Gefälle der Eintiefungssohle im Unterwasser optimiert. Sämtliche Maßnahmen wurden bei der Behörde zur Genehmigung eingereicht; die diesbezüglichen Bescheide wurden bis September 2006 rechtswirksam.

Die beiden Maschinensätze wurden vorab ausgeschrieben; auf Basis der Ausschreibungsergebnisse wurde der Turbinentyp (Rohrturbinen) festgelegt. Die weiteren wesentlichen Ausschreibungen (Stahlwasserbau, Bau) wurden bis Mitte Juni 2006 ausgesandt; die bereits verhandelten Angebote bildeten gemeinsam mit den Maschinenangeboten die Grundlage für die Herbeiführung des Baubeschlusses. Mit den Bauarbeiten wurde Anfang Oktober 2006 begonnen.

3 Projektbeschreibung

3.1 Vorbemerkungen

Die Kraftwerksbaustelle erstreckt sich vom Ende der UW-Eintiefung Kreuzbergmaut bis zum Ende der UW-Eintiefung Werfen über eine Gesamtlänge von 4 km.

Der Kraftwerksstandort liegt im Bereich der Werfener Schuppenzone, welche aus schwach metamorphen, glimmerreichen feinen Sandsteinen bzw. kalkigen und quarzitischen Gestein aufgebaut ist. Diese Abfolgen bilden im Projektsgebiet das Grundgebirge.

Über dem Grundgebirge treten quartäre Sedimente auf. Im Liegenden befinden sich Grundmoränen, welche teilweise in schluffig-sandige Stausedimente über-

gehen können. Im Hangenden folgen bis zu 40 m mächtige eiszeitliche Flussablagerungen. An den Talrändern treten auch Wildbachschüttkegel auf.

Die Gründung des Kraftwerksgebäudes erfolgt durchwegs im Schiefergestein. Die Gründungssohle liegt ca. 15 m unter dem Wasserspiegel der Salzach, wobei der Fels im Bereich des Krafthauses auf der Flusssohle ansteht und zum Wehr hin sehr steil abfällt. Das Wehr selbst ist nur im ersten Bereich im Fels fundiert; der restliche Teil fundiert im Quartär.

Kraftwerkstyp	Laufkraftwerk
Mittlerer Zufluss	113 m^3/s
Ausbaufallhöhe	9,15 m
Ausbaudurchfluss	200 m^3/s
Engpassleistung	16 MW
Arbeitsvermögen im Regeljahr	76,5 GWh
Investitionsvolumen (ohne Vorkosten)	63,5 Mio €

Abb. 1: Technische Daten.

3.2 Hauptbauwerk

In einem hydraulischen Modellversuch an der TU Graz wurden Untersuchungen für den Bau- und den Ausbauzustand mit fester und beweglicher Sohle durchgeführt. Dabei wurde neben dem Umgehungsgerinne für den Bauzustand vor allem die Wehr- und Tosbeckenform untersucht. Weiters wurde die Turbinenanströmung optimiert und das Geschiebeverhalten bei diversen Zuflüssen untersucht.

Das Krafthaus ist im Flussbett linksufrig angeordnet. Es besitzt 2 mit 5° geneigte Maschinensätze bestehend aus Rohrturbinen mit einem Laufraddurchmesser von je 3,60 m. Der Krafthaustiefbaues hat eine Gesamtlänge von 42 m; die Breite bis zur Baufuge Wehr, das statisch/ konstruktiv vom Krafthaus getrennt ist, beträgt rd. 23 m.

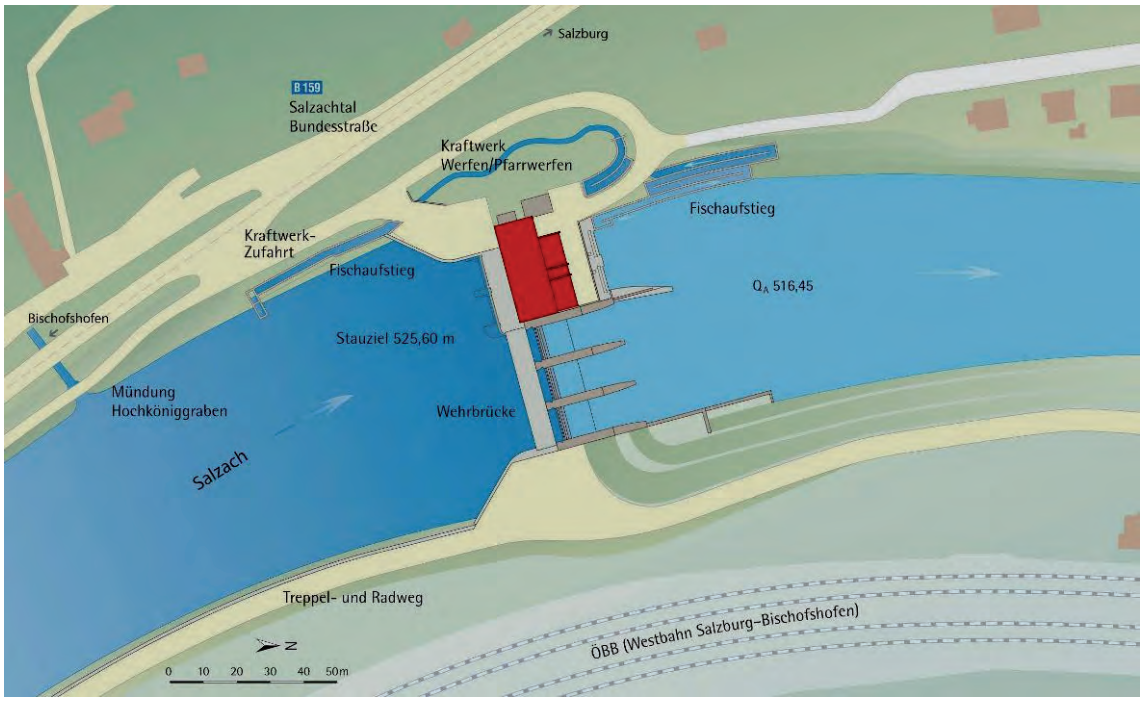


Abb. 2: Lageplan Hauptbauwerk.

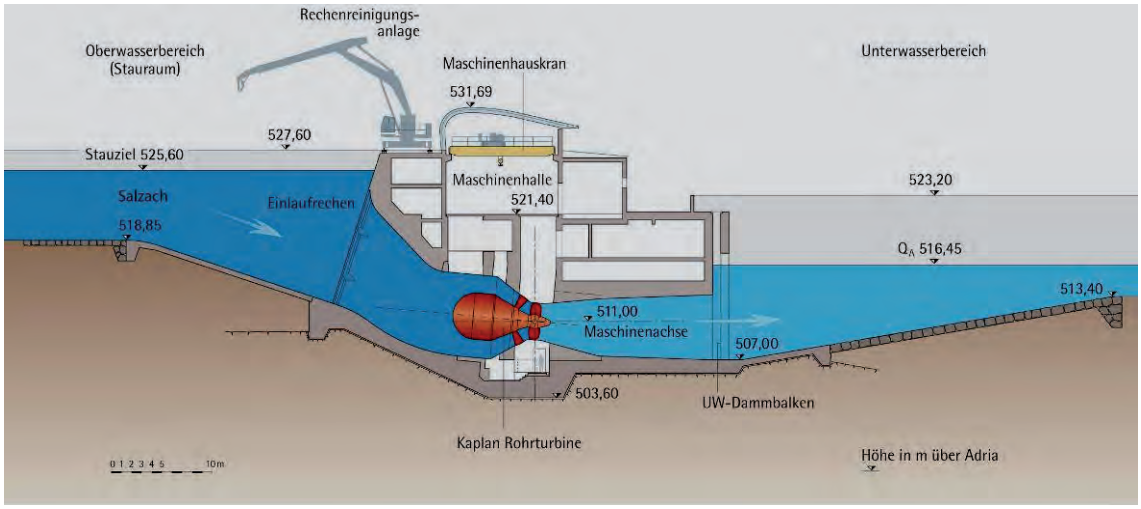


Abb. 3: Schnitt Krafthaus.

Der Krafthaus - Tiefbau weist eine Höhe von ca. 18 m auf; die Höhe des Krafthaus - Hochbaues ab Maschinenhausboden beträgt rd. 10 m. Das Krafthaus wird bis zur Kranbahn in Stahlbeton hergestellt; der darüberliegende Teil einschl. Krafthausdach besteht aus einer Stahlkonstruktion.

Die beiden Maschinensätze erhielten oberwasserseitig einen Feinrechen sowie Revisionsverschlüsse sowohl beim Rechen als auch beim UW - Auslauf. Der Feinrechen wird mittels einer hydraulischen Rechenreinigungsmaschine (RRM) automatisch gereinigt.

Im Krafthaus sind alle wesentlichen Räume für die Aufnahme der Hoch- und Niederspannungsversorgung, die Trafos sowie die Warte untergebracht. Über einen zentralen Stiegenabgang im Maschinenraum sind die Räume bis zum Turbinenboden aufgeschlossen.

Im angebauten Nebengebäude sind das Notstromaggregat, Lager- sowie Sozialräume untergebracht. Diese stehen dem Personal bei Wartungs- und Revisionsarbeiten für das sonst im Betrieb unbesetzte Kraftwerk zur Verfügung.

Als Notverschlussorgane werden vorhandene DB aus dem Bereich der Oberlieger-Kraftwerke verwendet. Die Turbinenein- und Auslauföffnungen wie auch die Wehrfelder wurden auf die Breiten der vorhandenen Verschlüsse abgestimmt. Das Versetzen der Krafthaus-Einlauf-DB geschieht mit der RRM; die UW-DB beim Krafthaus sowie die Notverschlüsse beim Wehr werden mittels Mobilkran eingehoben.

Das Wehr (Abb. 4) besteht aus 3 Wehrfeldern mit je 10 m Breite. Der Wehrrücken ist als druckfreies Profil teilweise gepanzert ausgeführt. Daran schließt das Tosbecken mit einer Länge von ca. 31 m sowie eine gepanzerte Gegenschwelle an. Die Tosbeckenplatte ist mit einer 20 cm starken abriebfesten Hartbetonschicht, welche in einem zweiten Betonierschritt eingebaut wird, versehen. Der Wehrrücken ist zum Stau hin mittels einer zweireihigen Injektion bis in das Grundgebirge abgedichtet.

Die Pfeilerbreiten betragen 2,5 m, wobei der dem Krafthaus nähere Mittelpfeiler aus geschiebehydraulischen Gründen ins Unterwasser verlängert wird. Die Wehrbrücke ist als Plattentragwerk konzipiert; die Breite ist auf den Einsatz des Mobilkranes für das Versetzen der DB abgestimmt.

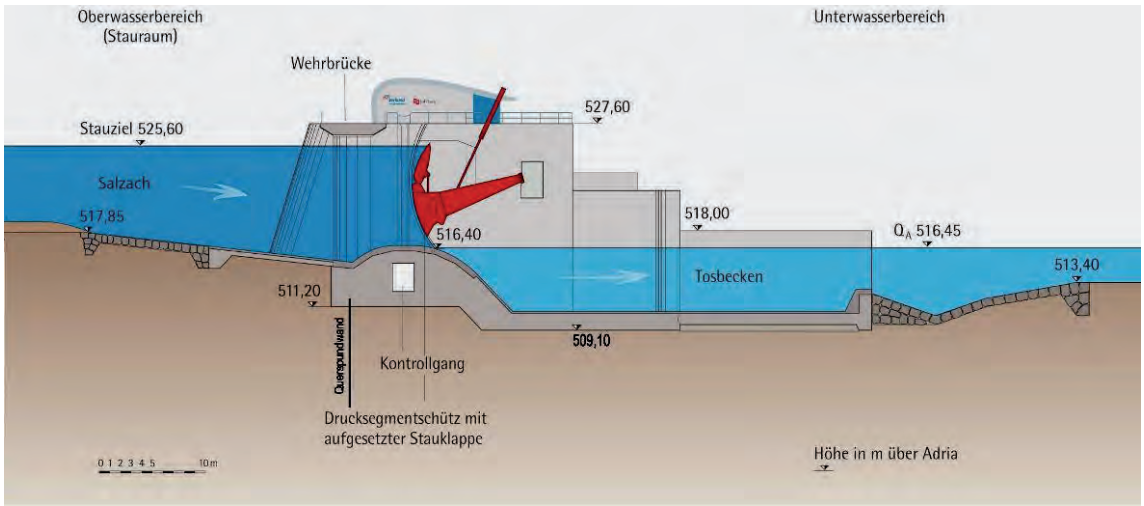


Abb. 4: Schnitt Wehr.

3.3 Fischaufstiegshilfe

Das Projekt aus dem Jahre 1993 sah einen Rauhgerinne-Beckenpass auf der Wehrseite vor. Dem Stand der Technik entsprechend wurde nun die Fischaufstiegsanlage zum Turbinenabstrom auf die linke Salzachseite verlegt. Aus Platzgründen, aber auch aus der Forderung des Amtssachverständigen für Hydrobiologie werden wesentliche Teile dieser Fischaufstiegskonstruktion als Vertical-Slot ausgeführt. Zusätzlich muss der Fischpass auf die betriebsbedingten Stauspiegelschwankungen von insgesamt 70 cm abgestimmt werden.

Die Normaldotation beträgt 400 l/s. Durch eine entsprechende gravitäre Regelung wird bei Stauspiegelschwankungen entweder Wasser entnommen oder zusätzlich dotiert, sodass der Fischpass konstant mit 400 l/s beaufschlagt wird. Bei höherer Wasserführung steigt der Wasserspiegel im Unterwasser, wodurch es zu einer Reduzierung der Lockströmung kommt. Mit einer Lockstromdotation von bis zu 1200 l/s wird in Abhängigkeit des UW-Pegels eine gleichmäßige Geschwindigkeit im ersten Schlitz erzeugt und somit die Auffindbarkeit bzw. Passierbarkeit wesentlich erleichtert. Bei Stauspiegelabsenkungen verhindert eine Notdotation ein Trockenfallen des Fischpasses.

Der erste Abschnitt des Fischpasses ist als Vertical-Slot-Konstruktion ausgebildet. Hier sind 63 Becken mit einer Regellänge von 3 m, einer Breite von 1,9 m und einer Schlitzbreite von 30 cm angeordnet;. Der anschließende naturnahe Gerinnneabschnitt weist eine Länge von ca. 100 m sowie ein Gefälle von 1 % auf, wobei aufgrund der eingeschränkten Platzverhältnisse dieser teilweise in einem Betontrog geführt wird. Am Ausstieg in das Oberwasser setzt nochmals eine Vertical-Slot-Passage an. Dies vor allem deshalb, um die Wasserspiegelschwankungen bedingt durch das Anheben bzw. Absenken des Stauzieles auf den technischen Teil der Fischaufstiegshilfe zu beschränken.

3.4 Stauraum

Das Baulos Rückstauraum erstreckt sich auf eine Länge von 1,8 km. Der höchste Aufstau über dem Gelände beträgt ca. 1m; der Aufstau vor dem Hauptbauwerk weist eine Höhe von ca. 8 m auf. Aus hydraulischen Gründen werden zusätzlich Regulierungen in Form von Eintiefungen durchgeführt. Die Uferböschungen werden zum Teil neu geformt und mit entsprechenden Ufersicherungen versehen. Abschnittsweise werden die Stauraumböschungen mit getauchten Bermen hergestellt. Die Seitengerinne werden wo möglich auf tiefem Niveau an die Salzach angebunden.

Überall dort, wo der Aufstau der Salzach zu unzulässigen GW-Spiegelveränderungen führen könnte, werden entsprechende Untergrunddichtungen (Schmalwände) und Vorflutgerinne ausgeführt. Im Bereich von Brückenbauwerken und

Bacheinläufen werden an Stelle von Schmalwänden HDBV-Dichtungen in Form von Säulen oder Lamellen ausgeführt. Landseitig der Untergrunddichtung werden beidufrig Begleitkanäle angeordnet.

An den Ufern wird beidseits ein 3 m breiter Treppelweg angeordnet; über den Seitenzubringern werden entsprechende Brückenbauwerke hergestellt.

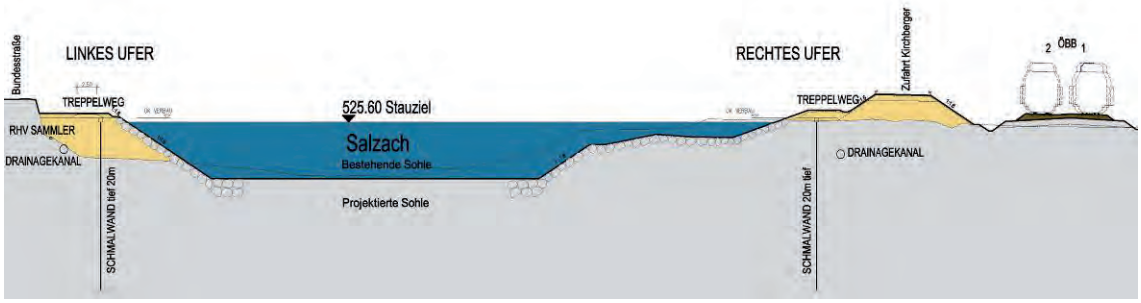


Abb. 5: Schnitt Stauraum.

3.5 Unterwasser

Die UW-Eintiefung mit einer max. Sohleintiefung von über 5 m weist eine Gesamtlänge von 2,1 km auf. Nach 1,2 km geht das natürliche Salzachgefälle in eine Steilstrecke mit ca. 4 ‰ Gefälle über.

Um möglichen Sedimentationen entgegenzuwirken, wurde das Sohlgefälle im ersten Abschnitt nach dem Wehr mit 1,5 ‰ projektiert. Damit der Fließcharakter der Salzach im Steilstreckenbereich bestmöglich erhalten bleibt, wird die Eintiefung auf tieferem Niveau mit etwas reduziertem Gefälle, aber mit der derzeitigen Sohlausformung und Strukturierung wieder hergestellt. Die Eintiefung im Flachbereich ist mit einer Regelsohlbreite von 40 m projektiert; wo möglich werden Aufweitungen und Flachwasserzonen hergestellt.

Die UW-Böschungen werden bis zu einem HQ_{30} mit einer Ufersicherung versehen. Zur zusätzlichen Strukturierung werden ca. 1 m breite Bermen auf MW- und HQ_1-Niveau hergestellt. Im Bereich der Steilstrecke verläuft die Eisenbahntrasse nahe am rechten Salzachufer. Hier wurde eine zusätzliche Böschungsstabilisierung in Form einer Bohrpfahlwand errichtet.

Das Unterwasser wird durch zwei Salzachbrücken überquert. Bei beiden Brücken wurden die Mittelpfeiler mittels HDBV-Säulen unterfangen bzw. die Widerlager gesichert.

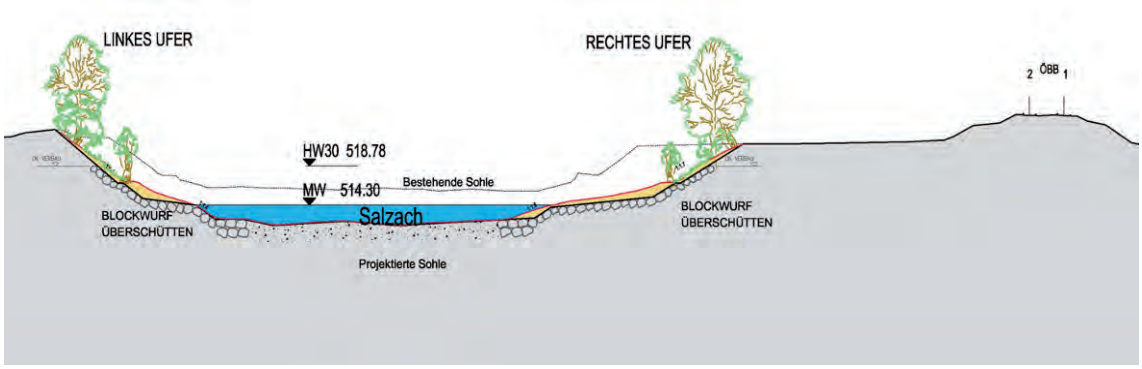


Abb. 6: Schnitt UW.

4 Baudurchführung

In der untenstehenden Tabelle (Abb. 7) sind die Hauptmassen aufgeführt:

Gesamtaushub	800.000 m^3
Überschussmaterial	650.000 m^3
Wasserbausteine	200.000 to
Konstruktionsbeton	27.700 m^3
Schalung	31.000 m^2
Bewehrung	3.000 to
Schmalwände	39.000 m^2

Abb. 7: Hauptmassen (lt. Ausschreibung).

4.1 Baugrubenumschließung

Das Hauptbauwerk wird in einer Baugrube im Trockenen im bestehenden Salzachbett errichtet, wofür eine Umleitung der Salzach während der Bauzeit erforderlich ist. Die Baugrube wird zum Umleitungsgerinne hin durch eine geankerte Längsschlitzwand abgeschlossen. Auf der Landseite wird eine rückverankerte Spundwand ausgeführt. Ober- und unterwasserseitig wird die Baugrube durch quer zum Salzachbett verlaufende Dämme geschlossen, die mittels Schmalwände abgedichtet sind.

Das Umleitungsgerinne ist für ein HQ_{30} bemessen und hat eine Regelsohlbreite von 27 m. Sohle und Böschung sind entsprechend den auftretenden Schlepp-

spannungen mit Wasserbausteinen gesichert. Gemäß dem Baufortschritt bei der UW-Eintiefung wird die Höhendifferenz im ersten Bauwinter mittels einer prov. Blocksteinsohlrampe im Anschluss an das Umleitungsgerinne überwunden. Im zweiten Bauwinter wird die Unterwassereintiefung bis ca. 400 m unterhalb des Hauptbauwerkes fertig gestellt, wobei die verbleibende Höhe ebenfalls durch eine prov. Blocksteinrampe überwunden wird. Nach Rückleitung der Salzach über die Wehranlage erfolgt die restliche Eintiefung; dieses Material dient zur Auffüllung des Umleitungsgerinnes.

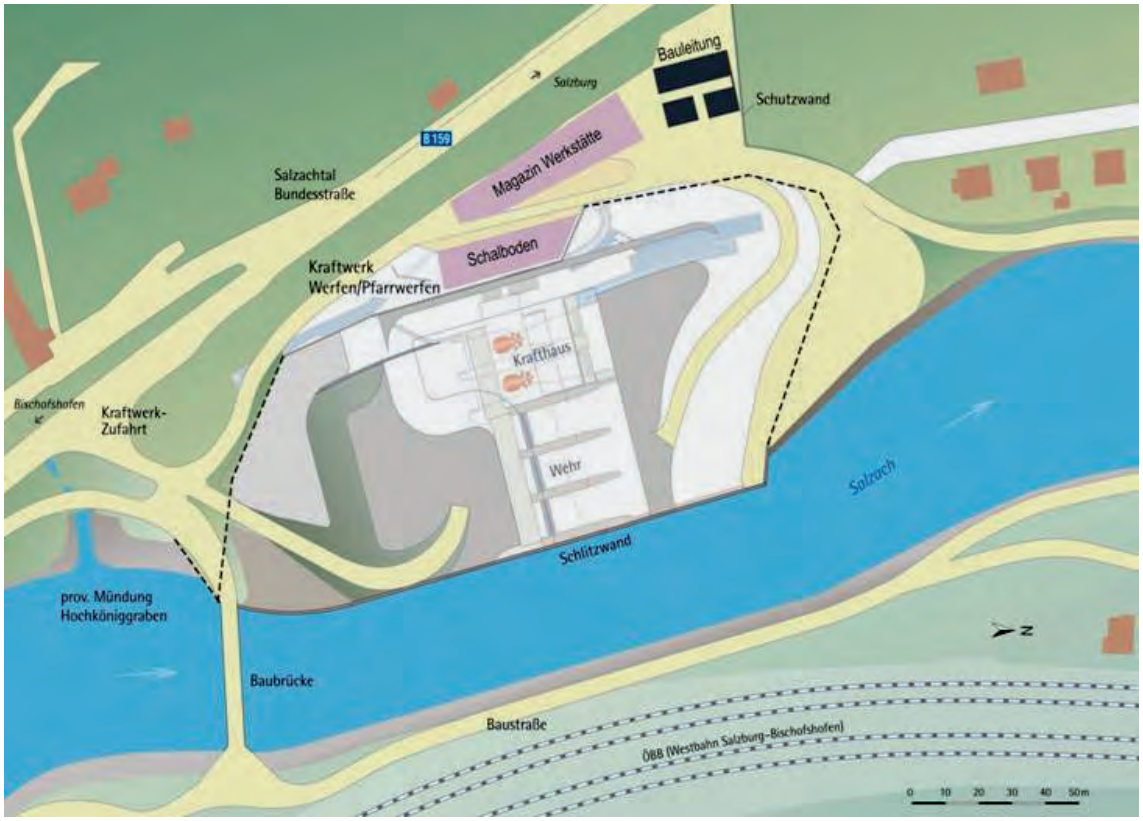


Abb. 8: Lageplan Baugrubenumschließung.

4.2 Baustellenorganisation

Für Bauinstallationen beim Hauptbauwerk stehen den ausführenden Firmen Flächen am linken Salzachufer sowie im Bereich der OW- und UW-Abschlussdämme zur Verfügung. Die Hauptbauzufahrt führt von der unmittelbar vorbeiführenden Salzachtal-Bundesstraße zur Baustelle. Das Umleitungsgerinne wird mit einer Baubrücke überspannt.

Die Abwicklung der Massentransporte im Stauraum und Unterwasser erfolgt über uferbegleitende Baustraßen im Salzachbett. Für Überschussmaterial wurden der bauausführenden Firma Deponien im Bereich der Tauernautobahn im Ausmaß von 300.000 m^3 zur Verfügung gestellt; diese dienen gleichzeitig als

Lärmschutzmaßnahme. Das restliche Aushubmaterial wird zur Weiterverwendung in die örtlichen Schottergruben verführt.

Als Massenbeton findet ein Konstruktionsbeton C 25/30, GK 45 mit 20 % Flugascheanteil Verwendung. Der Beton wird mittels Transportbetonmischer von den nahen Betonwerken herangebracht und mittels Betonpumpe eingebaut.

Die folgende Tabelle (Abb. 9) zeigt den Übersichtsterminplan:

Baubeginn	Anfang Oktober 2006
Salzachumleitung	Anfang März 2007
1. Beton	15. Mai 2007
Rohrmontage Turbinen	Juni – Juli 2008
Montage Wehrverschlüsse	Juli – August 2008
Rückleitung Salzach	15. September 2008
Hauptmontage Maschine 1	September 2008 – Februar 2009
Hauptmontage Maschine 2	Oktober 2008 – März 2009
Stauprogramm	November 2008 – Jänner 2009
Bauende	Juli 2009

Abb. 9: Übersichtsterminplan.

4.2 Öffentlichkeitsarbeit

Der Bau des Kraftwerkes im dicht besiedelten Talboden der Salzach ist für alle Beteiligten eine große Herausforderung. Im Bemühen, die Planung, den Bau und den Betrieb des Kraftwerkes stets im guten Einvernehmen mit der örtlichen Bevölkerung durchzuführen, wurde schon in der Ausschreibungsphase ein Baubeirat installiert. Diesem gehören Anrainervertreter der jeweils betroffenen Siedlungsgebiete, Fischereiberechtigte sowie Gemeindevertreter an. Der Beirat tagt in regelmäßigen Abständen und es können immer wieder für alle Beteiligten akzeptable Lösungen gefunden werden.

Weiters wurden für aktuelle Fragen zum Kraftwerksbau ein Bauombudsmann nominiert, der während der gesamten Bauphasen zur Verfügung steht. Zur In-

formation der Öffentlichkeit werden im Anlassfall Bürgerinformationsveranstaltungen durchgeführt. Außerdem findet laufend einer aktiven Pressebegleitung statt. Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass eine rechtzeitige und umfassende Öffentlichkeitsarbeit eine relativ problemlose Bauabwicklung auch in schwierigem Umfeld ermöglicht.

5 Zusammenfassung

Die komplette Ausschreibung sowie die Ausführungs – und Tragwerksplanung beim Hauptbauwerk wird von einem erfahrenen Planungsteam der Verbund - Austrian Hydro Power AG durchgeführt, wobei kleinere Planungen im E-Technikbereich von der Salzburg AG erfolgen, die auch den Betrieb führen wird. Ebenso ist die ÖBA vor Ort mit einem routinierten Bauleitungsteam der AHP besetzt. Die Ausführungsplanung beim Rückstauraum und Unterwasser sowie einige Spezialingenieurleistungen wurden zugekauft.

Insgesamt muss bei der Planung auf die teilweise schwierigen Bedingungen auf der Baustelle größtmögliche Rücksicht genommen werden. Die stetige Suche nach einfachen Lösungen bedingt auch ein großes Maß an Flexibilität und den permanenten Kontakt zur Baustelle. Nicht zuletzt deshalb sind die Arbeiten budget- und kostenmäßig im Zeitplan.

Adresse der Autoren

Ing. Arnulf Krampl
Verbund – Austrian Hydro Power A.G.
Am Hof 6a
A-1010 Wien
E-Mail: arnulf.krampl@verbund.at



Dipl.-Ing. Martin Pfisterer
Salzburg AG
Bayerhammerstraße 16
A-5020 Salzburg
E-Mail: martin.pfisterer@salzburg-ag.at

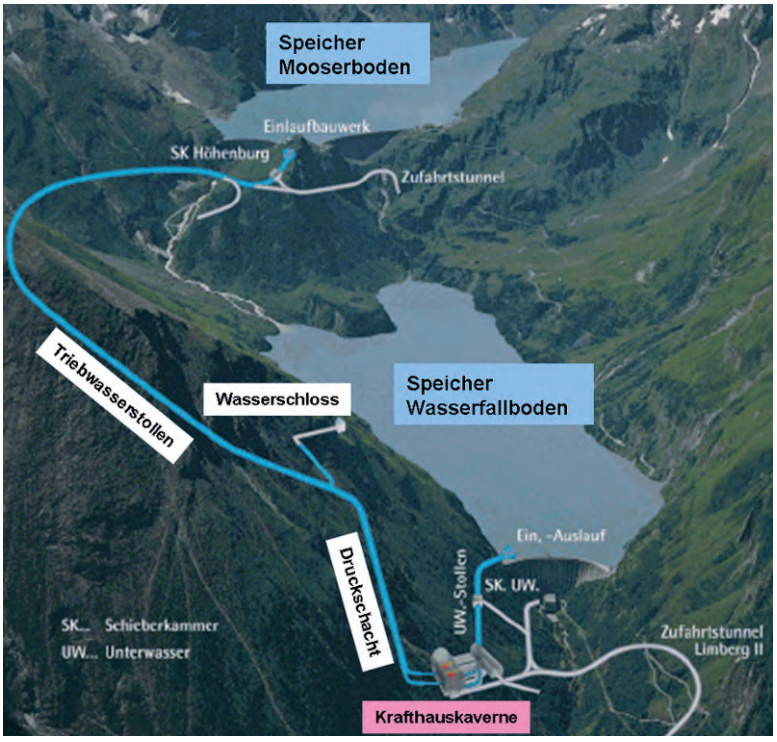


Modellversuche zur Auslegung des Wasserschlosses der Pumpspeicherkraftwerksanlage Limberg II

M. Larcher, A. Arch, H. Knoblauch, G. Heigerth, R. Klasinc, E. Wagner, P. Stering

1 Einleitung zum Thema

Das derzeit im Bau befindliche Pumpspeicherwerk Limberg II nutzt die knapp 380 m Höhendifferenz zwischen den beiden bestehenden Jahresspeichern Mooserboden und Wasserfallboden. Die neue Anlage wird parallel zum bestehenden Pumpspeicherwerk Kaprun-Oberstufe errichtet und ergänzt bzw. optimiert die bestehenden Speicherkraftwerke Kaprun. Die beiden Maschinensätze mit einer Leistung von je 240 MW im Turbinen- bzw. Pumpbetrieb erhöhen die Turbinenleistung der Speicherkraftwerke Kaprun von 353 MW auf 833 MW und die Leistungsaufnahme im Pumpbetrieb von 130 MW auf 610 MW.



Technische Daten:	
Fallhöhe:	380 m
Durchflüsse: QT Turbinen QP Pumpen	 144 m³/s 103 m³/s
Leistung:	2 x 240 MW
Maschine:	2x Pump-turbine
Länge Oberwasser	4885 m
Länge Unterwasser	580 m

Abb. 1: Übersicht Projektsgebiet Limberg II (Quelle: AHP).

1.1 Wasserschloss

Am Übergang Druckstollen – Druckschacht wird ein gedrosseltes Zweikammerwasserschloss mit durchflossener Unterkammer errichtet, wofür das Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU-Graz umfangreiche numerische und physikalische Untersuchungen vorgenommen hat. Bei dieser Konfiguration des Wasserschlosses werden die Vorteile einer durchflossenen und in den Triebwasserstollen integrierte Unterkammer (Di = 9,0 m) umgesetzt. Die einarmige Oberkammer war in ihrer Lage und Höhe vordefiniert, wodurch sich eine Länge von 190 m ergibt. Eine weitere Vorgabe war die örtliche und richtungsmässige Anordnung des Schrägschachtes (Di=5,2m) in Verlängerung des gepanzerten Druckschachtes (Di = 4,8 m). In u. a . 3 ist eine Systemskizze des geplanten Wasserschlosses dargestellt.

Kennzeichen einer in den Triebwasserweg integrierten Unterkammer gegenüber einer separierten Anordnung ist das Erfordernis eines Stationärdurchflusses im tiefsten Abschwingfall bei gleichzeitigem Turbinenbetrieb. Um einen gerade noch strömenden Freispiegeldurchfluss mit einer Wassertiefe von 4,2 m zu gewährleisten war die Sohlneigung der Kammer Richtung Druckschacht mit 0,15 % begrenzt.

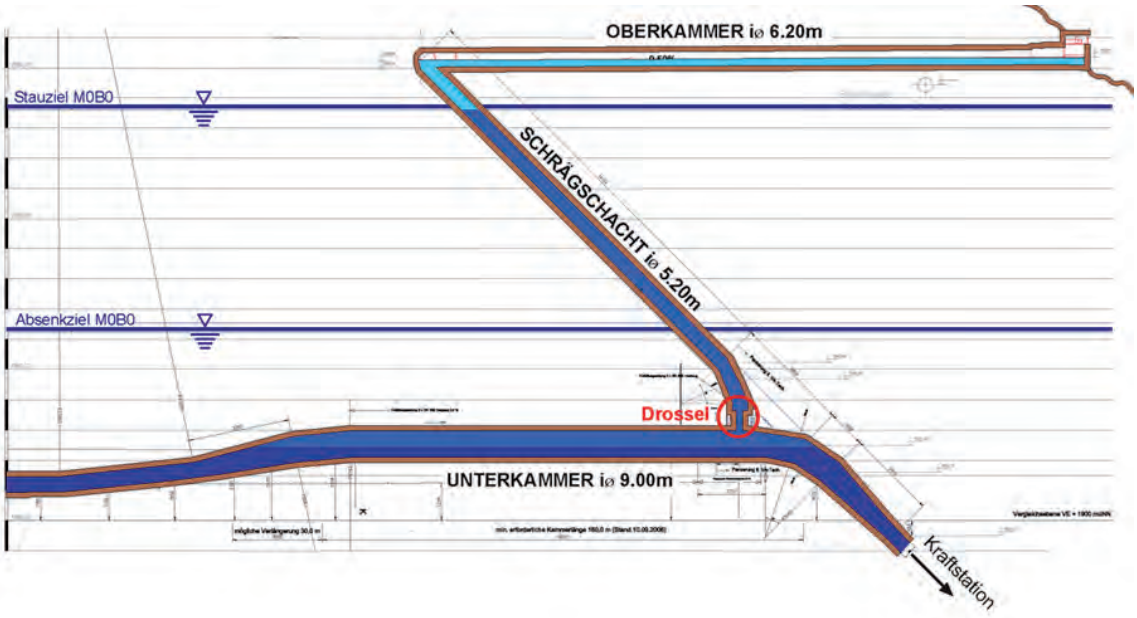


Abb. 2: Systemskizze – Längeschnitt gedrosseltes Zweikammerwasserschloss mit durchflossener und integrierter Unterkammer.

Zur Vermeidung längerfristiger Kavitation unterhalb der Drossel wurde die geringere Verlusthöhe (ca. 15 m bei *Qa*) der unsymmetrischen Drosselblende in Abschwingrichtung angesetzt. Zur Sicherstellung einer Entlüftung der Kammer

für den Dauerbetrieb wurde eine zusätzliche Entlüftungskonstruktion mit Zwischenanschlüssen vom Kammerende bis zum Steigschacht vorgesehen.

1.2 Untersuchungen der unsymmetrischen Drosselblende

Herzstück des Wasserschlosses ist eine unsymmetrische Drosselblende im Anschlussknoten zwischen Steigschacht und Unterkammer. Ein Charakteristikum der Drossel mit 2,9 m Innendurchmesser ist der konstruktiv bedingte, direkte Anschluss im Firstbereich der Unterkammer.

2 Untersuchungen der Drossel

Die Drosselform, ihre Lage sowie die Formverluste wurden mittels hybrider Modellierung zuerst 3D - numerisch (Software.:Fluent) vor untersucht und danach in einem physikalischen Modellversuch im Maßstab 1:21,8 für die maßgebenden 100% und 50% -igen Aufteilungsfälle überprüft. Die Berechnungen zeigten, dass bei einem Einstand des Drosselkragringes von 0,70 m gemessen von der Firste, eine nahezu gleichmäßige Ablösung entlang des Drosselumfanges auftritt.

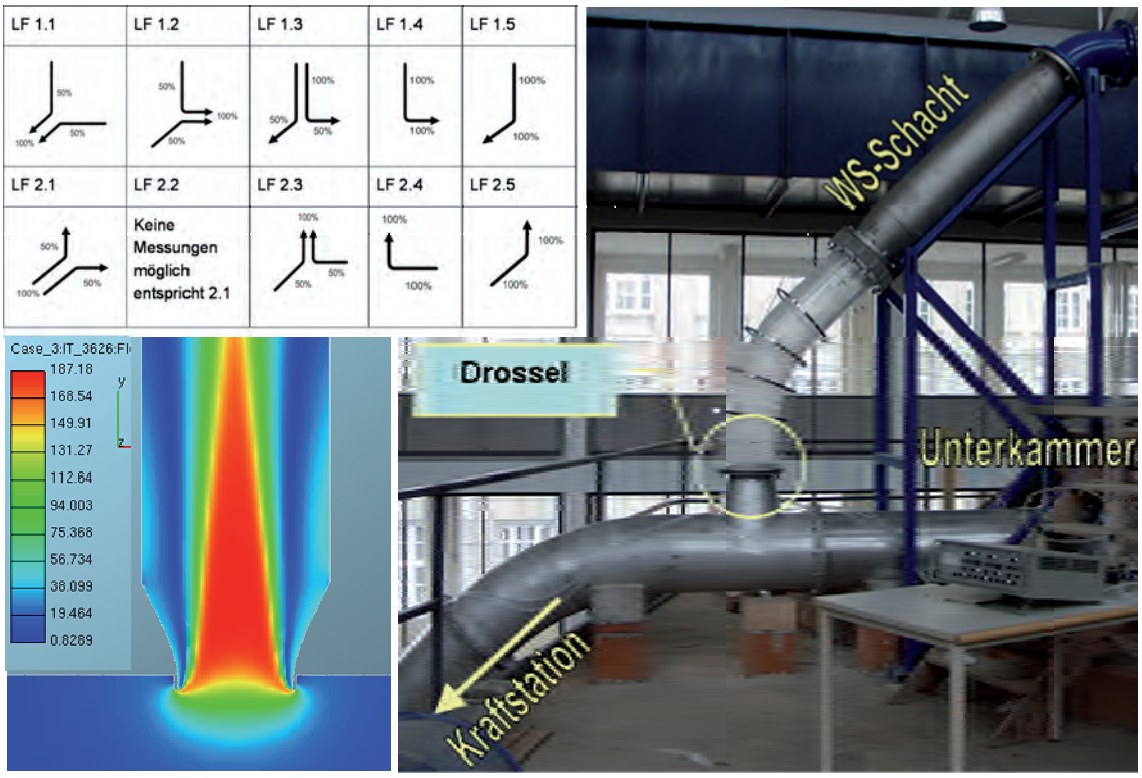


Abb. 3: Beispiel 3D - numerische Berechnung (links) – Übersicht Modellstand (rechts).

Die Modellversuche bestätigten zum einen die qualitativen Ergebnisse der numerische Berechnung und zum anderen, dass mit dieser Konfiguration ein mittleres Formverlustverhältnis zwischen Abströmen und Aufströmen von 1:2,29

erreicht wurde und somit die Ergebnisse aus der 3D-numerischen Vorberechnung um ca. 12% übertroffen werden.

Durch den Einstand des Drosselkragringes von max. ca. 0,70 m in den Lichtraum der Unterkammer sowie zur Vermeidung von Kavitation in Abströmrichtung wurden zusätzliche Be- und Entlüftungsmaßnahmen. erforderlich.

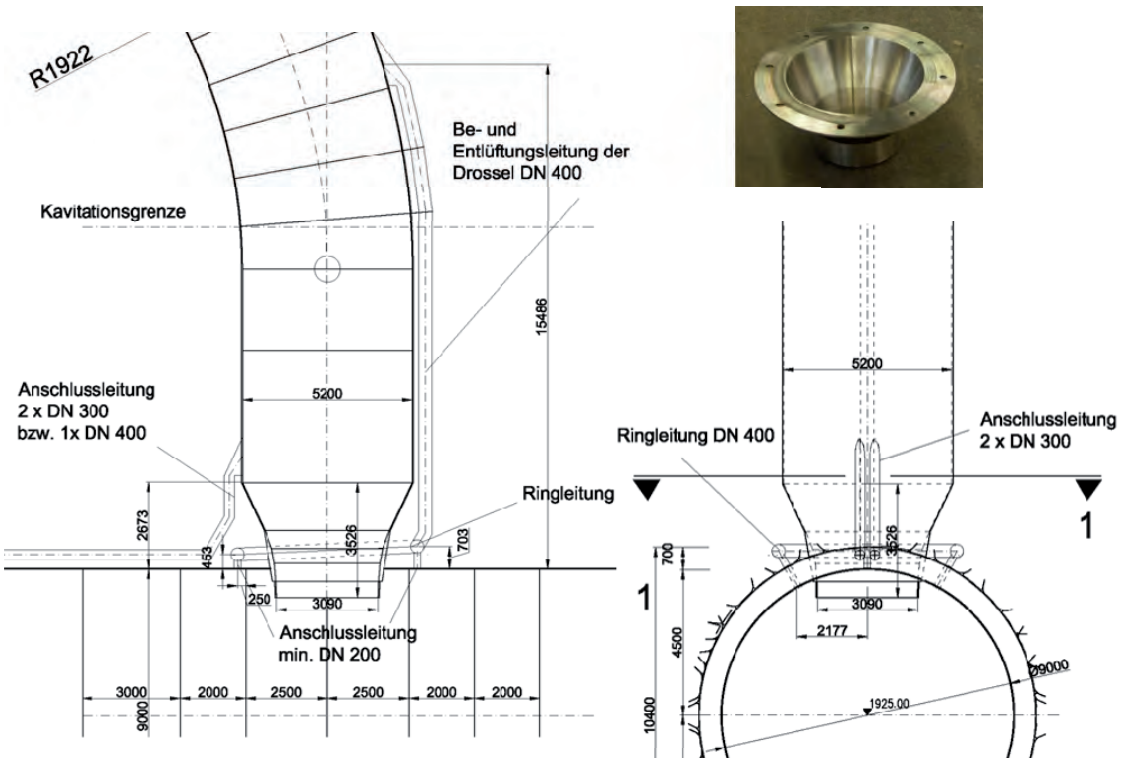


Abb. 4: Anschlussdetail der Drossel sowie der zusätzlichen Be- und Entlüftungsleitungen.

3 Vollmodell

3.1 Ziel der Untersuchungen

Die instationären Hauptuntersuchungen wurden an einem physikalischen Vollmodell des Wasserschlosses im Maßstab 1:30 durchgeführt. Die Drossel wurde unter Berücksichtigung von Maßstabseffekten aus Nirosta-Stahl angefertigt.

Folgende Fragestellungen waren zu lösen:

- Überprüfung der Funktionsfähigkeit des Wasserschlosses bei instationären Schwingungszuständen,
- Überprüfung der Drossel bei instationären Vorgängen,
- Hydraulisch-konstruktive Optimierung der Oberkammer,
- Hydraulische Überprüfung der Schwall- und Sunkvorgänge in der Unterkammer,

- Überprüfung der Be- und Entlüftungsmaßnahmen der Unterkammer.

Eine wesentliche Grundlage, neben den Erkenntnissen der Drosseluntersuchung, bildeten die Ergebnisse der 1D-numerischen Wasserschlossberechnung. Daraus wurden die Stollen- und Maschinenganglinie als Eingangsdaten der Versuche herangezogen.

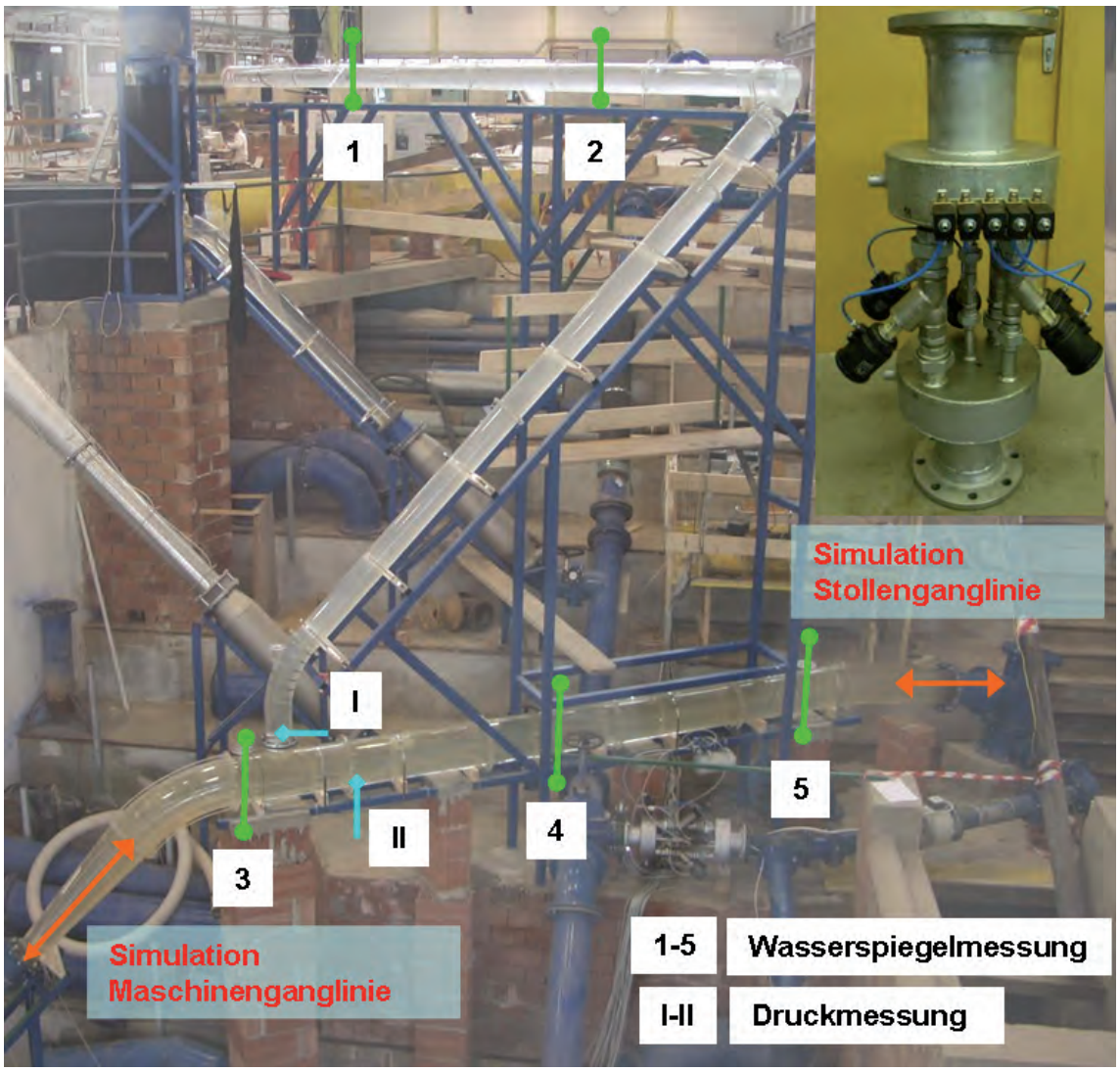


Abb. 5: Übersichtsbild des Modellstandes – Vollmodell (M= 1:30).

3.2 Modellaufbau und Messeinrichtung

Das Vollmodell im Maßstab 1:30 wurde nach dem Froudeschen Modellgesetz betrieben und überwiegend aus Plexiglas hergestellt. Die größte modelltechnische Herausforderung war die maßstäbliche Nachbildung der Stollen- und Maschinenganglinie wozu eigene Zugabegeräte entwickelt wurden. Weiters war die Automatisierung bei der Nachbildung der Lastfallzyklen aus der numerischen 1D-Berechnung ein Schwerpunkt. Als Zugabegeräte wurden je Strömungsrichtung (d.h. in Summe vier) pneumatisch geregelte Ventilgruppen - mit maximal 6

Einzelventilen - verwendet. Durch das Vorsehen unterschiedlich großer Ventile war eine ausreichende Variationsmöglichkeit zur Regulierung der Modell Zu- und Abflüsse möglich. Abb. 6 zeigt für den Fall eines Anfahrens der Pumpen einen Vergleich der gemessenen zu den berechneten Durchflussverläufen.

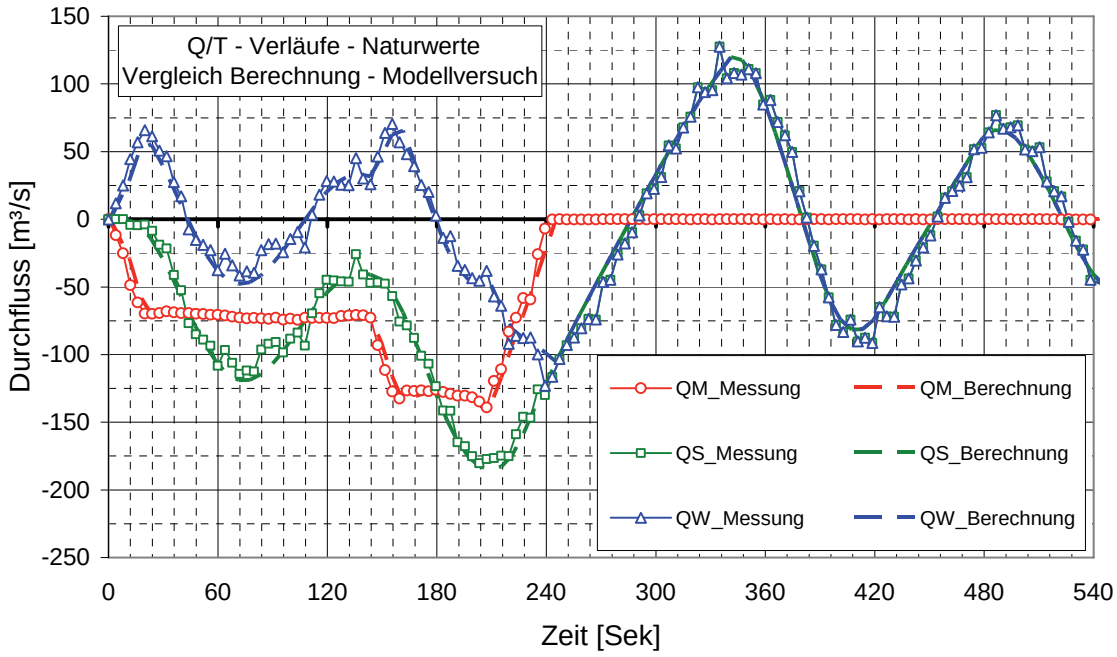


Abb. 6: Ventilgruppe (links) sowie Durchflussganglinien Berechnung / Modell (rechts).

Hauptaugenmerk bei der messtechnischen Erfassung siehe (Abb. 5) der instationären Vorgänge wurde auf die Messung der Spiegelbewegungen in den Kammern gelegt. Gemessen wurden:

- die Spiegelhöhen in der Unterkammer an drei Stellen mittels potentiometrischen Sonden (3 – 5),
- die Spiegelhöhen in der Oberkammer an zwei Stellen mittels Ultraschall (1 - 2),
- die Spiegelhöhen im Schacht sowie die Druckhöhe in der Unterkammer mittels Direktdruckaufnehmer (I - II),
- die Durchflüsse der Stollen und der Maschinenganglinie jeweils mittels induktiven Durchflussmesser (DN 150).

3.3 Schwall- und Sunkerscheinungen in der Unterkammer

In u.a. Abb. 7 sind die Spiegelverläufe eines Lastfalles aus der 1D – numerischen Berechnung und im Modell dargestellt. In der Berechung wurden keine instationären Schwall- und Sunkvorgänge berücksichtigt, wodurch die örtlichen Differenzen zum Modellversuch zu erklären sind.

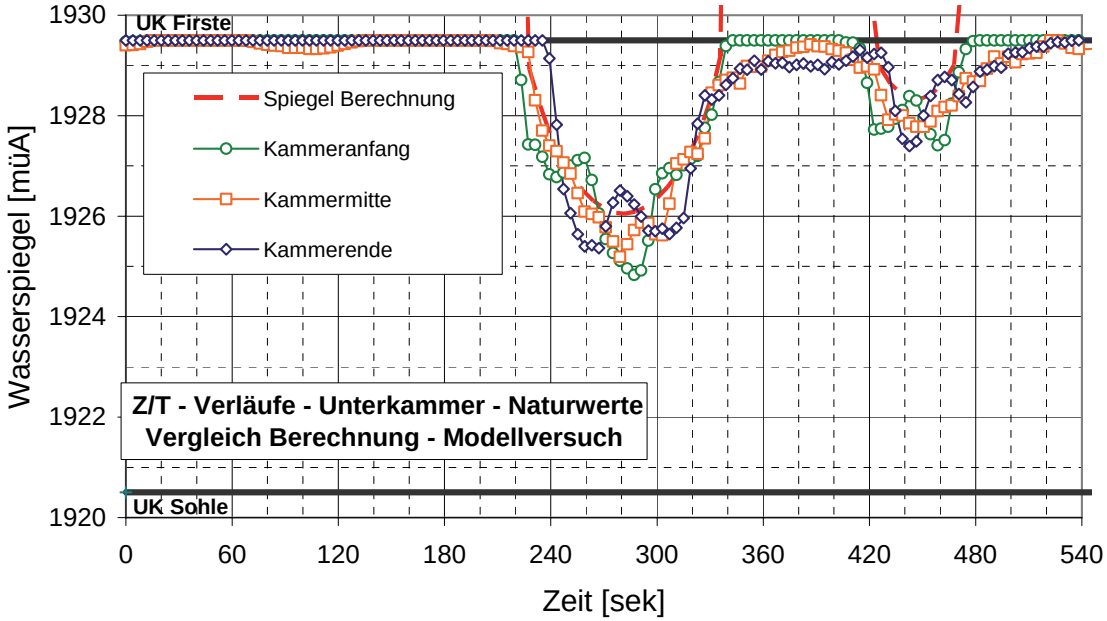


Abb. 7: Beispiel Lastfall Pumpenstart (Abb. 6): Spiegelhöhenverlauf in der Unterkammer.

3.4 Entleerungsverhalten der Oberkammer

Wie die Ergebnisse der 1D-numerischen Wasserschlossberechnung zeigten, war die Dauer des Entleerungsvorganges der ursprünglichen Oberkammer bei Extremlastfällen länger als die Zeitspanne vom Abreissen der Wassersäule im Steigschacht bis zum Wiederbefüllen der Oberkammer. Dies konnte gleich zu Beginn der Untersuchungen am Modell bestätigt werden und hatte negative Auswirkungen:

- auf das erforderliche Gesamtvolumen der Oberkammer,
- auf einen zusätzlichen massiven Lufteintrag in der Unterkammer bei Zwischenspiegelständen,
- auf eine Behinderung des Freispiegelabflusses in der Unterkammer.

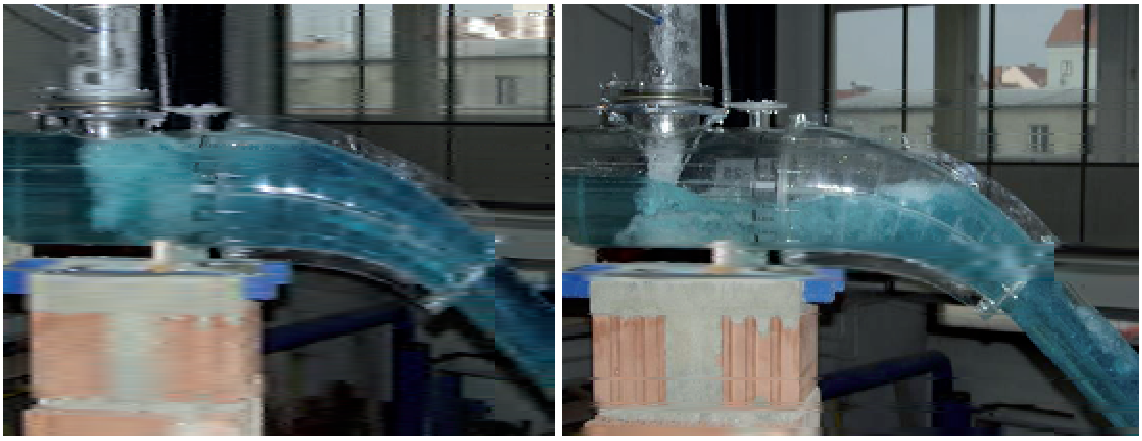


Abb. 8: Lufteintrag am Übergang zum Druckschacht bei hohem (links) und tiefem (rechts) Freispiegelabfluss zu den Turbinen.

Ein wesentlicher Grund dafür war die „Schlankheit“ der knapp 190 m langen Oberkammer mit einem durchgängigen Hufeisenprofil (B = 6,2 m) und 0,5% Neigung. Eine „Schwachstelle“ war die lange Wellenlaufzeit des Füllschwalles bis zur Reflexion am Ende der Kammer und wieder zurück. Weiters zeigte sich, dass bei max. Füllvorgängen der Oberkammer diese im hinteren Bereich verschließt, was in weiterer Folge beim Belüftungsbauwerk zu teilweisem Wasseraustritt, in pulsationsartigen Schüben, führt. Als Maßnahmenpaket wurden folgende Änderungen in der Konzeption der Kammer vorgeschlagen:

- Erhöhung der Sohlneigung von 0,5% auf 1%,
- Vertiefung der Sohle im vorderen Bereich (ca. 100 m) um 2,0 m zur früheren Schwallreflexion bei Zwischenspiegellagen,
- Vorsehen von Einbauten (2 x Staubalken) im hinteren Bereich der Kammer zur Vermeidung des Wasseraustritts.

Durch die Vergrößerung des Kammerquerschnitts im vorderen Bereich der Oberkammer bis auf eine maximale Innenhöhe von 8,0 m wurde das max. Entleerungsvermögen erhöht. Des Weiteren zeigten auch interne Untersuchungen an kreisrunden Rohren, dass durch eine Anhebung der Kammersohlneigung von 0,5% auf 1% eine Verkürzung der Entleerungsdauer um 50% erzielbar ist. Durch die beschriebenen Maßnahmen wurde im Modell eine nahezu optimale Dauer des Entleerungsvorganges und somit Einsparungen am erforderlichen Volumens der Oberkammer erzielt. Die u.a Abb. 9 zeigt die gute Übereinstimmung der gemessenen Spiegelbewegungen im Modell im Vergleich zur numerischen Berechnung.

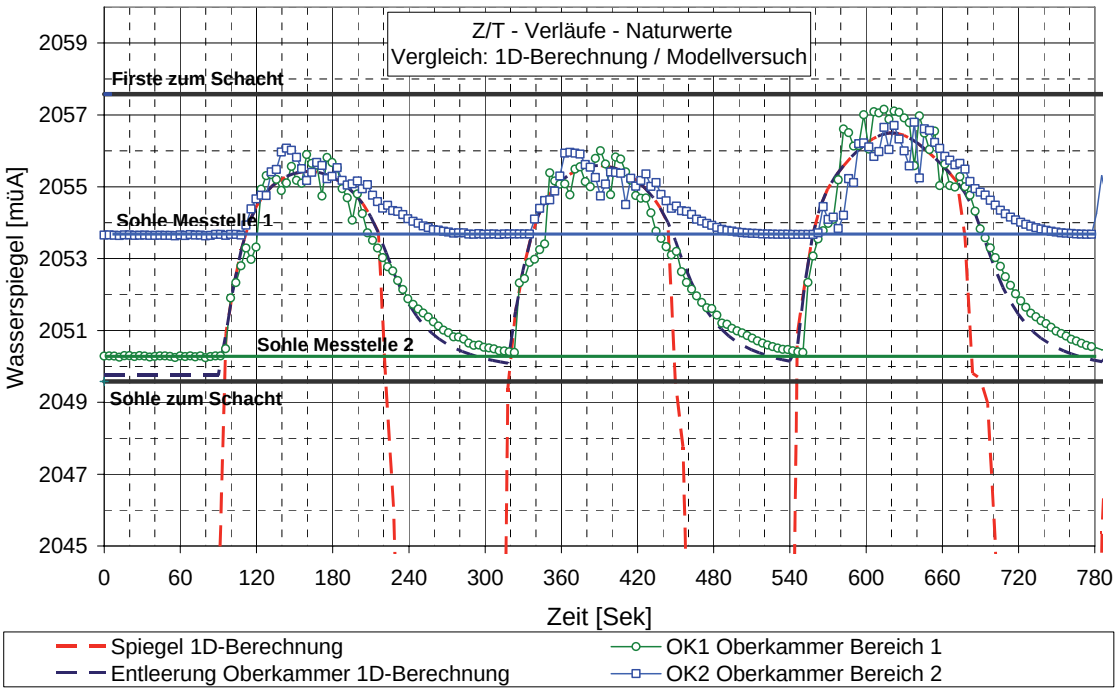


Abb. 9: Beispiel Lastfall Füllung der Oberkammer : Spiegelhöhenverlauf in der Oberkammer.

In den nachfolgenden angeführten Abbildungen sind die wesentlichen Zwischenzustände bei der Füllung der Oberkammer dargestellt.

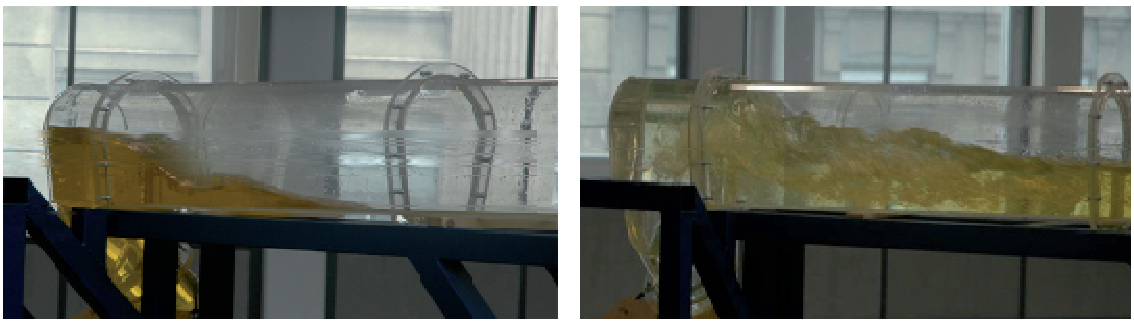


Abb. 10: Füllvorgang der modifizierten Oberkammer (links) – Kammeranfang im Extremfall (rechts).

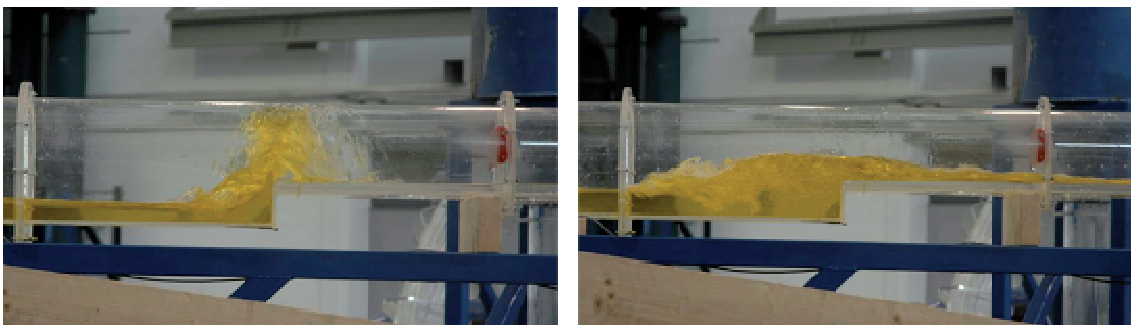


Abb. 11: Füllvorgang der modifizierten Oberkammer (links) – Erstreflexion in der Mitte der Kammer (rechts).

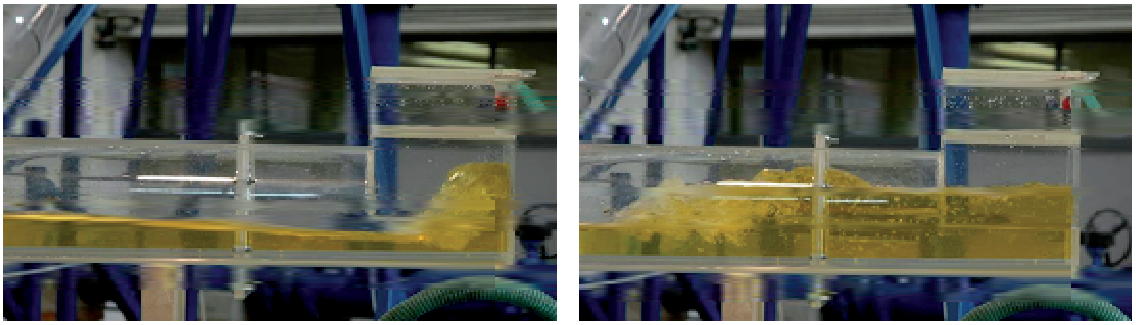


Abb. 12: Füllvorgang der modifizierten Oberkammer – Reflexion am Ende der Kammer.

Durch das Vorsehen von zwei zusätzlichen Staubalken in den 1/3 Drittelpunkten des hinteren Kammerbereiches konnte ein Wasseraustritt verhindert werden.

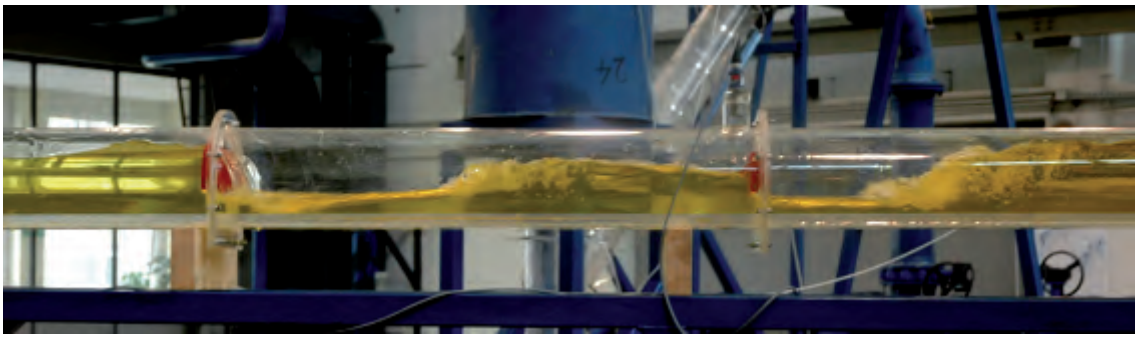


Abb. 13: Füllvorgang der modifizierten Oberkammer – Hinterer Bereich mit Staubalken.

Die Erkenntnisse aus den Modelluntersuchungen wurden wiederum für die endgültige Dimensionierung des Wasserschlosses herangezogen.

4 Zusammenfassung

In diesem Beitrag wurden die Ergebnisse von umfangreichen Modelluntersuchungen des Wasserschlosses der Pumpspeicheranlage Limberg II vorgestellt. In der ersten Phase der Untersuchung erfolgte eine hybride Modellierung und Optimierung der unsymmetrischen Drosselblende. Im Rahmen der Überprüfung der Funktionsfähigkeit in einem Vollmodell des Wasserschlosses wurden baulich-konstruktive Maßnahmen zur Verbesserung des Entleerungsverhaltens der Oberkammer sowie zur Verringerung der Gefahr eines Lufteintrages in der Unterkammer notwendig. Die vorgestellten Maßnahmen trugen einen wesentlichen Beitrag im Zuge der weiteren Optimierung des Gesamtsystems bei.

Referenzen

Hager, W.H. (1983): Die vereinfachte Berechnung von Entleerungsvorgängen in Freispiegelkanälen; Österreichische Wasserwirtschaft 35 (3/4) Seiten 67-73.

Hager, W.H. (1984): Abflusserscheinungen bei der Entleerung von Kanälen; Österreichische Wasserwirtschaft 36 (3/4) Seiten 48-54.

Altan Sakarya, B; Aydin, I; Ger A. (2004): Combined-free flow over weirs and below gates; Journal of Hydraulic Research 42 (5), Seiten 557-560.

Carstanjen, M. (2007): Entleerungsverhalten von schlanken Schwallkammern. Diplomarbeit am Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU Graz.

Adresse der Autoren

Dipl.-Ing. Markus Larcher
Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft
Technische Universität Graz
A-8010 Graz
E-Mail: Larcher@tugraz.at



Ass. Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Helmut Knoblauch
Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft
Technische Universität Graz
A-8010 Graz
E-Mail: helmut.knoblauch@tugraz.at



Dipl.-Ing. Dr. techn. Arch Alexander
Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft
Technische Universität Graz
A-8010 Graz
E-Mail: alexander.arch@TUGraz.at



Em. Univ. Prof. Dipl.- Ing. Dr. techn. Günther Heigerth
Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft
Technische Universität Graz
A-8010 Graz
E-Mail: heigerth@tugraz.at



Ao. Prof. Dipl.- Ing. Dr. techn. Roman Klasinc
Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft
Technische Universität Graz
A-8010 Graz
E-Mail: roman.klasinc@TUGraz.at



Dipl.- Ing. Erich Wagner
VERBUND-Austrian Hydro Power AG
A-5620 Schwarzach
E-Mail: erich.wagner@verbund.at

Dipl.-Ing. Paul Stering
VERBUND-Austrian Hydro Power AG
A-9500 Villach
E-Mail: paul.stering@verbund.at



Kopswerk II, Wasserführung, hydraulisches Design und transiente Vorgänge

R. Mader, G. Gökler

1 Die Wasserführung des Kopswerkes II

Die Wasserführung des Pumpspeicherwerkes Kops II hat im Oberwasser unmittelbar nach der Sperrkammer Kops einen vertikalen Entlastungsschacht Ø 3,0 m mit Überlaufbauwerk in den Kopssee. An den ca. 5000 m langen mit Volltübbingauskleidung versehenen Versalstollen II Ø 4,9 m schließt das gedrosselte Zweikammerwasserschloss Außertafamunt an. Die untere Kammer des Wasserschlosses Außertafamunt hat zwei Anschlüsse zum gepanzerten Teil des Versalstollens II (Drossel 1 und Drossel 2) und ein Volumen von ca. 10000 m³. Sie endet bei der belüfteten Drossel 3. Der anschließende ca. 185 m lange Schrägschacht führt in die obere Kammer, deren Volumen ca. 7000 m³ und deren Durchmesser Ø 6,2 m beträgt. Der ca. 1200 m lange gepanzerte Kraftabstieg vom Wasserschloss in die Kaverne hat einen Durchmesser von Ø 3,8 m und endet mit der 3-strängigen Hochdruckverteilrohrleitung. Die Turbinenzuleitungen führen das Wasser den Peltonturbinen zu, wobei jeweils die von der Pumpe kommende Pumpensteigleitung mittels T-Stück in die Turbinenzuleitung einbindet. Die Druckluftkammern schließen unmittelbar an die Turbinengehäuse an. Ein Verbindungsstollen schließt die 3 Druckluftkammern wasserseitig zusammen. In weiterer Folge ist das Kammerwasserschloss Gufel angeordnet, hinter dem die Pumpenzulaufleitung beginnt. Die Unterwasserführung unterdükert den Umschließungsdamm des Beckens und endet im Auslaufbauwerk Rifa.

1.1 Betriebsarten

Neben Stillstand und Phasenschieben können Turbinen-, Pump- und Regelpumpbetrieb gefahren werden. Im Regelpumpbetrieb ist der Generator am Netz, die Zahnkupplung eingerückt, der Wandler entleert, das Wandlerleitrad geschlossen und die Pumpe im Betrieb. Gleichzeitig ist die Turbine in Betrieb. Um den Turbinenregler als Leistungsregler für die variable Pumpenenergie einzusetzen, muss der Leistungsistwert und der Leistungssollwert in eine für den Turbinenregler umsetzbare Form gebracht werden.

1.2 Betriebsübergänge und Betriebsziele

Die Betriebsziele können durch die oben genannten Betriebsarten realisiert werden. Unter Pumpentakten (PUTU) wird das selbständige Zu- und Abschalten der Pumpe durch das vom Stromabnehmer bereitgestellte Leistungssollwertsignal verstanden. Die möglichen Betriebsübergänge sind in Abb. 1 durch Pfeile dargestellt.

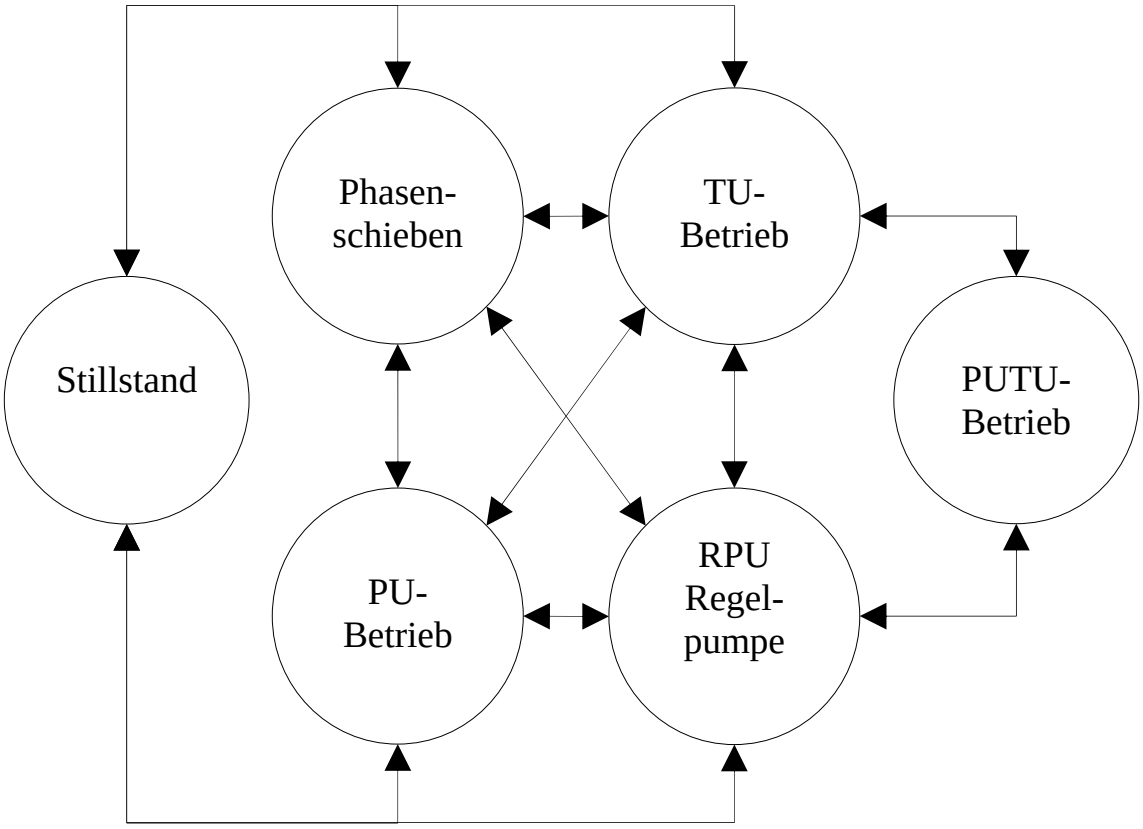


Abb. 1: Betriebsziele und Betriebsübergänge.

Diese Betriebsübergänge können von der Anfahr-Stillsetzautomatik AS eingeleitet werden. Von der Automatik eingeleitete Umsteuervorgänge stellen für den Maschinensatz die schonendste Art des Überganges dar. Die Automatik leitet die einzelnen Schritte selbsttätig ein und überwacht diese über Kriterien und Rückmeldungen. Aus den Automatikabläufen ergibt sich somit eine zeitliche Staffelung der Stellbewegungen der Düsennadeln und der Kugelschieber.

Umsteuervorgänge, hervorgerufen durch den Schutz, werden Schutzauslösungen genannt. Diese laufen teilweise parallel und direkt unter Umgehung der Automatik ab. Sie sind relativ seltene Ereignisse und führen im Allgemeinen zum Schließen der Absperrorgane. Neben dem Maschinenschutz gibt es auch einen Kraftwerksschutz, bei dessen Betätigung alle Absperrorgane schließen.

2 Schwingungscharakteristik

Die dynamischen Innendrücke der Wasserführung sowie die Spiegelschwankungen in den Wasserschlössern von Kops II gehen auf die Stellbewegungen der Absperrorgane, der Düsennadeln sowie auf das transiente Verhalten der Pumpen zurück. Von der Charakteristik her kann man zwei Schwingungsarten unterscheiden:

2.1 Massenschwingungen, Wasserschlossschwingung

Wasserschlossschwingungen sind Massenschwingungen, deren Schwingdauer, von den anregenden Frequenzen (zyklischen Stellbewegungen z.B. der Düsennadeln) abhängt. Sind die Absperrorgane in der Kaverne geschlossen, so führt das System gedämpfte Eigenschwingungen aus.

Es sind drei Eigenfrequenzen der Oberwasserführung (Entlastungsschacht, Wasserschloss Außertafamunt und gekoppelte Schwingung) und zwei Eigenfrequenzen in der Unterwasserführung (Wasserschloss Gufel, Druckluftwasserschlösser) maßgebend. Die Eigenfrequenzen der Unterwasserführung hängen natürlich vom Ruhepegel im DWS, dem Polytropenexponent der eingeschlossenen Druckluft und vom Pegel im Rifabecken ab, jedoch liegen die beiden Eigenfrequenzen nahe beieinander.

Da die unteren und oberen Kammern der Wasserschlösser eine Amplitudenbegrenzung der Schwingungen hervorrufen, sind die Massenschwingungen, soferne es sich um große Bewegungen handelt, von stark nichtlinearem Charakter. Die Schwingdauer in der Oberwasserführung hängt daher sehr stark von der Größe der Laständerungen ab und kann bis zu 500 s erreichen. Die Pegelstände in den Becken definieren die Schwingungsmittelebene und bestimmen damit den Füllgrad der Kammern. Der größte Einfluss ist durch die Höhenlage und Volumina der Kammern gegeben.

2.2 Druckstosserscheinungen

Die auf die Kompressibilität des Wassers und die Verformbarkeit der Panzerung und Stollenwandung zurückgehenden, schnellen Innendruckänderungen hängen unmittelbar mit den Laufzeiten der Druckwellen zusammen. Demnach ergeben sich hier Schwingfrequenzen im Druckschacht Außertafamunt in der Größenordnung von ca. 0,415 sec^{-1}. Diese Schwingerscheinungen treten besonders bei den verschiedenen Betriebsübergängen auf. Sie stellen für die in Krafthausnähe befindlichen Anlageteile einen wesentlichen Anteil der Lastkollektive dar. In der Unterwasserführung können diese schnellen Druckänderungen nur in der Pumpenzulaufleitung beobachtet werden.

3 Lastfälle

3.1 Lastfallkategorien

Es werden die Lastfälle in eine der drei unten erwähnten Kategorien eingeteilt. Jede Kategorie wird, was die stahlbaulichen Anlageteile betrifft, mit einem bestimmten Sicherheitskoeffizient versehen, der noch vom Primär- oder Sekundärspannungszustand abhängt. Die Kategorien sind:

Betriebslastfälle:

- Sämtliche im Betrieb im Rahmen der Automatikabläufe und des Schutzes ablaufenden Steuerungs- und Regelungsabläufe, bei denen keine Steuerungsdefekte und eine beschränkte Wiederholfrequenz auftritt.

Ausnahmelastfälle:

- Lastfälle, bei denen ein oder mehrere Steuerungsdefekte auftreten.

Katastrophenlastfälle:

- Bruch mit Wasseraustritten.
    - Ausfall eines oder mehrerer Steuervorgänge (Komponenten) bzw. nicht vorgesehene Schaltvorgänge, die zu außergewöhnlich hohen Lasten führen.

Wegen der Komplexität und der Vielzahl der durchgerechneten Lastfälle, werden in diesem Artikel nur die wesentlichsten **Betriebslastfälle** erläutert. Die Stellbewegungen der Absperrorgane werden von alle 3 Maschinensätzen gleichzeitig ausgeführt.

4 Bemessungslastfälle für die Wasserschlösser

Bemessungslastfälle dienen dem Nachweis, dass die zu erwartenden extremen Werte der Spiegelschwankungen, Innendrücke, Durchflüsse etc. die Bemessungswerte nicht überschreiten.

4.1 Bemessungslastfälle für das Wasserschloss Außertafamunt

Nach erfolgter Aufschwingung sollte das Restvolumen der oberen Kammer noch ca. 1400 m³ betragen, damit auch für Schwall noch genügend Platz vorhanden ist. Für die untere Kammer ist lediglich 500 m³ Reservevolumen erforderlich. Im Folgenden sind die Bemessungslastfälle für die Kammern und Drosseln aufgelistet:

- Obere Kammer, Volumen: Zyklisches Pumpentakten ZPUTU + Umsteuern auf Pumpbetrieb bei Überlauf Kopssee 1812,07 m ü. Meer,

- Untere Kammer, Volumen: Zyklischer Regelpumpbetrieb ZRPU + Umsteuern auf TU-Betrieb bei Pegel Kopssee 1741,58 m ü. Meer,
- Untere Kammer, Volumen: Zyklischer TU-Betrieb bei Absenkziel Kopssee 1730,285 m ü. Meer,
- Drossel 3, max. Druckdifferenz in Aufströmrichtung = 65mWS: Zyklisches Pumpentakten ZPUTU + Umsteuern auf PU-Betrieb bei Pegel Kopssee 1777,00 m ü. Meer [/4/],
- Drossel 3, max. Druckdifferenz in Abströmrichtung = 120mWS: Zyklisches Pumpentakten ZPUTU + Umsteuern auf TU-Betrieb bei Pegel Kopssee 1777,00 m ü. Meer [/4/],
- Drossel 1 und 2, max. Innendruck = 200mWS: Zyklisches Pumpentakten ZPUTU + Umsteuern auf PU-Betrieb bei Überlauf Kopssee 1812,07 m ü. Meer.

Aus der Abb. 2 sind die Zeitverläufe für Innendruck, Druckdifferenz und Durchfluss der Drossel 3 ersichtlich.

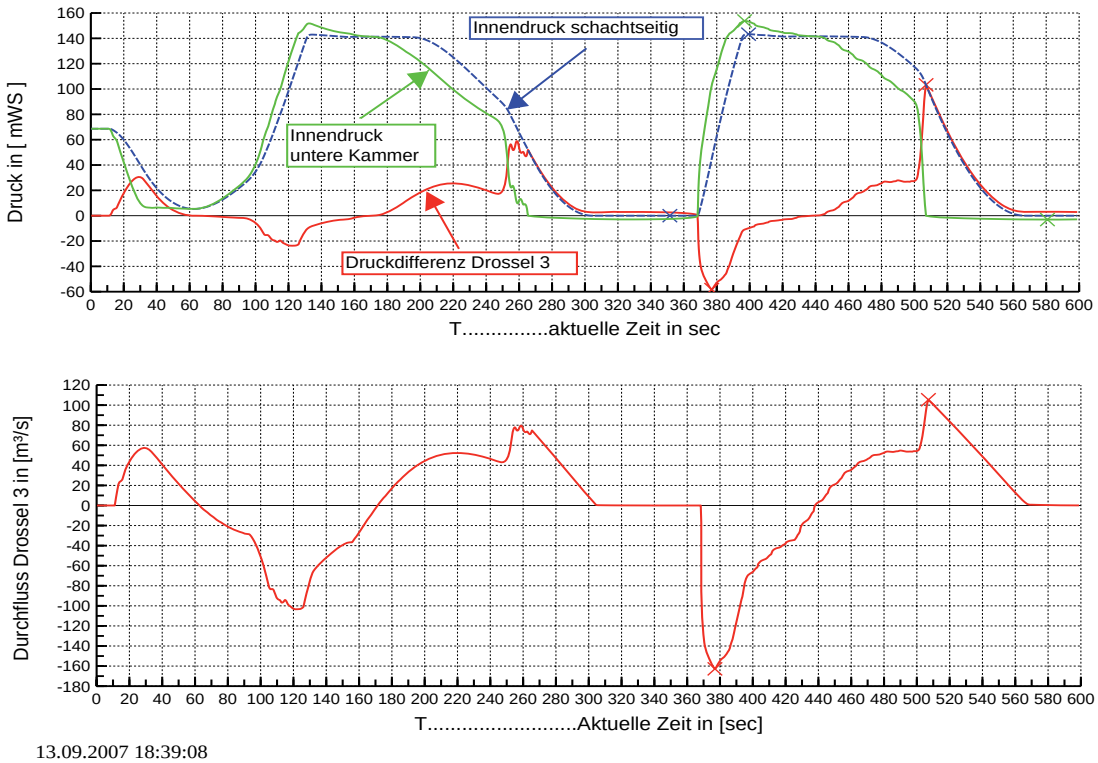


Abb. 2: ZPUTU + Umsteuern auf TU-Betrieb, Energiehöhen Wasserschloss Aussertafamunt.

4.2 Bemessungslastfälle für die DWS und das Wasserschloss Gufel

Es bestand die Forderung, dass die Wasserschlösser der Unterwasserführung (WS Gufel und DWS) für freie Betriebsführung auszulegen sind. Die Randbedingungen dazu sind:

- Die Pegel des Rifabeckens bleiben innerhalb der Grenzen 1007,15 bis 993,09 m ü. Meer.
- Der Ruhepegel in den DWS bleibt in den Grenzen 986,00 bis 988,00 m ü. Meer.

4.3 Voruntersuchungen zur Wahl der Bemessungslastfälle

Da das Pumpentakten die größten Durchflussänderungen in den Wasserführungen hervorruft, wurde dieses als Ausgangspunkt für die Wahl der Bemessungslastfälle angesetzt. Wie aus der Abb. 3 ersichtlich ist, folgt bei dieser Betriebsweise das simultane Bewegen der Düsennadeln und der Pumpenkugelschieber und somit die schnellstmöglichen Umsteuervorgänge der Maschinen am Netz. Trägt man über den Variablen TUB und PUB die Extremwerte der Zustandsgrößen auf, so erhält man z. B. die in Abb. 4 dargestellte Fläche für den maximalen Luftdruck.

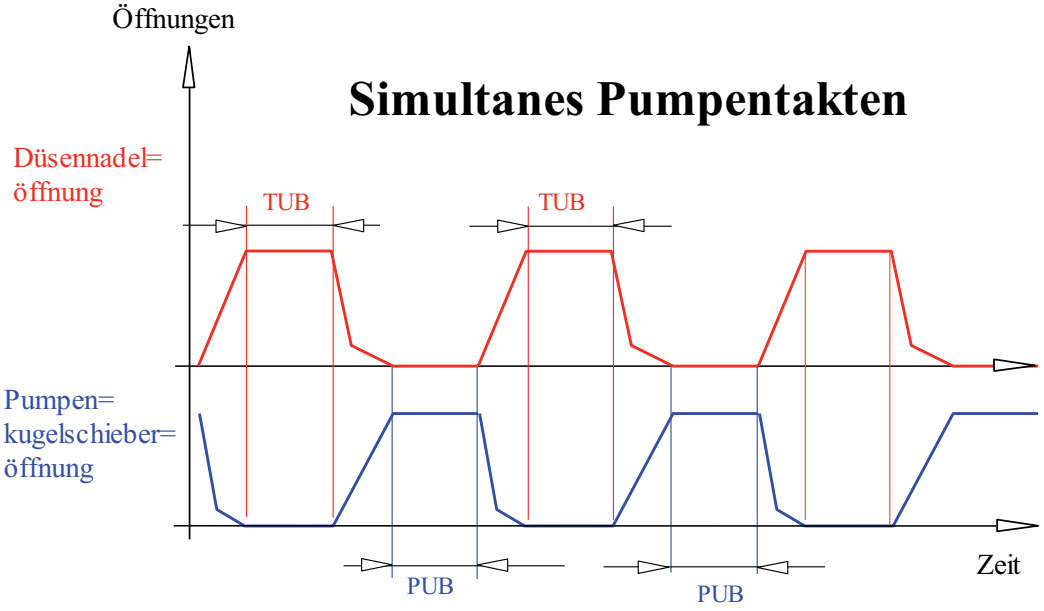


Abb. 3: Simultanes Pumpentakten, Düsennadel- und Pumpenkugelschieberöffnungen.

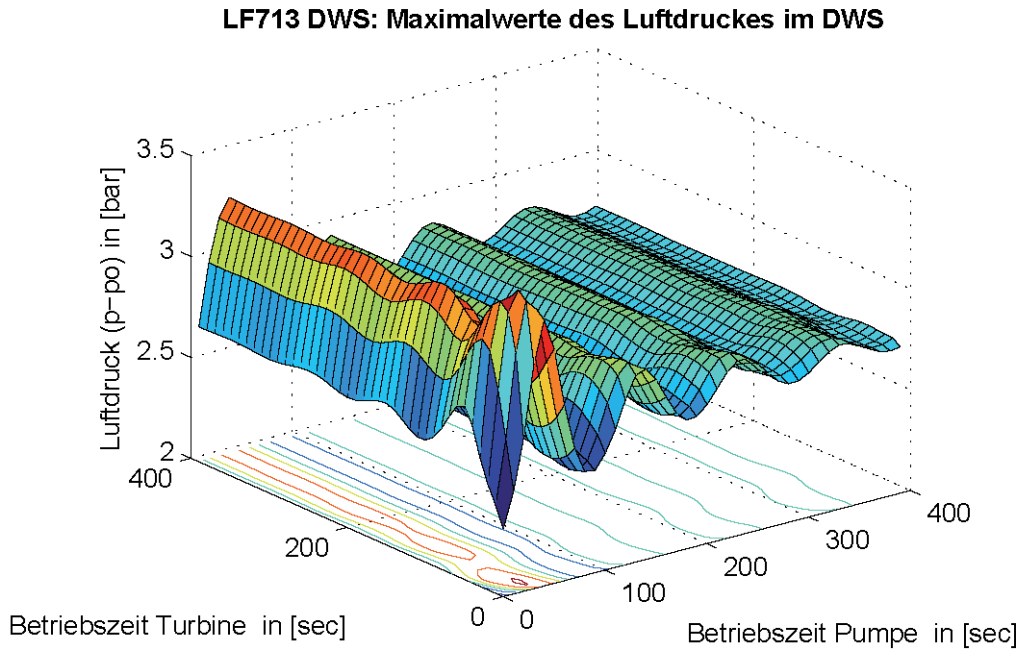


Abb. 4: Simultanes Pumpentakten, maximaler Luftdruck im DWS.

Die Zustandsgrößen Luftdruck, Spiegelschwankungen sowie die Durchflüsse zeigen weitgehend ähnliche Struktur:

- Das absolute Maximum und Minimum liegt im Bereich TUB=0-50 sec und PUB=0-50 sec.
- Die Maxima und Minima liegen auf einer Parallelen zu einer Betriebszeitachse.
- Bei großen Werten der Betriebszeiten TUB und PUB werden die Extremalwertflächen immer glatter. Dies resultiert im Wesentlichen daraus, dass es sich nur noch um Einzelschaltfälle handelt.
- Die Welligkeit der Flächen hängt vom Pegel Rifa und dem DWS-Ruhepegel ab.
- Minima- und Maximaflächen weisen jeweils um 90° verdrehte Wellenkämme auf.

4.4 Bemessungslastfälle für die Druckluftkammern

Aus den Voruntersuchungen wurden folgende Betriebslastfälle als bemessungswirksam erkannt:

- DWS, maximale Aufschwingung muss unter 989,20 m ü. Meer bleiben: Zyklisches simultanes Pumpentakten ZSPUTU + NOTAUS, Pegel Rifa 993,09 m ü. Meer, n=1, ZDWS=988,00 m ü. Meer.

- DWS, maximaler Luftdruck muss unter 4,5 bar bleiben: Zyklisches simultanes Pumpentakten ZSPUTU + Abstellen aus TU-Betrieb, Pegel Rifa 1007,15 m ü. Meer, n=1,4, ZDWS=988,00 m ü. Meer.
- DWS, die minimale Spiegellage darf 984,50 m ü. Meer nicht unterschreiten: Zyklisches simultanes Pumpentakten ZSPUTU + Übergang in TU-Betrieb, Pegel Rifa 993,09 m ü. Meer, n=1, ZDWS=986,00 m ü. Meer.

4.5 Bemessungslastfälle für das Wasserschloss GUFEL

Um ein Überlaufen des Wasserschlosses sicher zu vermeiden, wurde folgender Betriebslastfall definiert:

- **WS Gufel, maximale Aufschwingung muss unter 1015,35 m ü. Meer bleiben:** Zyklisches simultanes Pumpentakten ZSPUTU + Übergang in TU-Betrieb, Pegel Rifa 1007,15 m ü. Meer, n=1, ZDWS=986,00 m ü. Meer.

Das Design des WS Gufel erforderte eine Abstimmung der Größe der unteren Kammer auf jene der DWS. So konnte damit ein zu tiefes Abschwingen des DWS verhindert werden. Die am Fußpunkt des WS Gufel eingebaute Drossel entzieht der Schwingung Energie und dämpft die Amplituden im DWS und im WS Gufel. Die Festlegung des Drosselbeiwertes war eine Optimierungsaufgabe, denn ein zu hoher Drosselwert bedeutet ein zu hohes Aufschwingen im DWS und ein zu niedriger Wert ein Überschwingen im WS Gufel. Die maximale Aufschwingung im DWS musste nach der Forderung des Turbinenherstellers [List, 2006] einen minimalen Freihang zu den Laufrädern von 2,8 m einhalten. Die Simulationsrechnungen für die Unterwasserführung wurden anhand der Modellversuche der TU-Graz überprüft [Larcher, 2006] und mit den ebenfalls an der TU-Stuttgart bzw. Uni-Innsbruck [Premstaller, 2006] durchgeführten Berechnungen verglichen.

5 Bemessungslastfälle zur Ermittlung der Innendrücke

Da die Festlegung von Wanddicken (Rohre, Abzweige, Gehäuse etc.) nach wie vor auf dem Konzept des Vergleiches von Spannungen mit einem zulässigen Wert basiert, bildet die Ermittlung der Lasten, in diesem Fall des Innendruckes, einen wesentliche Baustein im Bemessungsvorgang.

5.1 Vorgangsweise zur Definition der Bemessungslastfälle

In der Projektsphase mussten für die stahlbaulichen Anlageteile wie Panzerungen, Verteilrohrleitungen, Turbinenringleitungen, Druckschacht etc. sowie für die Absperrorgane die Konstruktionsdrücke festgelegt werden. Diese wurden von VIW mittels Simulationsrechnung bestimmt. Der maximale Pumpenspiraldruck, der im Regelpumpbetrieb bei voll offenen Düsen + blockierenden Ablenkern + Generator fällt vom Netz + schließendem Pumpenkugelschieber entsteht, wurde ebenfalls abgeschätzt und nach Vorliegen der Modellversuchsergebnisse von VOITH mit 1429,15 mWS [Schabasser, 2007] ermittelt. Der Bemessungsdruck für die Anlagenteile in Krafthausnähe inklusive Turbinenringleitung wurde mit 1117 mWS gewählt. Die Kugelschieber und die Pumpenspirale samt Ausbaurohr sind auf 115 bar ausgelegt. Der Druck unter dem Wasserschloss Außertafamunt wurde mit 200 mWS festgelegt. Die Turbinengehäuse, der Dom, der Turbinendeckel, die Panzertüre im Turbinengehäuse, das Gehäuse der Turbinenauslaufschützen sowie die Druckluftkammerpanzerung wurden auf 4,5 bar bemessen. Das Pumpensaugrohr samt Ausbaurohr und die Pumpenzulaufklappen samt Pumpenverteilrohrleitung wurden auf 10 bar bemessen.

Die nach den Modellversuchen durchgeführten Druckstoßrechnungen hatten dann den Nachweis zu erbringen, dass die Maximalwerte der Innendrücke die von VIW gewählten Konstruktionsdrücke der Anlageteile nicht überschreiten. Diese Nachweise wurden vom Lieferanten der Pumpen (VOITH SIEMENS) [Schabasser, 2007] und vom Lieferanten der Turbinen (VATECH) [Michler, 2007] erbracht.

5.2 Vorgangsweise zur Ermittlung der Konstruktionsdrücke

Wie auch bei der Erneuerung des Druckschachtes Vermunt [Mader, 1994] wurde auch hier der Betriebslastfall **Resonanzdruckstoß** angesetzt. Es handelt sich dabei um einen zyklischen TU-Betriebslastfall, bei dem am Ende des Abschlussvorganges der Düsen ein kurzzeitiges Öffnen und Schließen aller Düsennadeln erfolgt. Dieser Lastfall summiert 2 Effekte:

- Durch die zyklischen Stellbewegungen der Düsennadeln gerät der Spiegel im Wasserschloss Außertafamunt in die obere Kammer.
- und durch das kurzzeitige Öffnen und Schließen wird in Resonanz zu den Wellenlaufzeiten im Druckschacht die höchste dynamische Druckhöhe vor der Turbine erzeugt.

Der Lastfall ergibt die höchsten Innendrücke für Anlagenteile in Krafthausnähe, jedoch nicht im Bereich Wasserschloss Außertafamunt. Für Anlagenteile in der Nähe des Wasserschlosses Außertafamunt war ein Pumpenabschaltfall maßgebend:

ZPUTU + Umsteuern auf RPU + NOTAUS

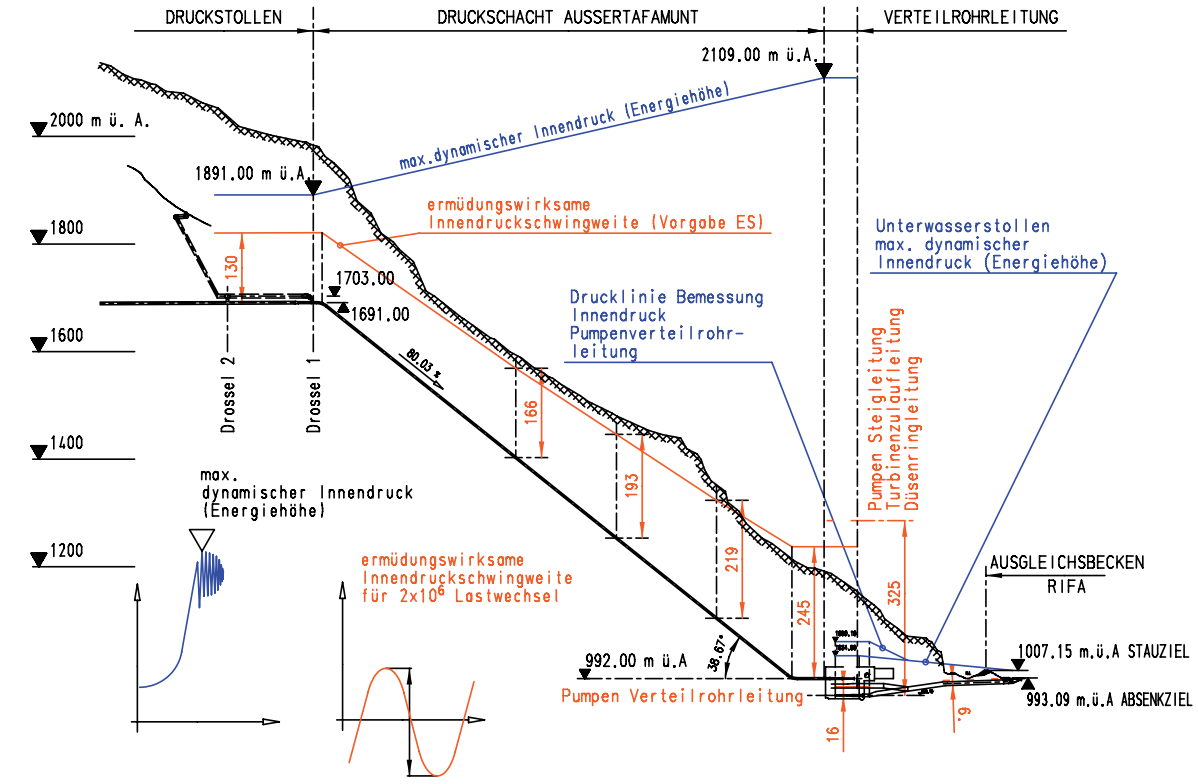


Abb. 5: Innendrucklinie und ermüdungswirksame Innendruckdifferenz.

Der NOTAUS bringt den Maschinensatz auf Gegendrehzahl und dreht die Strömungsrichtung in der Pumpe um. Im Druckschacht entstehen die größten Durchflussgradienten. Durch die schließenden Düsen und den schließenden Pumpenkugelschieber entsteht unter dem Wasserschloss Außertafamunt der höchste Innendruck [Mader, 2007].

6 Bemessungslastfälle zur Ermittlung der Lastkollektive

Die Betriebsfestigkeitsnachweise der Schweißnähte vergleichen die Ermüdungsfestigkeit auf der Widerstandsseite mit der ermüdungswirksamen Spannungsdifferenz auf der Lastseite. Zur Ermittlung der ermüdungswirksamen Spannungsdifferenz sind die Innendrucklastkollektive erforderlich.

Die Ermittlung der Lastkollektive erfolgte nach einem vom Verfasser entwickelten Verfahren [Mader, 2006].

Demnach wird im Wesentlichen das gemessene Regelsignal, welches vom Stromabnehmer den VIW übergeben wird, einer Druckstoßrechnung aufgegeben und die Innendruckschwingungen nach der Rainflow-Methode ausgezählt.

Das Regelsignal wird nach den Betriebsarten aufgesplittet. Die Zeitperiode umfasst 1 Jahr. Die Pegeländerung des Kopssees und des Rifabeckens werden zeitsynchron eingelesen. Die ermüdungswirksame Innendruckdifferenz wird aus einer Summenformel ermittelt.

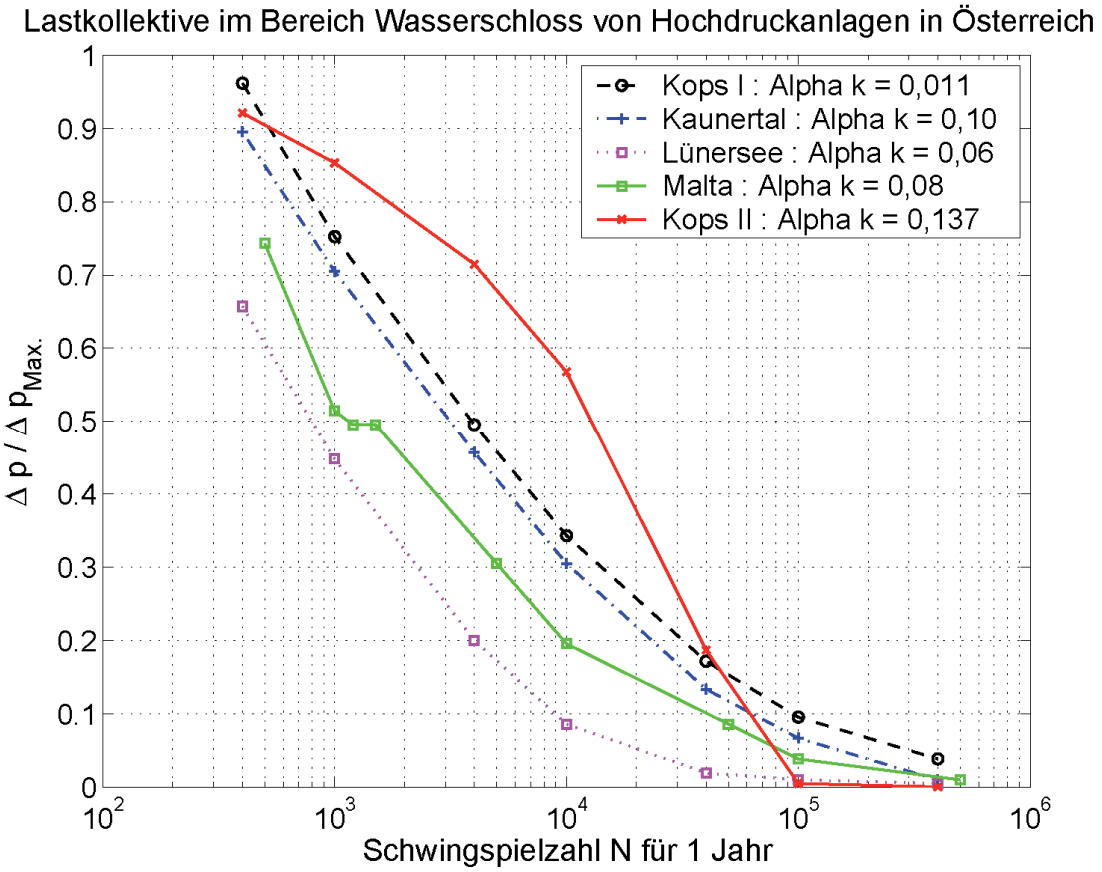


Abb. 6: Ermüdungswirksame Innendruckdifferenz Δp_e.

Die Abb. 6 enthält die Lastkollektive verschiedener Hochdruckkraftwerksanlagen in Österreich aus [Greiner, 1988] für den Bereich des Wasserschlosses. Eingezeichnet ist auch das Bemessungslastkollektiv von Kops II. Man sieht, dass dieses wesentlich fülliger ausfällt als jene der konventionell betriebenen Kraftwerke. Dies ist im Wesentlichen auf die in neuerer Zeit schärferen Fahrweisen z.B. mehr Pumpenstarts, aber natürlich auch auf das geplante Pumpentakten zurückzuführen.

7 Zusammenfassung

Das Pumpspeicherwerk Kops II ist mit 3 Maschinensätzen, bestehend aus Peltongegendruckturbine, Motor-Generator, hydraulischem Wandler und Speicherpumpe, ausgerüstet. Die Anlage wird als Regelkraftwerk eingesetzt und ist im europäischen Netz für die Abdeckung des Spitzenenergiebedarfs sowie als Regulierkraftwerk für variable Pumpleistung konzipiert. Durch die flexible Einsatzweise ist mit schnellen und häufigen Lastwechseln und damit mit hohen dynamischen Innendruckbelastungen der Wasserführungen zu rechnen. Somit war die Frage der Bemessung der Anlagenteile z. B. auf Innendruck oder die Festlegung der Dimensionen der Wasserschlösser von großer wirtschaftlicher Bedeutung für das Projekt. Der Bemessung zugrundeliegend ist die Definition der Lastfälle. Dieser Artikel zeigt den Weg zur Definition der Bemessungslastfälle auf. Dazu werden die geplante Einsatzweise des Kraftwerkes, Automatikabläufe, die Lastfallkategorien sowie die Bemessungslastfälle für die wesentlichen Anlageteile beschrieben. Einige Ergebnisse aus den Simulationsrechnungen zeigen die Auswirkungen der Lastfalldefinitionen auf Bemessungsgrößen.

Abkürzungen

DWS	Druckluftwasserschloss
WS	Wasserschloss
ZPUTU	Zyklisches Pumpentakten
PUTU	Pumpentakten
ZSPUTU	Zyklisches simultanes Pumpentakten
ZRPU	Zyklischer Regelpumpenbetrieb
RPU	Regelpumpbetrieb
TUB	Turbinenbetriebszeit
PUB	Pumpbetriebszeit
ZDWS	Geodätische Höhe des Pegels im DWS
VIW	Vorarlberger Illwerke AG

Referenzen

[Larcher, M., Heigerth, G., Klasinc, R., Mayr, D., Mader, R., Gökler, G. (2006): Modelluntersuchung von Wasserschlosssystemen, Kopswerk II. Unterwassersystem im Gegendruckbetrieb, Wasserbausymposium Graz 2006, Stauhaltung und Speicher – Von der Tradition zur Moderne, 447 bis 461.

Premstaller, G., Kopeinig, T., Rutschmann, P., (2006): Instationäre, dreidimensionale Schwalluntersuchung der Druckluftkammer von Kops II, Wasserbausymposium Graz 2006, Stauhaltung und Speicher – Von der Tradition zur Moderne, 490 bis 501.

List, B., Geppert L., Parkinson, E., Kuhn, K., Birk, S. (2006): Peltonturbine Kopswerk II – Modell und Großausführung, Wasserbausymposium Graz, Stauhaltung und Speicher – Von der Tradition zur Moderne, 502 bis 513.

Larcher, M., Mayr, D., Heigerth, G., Klasinc, R., (2006): Modelluntersuchung von Wasserschlosssystemen, Kopswerk II: Unsymmetrische Drosselblende eines Differentialwasserschlosses, Wasserbausymposium Graz, Stauhaltung und Speicher – Von der Tradition zur Moderne, 233 bis 246.

Mader, R. (2006): Lastkollektive für das Speicherkraftwerk Kops II, Wasserbausymposium Graz, Stauhaltung und Speicher – Von der Tradition zur Moderne, 203 bis 217.

Mader, R. (2007): Kops II, Wasserführung, Druckstoß- und Wasserschlossberechnung, Bericht (unveröffentlicht).

Schabasser, M. (2007): Druckstoßrechnung, VOITH SIEMENS, TN61-0000, 00295887 Rec. C (unveröffentlicht).

Michler, W. (2007): Druckstoßrechnung, VA TECH, KW Kopswerk II – Hydraulische Transienten im Turbinenbetrieb, Bericht ZN. Z/04-180 (unveröffentlicht).

Greiner, R. (1988): Zur Frage der Betriebsfestigkeit von Druckrohrleitungen, 5. Internationales Seminar Wasserkraftanlagen, 189 bis 200, TU Wien.

Mader, R. (1994): Vermuntwerk, neuer Kraftabstieg, Wasserschloss – Druckstoßrechnung Bericht (unveröffentlicht).

Adresse der Autoren

Dipl. Ing. Dr. techn. Reinhard Mader
Vorarlberger Illwerke AG
Batloggstrasse 36
A-6780 Schruns
E-Mail: reinhard.mader@illwerke.at



Dipl. Ing. Gottfried Gökler
Vorarlberger Illwerke AG
Batloggstrasse 36
A-6780 Schruns
E-Mail: gottfried.goekler@illwerke.at





Einfluss von Schwall/Sunk, Flussmorphologie und Wasserqualität auf schwallbeeinflusste Gewässer

J. Monney-Ueberl, B. Herzog

1 Einleitung

Als Schwall und Sunk werden Abflussschwankungen bezeichnet, die durch den intermittierenden Betrieb von Speicherkraftwerken ausgelöst werden. Der Maximalabfluss und damit der höchste Pegelstand wird als Schwall bezeichnet, der Minimalabfluss und damit der tiefste Wasserstand als Sunk.

Bei der Auswertung eigener Untersuchungen in der Aare bei Innertkirchen wurde beobachtet, dass die Flussmorphologie mindestens so entscheidend ist für Fauna und Flora wie der Schwallbetrieb.

Verschiedene Publikationen zum Thema Auswirkungen von Schwall und Sunk auf das Leben in und am Wasser unterhalb von hydraulischen Zentralen zeigen, dass neben den rein hydraulischen Kennzahlen des Schwall-Sunk weitere Einflüsse (z.B. Gewässermorphologie und Wasserqualität) grossen, wenn nicht sogar entscheidenden Einfluss auf die Biozönose haben.

Es fehlt bisher eine von Biologen und Ingenieuren gemeinsam erarbeitete Gewichtung der Einflussfaktoren, so dass auch der Wert und die Wirkung der empfohlenen Massnahmen (z.B. Schwallbecken, langsameres Anfahren der Turbinen, saisonale Turbinierbeschränkungen, höhere Mindestwasserführung, Umleitstollen für Betriebswasser) ungewiss bleiben.

2 Literatur

In der Grundlagenstudie von limnex (2004) zuhanden des WWF Schweiz wird Folgendes festgestellt: „Das Ausmass der Kanalisierung (Verbauung) eines Fliessgewässers kann entscheidend dafür sein, wie stark sich Schwälle auf seine ökologische Struktur und Funktion auswirken. Sind noch ausreichend natürliche oder naturnahe flussmorphologische Strukturen wie Kiesbänke, Schwellenbereiche oder Totholz usw. erhalten und bleibt der Schwallbetrieb innerhalb einigermassen „verträglicher“ Grenzen, so können sich auch anspruchvolle und teilweise selten gewordene Organismen behaupten. Das entscheidende Zusammenspiel zwischen morphologischen und hydrologischen Einflussfaktoren ist bisher zu wenig untersucht worden, um daraus allgemein gültige, wissen-

schaftlich abgestützte Richt- und Grenzwerte für den Schwallbetrieb abzuleiten.“ Die Autoren kommen zum Schluss, dass die fachlichen Grundlagen zur Beurteilung der Auswirkungen des Schwallbetriebes und allfälliger Massnahmen fehlen. „Die kontaktierten Fachleute waren sich darin einig, dass zurzeit noch keine fachlichen Grundlagen für eine allgemein gültige und zuverlässige, wissenschaftlich abgestützte Regelung des Schwallbetriebes bestehen.“

Möller und Meile (2006) kommen in der Studie „Kraftwerkbedingter Schwall und Sunk“ [2] der VAW und LCH zum Schluss, dass die Artenvielfalt der Fische und des Makrobenthos im 20. Jahrhundert abgenommen hat. „Die Studien kommen zum Schluss, dass für die Verarmung der Fauna und Flora hauptsächlich die drei folgenden Parameter verantwortlich sind: Morphologie (Begradigung, Einengung), Abflussregime (Schwall und Sunk) und Wasserqualität (chemische und physikalische Parameter)…Innerhalb der letzten 30 Jahre hat sich hingegen der Schwall und Sunk nur in 5 von 14 untersuchten Teileinzugsgebieten verändert. Das lässt den Schluss zu, dass in den verbleibenden neun Teileinzugsgebieten der Schwall und Sunk keine massgebende Rolle bei der Veränderung der Gewässerökologie gespielt hat.“ „Demzufolge scheinen gewässerspezifische Zielvorstellungen sinnvoller als allgemeine Richtwerte.“

Die Literaturstudie von Baumann und Klaus (2003) über die gewässer-ökologischen Auswirkungen des Schwallbetriebes konzentriert sich auf die langjährig durch die Kraftwerkbetriebe erhoben Kennzahlen. Ein wesentliches Problem bei der Bewertung der Erhebungen wird in dieser Studie aufgezeigt. „In den Reviews ebenfalls nur selten genannt wird der Referenzzustand, worauf sich die jeweiligen Aussagen zu den Schwallauswirkungen beziehen. Es bleibt oft unklar, ob die pauschal aufgeführten Veränderungen einzelner Indikatoren (z.B. eine Abnahme der Benthos-Biomasse oder der Fische-Artenzahl) gegenüber einer parallel untersuchten Strecke desselben oder eines anderen Gewässers ähnlicher Typologie festgestellt wurden und wie stark bzw. wodurch die Vergleichbarkeit der Referenzstrecke allenfalls eingeschränkt ist.“

3 Einflussfaktoren

Die Biozönose in und am Fluss wird durch verschiedenste Einflussfaktoren gemäss Abb. 1 bestimmt. Aus diesen Einflussfaktoren wurden bisher je nach Blickwinkel der Studie einzelne Messwerte untersucht.

Gemäss ARGE Trübung Alpenrhein (2001) haben Morphologie, Abflussregime und Wasserqualität entscheidenden Einfluss auf das Leben im Fluss und am Ufer.

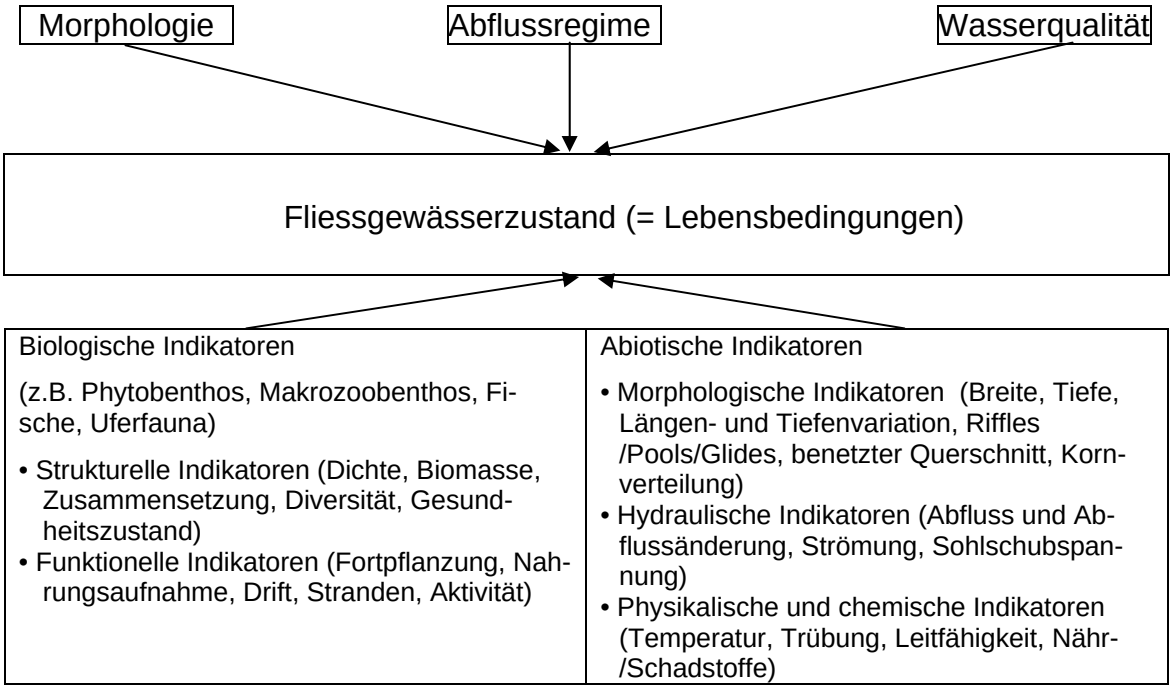


Abb. 1: Einflussgrössen des Gewässerzustandes und entsprechende biologische und abiotische Indikatoren (ergänzt) gemäss ARGE Trübung Alpenrhein (2001).

Viele Untersuchungen über Schwall und Sunk stützen sich vor allem auf die in den hydraulischen Zentralen langjährig aufgezeichneten Werte von

- Schwall/Sunkverhältnis ($Q_{\max} / Q_{\min}$),
- Schwall/Sunkdifferenz ($\Delta Q = Q_{\max} - Q_{\min}$),
- Relative Schwall/Sunk-Differenz ($\Delta Q / Q_{mittel}$),
- Schwall- und Sunkraten,
- Pegeldifferenz,
- langjährigem Mittelabfluss,
- nutzbarem Speichervolumen,
- installierter Ausbauwassermenge.

Damit wird nur ein Teil der hydraulischen Indikatoren erfasst. Die weiteren hydraulischen und die meisten morphologischen, physikalischen, chemischen und biologischen Indikatoren fehlen bei einigen Studien über Schwall und Sunk.

Die Erhebung weiterer abiotischer und biotischer Indikatoren bedingt einen beträchtlichen Messaufwand. Ausserdem werden diese Indikatoren nur dann aussagekräftig, wenn ähnliche Indizes oberhalb und unterhalb der Zentrale und bei

möglichst vielen vergleichbaren Gewässern erhoben werden. Nur dann können Schlüsse auf die Auswirkung von Schwall/Sunk gezogen werden.

4 Einflussfaktor Distanz zur Zentrale

Eine interessante Studie wurde 2005 von Künzi (2005) erarbeitet. Es wurden die Fischpopulationen in vier verschiedene Bächen, respektive Flüssen untersucht. Oberhalb, direkt unterhalb der Zentrale und ca. 1000 m und 2000 m unterhalb und in Seitenbächen wurden die Bäche abgefischt.

Die Daten dieser Studie wurden für den vorliegenden Artikel weiter ausgewertet. Entgegen der Erwartung ist beim Ticino die Fischpopulation direkt unterhalb der Zentrale am grössten. Auch beim Büron nimmt die Population direkt unterhalb der Zentrale im Vergleich zur Restwasserstrecke ebenfalls zu. Nur in der Morobbia und beim Secklisbach ist die Population direkt unterhalb der Zentrale am kleinsten und nimmt mit steigendem Abstand zur Zentrale zu.

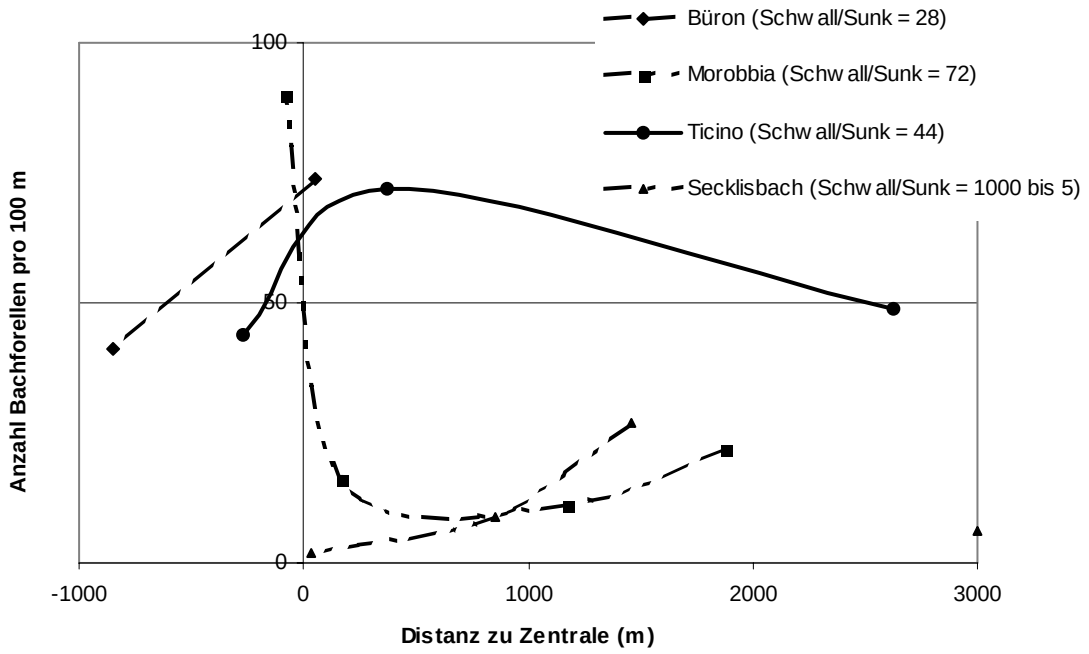


Abb. 2: Anzahl Bachforellen in Abhängigkeit von der Distanz zur Zentrale (0 = Betriebswasserrückgabeort, [-m] = Restwasserstrecke stromaufwärts, [+m] = schwallbeeinflusster Abschnitte unterhalb Zentrale) gemäss [1].

Die Fischpopulation direkt unterhalb der Einleitung des Schwalles kann also zu- oder abnehmen. Künzi (2005) kam zum Schluss, dass bei vier untersuchten Gewässern „die Ergebnisse zeigen, dass bei zwei Fliessgewässern eine signifikante Zunahme der Fischbiomasse und –abundanz mit zunehmender Entfernung von der Schwalleinrichtung auftritt (Secklisbach, Marobbia). Eine gene-

relle Zunahme der Artendiversität flussabwärts kann mit Ausnahme der Morobbia nicht beobachtet werden.“
Andere Einflussfaktoren haben also einen ebenso so grossen Einfluss auf die Fischpopulation wie der Schwall/Sunk. Künzi (2005) hält fest, dass „es sich herausstellt, dass eine gute Gewässermorphologie wesentlichen Einfluss auf die Auswirkung eines Schwallbetriebes hat. Das Vorhandensein von Rückzugs-Möglichkeiten (Refugien) sowie eine Senkung des Schwall/Sunkverhältnisses haben einen positiven Effekt auf die Abundanz von Jungfischen.“

5 Einflussfaktoren Morphologie und Uferverbau

5.1 Einflussfaktor Pools/Glides

Ein Pool ist gemäss Künzi (2005) ein „relativ tiefer Gewässerbereich mit langsamer Fliessgeschwindigkeit und feinkörnigem Substrat. Ein Glide ist ein Gewässerbereich mit homogenem Strömungsbild ohne Turbulenzen und mit geringer bis mittlerer Wassertiefe. Unter einem Riffle versteht man rasch-fliessende, wenig tiefe Rinnen.“ Aufgrund der Messungen und Auswertungen von Künzi (2005) wurde neu die Abhängigkeit der Bachforellenpopulation vom Variationskoeffizient der Breite und von der Anzahl Pools/Glides ausgewertet.

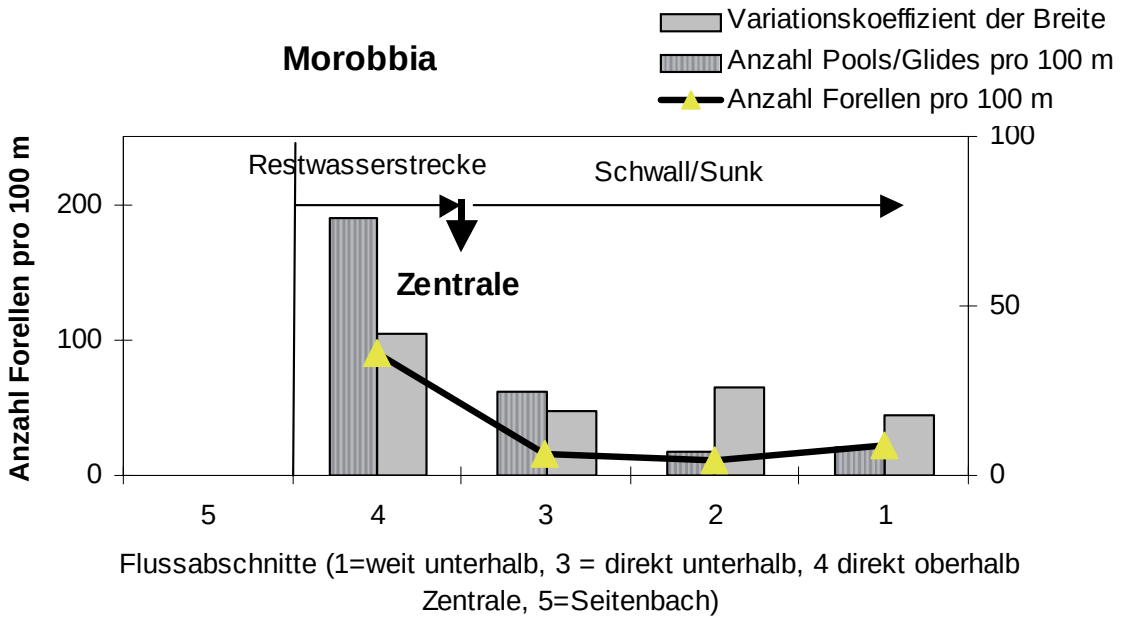


Abb. 3: Bachforellenpopulation im Verhältnis zu Variationskoeffizient der Breite und der Anzahl Pools/Glides der Morobbia.

Bei der Morobbia weist der kanalisierte Streckenabschnitt, der 1170 m weit von der Zentrale entfernt ist, die geringste Population auf (11 Stück pro 100 m). Der Streckenabschnitt direkt unterhalb der Zentrale hat eine grössere Variabilität bezüglich der Tiefe (Pools / Glides), aber die Variabilität noch kleiner als beim kanalisierten Abschnitt (16 Forellen pro 100 m). Die Strecke oberhalb der Zentrale hat die grösste Variabilität und sehr viele Pools. Mit 90 Stück pro 100 m ist dort die Bachforellenpopulation am grössten.

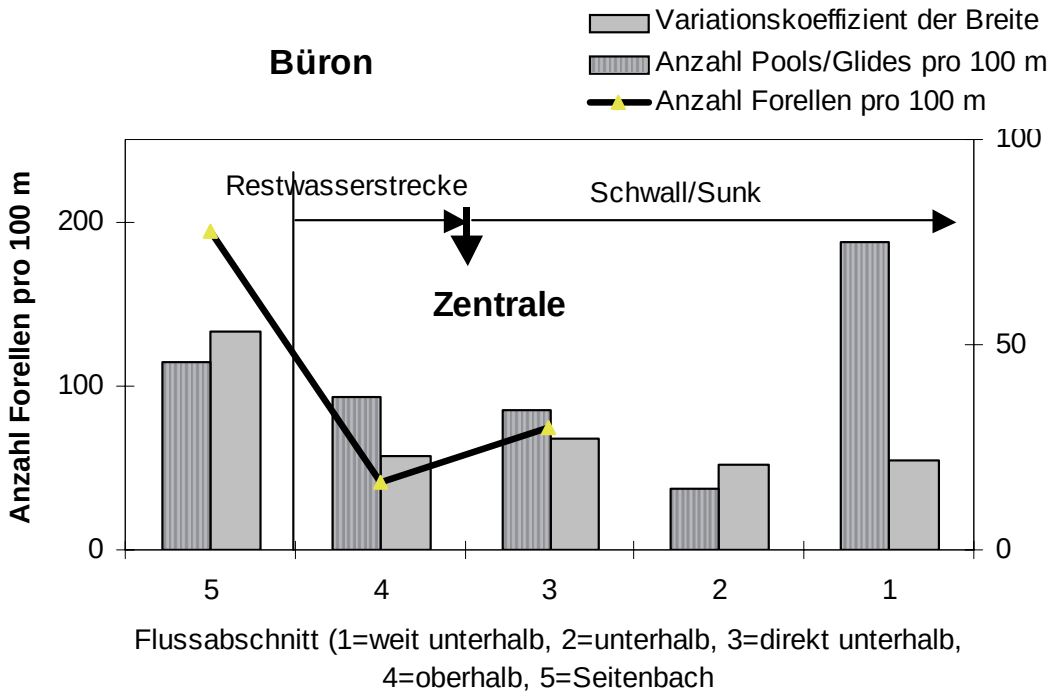


Abb. 4: Bachforellenpopulation im Verhältnis zu Variationskoeffizient der Breite und der Anzahl Pools/Glides des Büron.

Beim Bach Büron beträgt die Variabilität bezüglich der Breite im Vergleich zum Seitenbach Geuensee nur rund die Hälfte. Die Anzahl der Pools ist beim Abschnitt oberhalb der Zentrale grösser als direkt unterhalb der Zentrale. Der Seitenbach weist praktisch keine Pools auf, dafür sehr viele Glides. Im weiter von der Zentrale entfernten Bereich wurden keine Forellen gefangen, weil vermutlich vorher ein Fischsterben stattgefunden hat. Im Seitenbach werden 194 Bachforellen pro 100 m ausgewiesen, in der Strecke oberhalb der Zentrale sind es 51 Stück pro 100 m und unterhalb sind es 62 Stück pro 100 m, wobei zwei Pools total 26 Bachforellen aufweisen.

Beim Ticino weisen die Strecken oberhalb der Zentrale und direkt unterhalb der Zentrale die gleiche mittlere bis starke Kolmatierung auf. Direkt unterhalb der Zentrale werden mehr Bachforellen pro Laufmeter Gewässer gefangen als oberhalb der Zentrale (unterhalb 72 Forellen pro 100 m und oberhalb 44 Forellen pro 100 m).

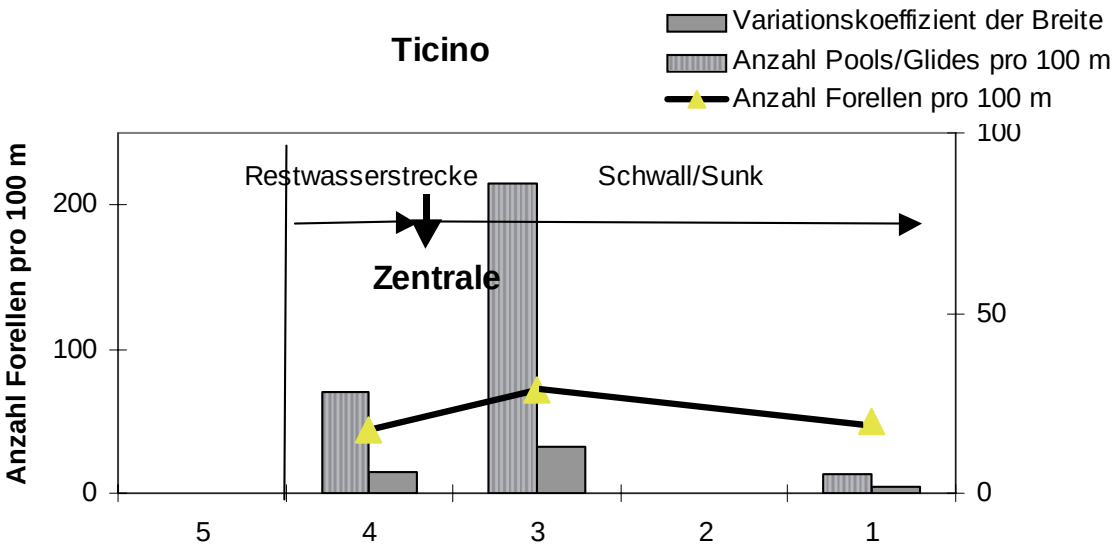


Abb. 5: Bachforellenpopulation im Verhältnis zu Variationskoeffizient der Breite und der Anzahl Pools/Glides des Ticino.

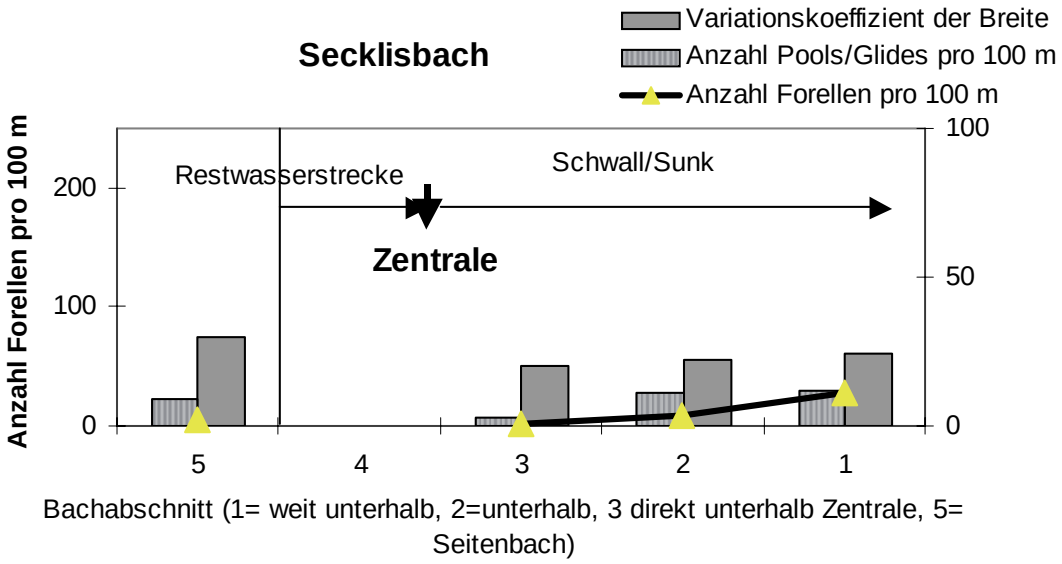


Abb. 6: Bachforellenpopulation im Verhältnis zu Variationskoeffizient der Breite und der Anzahl Pools/Glides des Secklisbach.

Beim Secklisbach hat die Strecke direkt unterhalb der Zentrale am wenigsten Pools, ist sehr gerade und hat wenige Rückzugsmöglichkeiten für die Forellen. Die Abschnitte direkt unterhalb der Zentrale und beim Seitenbach sind vergleichbar. Vergleicht man die Abb. 3 bis 6, so zeigt sich, dass für die Bachforellen vor allem die Anzahl der Pools entscheidend sind. Schwall und Sunk, aber auch die Variationsbreite des Gerinnes scheinen weniger wichtig.

Dies wurde auch im Bericht der ARGE Trübung Alpenrhein (2001) bei den Mastrilser Rheinauen deutlich. Im schwallbeeinflussten Alpenrhein wurde durch eine morphologische Aufwertung eine derartige Verbesserung der Lebensbedingungen erreicht, dass eine mit unbeeinflussten Alpenflüssen vergleichbare Häufigkeit erreicht wurde.

Auch für die Rhone muss gemäss Meile (2005) angenommen werden, dass in erster Linie die Morphologie (kanalisiertes Gerinne zwischen Brig und Genfersee mit Ausnahme der Restwasserstrecken Pfynwald und Lavey) und erst in zweiter Linie das Abflussregime für die reduzierte Fauna und Flora verantwortlich ist.

5.2 Einflussfaktor Sohlbreite und Uferverbau

Untersuchungen von Herzog (2006) ergaben, dass die Artenvielfalt bezogen auf die Makroinvertebraten unterstrom der Zentrale Innertkirchen der naturnahen Strecke oberhalb der Zentrale gleichwertig ist.

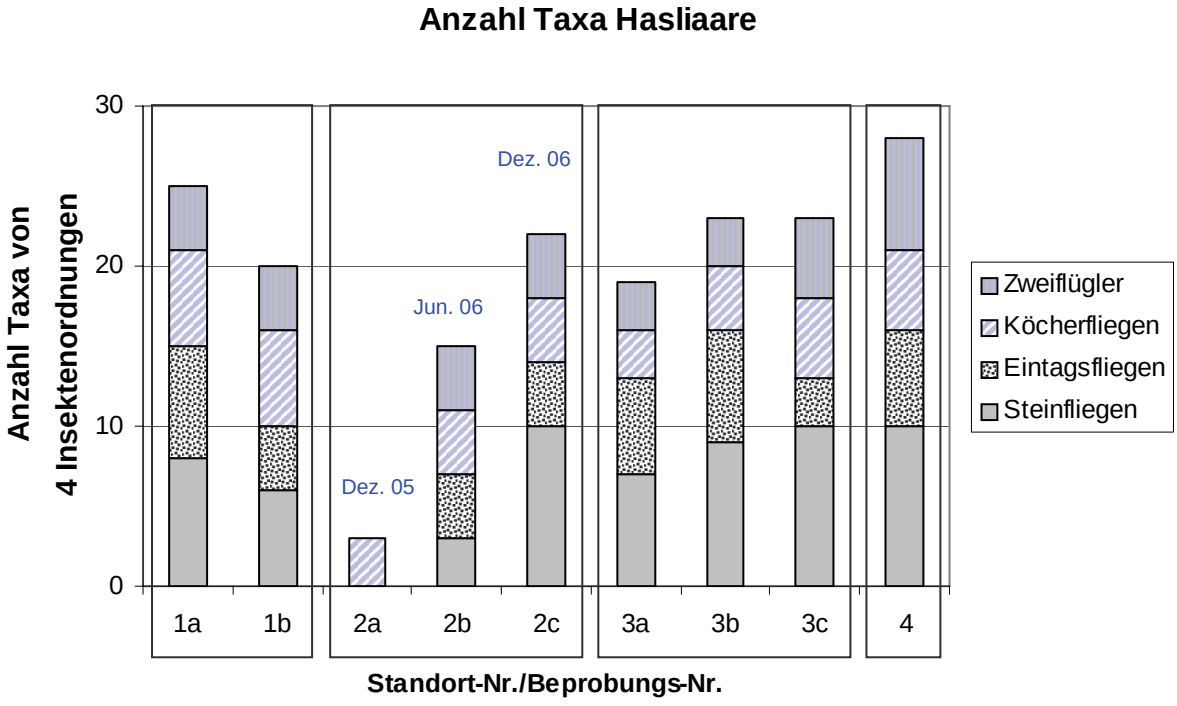


Abb: 7: Anzahl Taxa von vier Insektordnungen in der Hasliaare.
Standort Nr. 1: oberhalb Zentrale, naturnah, nicht schwallbeeinflusst.
Standort Nr. 2: unterhalb Zentrale, kanalisiert mit Buhnen, dazwischen häufig trockenfallende Sandbänke.
Standort Nr. 3: Unterhalb Aareschlucht, Kiesbänke, nicht belebte Steilufer.
Standort Nr. 4: bei Unterbach, Kiessohle ständig benetzt, nicht belebte Steilufer.

Die Daten zeigen, dass das Hochwasserereignis 2005 mit den anschliessenden Baggerungen in der Sohle am Standort 2 (Abb. 7) eine erhebliche kurzzeitige Verarmung bewirkte. Die Fauna erholte sich allerdings innert eines Jahres. Am Standort Nr. 4 sind am meisten Taxa vorhanden, obwohl der Schwalleinfluss hydraulisch hier praktisch noch gleich gross ist wie unterhalb der Zentrale (sehr geringer Dämpfungseffekt bis Messstelle Brienzwiler).

Die Unterschiede korrelieren mit den lokalen Lebensbedingungen, welche sich durch die unterschiedlichen Sohlbreiten (trockenfallende Bereiche) und Uferausbildungen ergeben. Da die hydraulischen Unterschiede in den verschiedenen Flussabschnitten gering sind und der Schwallbetrieb sich bis zur Abflussmessstelle Brienzwiler fast ungedämpft fortsetzt, kann davon ausgegangen werden, dass der Einfluss der morphologischen Faktoren für die Artenvielfalt entscheidend ist.

6 Zusammenfassung

Schwall und Sunk dürfen nicht isoliert betrachtet werden, sondern immer nur zusammen mit den anderen Charakteristika des Gewässers. Auch in stark schwallbeeinflussten Strecken haben andere Faktoren einen erheblichen, stellenweise sogar klar überprägenden Einfluss auf die Gewässerbiologie. Es wird vermutet, dass gezielte Verbesserungen der Gewässermorphologie eher geeignet sind, den Einfluss von Schwallbetrieb zu mindern, als die technische Verminderung von hydraulischen Faktoren (Anstiegstrate, etc.) durch schwalldämpfende Massnahmen wie zum Beispiel Schwallbecken

Das Gewicht der einzelnen abiotischen und biotischen Indikatoren sollte durch das Auswerten weiterer schwallbeeinflusster Gewässer untersucht werden. Biologen und Ingenieure sollen dafür gemeinsam Messgrössen festlegen. Aus diesen Untersuchungen sollen dann Zielgrössen formuliert werden, z.B. tiefe Pools, Langsamwasserzonen oder Gerinnebreitenvariabilität. Diese Zielgrössen können wahrscheinlich nicht für alle Gewässer generell definiert werden. Trotzdem können klare Aussagen erwartet werden, unter welchen Bedingungen sich die betrachteten und wichtigen Indikatoren positiv entwickeln.

Referenzen

Künzli, F. (2005): Fischökologische Untersuchung in vier schwallbeeinflussten Schweizer Fliessgewässern. EAWAG, Kastanienbaum.

Möller, G., Meile, T. (2006): Kraftwerksbedingter Schwall und Sunk, Eine Standortbestimmung. VAW 4232, Zürich, LCH 05, Lausanne.

ARGE Trübung Alpenrhein (2001): Trübung und Schwall im Alpenrhein. Synthesebericht im Auftrag der IRKA, Internationale Regierungskommission Alpenrhein, Projektgruppe Grundwasser- und Fischökologie, Vaduz.

Meile, T., Fette, M., Baumann, P. (2005): Synthesebericht Schwall/Sunk. Publikation des Rhone-Thur Projektes. EAWAG, Kastanienbaum.

Baumann, P., Klaus, I. (2003): Gewässerökologische Auswirkungen des Schwallbetriebes. Ergebnis einer Literaturstudie, BUWAL Mitteilung zur Fischerei Nr. 75, Bern.

limnex (2004): Auswirkung des Schwallbetriebes auf das Ökosystem der Fliessgewässer: Grundlagen zur Beurteilung. WWF Schweiz, Zürich.

Herzog Ingenieure ETH/SIA / Aquaterra (2006): Umweltverträglichkeitsbericht Innertkirchen 1a, Fachberichte Hydraulik der Oberflächengewässer und Gewässerökologie. KWO, Innertkirchen.

Adresse der Autoren

Dr. Judith Monney-Ueberl
Herzog Ingenieure
Worbstrasse 164
CH-3073 Gümligen
E-Mail: monney@herzog-ingenieure.ch



dipl. Ing ETH SIA Beatrice Herzog
Herzog Ingenieure
Worbstrasse 164
CH-3073 Gümligen
E-Mail: herzog@herzog-ingenieure.ch



Abdichtungen in Pumpspeicherbecken

P. Müller, C. Torkuhl

1 Einleitung

Bitumiöse Abdichtungen im Wasser- bzw. Deponiebau stammen ursprünglich zwar von der Asphaltbauweise der Strassen ab, haben sich maschinen- und materialtechnisch jedoch sehr schnell davon entfernt. Am Anfang der Entwicklung der Asphaltabdichtung stand ein Sondervorschlag, welcher aufgrund Überlegungen zur Abdichtung von Wasserspeichern aller Art eingereicht wurde. Im Jahre 1938 wurde daraufhin im Kanton Tessin das erste Ausgleichsbecken in der dazumal neuen Asphaltbauweise ausgeführt. Zu dieser Zeit war der Asphalteinbau grösstenteils Handarbeit. Ende der 50er Jahre erfolgten die ersten maschinellen Einbauten, welche nur durch Eigenkonstruktionen aus der firmeninternen Werkstatt möglich waren.



Abb. 1: Einbautechnik im Jahr 1955 und heute.

Später wurden die Aktivitäten rund um den Asphaltwasserbau ausgeweitet. Sowohl örtlich ins benachbarte Ausland aber auch technisch in verwandte Gebiete wie Dämme und Kanäle. Für immer längere Böschungen bis 120 m beispielsweise bei Talsperren mussten wiederum grundlegend neue Geräte konstruiert werden. Ab Ende der 70er Jahre wurde die Asphaltabdichtung auch im

Bereich der Deponietechnik für Deponien aller Art eingesetzt. Im Laufe der Zeit haben sich die Anfragen von Bauherren auch auf Schneiteiche, künstliche Seen und Teiche ausgeweitet. Zudem hat die Entwicklung der Strompolitik eine Verlagerung der Nachfrage von den Ausgleichsbecken hin zu den Pumpspeicherbecken bewirkt. Laufend wurde auch die Maschinentechnik weiterentwickelt, sodass heute die meisten Arbeiten maschinell ausgeführt werden können. Der inzwischen stark erweiterte und modernisierte Maschinenpark verfügt über verschiedene, meist computergesteuerte, sehr leistungsfähige Einbaugruppen. Wo in den Anfängen der bituminösen Abdichtungen noch auf einen zweilagigen Einbau der Dichtungsschicht gesetzt wurde, wird heute die Dichtungslage wegen der besseren Einbau-Qualität einschichtig auf der Binderschicht eingebaut.

2 Beispielobjekte

2.1 Neubau Pumpspeicherbecken in Goldisthal, Deutschland

Das Pumpspeicherwerk Goldisthal liegt im westlichen Thüringer Schiefergebirge und erreicht mit einem Nutzvolumen von 12 Mio. m^3 und einer maximalen Fallhöhe von 334 m eine Gesamtleistung von 1060 MW. Die Asphaltabdichtung am Oberbecken wurde in den warmen Jahreszeiten der Jahre 2000 und 2001 erstellt. Die Dammkrone ist 3'370 m lang, die Sohl- bzw. Böschungsfläche beträgt 391'500 m^2 bzw. 195'000 m^2. Die Neigung der Böschung ist 1:1.6, also rund 32 ° was mit einer Dammhöhe von 40 m eine Böschungslänge von ungefähr 75 m ergibt. Unter der Asphaltabdichtung liegt ein teilweise sogar begehbares Drainagesystem, welches als Leckkontrolle dient und zeigt, dass das Becken seit Inbetriebnahme absolut dicht ist.



Abb. 2: Pumpspeicherbecken Goldisthal.

2.2 Sanierung Pumpspeicherbecken in Dlouhé Stráně, Tschechien

Das Pumpspeicherbecken in Dlouhé Stráně mit einem Volumen von 2.72 Mio. m^3 wurde 1978 durch eine lokale Unternehmung ohne Erfahrung im Asphaltwasserbau erstellt, nahm seinen Regelbetrieb mit einer Leistung von 650 MW allerdings erst 1996 auf. Durch plan- und ausführungstechnische Fehler wurde bereits im Jahre 2007 eine Sanierung nötig. Die Dammkrone ist 1'750 m lang, die Sohl- bzw. Böschungsfläche beträgt 71'000 m^2 bzw. 98'000 m^2. Die Neigung der Böschung ist 1:2, also rund 26.5°, die Böschungslänge beträgt 56 bis 59 m. Die vorhandene Dichtung wurde grossflächig abgefräst und durch neuen Dichtungsasphalt ersetzt. Ebenfalls wurden Teile der Drainage, die Kronenstrasse und die Anschlüsse an die Betonbauwerke neu erstellt.



Abb. 3: Pumpspeicherbecken Dlouhé Stráně.

3 Anforderungen und Qualität

3.1 Beanspruchungen und Anforderungen

Jedes Projekt mit einer Asphaltabdichtung hat seine besonderen Eigenschaften und spezifischen Anforderungen an die Ausführung, was im Hinblick auf die verschiedenen Verwendungszwecken von Deponien, Kanälen, Talsperren, Teichen, Ausgleichs- oder Pumpspeicherbecken nicht weiter erstaunlich ist. Erfahrungsgemäss sind die stärksten Beanspruchungen der Pumpspeicherbecken der täglich unregelmässig steigende bzw. sinkende Wasserspiegel und die damit verbundenen Druckschwankungen, die grossen, kurzfristigen Temperaturschwankungen, strömendes Wasser, die UV-Strahlung und anhaltende Verformungen des Untergrundes. All den genannten Beanspruchungen kann eine einwandfrei hergestellte, dem Projekt angepasste Asphaltabdichtung standhalten, wobei die erfahrungsgemässe Lebensdauer mehr als 40 Jahre beträgt. Die Grundeigenschaften einer bituminösen Abdichtung sind ein mehrschichtiger

Aufbau, die Stabilität des Asphaltes in der Böschung, eine mechanisch beanspruchbare, dauerhafte Oberfläche, die Möglichkeit einer flexiblen Anpassung der Abdichtung an die Beckenform und die bis zu einem gewissen Masse vorhandene Verformbarkeit im ausgekühlten Zustand.

3.2 Schichtaufbau

Der Böschungsaufbau eines Pumpspeicherbeckens besteht aus mehreren mineralischen und bituminösen Lagen. Normalerweise bildet der geschüttete Dammkörper, bzw. bei einem Aushub der gewachsene Boden, die Basis des Aufbaus. Darauf wird eine rund 20 bis 50 cm dicke Drainageschicht aufgebaut. welche allfälliges Wasser aus der Umgebung abführen soll. Dadurch wird der Aufbau eines äusseren Wasserdruckes auf das Becken verhindert, welcher bei leerem Becken die Abdichtung stellenweise anheben und beschädigen könnte. Die Drainageschicht muss verdichtungsfähig und böschungsstabil sein, womit sich ein gebrochenes Material empfiehlt. Ein Anspritzen der Drainageschicht mit Bitumenemulsion verbessert die Verbindung mit der darauf folgenden Schicht. Auf der Drainageschicht wird eine bituminöse Binderschicht (Binder) eingebaut. Der Binder ist mit rund 10 bis 18 Vol.-% Hohlräumen drainfähig und bildet einen genügend starken und gleichmässigen Untergrund für die darauf folgende Schicht. Die empfohlene Dicke des Binders für ein Pumpspeicherbecken liegt zwischen 6 und 10 cm.



Abb. 4: Sedimenträumung.

Darüber wird die bituminöse Dichtungsschicht (Dichtung) mit einer Stärke von mindestens 6 bis 10 cm erstellt. Diese muss einen Hohlraumgehalt von ≤ 3 Vol.-% aufweisen, womit sie 100 % dicht gegenüber Wasser und Luft ist. Um den geringen Hohlraumgehalt und die vorgegebene Schichtstärke einzuhalten und trotzdem sparsam mit dem Material umzugehen, ist die vorgängig eingebaute Binderschicht unumgänglich.

Im Zusammenhang mit Untersuchungen für die bituminöse Abdichtung eines 245 m hohen Staudamms in Äthiopien wurde Dichtungsasphalt im Drucktopf bis 60 bar getestet und hat sich dabei sogar bei 600 mWS als dicht bewiesen.

Der einmal ausgekühlte Asphaltbelag kann schadlos mit Grossgeräten wie Baggern oder LKW's befahren werden und ist beispielsweise robust gegen eine Reinigung mit Wasserhochdruck und Bürste oder bei sorgfältiger Ausführung auch gegen Sedimenträumung. Als Schutz vor UV-Strahlen, als Porenverschluss und für den Abbau von oberflächlichen Spannungen von beispielsweise austrocknenden Sedimenten werden auf der Dichtung rund 2 kg Mastix, ein Bitumen-Filler-Gemisch, pro m^2 aufgetragen.

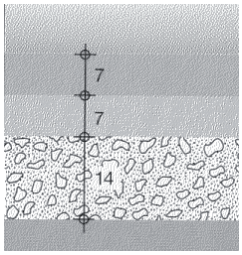
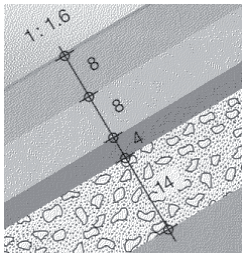
Schicht	Funktion	Dicke Sohle [cm]	Dicke Böschung [cm]
Filterschotter 1/40	Drainage	14	14
Bitumenemulsion	Verzahnung	dünner Film	dünner Film
Einstreubinder 0/16	Stabilitäts-/Ausgleichsschicht	-	4
Asphaltbinder 0/16	Trag-, Ventilations- und Ausgleichsschicht	7	8
Dichtungsasphalt 0/16	Dichtung	7	8
Mastixversiegelung	UV-Schutz und Porenverschluss	-	2.5 kg/m^2
			

Abb. 5: Exemplarischer Schichtaufbau des Dichtungssystems des Pumpspeicherbeckens Goldisthal.

Der Schichtaufbau variiert von Projekt zu Projekt je nach Untergrund, erwarteten Beanspruchungen und Normvorgaben des jeweiligen Landes sich verändern. In Spanien wird tendenziell auf dünnere Schichtstärken vertraut, wogegen in China auf Schichtstärken von 10 cm und mehr gesetzt wird.

3.3 Laborarbeiten

Der Weg zu einer hohen Qualität der bituminösen Abdichtung führt über die Eignungsprüfung vor Baubeginn, die Produktions- und Einbaukontrollen während der Erstellung und den Untersuchungen an der fertigen Abdichtung. Bei der Eignungsprüfung für jede bituminöse Schicht wird das Verhältnis von Bitumen, Filler, Natursand, Brechsand und Splitt so definiert, dass die Bedingungen der Hohlräume eingehalten werden, der Asphalt in der Böschung stabil bleibt und die Verformbarkeit gewährleistet ist.

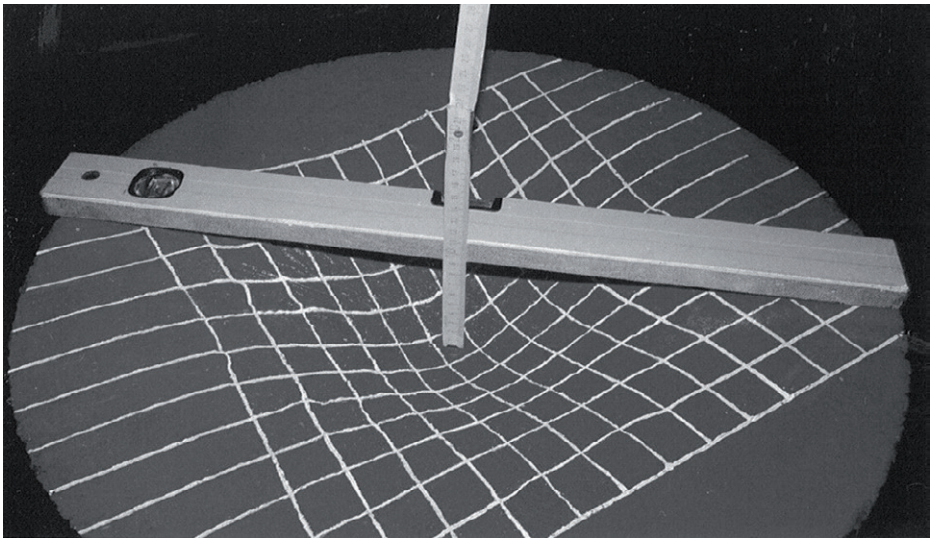


Abb. 6: Verformbarkeit des Dichtungsasphaltes.

Das Mischgut muss ausserdem an das jeweilige Klima angepasst werden. Ein Schneiteich in den Bergen benötigt tendenziell einen leicht höheren Bitumengehalt von einem weicheren Bitumen um sprödem Verhalten vorzubeugen, für ein Rückhaltebecken auf Meereshöhe in einem Gebiet mit heissen Sommern muss das Bitumen eher härter und knapp dosiert sein, damit der Asphalt auf der Böschung nicht zu fliessen beginnt. Ausserdem müssen die bei der vorgesehenen Mischanlage entnommenen Proben der mineralischen Bestandteile hinsichtlich ihrer Herkunft, der Stabilität, der Rohdichte, der Beständigkeit gegen Frost-Tau-Wechsel, der Wasseraufnahme und der Kornform geprüft werden. Beim Bitumen wird die Herkunft, die Sorte, die Penetration, der Ring + Kugel Wert, die Haftung an den Mineralien und die Umhüllung der Splitte untersucht.

Die Wichtigkeit der Untersuchung der Rohstoffe kann am Beispiel von Dlouhé Stráně unterstrichen werden, wo die für den Neubau ausgewählten Splitte den Belastungen nicht standhielten und so ihren Teil zu den Schäden an der Dichtung beitrugen. Der bei der Sanierung verwendete Splitt musste während mindestens 250 Frost-Tau-Wechsel schadlos bleiben.

Die Produktions- und Einbaukontrollen werden vom Bauführer, dem Polier, dem Laboranten und der beauftragten Mischanlage durchgeführt. Je nach Grösse des Projektes werden die Proben und Bohrkerne im eigenen Labor im Werkhof, in einem ortsansässigen Labor oder im eigens für Baustellen erstellten Containerlabor untersucht. Somit sind die aktuellen Resultate innert Stunden nach dem Einbau einsehbar. Die verschiedenen Prüfungen, deren Intervall, das Prüfmittel sowie die verantwortliche Person werden mit dem vor Beginn der Baustelle zu erstellenden Prüfplan festgelegt.

Während des Jahres 2000 wurden für das Projekt Goldisthal beispielsweise 140 Prüfungen an eingegangenen Baustoffen (Mineralien und Bitumen), 250 Mischgutvollanalysen und 70 Bohrkernuntersuchungen im Baustellenlabor durchgeführt.

3.4 Mischanlage

Entscheidend für die Qualität des Mischgutes ist ebenfalls der Aufbau, die Leistung, die Lage der Mischanlage und die Auslastung durch andere Mischaufträge. Eine eigens für das Projekt errichtete Anlage auf dem Baustellenareal vereinfacht die Logistik der Transporte, ist ideal für die Temperatur des Mischgutes und steht alleinig für das entsprechende Projekt zur Verfügung. Eine stationäre Mischanlage ist vor allem für kleinere Projekte ideal, die nicht eine ganze Mischanlage auslasten.

3.5 Anschlüsse und Details

Nicht zu vernachlässigen sind auch Anschlüsse an Betonbauwerke und Details wie Nacharbeiten der Tagesfugen oder Anschlüsse an bereits bestehende Belagsflächen. Wichtig sind dabei das dafür verwendete Material, die geeignete Konstruktion, die teilweise speziell entwickelten Maschinen und Geräte und vor allem auch die Erfahrung von langjährigen Mitarbeitern.

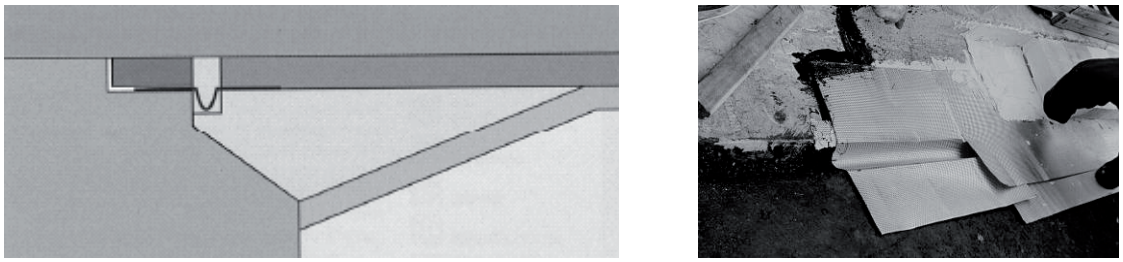


Abb. 7: Kupfer-Riffelblech-Anschlusskonstruktion.

Die Bauwerksanschlüsse werden meist mit einer Kupfer-Riffelblech-Konstruktion ausgeführt, welche je nach Bauwerksform mit Betonstein und Spezialkleber oder durch eine Klemmkonstruktion befestigt werden. Diese Konstruktionen halten allfällige kleinere Setzungen schadlos aus. Anschlüsse zu Bauwerken wo

keine Setzungen mehr erwarteter werden, können mit einer relativ einfach herzustellenden Vergussfuge ausgeführt werden.

Die ursprünglichen Anschlüsse an die Betonbauwerke im Pumpspeicherbecken in Dlouhé Stráně waren von in der Planungsphase ungenügend durchdacht und während der Ausführung in nicht durchgehender Arbeitsweise ausgeführt worden. Das Becken war von Anfang an nicht dicht, weshalb im Zuge der Sanierung im Jahr 2007 sämtliche Anschlüsse neu gestaltet werden mussten.



Abb. 8: Voranstrich, Aufheizen der Fugen, Nacharbeit mit dem Boschhammer.

Tagesnähte, also Anschlüsse heiss an kalt, müssen mit einem bituminösen Voranstrich vorbereitet werden. Nach dem Asphalteinbau und Abkühlen wird der Nahtbereich mit Infrarotgeräten schonend wieder erhitzt und mit einem geheizten, handgeführten Vibrationsstampfer nachbearbeitet.

4 Maschinentechnologie und Leistungen



Abb. 9: Komplette Einbaugruppe an der Arbeit.

Asphalteinbau ist mit geeigneten Maschinengruppen in Böschungen mit einer Steigung von bis zu 1:1.5 möglich. Eine Einbaugruppe für die vertikale Einbautechnik besteht aus einem böschungstauglichen Fertiger, einem Nachlader und der zugehörigen Winde an welcher zusätzlich eine Walze angehängt ist. Je nach Mischgut, Situation und Klima hilft eine zweite, manchmal sogar eine dritte, an einer eigenständigen kleineren Winde angehängte Walze die Böschung abzuwalzen. Alternativ ist mit dem so genannten Brückenfertiger auch ein horizontaler Asphalteinbau möglich.



Abb. 10: Brückenfertiger im Einsatz beim Pumpspeicherbecken Glems, 1996.

Mit den modernen Spezialmaschinen sind Einbauleistungen von täglich 5'000 m^2 und mehr in der Böschung möglich. Durch die grossen Leistungen kann trotz Böschungslängen von bis zu 100 m ein heiss-an-heiss Einbau der einzelnen Bahnen garantiert werden, womit pro Tag eine fugenlose Dichtungsfläche hergestellt werden kann. Die Einbauleistung beeinflusst selbstverständlich auch die Gesamtbauzeit positiv, was speziell bei Projekten mit extremen klimatischen Bedingungen von grosser Bedeutung ist. Muss bei einer Sanierung ein ganzes Kraftwerk stillgelegt werden, ist die Bauzeit meist ein sehr kritisches Element und wird mit einem Bonus-Malus-System gekoppelt.

Bei den Arbeiten an einem Pumpspeicherbecken in Polen mit rund 250'000 m^2 Asphalteinbau konnte die Bauzeit dank der schnellen Einbautechnik von ursprünglich geplanten 3 Monaten auf 2.5 Monate gesenkt werden.

Bei älteren Becken kommt es durchaus vor, dass die Abdichtung in der Sohle noch voll funktionstüchtig ist, wogegen der Asphalt in der Böschung durch die stärkere Beanspruchung infolge des Wasserwechsels sanierungsbedürftig ist. Mit der Beschickung des Fertigers per Nachlader von der Dammkrone aus, ist es in einem solchen Fall möglich, ein Becken unter Teilbetrieb zu sanieren. Dies bedeutet zwar einen grösseren Aufwand bezüglich Arbeitssicherheit und Organisation, kommt den Bauherren jedoch meist stark entgegen.



Abb. 11: Asphaltarbeiten über Wasser.

5 Zusammenfassung

Asphalt eignet sich durch seine Robustheit, seine Langlebigkeit und der Flexibilität bezüglich projektspezifischer Anforderungen hervorragend für die Abdichtung von Damm- und Deponiebauten, insbesondere von Pumpspeicherbecken. Allerdings ist Erfahrung im Asphaltwasserbau, einwandfreies Mischgut und ein geeigneter Maschinenpark äusserst wichtig, um die geforderte Qualität der Asphaltdichtung, der Nähte und der Anschlüsse zu gewährleisten.

Adresse der Autoren

dipl. Ing. ETH Priska Müller
Walo Bertschinger AG
Damm- und Deponiebau
Postfach 1155
CH-8021 Zürich
E-Mail: priska.mueller@walo.ch

dipl. Ing. ETH Cornelius Torkuhl
Walo Bertschinger AG
Damm- und Deponiebau
Postfach 1155
CH-8021 Zürich
E-Mail: cornelius.torkuhl@walo.ch



Projekt „Pumpe Koralpe“ – Ökologische und bilaterale Auswirkungen

K. Nackler, G. Berger

1 Grundsatzüberlegung zur Pumpspeicherung

1.1 Allgemein

Die Liberalisierung des Strommarktes um die Jahrtausendwende hat eine grundlegende Neuentwicklung in der Bedarfsdeckung eingeleitet. Zuvor als unwirtschaftlich angesehene Projekte für Pumpspeicherung wurden schlagartig zu wirtschaftlich interessanten Investitionen.

1.2 Entwicklung im Strommarkt

Wesentliches Merkmal der Liberalisierung des europäischen Strommarktes war die Einführung von überregionalen Stromhandelsbörsen. Der nach wie vor steigende Strombedarf sowie die notwendige Substitution überalterter Kraftwerkparks und der erklärte Atomkraftausstieg in gewissen Ländern lässt Versorgungsengpässe erwarten. Das Gegensteuern mit verstärktem Ausbau von erneuerbarer Energie – im Speziellen, Windkraft – erfordert jedoch aufgrund der stochastischen Erzeugung vermehrt Ausgleichs- und Regelenergie.

1.3 Reaktion im Regionalraum Kärnten

Das europaweite Erfordernis zur Deckung des erhöhten Strombedarfes und des Zusatzbedarfes von Regel- und Ausgleichsenergie trifft auch auf den Regionalraum Kärnten zu, darüber hinaus fehlt für Kärnten derzeit noch eine ideale netztechnische Anbindung in Form eines gesamtösterreichischen Höchstspannungsringes. Um so mehr zeigt sich auch in Kärnten die Nachfrage nach zusätzlichen Pumpspeicherkraftwerken. Das Potential zum Ausbau solcher Werke ist aufgrund vieler vorhandener Speicher im Raum Kärnten groß, es galt daher, die entsprechenden Projekte wirtschaftlich einer Prioritätenliste zu unterziehen. Das Pumpspeicherkraftwerk Feldsee war das erste, welches in Realität umgesetzt und bereits Ende 2008 in Betrieb gehen wird.

1.4 Entscheidung für den Umbau des KW Koralpe zum Pumpspeicherwerk

Das Kraftwerk Koralpe, derzeit ein reines Speicherkraftwerk, zeichnet sich durch große Fallhöhe mit einem künstlichen, zu einem Naherholungsgebiet entwickelten Oberwasserspeicher und einem Stauraum einer Laufkraftwerkskette im Unterwasser aus. Die ehemals schlechte Wasserqualität im Unterwasser – dem Draufluss - hat zum Zeitpunkt des Baubeginns vor 20 Jahren eine angedachte Pumpspeicherung nicht erlaubt. Zwischenzeitlich hat sich diese Wasserqualität enorm verbessert, so dass im Zusammenhang mit der einhergehenden Bedarfsentwicklung die ursprünglichen Pläne einer Pumpspeicherung wieder aufleben konnten, zumal das Projekt auch wirtschaftlich ist.

2 Bestehendes Kraftwerk Koralpe

2.1 Geschichtliche Entwicklung und rechtliche Rahmenbedingungen

Die topographischen Verhältnisse im Einzugsgebiet des Kraftwerkes, welches sich im Grenzgebiet der Bundesländer Steiermark und Kärnten befindet, ließen eine wirtschaftliche Nutzung nur über eine großräumige Ausleitung zum südlich gelegenen Draufluss – kurz vor dem Grenzübertritt nach Slowenien – mit einer beträchtlichen Fallhöhe zu. Dies bedingte einen aufwendigen, rechtlichen Genehmigungsweg mit bilateraler Abhandlung zwischen Österreich und Slowenien im Rahmen der Ständigen Österreichisch-Slowenischen Kommission für die Drau und der Koordination zweier Naturschutzbehörden in den beiden Bundesländern sowie der Befassung der Österreichischen Staubeckenkommission. Über 50 Einzelgenehmigungen waren die Folge.

2.2 Technische Daten und Betriebsweise

Rohfallhöhe	735,5 m	Stauziel Speicher Soboth	1.080,0 m
Turbinendurchfluss	8 m³/s	Absenkziel Speicher Soboth	1.053,5 m
Installierte Leistung	50 MW	Nutzinhalt Speicher Soboth	16,2 hm³
Jahreserzeugung	83,5 GWh	Oberfläche Speicher Soboth	87 ha
Jahreszufluss	50 Mio. m³	Sperrenhöhe	85 m

Der Speicher Soboth des Kraftwerkes Koralpe wurde durch einen 85 m hohen Steinbrockenschüttdamm mit Asphaltbetonkerndichtung hergestellt und wird neben dem eigenen Einzugsgebiet durch ein weit reichendes Beileitungssystem zusätzlich gespeist. Naturschutzvorschreibungen verpflichten, den Speicher von Mitte Juni bis Ende Oktober jeden Jahres im gefüllten Zustand zu halten, um

den Charakter eines Natursees für den Tourismus entstehen zu lassen. Die damit verbundene Betriebsweise stilisiert den Jahresspeicher während des erwähnten Sommerzeitraumes zu einem reinen Tagesspeicher und der nutzbare Speicherinhalt wird durch den Jahreszufluss de facto 3-mal jährlich umgewälzt.

Die derzeitige Betriebsweise ist gekennzeichnet durch prozentual höhere Erzeugungen in den Sommermonaten zufolge der erforderlichen Spiegelhaltung, wobei an die 2.500 Betriebsstunden im Teillastbetrieb – entspricht theoretisch 1.800 Volllaststunden – jährlich gefahren wird. Die vorgeschriebene Spiegelhaltung in den Sommermonaten erlaubt in der Regel nur eine geringe Absenkung des Speichers während der Wintermonate, um auch im Falle niedriger Zuflüsse im Frühjahr rechtzeitig das Stauziel erreichen zu können. Die Flexibilität der Speicherbewirtschaftung ist dadurch nicht voll gegeben.

3 Das technische Projekt „Pumpe Koralpe“

3.1 Einschränkende Rahmenbedingungen

Die bestehenden wasserrechtlichen und naturschutzrechtlichen Auflagen, speziell im Hinblick auf Speicherbewirtschaftung und Restwasserdotierung sind unabdingbar auch Einschränkungen für das neue Projekt der Pumpspeicherung.

Sowohl die Speichergröße als auch die Durchflussmengen im Unterwasser würden für ein Pumpspeicherprojekt einen leistungsmäßig viel größeren Ausbau erlauben, der vorhandene Triebwasserweg schränkt aber diese Möglichkeit wieder ein. Die Alternative wäre ein gänzlich neuer, groß dimensionierter Triebwasserweg, dessen Realisierung vorderhand nicht ins Auge gefasst wurde.

3.2 Dimensionierung und Festlegung der neuen Betriebsweise

Mit der Entscheidung der Verwendung des bestehenden Triebwasserweges war auch die maschinelle Konzeption mit Belassung der vorhandenen Peltonturbine und Neuinstallierung einer zusätzlichen Pumpe klar. Die Auslegung der Leistungsgröße der Pumpe wurde aufgrund der Druckstoßbegrenzung für die bestehende Druckrohrleitung mit 35 MW festgelegt. Der maximale Pumpdurchfluss ergibt sich somit mit 4,4 m³/s. Für den Umbau zu einem Pumpspeicherwerk ist baulich lediglich ein Einlaufbauwerk am Draufluss mit einer kurzen saugseitigen Unterwassereinleitung sowie ein Pumpenschacht für die Pumpe und den dazugehörigen Motor mit erforderlichen elektrotechnischen Einrichtungen notwendig. Der Schachtbau wird allerdings aufgrund seiner großen Einbautiefe mit ca. 32 m zufolge der notwendigen Vordruckhöhe für die Pumpe eine bautechnische Herausforderung im mit Grundwasser behafteten Untergrund sein.

Die künftige Betriebsweise sieht neben der Abarbeitung des Zuflusses den täglichen Pumpwälzbetrieb und damit eine enorme Steigerung der jährlichen Betriebsstunden vor. Der Großteil der Erlöse des Pumpspeicherbetriebes ist auf die tägliche Verlagerung mit geringfügigen, täglichen Spiegelschwankungen, weniger als 10 % auf eine übergeordnete saisonale Verlagerung zurückzuführen. Mit der neuen Betriebsweise wird der jährliche Turbinendurchfluss und damit auch der Erzeugungsanteil von 83,5 Mio. kWh mit zusätzlichen 80 Mio. kWh auf 163,5 Mio. kWh fast verdoppelt werden können.



Abb. 1: KW Koralpe – Speicher und Krafthaus.

3.3 Rechtliche Umsetzung

Eine aufwendige Umweltverträglichkeitsprüfung war laut österreichischem UVP-Gesetz nicht erforderlich, da keine zusätzliche Steigerung der Erzeugungsleistung gegeben ist.

Wie schon im Ursprungsprojekt war auch für das Pumpspeicherprojekt die rechtliche Zustimmung des Staates Slowenien erforderlich, um bilateral die Auswirkungen des Projektes geprüft zu haben. Diese wurden in speziellen Gutachten erfasst und so konnte auch in der Ständigen österreichisch-slowenischen Kommission für die Drau die Zustimmung zum Projekt beschlossen werden.

Als Schwerpunktsverfahren war das wasserrechtliche Genehmigungsverfahren abzuhandeln, um die ökologischen Auswirkungen des Pumpspeicherbetriebes für den Speicher Soboth zu erfassen. Die Tatsache, dass nährstoff- und trübungsstoffreicheres Wasser des Drauflusses in einen sauberen Gebirgssee eingepumpt werden soll, hat zunächst eine Gegnerschaft mit unterschiedlichen Interessenten auf den Plan gebracht, gegen das Projekt zu protestieren. Dazu zählen die betroffenen Gemeinden und die Fischereiberechtigten im Stausee. Vorsorglich wurde jedoch auch hier ein umfangreiches Gutachten zur Erfassung der Auswirkungen in Auftrag gegeben.

3.4 Erforderliche Gutachten und Untersuchungen

- Ausführliche Erhebung des hydrologischen Ist-Zustandes für Speicher und Drau (KELAG),
- Simulation des Pumpspeicherbetriebes für Speicher und Drau (KELAG),
- Gutachten über Ausdehnung und ökologische Auswirkung des Pumpspeicherbetriebes auf die Drau (Prof. Hans Sampl, ehem. Kärntner Seenforschungsinstitut),
- Gutachten über den Einfluss des Pumpspeicherbetriebes auf den Betrieb der Unterliegerkraftwerke an der Drau (Elektroinstitut Milan Vidmar, Laibach),
- Ökologisches Gutachten über die Auswirkung des Pumpspeicherbetriebes auf den Speicher Soboth (Prof. Hans Sampl, ehem. Kärntner Seenforschungsinstitut).

4 Hydrologische Auswirkungen

4.1 Allgemein

Der geplante Pumpbetrieb sieht neben dem bisherigen Betrieb der Abarbeitung der Zuflüsse vorrangig in einem Wochenrhythmus die zusätzliche Pumpspeicherung mit 56 Pumpstunden pro Woche und 31 zusätzlichen Turbinenstunden pro Woche vor, wobei die zusätzlichen Turbinenstunden auf die Werktage, die zusätzlichen Pumpstunden während der Nacht und am Wochenende anfallen. Neben dem natürlichen Zufluss von 50 Mio. m³ im Regeljahr macht die zusätzliche tägliche Verlagerung 46 Mio. m³ und die saisonale Verlagerung 3 Mio. m³ in der jährlichen Mengenbilanz für den Speicher aus.

4.2 Unterwasser – Draustufe

Der Verlagerungsanteil vom Unterwasser in den Speicher beträgt lediglich 0,5 % des jährlichen Durchflusses in der Drau. Diese energetische zeitliche Verlagerung kann jedoch für alle Unterlieger der Staukette an der Drau über eine Fallhöhe von insgesamt 150 m wirksam genutzt werden. Die Spiegelschwankungen im Unterwasser sind zur Folge des geplanten Pumpspeicherbetriebes äußerst gering und liegen im 2 cm Bereich pro Stunde. Auch die Ausbauwassermengen des Pumpspeicherbetriebes sind gering im Verhältnis zur Ausbauwassermenge des Unterlieger-Kraftwerkes Dravograd an der Drau, nämlich ca. 1 % im Pump- und 1,9 % im Turbinenmodus. Lediglich im Bereich der Ausbauwassermenge des Draukraftwerkes kann es zu leichten Erzeugungsverlusten durch zusätzliche Überläufe kommen, welche jedoch durch die Verlagerung zur

Folge des Pumpspeicherbetriebes um ein Vielfaches wettgemacht werden können.

4.3 Oberwasser – Speicher Soboth

Im Regeljahr wird durch den Pumpspeicherbetrieb der Speicherspiegelverlauf wenig vom bisherigen abweichen. Lediglich in der detaillierten Betrachtung eines Wochenzeitraumes wird es zu geringfügigen Schwankungen durch die tägliche Verlagerung kommen. Da die naturschutzrechtliche Auflage mit Speicherspiegelhaltung nahe Stauziel während der gesamten Sommermonate weiterhin eingehalten werden muss, wird lediglich eine etwas flexiblere Betriebsweise in den restlichen Monaten möglich, welche sich durch eine erlaubte saisonale Verlagerung abzeichnet.

4.4 Ausgleichsstrecke – Feistritzbach/Bistrica

Die neue Betriebsweise wirkt sich auf die Restwasserbewirtschaftung überhaupt nicht aus, das verpflichtende Monitoringprogramm zur Einhaltung der vorgeschriebenen Pflichtwassermengen bleibt unverändert aufrecht.

5 Ökologische Auswirkungen

5.1 Allgemeine ökologische Betrachtung

Zum Zeitpunkt der Genehmigung des Ursprungprojektes musste eine geplante Pumpspeicherung wieder verworfen werden, da die Wasserqualität im Unterwasser „Draufluss“ zur Folge der Einleitung von Abwässern mehrerer Zellstoffindustriebetriebe im Oberlauf extrem schlecht war und eine Verpumpung in den relativ sauberen Oberwasserspeicher „Soboth“ nicht zu vertreten war. Die Wasserqualität der Drau hat sich mittlerweile mit dem Wegfall der Zellstoffindustrie und der strengeren Abwasserverordnungen jedoch deutlich verbessert. Dennoch waren die Auswirkungen eines Pumpspeicherbetriebes detailliert zu untersuchen.

5.2 Auswirkungen auf Unterlieger

Grundsätzlich gibt es über den Turbinenbetrieb bereits eine 18-jährige Erfahrung, jedoch wurden die Auswirkungen des Betriebes nicht speziell erfasst und gemessen. Die derzeitigen Turbinenbetriebsstunden werden künftig etwa verdoppelt. So wurde mit dem bestehenden Betrieb die Auswirkung detailliert untersucht, um auf den künftigen Betrieb zu schließen.

Chemisch-physikalische Auswirkung:

Im Speziellen wurde der genaue Verlauf der Einmischung des Turbinenwassers in den Draufluss gemessen, wobei die Längenausdehnung, Breitenausdehnung

und Tiefenausdehnung nach Temperatur, pH-Wert, Leitfähigkeit und Sauerstoffgehalt untersucht wurde. Zur Beurteilung haben die Parameter Temperatur und Leitfähigkeit insofern klare Aussagen gebracht, als sich eine Längenausdehnung einer Vermischungsfahne von ca. 950 m bei Temperatur und von 1.350 m bei Leitfähigkeit zeigte. Die Breitenausdehnung verhält sich für beide Parameter, Leitfähigkeit und Temperatur, etwa gleich und nimmt nach ca. 400 m Länge auf eine Fahnenbreite von ca. 10 m ab. Die Tiefenausdehnung war nicht messbar, eine Einschichtung konnte nicht festgestellt werden, der Wasserkörper war von der Oberfläche bis zum Grund homogen.

Benthische Besiedelung:

Zweck der Untersuchung war es, durch eine quantitative Erfassung des Makrozoobenthos oberhalb und unterhalb der Einleitung des Kraftwerkes Koralpe in die Drau den Unterschied ökologisch zu bewerten. Neben der Taxazahl des Makrozoobenthos wurde der Saprobienindex, die biologische Gewässergüteklasse, die ökologische Zustandsklasse und die Ernährungstypologie untersucht und verglichen und innerhalb der Methodengenauigkeit praktisch keine Veränderungen festgestellt.

Zu erwartende Veränderungen:

Durch den Pumpbetrieb sind trotz künftiger Verdoppelung des Turbinenwassers auch im Bezug auf die geringfügige Mengenbilanz keine zusätzlichen ökologischen Auswirkungen auf das Drauwasser zu erwarten, zumal das verpumpte Wasser aus der Drau wenige Stunden zeitversetzt wieder vom Speicher in die Drau zurückgegeben wird.

5.3 Auswirkungen auf den Oberwasserspeicher

Die große Frage, ob das Pumpwasser die Qualität des natürlich zugeflossenen Speicherwassers verändern wird oder nicht, war zu klären. Diesbezüglich konnte mit einer Simulation der künftigen Betriebsweise über ein für diesen speziellen Fall entwickelten Modell mit Insitu-Messungen an einem parallel beobachteten Speicher mit Pumpspeicherung die notwendige Kenntnis gewonnen werden.

Ist-Zustand:

Neben einer geomorphologischen Ist-Zustandserhebung und einer vegetationskundlichen Beurteilung wurde das Hauptaugenmerk auf chemisch-physikalische Detailuntersuchungen und solche des Phytoplankton und Makrophyten sowie des Zooplankton und Fischbestandes gelegt. Die chemisch-physikalischen Untersuchungen bezogen sich auf den Zufluss und detaillierte Tiefenprofile zu unterschiedlichen Jahreszeiten vorrangig auf Leitfähigkeit,

Temperatur, pH-Wert, Sauerstoffsättigung, Gesamtphosphorkonzentration, Nitrat-Stickstoff- und Amonium-Stickstoff-Konzentration sowie Sichttiefe. Der Ist-Zustand ist zusammenfassend als oligotrophes Gewässer zu bezeichnen bzw. als Gewässer mit gutem, ökologischem Potential im Sinne der Wasserrahmenrichtlinie einzustufen.

Modellierung der Auswirkungen:

Mit dem Speicher Freibach der KELAG konnte ein Modellversuch mit klaren Verhältniswerten bei ähnlicher Betriebsweise gefunden werden. Der Speicher Freibach verhält sich zum Speicher Soboth sowohl bezüglich Stauinhalt, Stauhöhe als auch Pumpwassermenge in einem Verhältnis von 1:3 bis 1:4. So wurden Tiefenprofile zur Erfassung einer möglichen Einschichtung von Pumpwasser – ebenfalls aus der Drau - in allen möglichen Parameterstudien untersucht und zwar während der Pumpphase und auch während der Turbinierphase und in vergleichender Weise in einem Sommer- und einem Winterversuch. So wurde die Auswirkung des Pumpspeicherbetriebes auf dem Chemismus detailliert untersucht und auch versucht, eine Einschichtung des Pumpwassers zu erfassen. Mit den gemessenen Werten wurde ein Modell zur Berechnung der Konzentrationsentwicklung der einzelnen Parameter für den Speicher Soboth entwickelt.

Auswirkungen aus Simulationsmodell:

Bezüglich der Schichtung konnte keine klassische Temperaturzonenaufteilung erfasst werden, eine Einmischung bis in die trophogene Zone ist nicht zu erwarten. Im Bezug auf die Abschätzung der Entwicklung der Nährstoffverhältnisse wird es beim Speicher Soboth zwar zu einem messbaren aber insgesamt zu einem geringfügigen Anstieg der Gesamtphosphorkonzentration kommen. Der dauerhafte Anstieg über 0,015 mg/l ist nicht zu erwarten, das heißt, es wird der Speicher im oligotrophen Zustand verbleiben oder zu einem schwach mesotrophen Gewässer tendieren, was jedoch nicht die Beurteilung des guten, ökologischen Potentials verschlechtert. Durch den Pumpspeicherbetrieb kommt es zum positiven Effekt einer stabilen Sauerstoffsättigung über Grund und zur Verhinderung von Sauerstoffzehrungserscheinungen. Schwermetallkonzentrationen werden durch den Pumpbetrieb nicht ansteigen. Zum Thema Hygiene wurde festgestellt, dass trotz gemessener erhöhter Keimzahlen im Pumpwasser keine erhöhten Keimzahlen im Speicherwasser auftreten, was durch Verdünnung und Elimination der Bakterien durch biologische Prozesse und durch Druckentlastungen von hohen Drücken mit Abtötung von Bakterien erklärt wird. Mit der erwarteten Erhöhung des Nährstoffgehaltes und der damit verbundenen vermehrten Produktion des Phytoplanktons wird der Speicher trotzdem im nährstoffarmen Bereich bleiben und es wird zu keiner Verschiebung des Arten-

bestandes kommen. Der Fischbestand wird sich in quantitativer Hinsicht durch den erhöhten Nährstoffgehalt verbessern. Die derzeitige gute Badewasserqualität wird sich durch den Pumpbetrieb nicht verschlechtern.

6 Zusammenfassung

Die Erweiterung eines reinen Speicherkraftwerkes zu einem Pumpspeicherkraftwerk mit einem Fluss als Unterwasser wirft vorrangig ökologische Fragen auf, welche sich auf die Machbarkeit der Einpumpung „nährstoffreicheren" Wassers in einen „sauberen" Gebirgsspeicher beschränken. Im Falle des Projektes „Pumpe Koralpe" wurde an einem parallelen Pumpspeicher eine detaillierte Parameterstudie über die ökologischen Auswirkungen der Pumpspeicherung für den Speicher durchgeführt und modellhaft die Auswirkungen auf den Projektsspeicher „Soboth" beim KW Koralpe simuliert. Die Ergebnisse sind verblüffend und prognostizieren keinerlei ökologische Verschlechterung.

Ebenso stellt sich die Situation im Unterwasser dar, womit für den slowenischen Draubereich keine ökologische oder energiewirtschaftliche Beeinträchtigung gegeben sein wird.

Referenzen

Nackler, K. (1993): Das KW Koralpe als Grenzkraftwerk – Kooperation mit Jugoslawien, heute Slowenien, ÖZE Jg. 46, Heft 12, Seite 711 – 714.

Nackler, K. (1993): Berücksichtigung des Naturschutzes bei Planung und Bau des KW Koralpe, ÖZE Jg. 46, Heft 12, Seite 714 – 718.

Berger, G. (1993): Die maschinellen Einrichtungen des KW Koralpe, ÖZE Jg. 46, Heft 12, Seite 740 – 746.

Sampl, J. (2006): Gutachten über „Ausdehnung und ökologische Auswirkung des geplanten Pumpspeicherbetriebes des KW Koralpe auf die Drau" – unveröffentlicht.

Sampl, J. (2007): Pumpe Koralpe ökologisches Gutachten – Speicher Soboth – unveröffentlicht.

Adresse der Autoren

Prof. Dipl.-Ing. Karl Nackler
KELAG-Kärntner Elektrizitäts-Aktiengesellschaft
Arnulfplatz Nr. 2
A-9020 Klagenfurt
E-Mail: karl.nackler@kelag.at



Prof. Dipl.-Ing. Gerald Berger
KELAG-Kärntner Elektrizitäts-Aktiengesellschaft
Arnulfplatz Nr. 2
A-9020 Klagenfurt
E-Mail: gerald.berger@kelag.at



Die Planung des Beruhigungsbeckens Innertkirchen

J. Neuner, A. Hartlieb

1 Einleitung

Im Rahmen des Investitionsprogramms „KWO plus“ der Kraftwerke Oberhasli AG soll das Kraftwerk Innertkirchen 1 aufgewertet werden. Die Aufwertung beinhaltet den Bau eines zweiten Triebwasserwegs und die Installation einer zusätzlichen Maschine. Die Leistung der Maschine beträgt 150 MW bei einem Durchfluss von 25 m^3/s (Abb. 1Abb. 1). Das Unterwassersystem des Kraftwerks soll durch ein Beruhigungsbecken ergänzt werden, um die kraftwerksbedingten Einflüsse auf die Aare gesamthaft zu reduzieren. Die ökologischen Rahmenbedingungen in der Aare würden sich dadurch nachhaltig verbessern.

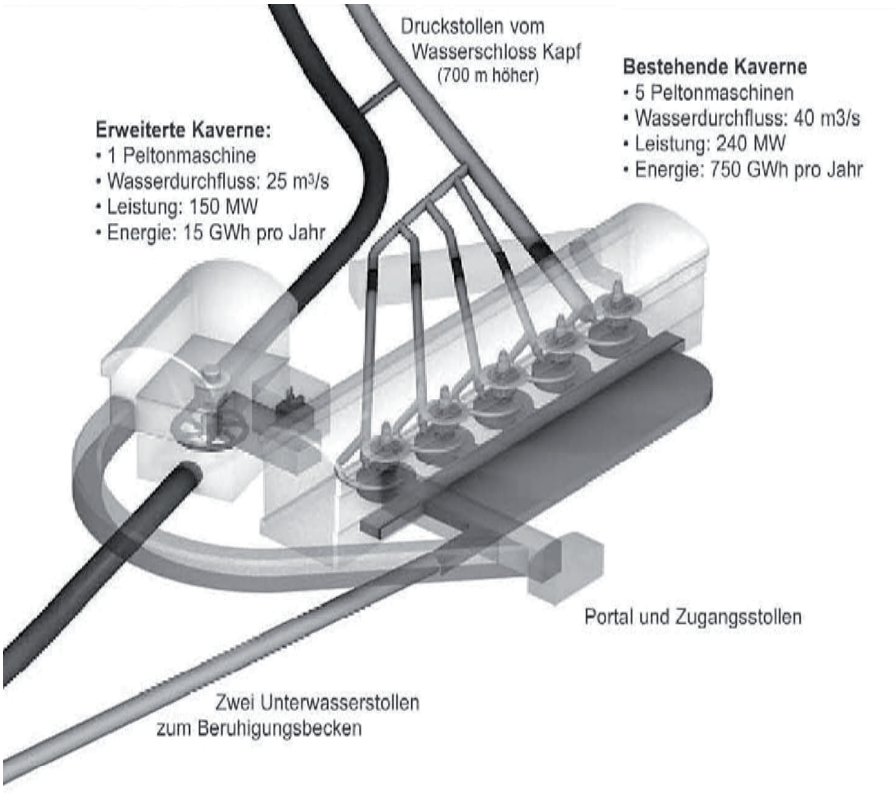


Abb. 1: Schematische Darstellung der Kaverne mit neuer Maschine.

Aufgrund der örtlichen Gegebenheiten ist das Volumen des Beckens begrenzt (Abb. 2). Die Randbedingungen ermöglichen ein Volumen von 25.000 m^3. Zusätzlich entstehen noch einmal etwa 25.000 m^3 durch einen neuen Unterwasserkanal, welche als retentionswirksames Volumen mit angesetzt werden

können. Insgesamt ständen 50.000 m^3 für die Schwall- und Sunkdämpfung zur Verfügung. In das Becken würde das Triebwasser aus den Kraftwerken Innertkirchen 1 (max. 65 m^3/s) und Innertkirchen 2 (max. 30 m^3/s) fließen. Beim maximalen Zufluss von 95 m^3/s wäre das Beckenvolumen in nur knapp neun Minuten gefüllt.

Zur effizienteren Nutzung des Beckenvolumens ist eine Steuerung des Beckens auf Basis der Einsatzprognose der Kraftwerke vorgesehen. Die Vorschau auf den Betrieb der Kraftwerke (Einsatzprognose) erlaubt eine gezielte Vorabsenkung des Beckens und damit eine vorgezogene Steigerung des Abflusses in der Aare. Beim Eintreffen des Schwalls aus dem Kraftwerk wäre der Abfluss in der Aare schon erhöht und es muss nur noch die Differenz aus dem Kraftwerksabfluss und dem gesteigerten Abfluss in der Aare im Becken zurückgehalten werden. Zum Beispiel kann bei 15 Minuten Vorlaufzeit und einer Abfluss-Steigerung von 2,5 m^3/s pro Minute ein Abfluss von 37,5 m^3/s in der Aare generiert werden. Momentan können durch den Schwall Abflusssteigerungen bis zu 8 m^3/s pro Minute auftreten. Im geplanten Becken müssten somit am Anfang nur noch 57,5 m^3/s zurückgehalten werden. Durch die gezielte Steuerung lässt sich das Volumen des Beckens teilweise doppelt nutzen. Eine Kappung der maximalen Abflussspitzen ist mit dem Beckenvolumen jedoch nur begrenzt möglich.

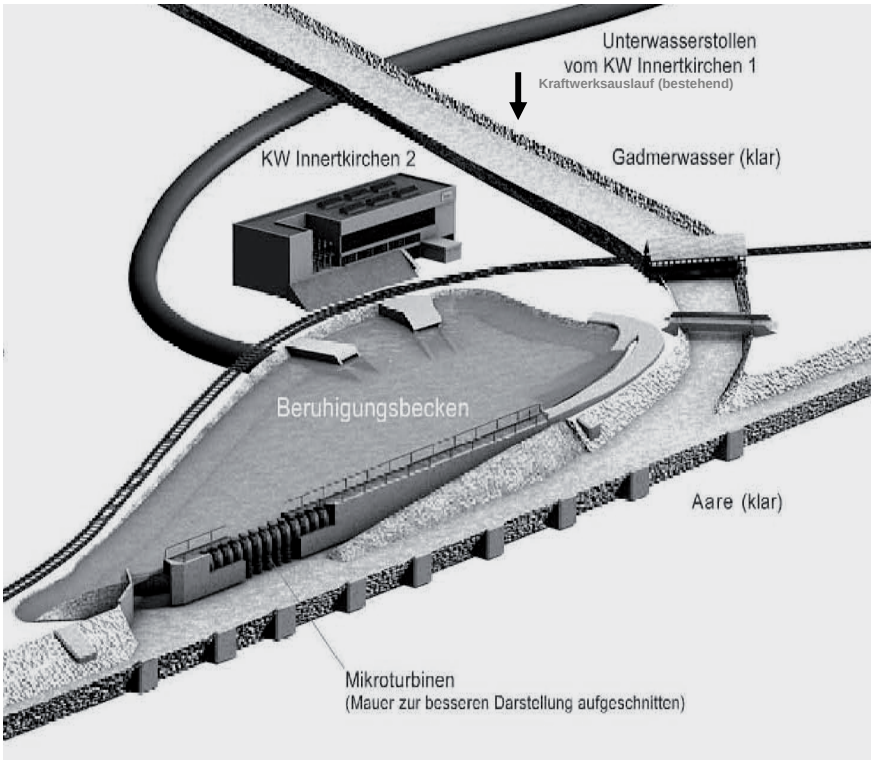


Abb. 2: Übersicht Beruhigungsbecken.

Neben der Verringerung der Abflussgradienten, wodurch den Lebewesen im Fluss mehr Reaktionszeit bei Abflussänderungen gegeben wird, ist mit dem Becken auch eine Neugestaltung der Wasserrückgabe geplant. Durch die Verlagerung des Kraftwerksausflusses des KW Innertkirchen 1 vom Gadmerwasser zur Aare (Abb. 2Abb. 2) wird der Bereich des Gadmerwassers frei von Kraftwerksabflüssen und somit ergeben sich neue Möglichkeiten für eine Aufwertung dieses Gewässerabschnitts. Eine weitere wichtige Komponente des Beckens ist die „sanfte“ Rückgabe des turbinierten Wassers in die Aare. Diese ist für Abflüsse bis 50 m^3/s über Mikroturbinen geplant, welche die Restfallhöhe nutzen und immerhin noch ca. 2,5 GWh pro Jahr an Strom erzeugen könnten. Abflüsse über 50 m^3/s werden über ein Entlastungswehr mit Tosbecken abgegeben. Im Rahmen der Planung für das Becken stellten sich viele Fragen zur Wechselwirkung mit der Aare hinsichtlich Hochwasser, Geschiebe, Energieumwandlung usw.. Für die Beantwortung dieser Fragen wurde die Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU München in Obernach mit einem hydraulischen Modellversuch beauftragt.

2 Modell

Das im geometrischen Maßstab 1:25 errichtete Modell wurde nach dem Modell-Gesetz von Froude betrieben. Wie in der Natur sind dann im Modell die Reynoldszahlen der Kornumströmung bei den verschiedenen Abflusszuständen so groß, dass Zähigkeitseinflüsse vernachlässigt werden können. Im ersten Schritt wurde der gegenwärtig vorhandene Ist-Zustand vor Errichtung des Beruhigungsbeckens untersucht. Das Modell umfasst den 460 m langen Aareabschnitt, der sich etwa 130 m flussaufwärts und 330 m flussabwärts der Einmündung des Gadmerwassers erstreckt. Vom Gadmerwasser ist ein etwa 160 m langer Abschnitt vor der Einmündung in die Aare im Modell abgebildet. Beide Flussläufe wurden mit beweglicher Sohle und befestigten Ufern einschließlich der Buhnen unterhalb des Zusammenflusses modelliert. Als Sohlmaterial wird für Aare und Gadmerwasser das gleiche maßstabsgerechte Sand- bzw. Kiesmaterial verwendet. Nach Abschluss der Versuche im Ist-Zustand wurde das Modell mit dem Beruhigungsbecken erweitert. Dabei wurden die geplanten Ausläufe der beiden Kraftwerke Innertkirchen 1 und Innertkirchen 2 in das Becken einschließlich der letzten Abschnitte der jeweiligen Unterwasserstollen modelliert. Die zur Steuerung und Entleerung des Beckens vorgesehene Reihe von 33 Mikroturbinen und das Entlastungswehr mit Drucksegment und aufgesetzter Klappe wurden ebenfalls nachgebildet. In Aare und Gadmerwasser wurden eine Verlängerung des Mündungssporns und eine Leiteinrichtung vor der Turbinenreihe eingebaut und optimiert. Abb. 3 gibt einen Überblick über das Modell im Planungszustand.

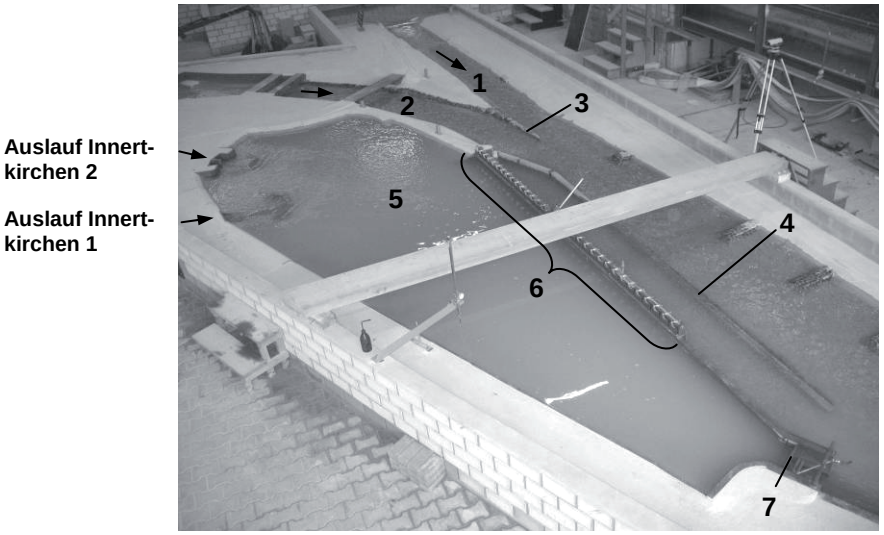


Abb. 3: Modell im Planungszustand (1: Aare, 2: Gadmerwasser, 3: Mündungssporn, 4: Leit-Einrichtung, 5: Beruhigungsbecken, 6: Turbinenreihe, 7: Entlastungswehr).

3 Ergebnisse

3.1 Wasserspiegellagen in der Aare

Abb. 4 zeigt beispielhaft die Wasserspiegellagen bei 250 m^3/s (Abflussaufteilung Aare und Gadmerwasser jeweils 50 %) für das Modell im Ist-Zustand sowie für eine Variante im Planungszustand ohne Leiteinrichtung und für den optimierten Planungszustand. Eingetragen ist auch die mittlere Sohllage nach dem Augusthochwasser 2005.

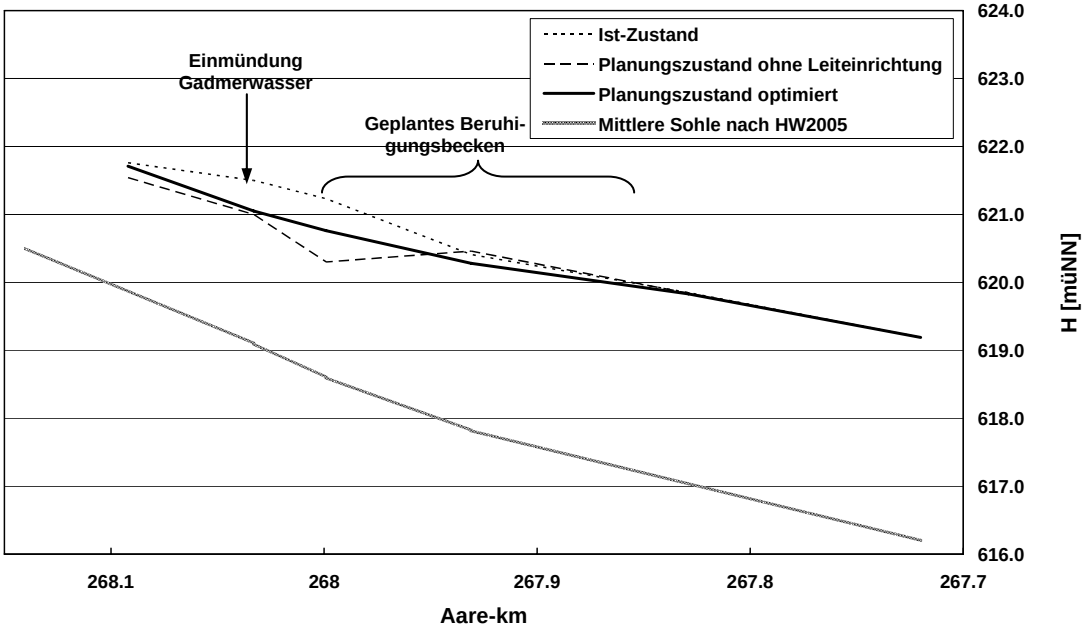


Abb. 4: Vergleich der Wasserspiegellagen in der Aare für Ist- und Planungszustand bei einem Gesamtabfluss von 250 m^3/s.

In den beiden Varianten des Planungszustands liegen die Wasserspiegel in der Aare für 250 m^3/s Gesamtabfluss wie bei allen anderen untersuchten Abflüssen unter denjenigen im Ist-Zustand. Bei der Variante ohne Leiteinrichtung vor der Turbinenreihe ergibt sich durch die Aufweitung am Beginn des Beruhigungsbeckens ein „Absacken“ des Wasserstands mit einem deutlich reduzierten oder sogar negativen Wasserspiegelgefälle im Anschluss. Als Folge ist eine deutliche Geschiebeablagerung am Beginn des Beruhigungsbeckens zu erwarten. Dagegen konnte in den Versuchen für den optimierten Planungszustand für alle untersuchten Abflüsse auch im Bereich des Beruhigungsbeckens ein gleichmäßiges Wasserspiegelgefälle in Fließrichtung für eine kontinuierliche und möglichst hohe Geschiebetransportkapazität nachgewiesen werden.

Bei einer Abflusssteigerung auf 400 m^3/s Gesamtabfluss sind für den optimierten Planungszustand im Bereich des Beruhigungsbeckens im Gegensatz zum Ist-Zustand noch keine Ausuferungen am linken Ufer zu beobachten.

3.2 Geschiebeversuche

Durch das sehr ungleichförmige Sohlmaterial kommt es im Modell wie in der Natur bei kleinen und mittleren Abflüssen zu ausgeprägten Abpflasterungserscheinungen. Bei einer gut ausgebildeten Abpflasterung bleibt sowohl im Ist- als auch im optimierten Planungszustand die Sohle bis zu einem Gesamtabfluss von 150 m^3/s stabil und beginnt die Sohlbewegung bei einem Abfluss zwischen 150 und 180 m^3/s. Falls also der geplante maximale Kraftwerksabfluss von 95 m^3/s in einem seltenen Fall ungedämpft durch das Beruhigungsbecken in die Aare abgegeben wird, ist bis zu einem Basisabfluss von 55 m^3/s in der Aare die Sohle in der unveränderten Flussstrecke unterhalb des Beruhigungsbeckens stabil.

Für den Hochwasserfall wurden sowohl im Ist- als auch im Planungszustand Versuche mit Geschiebezugabe und Geschiebetransport durchgeführt. Im Ist-Zustand dominiert das in der Kurve in die Aare einmündende Gadmerwasser in Abhängigkeit von der Abflusskombination mehr oder weniger stark die Strömung, drängt die Aare an das linke Ufer und erzeugt einen Rückstau. Das von der Aare herangeführte Geschiebe lagert sich deshalb teilweise schon oberhalb der Einmündung des Gadmerwassers ab. Im Planungszustand wurden zwei bauliche Maßnahmen hinsichtlich einer kontinuierlich hohen Geschiebetransportkapazität im Bereich der Einmündung des Gadmerwassers und des Beruhigungsbeckens optimiert: die Verlängerung des Mündungssporns und die Leit-Einrichtung vor der Turbinenreihe (Abb. 5).

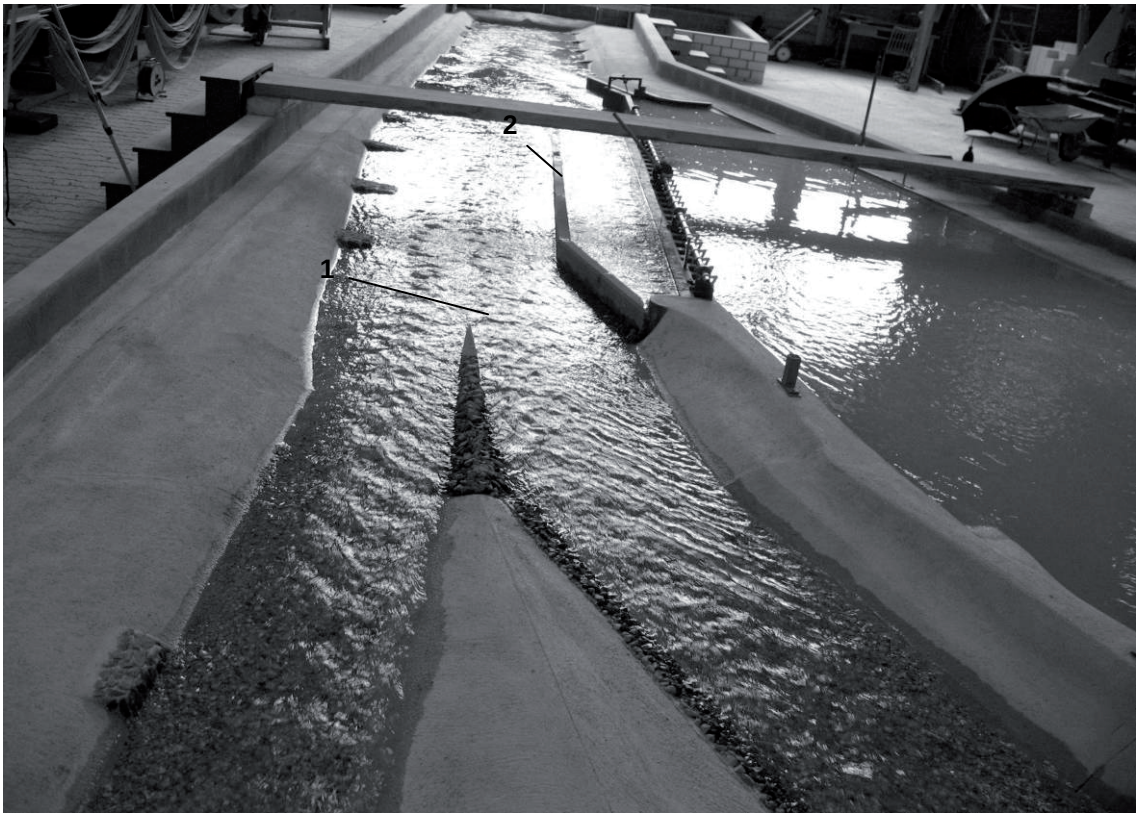


Abb. 5: Verlängerter Mündungssporn (1) und Leiteinrichtung (2) im optimierten Planungszustand.

Mit der so optimierten Verlängerung des Mündungssporns wird die Beeinflussung der Aare durch das Gadmerwasser deutlich reduziert. Der Geschiebe-Transport in der Aare kann ungehindert bis zum Ende des Mündungssporns erfolgen. Dort vereinigen sich Aare und Gadmerwasser mit parallelen Strömungsrichtungen auf einer Breite, die einen kontinuierlichen Weitertransport des von beiden Gewässern herantransportierten Geschiebes sicherstellt.

Die letztendlich als Leitwand ausgeführte Leiteinrichtung verhindert durch die Einengung der Aare Geschiebeablagerungen im Bereich des Beruhigungsbeckens. Sie sorgt für einen kontinuierlichen Weitertransport des aus Gadmerwasser und Aare herantransportierten Geschiebes in die unterhalb gelegene Buhnenstrecke mit ihrer unverändert hohen Geschiebetransportkapazität. Das obere schräge Teilstück der Leitwand wird selbst bei den größten Hochwasserabflüssen nicht überströmt. Das anschließende lange Teilstück parallel zur Turbinenreihe wird in Abhängigkeit vom Abfluss mehr oder weniger überströmt, verhindert aber jeglichen Geschiebetransport von der Aare in den abgeschirmten Bereich vor der Turbinenreihe.

3.3 Strömungssituation im Beruhigungsbecken

Bei den Versuchen ergaben sich bei den verschiedensten Lastfällen hinsichtlich Beaufschlagung, Wasserstand im Becken und Entleerung Strömungszustände, die qualitativ nur wenig voneinander abweichen. In Abb. 6 ist beispielhaft der Strömungszustand bei Beaufschlagung des Beckens mit beiden Kraftwerks-Ausläufen und der Entleerung ausschließlich über die Turbinenreihe schematisch dargestellt:

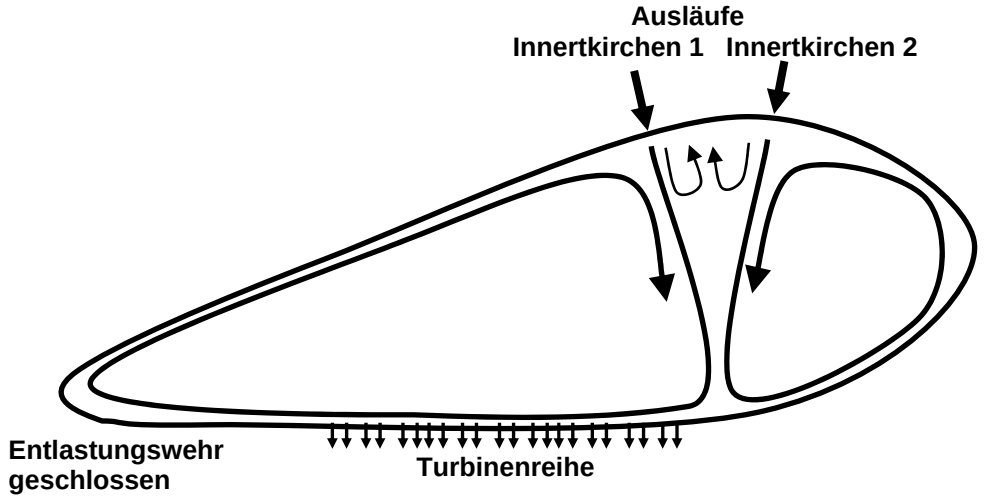


Abb. 6: Schematisierter Strömungszustand für einen Lastfall mit Beckenbeaufschlagung über beide Kraftwerksausläufe und Entleerung ausschließlich über die Turbinenreihe.

Ausgelöst durch den Impulseintrag an den Kraftwerksausläufen in das Becken entwickeln sich zwei großräumige Kehrströmungen mit vergleichsweise hohen Fließgeschwindigkeiten. Je größer die Kraftwerksabflüsse und je niedriger der Beckenwasserstand, desto höher sind die Fließgeschwindigkeiten. Für die Turbinenreihe bedeutet dies eine ausgeprägte, ungünstige Anströmung in Querrichtung. Zur Verbesserung der gesamten Strömungssituation im Beruhigungsbecken und insbesondere der Anströmung der Turbinenreihe wurden im Modell Versuche mit Prallwänden durchgeführt, die im Becken vor den Kraftwerksausläufen angeordnet werden. Als optimal erwiesen sich jeweils drei Prallwände mit einer Länge von 5 m und einer Höhe von 2,5 m. Abb. 7 zeigt die Kraftwerks-Ausläufe mit der optimierten Anordnung der Prallwände bei der vollen Beaufschlagung mit 65 m^3/s (IK1) und 30 m^3/s (IK2) und einem vergleichsweise niedrigen Beckenwasserstand:

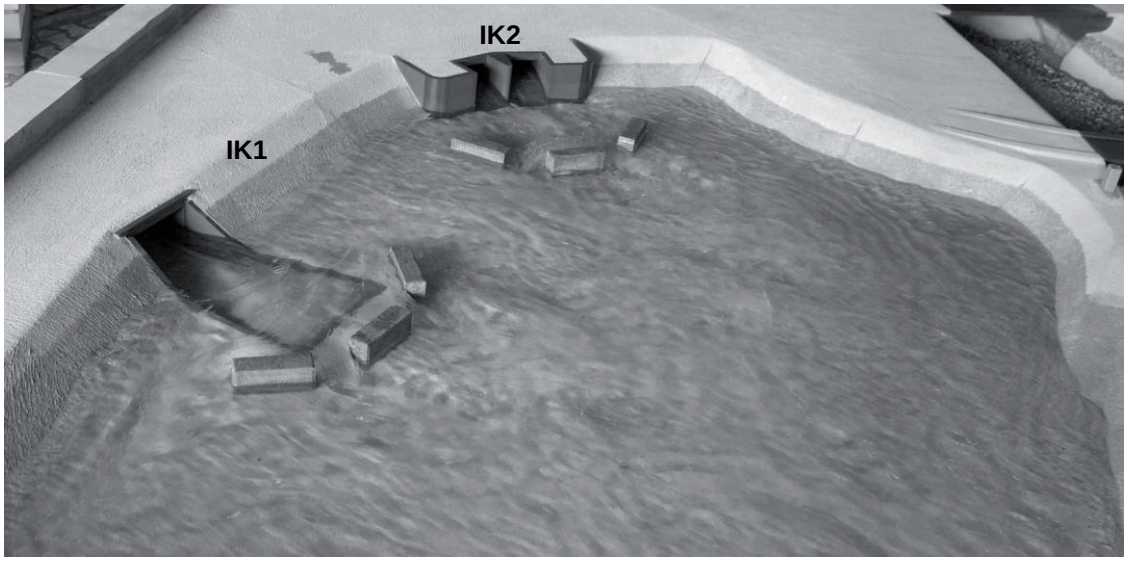


Abb. 7: Kraftwerksausläufe in das Beruhigungsbecken mit Prallwänden bei voller Beaufschlagung mit 65 m^3/s (IK1) und 30 m^3/s (IK2).

Die Prallwände „bremsen“ die einströmenden Abflussstrahlen, erzeugen lokale Turbulenzen und verbessern dadurch die Energieumwandlung. Das großräumige Strömungsbild im Beruhigungsbecken mit den beiden ausgeprägten Kehrströmungen wird qualitativ zwar nur wenig verändert. Dafür werden die Fließgeschwindigkeiten in den Kehrströmungen deutlich reduziert. Somit wird auch die Anströmung der Turbinenreihe wesentlich verbessert.

3.4 Entlastungswehr

Das 6 m breite Entlastungswehr weist als Verschluss ein Drucksegment mit aufgesetzter Klappe auf. Am Ende der Optimierung in den Modellversuchen standen folgende Änderungen gegenüber dem Entwurf: Die linke Randmauer der Tosmulde wird um 4,6 m auf eine Oberkante von 617,4 müNN herabgesetzt. Auf der linken Randmauer und im Bereich der ursprünglichen Zahnschwelle sitzen insgesamt sieben Störkörper mit einer Höhe von 2,5 m und statt der drei Störkörper in der Tosmulde wird ein einziger mit einer größeren Höhe angeordnet. Außerdem ist nach dem Ende der Tosmulde ein Kolkschutz erforderlich. Abb. 8 zeigt das Entlastungswehr im optimierten Zustand im maßgebenden Lastfall für die Energieumwandlung:

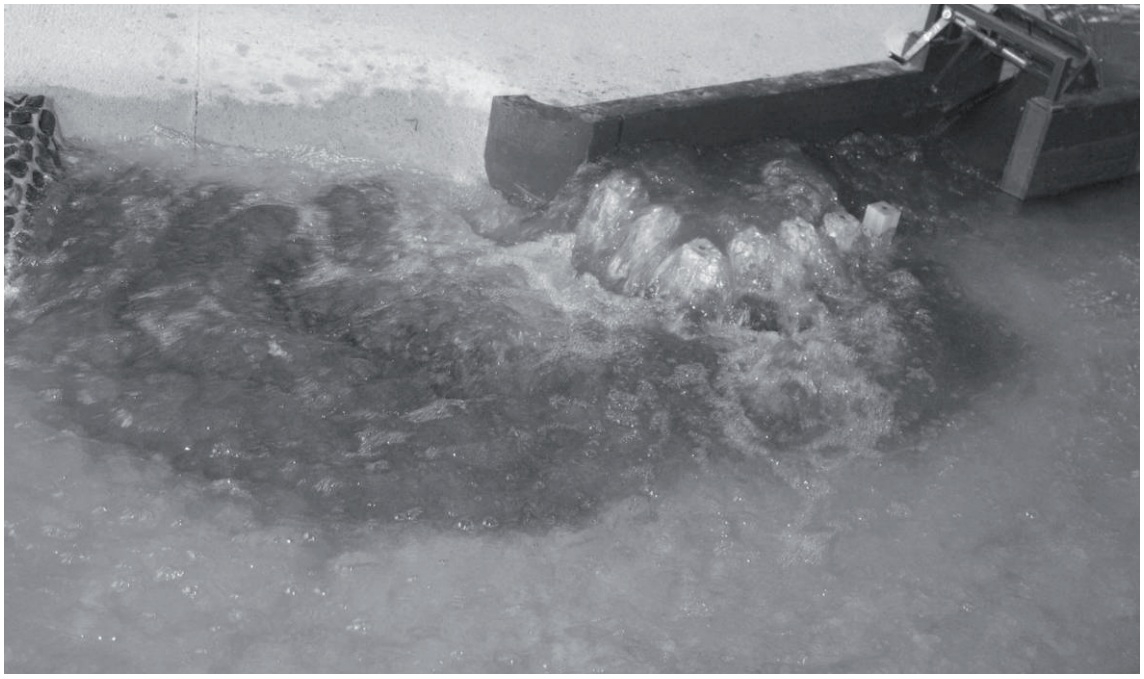


Abb. 8: Optimiertes Entlastungswehr im für die Energieumwandlung maßgebenden Lastfall.

Der für die Energieumwandlung maßgebende Lastfall ist der maximale Abfluss von 95 m^3/s über das Entlastungswehr bei durch geringen Aareabfluss niedrigem Unterwasserstand. Im optimierten Zustand ist die Energieumwandlung deutlich verbessert. Sie kann aufgrund der sehr hohen spezifischen Belastung von annähernd 16 m^3/s pro Meter in einer so vergleichsweise kurzen und gering eingetieften Tosmulde allerdings nicht optimal sein. Die Belastung auf die Sohle unterhalb der Tosmulde ist deshalb immer noch beträchtlich und erfordert einen Kolkschutz, dessen Nachbesserung bei dieser seltenen und dann nur kurz andauernden extremen Belastung in Kauf genommen werden muss.

In Abb. 9 ist die für das optimierte Entlastungswehr ermittelte Beckenwasser-Stand-Abfluss-Beziehung ohne Rückstaueinfluss dargestellt.

Für den maximalen Abfluss über das Entlastungswehr von 95 m^3/s, der dem maximalen Zufluss in das Becken aus den beiden Kraftwerksausläufen entspricht, ergibt sich im optimierten Zustand ein Beckenwasserstand von 622,30 müNN, der 20 cm unter dem geplanten maximalen Beckenwasserstand liegt. Der Rückstaueffekt durch die Aare beginnt bei diesem Abfluss über das optimierte Entlastungswehr erst ab einem Aareabfluss von etwa 200 m^3/s.

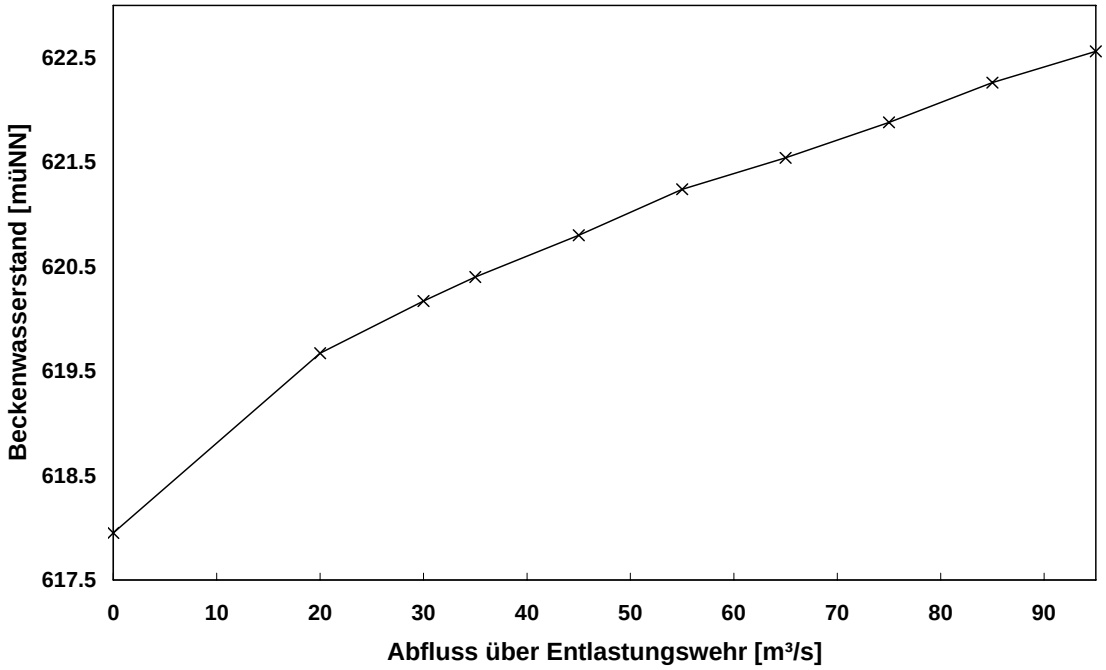


Abb. 9: Beckenwasserstand-Abfluss-Beziehung für das optimierte Entlastungswehr (ohne Rückstaueinfluss).

4 Zusammenfassung

Die Aufwertung des Kraftwerkes Innertkirchen 1 sieht neben dem Bau eines parallelen Triebwasserwegs und der Installation einer zusätzlichen Maschine (150 MW) auch den Bau eines Beruhigungsbeckens mit einem Nutzvolumen von gesamt 50.000 m^3 vor. Neben dem Abfluss aus dem KW Innertkirchen 1 (max. 65 m^3/s) würde auch das Triebwasser des KW Innertkirchen 2 (max. 30 m^3/s) in das Becken fließen. Zur effizienten Nutzung des Beckenvolumens würde das Becken auf Basis der Einsatzprognose der beiden Kraftwerke gesteuert werden. Da das Becken direkt an der Aare angrenzt, sind Eingriffe in die Aare unvermeidbar. Für die Planung ergaben sich daher zahlreiche Fragen zu den Wechselwirkungen zwischen Aare und Beruhigungsbecken. Zur Beurteilung und Optimierung der hydraulischen und sedimentologischen Verhältnisse in der Aare im Bereich des Beruhigungsbeckens und der hydraulischen Verhältnisse im Beruhigungsbecken selbst beauftragte die KWO AG die Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU München in Obernach mit der Durchführung eines hydraulischen Modellversuchs.

Die Modellversuche ergaben im optimierten Planungszustand mit dem verlängerten Mündungssporn am Zusammenfluss von Aare und Gadmerwasser und der Leitwand zur Abschirmung der geplanten Turbinenreihe des Beruhigungsbeckens niedrigere Wasserspiegellagen in der Aare als im Ist-Zustand. Mit dem

Mündungssporn wird auch ein im Vergleich zum Ist-Zustand verbesserter, kontinuierlicher Geschiebetransport im Mündungsbereich von Aare und Gadmerwas-ser erreicht. Die Leitwand sorgt für einen kontinuierlichen Weitertransport des Geschiebes im Bereich des Beruhigungsbeckens in die unterhalb gelegene, unveränderte Buhnenstrecke mit ihrer hohen Geschiebetransportkapazität. Hinsichtlich der Strömungssituation im geplanten Beruhigungsbecken können die Fließgeschwindigkeiten der beiden großräumigen Kehrströmungen, die durch die Zuflüsse an den Kraftwerksausläufen hervorgerufen werden, durch Prallwände vor den Ausläufen deutlich reduziert werden. Damit wird die Anströmung der Turbinenreihe wesentlich verbessert. Das in den Modellversuchen optimierte Entlastungswehr des Beruhigungsbeckens kann den maximalen Abfluss von 95 m^3/s bei einem Oberwasserstand von 622,30 müNN abführen, der 20 cm unter dem geplanten maximalen Beckenwasserstand liegt. In diesem Fall beginnt der Rückstaueinfluss durch die Aare erst bei einem Aareabfluss von etwa 200 m^3/s. Die Energieumwandlung ist gegenüber dem Entwurfszustand deutlich verbessert.

Adresse der Autoren

Dr.-Ing. Johann Neuner
Kraftwerke Oberhasli AG
CH-3862 Innertkirchen
E-Mail: nej@kwo.ch



Dr.-Ing. Arnd Hartlieb
Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft
Technische Universität München
Obernach
D-82432 Walchensee
E-Mail: a.hartlieb@bv.tum.de





Qualitative und quantitative Bewertung der Auswirkungen von Sunk auf juvenile Fischarten

M. Noack, M. Schneider

1 Einleitung

Künstlich erzeugte Abflussveränderungen (Schwall/Sunk), zur Deckung des Spitzenstrombedarfs stellen sowohl in hydrologischer als auch in ökologischer Hinsicht eine Störung im Fließgewässer dar. Die Auswirkungen auf die Gewässerökologie wurden bereits in mehreren Studien untersucht und bewertet (BUWAL, 2003). Für die Bewertung der Auswirkungen eignen sich insbesondere die biologischen Indikatoren Fische und Makrozoobenthos. Die Drift im Schwallbetrieb und das Stranden von juvenilen Fischen während der Sunkphase gehören dabei zu den meistuntersuchten Indikatoren. Neben der Veränderung des Abflussregimes spielt die Morphologie einer Gewässerstrecke eine zentrale Rolle für die gewässerökologischen Auswirkungen des Schwallbetriebs. Durch eine große Vielfalt an flussmorphologischen Strukturen (Kiesbänke, Kiesinseln) können die Beeinträchtigungen durch Schwall/Sunk sowohl gemildert als auch verschärft werden. Beispielsweise kann die aufgrund von morphologischen Strukturen abflussabhängige Entstehung von Flachwasserbereichen die Jungfische während des Sunks gefährden und während des Schwallbetriebs als Rückzugsgebiet zum Schutz vor Drift dienen.

Eine Möglichkeit die Auswirkungen des Sunks zu untersuchen, bieten Habitatmodelle. Diese lassen auf der Basis von instationären hydrodynamisch-numerischen Berechnungen in Kombination mit morphologischen Informationen die Beurteilung von Gewässerlebensräumen für ausgewählte Indikatorarten zu. Die Habitatmodellierung stellt somit ein Bindeglied zwischen der Hydrodynamik natürlicher Systeme und den Reaktionen der dort angesiedelten Lebensgemeinschaften dar. Habitatsimulationen zielen meist auf die Umgebungsgrößen „Fließgeschwindigkeit“, „Wassertiefe“ und „Substratgröße“ ab, die zur Beschreibung von Habitaten dienen. In diesem Artikel wird ein Ansatz vorgestellt, mittels dem die Gefahr des Strandens von juvenilen Fischen während der Sunkphase qualitativ und quantitativ abgeschätzt und lokalisiert werden kann. Dadurch ist es möglich, besonders kritische Phasen bzw. Abflussbereiche für den operationellen Betrieb zu identifizieren.

2 Ansatz zur Bewertung der Auswirkungen des Sunks auf juvenile Fischhabitate

2.1 Konzept des Habitatmodells CASiMiR

Das Habitatmodell CASiMiR (Computer Aided Simulation Model for Instream Flow Requirements) wurde in einer ersten Version Anfang der 90er Jahre am Institut für Wasserbau Universität Stuttgart entwickelt. Hauptziel war zunächst die Untersuchung von Lebensräumen für Fische in Abhängigkeit vom Abfluss. Im Fischhabitatmodul von CASiMiR wird für die Verknüpfung von biologischen Habitatansprüchen und hydromorphologischen Parameter ein multivariater fuzzy-logischer Ansatz verwendet (Schneider, 2001). Schnittstelle zur Biologie sind Expertenregeln, die einerseits das Zusammenwirken von Habitatparametern, andererseits die Unschärfe der Kenntnisse über Fischhabitatansprüche durch sprachliche Umschreibungen beinhalten (Abb. 1). Die Eingangsparameter in CASiMiR können fallspezifisch ausgewählt und in den fuzzy-logischen Ansatz integriert werden.

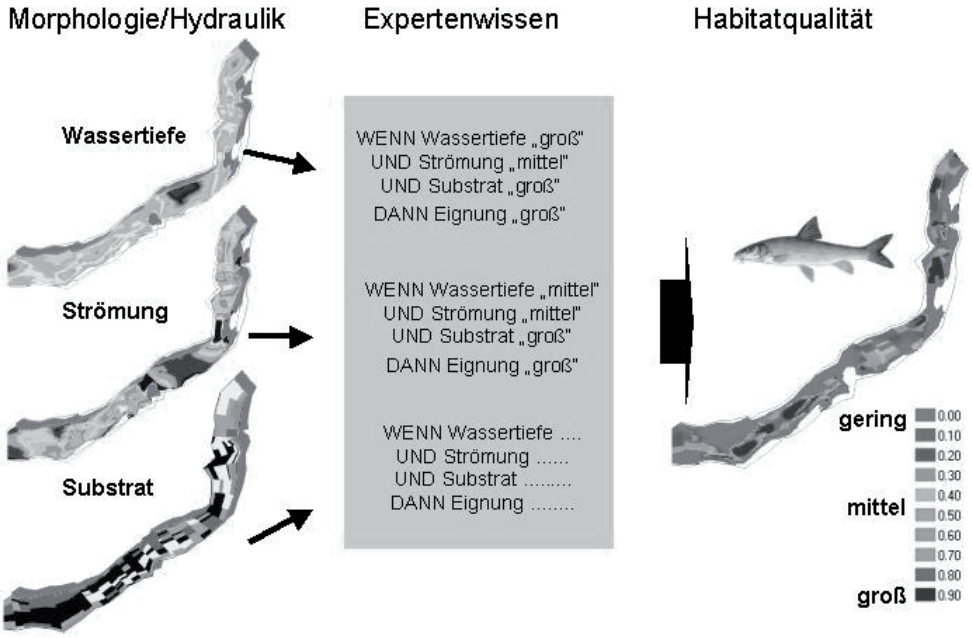


Abb. 1: Prinzip des auf Expertenwissen basierenden Fischhabitatmodells in CASiMiR.

Das Ergebnis der Modellierung ist eine Vorhersage der Habitateignung mit einem Wert zwischen 0 (ungeeignet) und 1 (optimal geeignet). Diese variiert in Abhängigkeit vom Abfluss und den entsprechenden Veränderungen der Eingangsparameter. Dieser Ansatz zur Berechnung der Habitateignung im Fließgewässer reicht jedoch nicht aus, um die Auswirkungen des Sunks auf Fischhabitate zu bewerten. Hierfür müssen weitere Parameter berücksichtigt werden, die im folgenden Kapitel erläutert sind.

2.2 Untersuchte Faktoren der Fischgefährdung durch Sunk

Der Ansatz zur Modellierung der Gefährdung von Jungfischen während Sunkphasen gliedert sich in insgesamt vier Teilschritte:

Basishabitateignung

Die Basishabitateignung beschreibt die Lebensraumansprüche von Fischarten in einem Fließgewässer ohne Einwirkung von Schwall und Sunk. Dies bedeutet, dass die Qualität und der Umfang von Fischhabitaten für beliebige Abflüsse und damit auch für beliebige Punkte verschiedener Abflussganglinien (Betriebsweisen des Kraftwerks) berechnet und räumlich dargestellt werden kann. Da Gefährdungen durch Sunk nur in Bereichen auftreten können, die für Jungfische geeignet sind, stellt dies der erste Schritt des Ansatzes dar. Die eingehenden Parameter in die Basishabitateignung sind die zeitlich veränderliche Wassertiefe und Fließgeschwindigkeit, sowie das dominierende Substrat.

Wasserspiegelabsenkung

Die Geschwindigkeit, mit welcher der Wasserspiegel während einem Sunkereignisses fällt, stellt einen bedeutenden Gefährdungsfaktor für Fische dar. In verschiedenen Studien wurden kritische Sunkraten für juvenile Fischarten ermittelt (Abb. 2):

Sunkrate in m/h	Sunkrate in m/10 min	Sunkrate in m/min	Quelle
0,18	0,03	0,003	Halleraker et al. (2002)
0,12	0,02	0,002	Saltveit et al. (2001)

Abb. 2: Kritische Sunkraten für juvenile Fischarten.

Unter Annahme der genannten Werte in Abb. 2 werden diese zur Berücksichtigung der Sunkrate in das Modell implementiert. Neben der Absenkgeschwindigkeit in Kombination mit einer erforderlichen Mindestwassertiefe für Jungfische wird noch die Basishabitateignung aus Schritt 1 als Grundkriterium für den zweiten Modellierungsschritt verwendet.

Abtrennung vom Hauptgewässer

Eine weitere Gefährdung stellt die Abtrennung benetzter Bereiche vom Hauptgewässer dar. Nebengerinne und Senken auf Kiesbänken und in Uferbereichen werden bei Schwall benetzt, während bei Sunk zwar Wasser in solchen Bereichen zurückbleibt aber die hydraulische Verbindung zum Hauptgewässer unterbrochen wird. Befinden sich Fische in diesen Senken und Nebenarmen wird

ihnen bei Sunk die Rückzugsmöglichkeit ins Hauptgewässer genommen. Des Weiteren versickert in diesen Bereichen in Abhängigkeit vom Grundwasserspiegel das Wasser und die Senken und Nebenarme trocknen aus, wodurch die Fische auf den Kiesbänken oder Kiesinseln stranden. Im hydraulischen Modell können diese Bereiche abgegrenzt und die Abflüsse ermittelt werden, ab denen die Abtrennung erfolgt.

Schnelle Wasserspiegelabsenkung UND Abtrennung vom Hauptgewässer:

Aus den Modellierungsschritten 1 bis 3 resultieren voneinander unabhängige Gefährdungsflächen für Jungfische während eines Sunkereignisses. Unter der Annahme, dass die höchste Gefährdung (Hauptgefährdung) für Jungfische bei hoher Sunkgeschwindigkeit mit geringer Wassertiefe und paralleler Abtrennung vom Hauptgewässer auftritt, werden diese Flächen im Ansatz gesondert als Hauptgefährdungsbereiche ausgewiesen.

3 Ergebnisse der hydraulischen Modellierung

3.1 Eindimensionale Modellierung

Im Rahmen des Projekts wurde die Auswirkung des Sunks auf die juvenile Äsche für eine charakteristische Ganglinie untersucht. Um die Verformung dieser Ganglinie durch die unterschiedliche Geometrie und Rauheit entlang der Gewässerstrecke abzubilden, wurde eine eindimensionale Modellierung durchgeführt. Dadurch konnten die Zu- und Ausflussrandbedingungen für insgesamt drei detailliert zweidimensional simulierte Untersuchungsstrecken (US1, US2, US3) bestimmt werden. In Abb. 3 sind die Verformungen der Ganglinie an den Zuflussrändern der drei Untersuchungsstrecken dargestellt.

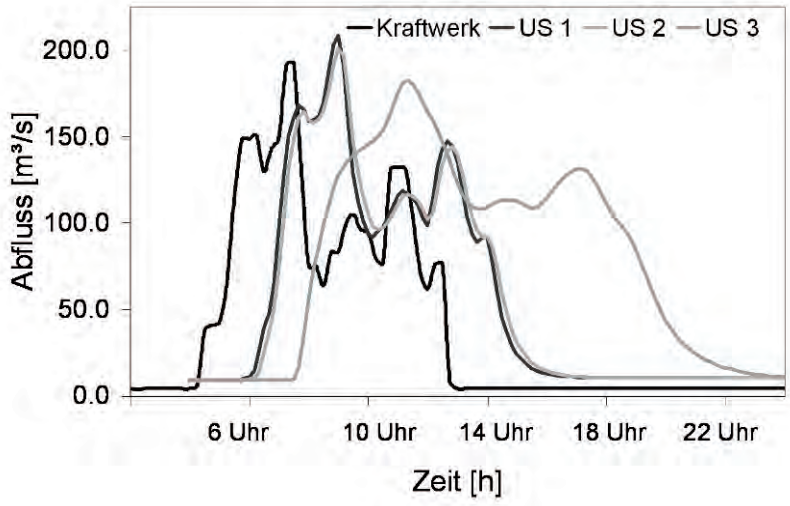


Abb. 3: Verformung der Ganglinie an den Zuflussrändern zu den drei Untersuchungsstrecken.

Die Ergebnisse der eindimensionalen Modellierung belegen, dass die Ganglinien sich mit zunehmender Lauflänge abflachen und glätten. Die Abflusserhöhung zwischen Kraftwerk und der US1 ergibt sich durch einen seitlichen Zufluss kurz vor der US1. In Abb. 4 sind die Distanzen, die Dämpfung des Maximalabflusses sowie die Fließzeit zu US1, US2 und US3 gegeben.

	Distanz zum Kraftwerk	Maximalabfluss	Fließzeit
US1	4,4 km	209 m³/s	ca. 2 h
US2	5,0 km	201 m³/s	ca. 2 h
US3	9,6 km	182 m³/s	ca. 3,5 h

Abb. 4: Distanzen, Dämpfung des Maximalabflusses und Fließzeiten vom Kraftwerk zu den Untersuchungsstrecken US1, US2 und US3.

Trotz der Dämpfung der Ganglinien, sind in den Untersuchungsstrecken nach wie vor starke Abflussänderungen innerhalb kurzer Zeit vorhanden, die zur Gefährdung von Jungfischen führen können.

3.2 Zweidimensionale Modellierung

Für die Kalibrierung der zweidimensionalen Modellierung wurden Dotationsversuche zu insgesamt vier verschiedenen Abflüssen durchgeführt. Abb. 5 zeigt für US1 die unterschiedlichen Wassertiefen zum Maximal- und Minimalabfluss, sowie die Veränderung der benetzten Fläche, welche einen ersten Anhalt über die abflussabhängige Lebensraumverfügbarkeit gibt.

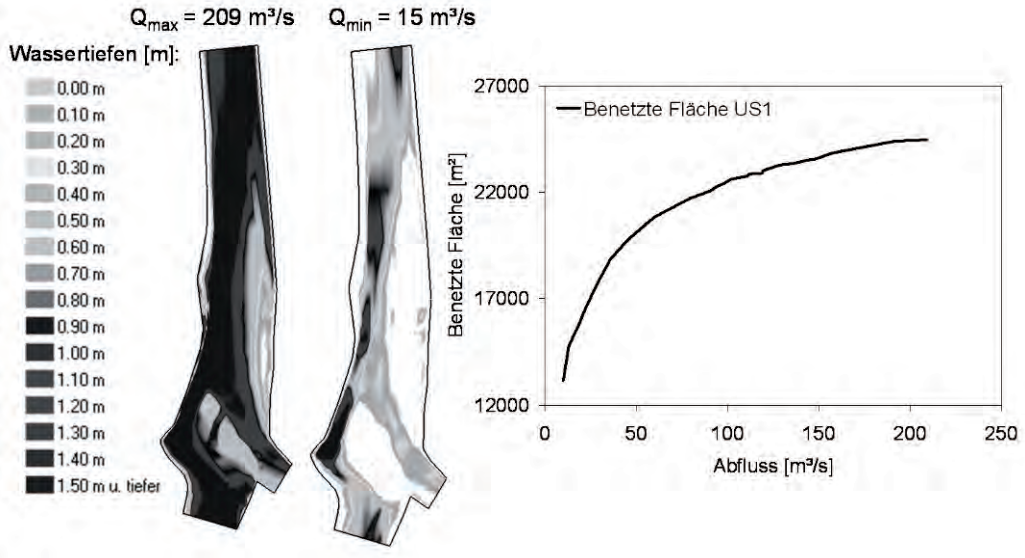


Abb. 5: Wassertiefen bei Maximal- und Minimalabfluss und benetzte Fläche in Abhängigkeit vom Abfluss.

Der Flächenzuwachs der überfluteten Flächen ist nicht linear, sondern ist bei niedrigen Abflüssen aufgrund der Gewässergeometrie deutlich stärker als bei den höheren Abflüssen. Für aquatische Organismen bedeutet dies, dass insbesondere bei Abflüssen unter ca. 60 m³/s mit Abflussschwankungen große Veränderungen der besiedelbaren Fläche vorhanden sind.

4 Ergebnisse der Habitatsimulationen

4.1 Basishabitateignung

In Abb. 6 ist die Basishabitateignung für die US1 dargestellt. Die Visualisierung ermöglicht eine direkte Beurteilung des Habitatangebots in der Gewässerstrecke und spiegelt die die räumliche Verteilung der potentiellen Lebensräume wider.

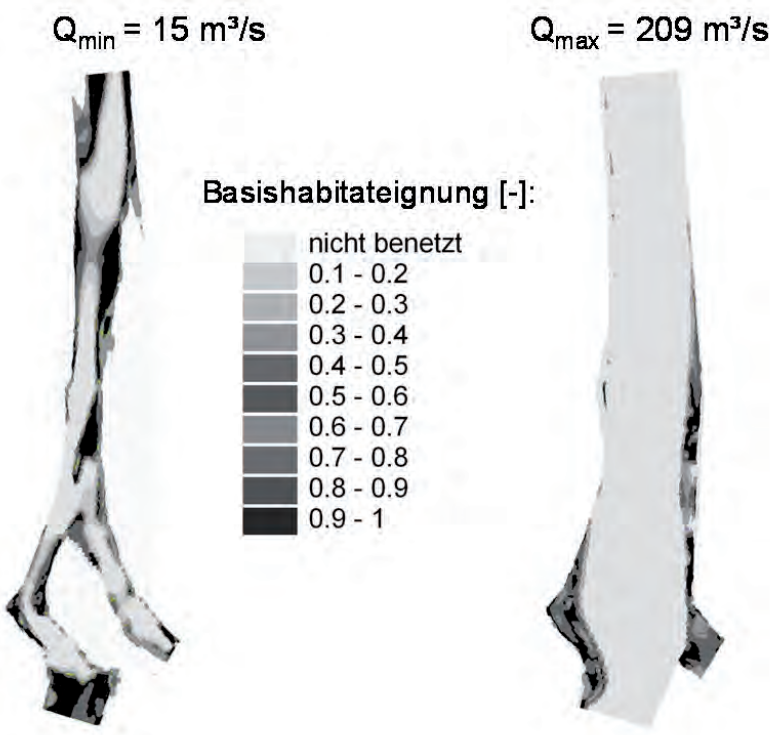


Abb. 6: Basishabitateignung bei Maximal- und Minimalabfluss.

Die starke Abhängigkeit des Lebensraumangebots vom Abfluss wird in Abb. 6 deutlich. Die hohen Fließgeschwindigkeiten und Wassertiefen im Bereich der Hauptströmung bei Schwallbetrieb liegen oberhalb des Präferenzbereichs der juvenilen Äsche und machen diese Bereiche ungeeignet für sie. Die überströmte rechtsufrige Kiesbank jedoch weist gute hydraulische Bedingungen für die juvenile Äsche auf. Es ist zu vermuten, dass die juvenilen Fische während des Schwallbetriebs sich in diese Bereiche zurückziehen, weil dort reduzierte Fließgeschwindigkeiten und Wassertiefen vorherrschen.

4.2 Gefährdung durch rapide Wasserspiegelabsenkung

Aufgrund der ermittelten Basishabitateignung und unter zusätzlicher Berücksichtigung der Sunkrate sowie einer kritischen Mindestwassertiefe können Gefährdungsbereiche für Jungfische ausgewiesen werden (Abb. 7).

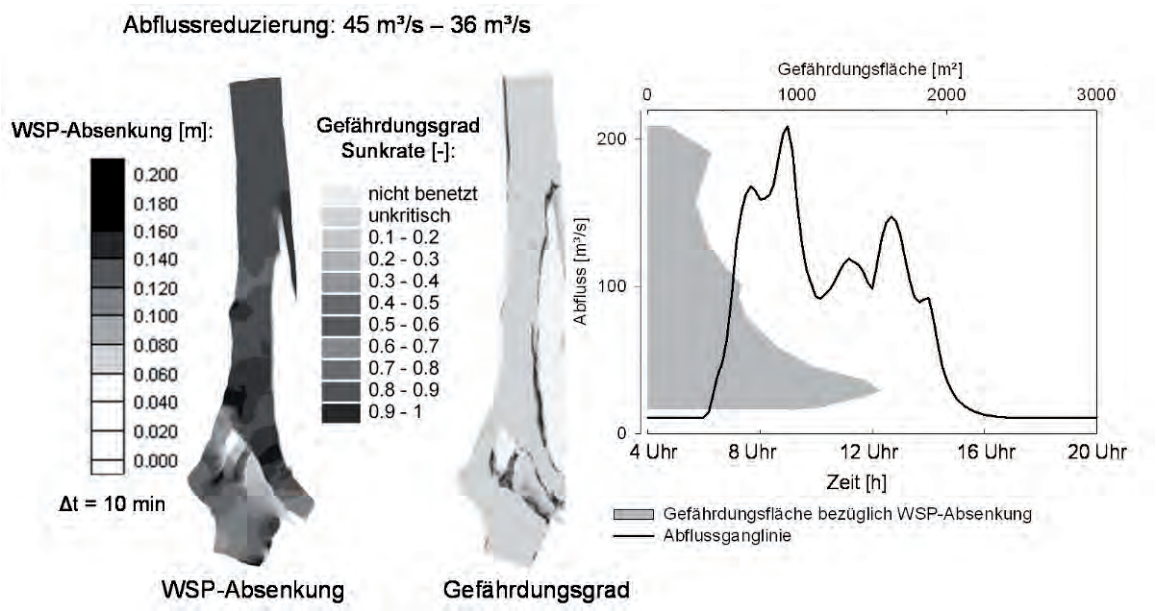


Abb. 7: Gefährdungsgrad bezüglich der Sunkrate in Abhängigkeit vom Abfluss.

Die Sunkgeschwindigkeit links in Abb. 7 zeigt deutlich höhere Sunkraten (bis zu 20 cm/10 min), als die in Abb. 2 abgeleiteten für Jungfische verträglichen Werte. Der Gefährdungsgrad der Sunkrate ist in 10 Klassen eingeteilt, wobei schon der geringste Gefährdungsgrad die kritische Sunkrate überschreitet. Für die juvenile Äsche ist zu erkennen, dass die Flächen mit einer potentiellen Gefährdung des Strandens überwiegend am Rand der rechten Kiesbank liegen, in denen sich auch gute Jungfischhabitate befinden. In dem Diagram rechts ist der Umfang der Gefährdungsbereiche in Abhängigkeit vom Abfluss dargestellt. Die Darstellung lässt die Abflussbereiche erkennen, in denen Flächen mit hohem Gefährdungsgrad auftreten. Dabei erhalten die Flächen mit großer Sunkgeschwindigkeit und damit höherem Gefährdungspotential ein größeres Gewicht. Anhand der Zunahme von Gefährdungsflächen können kritische Abflussbereiche in der operationellen Betriebsweise identifiziert werden. Beispielsweise steigt in der Sunkphase zwischen ca. 150 m³/s und 110 m³/s der Umfang der Gefährdungsbereiche an, während zwischen 100 m³/s und 70 m³/s die Kurve nahezu stagniert. Für die weitere Abflussreduzierung nehmen die Gefährdungsbereiche nochmals deutlich zu bis hin zum Maximum der Kurve bei ca. 30 m³/s. In der weiteren Sunkphase nehmen die Gefährdungsflächen dann durch die Abflachung der Ganglinien zum niedrigsten Abfluss und die damit einhergehende Reduzierung der Sunkgeschwindigkeit schnell ab.

4.3 Gefährdung durch Abtrennung vom Hauptgewässer

Hydraulisch vom Hauptgewässer abgetrennte Bereiche können als Fischfallen wirken. Solche Bereiche entstehen in Senken und Nebenarmen, welche während des Schwallereignisses benetzt werden und während der Sunkphase vom Hauptgewässer hydraulisch abgekoppelt werden. Trocknen derartige Bereiche durch Versickerung aus, fallen die dort isolierten Jungfische trocken und verenden. Um die Auswirkung der hydraulisch abgetrennten Bereiche auf die Jungfische zu interpretieren, muss diese im Zusammenhang mit dem Abfluss betrachtet werden. Abb. 8 zeigt alle abgetrennten Bereiche in US1 sowie die sukzessive Zunahme der Abtrennung in Abhängigkeit vom Abfluss.

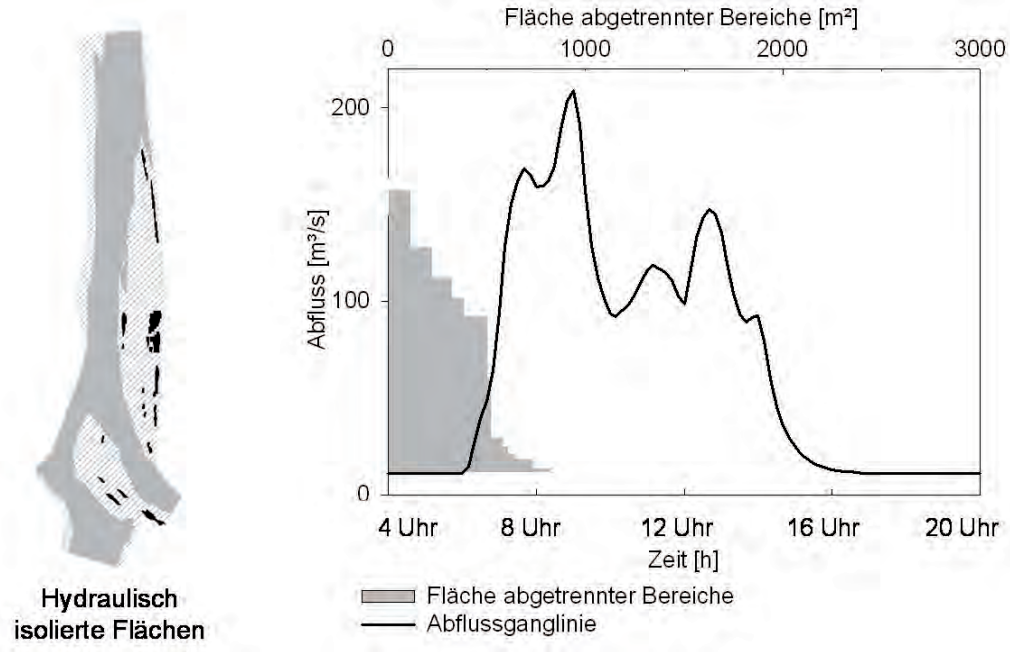


Abb. 8: Hydraulisch abgetrennte Bereiche vom Hauptgewässer in Abhängigkeit vom Abfluss.

Für die Abhängigkeit der abgetrennten Bereiche vom Abfluss ergibt sich eine Treppenfunktion, da eine Fläche bei einem bestimmten Abfluss schlagartig abgetrennt wird und sich die Summe der abgetrennten Flächen dadurch plötzlich erhöht. So wird zum Beispiel bei einem Abfluss von 93 m³/s eine Fläche von 118 m² vom Hauptgewässer abgetrennt. Im Abflussbereich zwischen 50 m³/s und 10 m³/s werden im Vergleich zur restlichen Sunkphase besonders viele Bereiche abgetrennt.

4.4 Hauptgefährdungsbereiche

Hohe Sunkgeschwindigkeiten und hydraulische abgetrennte Bereiche stellen für Fische eventuell noch kein Problem dar, solange sie dem fallenden Wasserspiegel folgen können und den Fischen Zeit bleibt, die entsprechenden Gewässerzonen zu verlassen. Fallen jedoch beide Faktoren in einem Gewässerbe-

reich zusammen, ist die Gefährdung für die sich dort aufhaltenden Fische besonders groß. Deshalb werden diese Flächen im Modell gesondert als Hauptgefährdungsbereiche ausgewiesen (Abb. 9).

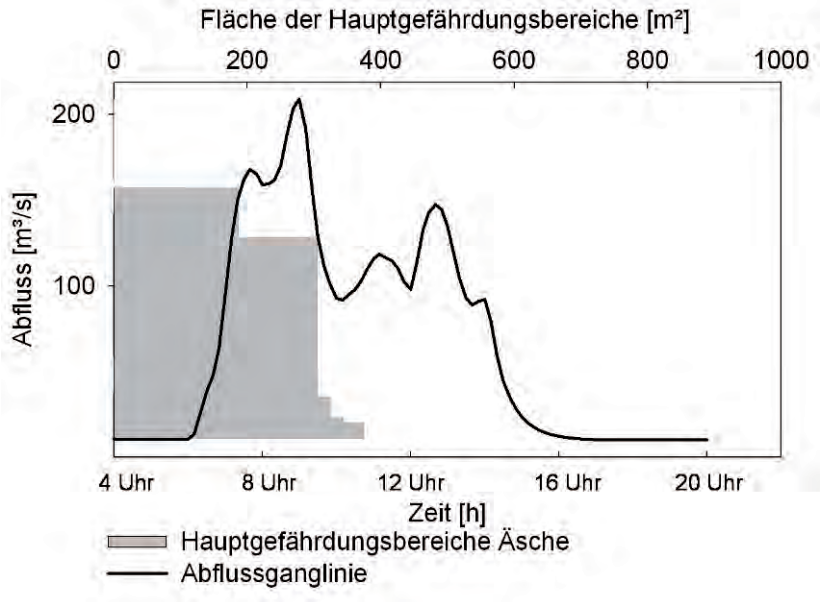


Abb. 9: Hauptgefährdungsbereiche in Abhängigkeit vom Abfluss.

In Abb. 9 ist die Zunahme derartiger Hauptgefährdungsbereiche in US1 dargestellt. Beispielsweise wird beim Sunk von 157 m³/s auf 128 m³/s eine Fläche von 169 m² vom Hauptgewässer abgetrennt bei gleichzeitig auftretender hoher Sunkgeschwindigkeit. Jungfische, die sich in dieser Abflusssituation innerhalb dieses Bereichs aufhalten, sind stark gefährdet.

5 Zusammenfassung

Die durchgeführten Untersuchungen zeigen, dass geeignete Lebensräume für die juvenile Äsche vornehmlich in den flach überströmten Randbereichen der Kiesbänke zu finden sind. Diese Lebensräume sind stark abflussabhängig und dadurch von dem Schwall/Sunk-Betrieb des Kraftwerks betroffen. Das Gefährdungspotential ist zum einen stark abhängig von der Schnelligkeit der Abflussveränderung aber zum anderen auch vom Abflussbereich in dem diese Änderung stattfindet. Dies liegt daran, dass abhängig von der Gewässermorphologie in bestimmten Abflussbereichen besonders viele Flachwasserzonen vorhanden sind, die bei weiterem Absinken des Abflusses eine kritische Wassertiefe unterschreiten. Zusätzliche Gefährdungen der Jungfische entstehen durch die Abtrennung von Gewässerbereichen, da diese oftmals vor dem nächsten Schwall trocken fallen. Während eine schnelle Wasserspiegelabsenkung in Flachzonen und eine Abtrennung von Gewässerzonen für sich alleine bereits eine Gefährdung von Jungfischen darstellen, ergibt sich das größte Gefährdungspotential,

wenn beide Faktoren aufeinandertreffen. Für die aufgezeigten Gefährdungsarten des Sunks konnten mit Hilfe des Ansatzes die kritischen Abflussbereiche in der bestehenden Betriebsweise identifiziert werden und das Ausmass der Gefährdung quantifiziert werden. Insbesondere durch die Identifizierung kritischer Abflussbereiche, ist es möglich sowohl wasserwirtschaftliche als auch wasserbauliche Maßnahmen zu planen und hinsichtlich ihrer Wirksamkeit zu überprüfen. Dadurch kann der Schwall/Sunk-Betrieb unter Berücksichtigung ökologischer und ökonomischer Interessen optimiert werden.

Referenzen

BUWAL (2003): Gewässerökologische Auswirkungen des Schwallbetriebes – Ergebnisse einer Literaturstudie, Mitteilungen zur Fischerei, 75, Bundesamt für Umwelt, Wald und Landschaft, Bern.

Halleraker, J.H., Saltveit, S.J., Harby, A., Arnekleiv, J.V., Fjeldstad, H.-P., Kohler, B. (2002): Factors influencing stranding of wild juvenile brown trout (Salmo trutta) during rapid and frequent flow decreases in an artificial stream. River Research and Applications, 19, 589-603.

Saltveit, S.J., Halleraker, J.H., Arnekleiv, J.V., Harby, A. (2001): Field experiments on stranding in juvenile Atlantic salmon (Salmo salar) and Brown Trout (Salmo trutta) during rapid flow decreases caused by hydropeaking, Regulated Rivers: Research and Management, 17, 609-622.

Schneider, M. (2001): Habitat- und Abflussmodellierung für Fließgewässer mit unscharfen Berechnungsansätzen. Dissertation, Mitteilungen des Instituts für Wasserbau, Universität Stuttgart, Heft 108, Eigenverlag, Institut für Wasserbau der Universität Stuttgart, Stuttgart.

Adresse der Autoren

Dipl.-Ing. Markus Noack
Institut für Wasserbau, Lehrstuhl für Wasserbau und Wassermengenwirtschaft
Universität Stuttgart
Pfaffenwaldring 61
D-70569 Stuttgart
E-Mail: markus.noack@iws.uni-stuttgart.de



Dr.-Ing. Matthias Schneider
SJE Schneider & Jorde Ecological Engineering GmbH
Viereichenweg 12
D-70569 Stuttgart
E-Mail: schneider@sjeweb.de



Neue Schwellenform für das Kraftwerk Laufenburg

M. Peter, F. Cippà

1 Kurzfassung

Zwischen 2004 und 2006 wurden am Stauwehr Laufenburg die wichtigsten Sanierungsarbeiten seit der Erstellung vor fast 100 Jahren durchgeführt. Als langfristige Lösung zur Vermeidung künftiger Erosionsschäden in der Wehrsohle wurde die hydraulische Form der Wehrschwelle durch Einbringen von 450 m^3 Beton angepasst. Für die Sanierungsarbeiten wurden die Wehrfelder erstmals entleert. Total 114 Mikropfähle wurden aus einem Floss durch das Wasser vorgängig versetzt, um die Auftriebssicherheit der Sohle im entleerten Zustand zu gewährleisten.

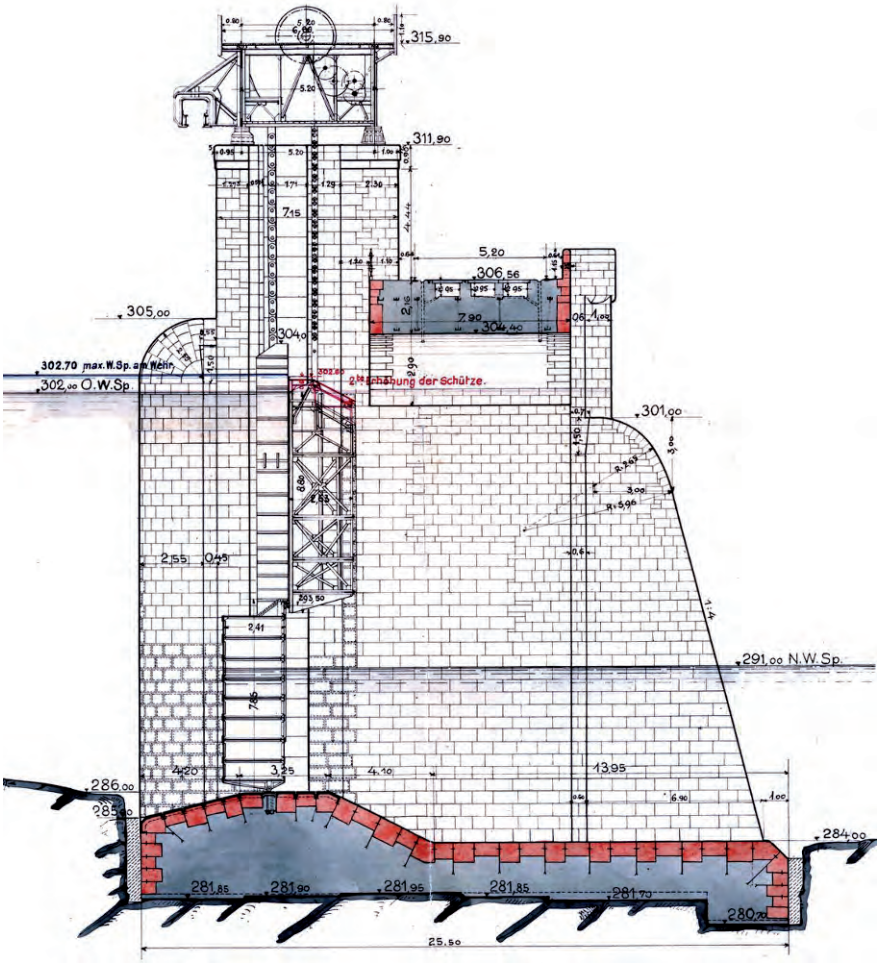


Abb. 1: Eine der vier Wehröffnungen der Wehranlage Laufenburg.

2 Wehranlage Laufenburg

Die Wehranlage des Rheinkraftwerks Laufenburg von Energiedienst liegt rund 40 km östlich von Basel an der Grenze zwischen der Schweiz und Deutschland.

Sie wurde vor dem Ersten Weltkrieg gebaut und im Jahr 1914 zusammen mit dem daneben liegenden Maschinenhaus in Betrieb gesetzt. Die Trag-Konstruktion besteht aus einer massiven, äusseren Verkleidung aus Granitblöcken, die mit Stampfbeton im Innern verfüllt wurden.

Das Maschinenhaus wurde in den 90er Jahren mit dem Ersatz der alten Turbinen durch 10 Straflo-Maschinen einem totalen Umbau unterworfen. Die Wehranlage erfuhr hingegen während fast eines Jahrhunderts nur kleinere Unterhaltsmassnahmen.

Überblick über die technischen Daten der Wehranlage:

- Anzahl Wehröffnungen: 4 sowie eine Schleuse,
- Max. Stauhöhe: 10.4 m,
- Max. Höhe der Schützen (2 & 3): 16.7 m,
- Lichte Breite pro Wehröffnung 17.3 m,
- Mittlerer Jahresabfluss 1'010 m^3/s,
- Bemessungshochwasser 5'200 m^3/s,
- Abflusskapazität pro Wehröffnung 1'750 m^3/s.

Besonderheiten der Wehranlage Laufenburg:

- Hoher spezifischer Abfluss (100 m^3/s pro m' Breite, resp. 9 MW/ m').
- Hohes Alter von über 90 Jahren.
- Kein Tosbecken, aber fast 10 m Wassertiefe im Unterwasser.
- Grosse globale Standsicherheiten, aber vereinzelt lokal zu hohe Spannungen.
- Die grossen Schützendimensionen von 16.7 m x 17.3 m hätten bei üblicher Dammbalkenkonzeption zu einem sehr teuren oberwasser-seitigen Dammbalkenabschluss geführt. Dies wurde mit der betrieblich heiklen, aber statisch günstigen Lösung des Zwischenstaus gelöst. Dadurch war es möglich die OW- Dammbalken als auch die Wehrschützen nicht auf die volle Stauhöhe auszulegen. Die Anlage ist auf zwei Arten von Zwischenstaus ausgelegt:
  - Zwischenstau für Schützrevision: OW- und UW-Dammbalken werden gesetzt. Zwischen OW- und UW-Dammbalken wird ein Zwischenstau

hergestellt, der ungefähr in der Mitte zwischen OW- und UW- Wasserspiegel liegt, so dass sowohl die OW- als auch die UW-Dammbalken durch einen rheinabwärts gerichteten Wasserdruck belastet werden (Aufteilung der Belastung). Die Wehrschütze wird anschliessend über die Zwischenstaukote ins Trockene gezogen.

- Zwischenstau für Wehrfeldentleerung: Die OW- und UW-Dammbalken sowie die Wehrschütze werden gesetzt. Zwischen den OW-Dammbalken und der Wehrschütze wird ein Zwischenstau hergestellt. Das Wehrfeld zwischen Schütze und UW-Dammbalken wird leer gepumpt. Die OW-Dammbalken und die Wehrschütze sind durch einen rheinabwärts gerichteten Wasserdruck, die UW-Dammbalken durch einen rheinaufwärts gerichteten Wasserdruck belastet.

Der zweite Zwischenstau – und somit auch die totale Wehrfeldentleerung – war seit der Inbetriebsetzung, d.h. seit rund 90 Jahren nicht durchgeführt worden.

3 Schäden der Anlagen und Ursachen der Sanierungsmassnahme

Aus regelmässigen Unterwasserinspektionen waren dem Kraftwerksbetrieb Schäden in der Wehrsohle beim Schwellenknick schon länger bekannt. Die massiven Stahlplatten, die im betroffenen Sohlenbereich als Abrasionsschutz über die Granitsteine verlegt und kräftig verankert wurden, fehlten teilweise.



Abb. 2: Schäden durch Unterdruck beim Schwellenknick. Fliessrichtung von links nach rechts, Aufnahme zu Beginn der Trockenarbeiten beim Wehrfeld 1.

Die Schäden waren auf Unterdruckverhältnisse im Sohlenbereich bei Wehrbetrieb und somit auf eine hydraulisch nicht optimale Form der alten Sohle zurückzuführen.

Durch Taucher wurden während der letzten Jahrzehnte immer wieder Reparaturarbeiten ausgeführt, ohne aber unter Wasser eine nachhaltige Lösung realisieren zu können. Die Häufigkeit der Reparaturen hatte in den letzten Jahren deutlich zugenommen.

Falls sich die Schäden durch den Granit bis zum vergleichsweise viel weicheren Stampfbeton ausgeweitet hätten, so hätte sich sehr schnell eine weitgehende Erosion entwickeln können. Es war somit erforderlich eine möglichst dauerhafte Lösung zu finden.

4 Hydraulische Untersuchungen

Zur Aufhebung der Unterdrücke wurde eine geometrische Anpassung der Sohle untersucht: Der horizontale Sohlenbereich UW-seitig der Wehrschütze sollte verlängert und dessen UW-Abschluss als vertikale Abrisskante ausgebildet werden.

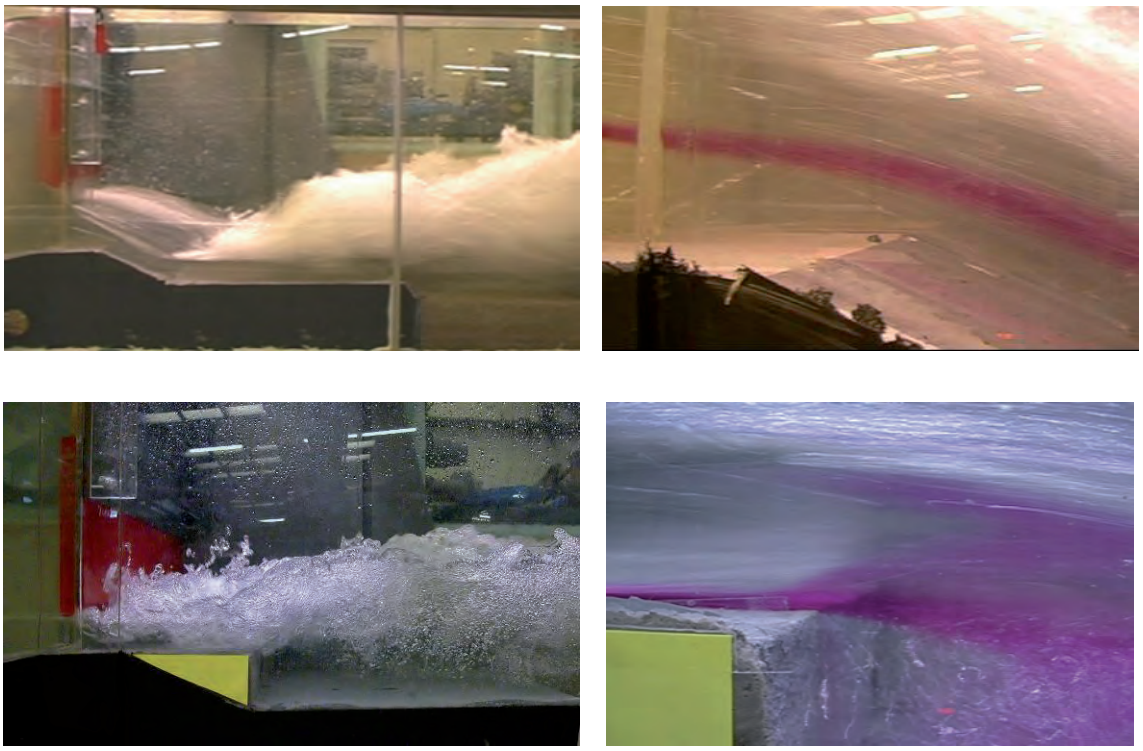


Abb. 3: Hydraulische Modellversuche mit der alten Sohle (oben) und mit der neuen Betonsohle (unten); der Knick in der Sohle wurde durch eine senkrechte Wand ersetzt, so dass der Strahl abreissen kann.

Die hydraulischen Versuche zur Erfassung der Druckverhältnisse und Strömungszustände an der alten Sohle sowie an neuen Sohlvarianten wurden an der TU Karlsruhe durchgeführt. Die erhoffte Wirkung des neuen Betonkeils konnte durch das hydraulische Modell bestätigt werden (Abb. 4 und 5).

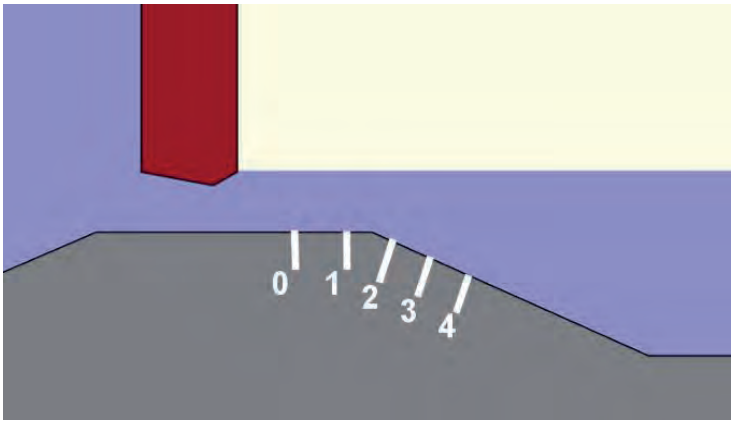


Abb. 4: Druckmessungen im hydraulischen Modell bei der alten Sohle für verschiedene Lastfälle; Unterdruck bis fast 9 m Wassersäule beim Punkt 2 und auch hohe Unterdrücke an den 1 und 3, da sich der Strahl nicht ablöst.

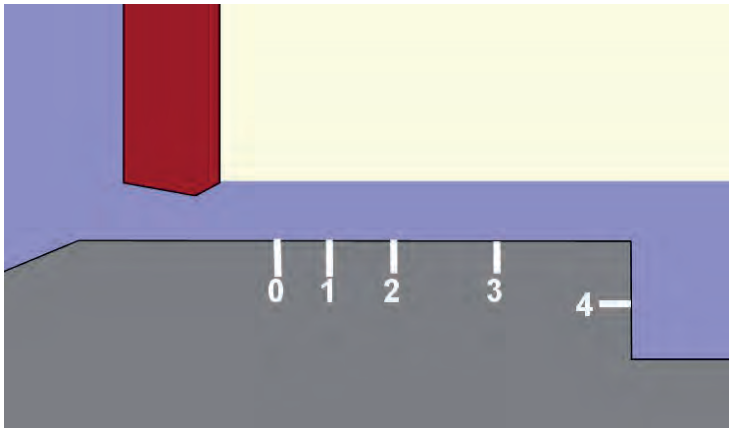


Abb. 5: Druckmessungen im hydraulischen Modell für die neue Sohle (oben) für verschiedene Lastfälle; keinerlei Unterdruck an allen 5 Messpunkten. Statische Untersuchung der entleerten Wehrfelder.

Für den Umbau der Wehrsohle wurde aus Qualitätsgründen lediglich eine Ausführung im Trockenen ernsthaft in Betracht gezogen. Dazu waren statische Untersuchungen der entleerten Wehrfelder erforderlich. Im Wesentlichen galt es folgende Fälle nachzuweisen:

4.1 Wehrsohle unter Auftrieb

Zur Abtragung der Auftriebskräfte wurden statische Modelle mit Druckbögen entwickelt. Kombinierte Lastabtragungen senkrecht zur Fliessrichtung des Rheins gegen die Wehrpfeiler und parallel zur Fliessrichtung gegen die Wehr-

schütze und die UW-Dammbalken wurden untersucht. Ausreichende Sicherheiten konnten jedoch nicht nachgewiesen werden. Entscheidend erwiesen sich dabei die Unsicherheiten bei der alten Sohle: Sowohl die Stärke des Stampfbetons als auch dessen Eigenschaften waren mit ungenügender Sicherheit bekannt.

Als Massnahme zur Erhöhung der Sicherheit der Sohle gegen zu hohe Auftriebskräfte wurde der Einsatz von Mikropfählen gewählt. Dazu wird in Kap. 4.4 und 5.1 näher eingegangen.

4.2 Seitliches Kippen der Wehrpfeiler

Die Pfeiler eines entleerten Wehrfeldes werden durch einseitigen Wasserdruck belastet. Die seitliche Kippstabilität konnte nachgewiesen werden.

Die Annahmen für den Druckabbau vom OW- zum UW-Stand unter den Pfeilern und unter der Sohle waren für diese Nachweise entscheidend. Um diese Bemessungsgrundlage zu kontrollieren, wurden in jedem Wehrpfeiler Piezometer installiert.

4.3 Stahlwasserbau

Die Tragsicherheit der Dammbalken und der Wehrschütze wurde nachgeprüft.

Die alten Dammbalkenelemente wurden – im Sinne einer statischen Optimierung, die viele alte Bauwerke charakterisiert – einzeln bemessen und müssen in der vorgegebenen Reihenfolge gesetzt werden. Zur Erhöhung der Hochwassersicherheit und Tragsicherheit wurden zwei neue UW-Damm-Balkenelemente als unterste Elemente angefertigt. Im Laufe der Zeit wurde die Anlage durch ein später gebautes, unterstrom liegendes Kraftwerk eingestaut.

Um den OW-Dammbalken auslegungsgerecht nur mit rund 35% der Stauhöhe belasten zu können und auch den Schütz nicht über die Wasserspiegeldifferenz zwischen OW und UW zu belasten, musste ein Zwischenstau zwischen OW-Dammbalken und Wehrschütz eingehalten werden, der 4 m bis 5.6 m unter dem Stauziel lag. Durch die variablen Undichtigkeiten bei jedem dieser beiden Abschlussorgane war die Einhaltung des Zwischenstaus eine anspruchsvolle Aufgabe an den Kraftwerksbetrieb, der deshalb mehrere redundante Pumpensysteme und Flutöffnungen installierte.

4.4 Mikropfähle

Zur Erhöhung der Auftriebssicherheit der Sohle im entleerten Zustand wurden ca. 30 schlaffe Zugmikropfähle von 50 mm Stahldurchmesser pro Wehrfeld versetzt. Dabei konnte auf die bei der Sanierung der Wehranlage Augst-Wyhlen (rund 30 km unterstrom von Laufenburg) gesammelten Erfahrungen zurückge-

griffen werden, bei welcher ebenfalls Mikropfähle als dauerhafte statische Verstärkungsmassnahme zum Einsatz kamen. Die wesentlichen Vorteile der Mikropfähle sind:

- Viele kleine Kräfte verteilt auf eine grosse Oberfläche führen zu tiefen Spannungen im Beton.
- Gutes Langzeitverhalten im Vergleich mit anderen Zugelementen dank doppeltem Korrosionsschutz, unempfindlichem Stahl und grossem Stahldurchmesser.
- Gute Anpassung an das schwer vorhersagbare Tragverhalten der dicken und alten Baustruktur des Stauwehrs dank duktilen Materialverhalten.
- Einfache Ausführung, die einen Einbau unter Wasser noch ermöglicht.

5 Ausführung

5.1 Mikropfahlarbeiten

Die Mikropfahlarbeiten wurden von einem Floss aus durchgeführt. Auf dem Floss fanden ein grosses Bohrgerät (mit kleinem Kranarm), die gelagerten Mikropfähle, die Taucherausrüstungen und allgemeine Baustelleninstallation Platz. Der Kompressorwagen verblieb als einzige Installation an Land. Sowohl für die Bohrarbeiten als auch für das Versetzen und Injizieren der Mikropfähle war die Unterstützung durch Taucher unumgänglich. Diese Arbeiten mussten weitgehend im Winter mit wenig Wehrabfluss ausgeführt werden, da Wehrabfluss in benachbarten Wehrfeldern das Floss und insbesondere das Beiboot in zu arge Bedrängnis brachten. Die Schleuse konnte als sicherer Schutzhafen benutzt werden.

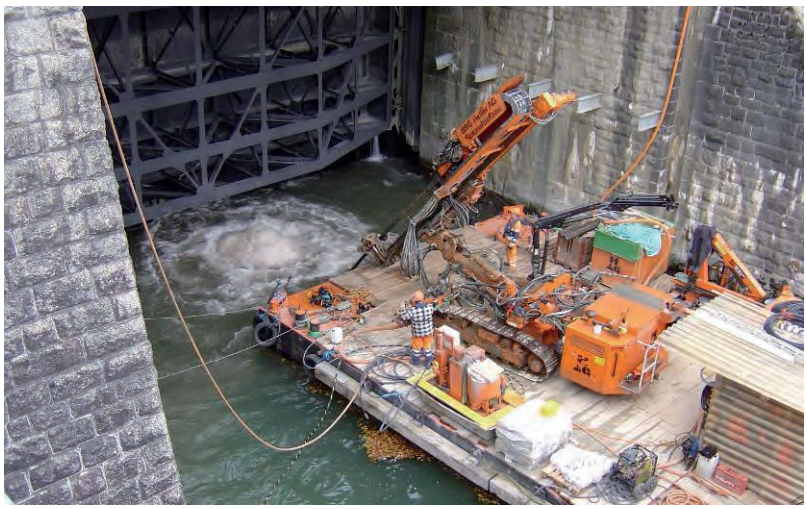


Abb. 6: Bohrarbeiten für die Mikropfähle ab Floss im Wehrfeld 4 (beim Schütz ist die austretende Druckluft des Bohrgerätes sichtbar).

Als erstes wurden Schlagbohrungen von 133 mm Durchmesser durchgeführt. Anschliessend erfolgte der Einbau der Mikropfähle mit Hüllrohr und erstem Korrosionsschutz aus Mörtel, Distanzhaltern und Nachverpressschläuchen. Die Injektion der Mikropfähle und die teilweise durchgeführten Nachverpressungen erfolgten durch die unter Wasser montierten Pfahlköpfe aus Stahl.

Erst nach vollständiger Installation und Verpressen aller Mikropfähle eines Wehrfeldes wurde der UW-Dammbalken gesetzt und das Wehrfeld entleert.

5.2 Betonarbeiten in den entleerten Wehrfeldern

Es wurden zwei Betonsorten eingesetzt:

- In den massigen Zonen ein Beton geringer Wärmeentwicklung mit Modero 3A- Zement (B 40/30).
- An den Oberflächen einen mit Silicafume vergüteten Beton mit Fortico 5R-Zement (B 60/50) Baustellenlogistik.

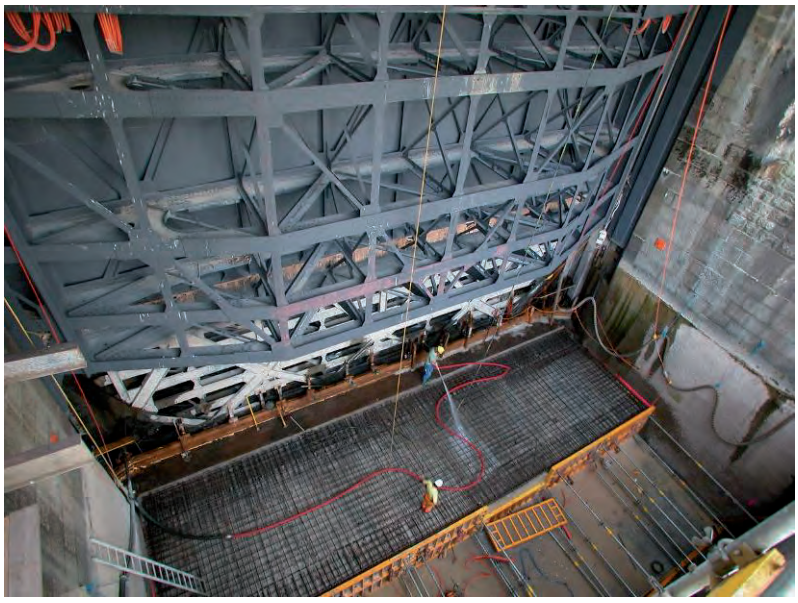


Abb. 7: Schalung und Bewehrung für die neue Betonsohle.

Der Personenzugang in die entleerten Wehrgruben war nur über Leiter und Treppenhausturm von der Wehrbrücke möglich. Um die Sicherheit gegen eventuelle Störungen im Kraftwerksbetrieb gewährleisten zu können, wurde ein Alarmsystem installiert.

Da die Wehrbrücke auf jeder Seite direkt an Treppen anschliesst, kann sie nicht befahren werden. Die Materialanlieferungen für die Mikropfahlarbeiten wurden über den Wasserweg vollzogen und der Beton musste vom Widerlager des Wehres für alle vier Wehrfelder gepumpt werden.

6 Erste Erfahrungen mit der neuen Schwelle

Kaum war die Erhärtungszeit des Betons abgelaufen, erfolgte im August 2005 bereits das erste namhafte Hochwasser und die neue Schwelle konnte einem Belastungstest unterworfen werden.



Abb. 8: Rund 1'000 m^3/s schiessender Abfluss über die neue erste Sohle.

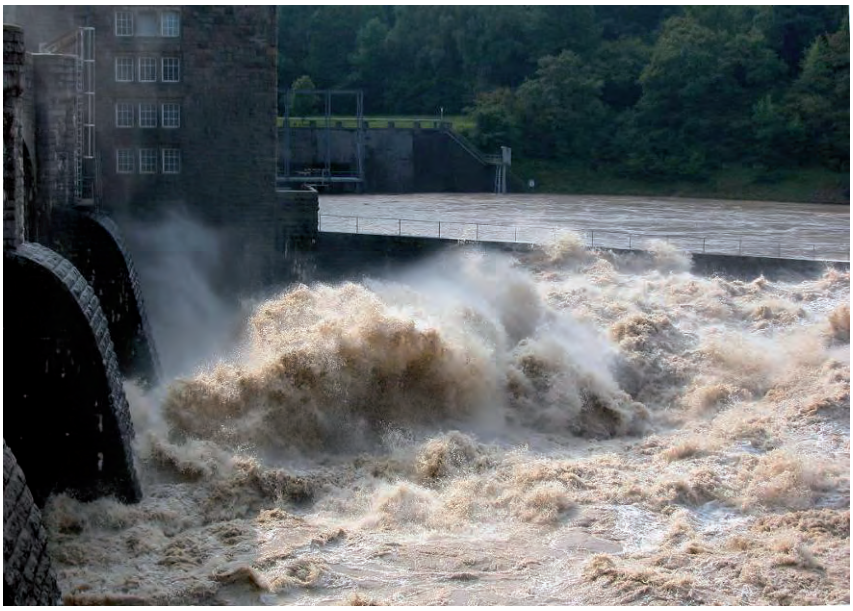


Abb. 9: Die Wehranlage mit rund 2'200 m^3/s durch zwei Wehrfelder. Im Vordergrund Wehrfeld 3 ohne Abfluss, aufbäumende Wassermassen beim alten Wehrfeld 2 und die lange Dissipationszone nach dem umgebauten Wehrfeld 1 (vor der Betonleitwand zum Kraftwerksauslauf).

Bei der Tauchkontrolle nach dem Hochwasser wurden im unmittelbaren Anschlussbereich von der alten zur neuen Sohle leichte Veränderungen in der Oberflächenrauhigkeit festgestellt. Die neu verlängerte Betonschwelle und insbesondere die rechteckige Abrisskante zeigten nicht mal Gebrauchsspuren.

Adresse der Autoren

dipl. Bauing. ETH Marco Peter
Pöyry Energy AG
Hardturmstrasse 161
CH-8037 Zürich
E-Mail: marco.peter@poyry.com



dipl. Bauing. ETH Federico Cippà
Pöyry Energy AG
Hardturmstrasse 161
CH-8037 Zürich
E-Mail: federico.cippa@poyry.com





Lufttransport unterstrom von Sohlbelüftern

M. Pfister, W.H. Hager, H.-E. Minor

1 Einleitung

Stauseen verfügen in der Regel über Hochwasserentlastungsanlagen, auf denen ins Reservoir einfliessende Flutwellen abgeleitet werden. Dadurch wird ein Ansteigen des Seespiegels über eine kritische Kote vermieden und ein Überströmen der Talsperre verhindert. Typischerweise führen diese Hochwasserentlastungen grosse Abflüsse über eine beträchtliche Fallhöhe ab. Zwischen 1960 und 1980 traten vermehrt Schäden in diesen Anlagen auf: In Bereichen mit grossen Fliessgeschwindigkeiten wurden Abplatzungen des Betons und zerstörte Fundamente beobachtet. Als Schadensmechanismus wurde Kavitation bezeichnet. Eine Belüftung des Abflusses mittels Sohlbelüftern wurde als effektivste Massnahme erkannt, um betroffene Hochwasserentlastungsanlagen effizient gegen Kavitationsschäden zu schützen. Entsprechend werden heute alle gefährdeten Hochwasserentlastungsanlagen mit Belüftern versehen. Andere Massnahmen, wie die Verwendung spezieller Schalungen, eine nachträgliche Oberflächenbehandlung, die Verstärkung des Betons mittels Fasern oder eine Panzerung sind weniger effizient, abgesehen von hohen Kosten.

Das Kavitationspotenzial einer Strömung an einem bestimmten Ort wird mittels des Kavitationsindex $\sigma=(h_p+h_a-h_v)/(V^2/2g)$ ermittelt, mit h_p als lokale hydrostatische Druckhöhe, h_a als atmosphärische Druckhöhe, h_v als Dampfdruckhöhe des Wassers, V als lokale Fliessgeschwindigkeit und g als Erdbeschleunigung. Ein Index von $\sigma<0.2$ wird allgemein als kritisch betrachtet (Pugh und Rhone, 1988; Falvey, 1990) und entsprechend eine Belüftung des Abflusses mittels Sohlbelüftern gefordert. Zur Verhinderung von Kavitationsschäden ist nach Peterka (1953) eine mittlere Luftkonzentration $C_a=Q_A/(Q_A+Q_W)$ von ungefähr $0.02<C_a<0.07$ und nach Rasmussen (1956) von $C_a\cong0.01$ erforderlich, mit Q_A als im Wasser transportiertem Luftabfluss und Q_W als Wasserabfluss.

Die ingenieurmässige Bemessung der Belüfter erfolgte bisher hauptsächlich mittels des pauschalen Lufteintragskoeffizienten, also des Verhältnisses zwischen der eingetragenen Luft und dem Wasserdurchfluss. Allerdings gibt dieser Koeffizient keine Auskunft darüber, *wo* sich die Luft im Abfluss befindet und wie *lange* sie dort verweilt. Für einen effizienten Belüfter-Einsatz und einen ange-

messenen Kavitationsschutz ist deshalb die Kenntnis des Lufttransports im Nahbereich unterstrom von Belüftern wesentlich.

Sohlbelüfter wurden unter anderem von Koschitzky (1987), Rutschmann (1988), Chanson (1988), Skripalle (1994) sowie von Kökpinar und Göğüş (2002) untersucht. Diese Autoren beschrieben die Effizient eines Belüfters vornehmlich durch den Lufteintragskoeffizient $\beta=Q_A/Q_W$, d.h. sie spezifizieren den durch den Belüfterkamin eingetragenen Luftabfluss im Verhältnis zum überströmenden Wasserabfluss. Diese Untersuchungen quantifizieren somit den *initialen* Lufteintrag unter dem Wurfstrahl unmittelbar beim Belüfter, vernachlässigen jedoch den Eintrag an der Wasseroberfläche. Zudem beschreiben sie weder die Luftverteilung noch den weiteren Lufttransport unterstrom eines Belüfters. Insbesondere der Verlauf der Sohl-Luftkonzentration bleibt unbekannt, obwohl dieser Wert im Hinblick auf Kavitation von besonderem Interesse ist. Chanson (1989) hat vereinzelt Luftkonzentrationen unterstrom von Belüftern gemessen und eine beachtliche Austragungsrate beim Wiederanlegen des Wurfstrahls auf der Rinnensohle festgestellt. Er korreliert diesen Luftaustrag mit dem Überdruck in der Strömung beim Auftreffpunkt. Zudem hat Kramer (2004) die Entwicklung charakteristischer Luftkonzentrationen unterstrom von Belüftern systematisch am physikalischen Modell untersucht, konnte allerdings aufgrund seiner Versuchanlage nur den Lufttransport im Fernbereich beschreiben und musste zudem die Anfangs-Konzentrationen, welche seinen Berechungen zu Grunde liegen, schätzen. Die hier vorgestellte Untersuchung hat zum Ziel, die Luftverteilung und den Lufttransport im Abfluss unterstrom von Sohlbelüftern systematisch zu untersuchen (Pfister, 2008). Dabei steht der Verlauf der mittleren, über die Abflusstiefe integrierten C_a und der Sohl-Luftkonzentration C_b im Fokus. Der Verlauf des Wasserspiegels als Integrationsgrenze ist entlang der Iso-Konzentrationskurve von C=0.90 definiert, entsprechend dem Standard für Gemischabfluss.

2 Physikalisches Modell

Aus einem Literaturstudium folgen die für den Lufttransport bei Belüftern massgebenden Parameter, welche im Modell systematisch variiert wurden. Diese sind (Abb. 1): Deflektor-Höhe t, Deflektor-Winkel α, Stufen-Höhe s, Sohl-Winkel φ, sowie die hydraulischen Zuflussbedingungen, gegeben durch die Zuflusstiefe h_o und die Zufluss-Froudezahl $F_o=V_o/(gh_o)^{0.5}$. Zudem beeinflusst der Unterdruck in der Luftkammer unterhalb des Wurfstrahls den Lufteintrag: Unterdrücke können zu Pulsationen führen und die Effizienz verringern. Allerdings wurde dieser in der vorgestellten Untersuchung nicht variiert sondern betrug bei allen Versuchen annähernd Δp=0. Die Wurfweite L des Stahls entspricht der Distanz zwi-

schen dem Absprungpunkt bei x=0 und dem Auftreffpunkt der unteren Strahltrajektorie auf der Rinnensohle.

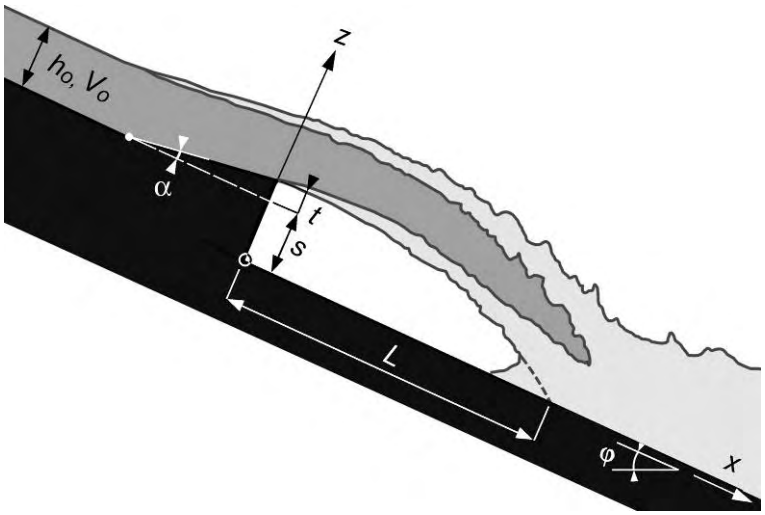


Abb. 1: Physikalisches Modell.

Die Resultate der vorliegenden Arbeit wurden aus einer Modelluntersuchung der *Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie* (VAW) der ETH Zürich hergeleitet (Abb. 2). Der 6 m lange Rechteck-Kanal verfügt über eine wirksame Breite von b=0.3 m, was spezifische Abflüsse von knapp q=0.6 m^2/s ermöglichte. Die rechte Seitenwand der Rinne besteht zwecks Strömungsvisualisierung aus Glas, während die linke mit PVC verkleidet ist. Die Rinne ist verstellbar gelagert, wodurch der Sohlwinkel φ zwischen 12° und 50° relativ zur Horizontalen veränderbar ist.

Am Rinnenanfang ist eine Jet-Box montiert, mit deren Hilfe sich die Abflussbedingungen variieren lassen. Entsprechend können oberstrom des Belüfters Zuflusstiefen von h_o≤94 mm und Zuflussgeschwindigkeiten von V_o≤7.5 m/s erzeugt werden. Zwischen der Jet-Box und dem Belüfter liegt eine knapp 2 m lange Zuflussstrecke, damit sich im Modell eine voll entwickelte, turbulente Strömung ausbildet. Unterstrom davon folgt der Montagequerschnitt für die untersuchten Belüfter. Die angesaugte Luft wird durch eine Öffnung in der linken Seitenwand sowie durch einen vorgelagerten, mit Strömungsmessinstrumenten ausgerüsteten Kamin beigegeben. Nach dem Belüfter folgt schliesslich der 4 m lange Messbereich.

Auf der Rinne ist ein automatisches Positionierungssystem installiert, welches Messinstrumente exakt in der Strömung fixiert. Die lokalen Luftkonzentrationen wurden mittels einer fiber-optischen Messsonde (*RBI Instrumentation*, Frankreich) über eine typische Messperiode von 20 s erfasst. Die Konzentrationsprofile wurden in Fliessrichtung alle Δx=0.2 m erfasst, mit einem variablen Punkte-

abstand zwischen 2<Δz<5 mm, mit x als Längskoordinate und z als Koordinate senkrecht zum Rinnenboden.

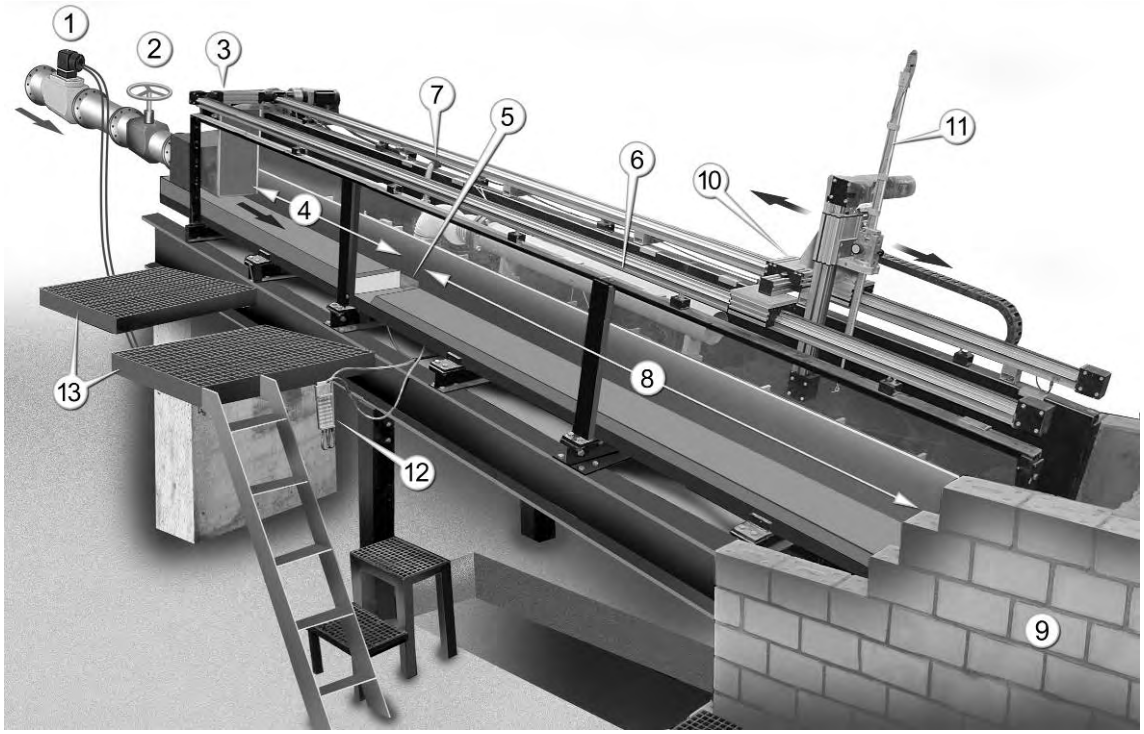


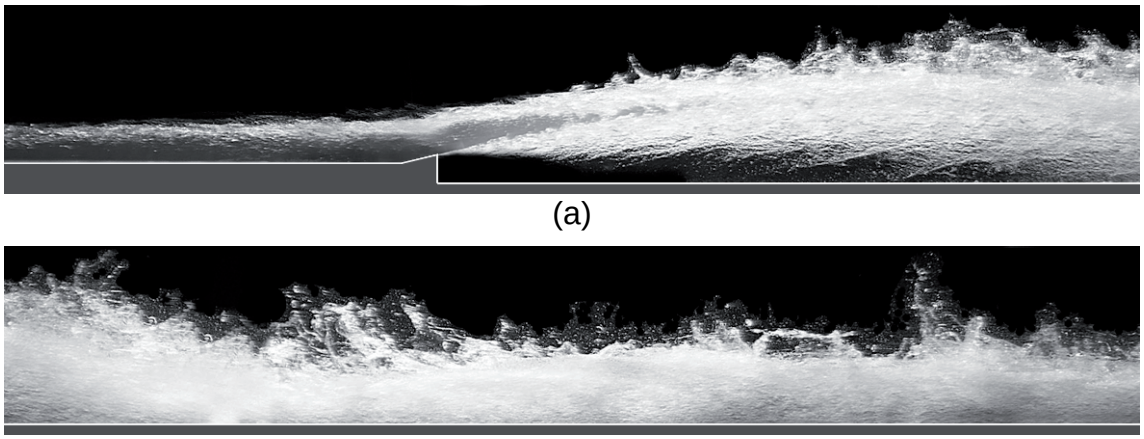
Abb. 2: Versuchsrinne mit (1) MID im Zuleitsystem, (2) Regelschieber, (3) Jet-Box, (4) Zuflussstrecke, (5) Sohlbelüfter, (6) Luftzufuhr-Kamin, (7) Druckluftzugabe, (8) Messbereich, (9) Prallbecken beim Rücklauf, (10) Automatisches Positionierungssystem, (11) Messsonde, (12) Druckmessstation für Luftzone, und (13) Beobachtungspodest.

Pfister (2008) diskutiert mögliche Massstabseffekte mit dem Ergebnis, dass deren Einfluss im verwendeten Versuchsstand jedoch vernachlässigbar klein ist. Die untersuchten Belüfter umfassten Typen bestehend aus einem Deflektor, einer Stufe und Kombinationen beider Elemente. Entsprechend repräsentieren die Modellbelüfter typische Prototyp-Belüfter. Die nachfolgenden Ergebnisse gelten innerhalb folgender Grenzen: $5.8 \leq F_o \leq 10.4$, $12° \leq \varphi \leq 50°$, $0.1 \leq (t+s)/h_o \leq 2.1$, und $0° \leq \alpha \leq 11.3°$. Insgesamt wurden 93 Versuche durchgeführt mit insgesamt knapp 60'000 Messpunkten.

3 Allgemeiner Lufttransport

Den Abfluss über einen Belüfter bestehend aus einem Deflektor und einer Stufe zeigt Abb. 3. Im Zuflussbereich erscheint das Wasser grösstenteils schwarz und transportiert daher kaum Luft. Einzig die raue Oberfläche ist leicht weiss, was dort auf eine geringe Luftkonzentration hindeutet. Am Ende des Zuflussbereichs folgt der Belüfter. Der Deflektor lenkt den Abfluss um und generiert einen Wurfstrahl. Dieser ist geprägt durch den turbulenz-induzierten Strahlzerfallsprozess,

welcher die Oberflächen zersetzt und sowohl an der Strahlober- als auch an der Unterseite zur Luftaufnahme führt. Entsprechend nimmt die Rauheit der Strahloberflächen zu und die Dicke des Reinwasserkerns ab, bis der ganze Strahl belüftet ist und im Bild weiss erscheint. Am Auftreffpunkt schlägt die untere Trajektorie auf der Rinnensohle auf, während der Verlauf des oberen Wasserspiegels noch der Strahlparabel folgt. Das aufprallende Wasser wird partiell reflektiert und erzeugt unterstrom des Auftreffpunkts einen Spray an der Wasseroberfläche. Im weiteren Verlauf bis zum Modellende entwickelt sich ein typischer Gemischabfluss. Die Wirkung des Belüfters ist aus dem Vergleich des Zuflusses mit dem Abfluss beim Rinnen-Ende ersichtlich: (1) das Wasser wird weiss und transportiert entsprechend Luft, (2) die Oberfläche wird rau, was auf erhöhte Turbulenz hindeutet, und (3) die Abflusstiefe nimmt zu.



(a)

(b)

Abb. 3: Foto eines überströmten Belüfters bestehend aus Deflektor mit Stufe, Abfluss in (a) der oberen und (b) der unteren Modellhälfte (Vers. No. 122, Pfister, 2008).

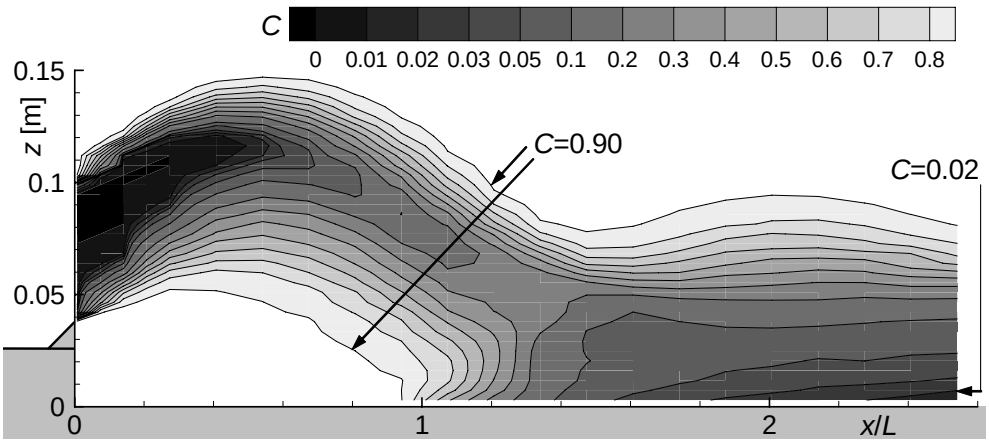


Abb. 4: Luftkonzentrations-Isolinien mit *schwarz* als Reinwasser und *weiss* als C>0.90 (Vers. No. 72, Pfister, 2008).

Bei jedem Versuch wurden das Luftkonzentrationsfeld $C(x,z)$ im Abfluss unterstrom des Belüfters systematisch erfasst. Eine typische Darstellung der Luftkonzentrations-Isolinien zeigt Abb. 4. Die Konturlinien folgen den Konzentrations-Isolinien, und die Grauwerte zwischen den Linien entsprechen einem eingeschlossenen Spektrum. *Weisse* und *hellgraue* Flächen stellen Konzentrationen mit einem grossen Luftanteil dar, während *dunkle* und *schwarze* Flächen Zonen mit sehr geringen Luftkonzentrationen oder sogar Reinwasser mit C=0 anzeigen. Die Abszisse gibt die relative Fliessdistanz x/L, mit L als Wurfweite.

4 Generelle Wirkungszonen

Der allgemeine Lufttransport unterstrom von Belüftern kann mit drei charakteristischen Wirkungszonen beschrieben werden, nämlich dem:

(I) Wurfstrahl,

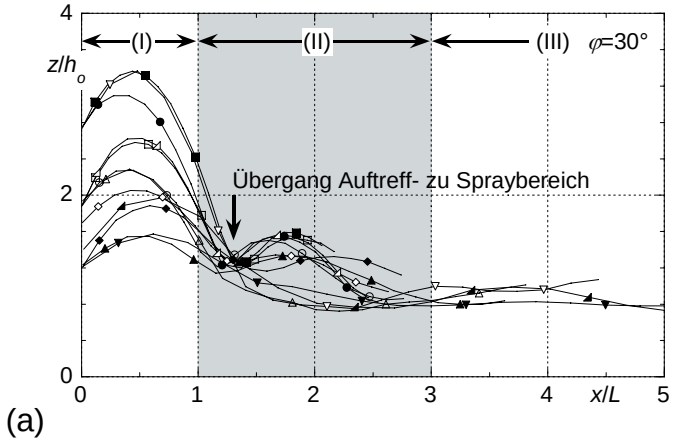
(II) Auftreff- und Spraybereich, und

(III) Fernbereich.

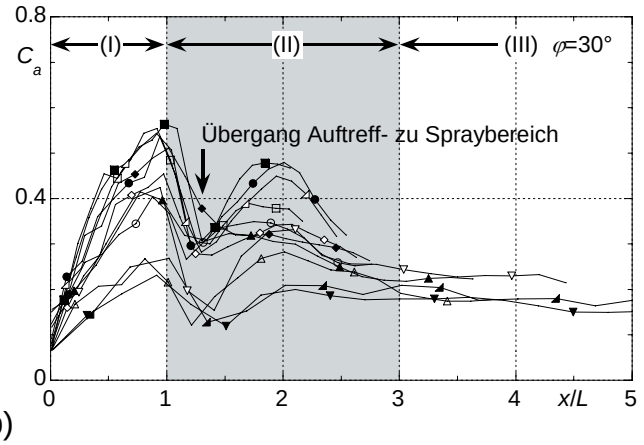
Die Wirkungszonen werden als Funktion der relativen Wurfseite x/L definiert und beschreiben Bereiche mit ähnlichen Phänomenen und hydraulischen Eigenschaften. Die Zoneneinteilung erfolgt anhand der Darstellungen (a) des Verlaufs der relativen oberen Wasserspiegellage $z/h_o(x/L)$, (b) der mittleren Luftkonzentration $C_a(x/L)$ und (c) der Sohl-Luftkonzentration $C_b(x/L)$. In Abb. 5 sind die Verläufe von (a) bis (c) für jeweils 12 repräsentative Versuche dargestellt. Es weisen alle Versuche grundsätzlich die unten beschriebenen Wirkungszonen auf, der Übersichtlichkeit wegen wird jedoch nur eine Auswahl gezeigt.

Der **Wurfstrahl** (I) ist zwischen dem Absprungpunkt bei x/L=0 und dem Auftreffpunkt bei x/L=1 definiert und durch Disintegrations-Prozesse charakterisiert. Die Turbulenz bricht die Strahloberflächen auf und schleudert Wasserelemente aus dem Verbund (Abb. 3). Die obere Trajektorie folgt der Wurfparabel (Abb. 5a) und bleibt bei x/L=1 unbeeinflusst, da die Zone (I) bis zum Auftreffen der *unteren* Strahltrajektorie definiert ist. Die mittlere Luftkonzentration C_a (Abb. 5b) beträgt beim Absprungquerschnitt zwischen $0.05<C_a<0.15$, da die raue Oberfläche des Zuflusses Lufttaschen einschliesst und zu Beginn des Deflektors abrupt Lufteintrag einsetzt. Entlang des Wurfstrahls nimmt C_a dann um den zwei- bis siebenfachen Wert zu, verglichen mit dem Absprungquerschnitt. Es ist offensichtlich, dass C_a hier primär eingeschlossene Luft wiedergibt, da der Strahl aufgrund von Turbulenz, aerodynamischer Interaktion und der Relaxation des Druck-, resp. Geschwindigkeitsprofils zerfällt. Die Sohl-Luftkonzentration C_b (Abb. 5c) schliesslich beträgt C_b=1 entlang des Wurfstrahls, da der Abfluss lokal von der Sohle getrennt ist. Unmittelbar oberstrom

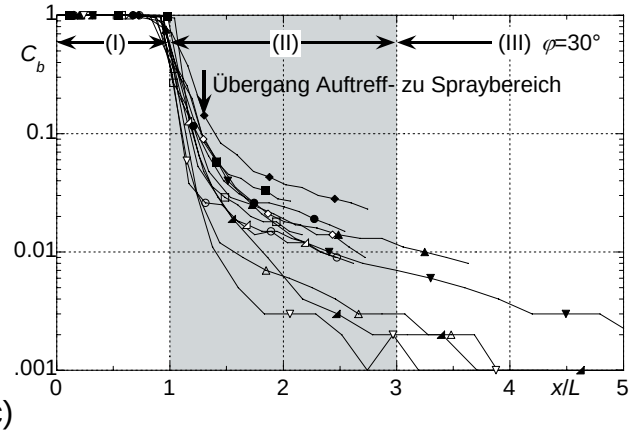
des Auftreffpunkts bei x/L=1 nimmt C_b infolge der Sohlwalze aus stromaufwärts abgelenktem Wasser ab.



(a)



(b)



(c)

Abb. 5: (a) Relativer oberer Wasserspiegel $z/h_o[x/L]$; (b) Mittlere Luftkonzentration $C_a[x/L]$ und (c) Semi-logarithmische Sohl-Luftkonzentration $C_b[x/L]$ für 12 repräsentative Modelltests. (I) Wurfstrahl, (II) Auftreff- und Spraybereich, und (III) Fernbereich.

Der **Auftreff- und Spraybereich** (II) ist durch zwei lokale Phänomene geprägt, welche entlang der Fliessstrecke $1<x/L<3$ beobachtet werden:

Abflusskompression im Auftreffbereich entlang $1<x/L\leq1.25$. Die untere Strahltrajektorie trifft bei $x/L=1$ auf die Sohle, während die obere gemäss Abb. 5a weiterhin der Wurfparabel folgt. Entsprechend nimmt die Abflusstiefe im Auftreffbereich ab. Entlang dieser Kompressionszone reduziert sich daher auch die mittlere Luftkonzentration $C_a(x/L)$ (Abb. 5b). Verglichen mit der Konzentration beim Wurfstrahlende $C_a(x/L=1)$ verbleibt bei $x/L=1.25$ effektiv noch 40 bis 80 % von C_a im Abfluss. Das Auftreffen der unteren Strahltrajektorie erzeugt an der Sohle Überdrücke. Diese sind mitverantwortlich für die ausgeprägte Entlüftung. Wie Abb. 5c zeigt, sinkt die Sohl-Luftkonzentration $C_b(x/L)$ bis zum Ende des Auftreffbereichs auf ungefähr $C_b=0.10$ ab.

Oberflächenturbulenz im Spraybereich entlang $1.25<x/L<3$. Die untere Strahlseite trifft auf die Rinnensohle und wird umgelenkt, weshalb ein zur Oberfläche hin gerichteter Impuls entsteht. Entsprechend werden Wasserpartikel an der Oberfläche aus dem Abfluss geschleudert. Als Folge bildet sich ein Spray, welcher zu einem lokal erhöhten Wasserspiegel führt (Abb. 5a) mit einer entsprechenden Zunahme von C_a (Abb. 5b). Bis zu $x/L=3$ fallen die herausgeschleuderten Wasserpartikel auf den Abfluss zurück und z/h_o und C_a nehmen wieder ab. Im Spraybereich ist primär eingeschlossene Luft für die lokale Zunahme von $C_a(x/L)$ verantwortlich. Bei einigen Kurven aus Abb. 5a und b fehlt der beschriebene Spray. Diese Kurven entsprechen Versuchen mit Stufenbelüftern ohne Deflektoren. Der Auftreffwinkel des Wurfstrahls auf der Sohle ist für diese Konfiguration zu gering, um ausreichend Turbulenz zur Spraybildung zu generieren Die Sohl-Luftkonzentration $C_b(x/L)$ bleibt vom Spray unbeeinflusst (Abb. 5c). Bis zu $x/L=3$ wird deshalb eine ausgeprägte Entlüftung an der Sohle beobachtet.

Der **Fernbereich** (III) umfasst den Abfluss unterstrom von $x/L=3$ bis zur natürlichen Selbstbelüftung (Kramer, 2004). Wegen der begrenzten Modelllänge gelten die hergeleiteten Erkenntnisse nur bis zu $x/L=9$. Der eigentliche Fernbereich von $x/L>9$ wird von Kramer (2004) beschrieben. Diese Zone ist nicht durch lokale Phänomene beeinflusst, sondern zeigt einen stetigen Verlauf der massgebenden Parameter. Der Wasserspiegel nach Abb. 5a folgt einer Senkungskurve oder bleibt für Strömungen nahe dem Normalabfluss beinahe konstant. Auch die mittlere Luftkonzentration $C_a(x/L)$ in Abb. 5b zeigt einen gleichförmigen Verlauf mit einer geringen Tendenz zum Luftaustrag. Die Sohl-Luftkonzentration $C_b(x/L)$ nimmt mit zunehmender Fliessdistanz weiterhin ab (Abb. 5c). Allerdings ist die Austragungsrate an der Sohle verglichen mit jener der Wirkungszone (II) gering. Der Belüfter generiert im Fernbereich entsprechend einen vollständig entwickelten Gemischabfluss. Der nachhaltige Effekt eines Belüfters auf den Lufttransport ist erst hier wirksam, da oberstrom lokale Phänomene den Abfluss dominieren. Daher ist die bisherige Belüfter-Bemessung mittels des Lufteintragskoeffizienten $\beta=Q_A/Q_W$, welcher sich einerseits auf einen Querschnitt im

Bereich von x/L=1 bezieht und andererseits nur Lufteintrag entlang der unteren Strahltrajektorie beschreibt, unzureichend.

5 Zusammenfassung

Eine systematische Messung der Luftkonzentrationsverteilung unterstrom von Belüftern ergab drei allgemeine Wirkungszonen: (I) Wurfstrahl entlang $0<x/L\leq1$, (II) Auftreff- und Spraybereich entlang $1<x/L<3$, und (III) Fernbereich zwischen x/L=3 und dem Selbstbelüftungspunkt. Diese Zonen gelten für Belüfter bestehend aus Deflektoren, Stufen und Kombinationen beider Elemente. Die drei Zonen wurden ausführlich beschrieben, insbesondere im Hinblick auf den Verlauf der mittleren C_a und der Sohl-Luftkonzentration C_b.

Aus Abb. 5 lassen zudem folgende Schlussfolgerungen ziehen:

- Sohlbelüfter erhöhen insbesondere die mittlere Luftkonzentration C_a, während sie die Sohl-Luftkonzentration C_b nur marginal beeinflussen.
- Entlang der Sohle, insbesondere im Auftreffbereich, wurde ein ausgeprägter Entlüftungsgradient gefunden. Typischerweise beträgt $C_b\cong0.01$ bei x/L=3. Nach dieser Fliessdistanz ist der grösste Teil der durch den Belüfter eingetragenen Luft an der Sohle bereits wieder entwichen.
- Der effektive, durch einen Belüfter verursachte Lufteintrag kann erst bei x/L=3 quantifiziert werden, da oberstrom dieses Orts lokale Phänomene die Strömung und damit auch den Lufttransport markant beeinflussen.
- Belüfter mit Deflektoren sind effizienter und tragen mehr Luft ein als reine Stufenbelüfter.

Gemäss den Ergebnissen dieser Arbeit ist nach einer Fliessdistanz von x/L=3 bei den meisten Belüftertypen und Fliesszuständen nur noch sehr wenig Luft an der Sohle vorhanden, was bereits von Kramer (2004) gezeigt wurde. In der Regel fallen die Konzentrationen sogar unter die von Peterka (1953) empfohlenen Werte zur Reduktion der Kavitationsgefährdung. Die Praxis zeigt jedoch, dass solche Belüfter die Schussrinnen dennoch vor Kavitationsschäden schützen. Es stellt sich daher die Fragen nach der effektiv notwendigen Luftkonzentration zur Vermeidung von Kavitationsschäden sowie bezüglich des optimalen Wirkungsorts der eingetragenen Luft.

Referenzen

Chanson, H. (1988). Study of air entrainment and aeration devices on spillway model. *PhD-Thesis*, University of Canterbury, Christchurch NZ.

Chanson, H. (1989). Study of air entrainment and aeration devices. *J. Hydraulic Research* 27(3), 301-319.

Falvey, H.T. (1990). Cavitation in chutes and spillways. *Engineering Monograph* 42, USBR, Denver.

Koschitzky, H.-P. (1987). Dimensionierungskonzept für Sohlbelüfter in Hochwasserentlastungsanlagen zur Vermeidung von Kavitationsschäden. *Mitteilung* 65. Institut für Wasserbau, Universität Stuttgart.

Kökpinar M.A., Göğüş M. (2002). High-speed jet flows over spillway aerators. *Canadian J. Civil Engineering* 29, 885-898.

Kramer, K. (2004). Development of aerated chute flow. *Mitteilung* 183, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), H.-E. Minor, Hrsg. ETH: Zurich.

Peterka, A.J. (1953). The effect of entrained air on cavitation pitting. 5th IAHR *Congress*, Minneapolis, 507-518.

Pfister, M. (2008). Schussrinnenbelüfter: Lufttransport ausgelöst durch interne Abflussstruktur. *Mitteilung* 203, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), H.-E. Minor, Hrsg. ETH: Zurich.

Pugh, C.A., Rhone T.J. (1988). Cavitation in Bureau of Reclamation tunnel spillways. *Hydraulics for High Dams*, Beijing, 645-652.

Rasmussen, R.E.H. (1956). Some experiments in cavitation erosion in water mixed with air. Intl. Symp. *Cavitation in Hydrodynamics*, Nat. Physical Lab., London, 20: 1-25.

Rutschmann, P. (1988). Belüftungseinbauten in Hochwasserentlastungsanlagen. *Mitteilung* 97, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), D. Vischer, Hrsg. ETH: Zurich.

Skripalle, J. (1994). Zwangsbelüftung von Hochgeschwindigkeitsströmungen an zurückspringenden Stufen im Wasserbau. *Mitteilung* 124, TU: Berlin.

Verdankung

Der Erstautor wurde im Rahmen der beiden Forschungsprojekten No. 200021-101548 und No. 200020-113448 finanziell durch den *Schweizerischen Nationalfonds* (SNF) unterstützt.

Adresse der Autoren

Dr. Michael Pfister
Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie
und Glaziologie (VAW)
ETH Zürich
CH-8092 Zürich
E-Mail: pfister@vaw.baug.ethz.ch



Prof. Dr. Willi H. Hager
Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie
und Glaziologie (VAW)
ETH Zürich
CH-8092 Zürich
E-Mail: hager@vaw.baug.ethz.ch



Prof. Dr. Hans-Erwin Minor
Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie
und Glaziologie (VAW)
ETH Zürich
CH-8092 Zürich
E-Mail: minor@vaw.baug.ethz.ch





Physical model investigation on the morning glory spillway of the Val Noci water supply facility

M. Pinotti, A. Lais

1 Project description

Mediterranea delle Acque (MdA) operates the Val Noci water supply facility in Montoggio, Italy (fig. 1). The water is stored by a 56 m high gravity-arch dam harnessing the river Noci and creating 3.3 Mio m^3 of live storage volume. Three existing spillway structures (gated chute spillway, middle and bottom outlet) with a total spilling capacity of 240 m^3/s serve as flood evacuation.

The estimation of the design flood hydrograph assesses a maximum inflow into the reservoir of 280 m^3/s for an event with a return period of 1'000 years. Because this discharge exceeds the available total spilling capacity, MdA is planning to erect an additional morning glory spillway with a discharge capacity of 75 m^3/s.

The concept of the projected morning glory spillway uses the existing middle outlet tunnel for a time and cost saving design. The new structure will be located at the right valley flank of the reservoir, close to the gated chute spillway. The morning glory spillway tunnel joins the existing middle outlet tunnel with a curve-tangent junction. The energy dissipation at the tunnel outlet is assured by a stilling basin equipped with chute and baffle blocks.

The routing of the design flood hydrograph through the reservoir with the gated chute spillway, the bottom outlet and the planned morning glory spillway in operation (middle outlet is not considered), predicts a peak rate of 75 m^3/s released through the morning glory spillway at a reservoir water level of 538.9 m a.s.l. (design discharge). The operation sequence of the spillway structures is a function of the reservoir water level. As the water level reaches 538.2 m a.s.l., the radial gate of the chute spillway swings to the fully opened position. At this water level the chute spillway discharges 150 m^3/s.

The Laboratory of Hydraulics, Hydrology and Glaciology (VAW) of ETH Zurich was commissioned to conduct hydraulic model tests. The purpose of this investigation was to evaluate the overall hydraulic behaviour of the morning glory spillway and to improve its operating efficiency and safety.

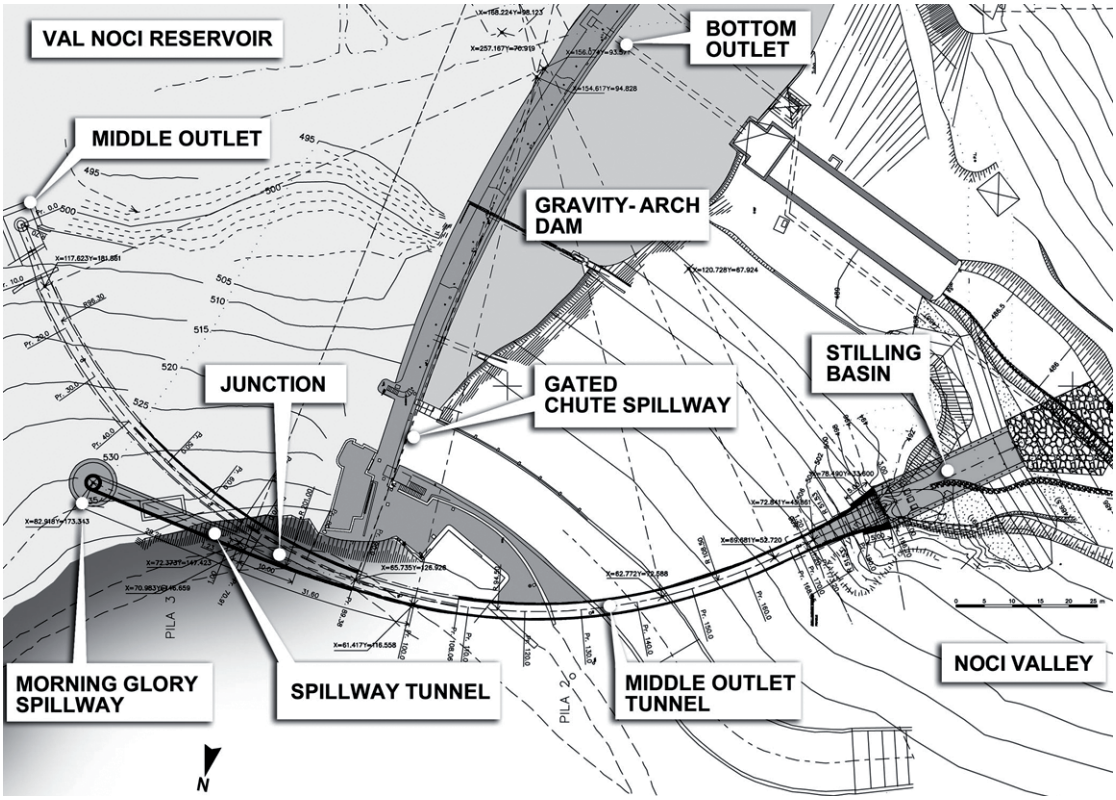


fig. 1: Plan view of the Val Noci dam with the existing spillway structures (gated chute spillway, middle and bottom outlet), the middle outlet tunnel, the projected morning glory spillway and the stilling basin.

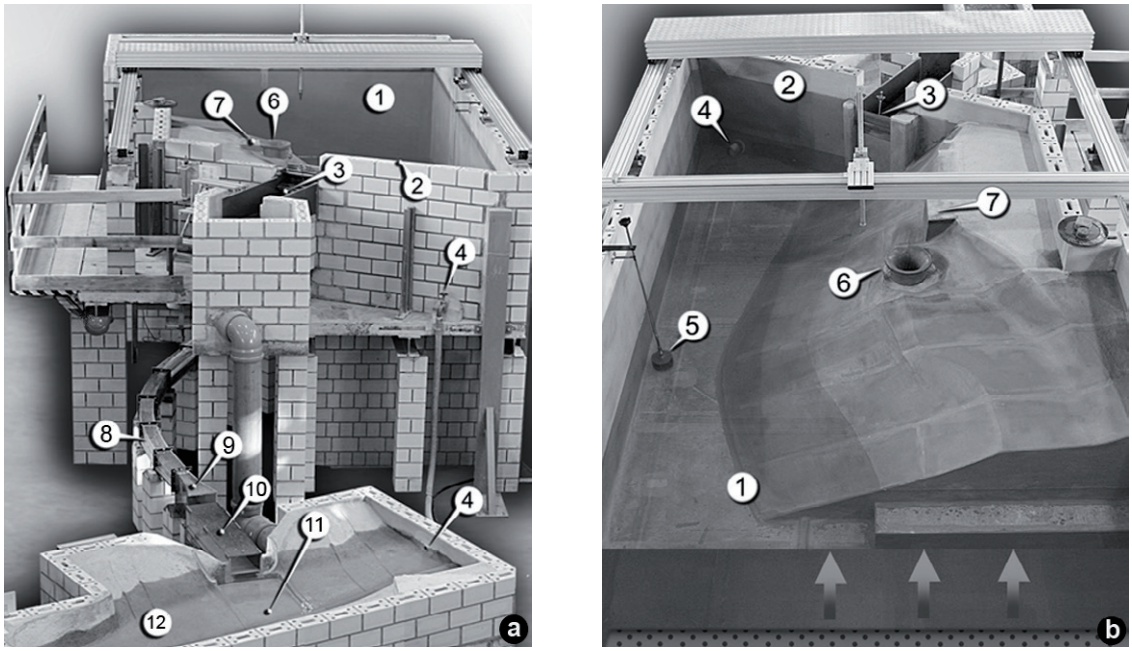


fig. 2: (a) Downstream view and (b) upper tank of the 1:25 physical model erected at VAW. (1) Reservoir, (2) dam portion, (3) chute spillway with radial gate, (4) bottom outlet, (5) middle outlet inlet valve, (6) cup-shaped overflow structure of the morning glory spillway, (7) service building, (8) middle outlet tunnel, (9) transition chute, (10) stilling basin, (11) riprap apron and (12) portion of the Noci valley.

2 Hydraulic model

A prototype reservoir area of about 10'000 m^2, a portion of the right valley flank and all the spillway structures of the Val Noci water supply facility were reproduced in a physical model in 1:25 scale using Froude similitude (fig. 2).

Although this similitude guarantees adequate reproduction of the prototype conditions in the model, accurate modelling of all hydraulic parameters with the same hydraulic model is impossible. For example, scale effects related to the water viscosity and surface tension are significant on the discharge capacity at small overflow depths. In the present experiments scale effects are negligible for prototype overflow depths higher than 0.55 m, i.e. for morning glory discharges exceeding 22 m^3/s.

3 Initial design

3.1 Layout

The initial design of the morning glory spillway consists of the following elements (fig. 3): a cup-shaped overflow structure (transition tube) with crest elevation at 537.5 m a.s.l. and a crest diameter of 8.0 m, designed for an overflow head of 1.2 m and approximatively representing a Creager profile; a 32.04 m high vertical shaft, 2.0 m in diameter, connected to the overflow structure at 530.0 m a.s.l. (throat of the transition tube); a circular bottom bend with a radius of curvature of 4.0 m; a 26.84 m long spillway tunnel, 2.0 m in diameter and with a slope of 1.6%, joining the existing middle outlet tunnel at an elevation of 492.52 m a.s.l. The initial design does not include any aeration device.

3.2 Discharge capacity of the initial design

For reservoir levels up to 538.75 m a.s.l., the flow is governed by the crest discharge characteristics, i.e. the discharge over the morning glory overflow structure can be expressed as

$$Q = C_d \cdot 2\pi \cdot R \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{1.5} \qquad [1]$$

where C_d is the discharge coefficient, R = 4.0 m the crest radius and H the overflow head. According to the service regulation, the chute spillway is fully opened for reservoir levels above 538.2 m a.s.l. For this case, the strong current towards the open gated chute spillway influences the approach flow to the morning glory spillway, resulting in a slightly decreased discharge capacity and a diminished value C_d = 0.468, compared to the hypothetical scenario with chute

spillway out of operation (fig. 4 and 6). The value of C_d = 0.468 follows from interpolated measured data.

For reservoir levels above 538.75 m a.s.l. the overflow crest is submerged and the entire morning glory spillway operates under pressure. Therefore, the flow control section moves from the crest to the downstream end of the spillway tunnel. During pressurized flow regime a considerable increase of the reservoir water level only leads to an insignificant gain in the spilling capacity (fig. 4).

Note that the hydraulic model does not represent prototype conditions for discharges exceeding 58 m^3/s. This phenomenon is addressed in section 3.3.

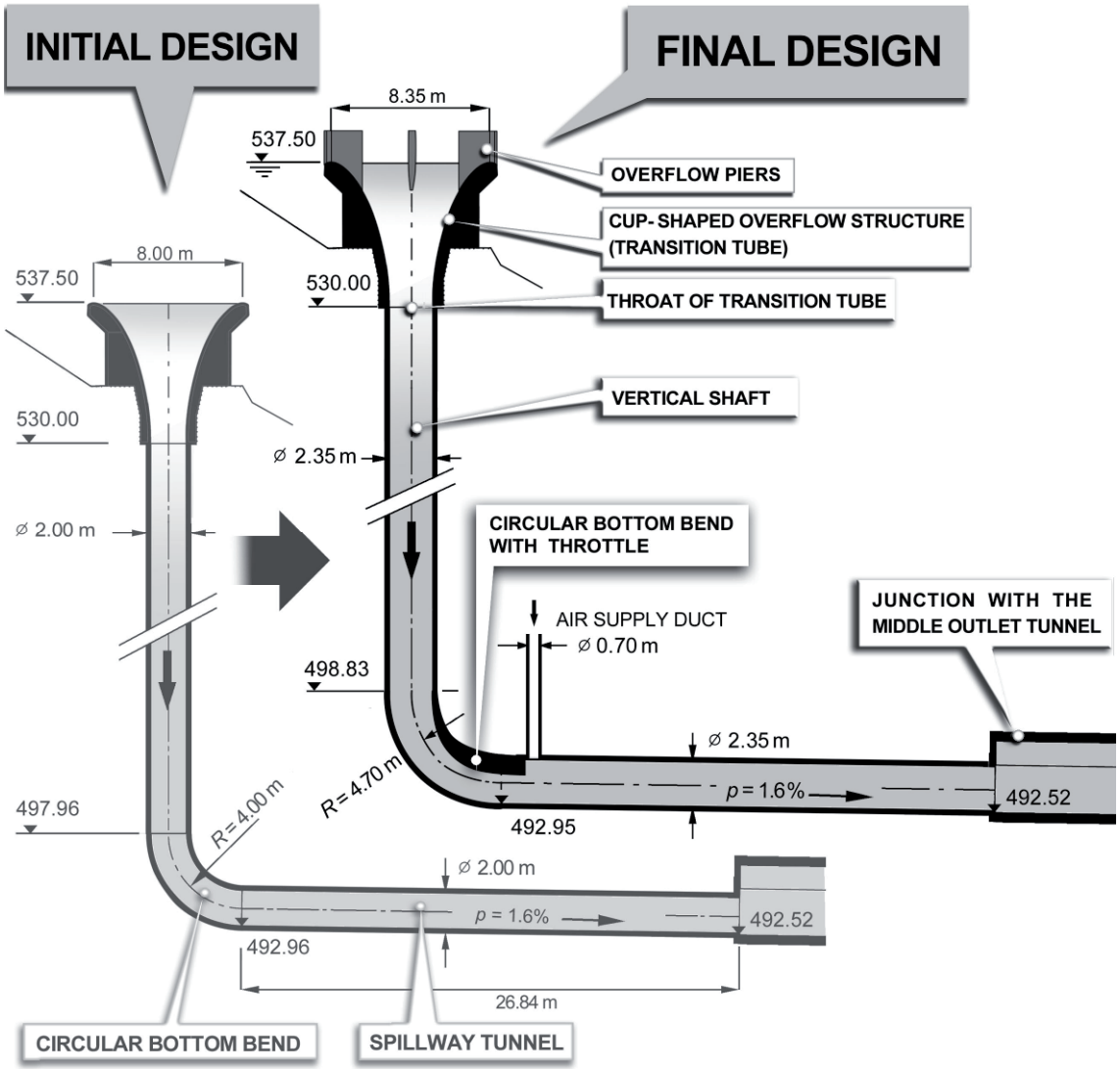


fig. 3: Layout of the initial and the final design of the morning glory spillway with cup-shaped overflow structure, vertical shaft, circular bottom bend and spillway tunnel.

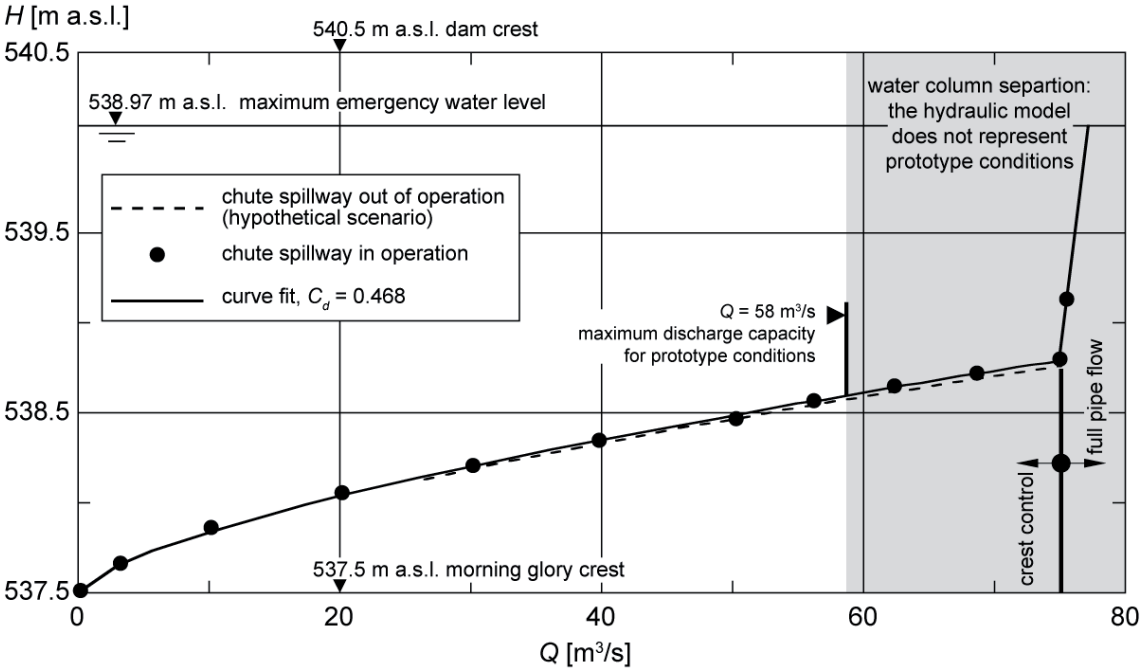


fig. 4: Measured reservoir water level *H* as a function of the discharge *Q* in the initial design of the morning glory spillway for closed (hypothetical) and fully opened chute spillway. Water column separation would occur in the prototype for discharges higher than 58 m^3/s.

3.3 Flow conditions and pressures in the vertical shaft

Annular flow occurs in the overflow structure up to a discharge of approximately 40 m^3/s. The overflow nappe clings to the boundary of the cup-shaped overflow structure and a free air core remains in the centre of the vertical shaft. As the discharge increases, the overflowing annular nappe becomes thicker and converges into a solid vertical jet at the crotch point. The air-water mixture flow chokes the vertical shaft and free air entrainment is prevented. The flow regime changes from free to pressurized flow conditions and a so-called “boil” forms above the crotch point. Both the boil and the crotch rise progressively higher with the increasing discharge. Due to the high available net head and the absence of free surface aeration, sub-atmospheric pressures are measured at the throat of the transition tube (fig. 3). Due to the lack of a throttle in the hydraulic system, the vertical shaft is exposed to negative pressures close to the vapour pressure for discharges of approximatively 50 m^3/s. At higher discharges, up scaled pressures at the throat of the transition tube drop below vapour pressure resulting in a change of phase from water to vapour, i.e. the water column separates. Therefore, the flow is governed by this section and the available net head is strongly reduced, resulting in a restricted discharge capacity.

For a theoretical net head of 45.23 m between the reservoir water level (538.73 m a.s.l.) and the tunnel axis elevation just upstream of the junction with the middle outlet tunnel (493.5 m a.s.l.), a calculated discharge of 72 m^3/s results from Bernoulli equation. The corresponding energy and pressure gradients are shown in fig. 5. The calculated relative minimum pressure of –19.4 mWC (meter water column) at the throat of the transition tube marginally deviates from the measured and up-scaled value of –19.5 mWC.

The phenomenon of water column separation could not be reproduced in the hydraulic model, as Froude similarity would theoretically require a reduction of the atmospheric pressure in the model. The maximum prototype discharge of the initial design of the morning glory spillway has been computed theoretically. Assuming the pressure at the throat of the transition tube being equal to vapour pressure and full pipe flow conditions occurring in the vertical shaft, a discharge of 58 m^3/s results. For this discharge, the water column would separate, i.e. the discharge capacity of the initial design of the morning glory spillway is limited to some 58 m^3/s (fig. 4).

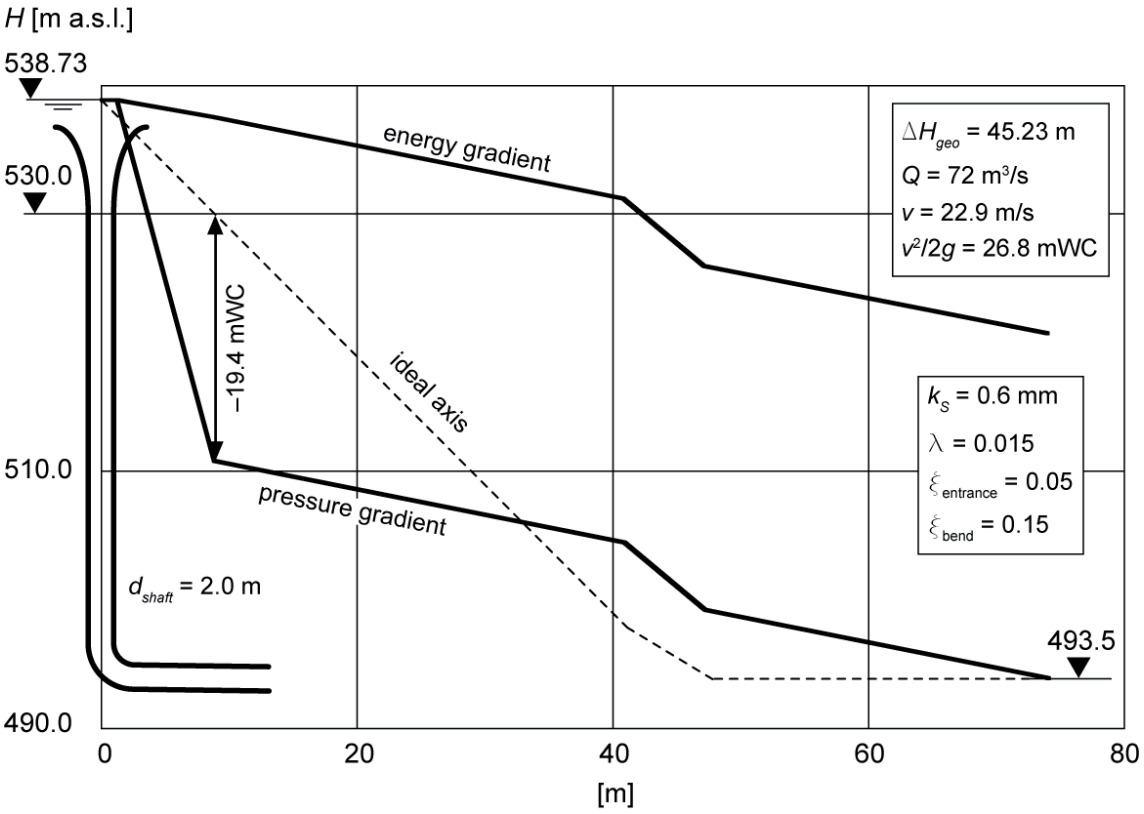


fig. 5: Calculated energy and pressure gradient for Q = 72 m^3/s (initial design of the morning glory spillway). Theoretical minimum pressures below absolute vacuum (–10 mWC) occur.

4 Optimisation process and final design

The modification of the initial design aims at improving the flow conditions in order to ensure safe operation avoiding water column separation at the throat of the transition tube. The modification should also improve the discharge capacity to 75 m^3/s. VAW developed a modified design consisting of:

- an increased shaft diameter from 2.00 to 2.35 m resulting in a crest diameter of 8.35 m, without altering the drop inlet location and shape.
- the re-design of the bottom bend, including a throttle at its end, to raise the pressure gradient ensuring pressures higher than the maximum tolerable negative pressure head of –(7÷8) mWC at the throat of the transition tube. According to common design criteria, the minimum pressure head at the throat of the transition tube should not drop below –(7÷8) mWC to avoid water column separation.
- an increased spillway tunnel diameter of 2.35 m.
- the addition of an air supply duct of at least 0.70 m in diameter behind the throttled bottom bend to ensure sufficient air supply and free surface flow conditions in the spillway tunnel.

4.1 Approach flow conditions

The approach flow towards the morning glory is influenced by the protruding slope of the right valley flank and the service building foundation nearby. However, for small discharges, in the vicinity of the morning glory crest all-around radial flow occurs (fig. 6, left). At higher discharges the mainstream towards the open chute spillway circulates around the morning glory. Therefore, a strong current develops in the region between the morning glory overflow structure and the right valley flank. This flow is deflected by the service building foundation which negatively influences the velocity distribution in the vicinity of the morning glory (fig. 6, right). For reservoir water levels higher than 538.9 m a.s.l., a bath-tub vortex develops in the morning glory overflow structure. A considerable amount of kinetic energy is dissipated by this strong rotational motion resulting in a reduction of the discharge capacity, i.e. decrease of discharge with increasing reservoir water level (fig. 7). With increasing reservoir water level, the vortex persists and the discharge capacity is diminished. The maximum discharge spilled by the modified design of the morning glory spillway reaches 72 m^3/s at 538.9 m a.s.l. The modified design consequently does not have the required discharge capacity of 75 m^3/s.

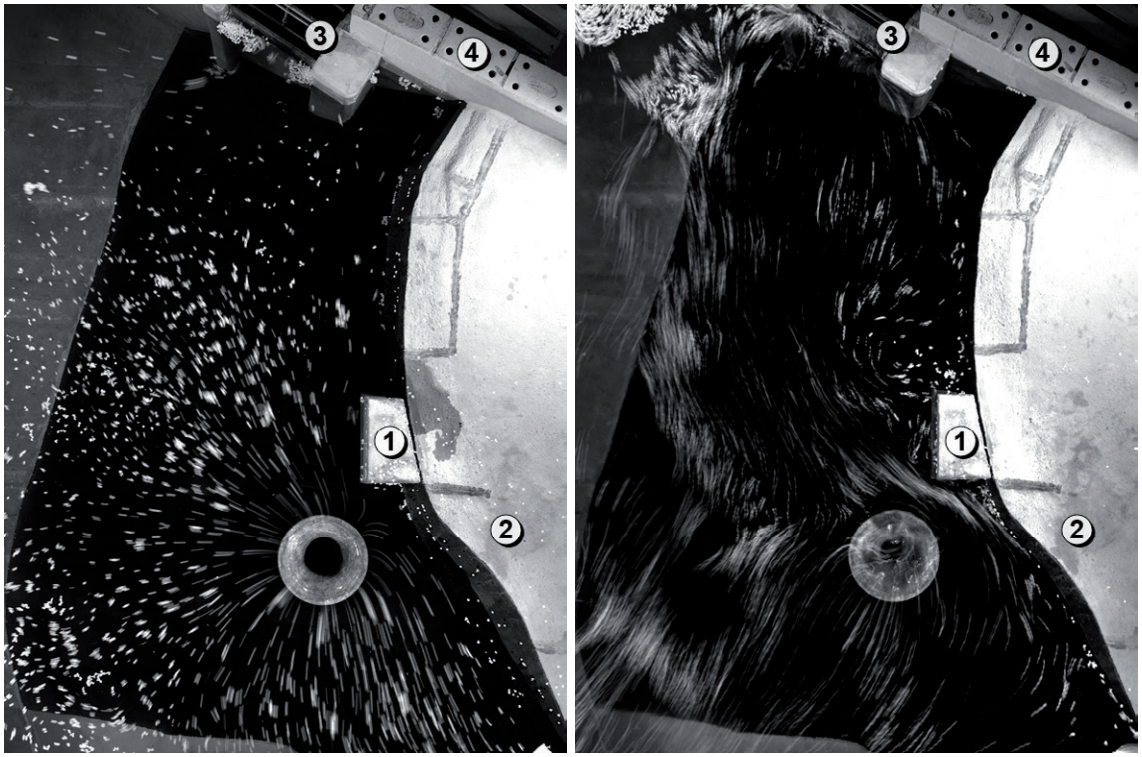


fig. 6: Top view of the reservoir with the modified design of the morning glory spillway, (1) the service building, (2) the protruding slope of the right valley flank, (3) the chute spillway and (4) the dam. The surface flow field is highlighted using confetti. At a discharge of 10 m^3/s (left, chute spillway out of operation) radial flow occurs. At 72 m^3/s (right) the mainstream towards the fully opened chute spillway causes tangential approach flow towards the morning glory. A bathtub vortex forms in the submerged overflow structure limiting the discharge capacity (Q_{inflow} = 259 m^3/s, Q_{chute} = 187 m^3/s).

For the final design, four overflow piers of 0.40 m width and 2.00 m length are implemented on the modified design of the morning glory crest in order to ensure radial inflow conditions (fig. 3 and 8).

At a discharge of 75 m^3/s, the morning glory overflow structure is submerged and a reservoir level of 538.8 m a.s.l. is measured. The overflow piers enforce radial inflow and suppress the vortex formation enhancing the hydraulic performance (fig. 8). However, the current along the right valley flank towards the open chute spillway is still strongly deflected by the service building foundation. A 3-dimensional flow field develops resulting in a single vortex-jet in the vicinity of the morning glory crest (fig. 8). This vortex may lead to erosion processes in the surrounding area and entrain debris into the morning glory spillway.

For discharges higher than 75 m^3/s and for reservoir level above 538.8 m a.s.l., the morning glory spillway operates under pressure. The vertical shaft already chokes for discharges higher than 56 m^3/s. At the maximum emergency water level of 538.97 m a.s.l., a discharge of 76.7 m^3/s is measured. (fig. 7).

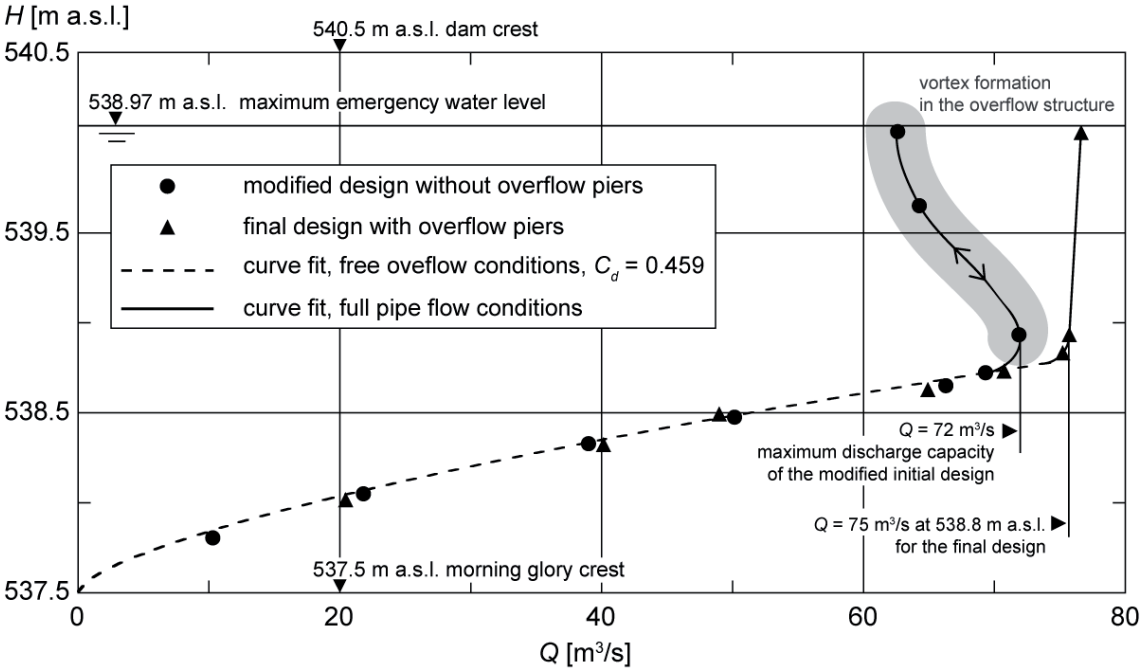


fig. 7: Measured reservoir water level H as a function of the discharge Q in the modified and the final design of the morning glory spillway. A maximum discharge capacity of 72 m^3/s is measured for the modified design at 538.9 m a.s.l. For higher reservoir water levels, vortex formation in the overflow structure reduces the discharge capacity. The final design with overflow piers inhibits vortex formation at submerged overflow crest and ensures the required discharge capacity of 75 m^3/s, therefore.

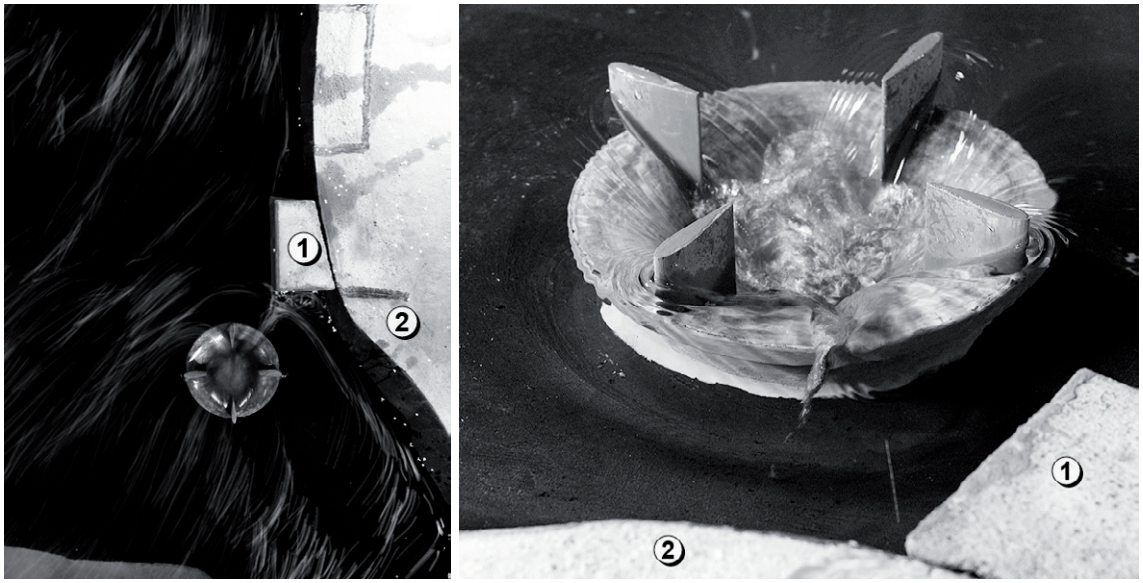


fig. 8: Top (left) and side (right) view of the final design of the morning glory spillway with overflow piers at a discharge of 75 m^3/s with (1) the service building and (2) the protruding right valley flank. The overflow piers ensure radial inflow. The current is strongly deflected by the service building foundation resulting in a 3-dimensional flow field. A spiral flow with a vortex in its core develops between the overflow piers.

4.2 Dynamic pressures

For discharges up to 40 m^3/s, the mean pressure heads along the cup-shaped overflow structure and the vertical shaft are near the atmospheric pressure and the pressure fluctuations are rather small.

For discharges exceeding 56 m^3/s, full pipe flow conditions are observed and sub-atmospheric pressures occur in the upper part of the vertical shaft. A minimum mean value of –6.53 mWC is detected in the throat of the transition tube at a discharge of 75 m^3/s (final design with overflow piers). This is in accordance with the design criteria. Nevertheless, up scaled local subpressures drop below vapour pressure. These low pressures lead to flow pulsations with considerable pressure peaks, probably including the formation of localized cavitation bubbles. These phenomena may damage the concrete surface. As a certain amount of air is entrained into the flow, the negative consequences are minimized. Prototype experience with similar structures shows no cavitation damages if the mean pressure is above the vapour pressure. The occurrence of extreme minimum pressures below vapour pressure could be avoided by raising the pressure gradient in order to obtain a higher mean pressure at the throat of the transition tube. This may be achieved by enlarging the vertical shaft diameter and adequate adapting of the throttle orifice.

Particular regard has to be given to the pressure fluctuations in the vertical shaft due to the formation of an oscillating boil and two-phase flow phenomena during the transition phase from free to full pipe flow. These pressure fluctuations are analyzed by determining the spectral density of a time series, i.e. the frequency of the measured pressures. The spectral density at a discharge of 65 m^3/s shows one distinct peak at 0.03 Hz (fig. 9). This is the well-defined oscillation frequency of the boil causing a pressure amplitude of 1.8 mWC for the modified design and 0.7 mWC for the final design with overflow piers.

During submerged inflow conditions, the asymmetrical approach flow conditions towards the morning glory spillway without overflow piers lead to the formation of an air-core vortex within the overflow structure. This phenomenon cause additional intensive pressure fluctuations due to instable flow conditions as the air core bathtub vortex intermittently collapses in the inlet structure (fig. 10). Instantaneous fluctuations up to 20 mWC are detected. The final design with overflow piers avoids the bathtub vortex formation, wherefore the pressure fluctuations are reduced. The spectral analysis shows no peaks, i.e. no significant pressure fluctuations occur in the vertical shaft (fig. 9).

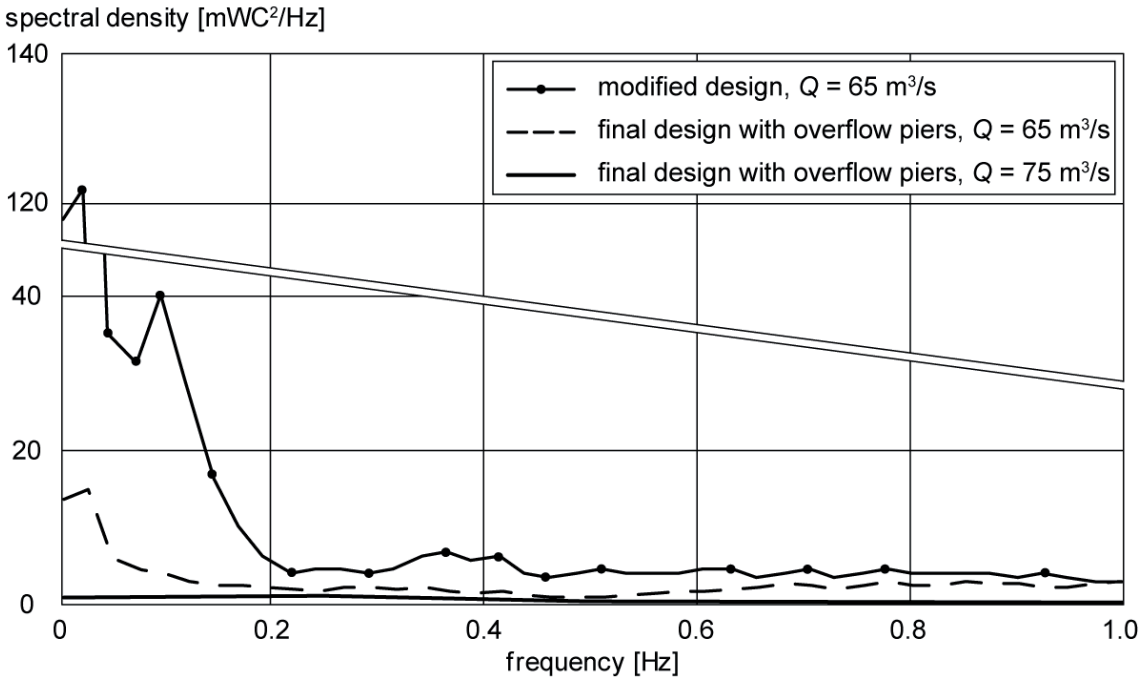


fig. 9: Up scaled spectral density at the pressure measuring position showed on fig. 10 for the modified design and the final design of the morning glory spillway. The peak at 0.03 Hz corresponds to the boil oscillation in the transition tube at 65 m^3/s.

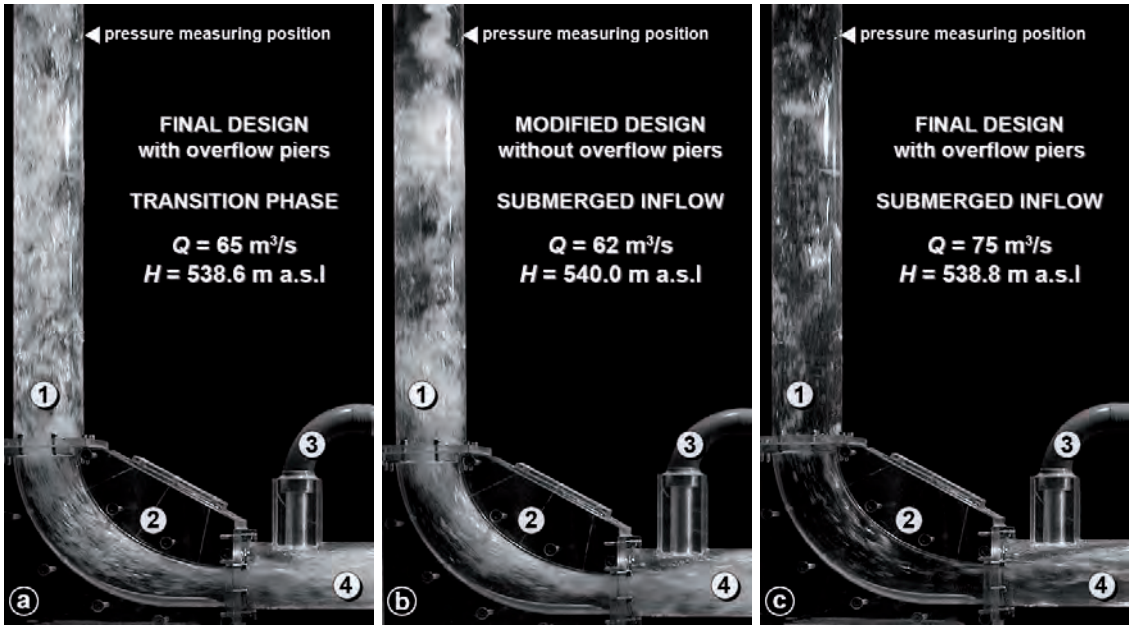


fig. 10: Side view of (1) the vertical shaft, (2) the throttled bottom bend, (3) the aeration duct and (4) the spillway tunnel of the morning glory spillway. (a) Transition phase at 65 m^3/s, final design; (b) Modified and (c) final design at submerged inflow conditions. Without overflow piers the air entrainment occurs in batch-wise manner due to the intermittent collapse of air core bathtub vortex. Strong pressure fluctuations result, consequently. At the contrary, the quantity of entrained air which is conveyed downstream is considerably reduced with the arrangement of overflow piers.

5 Summary

MdA operates the Val Noci water supply facility. Three existing spillway structures (a gated chute spillway, a middle and a bottom outlet) serve to discharge floods. A recent estimation of the flood hydrograph shows that the peak discharge exceeds the installed discharge capacity. To counter this shortage MdA is planning to erect a morning glory spillway.

VAW was commissioned with the construction of a physical model with a scale factor of 25 in order to perform model tests of the morning glory spillway.

The model tests of the initial design of the morning glory spillway showed that the up scaled mean minimum pressures drop below vapour pressure at the transition from free to pressurized flow condition in the vertical shaft, resulting in a change of phase from water to vapour, i.e. water column separation. This would cause strong vibrations in the prototype probably generating structural damage and limited spillway capacity.

VAW optimised the initial design of the morning glory spillway by widening the vertical shaft and installing a throttled bottom bend. Furthermore, VAW added overflow piers at the crest of the morning glory to ensure radial inflow avoiding air-entraining vortex formation. Thereby, the required discharge capacity of 75 m^3/s is ensured and extreme pressure fluctuations are limited. However, in the upper section of the vertical shaft, subpressures locally drop below vapour pressure during the transition phase from free to submerged inflow.

Authors' addresses

Mattia Pinotti
Dipl. Bau-Ing. ETH
Versuchsanstalt für Wasserbau,
Hydrologie und Glaziologie (VAW)
CH - 8092 Zürich
E-Mail: pinotti@vaw.baug.ethz.ch



Adriano Lais
Dipl. Bau-Ing. ETH
Versuchsanstalt für Wasserbau,
Hydrologie und Glaziologie (VAW)
CH - 8092 Zürich
E-Mail: lais@vaw.baug.ethz.ch



KW Ybbs-P.: Erhöhung der Stromerzeugung durch Anpassungsmaßnahmen an zwei Brückenbauwerken

H. Schimpf, H. Ziss, L. Pirringer, St. Ebner

1 Einleitung

1.1 Überblick

Die Verbund-Austrian Hydro Power AG (AHP) – die Wasserkrafttochter des Verbunds – hat insgesamt 90 Kraftwerke in Österreich; die meisten davon sind auch zur Gänze in ihrem Eigentum und werden von ihr betrieben. Davon sind 69 Laufkraftwerke, hauptsächlich an den Flüssen Donau, Drau, Salzach und Mur. Sie erzeugen mehr als 18.000 GWh im Jahr.

Das Energiepotential der Donau wird von AHP durch 9 große Flußkraftwerke mit einem jährlichen Regelarbeitsvermögen von mehr als 12.000 GWh genutzt. Davon ist das Donaukraftwerk Ybbs – Persenbeug das älteste und wurde bereits 1957 in Betrieb genommen. In den Jahren 1993 -1996 wurde eine 7. Maschine eingebaut, wodurch der Ausbaudurchfluss von 2150 auf 2650 m³/s erhöht und der Ausbaugrad von 99 auf 50 Tage verringert wurde. Das Regelarbeitsvermögen beträgt 1336 GWh.

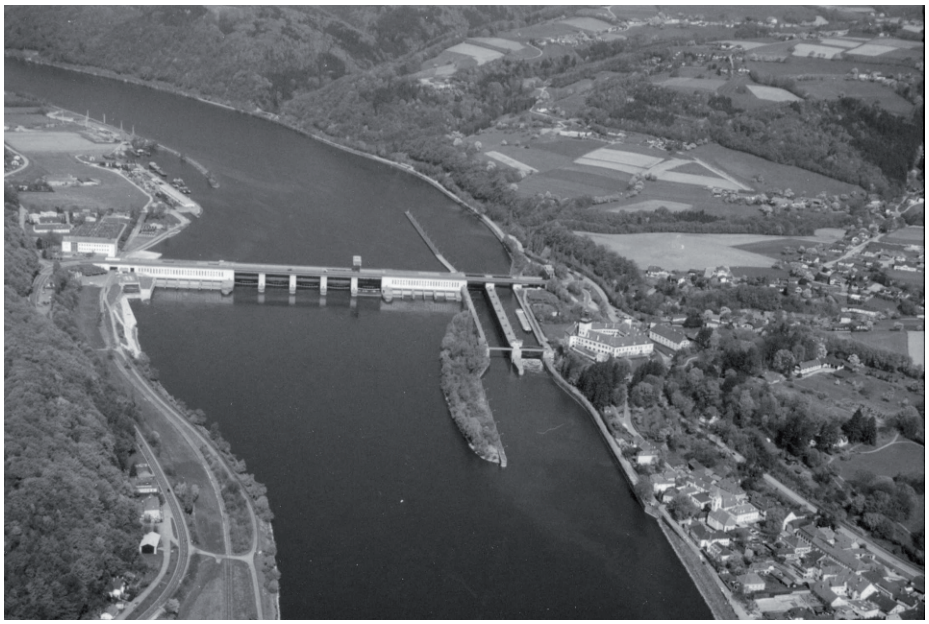


Abb.1: Luftaufnahme vom KW Ybbs – Persenbeug.

Anders als bei den anderen Donaukraftwerken ist das Krafthaus geteilt und die Schleusenanlage im Unterwasser situiert (Abb. 1). Über diese Schleusenanlage führen zwei Brücken, eine Kranbahnbrücke, bestehend aus zwei getrennten dreifeldrigen Durchlaufträgern aus Stahlhohlkästen und eine Straßenbrücke mit zwei dreifeldrigen Stahldurchlaufträger als Hauptträger und einer aufgesetzten Betonfahrbahn.

1.2 Grund und Ziel des Projekts

Das Normalstauziel beim Kraftwerk Ybbs – Persenbeug beträgt 226,20 m ü.A. Seit Bestehen der Kraftwerksanlage ist aber eine obere Stauzieltoleranz von +30 cm – somit ein Stauziel von 226,50 m ü.A.- wasserrechtlich genehmigt. Da jedoch die laut Donaukonvention geforderte lichte Durchfahrtshöhe für die Schifffahrt von 8,0 m in der Schleuse unter der Kranbahn- und Straßenbrücke schon beim Normalstauziel mit 7,93 m unterschritten wurde, konnte bisher diese obere Stauzieltoleranz selten ausgenutzt werden.

Ziel des Projekts war es nun durch geeignete bauliche Anpassungsmaßnahmen- hauptsächlich an der Konstruktion der Brücken- die Ausnutzung dieser oberen Stauzieltoleranz zu ermöglichen und damit eine Erhöhung der Stromerzeugung zu erreichen. Diese beträgt zufolge der um 30 cm größeren Fallhöhe im Nieder- und Mittelwasserbereich ca. 16,5 GWh/Jahr. Dabei ist eine Mindererzeugung beim Oberliegerkraftwerk Wallsee von 2,8 GWh durch vermehrte Einstauverluste bereits berücksichtigt.

1.3 Terminliche Situation

Vorausgehende Baumaßnahmen an der Straßenbrücke durch den Brückenerhalter, dem Land Niederösterreich, und der mit 1.Okt. 2007 fixierte Beginn der Stemmtorerneuerung in der rechten Schleuse erforderten einen äußerst engen Zeitplan und nur dreieinhalb Monate Zeit für die Ausführung. Der mit 28.09.2007 pönalisierte Termin der Kranbefahrbarkeit stellte an alle Beteiligte, Planer, Ziviltechnikerbüro Öhlinger & Metz, Auftragnehmer, VAM-Wels, und Bauherr, hohe Anforderungen, konnte aber eingehalten werden.

2 Planung

Zur Anhebung des Stauzieles von 226,20 auf 226,50 m ü.A. war für die Einhaltung des erforderlichen Schifffahrts-Lichtraumprofiles von 8,00 m die Anhebung der Unterkante der Straßenbrücke um 31 cm und der beiden Kranbahnträger in den beiden Schleusenbereichen (Süd- und Nordschleuse) um 38 cm erforderlich.

2.1 Umbau der Straßenbrücke

Die bestehende Straßenbrücke im Zuge der Bundesstraße 25 ist ein Dreifeldtragwerk mit 100,30 m Gesamtstützweite und mit Feldstützweiten von 29,90 m über der Südschleuse, 34,50 m über der Nordschleuse und 35,90 m über der Landöffnung (Abb. 2).

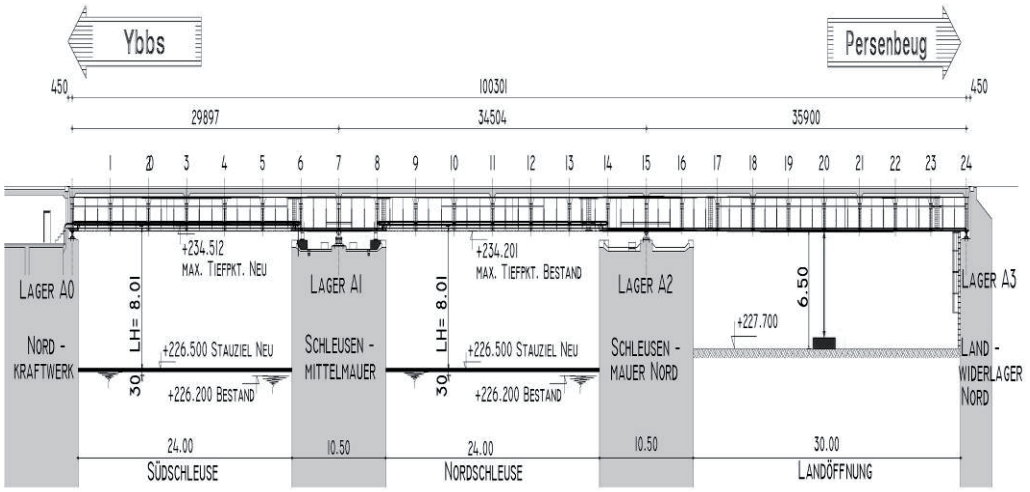


Abb. 2: Längsschnitt des UW-seitigen Hauptträgers (2-fach überhöht).

Die Brückenlagerung erfolgt auf der Mauer des Nordkraftwerkes (Lager A0) und auf dem Landwiderlager (Lager A3) auf Stahlrollenlager, auf der Schleusenmittelmauer auf Doppelrollenstahllager (Lager A1) und auf der Schleusenmauer Nord befinden sich die als Festhaltelager dienenden Stahllinienkipplager (Lager A2).

Die tragende Konstruktion besteht aus zwei, ca. 1,90 m hohen Stahlträgern mit einer aufbetonierten Stahlbetonfahrbahnplatte, deren ursprünglicher Bestand im Frühjahr 2007 unterwasserseitig um 50 cm für die Neuerrichtung eines Radwegs verbreitert wurde (Abb. 3). Die Stahlbetonfahrbahnplatte ist in Abständen von ca. 8,60 m bzw. 12,90 m quer zur Brückenachse gefugt. Das Tragsystem ist daher kein Verbundquerschnitt. Die Belastungsannahmen für die Verkehrslasten entsprechen der Brückenklasse I gemäß ÖN B 4002.

Die ca. 50 Jahre alte bestehende Konstruktion wurde in Teilstücken geschweißt im Werk hergestellt und vor Ort mit genieteten Montagestößen zusammengebaut. Verwendet wurde Stahl der Güte St 52 T.

Durch die vorgegebene Höhenlage der Straße über den Wehrfeldern auf der Südseite und der nördlich der Brücke anschließenden Verkehrsfläche war eine Veränderung der Nivellette nicht möglich. Als Maßnahme für den Umbau der

Straßenbrücke wurde daher eine Höherlegung der Stahlträgeruntergurte über die lichte Weite der Schleusenbreite bei beiden Stahlträgern geplant.

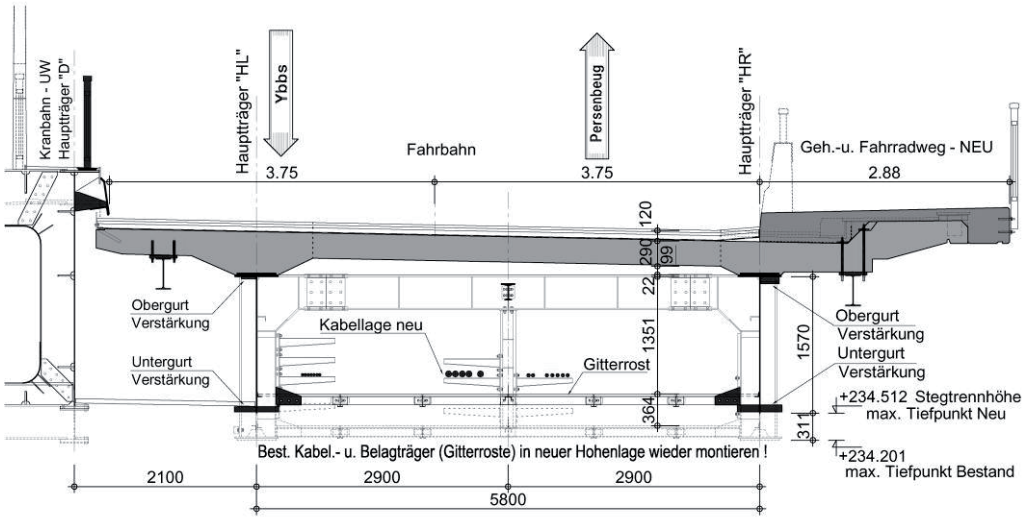


Abb. 3: Regelquerschnitt der Straßenbrücke.

Dazu war der Einbau von neuen, beidseits des Trägersteges um ca. 32 cm höher liegenden Untergurten und der Einbau von Obergurtverstärkungen sowie die Höherlegung der Kabeltassen und der Gitterrostkonstruktion zwischen den Hauptträgern erforderlich (Abb. 3).

Das Tragwerk wurde zu Beginn der Umbauphase bei den Querträgern in Achse 6 und 8 auf provisorische Lager gestellt und um 45 bzw. 35 mm angehoben. Das Landfeld wurde mit einer Hilfsstütze um 60 mm angehoben. Zweck dieser Maßnahme war es, die bestehenden Stahlträger, vor allem für die verbleibenden Stegflächen, für den Bauzustand deutlich zu entlasten und nach Wiederherstellung der ursprünglichen Trägerlage auch für den ständigen Lastanteil eine Mitwirkung der neuen Untergurte und der Obergurtverstärkungen zu erreichen. Dadurch wurde auch der Stahlbedarf verringert. Die Dimensionierung der Gurte und Gurtverstärkungen erfolgte unter Berücksichtigung der geringeren Trägerhöhe und der durch die Stegabtrennung hervorgerufene Umlagerung der Schnittgrößen auf den “neuen” Querschnitt.

Nach der Demontage der Gitterrostkonstruktion wurden die Untergurte und die Obergurtverstärkungen im spannungslosen Zustand eingebaut und der Steg unterhalb der neuen Untergurte abgetrennt und die Gitterrostkonstruktion in der neuen Lage wieder montiert. Diese Umbaumaßnahmen wurden schleusenweise durchgeführt. Danach erfolgten die Gurtverstärkungen beim unterwasserseitigen Hauptträger über dem Landfeld und bei den Innenstützen. Anschließend wurde das Tragwerk auf die bestehenden Rollenlager abgesenkt und die Hilfsstützen im Landfeld entfernt.

Während der gesamten Bauzeit war die Brücke einspurig befahrbar – eine Totalsperre war nicht möglich- und der Schifffahrt stand gemäß der Auflage der Schifffahrtsbehörde stets eine Schleuse mit einer Lichtraumhöhe von 8,00 m zur Verfügung. Durch die Anwendung einer an den Kragplatten abgehängten fahrbaren ca. 8,0 x 11,0 m großen Arbeitsbühne konnte auch die zweite Schleuse mit einer reduzierten Höhe von 6,20 m für die Schifffahrt genutzt werden.

2.2 Umbau der Kranbahnträger

Beide Kranbahnträger sind 3-Feldtragwerke mit 100,20 m Gesamtstützweite und mit Feldstützweiten von 32,90 m über der Südschleuse, 34,40 m über der Nordschleuse und 32,90 m über der Landöffnung (Abb. 4) und haben die Lasten aus dem Portalkran für eine maximale Hublast von 1300 kN zu tragen.

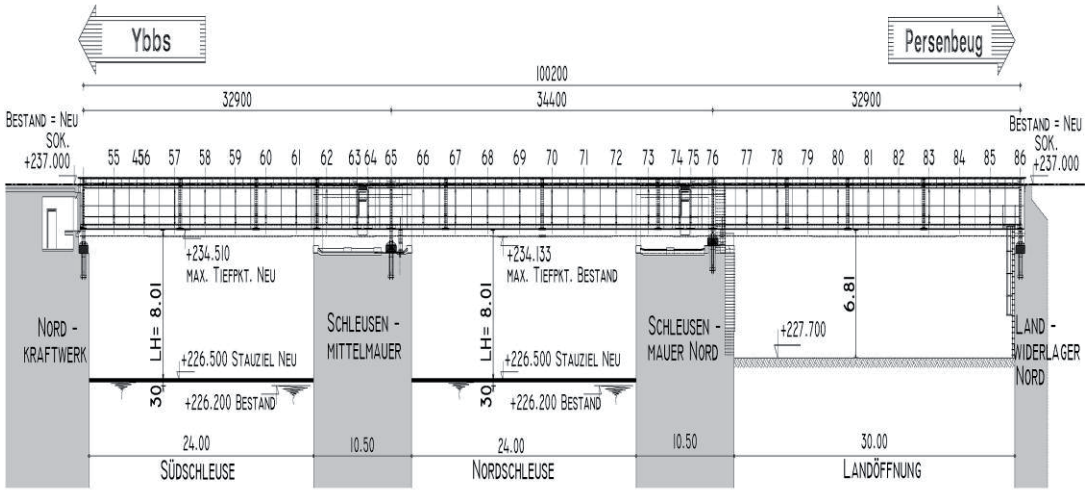


Abb. 4: Längsschnitt – Kranbahnträger (2-fach überhöht).

Die Festhaltung der Kranbahnträger erfolgt über Linienkipplager (Lager A2) auf der Schleusenmauer Nord. Bei allen anderen Lagerpunkten erfolgt die vertikale Lagerung über Stelzenlager. Alle Lager sind für die Aufnahme von Zug- und Druckkräften ausgelegt.

Die Kranbahnträger sind Stahlhohlkästen mit den Abmessungen von ca. 2,00 m Breite und 2,70 m Höhe. Die Aussteifung der Hohlkästen erfolgt durch Querrahmen mit Durchgangsöffnungen von 1,20 x 1,80 m in Abständen von 3,25 bzw. 3,44 m (Abb. 5). Für die Begehbarkeit sind die Hohlkästen mit Gitterrosten ausgelegt. Zugangsöffnungen gibt es bei den Tragwerksenden und bei den Schleusenmauern.

Eine Verringerung der Trägerhöhe über den Schleusenbereichen wie bei der Straßenbrücke kam aus Gründen des zu großen Steifigkeitsverlustes für Biege-

und Torsionsbeanspruchung und aus montagetechnischen Belangen nicht zur Anwendung. Um die Querschittsänderung des Hohlkastens so gering wie möglich zu halten wurde dieser entsprechend dem erforderlichen Lichtraum für Kranbahnschiene und Portalkran mit 47 cm Tiefe und 35 bis 60 cm Breite über die gesamte Tragwerkslänge von 100,20 m ausgeschnitten und der Träger um 38 cm angehoben (Abb. 5). Das Ausmaß der Anhebung berücksichtigte die letzten Messungen der Tragwerksunterkanten vom Jänner 2007 zur Einhaltung der geforderten Lichtraumhöhe von 8,0 m mit 1 cm Toleranz.

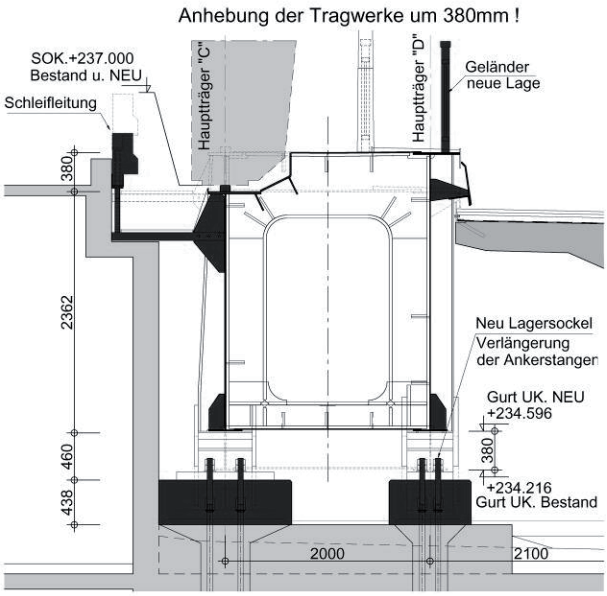


Abb. 5: Regelquerschnitt – Kranbahnträger (UW-seitig) mit Schleifleitung.

Die bestehende Kranbahnkonstruktion wurde werksmäßig in Teilstücken geschweisst hergestellt und vor Ort die Montagestöße genietet. Verwendet wurde ein Stahl der Güte St 44. Die für den Umbau erforderlichen Stahlbauteile wurden in der Stahlgüte S 355 J2+N ausgeführt.

Für die Berechnung wurde zuerst ein Stabsystem und in weiterer Folge ein FE-Modell mit der neuen Hohlkastenform, vor allem um die Kranlastverteilung auf die beiden Hohlkastenstege besser erfassen zu können, zugrunde gelegt. Die Lage der Querrahmen, die Längssteifen und der Verlauf der unterschiedlichen Blechstärken des bestehenden Hohlkastens wurden berücksichtigt.

Der Ablauf der Umbaumaßnahmen wurde mit der gleichmäßigen Anhebung der Kranbahnträger über die gesamte Tragwerkslänge und anschließend mit dem Hohlkastenumbau vorgegeben.

Nach dem Lösen der Schrauben für die Lagerbefestigung und der Stabilisierung der Tragwerke in Längsrichtung erfolgte die Anhebung der Kranbahnträger. In

weiterer Folge waren die Ankerschrauben zu verlängern und die neuen Lagersockel herzustellen.

Für den Umbau der Hohlkastenträger wurde eine abschnittsweise Herstellung für den Aus- und Einbau der Bleche vorgeschrieben. In keiner Bauphase sollte der offene Hohlkastenquerschnitt nicht mehr als sechs Querschottfelder betragen um zusätzliche Verformungen aus dem Bauzustand gering zu halten.

Abschließend wurde eine Probebelastung ohne und mit einer Nutzlast von 1050 kN in Kranmitte durchgeführt. Die gemessenen Verformungen, bei ungünstigster Laststellung des Kranes in allen drei Feldern, blieben um ca. 10 – 25 % unter den rechnerischen Werten (Abb. 6).



Abb. 6: Probebelastung.

3 Baudurchführung

3.1 Allgemeines

Die Herausforderung aus Sicht der Montagefirma lag in dem eng gesteckten Terminplan. So musste die Baustelle eineinhalb Wochen nach Auftragsvergabe komplett bezogen sein. Für die Bauausführung waren lediglich 14 Wochen geplant. Dieser Termin konnte eingehalten werden. In dieser Zeit wurden insgesamt 18.900 Stunden von der VAM-Montagetruppe abgearbeitet. Weiters musste von VAM die Koordination der Subunternehmer durchgeführt werden. Da es sich bei der Anlage um einen Altbestand handelte, traten einige Überraschungen ans Tageslicht. Diese mussten, ohne den Endtermin zu gefährden, bereinigt werden.

3.2 Vorbereitungsarbeiten

An den Kranbahnträgern wurden Gerüste angebaut, um die Demontage- und Montage des alten und neuen Kranbahngurtes durchführen zu können. Ebenso wurde die Stromschiene des Portalkrans über die gesamten 100 m auf einmal gehoben.

Unter der Straßenbrücke wurde ein fahrbares Hängegerüst angebracht. Dazu wurden vorab I-Träger an der Unterseite der Straßenbrücke angedübelt und das vorgefertigte Hängegerüst im Anschluss eingeschwommen. Weiters wurden die unter der Straßenbrücke angebrachten Starkstromkabel und Lichtwellenleiterkabel angehoben, um das Ausschneiden des Untergurtes der Straßenbrücke zu ermöglichen.



Abb. 7: Montage unter der Straßenbrücke.



Abb. 8: Ausheben des Hängegerüstes aus dem Schwimmponton.

Um den erhöhten Sicherheitsanforderungen bezüglich Brand- und Personenschutz Rechnung zu tragen, mussten weitere Zugänge und Fluchtwege an und in die Kranbahnträger und Straßenbrücke installiert werden.

Es wurden diverse Montagehilfen für den An- und Abtransport diverser Bauteile angefertigt.



Abb. 9: Montagekran.

3.3 Kranbahnträgerhebung

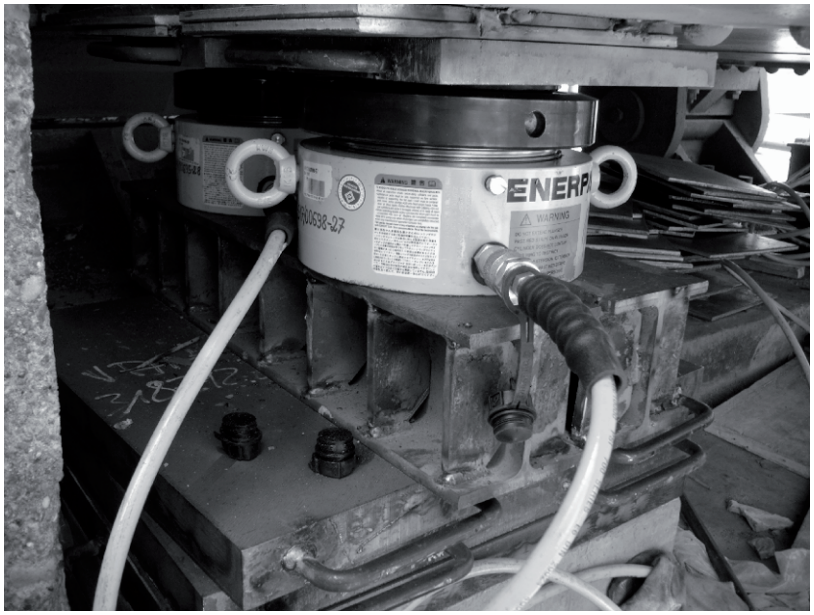


Abb. 10: Heben der Kranbahnträger.

Die Hebung wurde mittels Hydraulikzylinder im Synchronhubverfahren durchgeführt. Hierbei wurde festgestellt, dass die bestellten Muffen zur Verlängerung der Lagerankerstangen eine andere Steigung aufwiesen, als es die Norm vorsah. Als Lösung wurden die Muffen mit den alten Ankerstangen verschweißt, da eine Neuanfertigung der Muffen den Terminplan gefährdet hätte.

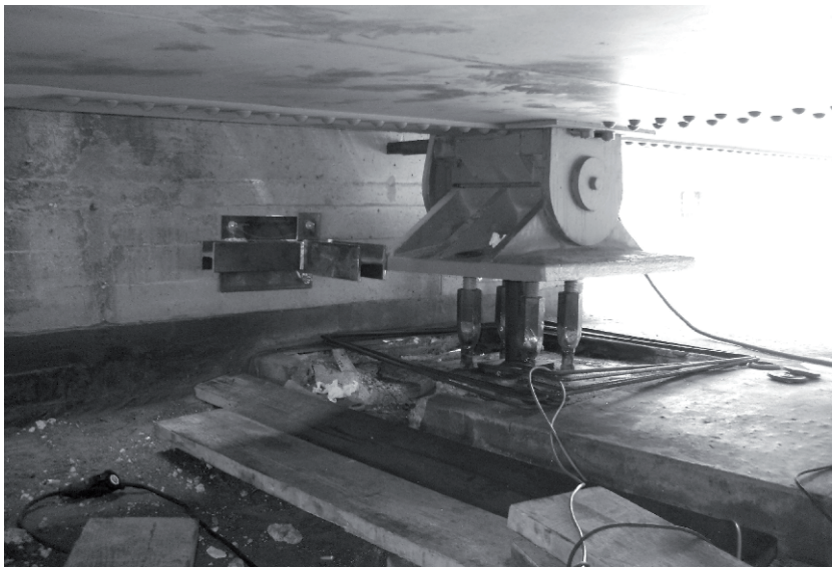


Abb. 11: Kranbahnträger in gehobenem Zustand.

3.4 Stahlbauarbeiten

Aufgrund der sehr guten Vorplanungsarbeit mussten die Schweißdetails nur minimal angepasst werden. Grundsätzlich wurde MAG (Metall-Aktiv-Gas) geschweißt. Bei schwer zugänglichen Stellen wurde auf E-Hand zurückgegriffen. Trennschnitte wurden mittels Plasma- und Autogentrennschnitt ausgeführt. Die Stahlbauteile wurden, soweit möglich, in der Werkstätte vorgefertigt.



Abb. 12: Aufschneiden des Kranbahnträgers.

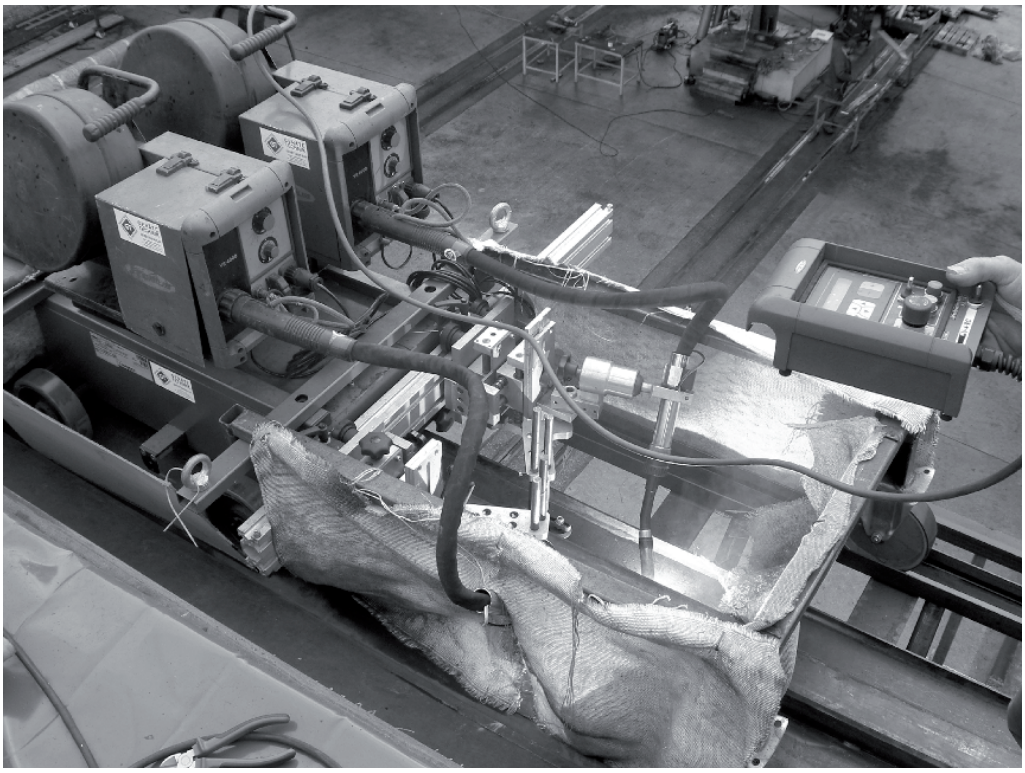


Abb. 13: Anschweißen der Kranbahnschienen mittels Roboter.

Um den Terminplan einhalten zu können, wurde an beiden Kranbahnträgern und der Straßenbrücke parallel gearbeitet. Vorzugsweise wurde in der Nacht geschweißt.

4 Zusammenfassung

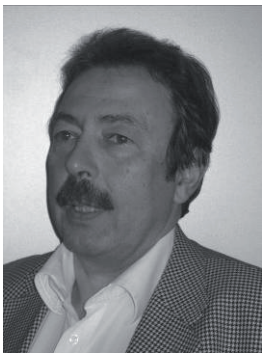
Die Klimaschutz- und Energieziele der Europäischen Union – Reduzierung der Treibhausgase und Erhöhung des Anteils an regenerativer Energie – erfordern verstärkte Bemühungen für den Ausbau der Wasserkraft. Da Neubauten zumindest in Mitteleuropa schwer durchzuführen sind, werden Modernisierung und Optimierung bei bestehenden Anlagen vorrangig.

Beim Kraftwerk Ybbs-Persenbeug konnten im Sommer 2007 innerhalb von dreieinhalb Monaten Anpassungsmaßnahmen an der Kraftwerksanlage durchgeführt werden, welche zu einer Erhöhung der jährliche Stromerzeugung von 16,5 GWh führen, dies bei Gesamtkosten von unter € 3 Mio.

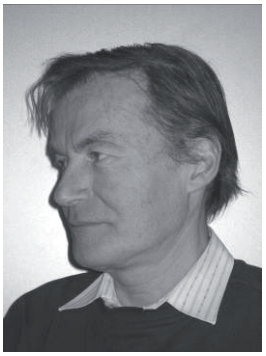
Nur durch gut vorbereitete Behördenverfahren, innovative Lösungskonzepte, überdurchschnittlichen Einsatz der Montagemannschaft und der guten Zusammenarbeit aller Beteiligten war dieser Erfolg möglich.

Adresse der Autoren

Dipl.-Ing. Hans Schimpf
VERBUND-Austrian Hydro Power AG
Am Hof 6a
A-1010 Wien
E-Mail: Hans.Schimpf@verbund.at



Dipl.-Ing. Herbert Ziss
VERBUND-Austrian Hydro Power AG
Am Hof 6a
A-1010 Wien
E-Mail: Herbert.Ziss@verbund.at



Dipl.-Ing. Dr. Ludwig Pirringer
Ing. Öhlinger+ Metz Ziviltechniker Ges.m.b.H.
Baumgasse 42 Stg.1
A-1030 Wien
E-Mail: pirringer@oehlinger.at



Ing. Stephan Ebner
VAM GmbH & Co Anlagentechnik und Montagen
Dieselstraße 2
CH-4600 Wels
E-Mail: ebner@vam.at





Die Planung neuer Pumpspeicherkraftwerke unter Berücksichtigung der aktuellen Marktsituation und zukünftiger Entwicklungen

G. Valentin, P. Oberleitner

1 Einleitung

Bedingt durch das überdurchschnittliche Wirtschaftswachstum in den neuen Mitgliedsstaaten der Europäischen Union (EU) steigt der Energiebedarf kontinuierlich an.

Durch den Strukturwandel im Europäischen Energiemarkt, hervorgerufen durch Veränderungen der geopolitischen Rahmenbedingungen im Zuge der Erweiterung der EU in Richtung Südosteuropa (SEE Region), verändern sich die Anforderungen an den Einsatz des bestehenden Kraftwerksparks und die Hochspannungsnetze. Die früher überregional zusammenhängenden Stromnetze sind in lokale Landesnetze aufgelöst worden. Diese müssen nach den gültigen UCTE Regeln in den jeweiligen Ländern ausgeregelt werden.

Einflüsse und Veränderungen haben eine politische Plattform entstehen lassen, die rasche Genehmigungsverfahren ermöglichen und eine nötige Akzeptanz in der Bevölkerung bewirken soll.

Die neu organisierten Netzbetreiber versuchen nun zusammen mit den Kraftwerksbetreibern Lösungen zu finden, die diese Regelanforderungen erfüllen. Mit Pumpspeicherkraftwerken (PSKW) können sowohl Erzeugungs- als auch Lastspitzen ausgeglichen und die im Netz erforderlichen Systemdienstleistungen bereitgestellt werden. Erfahrungen zeigen, dass ein Pumpspeicherkraftwerk idealerweise durch Ausbau bzw. Umbau bestehender Kraftwerksanlagen unter Mitnutzung vorhandener Speicherbecken zu realisieren ist. Die Standortwahl ist abhängig von Netzkonfiguration, Netzanbindung und den topographischen Randbedingungen.

Die derzeit untersuchten Pumpspeicherkraftwerke bewegen sich in einer Größenordnung von 200 bis 1000 MW installierter Leistung und etwa 10 bis 12 h Turbinen Volllastbetrieb pro Tag. Bei großzügig dimensionierten Stauseen in bestehenden Speicherkraftwerken steht ein Wasserpotential bereit, das zur Pumpspeicherung genutzt werden kann.

2 Wasserwirtschaft und Betrieb

Das Einzugsgebiet mit den zugehörigen wasserwirtschaftlichen Daten liefert die Grundlage für die Entscheidung für ein Pumpspeicherwerk. Wenn diese unzureichend sind, dann können diese aus den vorhandenen Erzeugungsdaten der Kraftwerksbetreiber rückgerechnet werden. Die Art und die Dauer des Betriebes haben einen direkten Einfluss auf die Größe der Speicherbecken, Turbinen/Pumpen und die Triebwasserführung.

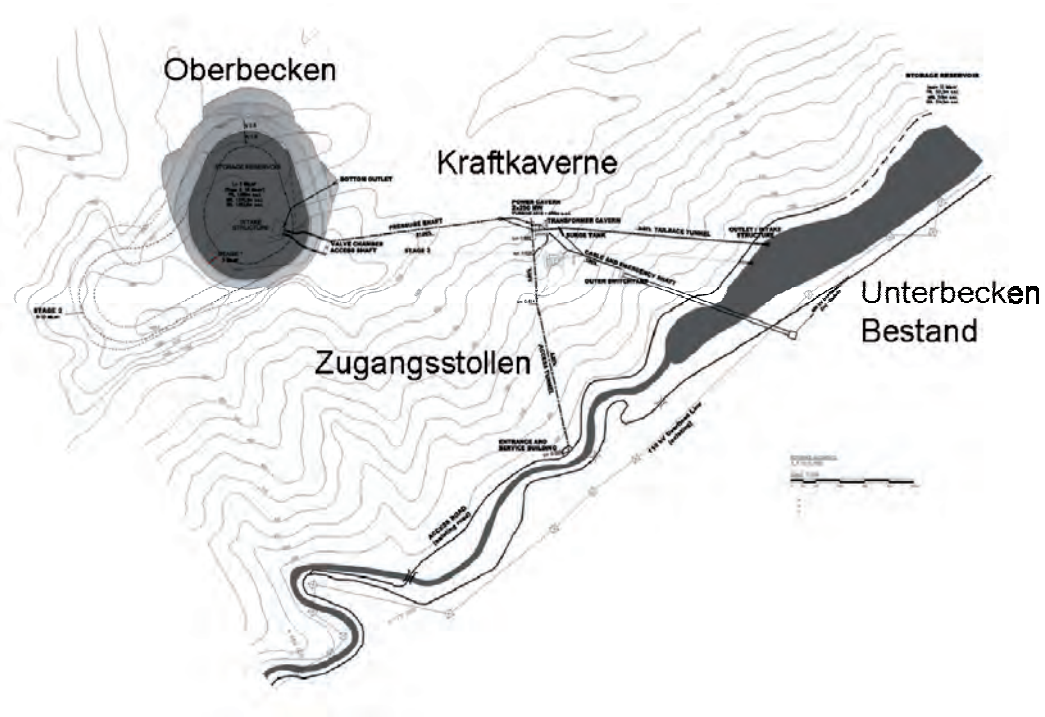


Abb. 1: Übersicht über ein Pumpspeicherwerk mit bestehendem Unterbecken und künstlichem Oberbecken. Erweiterungsmöglichkeiten bestehen sowohl beim Oberbecken als auch beim Triebwasserweg, Kraftkaverne und Unterwasserstollen.

Wird ein bestehendes Speicherbecken mit Kraftwerk zu einem Pumpspeicherkraftwerk ausgebaut, dann ist die Analyse des bestehenden Kraftwerkes als Referenzgröße unabdingbar. Es wird ein wasserwirtschaftliches Modell erstellt. Liegt das Speicherbecken in einer Kraftwerkskette, dann sind die Wechselwirkungen zwischen den Ober- und Unterliegern abzuschätzen. Die veränderten Abflussverhältnisse oder nutzbaren Speicherinhalte können auch die Energieproduktion der bestehenden Kraftwerkskette beeinflussen. Deswegen sind möglichst viele Daten wie Wasserstände, Abflüsse, Energieproduktion, Niederschlag, Verdunstung,… in die Simulation einzubauen. Ist einmal die Entscheidung für die Ausbaugröße und Betriebscharakteristik in enger Zusammenarbeit mit dem Netzbetreiber gefallen, lassen sich das Unter- und Oberbecken dimensionieren. Dabei sollte auch auf zukünftige Entwicklungen Rücksicht genommen

werden. Eine veränderte Betriebsführung kann schnell ein ausreichend dimensioniertes Speicherbecken zu klein werden lassen. Bei der Konzeption der Becken soll daher an Erweiterungsmöglichkeiten gedacht werden. Eine detaillierte wasserwirtschaftliche und topographische Analyse ist dazu die Grundlage.

Auch die Analyse der Hydrologie verlangt nach einer Prognose für zukünftige Entwicklungen. Aufgrund von klimatischen Veränderungen oder von anderen Wasserentnahmen z.B. für Trinkwassernutzungen kann sich die Abfluss-Charakteristik im Einzugsgebiet verschlechtern oder verbessern. Eine Sensitivitätsanalyse für unterschiedliche Szenarien zeigt mögliche Entwicklungen und Auswirkungen auf, da diese direkten Einfluss auf die Konzeption der baulichen Anlagenteile, speziell der erforderlichen Beckengrößen haben.

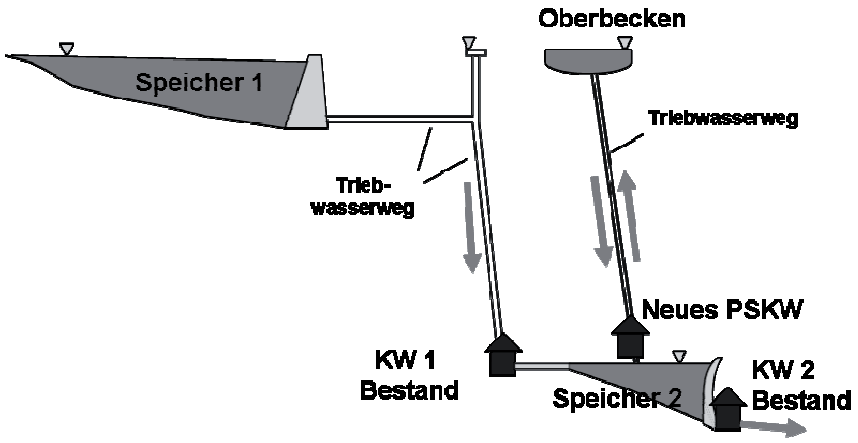


Abb. 2: Schema des wasserwirtschaftlichen Modells.

3 Wirtschaftliche Rahmenbedingungen

Die wirtschaftlichen Rahmenbedingungen werden in mehreren Stufen erfasst und analysiert.

3.1 Anforderungen

Für den Kraftwerks- und Netzbetreiber ergeben sich Anforderungen aufgrund technischer Regeln (UCTE) und des Energiemarktes die es zu beachten gilt. Folgende Hauptpunkte sind hier maßgebend:

- Umlagerung Grundlast – Spitzenlast,
- Systemdienstleistungen,
- Reservedienstleistungen.

Während die Speicherung von überschüssiger Energie zur späteren Verwendung nach Bedarf praktisch nur in Pumpspeicherwerken erfolgen kann, ist es

auch möglich, die erforderlichen Systemdienstleistungen (z. B. Primärregelung, Sekundärregelung, Leistungs-Frequenzregelung) in anderen Kraftwerkstypen bereitzustellen. Hier ist die Frage eines technisch-wirtschaftlich optimierten Betriebes des Kraftwerksparks in der betreffenden Regelungszone zu klären. Auch für die Reservehaltung gemäß den Regeln der UCTE und entsprechend den Anforderungen des Netzbetreibers kommen ebenso andere Kraftwerkstypen in Frage (z. B. große frei verfügbare Speicherkraftwerke).

Es sind daher bei der Auslegung von Pumpspeicherkraftwerken alle diese Kriterien zu berücksichtigen, was zu einer komplexen mehrdimensionalen Entscheidungsstruktur führt.

Ein praktikabler Lösungsansatz ist eine stufenweise Projektentwicklung. Zunächst wird unter vereinfachenden Annahmen das Kraftwerk grob ausgelegt und auch wirtschaftlich analysiert. Diese Schritte werden immer weiter verfeinert und auch der generellen Entwicklung des regionalen oder auch überregionalen Strommarktes angepasst.

3.2 Entwurfsphase

Auf Basis der Anforderungen wird zunächst eine grobe Wirtschaftlichkeitsanalyse erstellt, welche dann schrittweise verfeinert werden muss. Die erste Durchrechnung erfolgt in einem sehr frühen Projektstadium nachdem die Hauptabmessungen der Bauteile festgelegt und ein Vorprojekt vorliegt. Die Kostenschätzung für die Investition (Bau, Ausrüstung, Sonstiges) den Betrieb und die Kosten des Pumpstroms und die Erlöse aus dem Turbinenbetrieb dienen als Grundlage für diese Analyse.

3.3 Marktmodell

Für das Marktmodell, welches am Ende der Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen aufgestellt wird, wird ein Marktgebiet, eine Region, gewählt. Dies kann ein Gebiet eines Betreibers sein, ein Land, mehrere Länder oder ganz Europa. Für diese Region werden die Erzeugungskapazitäten ermittelt, unterteilt in Erzeugung aus thermischen (nuklearen) Kraftwerken und aus Wasserkraftwerken. Die Erzeugungskapazitäten dienen als Eingabedaten für die Marktanalyse. Der Bedarf wird daraufhin ermittelt und nach der Methode der Grenzkosten analysiert. So wird der Markt mit dem nötigen Energiebedarf bzw. Angebot an verfügbarer Pumpenergie abgebildet.

Als Ergebnis der Untersuchungen ergibt sich die mögliche Einsatzzeit des PSKW im Turbinenbetrieb als Regelelement im Netz. Die Erlöse ergeben sich mit den modellierten Preisen für Pump- und Turbinenbetrieb. Ebenfalls berücksichtigt werden mögliche Erlöse zur Bereitstellung von Systemdienstleistungen.

Eine andere Ermittlung der Ausbaugröße für PSKW ist heutzutage durch die Komplexität des Marktes nicht mehr zielführend.

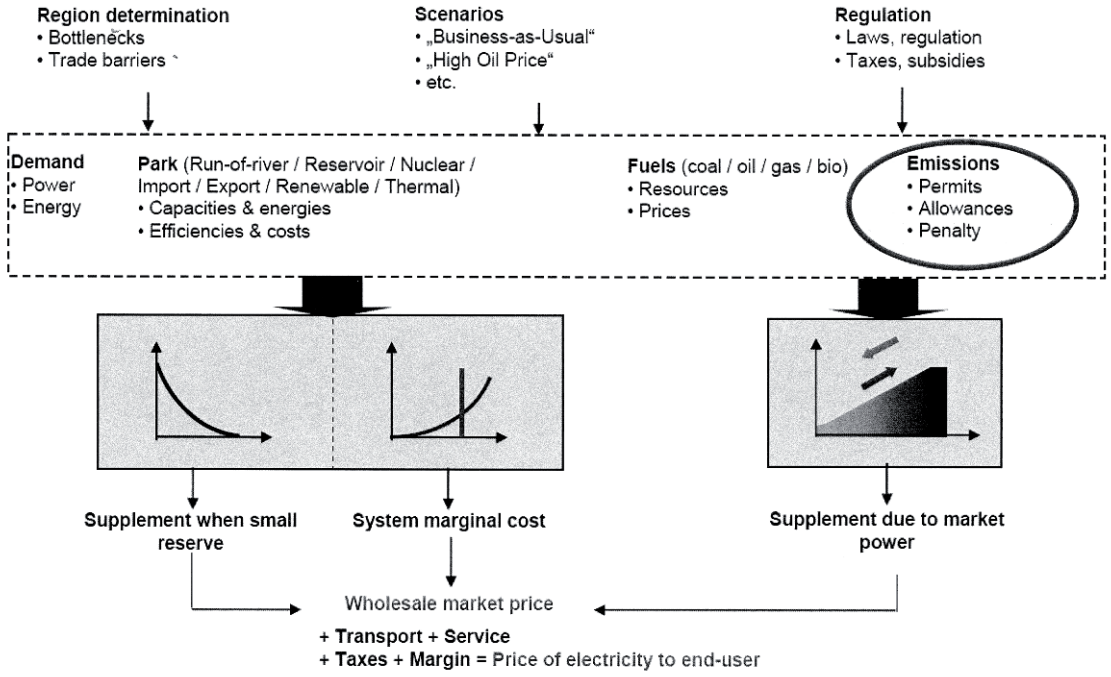


Abb. 3: Schema von der Erstellung des Marktmodells.

4 Entwurf der baulichen Anlagen

4.1 Allgemeines

Sind die generellen Auslegungsgrößen aus der wasserwirtschaftlichen Analyse und der Marktsimulation ermittelt, kommt der nächste Schritt in der Planung, die Festlegung des Typs, der Größe und Anordnung der baulichen Anlagen. Die grundlegenden Überlegungen sollen im frühen Planungsstadium eine flexible Erweiterung nicht ausschließen sondern ermöglichen.

4.2 Oberbecken

Als erstes ist das Oberbecken entsprechend den wasserwirtschaftlichen Daten und der gewählten Betriebsführung auszulegen. Für eine spätere Erweiterung sind Möglichkeiten vorzusehen, dass diese mit möglichst kurzen Betriebs-Unterbrechungen durchgeführt werden können. Das führt im Allgemeinen zu einer Lösung mit Ringdamm mit Oberflächendichtung. Bei der Anordnung der Dichtung ist auf die unterschiedlichen Anforderungen im Bau, Betrieb und Umbau zu achten, damit z.B. spätere Erweiterungen mit den erforderlichen dichten Anschlüsse ausführbar sind. Die Lage in der Höhe und die Ausdehnung sind in die richtige Relation zu setzen, sodass ein Massenausgleich der auch zu einer

ökonomischen Lösung führt, möglich ist. Dieser Prozess ist iterativ zu lösen. Wenn ein Oberbecken mit einem natürlichen Zufluss überlegt wird, ist der Schwebstoffeintrag als wichtiges Kriterium zu beachten. Eine interessante Lösung erscheint bei einer Kombination einer Nutzung des Aushubes für den Bergbau (Tagebau) und der Verwertung des Aushubmaterials. Damit könnten wesentliche Kosten für das Oberbecken eingespart werden

4.3 Triebwasserweg

Prinzipiell ist der Triebwasserweg auf der kürzesten Verbindung von Oberbecken zur Kraftwerkskaverne anzuordnen. Die Schieberkammer beim Einlauf in den Druckstollen ist derart zu platzieren, dass sie auch noch zu einem späteren Zeitpunkt (Erweiterung) zugänglich ist. Eine Möglichkeit ist die Schieberkammern außerhalb des Dammes anzuordnen mit einem Zugangsstollen oder –schacht, der zwischen den eigentlichen Schieberkammern liegt. Der Einlauf im Becken bis zu den Schiebern wird für beide Triebwasserwege erstellt. Bei der ersten Stufe wird aber nur eine Schieberkammer vollständig ausgerüstet. Deren Hebezeug kann für den späteren Ausbau der zweiten Schieberkammer umgesetzt werden. Die Entfernung der beiden Schieberkammern wie auch der anschliessenden Drucksstollen/-schacht soll so gewählt werden, dass ein späterer Ausbau felsmechanisch möglich ist bzw. der Betrieb der ersten Ausbaustufe nicht gestört wird.

Der Schrägschacht und Druckstollen verbinden die Schieberkammer beim Oberbecken mit den Verzweigungsstollen vor der Kraftkaverne. Die Neigung sollte mit mindestens 40° und maximal 45° gewählt werden, da sich diese Neigung bauwirtschaftlich bewährt hat. Falls eine ungünstige Felsschichtung einen Schrägschacht extrem verteuert, kann ein Lotschacht wirtschaftlicher sein. Bei so einer Lösung muss der Kostenunterschied zwischen der längeren Schachtstrecke durch Einsparungen in der Auskleidung kompensiert werden. Dies ist erfahrungsgemäss nur bei einer aussergewöhnlich guten Felsqualität möglich. Aufgrund der hohen Fließgeschwindigkeiten und des Druckstosses wird der Schrägschacht gepanzert ausgeführt. Um die Kosten gering zu halten ist die Notwendigkeit eines Wasserschlosses sorgfältig abzuwägen. Wenn der Druckschacht sehr nahe am Oberbecken liegt, kann ein Wasserschloss entfallen.

Schon bei der Schieberkammer wurde der nötige Mindestabstand aus felsmechanischer Sicht für den zweiten Druckschacht festgelegt. Bei der Linienführung ist auf diesen Mindestabstand Rücksicht zu nehmen. Weiters sollten beide Triebwasserwege ähnliche Längen bis zur Kraftkaverne aufweisen um eine möglichst einheitliche Konzeption von der ersten und der zweiten Ausbaustufe zu ermöglichen. Einheitliche Bauteile reduzieren die Baukosten.

4.4 Kraftzentrale

Bei PSKW in der Größenordnung von 500 MW hat sich die Trennung der Kraftzentrale in Kraft- und Transformatorkaverne als beste Lösung ergeben. Die Kraftkaverne und die nahe liegende aber baulich getrennte Transformatorkaverne als das eigentliche Herzstück der Pumpspeicheranlage sollten im Spannungsfeld der Felsmechanik, Lage im hydraulischen System Triebwasserweg – Turbine – Unterwasserstollen, Energieableitung und Zugangsmöglichkeit entsprechend angeordnet werden. Die Felsqualität und Felsschichtung beeinflusst die Lage der Hauptachse der Kavernen. Die maximal mögliche Länge des Unterwasserstollens, die Höhenlage der Turbinenachse und die maximale Felsüberdeckung geben den Grenzbereich für die Lage der Kaverne in horizontaler und vertikaler Richtung an. Die Auslegung der Turbinen, Generatoren und die Lage der Verschlüsse bestimmen maßgebend den Querschnitt der Kraftkaverne. Die optimierte Kraftzentrale kommt mit dem kleinstmöglichen umbauten Raum aus. Weitere Überlegungen betreffen die Bauausführung. Die Kraftkaverne selbst als größter Ausbruchsquerschnitt kann auch zeitbestimmend werden, daher sollten die ober-wasserseitigen Anlageteile bei der Konzeption der Baulogistik abgetrennt werden. .Die Anordnung von Verzweigungsleitung vor den Turbinen, Kraftkaverne, Stromableitung zur Schaltanlage und zum Transformator, Fluchtstollen und Vereinigungsleitung zum Unterwasserstollen sollen für einen raschen Bauablauf optimiert werden. Die Sicherung der Kaverne erfolgt mit einem optimierten Ankerkonzept und Spritzbeton Eine wesentliche Bedeutung kommt der Planung der Ausbruchssicherung zu, da im Zuge des Niederbruchs in der Kaverne keine Möglichkeiten einer nachträglichen Verstärkung der Gebirgssicherung mehr besteht. Auf eine Innenschale kann verzichtet werden, wenn aus geologischen Gründen kein Bergwasser eindringen kann oder dieses gefahrlos abgeführt werden kann.

Bei einer zweiten Ausbaustufe gelten für die Kraft- und Transformatorkaverne die gleichen Regeln. Die nötigen Abstände zwischen den Ausbruchsquerschnitten, die durch die Felsmechanik bestimmt werden, sollen eingehalten werden. Dazu ist als Grundlage eine FEM-Analyse nötig. Um auch einen möglichst reibungsfreien und ungestörten Betrieb der ersten Stufe während der Bauarbeiten zur zweiten Stufe zu gewährleisten, ist die Lage der Kraftkavernen mit den Zugangsstollen detailliert zu überlegen, immer auch im Hinblick möglichst kostengünstig zu sein. Ebenso sollte auch die Möglichkeit in Betracht gezogen werden den Montageplatz in der ersten Kraftwerkskaverne auch für die zweite zu verwenden.

Der Zugangsstollen wird so angeordnet, dass ein möglichst direkter Weg zur Kraftkaverne entsteht. Seine Querschnittsgestaltung richtet sich nach dem

größten zu transportierenden Bauteil und den felsmechanischen Bedingungen. Die Verbindung mit der Kraft- und Transformatorkaverne kann stirnseitig oder längsseitig erfolgen. Bei diesem Beispiel wurde die stirnseitige Lösung gewählt, was den Vorteil hat, unabhängig voneinander Zugang zur Kraftkaverne und zur Transformatorkaverne zu ermöglichen. Durch geeignete Logistik beim Ausbruch kann der Abtransport des Ausbruchmateriales beschleunigt werden und damit Bauzeit und Kosten geringer gehalten werden. Für die zweite Ausbaustufe wurde eine Abzweigung vom ersten Zugangsstollen gewählt, d.h. bei entsprechender Logistik beim Bau der zweiten Kaverne kann der ungehinderte Betrieb und Zugang zur ersten Kraftkaverne gewährleistet werden. Die Ver- und Entsorgung der Kaverne mit Wasser, Abwasser, Telekommunikation und Energie im Notfall erfolgt durch den Zugangsstollen. Die entsprechenden Aggregate dafür sind im Eingangsgebäude untergebracht.

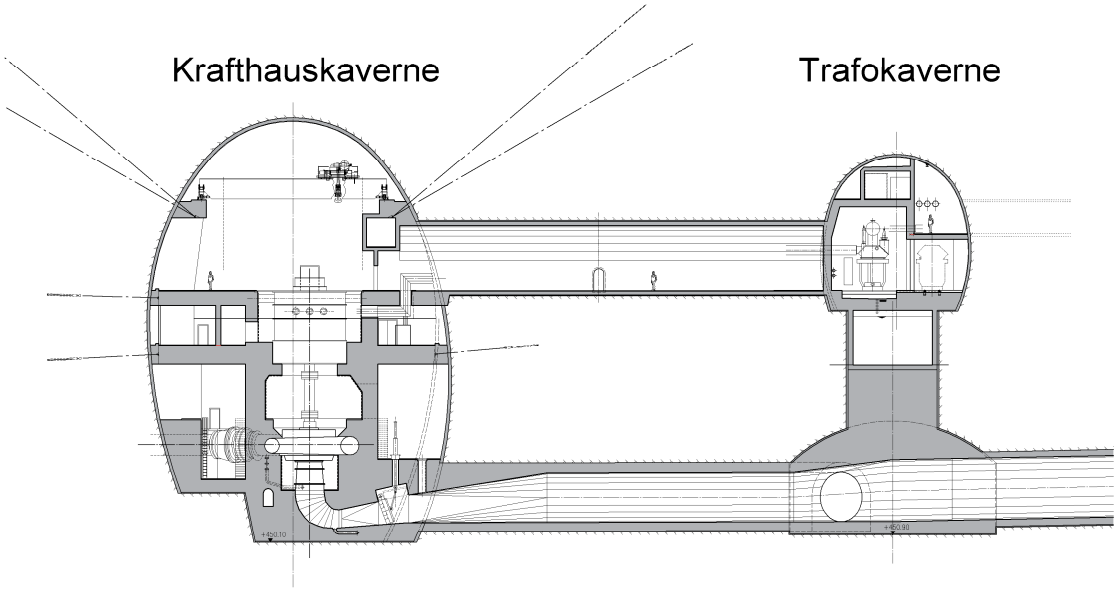


Abb. 4: Querschnitt durch die Kraft- und Transformatorkaverne. Die Kraftkaverne ist für zwei Pumpturbinen ausgelegt. Unterhalb der Transformatorkaverne erfolgt die Vereinigung zum gemeinsamen Unterwasserstollen. Die Energieableitung erfolgt aus der Transformatorkaverne über einen Stollen und Schrägschacht zur Oberfläche mittels Hochspannungskabel.

Die Energieableitung erfolgt über einen Stollen mit anschließendem Schräg-Schacht direkt zur Oberfläche. Längsseitig der Transformatorkaverne beginnt der Stollen, welcher auch für die Abluft der Kavernen und als Fluchtweg genutzt wird. In der Höhe der Wasserschlosskammer erfolgt ein Zugang über kurze Stollen zu den Wasserschlössern. Auf der Geländeoberfläche steht der äußere Teil der Schaltanlage wo der Wechsel vom Hochspannungskabel zur Hochspannungsfreileitung erfolgt. Diese Bauteile sind möglichst klein gehalten um

einen aufwendigen Zugangsweg in der Bauphase zu vermeiden. Damit wird die Natur geschont und auch die Kosten gering gehalten.

4.5 Unterwasserstollen

Der Unterwasserstollen ist aufgrund des geringen Innendruckes mit Beton ausgekleidet, lediglich die kurze Strecke bis zum Wasserschloss wird gepanzert ausgeführt. Das Wasserschloss wird möglichst knapp nach der Kraftkaverne angeordnet. Die Auslegung als Ein- oder Zweikammerschloss richtet sich nach den betrieblichen Erfordernissen mit den zugehörigen Schließzeiten und daraus resultierenden Druckstössen. Die Lage der Wasserschlosskammer wird mit möglichst kurzen Zugangsstollen festgelegt. Es wird wieder die zweite Ausbaustufe berücksichtigt mit möglichst wenigen Auswirkungen.



Abb. 5: Anordnung von Kraftkaverne, Transformatorkaverne und Energieableitung für beide Ausbaustufen (1.Stufe – dunkelgrau, 2.Stufe – hellgrau). Gut zu erkennen ist die optimierte Lage der zweiten Ausbaustufe im Gesamtsystem. Die Wasserschlosskammern schließen mit kurzen Stollen an den Energieableitungs- und Fluchtunnel an.

Bis zum Auslaufbauwerk steigt der UW-Stollen an. Bei der Bauausführung ist ein steigender Vortrieb also möglich. Das Konzept sieht auch eine möglichst kurze Unterbrechung des Kraftwerksbetriebes im bestehenden Unterbecken vor. Dies gilt für beide Ausbaustufen. Die Entfernung der beiden Auslaufbauwerke wurde nach folgenden Gesichtspunkten festgelegt: Erstens fels-

mechanische Überlegungen und zweitens die ungestörte Zuströmung während und nach der Bauphase. Im Hinblick auf eine ausreichende hydraulische Überdeckung sollen die Auslaufbauwerke durch Modellrechnungen bzw. Modellversuche optimiert werden.

4.6 Maschinelle Ausrüstung und Steuerung

Die Anzahl der Turbinen hängt von der Auslegung nach der wasserwirtschaftlichen Analyse ab. Diese soll aber einen Stufenausbau berücksichtigen. Weiters ist die Frage nach dem Typ des Maschinensatzes zu lösen.

Folgende Möglichkeiten stehen zu Auswahl:

- Reversible Pumpturbine (2-Maschinensatz),
- Turbine und Pumpe mit Wandler getrennt (3-Maschinensatz).

Beide Typen können auch mit drehzahlgeregeltem Motorgeneratoren ausgeführt werden.

Bei den in den letzen Jahren geplanten und ausgeführten PSKW hat sich fast immer ein 2-Maschinensatz mit reversiblen Pumpturbinen als optimal erwiesen. Je nach Anforderungen aus dem Netz kann auch eine drehzahlgeregelte Maschine Vorteile aufweisen. Bei großen Fallhöhen bzw. erhöhten Anforderungen an die Stellzeiten kann ein 3-Maschinensatz (Pumpe-Turbine-Generator) ausgeführt werden.

Die Frage der Kraftwerkssteuerung hat auch direkte Auswirkungen auf dessen Bauteile. Der Kontrollraum ist auf das Notwendigste zu beschränken, da er nur für die Inbetriebnahme resp. für die Revision benötigt wird. Die neue Anlage wird von den bestehenden Kraftwerken der Kraftwerkskette ferngesteuert. Dies erfordert zwar Adaptierungen in den bestehenden Anlagen, aber bei vielen Kraftwerken, die sich für einen Umbau als Pumpspeicherwerk eignen, sind ohnehin Sanierungen geplant.

5 Zusammenfassung

Im Umfeld einer sich rasch verändernden Wirtschaftswelt können neue Pump-Speicherkraftwerke durch ein den Rahmenbedingungen angepasstes Ausbaukonzept einen wesentlichen Beitrag zum Ausgleich von Energiebedarf und Erzeugung liefern. Darüber hinaus können mit PSKW die Anforderungen der UCTE an den Netzbetrieb weitestgehend erfüllt werden. Ein zusätzlicher Vorteil liegt darin, dass erneuerbare Energieformen, speziell Windenergie im verstärkten Ausmaß in die Netze eingespeist werden können. Neue Projekte in sich

kontinuierlich verändernden Märkten erfordern bereits in einem frühen Projektstadium eine begleitende Wirtschaftlichkeitsanalyse unter Marktbedingungen. Die Eingangsdaten sollten so genau wie möglich ermittelt werden, damit dem Betreiber gemeinsam mit dem Projektteam die Grundlagen für die konstruktiven und ökonomischen Entscheidungen zur Verfügung stehen. Im Zuge der weiteren Bearbeitung wird dieser Vorgang iterativ wiederholt.

Erste Ergebnisse in der Entwurfsphase können bereits zeigen, ob aufgrund der hohen Investitionen und der Bandbreite der wirtschaftlichen Rahmenbedingungen ein Stufenausbau vorteilhaft wäre. Bei einem stufenweisen Ausbau ist auf die zeitliche Abstimmung der einzelnen Stufen zu achten. Die Vorleistungen aus der ersten Ausbaustufe für die zweite sollen einerseits aus wirtschaftlicher Sicht möglichst gering sein, andererseits eine unabhängige Errichtung der zweiten Stufe ermöglichen.

Eine enge Zusammenarbeit der Kraftwerks- und Netzbetreiber mit den Ingenieuren, Wirtschaftsfachleuten und den Gesetzgebern ist die Voraussetzung damit die Anforderungen aus einer sich rasch verändernden Wirtschaftswelt erfolgreich umgesetzt werden können.

Adresse der Autoren

Dipl.-Ing. Gottfried Valentin
Pöyry Energy GmbH, PG Hydro - Infrastructure
Laaer-Berg-Straße 43
A-1100 Wien
E-Mail: gottfried.valentin@poyry.com



Dipl.-Ing. Paul Oberleitner
Pöyry Energy GmbH, BA Hydro
Rainerstraße 29
A-5020 Salzburg
E-Mail: paul.oberleitner@poyry.com





Wasserluftströmung in Luftabscheidekammern von Entlüftungseinrichtungen in Druckstollen

M. Wickenhäuser, H.-E. Minor

Mit richtig dimensionierten baulichen Entlüftungseinrichtungen gelingt es, eingetragene Luft aus Drucksystemen von Wasserkraftanlagen zu entfernen. Allfällige negative Auswirkungen von eingeschlossener Luft können hiermit vermieden werden. Die untersuchte Entlüftungseinrichtung besteht aus einer Luftabscheidekammer und einem auf die Kammer aufgesetzten Entlüftungsrohr. In hydraulischen Modellversuchen wurden mittels Videoaufnahmen die Strömungsprozesse analysiert und der Luftaustrag in Abhängigkeit der Kammergeometrie sowie des Wasser- und Luftdurchflusses im Stollen gemessen. Es zeigt sich, dass bis zu einer kritischen Wassergeschwindigkeit im Stollen mit einer optimal dimensionierten Kammer die transportierte Luft vollständig ausgetragen werden kann.

1 Einleitung

Luft in Drucksystemen von Wasserkraftanlagen wirkt sich meist negativ auf den Betrieb und auf die Anlage selbst aus. Die negativen Auswirkungen reichen von einem erhöhten Reibungsdruckabfall, Pulsationen und Druckstössen, Wirkungsgradminderung von Turbinen und Pumpen bis hin zu Schäden an Anlagenteilen. Mit baulichen Entlüftungseinrichtungen kann eingetragene Luft auf einfache Weise aus Drucksystemen entfernt werden. Sie bestehen aus einer Luftabscheidekammer an der Firste des Stollens, welche die transportierte Luft aus der Strömung abscheidet und einem auf die Kammer aufgesetzten Entlüftungsrohr, durch das die Luft abgeführt wird. Ziel ist es, die transportierte Luft aus dem Druckstollen vollständig abzutrennen und durch das aufgesetzte Entlüftungsrohr oder Bohrloch abzuführen. Solche Entlüftungseinrichtungen wurden bereits bei verschiedenen Anlagen im hydraulischen Modell untersucht und realisiert (VAW 2003, VAW 2005). Allgemeingültige Grundlagen für die Planung und Dimensionierung fehlen jedoch. Aus diesem Grund wurde in einer Forschungsarbeit die Wasserluftströmung in horizontalen bis leicht in Strömungsrichtung abwärts geneigten Stollen, in Luftabscheidekammern sowie in Entlüftungsrohren untersucht. Die Strömungsmuster und der Wasserspiegelanstieg in Entlüftungsrohren werden detailliert von Wickenhäuser und Minor (2007) beschrieben.

2 Versuchsstand und hydraulisches System

Der Versuchsstand an der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) besteht aus einem 11 m langen und von 0 bis 12° neigbaren, transparenten Rohr mit einem Innendurchmesser von D = 0.484 m. Der Wasserdurchfluss kann zwischen 0 und 0.26 m^3/s eingestellt werden. Am Anfang des Rohrs ist ein Strömungsgleichrichter angeordnet. Dahinter wird Luft am Rohrboden oder an der Rohrdecke in den Druckabfluss eingeblasen. In einer Entfernung von 8 m nach dem Gleichrichter befindet sich an der Firste des Rohrs die Luftabscheidekammer. Auf dieser ist ein Entlüftungsrohr aufgesetzten. Das Entlüftungsrohr, mit einem Durchmesser von d = 0.054 m, ist am oberen Ende zur Atmosphäre offen. In einer Entfernung von 10.5 m nach dem Gleichrichter bzw. 2.5 m hinter der Luftabscheidekammer befindet sich ein Messstandrohr. Es hat einen Durchmesser von d = 0.175 m und ist direkt auf die Hauptleitung angeschlossen. Am Ende der Leitung befindet sich ein Schieber, mit dem die Druckhöhe eingestellt wird. Danach fliesst das Wasser über ein Auslaufbecken in den Rücklauf.

Abb. 1a zeigt die wesentlichen hydraulischen und geometrischen Einflussparameter der Luftabscheidekammer. Diese sind in der Hauptleitung der Volumenstrom der Luft Q_G und des Wassers Q_W, der Durchmesser D des Stollens, die Höhe H (gemessen ab Rohrscheitel), die Länge L, die Breite B sowie deren Dachgeometrie.

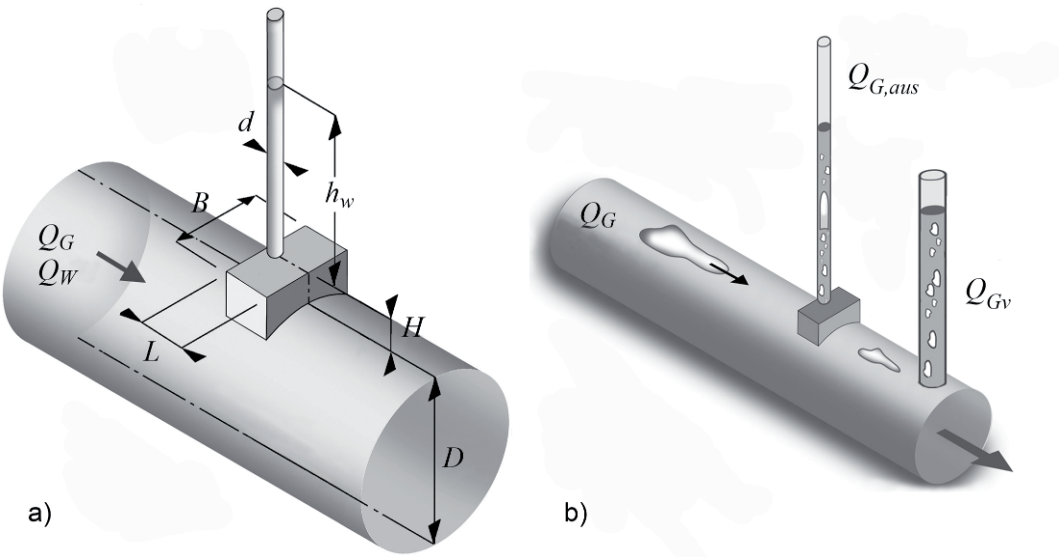


Abb. 1: a) Übersicht über die massgebenden hydraulischen und geometrischen Parameter. b) Im Stollen transportierter Luftvolumenstrom Q_G, in der Entlüftungseinrichtung ausgetragener Luftvolumenstrom $Q_{G,aus}$ und Luftvolumenstrom der nicht entlüftet wird Q_{Gv}.

Der verbleibende Luftvolumenstrom Q_{Gv} hinter der Luftabscheidekammer wird mit Hilfe des Messstandrohrs (Abb. 1b) bestimmt. Das Messstandrohr ist am oberen Ende mit einem Ventil versehen. Solange das Ventil geöffnet ist, herrscht Atmosphärendruck im Rohr. Zur Bestimmung des verbleibenden Luftvolumenstroms hinter der Luftabscheidekammer wird das Ventil geschlossen und die Luft aufgefangen. Über die Wasserspiegelabsenkung und Druckzunahme im Steigrohr während der Messdauer wird der eingetragene Luftvolumenstrom berechnet.

In Abb. 2 sind die untersuchten Kammergeometrien abgebildet. Bei Blasenströmung im Stollen variieren die Einzelblasen in ihrer Länge und in ihrer Breite. Die maximale Blasenbreite liegt dabei im Bereich von $b_{max} \leq 0.5 \cdot D$. Aus diesem Grund muss die Breite B der Luftabscheidekammer grösser $B \geq 0.5 \cdot D$ sein. Aus praktischen Gründen wird eine Breite von $B = 0.56 \cdot D$ gewählt.

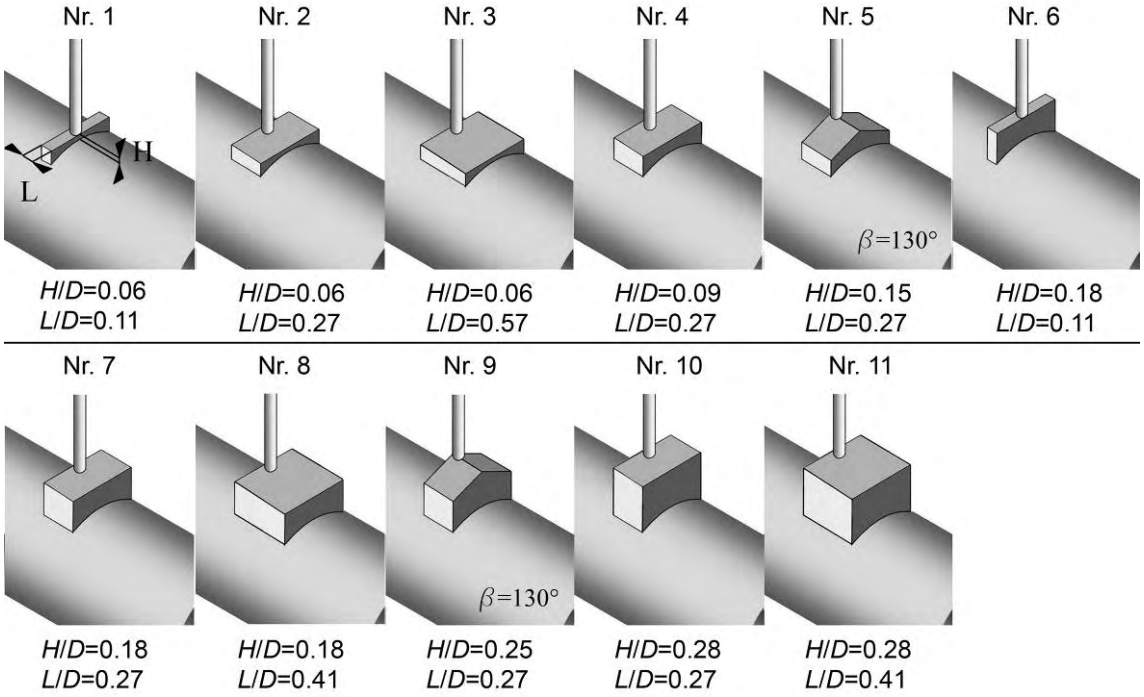


Abb. 2: Übersicht über die die untersuchten Kammergeometrien.

3 Ergebnisse

3.1 Strömungsmuster

Die Luftabscheidekammer verbindet hydraulisch den Hauptstollen mit dem Entlüftungsrohr. Die Kammerströmung ist damit sowohl von der Strömung im Hauptstollen als auch von der im Entlüftungsrohr beeinflusst.

Die Analyse der Kammerströmung zeigt, dass sich eine Wirbelströmung mit der Wirbelachse WA ausbildet (Abb. 3). Je nach Wasserdurchfluss und Geometrie der Kammer ändern sich ihre Intensität und die Lage der Achse.

Der grösste Teil der im Stollen transportierten Luft steigt unmittelbar am Kammeranfang in die Kammer auf. Je nach Intensität der Scherströmung zwischen Stollenströmung und Wirbelströmung werden jedoch grössere Luftblasen zu kleineren zerteilt und in der Wirbelströmung transportiert.

Gemäss Abb. 3 wird eine Grenzfläche (GF) definiert. Luftblasen, die sich oberhalb dieser Grenzfläche befinden, steigen in die Kammer auf, sammeln sich an der Kammerdecke an und entweichen periodisch durch das Steigrohr. Luftblasen unterhalb der Grenzfläche verbleiben in der Hauptströmung und werden an der Luftabscheidekammer vorbei transportiert. Zum einen kann sich die Luft bereits in der Zuströmung unterhalb der Grenzfläche befinden, zum andere kann sie durch die Strömung in der Kammer oder durch die Scherströmung unter die Grenzfläche transportiert werden. Wickenhäuser und Kriewitz (2007) untersuchen die Strömungsverhältnisse in Luftabscheidekammern und visualisieren die Mechanismen bei denen Luft an der Luftabscheidekammer vorbeitransportiert wird.

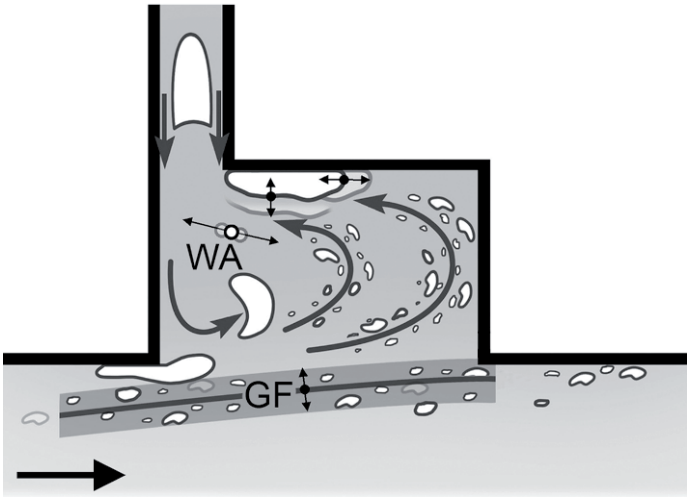


Abb. 3: Typische Wirbelströmung mit der Wirbelachse WA in der Luftabscheidekammer. Luftblasen oberhalb der definierten Grenzfläche steigen in die Kammer auf, Luftblasen unterhalb verbleiben in der Stollenströmung.

3.2 Luftaustrag

Die Austragsrate η ist definiert als das Verhältnis von ausgetragenem zu transportiertem Luftvolumenstrom:

$$\eta = \frac{Q_{G,aus}}{Q_G} \cdot 100 \text{ [\%]}. \quad [1]$$

Ziel einer Entlüftungskammer ist es die transportierte Luft vollständig aus dem Stollen auszutragen. Es wird definiert, dass bei einer Austragsrate von η = 99.9 % die Luft vollständig ausgetragen wird.

Da die Trägheits- und Auftriebskräfte dominieren, wird der Wasserdurchfluss Q_W und Luftdurchfluss Q_G nach Froude wie folgt normiert:

$$\mathrm{F}_W = \frac{Q_W}{A\sqrt{gD}} \quad [2]$$

$$\mathrm{F}_G = \frac{Q_G}{A\sqrt{gD}}. \quad [3]$$

Der untersuchte dimensionslose Wasserdurchfluss liegt zwischen F_W = 0.25 bis 0.63. Dies entspricht bei einem Stollendurchmesser von z.B. D = 6 m einer mittleren Wassergeschwindigkeit von u_W = 1.9 m/s bis 4.8 m/s. Der Luftgehalt ($\beta = Q_G/Q_W$) in der Zuströmung liegt bei den durchgeführten Versuchen zwischen β = 0.3 bis 5 ‰.

Abb. 4a und 4b zeigen die gemessene Luftaustragsrate in Abhängigkeit des dimensionslosen Wasser- und Luftdurchflusses im Hauptstollen für die Kammergeometrien Nr. 1 und Nr. 2 (Abb. 2). Kammergeometrie Nr. 1 weist die geringsten untersuchten Kammerabmessungen auf. Es zeigt sich, dass mit zunehmendem Luft- und Wasserdurchfluss die Austragsrate deutlich abnimmt. Nur bei den geringsten Luft- und Wasserdurchflüssen werden mehr als 99 % der transportierten Luft ausgetragen.

Kammergeometrie Nr. 2 weist im Vergleich zu Kammer Nr. 1 eine 2.5fache Länge auf. Wie Abb. 4b zeigt, bringt eine reine Verlängerung der Kammer, bezüglich des Luftaustrags, nur eine leichte Verbesserung.

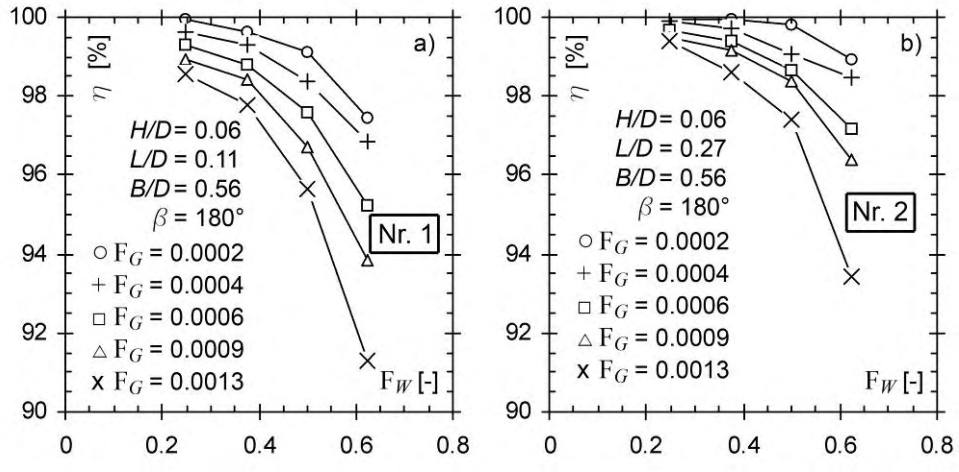


Abb. 4: Austragsrate η in Abhängigkeit des dimensionslosen Wasserdurchflusses F_W und des dimensionslosen Luftdurchflusses F_G im Stollen für a) Kammergeometrie Nr. 1 und b) Nr. 2.

Abb. 5a und 5b zeigen die gemessene Luftaustragsrate in Abhängigkeit des dimensionslosen Wasser- und Luftdurchflusses im Hauptstollen für die Kammergeometrie Nr. 6 und 7 (Abb. 2). Kammergeometrie Nr. 6 weist im Vergleich zu Kammer Nr. 1 eine dreifache Höhe auf. Trotz einer leichten Verbesserung liegen die Werte der Austragsrate für grosse Wasser- und Luftdurchflüsse weiterhin unter η = 99 %. Eine deutliche Erhöhung der Luftaustragsrate liefert Kammergeometrie Nr. 7. Die Kammerhöhe entspricht der Höhe von Kammer Nr. 6 und die Länge von Kammer Nr. 2. Die gemessenen Austragsrate liegt bei allen untersuchten Wasser- und Luftdurchflüsse über η = 99.2 %.

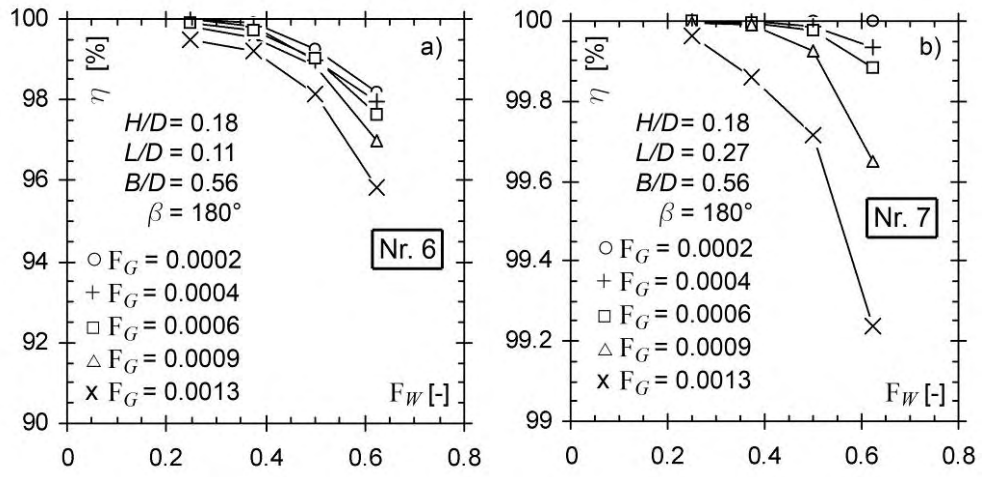


Abb. 5: Austragsrate η in Abhängigkeit des dimensionslosen Wasserdurchflusses F_W und des dimensionslosen Luftdurchflusses F_G im Stollen für a) Kammergeometrie Nr. 6 und b) Nr. 7.

Abb. 6a zeigt die Austragsrate η in Abhängigkeit der relativen Kammerhöhe H/D. Unabhängig vom Wasser- und Luftdurchfluss nimmt die Austragsrate degressiv zu. Bei einer relativen Kammerlänge von L/D = 0.27 und einer relativen Kammerbreite B/D = 0.56 erreicht die Austragsrate bei einem Wert von H/D = 0.28 für geringe und mittlere Wasserdurchflüsse einen Wert von $\eta \geq$ 99.9 %. Ab einem dimensionslosen Wasserdurchfluss von F_W = 0.62 werden Luftblasen in der Scherschicht zerteilt. Daher verbleibt unabhängig von der Kammerhöhe bei $F_W \geq$ 0.62 ein Teil der Luft in der Stollenströmung und die Werte der Austragsrate liegen leicht unter $\eta \geq$ 99.9 %.

Die Austragsrate η in Abhängigkeit der relativen Kammerlänge L/D ist in Abb. 6b zu sehen. Im Gegensatz zur Kammerhöhe zeigt sich bei der Kammerlänge ein Optimum. Bis zu einer gewissen Kammerlänge nimmt die Austragsrate zu, bei weiterer Verlängerung der Kammer bleibt die Rate konstant, bzw. nimmt wieder ab. Die Grenzlänge ist dann erreicht, wenn sich keine Wirbelströmung mehr einstellen kann.

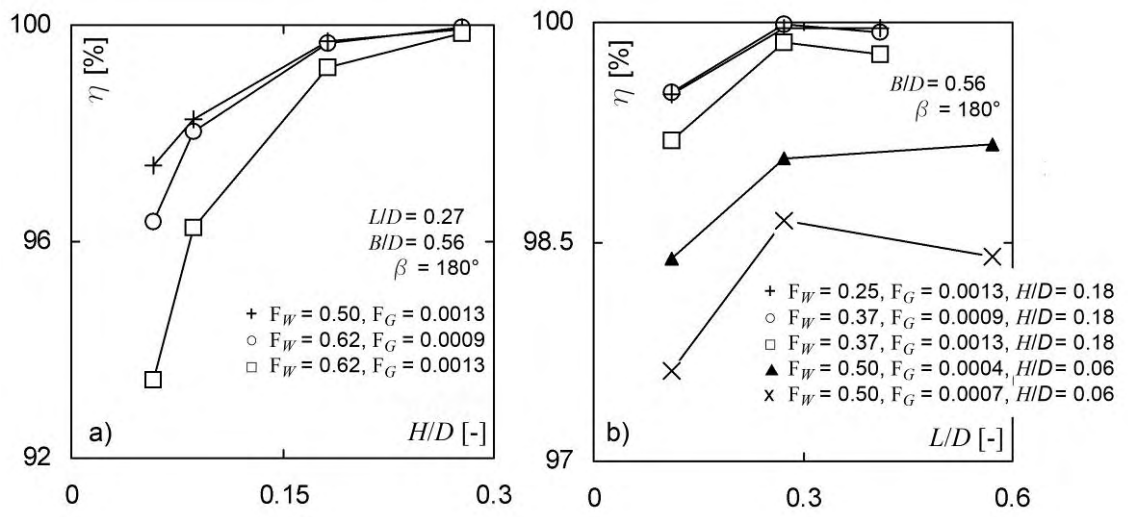


Abb. 6: a) Austragsrate η in Abhängigkeit der relativen Kammerhöhe H/D für unterschiedliche Wasser- und Luftdurchflüsse. b) Austragsrate η in Abhängigkeit der relativen Kammerhöhe L/D für unterschiedliche Wasser- und Luftdurchflüsse.

3.3 Erforderliche Kammerabmessungen

Das Ziel von Entlüftungseinrichtungen ist es, die transportierte Luft vollständig aus dem Druckstollen auszutragen und abzuführen. Im vorigen Abschnitt wurde die Austragsrate verschiedener Kammergeometrien in Abhängigkeit des dimensionslosen Luft- und Wasserdurchflusses diskutiert. Dort zeigt sich, dass je nach Durchflussverhältnissen für eine Austragsrate von $\eta \geq$ 99.9 % eine Mindesthöhe und eine optimale Kammerlänge angegeben werden kann.

Auf der Grundlage der gemessenen Austragsraten wurden optimale Kammerabmessungen ermittelt, bei denen 99.9 % der im Stollen transportierten Luft ausgetragen wird. Sie sind in Abb. 7 gegen den dimensionslosen Luftdurchfluss F_G aufgetragen. Dabei gilt Abb. 7a für einen dimensionslosen Wasserdurchfluss von $F_W \leq 0.25$, Abb. 7b für $0.25 \leq F_W \leq 0.37$, Abb. 7c für $0.37 \leq F_W \leq 0.5$ und Abb. 7d für $0.5 \leq F_W \leq 0.62$. Ist zum Beispiel $F_W = 0.4$ und F_G = 0.00075, ist nach Abb. 7c eine Mindesthöhe von H_{min} = 0.18 D und eine optimale Länge von L_{opt} = 0.27 D erforderlich, um mindestens η = 99.9 % der transportierten Luft aus dem Stollen auszutragen.

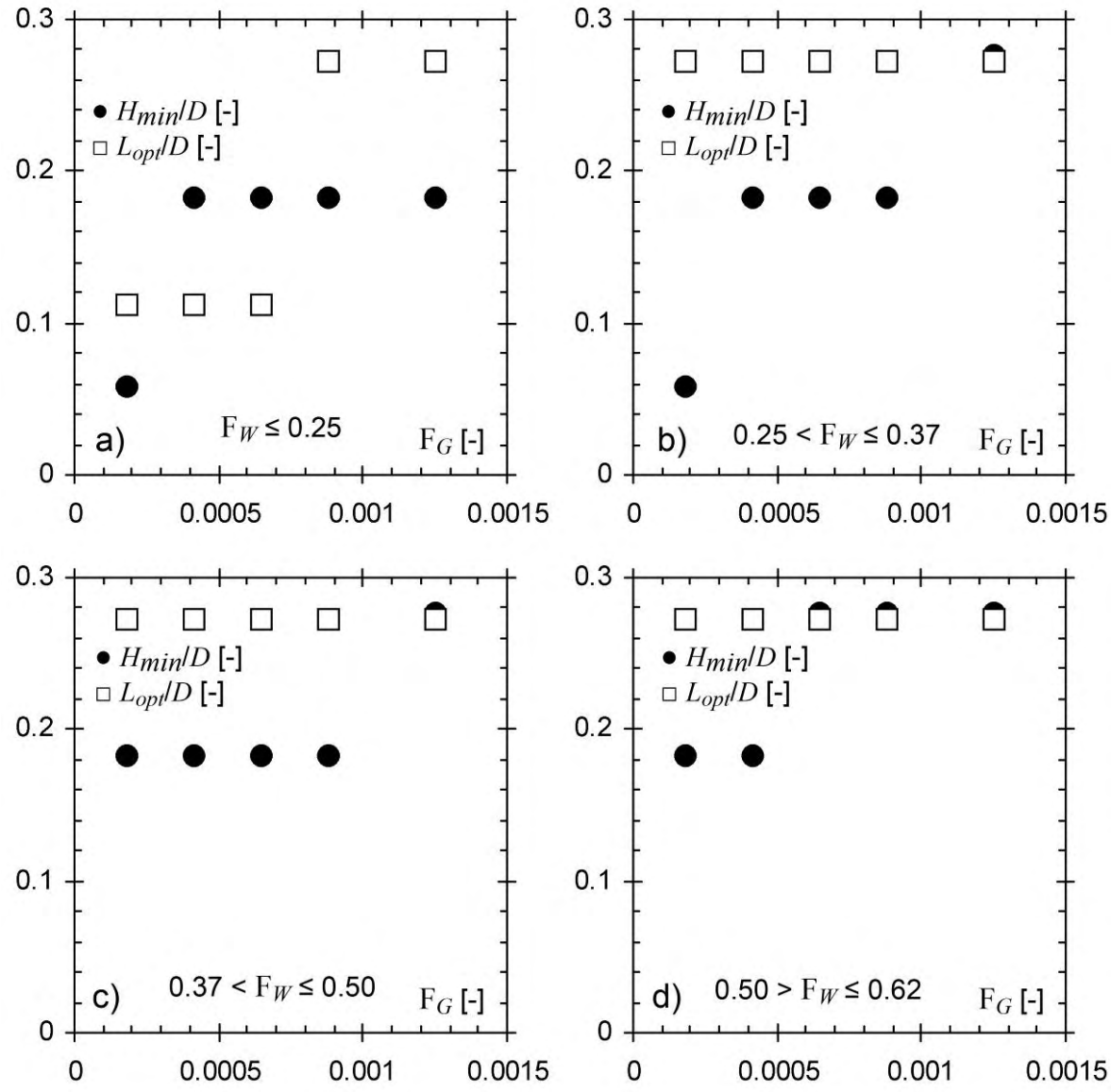


Abb. 7: Mindestkammerhöhe H_{min}/D und Kammerlänge L/D in Abhängigkeit des dimensionslosen Luftdurchflusses F_G bei einer Austragsrate von mindestens $\eta \geq$ 99.9 % und einer Kammerbreite von B/D = 0.56.

3.4 Hydraulische Voraussetzungen

Die Grenze für einen vollständigen Luftaustrag ist erreicht, wenn einzelne Luftblasen unabhängig von den Kammerabmessungen in der Scherströmung zwischen Kammer und Stollen weiter transportiert werden. In den Versuchen wurde gezeigt, dass diese Grenze bei einer kritischen dimensionslosen bezogenen Wassergeschwindigkeiten von F_{Wc} = 0.62 erreicht ist. Für eine Stollendurchmesser von D = 4 m ergibt sich daraus eine kritische Wassergeschwindigkeit von u_{Wc} = 3.9 m/s, für D = 6 m ist u_{Wc} = 4.8 m/s und für D = 8 m ist u_{Wc} = 5.5 m/s.

Schliesslich gelten die angegebenen Kammerabmessungen für eine gleichgerichtete Strömung. Zusätzliche Sekundärströmungen, wie z.B. eine Spiralströmung infolge unsymmetrischer Einströmung in Stollen, können sich signifikant auf die Zweiphasenströmung auswirken. Aus diesem Grund muss sicher gestellt werden, dass die Strömung vor einer Entlüftungseinrichtung gleichgerichtet ist.

4 Zusammenfassung

Mit baulichen Entlüftungseinrichtungen kann Luft auf einfache Weise aus Drucksystemen entfernt und damit negative Auswirkungen vermieden werden. Mit hydraulischen Modellversuchen wurden die Strömungsprozesse in Luftabscheidekammern analysiert und die Austragsrate in Abhängigkeit der Kammergeometrie und des Wasser- und Luftdurchflusses gemessen.

Folgende Resultate können festgehalten werden:

- Je nach Kammergeometrie wird von der Strömung im Hauptstollen eine Wirbelströmung in der Kammer angeregt, die die Austragsraten massgebend bestimmt.
- Die Luftabscheidekammer sollte eine einfache Form entsprechend Abb. 1a aufweisen.
- Das Entlüftungsrohr sollte entsprechend Abb. 1a mittig der Luftabscheidekammer angeordnet werden und einen Durchmesser von d = 0.10 m nicht unterschreiten.
- Für dimensionslose Wasserdurchflüsse bis F_W = 0.62 und dimensionslose Luftdurchflüsse bis F_{Gt} = 0.0013 wurden kleinstmögliche Kammerabmessungen ermittelt, bei denen die im Stollen transportierte Luft vollständig (η = 99.9 %) aufgefangen und ausgetragen wird. Sind der Wasserdurchfluss und der transportierte Luftvolumenstrom bekannt, können mit Abb. 7 die minimal erforderliche Kammerhöhe H_{min} und die optimale Kammerlän-

ge L_{opt} bestimmt werden. Die minimale erforderliche Kammerbreite beträgt $B = 0.5\ D$.

- Im Vergleich zur Kammerlänge wirkt sich eine grössere Kammerhöhe als die angegebene minimal erforderliche Höhe nicht negativ auf die Austragsrate aus. Eine zu lange Luftabscheidekammer kann hingegen die Austragsrate senken.
- Kammergeometrien mit abgeschrägter Decke entsprechend Kammergeometrie Nr. 5 und Nr. 9 zeigen keine Verbesserung hinsichtlich der Austragsrate.

Danksagung

Die Autoren bedanken sich für die finanzielle Unterstützung bei swiss*electric* research, eine Organisation der schweizerischen Stromverbundunternehmen.

Referenzen

Wickenhäuser, M., Minor, H.-E. (2007): De-aeration by structural means in pressurized flow, 32nd IAHR Congress, Venice, Italy, 108: 1-8.

Wickenhäuser, M., Kriewitz, C.R. (2007): Experimentelle Untersuchung über Luftabscheider in Druckstollen, 9. JuWi Treffen, Universität Kassel.

VAW (2003): Karahnjukar Project, Jökulsa Tunnel, volume 4168/f. Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), ETH Zürich.

VAW (2005): Entlüftungseinrichtungen der Unterwasserführung von Kopswerk II, 4212-B. Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), ETH Zürich.

Adresse der Autoren



Dr. sc. Martin Wickenhäuser
STUCKY LTD
CH-1020 Renens VD,
ehemals Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie
E-Mail: wickenhaeuser@vaw.baug.ethz.ch



Prof. Dr.-Ing. Hans-Erwin Minor
Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie
ETH Zürich
CH-8092 Zürich
E-Mail: minor@vaw.baug.ethz.ch



Feststoffproblematik von Stauanlagen

(Session 2)

Sessionsleiter:
Prof. em. Dr.-techn. G. Heigerth
TU Graz





Durchleiten von Trübeströmen am Beispiel des Speichers Großsölk

H. Badura, J. Schneider

1 Einleitung

Trübeströme verursachen in vielen alpinen Speichern eine vermehrte Sedimentation von Schwebstoffen im Bereich der Sperren und Betriebseinrichtungen, wie z.B. Grundablässen und Triebwasser - Einlaufbauwerken. Sie sind daher vielfaches Thema in wissenschaftlichen Publikationen, in der Planung und im Betrieb von Speichern und Stauräumen.

Die Beherrschung der Trübeströme mittels Dämmen, Netzen, Luftperlsystemen o.ä. wird in der Literatur beschrieben, z.B. durch Oehy (2003). Die Trübeströme werden durch diese Systeme bis auf geringe Massenanteile vor dem Erreichen der Betriebseinrichtungen aufgehalten. Das zurückgehaltene Sediment führt aber längerfristig zur Verlandung, was bei kleinen und mittleren Speichervolumina wiederum ein Nachteil sein kann.

Anders als die o.a. Systeme hat das Forschungsprojekt „Einfluss von Trübeströme auf die Speicherverlandung – Durchleiten als Alternative (ETS)“ zum Ziel, die Eigenschaft der Trübeströme auszunutzen. Es sollen dabei Teile des in einen Speicher einströmenden, mit Schwebstoff beladenen Wassers durch den Stausee durchgeleitet und so ein Absetzten verhindert werden. Die Forschungskooperation, bestehend aus der Technischen Universität Graz (Forschungspartner) und der Verbund – Austrian Hydro Power A.G. (AHP, Wirtschaftspartner), wird durch die Österreichische Forschungsgesellschaft finanziell unterstützt. Für Naturversuche wurde der Speicher Großsölk als Pilotprojekt ausgewählt.

2 Ziele des Projekts

Das vorliegende Forschungsprojekt beschäftigt sich mit der Möglichkeit, Trübeströme durch einen Speicher hindurchzuleiten. Bisher wurde dies nur an wenigen Speichern z.B. am Liujiaxia Reservoir oder am Guanting Reservoir erprobt (Yang, 2003), am Beispiel des Speichers Großsölk wird das Durchleiten von Trübeströmen erstmals an einem alpinen Speicher getestet, wobei folgende Ziele verfolgt werden:

- Nachweis von Trübeströmen mittels Naturmessungen,
- Erproben des Durchleitens von Trübeströmen,
- Kalibrierung einer numerischen Simulation von Trübeströmen,
- Wirtschaftliche Vergleichsrechnungen von Entlandungsmethoden.

Auf Basis dieser Arbeiten soll auch die Eignung anderer Speicher der AHP zum Durchleiten von Trübeströmen erhoben werden.

3 Ausgangslage

3.1 Kraftwerksanlage und Verlandung

Das Kraftwerk Sölk ging im Jahr 1978 in Betrieb. Die Kraftwerksanlage setzt sich aus dem Speicher Großsölk, 3 Wasserfassungen mit zwei Beileitungen sowie dem Triebwasserweg mit Wasserschloss und dem Krafthaus in Stein zusammen. Beim Speicher Großsölk handelt sich um einen Tagesspeicher mit 1,4 Mio. m³ Speicherinhalt, der durch eine Gewölbemauer abgeschlossen ist. Die Kronenlänge der Sperre beträgt 128 m und die Höhe 39 m. In Abb. 1 ist ein Lageplan mit Sperre der Betriebsorgane im Speicher abgebildet. Bei Hochwasser kann der Grundablass ca. 20 cm geöffnet werden, was einer Förderfähigkeit von ca. 15 m³/s entspricht.

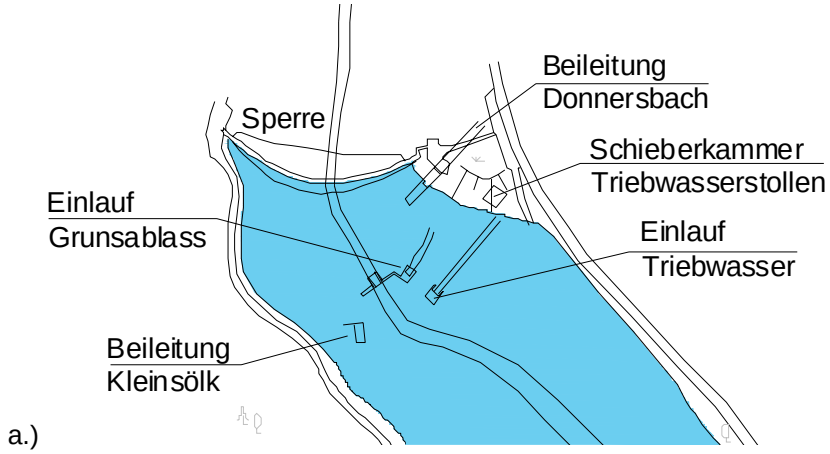


Abb. 1: Übersicht Speicher mit Betriebsorganen.

Aus der Abb. 1 ist zu erkennen, dass die Abschlussbauwerke der Beileitungen nahe dem Triebwassereinlauf und des Grundablasses situiert sind. Bei einem HQ_1 kommt ca. ein Drittel des Wassers aus den Beileitungen, sodass die erzeugten Turbulenzen ein Absetzten der Schwebstoffe verhindert und damit turbiniert werden können. Bei höheren Zuflüssen verringert sich der Einfluss der Beileitungen. Nachgewiesen ist dieser Effekt durch Kornverteilungen, die, je näher man der Sperre kommt, einen abnehmenden Schluffanteil aufweisen,

Trübemessungen im Unterwasser der Kraftwerksanlage in Stein und Schwebstoffbilanzen, die einen höheren Schwebstoffeintrag bei gleichzeitig geringeren Anlandungen zeigen. Der Auffangwirkungsgrad des Speichers liegt bei ca. 20 % der Feinsedimente, die Anlandungsrate von durchschnittlich ca. 15.000 m³ pro Jahr ist vergleichsweise gering (Habersack et al., 2002).

3.2 Bisherige und weitere, mögliche Entlandungsmassnahmen

Ein großer Teil der Schwebstoffe im Speicher Großsölk können abturbiniert werden, trotzdem ist eine Entlandung des Speichers hin und wieder erforderlich. Neben den jährlichen Geschieberäumungen an der Vorsperre / Stauwurzel wurden Spülungen in Kombination mit Baggerungen in den Jahren 1987, 1999 und 2002 durchgeführt.

Den größten Anteil der Ist-Kosten stellen die entgangenen Erlöse aufgrund der nicht möglichen Stromproduktion im Spülungszeitraum dar. Die Ist – Kosten einer Spülung am Speicher Großsölk werden durch folgende Parameter gekennzeichnet und teilen sich prozentuell wie folgt auf (Putz, 2007):

Produktionsentfall	81 %
Räumungskosten	3 %
Personalkosten	10 %
Entschädigungszahlungen	3 %
Geräte	1 %
Wasserverluste	2 %

Abb. 2: Paramterabhängigkeiten und prozentuelle Kostenaufteilung von Speicherspülungen am Speicher Großsölk.

Spülungen sind nur eine Möglichkeit, Sedimentbewirtschaftung an Speichern zu betreiben. Die Abb. 3 zeigt eine Übersicht der möglichen Methoden zur Entlandung am Speicher Großsölk und eine einfache +/- Bewertung der Kosten, Durchführbarkeit und der Wirkung der Maßnahmen. Aus der Abb. 3 wird ersichtlich, dass am Speicher Großsölk bereits einige Maßnahmen zur Sedimentbewirtschaftung ausgeführt werden (grau hinterlegt). Geschieberückhaltebecken sind im Einzugsgebiet teilweise vorhanden, durch eine Vorsperre an der Stauwurzel wird das restliche Geschiebe vom Speicher ferngehalten und wird regelmäßig geräumt. Der Grundablass wird zum Erhalt der Betriebssicherheit regelmäßig unter Druck freigespült, diese Maßnahme hat aber hydraulisch nur lokale Wirkung auf die Sedimentablagerungen. Schwebstoffe werden zum Teil turbiniert, bei höheren Verlandungsraten wird der Speicher entleert und gespült.

Bauliche Änderungen an der Anlage sind kostspielig und bei einer funktionierenden Anlage in Bezug auf die Sedimentbewirtschaftung meistens nicht nachhaltig. Es kommen daher nur Maßnahmen in Frage, dessen Durchführbarkeit,

Wirkung und Kosten im Rahmen bleiben. Für den Speicher Großsölk kommt hier das Durchleiten als einzig mögliche, weitere Maßnahme in Frage.

Maßnahme	Kosten	Durchführbarkeit	Wirkung
Erosionsschutz im EG	+	-	+
Geschieberückhaltebecken	+	+	+
Vorsperre	+	+	+
Umleitungsstollen	-	-	-
Überleitungsstollen	-	-	+
Nutzung des Totraumes	+	+	-
Großflächige Trockenbaggerung	-	-	+
Nassbaggerung	-	+	+
Spülung	-	+	+
Beherrschung der Trübeströme	+	+	-
Erhöhung der Talsperre	-	-	-
Höherlegen der Auslassorgane	-	+	-
Freispülen unter Druck	+	+	-
Durchleiten der Trübeströme	+	+	+
Turbinieren	+	+	+

Abb. 3: Entlandungsmethoden, Maßnahmenübersicht und Bewertung. Bereits ausgeführte Maßnahmen sind grau hinterlegt (modifiziert und ergänzt nach Vischer, 1996).

Das Durchleiten von Trübeströmen stellt gegenüber den Spülungen keine echte wirtschaftliche Alternative dar, kann aber dazu benutzt werden die Spülintervalle zu verlängern. Die Kostenersparnis dabei ist marginal (Putz, 2007), allerdings ist aus ökologischer Sicht ein regelmäßiger Abtransport der Sedimente in geringer Konzentration wünschenswert.

4 Durchleiten von Trübeströmen am Speicher Großsölk

Aus technischer Sicht bietet sich der Speicher Großsölk als Studienobjekt für das Durchleiten von Trübeströmen aus folgenden Gründen an: Der Grundablass ist am tiefsten Sohlpunkt des Speichers und knapp vor der Sperre situiert. Der Speicher selbst ist in einem v – förmigen Tal eingebettet und hat einen ausgeprägten, steilen Talweg. Im natürlichen Zulauf des Speichers sind die Schwebstoffkonzentrationen bei Hochwasser hoch, bisher wurde eine maximale

Schwebstoffkonzentration von ca. 10 g/l gemessen (Schneider, 2002). Letztendlich wurde das Auftreten von Trübeströmen im Speicher durch ein früheres Forschungsprojekt untersucht, sodass auf dieser Arbeit aufgebaut werden kann.

Da der Speicherinhalt im Verhältnis zum Gesamtzufluss gering ist, springt die Hochwasserentlastung bereits bei relativ geringen Abflüssen an. Bereits ab einem HQ_1 im Großsölkbach kann beim Durchleiten eines Trübestroms der Speicherspiegel beibehalten werden, somit ergeben sich für die Energieerzeugung keine oder nur geringfügige Nachteile.

Neben den vielen Vorteilen ergeben sich zwei Nachteile des Speichers Großsölk als Studienobjekt. Die Grösse des Speichers ist im Vergleich zur Wasserfracht gering, was einen hohen Wasseraustausch im Speicher mit sich bringt. Das bedeutet, dass sich im Verlauf eines Hochwassers die Dichteunterschiede zwischen Fluss- und Speicherwasser über die Zeit vergleichsmässigen und der Trübestrom zusammenbrechen kann. Der zweite Nachteil ergibt sich durch das kleine Einzugsgebiet von 146 km², was eine extrem kurze Anlaufzeit einer Hochwasserwelle von 2 bis 3 Stunden mit sich bringt. Für ein zeitgerechtes Öffnen des Grundablasses müssen daher die Entscheidungen in kurzer Zeit getroffen werden. Die bisherigen Erfahrungen zeigen die Wellen – Anlaufgeschwindigkeit als eines der entscheidenden Kriterien für das Durchleiten von Trübeströmen.

4.1 Methodik zur Erfassung von Trübeströmen

Das folgende Kapitel gibt einen kurzen Überblick über die Messmethodik zur Erfassung von Trübeströmen am Speicher Großsölk. Die Abb. 4 zeigt die Anordnung der Messstellen entlang des Flusslaufes sowie der jeweiligen Messparameter in der Messstelle.

Die Referenzmessstelle 1 ist durch den Stau unbeeinflusst und befindet sich ca. 800 m flussauf der Stauwurzel. Es werden die Parameter Leitfähigkeit, Wassertemperatur, Wassertrübung und Pegel- Abflusswerte erfasst. Mit dem Parameter Leitfähigkeit werden auch Tracerversuche ermöglicht. Die Messstelle 2 befindet sich im ersten Drittels des Speichers und kennzeichnet den Bereich, wo nach bisherigen Erfahrungen ein Trübestrom in den Speicher abtaucht. Die Wassertiefe bei Vollstau beträgt hier ca. 13 m. Neben den Parametern der Messstelle 1, welche in 2 Ebenen gemessen werden, werden zusätzlich die Geschwindigkeiten mittels eines Acoustic Doppler Profiler (ADP) in 0,8m Messzellen erfasst. Das ADP ist dabei ca. 8 m über dem Grund montiert. Die Messstelle 3 befindet sich direkt am Grundablass des Speichers. Die Messgeräte sind auf einem Stahlausleger hängend in 2 Ebenen angebracht und messen in

ähnlicher Konfiguration wie in Messstelle 2. Das ADP misst vertikal direkt vor dem Grundablass, sodass die Geschwindigkeiten bei Grundablass-Öffnung erfasst werden können (Abb. 5). Die Messstelle 4 ca. 300m unterhalb der Sperre misst die Trübewerte mit zeitlich geringer Verzögerung. Die Messstelle 5 liegt im Unterwasser der Turbine ca. 7 km flussab der Sperre und erfasst die Schwebstoffe, welche bei Turbinenbetrieb abturbiniert werden.

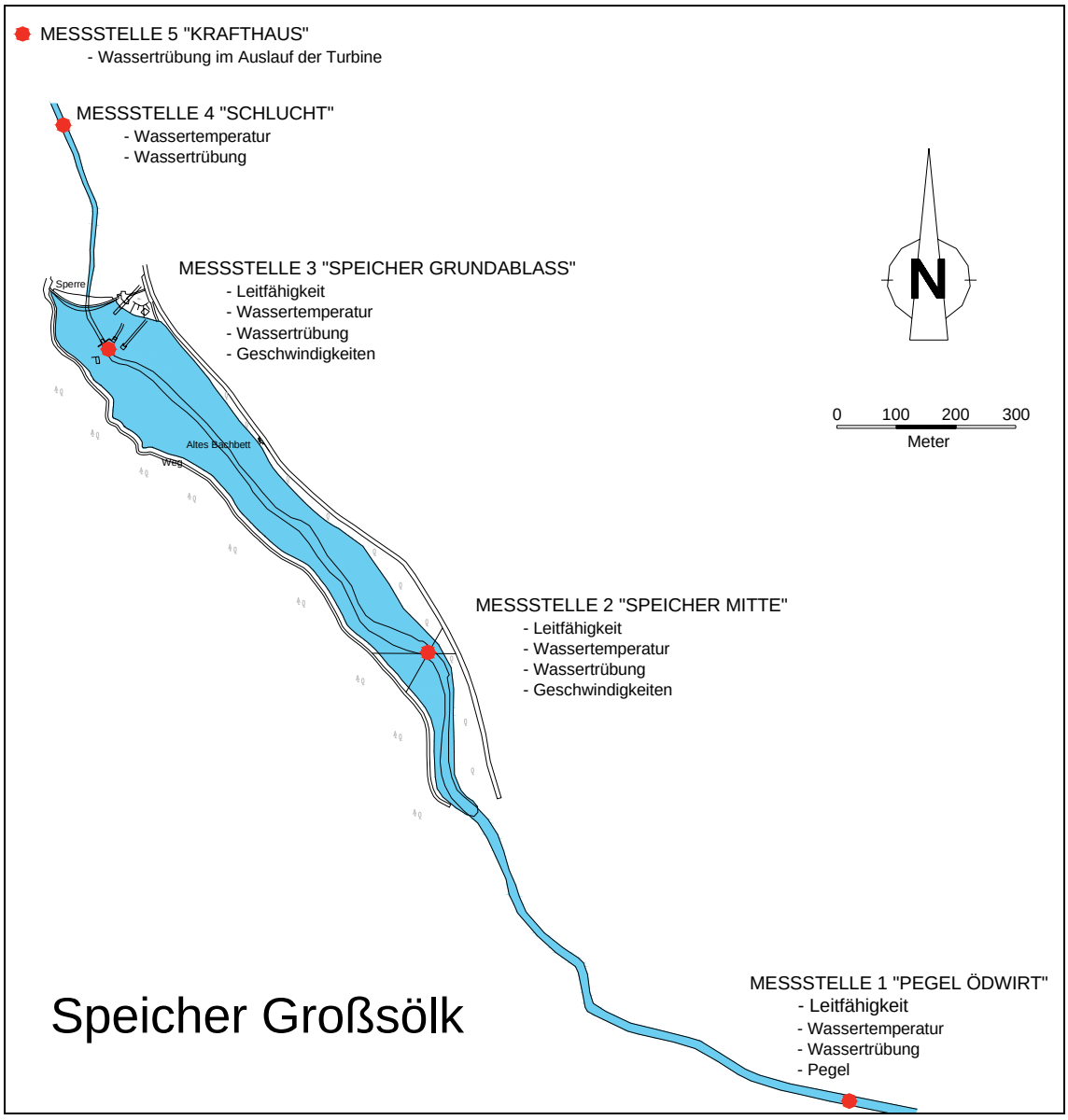


Abb. 4: Messstellen und Messparameter.

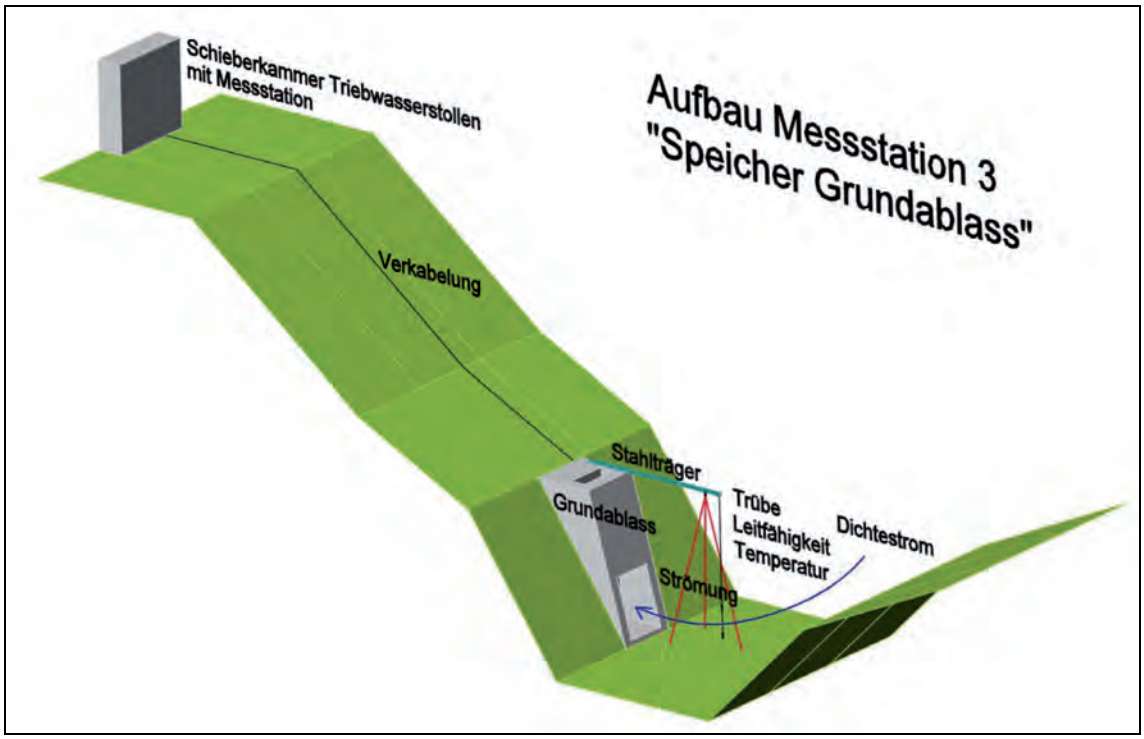


Abb. 5: Messstellen und Messparameter sowie b.) Schemazeichnung der Messstelle 3 „Speicher Grundablass“ (Troy, 2006).

4.2 Bisheriger Verlauf der Messungen und Ergebnisse

Die Messkonfiguration in Kapitel 4.1 wurde im August 2006 installiert und läuft voraussichtlich bis Herbst 2008. Für die Wintermonate werden die Messsonden im Speicher demontiert, da die Eisbildung am Speicher die Messgeräte beschädigen könnte. Im Jahr 2007 wurden einige Sonden durch Blitzschlag im Speicher zerstört, weiters wurde in diesem Jahr wurde kein HQ_1 - Abfluss erreicht. Trotz der schwierigen Messbedingungen und des hydrologisch trockenen Jahres konnten seit der Inbetriebnahme der Messgeräte bereits einige Monate Messdaten gesammelt und für ein kleines Hochwasserereignis die Öffnung des Grundablasses erprobt werden. Dieses Ereignis fand am 10.7.2007 statt und hatte eine Abflussspitze von 27,2 m³/s (0,65 x HQ_1) im natürlichen Zufluss des Großsölkbaches. Der Speicherspiegel steigt in dieser Zeit um ca. 6 Meter bis zur Hochwasserentlastung an (Abb. 7).

Die Abb. 6 zeigt die Trübemessungen während des Hochwasserereignisses. Die Konzentrationsspitze in der Referenzmessstelle wird 50 Minuten vor dem Abflussscheitel erreicht. In der Messstelle 2 (Mitte des Speichers) wird nur eine geringfügige Dämpfung der Trübe gemessen. Anders zeigt sich das Verhalten der Trübe in Messstelle 3 (Grundablass). Der Scheitelwert der Trübe tritt exakt 2 Stunden nach der Messstelle 2 ein, bei einem Abstand der Messstellen von

750 m entlang des Talweges ergibt das eine durchschnittliche Laufzeit des Schwebstoffes von 10,4 cm/s.

Die Trübe beim Grundablass wird im Vergleich zur Referenzmessstelle und der Messstelle am Beginn des Speichers in ihrer Größe auf 1/3 reduziert. Aufschlussreich ist dieses Messergebnis im Vergleich zur Messstelle 5 am Turbinenauslass, wo dieselbe Ausprägung des zeitlichen Verlaufes, aber eine höhere Trübe festgestellt werden konnte. Damit bestätigt sich einmal mehr das Abdriften des Schwebstoffes über den Triebwasserweg.

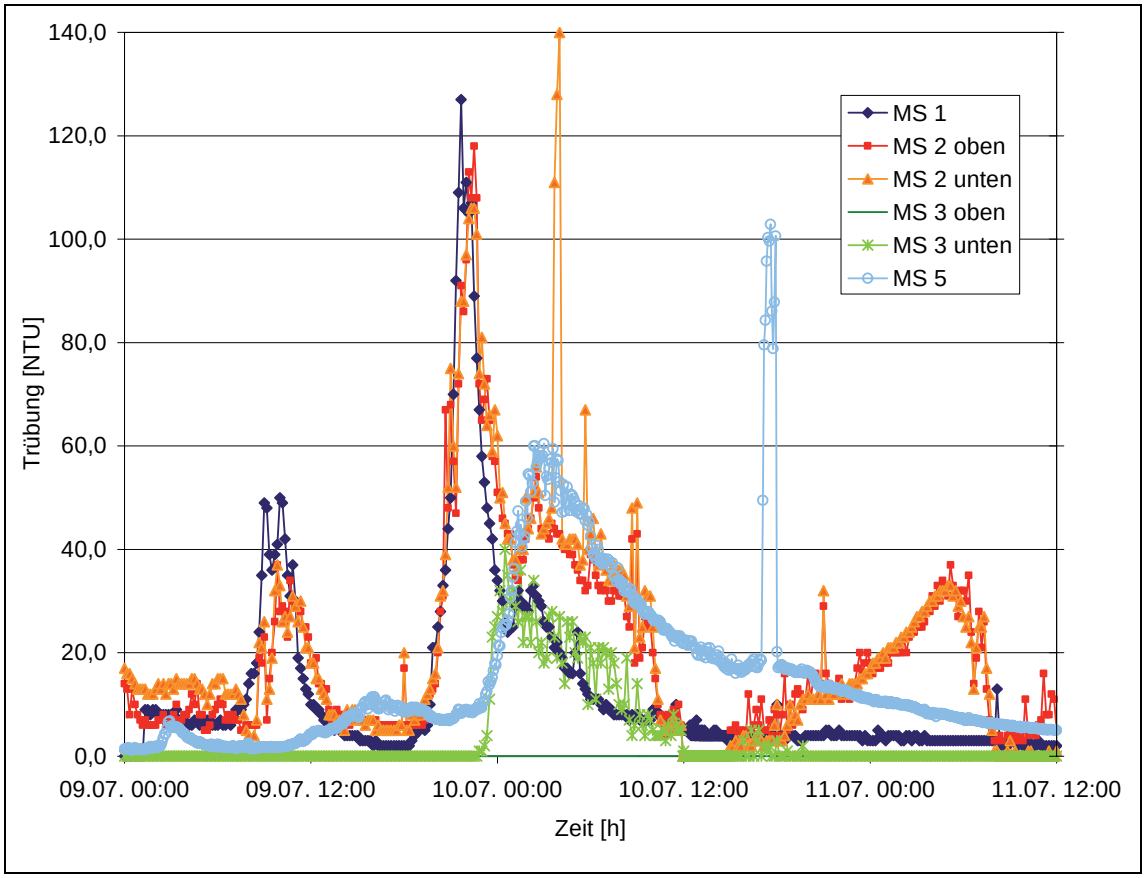


Abb. 6.: Trübungsmessungen: MS 1 Referenzmessstelle, MS 2 Beginn Speicher, MS Grundablass, MS 4 Schlucht unterhalb des Speichers, MS 5: UW Turbine/Krafthaus.

In Abb. 7 sind die Geschwindigkeitsmessungen in Fließrichtung in der obersten Messzellen 1 und in den sohlnahen Messzellen 4 und 5 an der Messstelle 2 (MS2, Speicher Mitte) über die Zeit dargestellt. Zusätzliche Informationen liefern der Speicherspiegel sowie die Trübewerte und der Zufluss zum Speicher.

Mit zunehmenden Abfluss und Trübe steigt die Geschwindigkeitsdifferenz in den sohlnahen Messzellen 4 und 5 gegenüber der Messzelle 1, und fällt gleichermaßen mit abnehmenden Trübewerten. Die Geschwindigkeiten passen sehr gut mit der mittleren Laufzeit der Schwebstoffspitze überein. Aufgrund der

höheren Geschwindigkeiten in Sohlnähe kann davon ausgegangen werden, dass sich ein Konzentrationsgefälle während des Hochwassers im Speicher eingestellt hat. Dagegen spricht allerdings die Tatsache, dass die Trübewerte der beiden Sonden (3 m Entfernung in der Lotrechten) fast idente Werte lieferten.

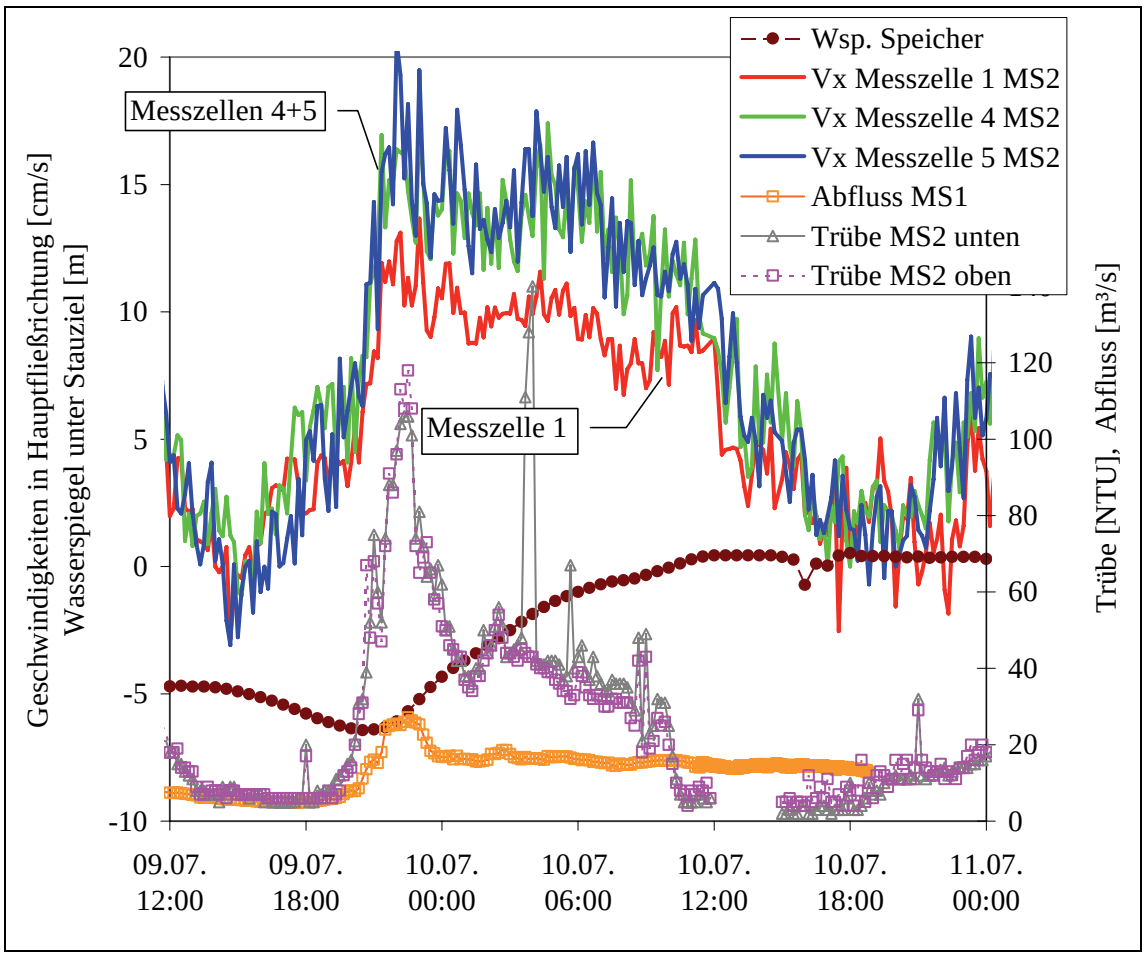


Abb. 7: Zufluss Großsölkbach und Wasserspiegel Speicher, 09.07.2007 bis 11.07.2007.

5 Zusammenfassung

Das Forschungsprojekt ETS „Einfluss von Trübeströmen auf die Speicherverlandung – Durchleiten als Alternative“ betreibt am Speicher Großsölk Messstationen zur Erfassung von Trübeströmen. Am Beispiel dieses Speichers wird das Durchleiten von Trübeströmen erprobt. Wie eine wirtschaftliche Analyse zeigt, ergeben sich durch das Durchleiten von Trübeströmen nur geringfügige Kostenvorteile gegenüber Spülungen. Trotzdem stellt das Durchleiten von Trübeströmen aus ökologischen Gründen eine sinnvolle Ergänzung zu Spülungen dar, da Schwebstoffkonzentrationen in zeitlich kürzeren und damit in geringeren Konzentrationen in das Unterwasser abgegeben werden können.

Seit August 2006 läuft die Messkampagne am Speicher Großsölk. Ab einem HQ_1 kann ein Durchleiten ohne Energieverluste durchgeführt werden. In erster Tendenz sind bei diesem Abfluss Schwebstoffkonzentrationen erreicht, bei denen ein Durchleiten positive Effekte auf die Verlandung hat.

Problematisch zeigt sich bisher die kurze Anlaufzeit von Hochwasserwellen (2 – 3 Stunden), was aus betrieblicher Sicht äußerst kurze Reaktionszeiten erfordert.

Für das Jahr 2008 ist eine Fortführung der Messungen geplant. Sollte sich aus dem Projekt eine Möglichkeit ergeben, Trübeströme mit geringem Aufwand abzuleiten, besteht die Möglichkeit das Vorhaben in den Speicherbetrieb zu integrieren.

Referenzen

Habersack, H.M., Nachtnebel H.P., Schneider J., Bogner K., Brauner M., Markhart G., Kohl B., Badura H., Fenicia F., Gamerith B., Koboltschnig G., Mayr P., Mischker J., Öhlböck K., Preinstorfer S., Santner P., Wakonig B., Botthoff M. und Fieger S. (2002): Water resources management in a changing environment: the impact of sediment on sustainability“, Endbericht, Institut für Wasserwirtschaft, Hydrologie und konstruktivem Wasserbau, Universität für Bodenkultur, Wien.

Morris G. L. & Fan J. (1998): Reservoir Sedimentation Handbook, Design and management of dams, reservoirs, and watersheds for sustainable use, McGraw-Hill Publishing Company, New York.

Oehy C. (2003): Effects of obstacles and jets on reservoir sedimentation due to turbity currents, Communication 15, Laboratoire de Constructions Hydrauliques, S 11-19, Lausanne.

Putz W (2007): Wirtschaftlichkeitsuntersuchung von Stauraumspülungen am Beispiel des Sölkspeichers, Diplomarbeit am Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU Graz, Graz.

Schneider J. (2002): Verlandungsproblematik eines alpinen Speichers am Beispiel des Sölkstaus, Dissertation an der Universität für Bodenkultur Wien, Wien.

Troy W (2006): Naturmessungen zur Erfassung von Dichteströmen am Beispiel des Sölkstaus, Diplomarbeit am Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU Graz, Graz.

Vischer D. (1996): Verlandung von Stauseen und Stauhaltungen, Sedimentprobleme in Leitungen und Kanälen, Mitteilung Nr. 143, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH, Zürich.

Yang X., (2003), Manual on Sediment Management and Measurement, World Meteorological Organisation, Operational Hydrology Report No. 47.

Adresse der Autoren

DI Dr. Hannes Badura
Verbund – Austrian Hydro Power AG
Am Hof 6a
A-1010 Wien
E-Mail: hannes.badura@verbund.at



DI Dr. Josef Schneider
Technische Universität Graz
Stremayrgasse 10/II
A-8010 Graz
E-Mail: schneider@TUGraz.at





Verschiedene in der Praxis bei Rätia Energie AG angewendete Verfahren zur Entlandung von Stauräumen

R. Baumann, R. Vassella

1 Einleitung

Auch für die Rätia Energie AG (RE) mit Sitz in Poschiavo, Graubünden (CH) stellen Stauraumverlandungen seit je her eine Herausforderung für den Betrieb dar. Bereits vor dem Bau unserer ersten Anlagen anfangs des 20. Jahrhunderts war bekannt, dass nicht nur Wasser sondern auch Geschiebe und andere Stoffe sich in den Becken und Speichern ablagern werden. Ganz gezielt nutzte man dieses Wissen beim Bau der Staumauer Arlas im Gebiet des Berninapasses im Oberengadin, indem dass eine Kiessperre dazu erstellt wurde, um Material für den Bau der Staumauer vor Ort zu gewinnen. Mit der noch heute gültigen Konzession für die Kiesentnahme im Mündungsbereich, wollte man der erwarteten Verlandung bereits ab Inbetriebnahme der Anlage im 1911 entgegenwirken. Bei volumenmässig eher kleineren Anlagen wie dem Palüsee wurde deren regelmässige Spülung (Jahres- bis 5-Jahresspülungen) fest ins Betriebskonzept aufgenommen. Entsprechend wurden die Grundablassschützen dafür ausgelegt. Bei anderen Anlagen wurde der Materialeintrag unterschätzt oder schlichtweg vergessen, was zum Beispiel beim Pläviginsee, einem Ausgleichsbecken der Anlage Küblis im Prättigau, der Fall ist. Dieses Becken kann unmöglich trotz vorhandener Öffnungen gespült werden, da diese wesentlich zu klein dimensioniert wurden.

Vor allem die durchgeführten periodischen Spülungen wurden je länger, je verpönter, bis schliesslich in den 60-er Jahren aus Umweltschutzgründen meist auf Spülungen verzichtet wurden. Damit wurde das Verlandungsproblem allerdings nicht gelöst sondern einfach auf die nächste Generation von Betriebsleuten abgeschoben. Dies nicht unbedingt deshalb, weil man lieber nichts tat als nach getaner Arbeit noch als Sündenbock dazustehen, sondern wohl im Wissen, dass zuerst mal die nötigen Grundlagen zu sammeln sind, mit welchen künftige Spülungen wieder durchgeführt werden können. Und warum sollen gerade wir dieses Grundlagenstudium durchführen, wenn es doch ganz viele Kraftwerke mit ähnlichen Problemen gibt.

Mittlerweile fanden verschiedene Spülungen, ökologisch begleitet und auch politisch beobachtet, statt (auch bei RE) und Grundlagen, wenn auch zum Teil kantonal verschieden, sind für das Planen eigener Spülungen vorhanden.

Der Bericht beschreibt die heute gängigen Entlandungsmethoden und Konzepte, wie sie bei RE eingesetzt werden.

2 Lago Bianco und Lago di Poschiavo

Bei verschiedenen Schweizer Stauseen wird versucht, mindestens einen Teil der von den Zuflüssen transportierten Materialmengen bereits bei der Mündung mittels laufender Kies- und Sandgewinnung abzufangen und erst gar nicht in das Beckeninnere zu lassen. Damit diese Methode überhaupt wirtschaftlich sinnvoll eingesetzt werden kann, muss das gewonnene Material erstens brauchbar, sprich für die weitere Verarbeitung im Baugewerbe nutzbar sein und zweitens muss die Gewinnung nahe von Hauptverkehrsachsen erfolgen. Im Falle der Stauanlage Lago Bianco und Lago di Poschiavo sind beide Bedingungen mehr oder weniger günstig erfüllt. Die Kiesgewinnung trägt an beiden Standorten dazu bei, dass das Volumen der Speicher weniger schnell verlandet, kann diese allerdings nicht komplett verhindern. Der Schwebstoffeintrag in die Speicher, im Falle des Lago Bianco eines typischen Sommer-Winterspeichers, führt trotz allem zu einer kontinuierlichen Verlandungszunahme, welche nur durch weitere Massnahmen überhaupt in den Griff bekommen werden könnten. Trotz diesem Nachteil wird die Ausbaggerung in der Nähe der Mündung doch erfolgreich weiter geführt, da einerseits die Verlandungsgeschwindigkeit des Beckens reduziert und andererseits beim Verkauf des gebaggerten Kieses noch Geld verdient wird.



Abb. 1: rechts: Kiesgewinnung im Bereich des Cambrenadeltas, links: Lago Bianco, Graubünden (CH).

3 Palüsee

Unterhalb des Palügletschers wurde durch den Bau zweier Staumauern der Palübach gestaut und so der heutige Palüsee gebildet. Die Mauern wurden eigentlich als Vordämme erstellt und sollten den Palübach während dem Bau der grossen Staumauer Palü, die allerdings nie gebaut wurde, zurückhalten und so den Bau erst ermöglichen.

Beim Projekt Palüsee ist im 1926 bereits die Rede von einem geplanten Umleitstollen, durch den das Geschiebe über eine sogenannte Kläranlage, sprich Sandfang, um das Becken umgeleitet und nach der Staumauer wieder dem Fliessgewässer zugegeben werden sollte. Aus dem Buch „Die Kraftwerke Brusio 1904 – 1929“ folgendes Zitat: „Das Geschiebe des Gletscherwassers müsste durch eine Kläranlage abgeführt werden, siehe Situation (Abb. 2)“. Ganz offensichtlich wurde hier bereits die Idee beschrieben, die dann rund 70 Jahre später endlich mit dem Bau des Umleitkanals verwirklicht wurde.

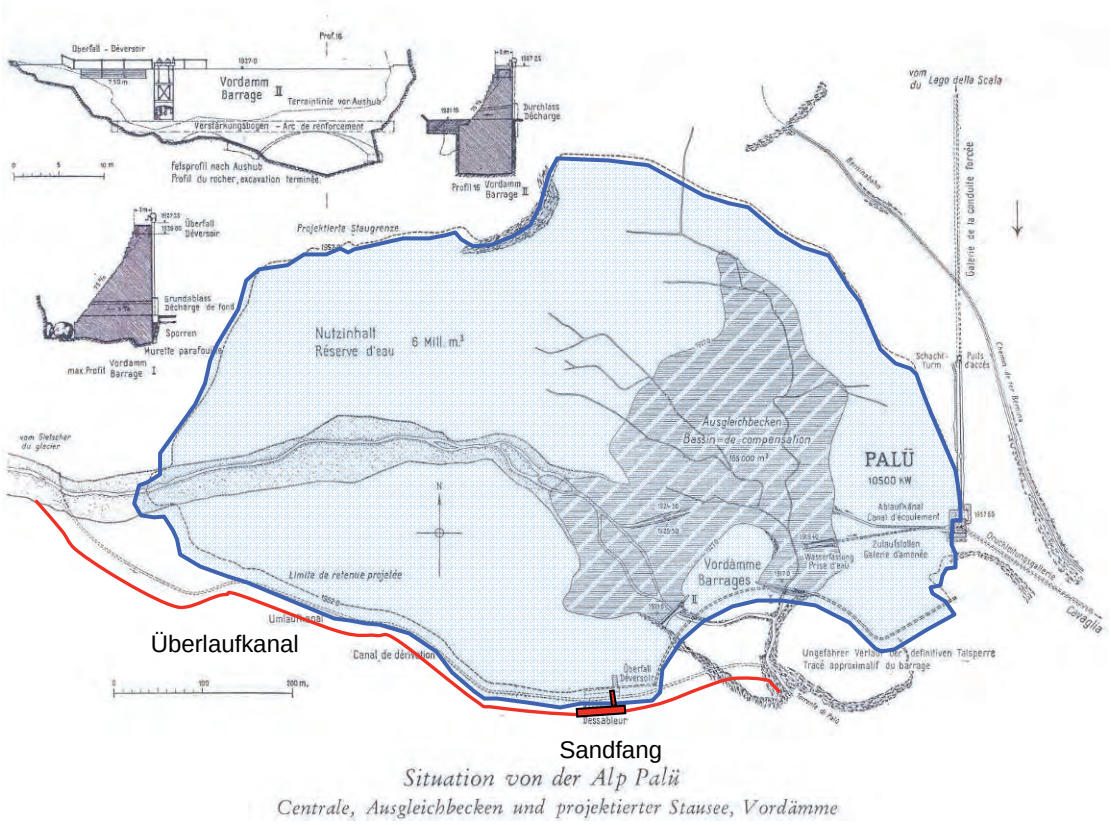


Abb. 2 : Projekt 1926 Situation Alp Palü, Graubünden (CH).

Bis in die 60-er Jahre wurde der Palüsee regelmässig im 5-Jahresrhytmus durch Personal vom Kraftwerk gespült. Dabei ging man recht unzimperlich mit dem Auswaschen vor. Obwohl die Abflusskonzentrationen im Vorfluter dazumal nicht festgehalten wurden, kann man davon ausgehen, dass der Bach über ei-

nige Tage jeweils schokoladenbraun daher floss. Nachdem klar wurde, dass so künftig nicht mehr gespült werden kann, startete man mit dem Bau eines Kiesfangdammes im Deltabereich vor der Mündung. Schneller als erwartet füllte sich dieser mit Kies und Sand, so dass als Ausweg nur dessen Erhöhung erkannt wurde. Im 1987 infolge eines Hochwassers stürzte ein Teil der Mauer ein und das Geschiebe lief in hoher Konzentration direkt in den darunterliegenden Palüsee. Dass dieser sich in der Folge füllte und dem Betrieb nicht mehr als Speicher zur Verfügung stand, versteht sich.

Als erste Massnahme wurde sofort der defekte Damm wieder saniert, damit er noch weiter Geschiebe zurückhalten kann, wobei man sich über den Sinn dieser Massnahme sicherlich fragen kann. Die eigentliche Sanierung erfolgte im 1993, indem der Palübach in einem Kanal, ähnlich dem bereits 70 Jahre früher beschriebenen Projekt, neben dem Speicher vorbei geführt wird. Das Geschiebe wird bei normaler Wasserführung im Bereich des Kanals abgesetzt und während dem Hochwasser, zusammen mit zusätzlich im Wasser herbei geführtem, direkt um den Stausee herum abgeführt.



Abb. 3 : Palü, Graubünden (CH). links: Palüsee nach Hochwasser 1987. rechts: Seit 1993 wird der Palübach neben dem See hindurchgeführt, so dass im Hochwasserfall kein Geschiebe in den Speicher gelangen kann.



Abb. 4: Anfänglich versuchte man, mit Saugbaggern, den Palüsee auszuräumen. Da dies nicht gelang, griff man auf die bewährte Methode mit kanalisiertem Spülen zurück.

Auch diese Massnahme hat den Nachteil, dass wohl Geschiebe, nicht aber Schwebstoffe aus dem System ausgeschieden werden. Die Schwebstoffe treten immer noch in den Palüsee ein und setzen sich dort, je nach Betrieb der Anlage mehr oder weniger weit von der Fassungsstelle ab. Künftig werden also auch mit diesem Konzept Spülungen, wenn auch in weit längerem Abstand, nötig sein.

4 Wasserschloss Puntalta

Das Verlandungsproblem bezieht sich nicht nur auf offene Speicherbecken und Stauseen sondern auch auf Wasserschlösser und dergleichen. Die Ausräumung erfolgt bei uns in der Regel alle 5 Jahre mechanisch. Solche Ausräumungen wirken sich natürlich direkt auf den Betrieb der entsprechenden Anlage aus, für 2 bis 3 Wochen kann nichts produziert werden. Wie auf dem Bild zu erkennen ist, handelt es sich bei den in Wasserschlössern abgelagerten Materialien durchwegs um Feinsedimente. Der Eintrag solcher Stoffe ist meist auch mit einem noch grösser dimensionierten Sandfang nicht zu verhindern.



Abb. 5: Periodische mechanische Ausräumung des Wasserschlosses Puntalta, Cavaglia, Graubünden (CH).

5 Braita

Das Becken Lagh da Braita im oberen Puschlav staut den Poschiavino und dient theoretisch als Tagesspeicher für die Anlage Kraftwerk Robbia. Der Sedimenteintrag in das Becken ist allerdings so gross, dass der Speicher innert kürzester Zeit einen Grossteil seines ursprünglichen, halt kleinen Volumens von

wenigen 10‘000 Kubikmetern verliert. Je nach Wasserführung kann der Speicher innert Jahresfrist komplett verlanden, so dass hier periodische, jährliche Spülungen dringend notwendig sind. Dabei wird der Grundablass des Beckens geöffnet und mit einer kleinen Baumaschine der Wasserlauf, analog zu anderen Becken, kanalisiert und dadurch die Schleppkraft des Wassers erhöht. Die Spülung von rund 10‘000 m³ erfolgt jeweils im Herbst im Nachgang von Hochwassern, so dass die negativen Auswirkungen auf die Umwelt so klein wie möglich gehalten werden können.



Abb. 6: Spülung Braita, Graubünden (CH).

6 Aeujabecken

Zum Kraftwerk Küblis gehörend, liegt in Klosters das Ausgleichsbecken Aeuja mit einem totalen Volumen von 44‘000 m³. Das Becken, ein Grundwasserbecken in welches das Unterwasser des Kraftwerks Klosters eingeleitet wird, wurde während einem Hochwasser im August 2005 praktisch komplett mit Geschiebe, Holz und Treibgut aller Art (inkl. Autos und Wohnwagen) gefüllt. Es gibt nicht sehr viele Staubecken in der Schweiz, die über keinen Grundablass verfügen, das Aeujabecken gehört allerdings zu denen. Als Hochwasserentlastung stehen lediglich zwei Überfallbauwerke zur Verfügung, die in die Landquart entwässern. Das Triebwasser selber wird über einen Heber im See gefasst. Dass dieser während dem Hochwasserereignis verstopfte und bis auf längeres ausser Betrieb stand, ist offensichtlich.

Die Aufgabenstellung war in dieser Hinsicht unüblich, als dass nicht ausschliesslich Verlandungen zu baggern waren, sondern dass wir irgendwie auch das Wasser aus dem Becken zu befördern hatten. Einzig das Vorgehen mit Saugbaggern erlaubt es, beide Probleme mit nur einer Installation zu lösen. So konnte im geförderten Wasser gleich auch noch Material dazu dotiert werden. Im Anschluss an das Unwetter schien es unsinnig, die üblichen Richtwerte für die Schwebstoffkonzentration in der Landquart einhalten zu wollen. So erlaubte

uns schliesslich das Amt ohne Einschränkung sofort mit der Baggerung zu starten. Wichtig war allerdings dabei, dass die Arbeiten schnell vonstatten gingen und mit dem Abklingen der allgemeinen schokoladenbraunen Farbe in der Landquart auch die Ausräumungsarbeiten beendet werden konnten. Diese Phase dauerte rund 3 bis 4 Wochen.



Abb. 7 links: Ausbaggerung mit Saugbagger nach Hochwasserereignis, Aeujabecken in Klosters, Graubünden (CH). rechts: Konventionelle Ausbaggerung Aeujabecken im unteren Bereich, Klosters, Graubünden (CH).

7 Pläviggin

Das Plävigginbecken, ein Ausgleichsbecken direkt oberhalb des Kraftwerks Küblis, stellt einen besonderen Fall von Ausräumung dar. Vom ursprünglichen Nutzvolumen von 30‘000 m³ standen dem Betrieb gerade noch 11‘000 m³ zur Verfügung. Während dem Projektieren der Ausräumungsarbeiten wurde erkannt, dass eine Verdoppelung des ursprünglichen Volumens durchwegs Sinn machen würde. Das Wasserangebot wäre vorhanden und betrieblich wäre es durchaus wünschenswert, mehr Speichervolumen zur Verfügung stellen zu können. Erste Abklärungen zeigten schnell, dass aus Konzessionsgründen keine Erhöhung der Dämme möglich war, die Wasserspiegelkote war Bestandteil der Konzession. Nicht aber die Beckensohle. Also beschlossen wir, das nötige Volumen durch Vertiefung der Sohle (konventioneller Ausbruch im Fels) zu erreichen.

Nachdem das Becken wenige Tage leer stand, wurden kleine Drainagekanäle mit einer kleinen Baumaschine erstellt und die verschiedenen Schichten der Feinsedimentablagerungen angeschnitten, so dass sie schneller drainierten. Nach wenigen Tagen war durch diese Massnahme das Befahren der Sedimente möglich. Die Ausbaggerung sowohl von den Sedimenten als auch vom Felsausbruch (Vertiefung der Sohle um 3 m und Tiefersetzen der Fassung) erfolgten konventionell.



Abb. 8: Konventionelle Ausbaggerung und Vergrösserung durch Felsausbruch im Pläviggin-see, Küblis, Graubünden (CH).

8 Schlappin

Auch der Schlappinsee litt im Sommer 2005 an Verfettung und musste geräumt werden. Analog zu den Flussstauhaltungen Palü und Braita konnte auch hier das Wasser aus dem Fluss die Räumungsarbeiten unterstützen. Dabei wird das Wasser kanalisiert durch das Becken geleitet und laufend Material mit dem Bagger in den so gebildeten Kanal geworfen. Das Material löst sich in der Regel auf diese Weise schnell auf und wird mit dem Wasser abtransportiert.

Da eine exakte Dosierung des Schwebstoffgehaltes im Wasser mit dieser Methode nur sehr schwer bzw. unmöglich einzuhalten ist, kommt dieses Vorgehen grundsätzlich nur bei sehr kleinen Staubecken (Braita) oder allenfalls nach grossen Hochwassern zum Zuge, da sonst die Umwelteinwirkungen zu nachteilig sind.



Abb. 9: Ausbaggerung durch kanalisiertes Spülen und Baggern des Schlappinsees nach Hochwasser, Schlappin, Graubünden (CH).

9 Zusammenfassung

Die Verlandung von Stauseen und Becken ist unvermeidlich. Wohl lässt sich durch geeignete Massnahmen, wie zum Beispiel das Umleiten grosser Geschiebemengen um den Beckenbereich, Kies- und Sandgewinnung im Mündungsbereich oder der Bau entsprechend grosser Sandfänge die Verlandungsgeschwindigkeit stark reduzieren, zumindest Schwebstoffe werden trotzdem in den Staubereich gelangen und sich dort absetzen, so dass Ausbaggerungs- oder Spülmassnahmen nötig werden. Die optimale Lösung hängt dabei von verschiedenen Faktoren ab, die zum Teil aus der Geometrie und der Anordnung der Anlage selber, zum anderen Teil durch die genaueren Umstände (Verlandung über Jahre sind anders zu beurteilen und zu behandeln, als solche, infolge eines Hochwassers) gegeben sind. Vor rund 100 Jahren standen „kanalisierte“ und öfter Spülungen mit Schildern und Tafeln aus Holz im Vordergrund. Diese Methoden wurden in den 50-er und 60-er Jahren durch den Einsatz von Baumaschinen vereinfacht. Dadurch stieg auch der Schwebstoffeintrag ins Wasser stark an, was wiederum die Probleme mit der Umwelt weiter verschärfte. Aus diesem Grunde wird heute bei geplanten Spülungen oft der Einsatz von Saugbaggern bevorzugt, da damit die Schwebstoffkonzentration im Vorfluter zumindest theoretisch eingehalten werden kann.

Adresse der Autoren

dipl. Bauingenieur ETH Remo Baumann
rebau engineering ag
CH-7742 Poschiavo
E-Mail: remo.baumann@rebauag.ch



dipl. Bauführer ST/SAT Renato Vassella
Rätia Energie AG
CH-7742 Poschiavo
E-Mail: renato.vassella@repower.ch



Entlandung Stausee Solis – Modell- und Naturversuche zur Geschiebeumlagerung

Th. Berchtold, A. Lais

1 Einleitung

Das Elektrizitätswerk der Stadt Zürich (ewz) nahm die Stauanlage Solis in der Schynschlucht zwischen Tiefencastel und Thusis im Albulatal, Kanton Graubünden im Jahr 1986 in Betrieb (Abb. 1). Seither lagerten jährlich durchschnittlich 76'000 m^3 Sedimente im 3 km langen, fjordartigen Stausee ab. Diese Ablagerungen verfüllten bereits mehr als einen Viertel des Totvolumens und reduzierten das Nutzvolumen von ursprünglich 1.4 Mio. m^3 bereits um knapp 30 %. Der Stausee Solis wird im Tages- und Wochenendausgleich zwischen dem Stauziel von 823.75 m ü. M. und dem Absenkziel von 816 m ü. M. betrieben und speist die Wasserzufuhr für die Kraftwerke Sils und Rothenbrunnen.



Abb. 1: Stausee Solis. Blick von der Staumauer in die enge, fjordartige Schlucht.

Um eine wirtschaftliche Energieproduktion bis zum Ablauf der Konzession im Jahr 2057 aufrecht zu erhalten, sind zwingend Massnahmen gegen die unkontrollierte Stauraumverlandung vorzunehmen. ewz sieht vor, die Stauraumbewirtschaftung anzupassen. Die an eine angepasste Stauraumbewirtschaftung gestellten Ziele sind in einer ersten Phase:

- eingetragene Sedimente im Stauraum betrieblich optimal abzulagern,
- bereits im Nutzvolumen abgelagerte Sedimente in den Totraum des Stausees umzulagern

und, nachdem die Verlandungsfront bis vor ein Auslassorgan vorgerückt ist, in einer zweiten Phase:

- aus dem Oberwasser anfallendes Geschiebe kontinuierlich durch den Stauraum über einen tief gehaltenen Verlandungskörper durchzuleiten und durch ein Auslassorgan ins Unterwasser auszutragen (ewz, 2005).

Die Ziele der angepassten Stauraumbewirtschaftung werden erreicht, wenn die Oberfläche des Verlandungskörpers bei Hochwasser frei gelegt wird. Die freien Abflussverhältnisse schaffen auf dem Verlandungskörper mit einer mittleren Breite von durchschnittlich 60 m eine Flussmorphologie mit Bänken und Teilgerinnen. Das Geschiebe wird bis zur Verlandungsfront transportiert, wo es die Böschung hinunter rutscht und am Böschungsfuss in tiefen Seezonen sedimentiert. Ist die Verlandungsfront einmal bis vor das Auslassorgan vorgerückt, wird das Geschiebe direkt in das Unterwasser der Talsperre geleitet.

Die Geschiebeumlagerung resp. die Geschiebedurchleitung hat aus ökologischen Gründen ausserhalb der Fischschonzeit in den Monaten Mai bis September bei Hochwasser zu erfolgen. Sobald starke Niederschläge und grosse Abflüsse prognostiziert sind, wird der Seespiegel vor dem Eintreffen der Hochwasserspitze idealerweise alleine durch Turbinierbetrieb auf das Absenkziel gesenkt. In der Folge setzen beim Durchgang des Hochwassers die Geschiebetransportprozesse auf dem Verlandungskörper ein.

Im Rahmen eines Probebetriebs zur angepassten Stauraumbewirtschaftung führte ewz einen Naturabsenkversuch während eines Hochwassers im Juni 2007 durch. Die Topographie wurde unmittelbar nach der Geschiebeumlagerung neu vermessen, um die Sohlenveränderungen gegenüber dem Ausgangszustand zu erfassen. Der Naturabsenkversuch liefert wertvolle Erkenntnisse zur Wirksamkeit der Geschiebeumlagerung (vgl. Abschn. 4.1).

Zu den verschiedenen Möglichkeiten des eigentlichen Austrags des Geschiebes aus dem Stauraum führte ewz ein Variantenstudium durch (ewz, 2005). Die VAW wurde im Jahr 2006 durch ewz beauftragt, zwei der geprüften Varianten im hydraulischen Modellversuch zu untersuchen (VAW, 2008):

- Geschiebedurchleitung durch die Grundablässe unter Druckabfluss,
- Geschiebeumleitstollen mit Einlauf 500 m flussaufwärts der Talsperre.

Dieser Artikel befasst sich mit den Geschiebeumlagerungsprozessen im Stauraum, die sowohl in Natur wie auch systematisch im Modell untersucht wurden. Es werden die grundsätzlichen Prozesse beschrieben und Parallelen der Abläufe in Natur und im Modell aufgezeigt. Auf die beiden Varianten zum eigentlichen Geschiebeaustrag wird im vorliegenden Artikel nicht eingegangen.

2 Hydraulisches Modell

Das hydraulische Modell im Massstab 1:45 bildet das untere Seebecken auf einer Länge von 900 m und die Staumauer nach. Es beruht auf den Modellgesetzen nach Froude.

Die Geschiebemischung im Modell basiert auf der Kornzusammensetzung von Sedimentproben kurz oberhalb der Stauwurzel (d_m = 6 cm, d_{90} = 15 cm). Ihre Kornverteilung ist deutlich gröber als die der Ablagerungen an der Verlandungsfront (d_m = 2 cm, d_{90} = 4 cm). Aufgrund der geplanten Geschiebeumlagerungen aus dem Stauwurzelbereich in das Totvolumen im Rahmen der angepassten Stauraumbewirtschaftung, wird sich die Kornverteilung auf dem Verlandungskörper in Zukunft vergröbern. Die gewählte Kornzusammensetzung im Modell greift dieser Entwicklung vor.

3 Verlandungsprozess und Deltabildung

Die Stauraumverlandung infolge Sedimenteintrags lässt sich allgemein in drei unterschiedliche Prozesse aufteilen:

- Deltabildung durch Geschiebe im Stauwurzelbereich,
- Ablagerungen von Schwebstoffen im Seebecken,
- Ablagerungen infolge von Dichteströmen im Talweg und Totraum.

In den Modellversuchen wird nur die Deltabildung durch Geschiebe untersucht.

Eine Deltabildung findet bei jedem Geschiebe führenden Fluss statt, der in ein stehendes Gewässer mündet. Infolge rasch zunehmender Wassertiefe und abnehmender Fliessgeschwindigkeit fällt die Sohlschubspannung unter die kritische Grenze für Geschiebetransport. Das Geschiebe lagert sich im Stauwurzelbereich ab und bildet ein Delta. Im Gegensatz zu einer Mündung in einen offenen See, wächst der Verlandungskörper in einer engen, aufgestauten Schlucht verhältnismässig rasch nach vorne, da die seitliche Ausdehnung durch die steilen Felsflanken begrenzt ist. An der Verlandungsfront bildet sich eine steile Böschung (Deltaabhang), deren Neigung dem Reibungswinkel des Geschiebes unter Auftrieb entspricht. Unter Annahme idealisierter Prozesse wandert die Böschungskante bei konstantem Stauspiegel horizontal nach vorne, während im Oberwasser die Sohle parallel angehoben wird (Abb. 2). Die Kote des abgesenkten Seespiegels bestimmt somit die vertikale Lage der Böschungskante und damit auch die Sohlenlage des Verlandungskörpers, die stromaufwärts das mittlere Gefälle des Gleichgewichtszustandes anstrebt.

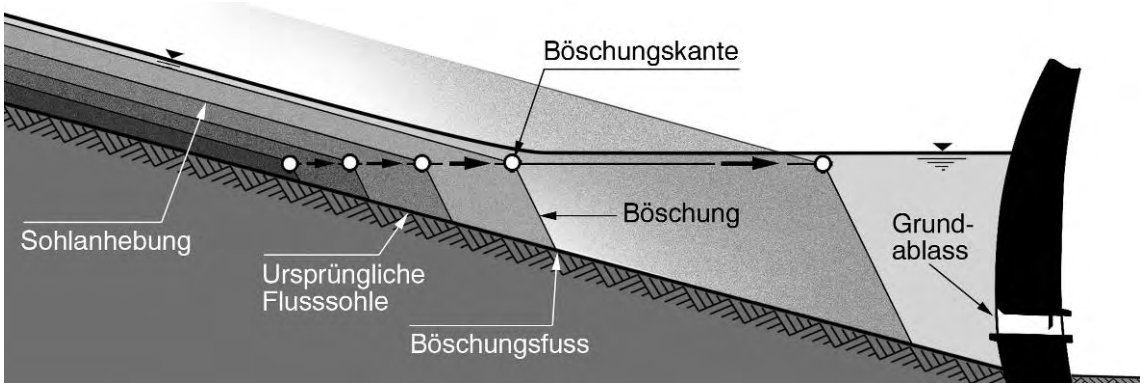


Abb. 2: Schematische Darstellung des Verlandungsprozesses durch grobkörniges Geschiebe in einem aufgestauten Fluss. Die Böschungskante wandert bei konstantem Stauspiegel horizontal nach vorne, während im Oberwasser die Sohle parallel angehoben wird.

4 Umlagerungsversuche

4.1 Umlagerungsversuch in Natur

ewz senkte im Rahmen eines mehrjährigen Versuchbetriebs am 15. Juni 2007 während eines intensiven Niederschlagereignisses den Stauspiegel auf die Kote von 812 m ü. M. ab und leitete ein kleineres Hochwasser mit einem Abfluss von ca. 100 m^3/s während 8 h durch die Grundablässe ab. Der Spitzenabfluss in der Albula erreichte während des Hochwassers lediglich 60 m^3/s und transportierte nur sehr geringe Geschiebekubaturen aus dem Oberwasser ins Staubecken. Der Zufluss in den See konnte durch die Inbetriebnahme der Oberlieger-Kraftwerke Tiefencastel auf ca. 100 m^3/s erhöht werden.

Durch das Absenken des Stauspiegels bis 5 m unter die Böschungskante von ursprünglich 817 m ü. M. wurde der Verlandungskörper freigelegt (Abb. 3). Von der Böschungskante her setzte infolge des sehr grossen Gefälles eine rückschreitende Tiefen- und Seitenerosion auf einer Länge von 1'300 m ein (Abb. 4). Das umgelagerte Geschiebe wurde unterhalb der Böschung im Totraum abgelagert und die Verlandungsfront rückte um 94 m in tiefere Seezonen vor. Die Erosion auf den unteren 700 m des Verlandungskörpers fand über die gesamte Schluchtbreite statt (40 – 60 m). Weiter stromaufwärts erodierte das Hochwasser ein Gerinne von 1 bis 2 m Tiefe. Dieses 20 bis 30 m breite Erosionsgerinne erstreckt sich über 30 bis 70 % der Flussbettbreite. Die Breite des Erosionsgerinnes nimmt also mit zunehmender Distanz von der Böschungskante ab.

Das Längsprofil des Verlandungskörpers ist nach dem Absenkversuch hyperbolisch gekrümmt (Abb. 4). Erfolgt die Annäherung des Profils abschnittsweise durch Geraden, betragen die mittleren Gefälle in den unterschiedlich breiten Abschnitten zwischen 3 – 9 ‰. Das Sekantengefälle beträgt 5.5 ‰. Als Refe-

renz für den Ausgangszustand wird das Längsprofil der Seegrundvermessung vom November 2005 herangezogen. Der Vergleich der Längsprofile zeigt, dass sich eine Versteilung des Gefälles vor allem im Mündungsbereich eingestellt hat. Durch die temporäre Stauspiegelabsenkung konnte ein beachtliches Geschiebevolumen von 85'000 m^3 grösstenteils aus dem Nutzvolumen in den Totraum des Stausees umgelagert werden.



Abb. 3: Frei gelegter Verlandungskörper während des Naturabsenkversuchs (Fliessrichtung von oben nach unten). Am rechten Bildrand wird eine Geschiebebank abgetragen.

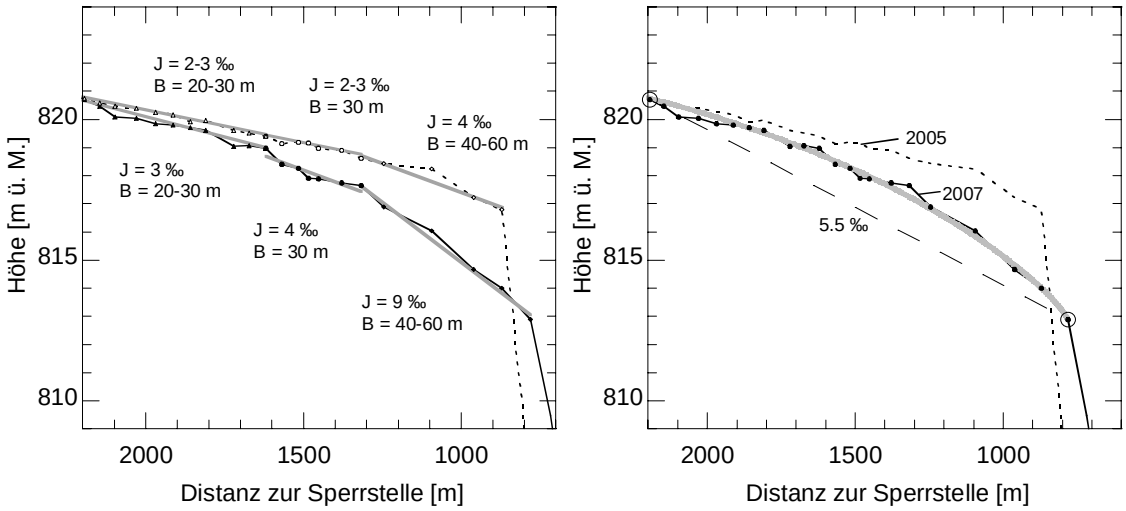


Abb. 4: Veränderung des mittleren Längsprofils im Naturabsenkversuch gegenüber der Seegrundvermessung Nov. 2005. Links: Annäherung des Längsprofils durch drei Gerinneabschnitte mit unterschiedlichen Breiten und Gefällen. Rechts: Hyperbolisch verlaufendes Längsprofil und Sekantengefälle.

4.2 Umlagerungsversuche im hydraulischen Modell

Drei systematische Versuche ohne Geschiebezugabe mit gleichen Ausgangslagen und Abflussganglinien werden für die Absenkziele 816, 814 und 812 m ü. M. durchgeführt. Die Ausgangslagen sind: flach eingebauter, um 3 ‰ geneigter Verlandungskörper ohne morphologische Strukturen, Böschungskante auf 818 m ü. M. und Stauspiegel auf 818.5 m ü. M. (Abb. 5). Zu Beginn des Versuchs wird der Stauspiegel rasch auf das Absenkziel unter die Böschungskante gesenkt. Die 80 h dauernde Abflussganglinie setzt sich aus zwei Sequenzen zusammen. In der ersten Sequenz wird ein ca. jährliches Hochwasser der Albula von 80 m^3/s während 12 h, in der zweiten Sequenz ein typischer Abfluss in der Schneeschmelzperiode von 50 m^3/s während 68 h abgeleitet.

Stellvertretend für alle drei Versuche sind im Folgenden am Beispiel des Absenkvorgangs auf 814 m ü. M. verschiedene Resultate erläutert.

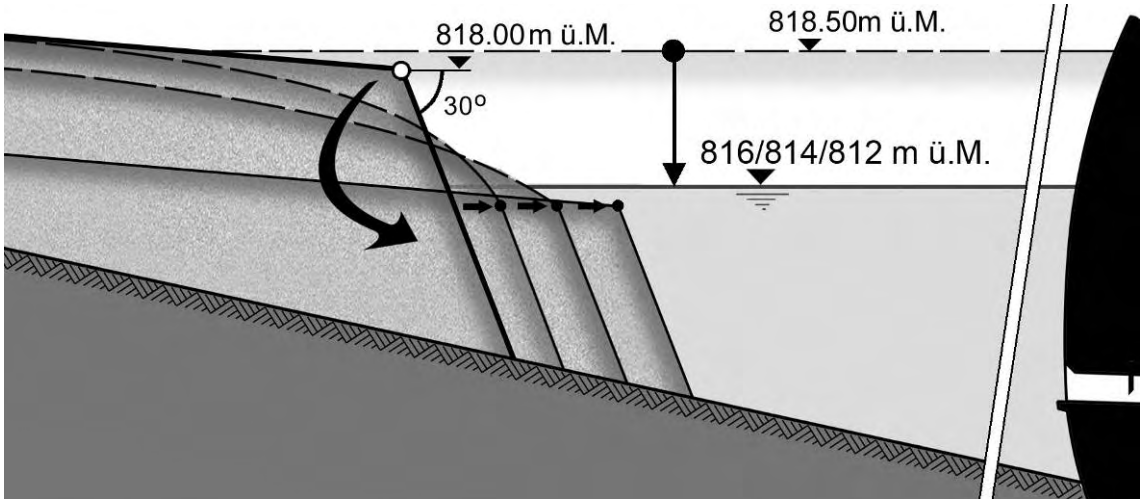


Abb. 5: Idealisierte Darstellung der Geschiebeumlagerung bei Absenkung des Stauspiegels unter die Böschungskante, sowie Definitionsskizze des Ausgangszustandes der systematischen Absenkversuche.

Unmittelbar nach Absenkung des Stauspiegels unter die Böschungskante bildet sich durch eine rückschreitende Tiefen- und Seitenerosion eine Erosionsrinne (Abb. 6). Die Geschwindigkeit, mit der sich die Erosionsrinne stromaufwärts fortpflanzt, nimmt mit zunehmender Versuchsdauer und insbesondere mit der Zuflussreduktion von 80 auf 50 m^3/s ab.

Die Breite sowie das Längsgefälle der Erosionsrinne nehmen analog zum Naturversuch mit zunehmendem Abstand zur Verlandungsfront ab (Abb. 7). Das Längsgefälle ist ebenfalls hyperbolisch gekrümmt (vgl. Abb. 4 mit Abb. 7).



Abb. 6: Verlandungskörper im Modell der VAW nach der Bildung eines dominanten Erosionsgerinnes durch rückschreitende Erosion.

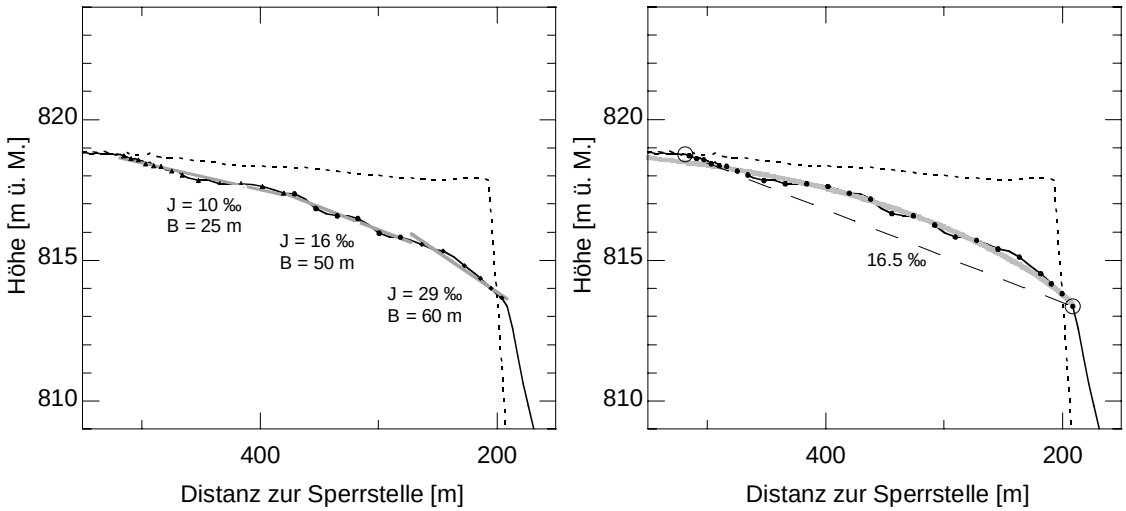


Abb. 7: Veränderung des mittleren Längsprofils im Modellversuch. Links: Annäherung des Längsprofils durch drei Gerinneabschnitte mit unterschiedlichen Breiten und Gefällen. Rechts: Hyperbolisch verlaufendes Längsprofil und Sekantengefälle.

In Abb. 8 sind die aufsummierten, umgelagerten Geschiebevolumen für alle drei Absenkversuche zu verschiedenen Messzeitpunkten dargestellt. Es ist leicht zu erkennen, dass bei tieferem Absenkziel grössere Geschiebemengen umgelagert werden. Auch gewinnt bei tiefer liegendem Absenkziel die zweite (50 m^3/s) gegenüber der ersten Abflusssequenz (80 m^3/s) zunehmend an Bedeutung, da

nach dem Ablauf der ersten Sequenz die Steilstrecke noch genügend Erosionspotential aufweist. Hingegen setzt sich der Erosionsprozess bei einer Absenkung des Wasserspiegels um lediglich 2 m unter die ursprüngliche Lage der Böschungskante (Absenkziel 816 m ü. M.) in der zweiten Abflusssequenz nur noch sehr langsam und hauptsächlich durch allmähliche Seitenerosion fort.

Das über die gesamte Versuchsdauer umgelagerte Geschiebevolumen beträgt bei minimaler Absenkkote 71'000 m^3.

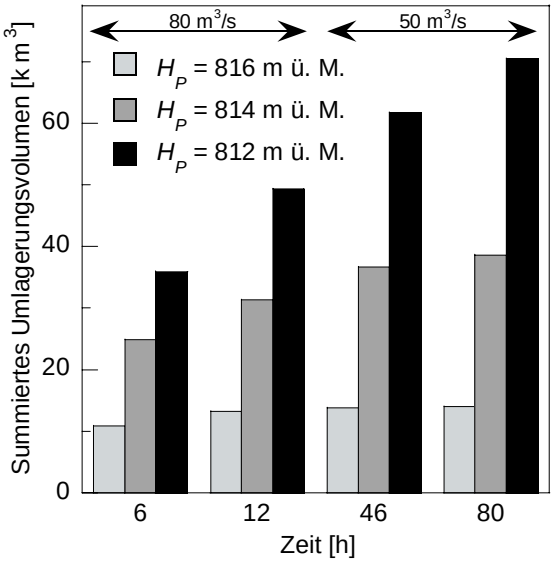


Abb. 8: Summiertes Umlagerungsvolumen von Geschiebe im Modell zu verschiedenen Messzeitpunkten und für drei Absenkziele H_P. Ausgangslage: Böschungskante 818 m ü. M.

4.3 Diskussion der Resultate

Die umgelagerten Geschiebevolumina im Modell und in der Natur sind umgerechnet zwar von gleicher Grössenordnung, die Resultate des Modell- und Naturversuchs lassen sich quantitativ aber nicht direkt vergleichen. Während die Prozesse im Modell mit einer groben Geschiebemischung nachgebildet sind (Kap. 2), weisen beim Naturabsenkversuch die im unteren Seebecken umgelagerten Sedimente deutlich feinere Kornfraktionen auf. Die groben Körner sind infolge der bisherigen Stauhaltung im oberen Seebecken zurückgehalten worden. Die unterschiedlichen Kornverteilungen der Mischungen führen im Modell zu steileren Sohlgefällen und in der Natur zu einer vielfach längeren Erosionsstrecke in den rückwärtigen Bereich des Stausees.

Mit dem Absenkversuch in Natur ist es gelungen, Geschiebekubaturen von der Grösse eines durchschnittlichen, jährlichen Eintragsvolumens umzulagern. Es wäre aber falsch, aufgrund des einen Naturabsenkversuchs auf ein jährliches Umlagerungspotential von 85'000 m^3 zu schliessen. Wird der See nämlich während jedem geschiebeführenden Hochwasser auf das minimale Absenkziel ab-

gesenkt, werden die Umlagerungsvolumina von Mal zu Mal kleiner, da die noch in das Nutzvolumen ragenden Ablagerungen im oberen Seebecken nur sehr langsam und hauptsächlich durch Seitenerosionsprozesse abgetragen werden können.

Grössere Geschiebemengen sind erst dann wieder umzulagern, wenn sich weit im oberen Seebecken ein neues, lokales Geschiebedelta angehäuft hat. Dieses entsteht dann, wenn der Stauspiegel während eines Hochwassers aus betrieblichen oder kapazitiven Gründen nicht abgesenkt werden kann und die Stauwurzel bei hoch gehaltenem Stauspiegel im rückwärtigen Seebereich liegt.

Für die Ausarbeitung eines langjährigen Betriebskonzepts zur Erhaltung des wirtschaftlich nutzbaren Stauvolumens sind die Einflussgrössen Zufluss und Absenkmass von Bedeutung: der Einfluss des Absenkmasses auf die Erosionsprozesse im rückwärtigen Bereich der Verlandung nimmt mit zunehmender Entfernung von der Böschungskante und nach mehreren Absenkungen ab. Umgekehrt beginnt dort die Grösse des Zuflusses relativ an Bedeutung zu gewinnen. Bei der ersten Stauspiegelabsenkung unter die Böschungskante zu Beginn einer mehrjährigen Umlagerungsperiode genügt bereits ein kleiner Zufluss für eine wirkungsvolle Erosion im Böschungsbereich. In grosser Entfernung von der Böschungskante hingegen kann durch einen kleinen Abfluss kaum Material erodiert und umgelagert werden. Bei allen weiteren Absenkvorgängen, wenn der Stauspiegel nicht mehr unter die Böschungskante zu liegen kommt, hängt die Erosionstätigkeit in erster Linie von der Zuflussgrösse ab. Mit den beiden Grössen minimales Absenkziel und Abfluss lässt sich die Lage des Verlandungskörpers bestimmen. Dazu sind aber gute Kenntnisse über die Materialzusammensetzung der Ablagerungen unabdingbar.

Die Literatur liefert einen weiteren Beitrag zum Prozessverständnis:

Cantelli et al. (2004) z. B. haben in Modellversuchen die rückschreitende Erosion nach Freilegen einer Böschungskante untersucht. Diese Untersuchung zeigt, dass der Erosionsprozess zu Beginn hauptsächlich durch Tiefenerosion und erst in einer weiteren Phase durch Seitenerosion geprägt ist. Weiter wird dargestellt, dass das mittlere Längsprofil anfänglich einen gekrümmten Verlauf aufweist, das Gefälle sich mit weiterer Versuchsdauer abflacht und im Endzustand analog zur Abb. 5 das Gleichgewichtsgefälle einnimmt. Dieser Endzustand wurde im Rahmen dieser Untersuchung weder in der Natur noch in den Modellversuchen erreicht.

Weiter dürfte es sich bei der gewellten Struktur des Längsprofils in den Absenkversuchen um stromaufwärts wandernde Sohlenwellen, sogenannte Antidünen handeln. Willi (1965) erkannte in der Laborrinne seiner Modellversuche zur

Rückwärtserosion Antidünen, die gewöhnlich am unteren Rinnenende entstehen und mit abnehmender Wellenhöhe stromaufwärts wandern. Diese Beobachtung ist ein weiteres Indiz dafür, dass die Transportprozesse in den Modellversuchen zur Geschiebeumlagerung frühzeitig abgebrochen wurden und kein Endzustand erreicht wurde.

Die Modellversuche führen zusammen mit dem Naturabsenkversuch zu einer idealen Planungsgrundlage für weitere Massnahmen gegen die Stauraumverlandung Solis.

5 Zusammenfassung

Im Rahmen eines Projektauftrags von ewz zur Entlandung des Stausees Solis hat die VAW hydraulische Modellversuche zur Geschiebeumlagerung im Stauraum durch Absenken des Stauspiegels durchgeführt. Parallel dazu wurde auch in der Natur während eines kleineren Hochwassers im Juni 2007 der Stauspiegel zur Geschiebeumlagerung abgesenkt.

Die Geschiebeumlagerung im Stauraum wird durch regelmässige Stauspiegelabsenkungen bewerkstelligt und bezweckt, den Verlandungskörper so weit abzutragen, dass das Nutzvolumen von Geschiebeablagerungen befreit und stattdessen Totvolumen verfüllt wird.

Die systematischen Modellversuche führen zum Prozessverständnis und zeigen Zusammenhänge zwischen einzelnen Einflussparametern und Randbedingungen auf. Die Ergebnisse der Versuche sind qualitativ auf die Natur übertragbar. Der ergänzende Naturabsenkversuch bestätigt die Ergebnisse aus den Modellversuchen und erlaubt eine Quantifizierung der Wirksamkeit eines Absenkvorgangs auf die Geschiebeumlagerung unter Einbezug der effektiv in der Natur vorliegenden Materialeigenschaften und Gefällsverhältnissen. Die Erkenntnisse aus der Untersuchung führen zu einer idealen Planungsgrundlage für vorzunehmende Massnahmen gegen die Stauraumverlandung im Stausee Solis.

Im acht Stunden dauernden Naturabsenkversuch führte das Absenken des Stauspiegels bis 5 m unter die Böschungskante der Verlandungsfront zu einem zu Beginn rasch rückschreitendem Erosionsgerinne, das sich durch Tiefen- und Seitenerosion 1.3 km gegen die Fliessrichtung fortpflanzte. Das Längsprofil im Erosionsbereich verlief am Ende des Versuchs hyperbolisch, was typischerweise einem temporären Zustand zwischen der Ausgangslage und dem Gleichgewichtszustand entspricht. Im Laufe der Entwicklung sind die Erosionsprozesse mehr durch die Abflussgrösse als durch das Absenkmass geprägt. Das grosse umgelagerte Geschiebevolumen von 85'000 m^3 ist auf die erstmalige Absenkung und das gleichzeitig grosse Absenkmass zurückzuführen. Ein gleiches

Umlagerungsvolumen kann bei gleichem Abfluss und Absenkziel nicht mehr erreicht werden. Für die Ausarbeitung eines Betriebsregimes zur Entschärfung der Verlandungsproblematik gilt dies zu berücksichtigen.

Referenzen

Cantelli, A., Paola, C., Parker, G. (2004): Experiments on upstream-migrating erosional narrowing and widening of an incisional channel caused by dam removal, *Water Resources Research*, Vol 40.

ewz (2005): Entlandung Stausee Solis, Bericht Variantenstudium, Kraftwerke Sils und Rothenbrunnen Stauanlage Solis, ewz Bautechnik, Rev. August 2005. Unveröffentlicht.

VAW (2008): Entlandung Stausee Solis – Hydraulische Modellversuche zum Variantenstudium ewz, *VAW Bericht* 4243, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), ETH Zürich, Zürich. Im Auftrag des ewz. Unveröffentlicht.

Willi, W. (1965): Zur Frage des Sohlenerosion bei grossen Gefällen, *Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau und Erdbau*, Nr. 68, ETH Zürich, Hrsg: Prof. G. Schnitter.

Verdankung

Die Autoren bedanken sich bei ewz für die Zurverfügungstellung der Topographiedaten zum Naturabsenkversuch und für die gute Zusammenarbeit.

Adresse der Autoren

dipl. Bau-Ing. ETH Thomas Berchtold
Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie
und Glaziologie (VAW)
ETH Zürich
CH-8092 Zürich
E-Mail: berchtold@vaw.baug.ethz.ch



dipl. Bau-Ing. ETH Adriano Lais
Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie
und Glaziologie (VAW)
ETH Zürich
CH-8092 Zürich
E-Mail: lais@vaw.baug.ethz.ch





Sedimentausleitung aus dem Speicher Gübsensee über die Triebwasserleitung

G. De Cesare, R. Baumann, R. Zuglian, F. Binder

1 Einleitung

Die Verlandung des Gübsensees ist schon seit längerer Zeit ein Thema, mit dem sich der Betrieb des Kraftwerks Kubel der St. Gallisch-Appenzellischen Kraftwerke AG (SAK) intensiv auseinander gesetzt hat. Von den ursprünglich rund 1.5 Mio. m³ Nutzvolumen sind heute noch 1.1 Mio. m³ vorhanden. Über 300‘000 m³ Sedimente konnten sich im Laufe der Zeit im See ablagern. Der Betreiber führte seit längerem alle 10 Jahre eine bathymetrische Aufnahme des Gübsensees durch. Die letzte Folgemessung stand Anfangs 2007 an. Dabei stellte sich heraus, dass innerhalb der letzten 10 Jahre knapp 100‘000 m³ Material zusätzlich im Gübsensee abgelagert wurden. Pro Jahr wird also im Schnitt 10‘000 m³ Material im See deponiert. Dass der See heute nicht schon gänzlich verlandet ist, kann auf den Umstand zurückzuführen sein, dass in den ersten Betriebsjahren regelmässige Spülungen durchgeführt wurden. Die letzte dokumentierte Spülung des Gübsensees erfolgte in den 70-er Jahren. Seither wurden Entleerungen vermieden, da Umweltaspekte immer mehr in den Vordergrund traten.

Aus Sicht des Betriebes sollen mindestens 100‘000 m³ Material aus dem Gübsensee entfernt werden. Um dieses Ziel zu erreichen, sind verschiedene Massnahmen denkbar. Der vorliegende Bericht beschreibt eine im Herbst 2007 durchgeführte Testbaggerung im Gübsensee. Dabei wurden mit einem Saugbagger Sedimente aus dem Grundablassbereich bis vor die Fassung gefördert und dem Triebwasser direkt beigegeben. Während dem gesamten Versuch wurden periodische Trübstoffmessungen im Unterwasser bzw. im Vorfluter, der Sitter genommen und diese ausgewertet. Der Versuch zeigte, dass es durchaus ein gangbarer Weg wäre, die gewünschte Menge Sedimente mit Saugbaggern aus dem Gübsensee zu fördern und direkt zu turbinieren. Aufgrund der kantonalen Grenzwerte für den maximalen Schwebstoffeintrag in die Sitter würde die Ausbaggerung mehrere Jahre dauern.

2 Beschreibung der Anlage

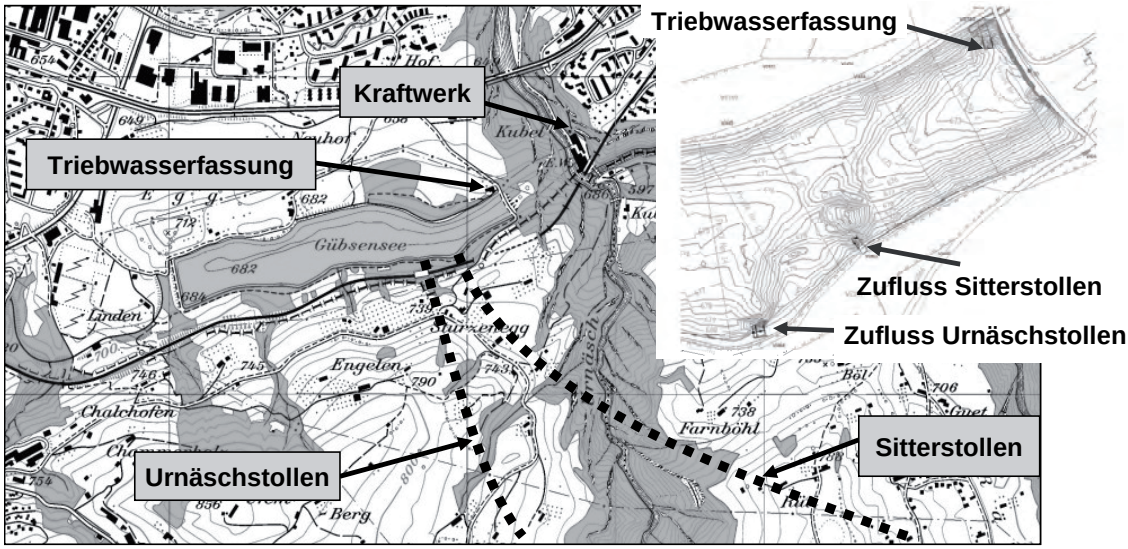


Abb. 1: Situation Kraftwerk Kubel mit Zuleitungen und Gübsensee.

Das Kraftwerk Kubel bei St.Gallen, 1900 in Betrieb gesetzt, nutzt die Wasserkraft der Urnäsch und Sitter mit einem Bruttogefälle von 97 m und einer Ausbauwassermenge von 18 m³/s aus, indem sie diese beiden Flüsse fasst und das Wasser in den Gübsensee oberhalb dem Kraftwerk einleitet. Sowohl Urnäsch wie auch die Sitter entspringen im Säntisgebiet. Feste Wehre stauen die zwei Flüsse und durch einen seitlichen Einlauf wird die konzessionierte Wassermenge gefasst. Beide Fassungen haben einen Kiesfang aber keinen ausgeprägten Sandfang. Der Einlaufbereich beider Fassungen wird im Hochwasserfall oder während Unterhaltsarbeiten direkt wieder ausgeleitet. Dadurch erfolgt auch eine periodische Spülung des Fassungsbereichs. Der grösste Teil der in den Stollen eingetragenen Feststoffe wird schliesslich über kürzer oder länger bis in den Gübsensee transportiert und dort deponiert. Die Ablagerung findet hauptsächlich im Bereich zwischen den Stollenmündungen und der Fassung statt.

Der Gübsensee hat grundsätzlich keine natürlichen Zuflüsse und lediglich ein sehr beschränktes direktes Einzugsgebiet. Er kann durch folgende Stichwörter charakterisiert werden:

Seeoberfläche:		0.17 km²
Stauvolumen:	ursprünglich	1.47 Mio. m³
	heutiges ca.	1.1 Mio. m³
	genutztes Volumen	ca. 200‘000 m³
	Verlandung:	über 300‘000 m³

Stauziel:		682.28 m ü.M.
Max Betriebsabsenkung:		680.88 m ü.M.
Einzugsgebiet:	direktes	0.68 km²
	Urnäsch bei Wehr	77 km²
	Sitter bei Wehr	160 km²

3 Zustand der Verlandung

Abb. 2 zeigt einen Längsschnitt durch den Gübsensee. Links im Bild ist der westliche Abschluss, ein Erddamm, dargestellt. Der östliche Abschluss stellt die Gübsenstaumauer dar. Die Fassung für das Kraftwerk Kubel ist nahe dieser Mauer. In der Abb. 2 sind die Stollenmündungen des Urnäsch- und des Sitterstollens beschrieben. Die Mächtigkeit der abgelagerten Sedimente ist denn auch in diesen Bereichen am grössten.

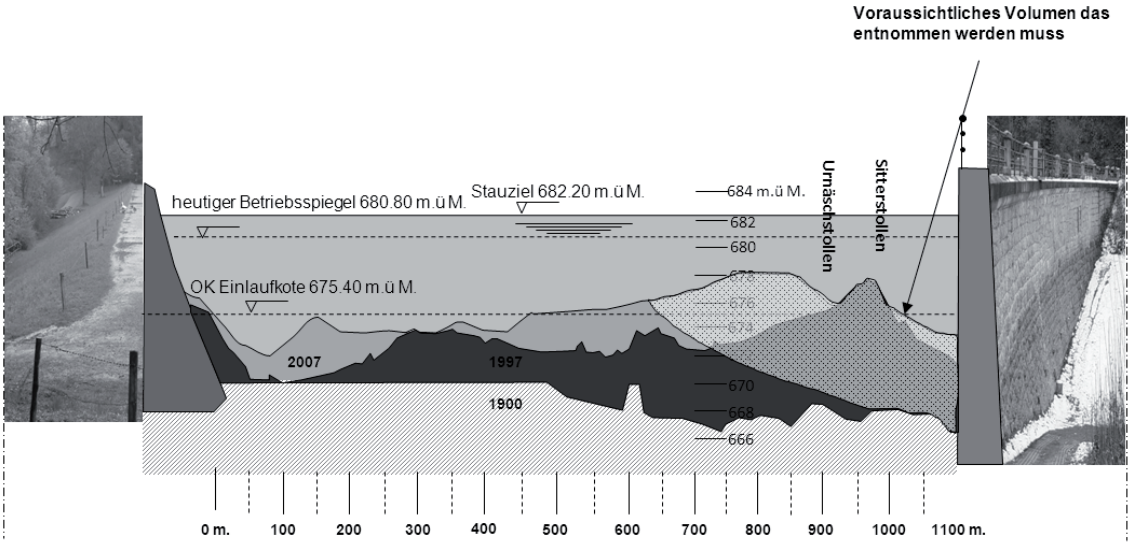


Abb. 2: Schematischer Längsschnitt durch Gübsensee mit Darstellung der zeitlich versetzt eingetragenen Verlandungen.

Im 1976 wurden anlässlich allgemeiner Erneuerungsarbeiten des Kraftwerks Kubel Ablagerungen aus dem östlichen, fassungsnahen Bereich innerhalb des Sees umgelagert und im Bereich des Westdammes deponiert. Dies erklärt die in Abb. 2 zu erkennende Zunahme der Sedimente gegen den Erddamm hin. In der Abb. 2 ist gestrichelt die maximale Absenkkote eingezeichnet. Bis 1997 stellten die Ablagerungen demzufolge noch kein wesentliches betriebliches Problem dar. Nur 10 Jahre später präsentiert sich das Bild allerdings schon wesentlich ungünstiger. Die eingetragenen Schwebstoffe setzten sich vor allem im östlichen, dem Einlauf nahen Bereich des Speicherbeckens ab und reduzierten in grösserem Ausmass das Nutzvolumen.

Anlässlich einer an der École Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL) durchgeführten Studie zum Verlandungsmechanismus des Gübsensee (De Cesare et al., 2006) wurde auch der Schwebstoffeintrag der einzelnen Zuflüsse untersucht. Dazu wurden sowohl beim Einlauf in die Stollen als auch beim Zulauf in den See Sedimentproben entnommen und im Labor deren Korngrössenverteilung untersucht. Wie das Diagramm in Abb. 3 zeigt, haben einzelne Partikel, welche bis zum See gelangen, einen maximalen Durchmesser von ca. 2 mm. 90% aller Sedimente weisen allerdings einen Durchmesser kleiner als ca. 0.4 mm aus. Das bedeutet, dass gemäss diesen zwei Proben über 90% der Ablagerungen aus Silt und Tonen bestehen. Über die Härte des Materials liegen keine Angaben vor. Kommt man zum Schluss, dass man die rund 100‘000 m³ Ablagerungen, die man entfernen will, turbinieren wird, so sind allenfalls genauere Abklärungen noch nötig.

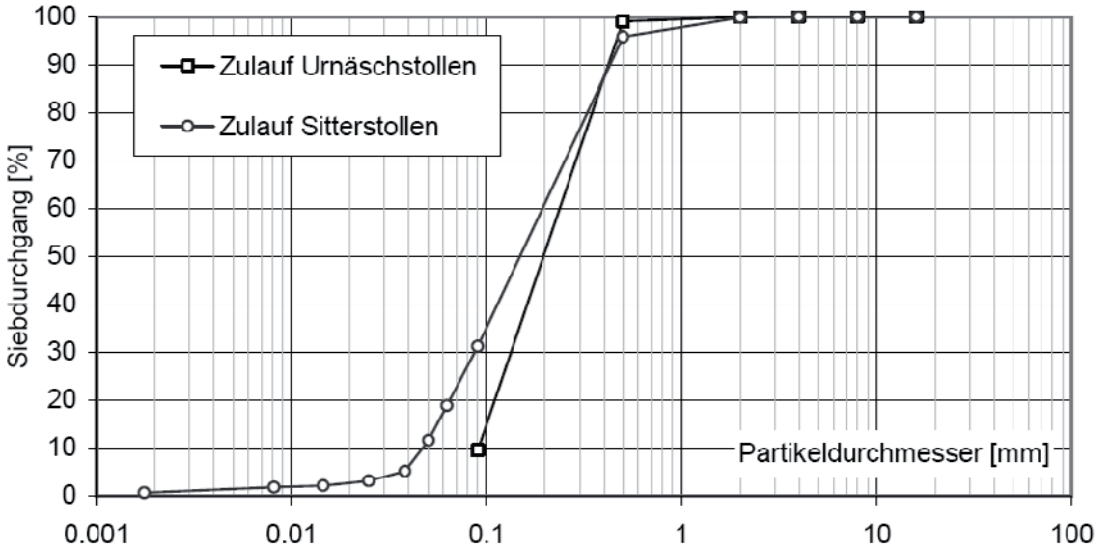


Abb. 3: Korngrössenverteilung der Sedimente bei den Zulaufstollen im Gübsensee.

4 Sedimentausleitung über die Triebwasserleitung

Im Spätsommer 2007 wurde eine zweiwöchige Testbaggerung mit einem Saugbagger im Gübsensee durchgeführt. Der Saugbagger erlaubt es, bis maximal 40 m^3 Sedimente, welche aus Sand und Ton bestehen, pro Stunde zu fördern, dies aus einer maximalen Wassertiefe von 110 m. Ein Jetring löst die Sedimente und die Pumpe fördert das gelöste Material im Verhältnis 90% Wasser und 10% Feststoffe über die schwimmende Transportleitung (DN 200) bis dorthin, wo man die Ablagerungen entsorgen will. Sollte die Korngrössenverteilung der zu entfernenden Sedimente eine direkte Einleitung in die Wasser-

fassung nicht erlauben, so kann an Land eine Separierungsanlage zwischengeschaltet werden, welche sämtliche Komponenten > 0.2 mm entfernt.

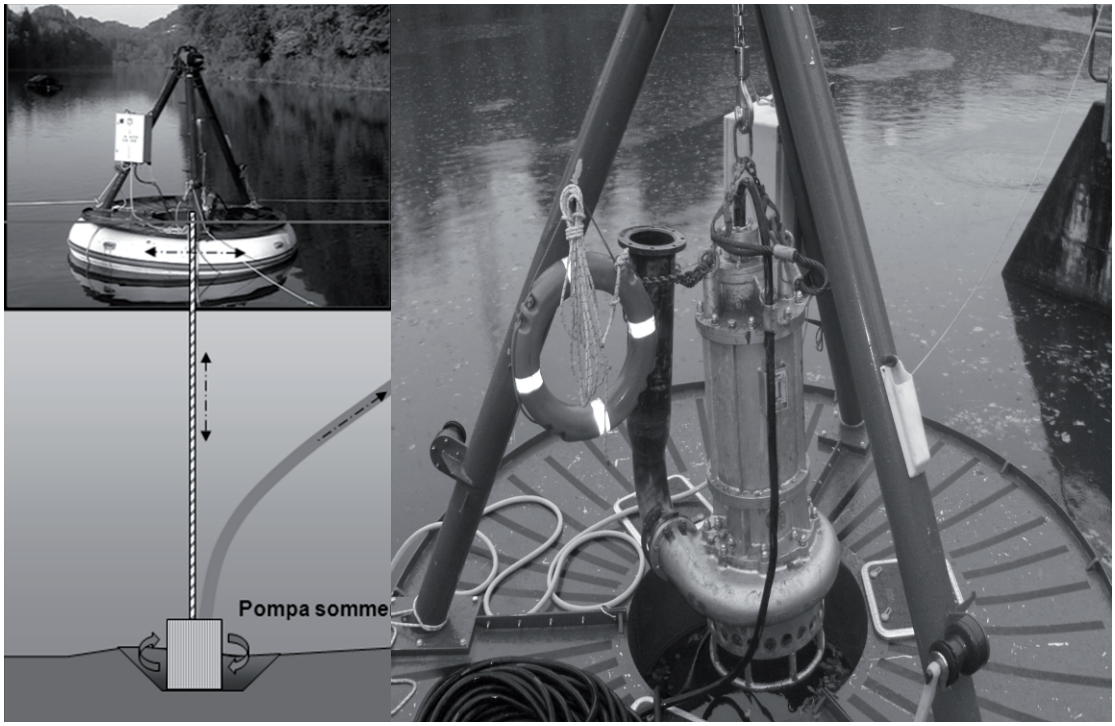


Abb. 4: Aufnahme des anlässlich der Testbaggerung eingesetzten Saugbaggers SMART LIGHT auf dem Gübsensee.

Für den Test wurde die auf Abb. 4 gezeigte Installation eingesetzt. Von einem unbemannten Ponton aus, welcher vom Ufer durch Seile geführt und gehalten ist, wird eine elektrisch betriebene Pumpe mit einem Kettenzug ins Wasser gelassen und bis zum Seegrund abgesenkt. Das geförderte Material wurde bis direkt vor die Fassung des Kraftwerks Kubel transportiert und dem Triebwasser beigegeben (Abb. 5).

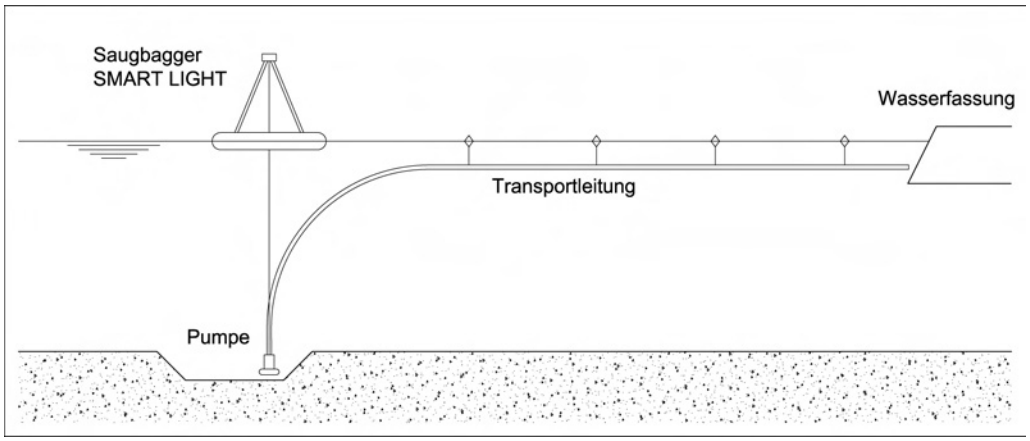


Abb. 5: Schema der eingesetzten Geräte zur Sedimentaustrag und Transport bis zur Triebwasserfassung.



Abb. 6: Das vor den Einlauf gepumpte Wasser-Sedimentgemisch anlässlich der Testbaggerung (links) und Personal der SAK beider Entnahme einer Wasserprobe in der Sitter, rund 300 m unterhalb des Eintritts des Unterwassers in den Fluss (rechts).

In der Sitter wurden rund 300 m unterhalb der Wasserrückgabe während der Baggerung stündlich Schwebstoffmessungen mit dem Imhofftrichter durchgeführt (Abb. 6). Die Meinungen über dessen Tauglichkeit gehen weit auseinander, allerdings ist er für den Testbetrieb ein einfach zu verwendendes Messgerät, welches sicherlich entsprechende Anhaltspunkte liefert. Während der gesamten Dauer wurden nur minimalste Schwebstoffkonzentrationswerte gemessen (Abb. 7). Hierbei sollte die Entnahmemethode, resp. die Trübungsmessung noch genauer Untersucht werden, um ein repräsentatives Resultat zu erreichen.

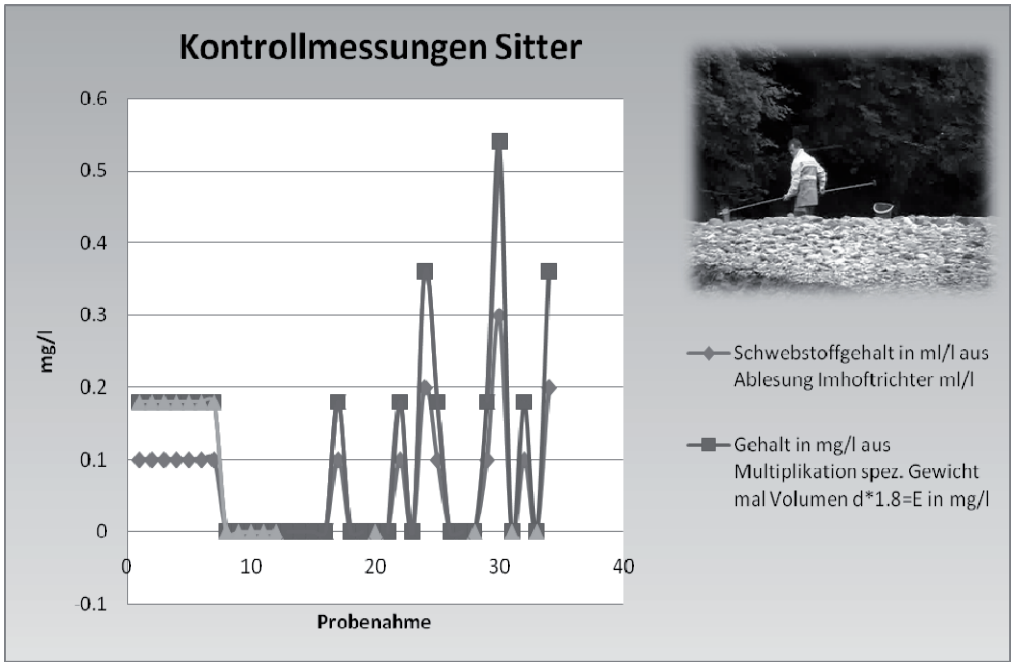


Abb. 7: Gemessene Schwebstoffkonzentrationen während dem Testversuch.

Gemäss den festgehaltenen Werten wurden innerhalb der rund 10 Tage Betrieb knapp 20 m³ Material ausgetragen, allerdings wird die effektive Leistung auf rund 50 m³ geschätzt. Dies aus folgenden Gründen:

- Das ausgebaggerte Material wurde nicht direkt in die Fassung gepumpt, sondern in den Fassungsbereich, somit konnte vor Ort visuell geprüft wer den, ob überhaupt und was für Material gefördert wird.
- Für den Test wurde eine relativ einfache Installation gewählt. Die Pumpe ist an einem Kettenzug aufgehängt. Ein Führen derselben war folglich nur über das Verstellen des Pontons möglich, was den Aktionsradius und die Präzision natürlich entsprechend einschränkt.
- Verschiedene weitere Tests, wie Aufnahmen und Kontrollen mit Robotern unter Wasser, erfolgten während derselben Zeit mit demselben Personal, so dass effektiv nicht 10 Tage, sondern lediglich 3 bis 4 Tage für die Saugbaggerung zur Verfügung stand.

5 Einfluss auf Maschinen

Nach dem Durchführen der Testbaggerung fanden keine Kontrollen des Triebwasserweges und der Turbinen statt. Allerdings kann ganz klar festgehalten werden, dass durch die geringe Mehrbelastung (schliesslich wurden lediglich zwischen 20 bis 50 m³ Schwebstoffe in geringer Konzentration turbiniert) keine spür- und messbaren Abnutzungserscheinungen eintraten. Das würde natürlich nach dem Turbinieren von 100‘000 m³ nicht unbedingt gleich aussehen. Wie bereits einleitend festgehalten, sollten in einem allfälligen weiteren Schritt dazu Aussagen über die Härte der abzubauenden Sedimente (und die Abrasionsfestigkeit der Turbinen) anhand von Versuchen gemacht werden.

6 Potential des Sedimentaustrags über die Triebwasserleitung

Die behördliche Bedingung, dass die Sitter um maximal 200 mg/l mit Material dotiert werden kann, führt zu einem theoretisch maximalen Schwebstoffeintrag bei voller Turbinenleistung von 18 m³/s und von einem übers Jahr mittleren Abfluss von 10 m³/s von 5.6 kg/s. Die zulässige Schwebstoffmenge, die dem Triebwasser des Kraftwerks Kubel beigegeben werden kann, hängt also proportional von der verarbeiteten Wassermenge ab. Wie aus den Daten der Anlage hervor geht, wird im jährlichen Durchschnitt 142‘560‘000 m³ Wasser zu insgesamt 33 GWh elektrischer Energie verarbeitet. Im Tag resultiert daraus ein theoretisches Mittel von 390‘575 m³ verbrauchtem Wasser. Da pro 18 m³/s rund 5.6 kg/s Material in den Triebwasserweg zusätzlich eingeleitet werden dürfen,

ergibt sich eine mittlere theoretische Baggerleistung von 120 m³ pro Tag. Um die vom Betrieb geforderte Ausbaggerung von 100‘000 m³ Sedimenten zu erreichen, sind rund 833 Tage oder 2.2 Jahre zu pumpen. Während dieser Zeit werden weitere 20‘000 m³ Sedimente in den Gübsensee eingetragen.

Die Variante, die Ablagerungen im östlichen Bereich des Gübsensees mit Saugbaggern zu fördern und dosiert über den Triebwasserweg abzutransportieren, stellt eine mögliche Lösung des Problems dar. Angesichts der notwendigen langen Betriebsdauer und der Tatsache, dass über die Wintermonate nicht gebaggert werden darf (gemäss AFU Amt für Umwelt und Energie des Kantons St. Gallen), scheint diese Lösung nicht sehr praktisch zu werden. Bedenkt man zudem die Aufwendungen über die gesamte Betriebsdauer, welche für das Monitoring der Schwebstoffkonzentrationen in der Sitter nötig werden, so dürfte die Lösung auch ökonomisch an Interesse verlieren. Hierbei sollte die Benützung eines vollautomatischen Trübungsmesssystem, wie es auf dem Markt vorhanden ist, geprüft werden. Zudem sollte als Referenzmessung ebenfalls oberhalb der Einleitung in die Sitter die natürliche Trübung gemessen werden.

7 Zusammenfassung

Die Beeinträchtigung des Betriebes sowie der Volumenverlust durch Sedimentablagerungen gehören zu den Hauptproblemen in Wasserkraftwerken mit Speichern. Beim Tagesspeicher Gübsensee im Kanton St. Gallen in der Ostschweiz gingen in über 100 Jahren Betrieb im betrieblich wichtigen Ost-Teil des Sees über 50% des Volumens verloren. Als Massnahme zur Beseitigung störender Ablagerungen wurden im Herbst 2007 Versuche durchgeführt, wobei mit einem Saugbagger Sedimente aus dem Grundablassbereich bis vor die Triebwasserfassung gefördert und durch die Turbinen ins Unterwasser geleitet wurden.

Die durchgeführten Versuche zeigten, dass es sehr wohl eine Möglichkeit darstellt, Sedimente durch den Triebwasserweg aus einem Speicherbecken zu spülen. Durch die relativ lange notwendige grob geschätzte Betriebsdauer, um die gewünschte Sedimentmenge abzuführen, mit gleichzeitiger neuer Sedimentzufuhr, erscheint diese Lösung als nicht unbedingt geeignet. Doch ist hierbei der Aufwand mit einem eventuellen Verlust der Anlage selbst durch Verlandung des Speichers und ebenfalls mit der schon über hundert jährigen Betriebsgeschichte aufzuwiegen. Auch sollte die Abschätzung der notwendigen Betriebsdauer aufgrund von Abflussdauerlinien gemacht werden, da sicherlich bei grösseren natürlichen Abflüssen im Vorfluter wesentlich mehr Feststoffe ausgeführt werden könnten. Dabei dürften die Einwirkungen auf die Umwelt ab-

schätzbar und dank speziellen Massnahmen auch tragbar zu sein. Mögliche negative Einwirkungen auf die elektromechanischen Einrichtungen und die Druckleitung können anhand des Versuches nicht erkannt werden. Dazu sind allenfalls weitere Untersuchungen der zu fördernden Sedimente erforderlich.

Auch sollten bei der Abwägung der Machbarkeit der Entlandung durch das Triebwasser andere Massnahmen wie Ausbaggern, Abtransport per Camion oder Eisenbahn und Deponie behandelt werden (100‘000 m³ Sedimenten mit geschätzten 15 m³ Camionkapazität ergibt grob gerechnet immerhin 6‘660 Camionfahrten, ohne jedoch den Wassergehalt der abgetragenen Feststoffe zu berücksichtigen).

In Anbetracht der eingetragenen Sedimente in den Speicher durch die Zuleitungen, ist es ebenfalls prüfenswert, ob nicht bei den Wasserfassungen in der Sitter und Urnäsch jeweils eine Entsanderanlage mit einer Zielvorgabe von 200-300 μm eingebaut werden sollte, diese würde den Sedimenteintrag reduzieren, zudem könnte das eingetragene Feimaterial eventuell direkt bis zu der Triebwasserleitung durchgeschleust und turbiniert werden.

Referenz

De Cesare G., Awad I. M., Schleiss A., und Zuglian R. (2006): Verlandungsmechanismen und Lösungsansätze zum Sedimenttransfer im Speicher Gübsensee (Schweiz), Proc. Symposium Graz 2006 "Stauhaltungen und Speicher - Von der Tradition zur Moderne", 27-30.09.2006, Schriftenreihe zur Wasserwirtschaft, Technische Universität Graz, ISBN 3-902465-50-6, 46/1, 210-221.

Adresse der Autoren

dipl. Bauingenieur EPF Dr. Giovanni De Cesare
École Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL)
Laboratoire de constructions hydrauliques (LCH)
Station 18
CH-1015 Lausanne
E-Mail: giovanni.decesare@epfl.ch



dipl. Bauingenieur ETH Remo Baumann
rebau engineering ag
CH-7742 Poschiavo
E-Mail: remo.baumann@rebauag.ch



Leiter Kraftwerke, Reto Zuglian
St. Gallisch Appenzellische Kraftwerke AG
Vadianstrasse 50
CH-9001 St. Gallen
E-Mail: reto.zuglian@sak.ch



dipl. Bauingenieur ETH Fernando M. Binder
FMB Ingegneria SA, Ingegneri consulenti
Via Pico 28
CH-6900 Lugano
E-Mail: fernando.binder@fmb-ingegneria.ch



2D numerische Modellierung am Speicher des Draukraftwerks Feistritz

C. Dorfmann, H. Knoblauch

1 Ausgangszustand und geplante Maßnahmen

Das Kraftwerk Feistritz ist Teil der Kraftwerkskette der mittleren Drau, zu der 9 weitere Anlagen gehören. Es wurde 1968 in Betrieb genommen, die Engpassleistung beträgt 88 MW. Durch den Aufstau entstand ein 15 km langer und bis zu 1000 m breiter Stausee mit Wassertiefen von bis zu 20 m. Bei einem jährlichen Feststofftransport in der Drau von ca. 1 Mio. m^3 sedimentieren davon ca. 90% in den Stauräumen der mittleren Drau. Die zumindest einmal pro Jahr durchgeführten Profilaufnahmen des Stauraumes des KW Feistritz zeigen die Ausbildung von ausgedehnten Ablagerungen. Als bisherige Gegenmaßnahme wurden jährliche Baggerungen von ca. 150.000 m^3 im Stauraum durchgeführt, um eine durchgängige Rinne für den Schwebstofftransport frei zu halten. Eine zukunftsorientierte Lösung sieht die Schüttung von Leitwerken vor, mittels derer eine Tiefenrinne für die Sedimenttrift im Bereich bis ca. 3000 m oberhalb des Wehres gewährleistet werden soll. Dadurch soll eine optimale Durchschleusung der Schwebstoffe und mobilisierten Sedimente bei sogenannten „Sanften Spülungen“ (Absenkung des Stauspiegels um 2,5 m bei Hochwasserereignissen) sowie die Minimierung der Absetzung von Sedimenten im Normalbetrieb bewirkt werden. Um eine möglichst effiziente Wirkung der Leitwerke zu erzielen, werden numerische Berechnungen (2d und 3d) und damit ein in Verbindung stehender physikalischer Modellversuch (M 1:100) durchgeführt. Geschwindigkeits- und Schwebstoffmessungen im Stauraum selbst dienen zur Kalibrierung des numerischen bzw. physikalischen Modells.

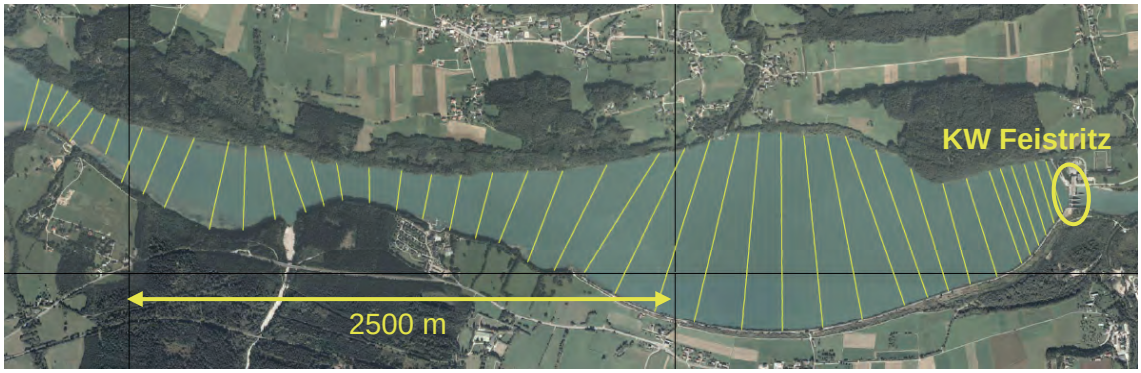


Abb. 1: Lageplan Stauraum KW Feistritz (Photo AHP), Projektgebiet.

2 Daten zur Stauraumverlandung

Die Stauräume an der Drau werden zumindest einmal jährlich mittels Sohlprofilaufnahmen erfasst. Im Jahr 2007 wurden im Projektgebiet (Abb. 1) zusätzlich zu den 14 ständigen Querprofilen weitere 29 Profile mittels Echolot vermessen. Mittels Sohlprofilaufnahmen aus den Jahren 1968 (Ausgangszustand), 2006 und 2007 wurden durch Interpolation der Höhen zwischen den gemessenen Profilquerschnitten digitale Geländemodelle (DGM) erstellt.

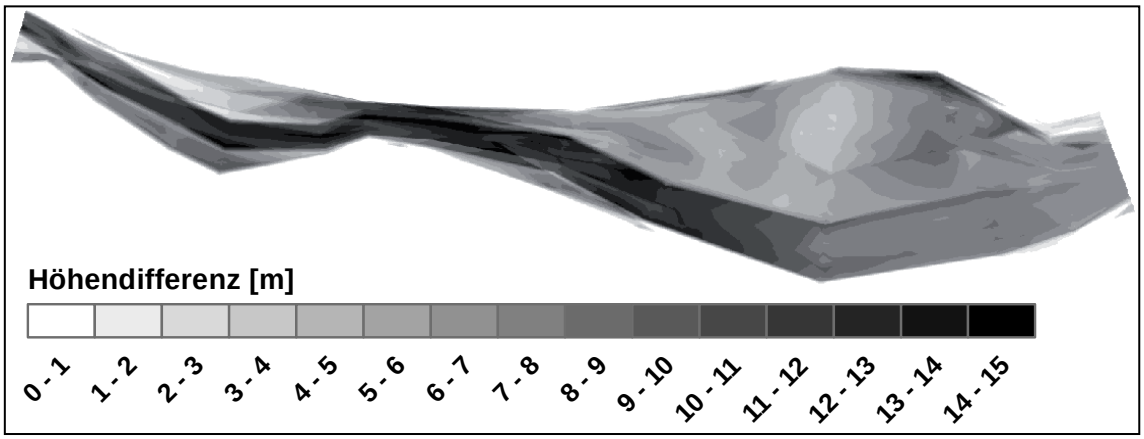


Abb. 2: Verlandung, Höhendifferenzen DGM 2007 - DGM 1968.

Die Überlagerung der digitalen Geländemodelle für das Projektgebiet (Abb. 2) aus den Jahren 1968 (Ausgangszustand) und 2007 zeigt, dass in diesem Zeitraum der durchschnittliche Feststoffeintrag ca. 400.000 m³ pro Jahr betrug. Aufsummiert bedeutet dies für das Projektgebiet bis 5000 m flussauf des Wehres einen Verlandungsgrad von 47%. Die durchschnittliche Verlandungshöhe im Stauraum beträgt 4,60 m. Das ursprüngliche Draubett war am orographisch rechten Ufer situiert und ist mit Verlandungshöhen von bis zu 15 m in der Zwischenzeit vollständig verlandet.

3 ADCP - Geschwindigkeitsmessungen

3.1 Messmethodik

Im Herbst 2007 wurden im wehrnahen Bereich des Stauraums ADCP - Geschwindigkeitsmessungen durchgeführt. Das Ziel der Messkampagne war die Bestimmung der in der Natur auftretenden Geschwindigkeitsverteilungen, hauptsächlich im breiten Bereich des Stauraums, und damit eine erste Kalibrierung des in den numerischen Simulationen angewandten Turbulenzmodells. Verwendet wurde das ADCP - Gerät „Workhorse RioGrande 1200 kHz“© der Firma Teledyne RD Instruments. Während der Messphase war durchwegs Turbinenbetrieb gegeben. Zuvor durchgeführte 1d-Berechnungen zeigten, dass im Messgebiet die Fließgeschwindigkeiten zwischen 0,01 und 0,5 m/s schwanken,

also sehr gering sind. Die Wassertiefen betragen im Messgebiet zwischen 6 und 18 m. Als Messschiff wurde eine im Stauraum des KW Feistritz zur Verfügung stehende Klappschute verwendet, um den langsamen Fließgeschwindigkeiten gerecht zu werden. Dabei wurde entlang einem Querprofil das Schiff in ausgewählten Messpunkten verankert und mit dem ADCP - Gerät in der geöffneten, ca. 20 m langen Klappe die Messung vorgenommen. Auf der Klappschute befand sich ein GPS - Gerät, mit dem die Lage der Messpunkte bestimmt werden konnte. Die Konfiguration des ADCP - Gerätes wurde für jeden Messpunkt hinsichtlich der zu erwartenden Messgrößen angepasst, um die bei diesen geringen Geschwindigkeiten und großen Wassertiefen gerätespezifisch hohen Standardabweichungen weitestgehend zu reduzieren.

3.2 Ergebnisse

Die Ergebnisse, dargestellt im Lageplan (Abb. 3), zeigen, dass flussab der Engstelle nur sehr geringe Fließgeschwindigkeiten auftreten und im Bereich zwischen 0,02 und 0,15 m/s liegen. Anhand der resultierenden Geschwindigkeitsvektoren ist erkennbar, dass sich die Hauptströmung am orographisch rechten Ufer ausbildet. Am orographisch linken Ufer in den Messpunkten 400_4, 304_4 und 300_5 sind die geringsten Fließgeschwindigkeiten zu verzeichnen, wobei anhand deren Fließrichtung keine eindeutig gerichtete Strömungsrichtung feststellbar ist.

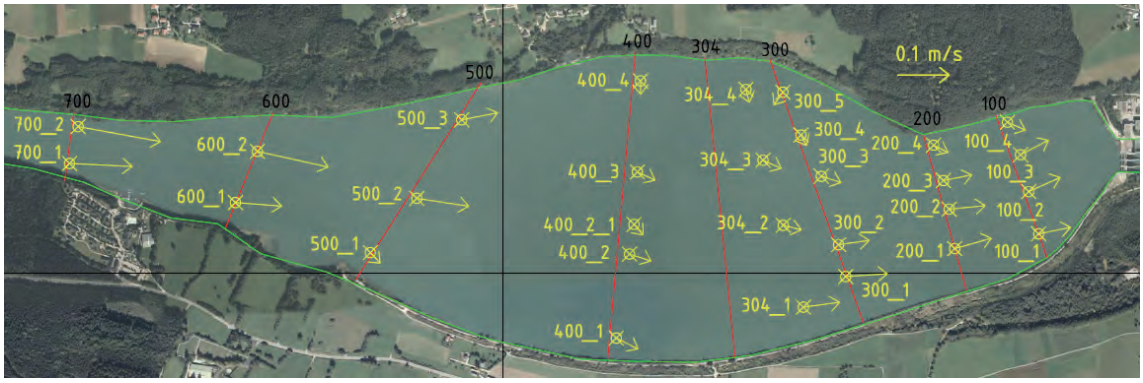


Abb. 3: Lageplan ADCP - Messpunkte und resultierende Geschwindigkeitsvektoren.

Insgesamt ist festzustellen, dass aufgrund der gerätespezifisch hohen Standardabweichungen für solche Messbedingungen die Beträge der Geschwindigkeitshöhen mit einer großen Ungenauigkeit behaftet sind. Die ADCP - Messungen zeigen, dass sich bei Turbinenbetrieb flussab der Engstelle die Hauptströmung am orographisch rechten Ufer ausbildet und am linken Ufer Stillwasserzonen und leichte Rückströmungen zu verzeichnen sind.

4 Numerisches Modell

4.1 Einleitung - MIKE 21C

Die Ergebnisse der numerischen Modellierung sollen eine günstige Vorauswahl für die Maßnahmen im physikalischen Modellversuch erbringen. Die Berechnungen werden mit dem 2-dimensionalen Strömungsprogramm MIKE 21C (Danish Hydraulic Institute, DHI) durchgeführt, das speziell für die Berechnung von Sedimenttransportvorgängen konzipiert ist. MIKE 21C löst die partiellen Differentialgleichungen mittels der Finiten Differenzen Methode (explizit) auf Basis eines strukturierten, kurvilinearen Netzes (DHI, 2005). Randbedingungen für die Berechnungen sind stationärer sowie instationärer Zufluss, Schwebstoff- und Geschiebetransport, feste und bewegliche Sohle, Einbau von Leitwerken sowie die Berücksichtigung der Wehrfeldstrategie bei Hochwässern.

4.2 Netzerstellung

Für das Projektgebiet bis ca. 5000 m flussauf vom Wehr wurde ein strukturiertes, kurvilineares Netz mit einer Auflösung von 400 x 52 Zellen erstellt (Abb. 4). Die durchschnittliche Zellgröße beträgt in x-Richtung ca. 12,0 m, in y-Richtung 8,0 m. Das Netz wurde in den kritischen Bereichen Einlauf, Auslauf und Engstelle hinsichtlich der Längen- und Seitenverhältnisse der Zellen sowie den Orthogonalitätskriterien für die Gitternetzlinien adaptiert bzw. verdichtet.

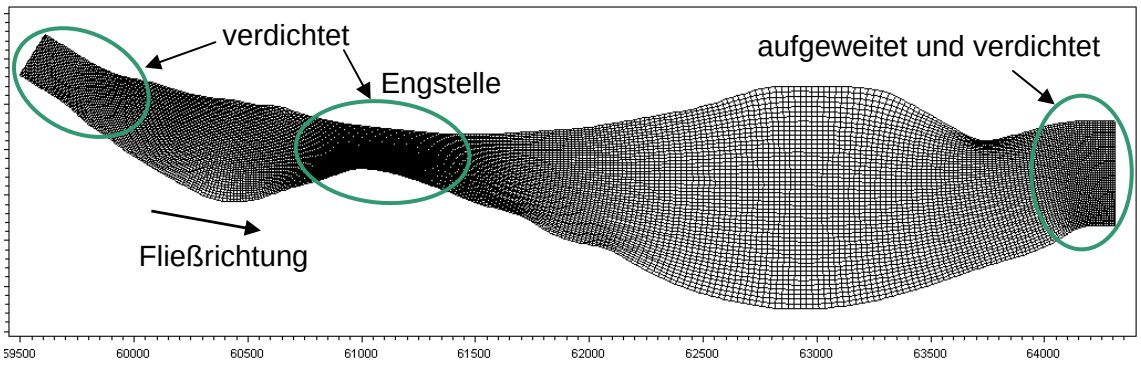


Abb. 4: Netz 400x52, Projektgebiet.

Ein Problem bei der Netzerstellung war der Turbineneinlauf- bzw. Wehrbereich am Auslass des Projektgebiets, der durch eine große Einschnürung gekennzeichnet ist. Um die Orthogonalitätskriterien einzuhalten und somit stabile Berechnungen zu ermöglichen, wurde in diesem Bereich das Netz quer zur Fließrichtung aufgeweitet und gleichzeitig verdichtet. Den Zellen außerhalb des Stauraums wurde eine nicht überströmbare Geländehöhe zugewiesen. Nachteil dieser Lösung ist, dass die realen Strukturen im Auslaufbereich mit weniger bzw. größeren Zellen nachgebildet werden müssen.

Mit einem dichteren Netz von 732 x 82 Zellen wurde die Gitterunabhängigkeit der Lösung für das Netz von 400 x 52 Zellen für verschiedene hydrodynamische Lastfälle überprüft und sichergestellt. Die Berechnungszeit für einen hydrodynamischen stationären Lastfall und Netz von 400 x 52 Zellen beträgt auf einer aktuellen PC-Station zwischen 2 und 5 Stunden.

4.3 Lastfall Turbinenbetrieb, Variation der Wirbelviskosität

In diesem Lastfall werden drei hydrodynamische, stationäre Simulationen mit einem konstanten Zufluss von 400,0 m³/s (Ausbauwassermenge) als obere Randbedingung und einem konstanten Stauziel von 461,0 müA als untere Auslassbedingung durchgeführt. Für die Rauigkeit wird ein über den ganzen Stauraum konstanter Strickler - Beiwert von k_{ST} = 45 $m^{1/3}/s$ angesetzt. Die Modellierung der Turbulenz erfolgt mit einem Null - Gleichungsmodell mittels des Ansatzes einer konstanten Wirbelviskosität für das gesamte Strömungsfeld. Das numerische Modell muss in einer ersten Untersuchung hinsichtlich des Parameters für die konstante Wirbelviskosität mittels Naturmessdaten kalibriert werden, um das in der Natur auftretende Strömungsfeld berechnen zu können (Rodi, 1984). Aufgrund der großen Wassertiefen von bis zu 20 m und den sehr geringen mittleren Fließgeschwindigkeiten von ca. 0,10 m/s flussauf vom Wehr reagiert das vorliegende Modell sehr empfindlich bezüglich einer Variation des Parameters für die Eddy Viskosität. Die drei berechneten Simulationen (Abb. 5.) unterscheiden sich nur in der Wahl des Parameters für die konstante Wirbelviskosität.

	Simulation 1	**Simulation 2**	**Simulation 3**
Einlass: Zufluss [m³/s]	400,0	400,0	400,0
Auslass: Konst. WSP. [m]	461,0	461,0	461,0
Rauhigkeit (Strickler) k_{st} [$m^{1/3}/s$]	45	45	45
Turbulenzmodell **Konstante Wirbelviskosität** [m²/s]	**0,3**	**0,5**	**1,0**
Zeitschritt Simulation [s]	0,5	0,5	0,5
Simulationszeit [s]	400.000	400.000	400.000

Abb. 5: Lastfall Turbinenbetrieb, Hydrodynamische Randbedingungen.

Die Ergebnisse der Simulation 1 (Abb. 6, oben) zeigen flussab der Engstelle eine Tendenz der Hauptströmung an das orographisch rechte Ufer mit Rückströmungen hauptsächlich am orographisch linken Ufer. Im breiten Bereich des Stauraums bilden sich auch am orographisch rechten Ufer geringe Rückströmungen aus. In Simulation 2 (Abb. 6, Mitte) bildet sich eine eindeutige Strömung am orographisch rechten Ufer aus mit im Vergleich zur Simulation 1 stärkeren Rückströmungen am linken Ufer. In Simulation 3 (Abb. 6, unten) stellt

sich fast dasselbe Strömungsmuster wie in Simulation 2 ein, wobei die Hauptströmung noch stärker an das orographisch rechte Ufer gedrückt wird und die Rückströmungen am linken Ufer größer sind. Im Bereich des Turbineneinlaufs ergeben sich in allen drei Simulationen annähernd gleiche Geschwindigkeitsverteilungen. Flussauf der Engstelle, wo die Fließgeschwindigkeiten beträchtlich höher sind und die Wassertiefen ca. 4 - 5 m betragen, sind die Geschwindigkeitsverteilungen in allen drei Simulationen fast identisch.

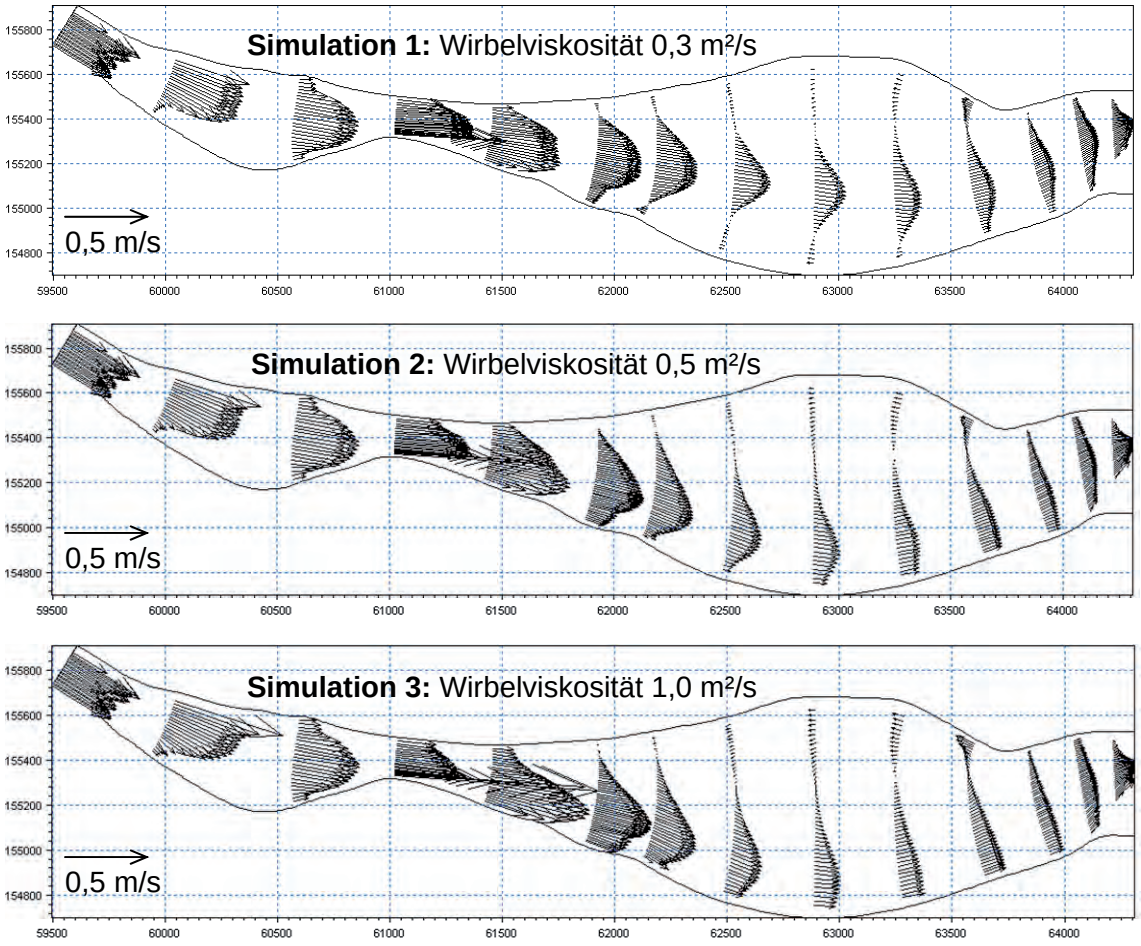


Abb. 6: Lastfall Turbinenbetrieb, Simulationen 1, 2 und 3, Geschwindigkeitsvektoren.

4.4 Lastfall Wehrbetrieb

In diesem Lastfall wird die stationäre Lösung einer sogenannten „Sanften Spülung“ berechnet. Als obere hydraulische Randbedingung wird ein konstanter Zufluss von 700,0 m³/s (~0,7 x HQ1), als untere Auslassbedingung ein konstantes Absenkziel von 459,0 müA gewählt. Für die Rauigkeit wird ein über den ganzen Stauraum konstanter Strickler - Beiwert von k_{ST} = 45 $m^{1/3}$/s angenommen, die konstante Wirbelviskosität wird mit 0,5 m²/s angesetzt.

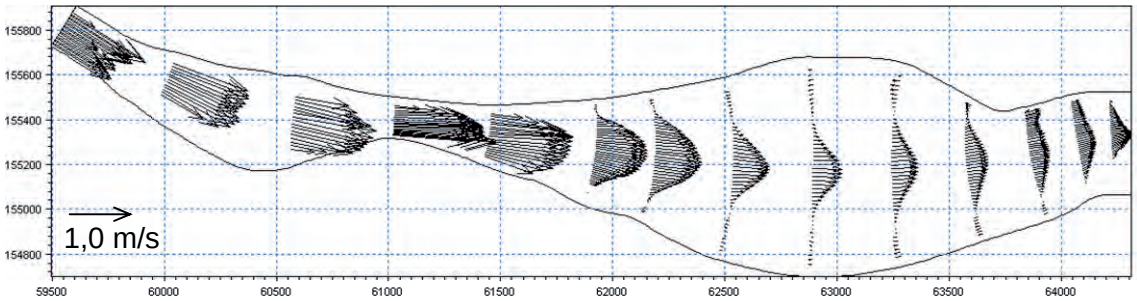


Abb. 7: Lastfall Wehrbetrieb, Geschwindigkeitsvektoren.

Die Ergebnisse der Simulation Lastfall Wehrbetrieb (Abb. 7) zeigen, dass sich bei größeren Wasserführungen flussab der Engstelle die Hauptströmung in der Mitte des Stauraums ausbildet. Aufgrund der Aufweitung nach der Engstelle und den wesentlich höheren Geschwindigkeiten im Vergleich zu Lastfall Turbinenbetrieb hat die Hauptströmung eine geringere Ausdehnung und es stellen sich breite Zonen mit Rückströmungen an beiden Ufern ein, wobei diese nur sehr geringe Fließgeschwindigkeiten von ca. 0,05 cm/s aufweisen.

4.5 Vergleich 2D-numerisches Modell mit ADCP - Messung

Die ADCP - Geschwindigkeitsmessungen (Kapitel 3) bestätigen die Simulationsergebnisse aus dem Lastfall Turbinenbetrieb. So ergeben sich in den Simulationen mit Wirbelviskositäten von 0,5 und 1,0 m²/s qualitativ die gleichen Geschwindigkeitsverteilungen wie in der Messkampagne. In den numerischen Simulationen sind die Absolutgrößen der Geschwindigkeiten beträchtlich höher. Dies ist darauf zurückzuführen, dass in den durchgeführten Berechnungen ein konstanter Zufluss von 400 m³/s angenommen wurde. Der real vorhandene Abfluss an der Turbine schwankte während der Messphase jedoch in einem Bereich zwischen 200 und 400 m³/s. In Zukunft geplante ADCP - Messungen bei kleineren Hochwässern sollen die Simulationsergebnisse aus dem Lastfall Wehrbetrieb bestätigen, wonach sich im breiten Bereich des Stauraums bei zunehmender Wasserführung die Hauptströmung vom orographisch rechten Ufer zur Mitte hin verlagert.

4.6 Variante: Einbau von zwei Leitwerken

Die oben gezeigten Ergebnisse der beiden Lastfälle deuten bereits an, dass im breiten Bereich des Stauraums durch zukünftige Maßnahmen, wie z.B. der Einbau von Leitwerken, die Hauptströmung und damit eine verstärkte Schwebstoffs-Drift am orographisch rechten Ufer erzeugt werden soll. In dieser Variante werden im Modell zwei nicht überströmbare Leitwerke eingebaut mit dem Ziel, die Hauptströmung im breiten Stauraumbereich sowohl bei Turbinenbetrieb (Abb. 8) als auch Wehrbetrieb (Abb. 9) an das orographisch rechte Ufer zu lenken. Zudem sollen durch das flussab situierte, zweite Leitwerk die sonst bei

Querschnitt QS2 nach links auftretenden Rückströmungen (siehe Abb. 6 und 7) unterbunden werden. Die hydrodynamischen Randbedingungen entsprechen den oben diskutierten Lastfällen Turbinenbetrieb und Wehrbetrieb.

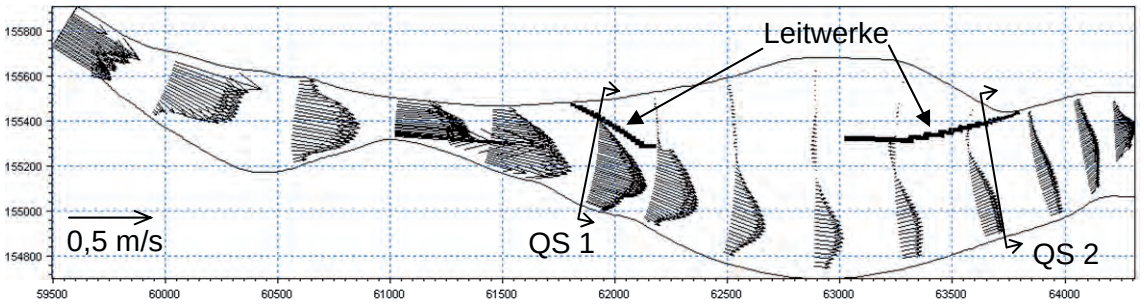


Abb. 8: Lastfall Turbinenbetrieb mit Leitwerken, Geschwindigkeitsvektoren.

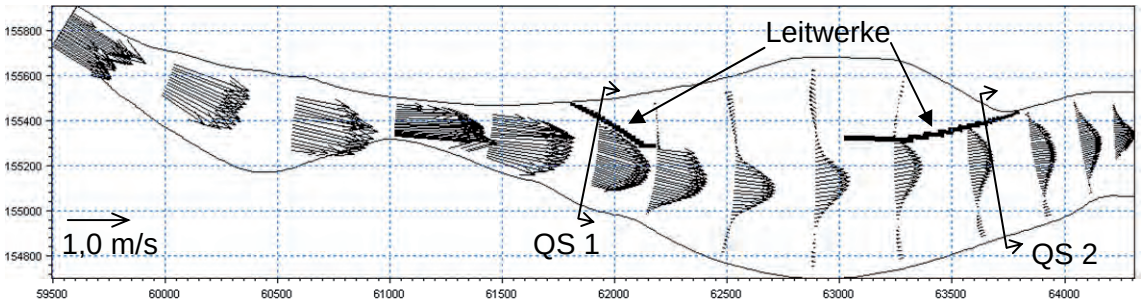


Abb. 9: Lastfall Wehrbetrieb mit Leitwerken, Geschwindigkeitsvektoren.

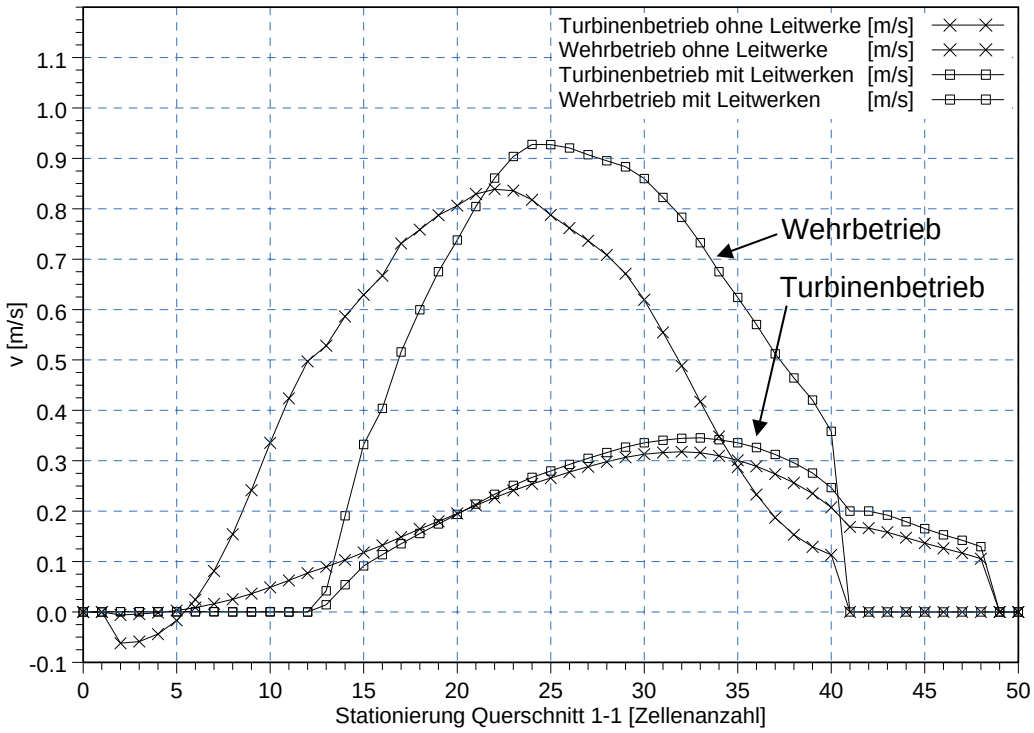


Abb. 10: Querschnitt QS 1, Geschwindigkeitsverteilung, in Strömungsrichtung gesehen.

Das Leitwerk unmittelbar flussab der Engstelle bewirkt im Lastfall Turbinenbetrieb keine wesentliche Änderung des Strömungsmusters gegenüber demselben Lastfall ohne Leitwerke (vergleiche Abb. 6, Mitte und Abb. 8). Die in Abb. 10 dargestellte Geschwindigkeitsverteilung über den Querschnitt QS1 verdeutlicht diese Tatsache. Die Strömung wird nur leicht nach rechts gedrückt, die am orographisch rechten Ufer maximalen Geschwindigkeiten nur um ca. 0,025 m/s erhöht. Im Lastfall Wehrbetrieb (Abb. 9) tendiert die Hauptströmung flussab der Engstelle aufgrund des Leitwerks im Vergleich zum selben Lastfall ohne Leitwerk (Abb. 7) deutlich nach rechts, die maximalen Geschwindigkeiten werden um ca. 0,10 m/s erhöht (Abb. 10).

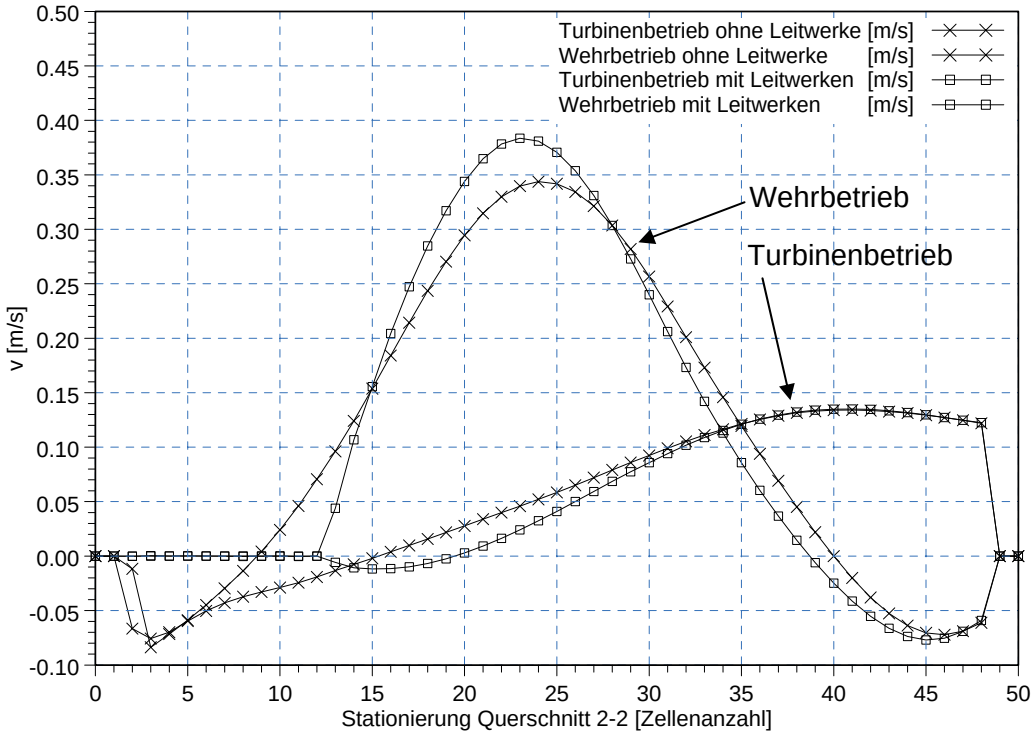


Abb. 11: Querschnitt QS 2, Geschwindigkeitsverteilung, in Strömungsrichtung gesehen.

Das flussab situierte, zweite Leitwerk verhindert, wie erwartet, in beiden Lastfällen im Bereich des Querschnitts QS 2 (Abb. 8 und 9) eine Rückströmung am orographisch linken Ufer. Wie anhand der Geschwindigkeitsverteilung im Querschnitt QS 2 (Abb. 11) zu erkennen ist, hat das Leitwerk im Lastfall Turbinenbetrieb fast keinen Einfluss auf die Ausbildung der Hauptströmung und deren Geschwindigkeitshöhen. Im Lastfall Wehrbetrieb hingegen wird die Hauptströmung stark an das Leitwerk gedrückt und tendiert orographisch weiter nach links als im selben Lastfall ohne Leitwerke (siehe Abb. 9 und 11). Insgesamt ist festzuhalten, dass in Kombination mit Schwebstoffsimulationen die Anordnung der Leitwerke optimiert werden muss, wobei der ökonomische Aspekt des Einbaus eine zentrale Rolle spielt.

5 Zusammenfassung

Die ungeordnete Verlandung des Stauraumes des KW Feistritz soll mit numerischen Berechnungen und einem physikalischen Modellversuch erfasst werden. Das weitere Ziel der Untersuchungen ist der Einbau von Leitwerken und deren Anordnung in Kombination mit einer teilweisen Absenkung des Wasserspiegels im Hochwasserfall, um eine natürliche Durchtrift der Schwebstoffe durch den Stauraum zu erreichen. Für die Kalibrierung des numerischen Modells wurde eine Messkampagne zur Bestimmung der Strömungsverteilung im Stauraum durchgeführt. Die Messkampagne erbrachte in qualitativer Hinsicht eine gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen aus der numerischen Berechnung. Mit weiteren Geschwindigkeits- und Schwebstoffmessungen auch bei höheren Abflüssen sollen zukünftige numerische Berechnungen sowie der physikalische Modellversuch kalibriert werden. Zudem könnten mögliche Dichteströmungen nachgewiesen werden.

Referenzen

DHI (2005): MIKE 21C Scientific Reference Manual, 3 - 4.

Rodi, W. (1984): Turbulence Models and their Application in Hydraulics - a State of the Art Review, 2nd edition, IAHR, Delft, 14.

Adresse der Autoren

Dipl.-Ing. Clemens Dorfmann
Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft
Technische Universität Graz
Stremayrgasse 10/II
A-8010 Graz
E-Mail: clemens.dorfmann@tugraz.at



Dipl.-Ing. Dr. techn. Helmut Knoblauch
Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft
Technische Universität Graz
Stremayrgasse 10/II
A-8010 Graz
E-Mail: helmut.knoblauch@tugraz.at





Nachhaltiges, interdisziplinäres Feststoffmanagement an Stauräumen am Beispiel der Oberen Mur

J. Eberstaller, P. Pinka, H. Knoblauch, J. Schneider, H. Badura, M. Jungwirth, G. Unfer, Ch. Wiesner

1 Einleitung und Problemstellung

Das Kraftwerk Bodendorf bildet die Kopfstufe der Kraftwerke an der Oberen Mur/Steiermark und ist daher besonders der Verlandung ausgesetzt. Nach der Errichtung des Kraftwerks im Jahre 1982 wird die Beherrschung der Verlandung Mitte der 1990er Jahre zum Thema, da bereits 2/3 des Stauraums verlandet sind. Im Schnitt werden jährlich 53.000 m³ Sedimente im Stauraum abgelagert, der ein Gesamtvolumen von 900.000 m^3 aufweist.

Im Jahr 1996, 15 Jahre nach Errichtung, findet die erste Stauraumentlandung statt. Gleichzeitig werden auch die wesentlich kleineren Stauräume des unmittelbar flussab anschließenden KW St. Georgen sowie des 8 km flussab liegenden KW Murau mitgespült. Im Zusammenhang mit der fischökologischen und fischereiwirtschaftlichen Bedeutung der Mur (Natura 2000-Gebiet mit eigenständiger Population der FFH-Art Huchen) setzen unmittelbar nach der Spülung weit reichende öffentliche Diskussionen ein.

Aufwendige Beweissicherungen begleiten die nachfolgenden Entlandungen in den Jahren 1999, 2002, 2004, 2006 (Badura, 2006). Da trotzdem nicht alle Aspekte der komplexen Thematik geklärt werden konnten, bleiben die erforderlichen Maßnahmen für ein langfristiges Feststoffmanagement umstritten.

Im Rahmen des EU Interreg IIIb Projektes ALPRESERV (Sustainable Sediment Management in Alpine Reservoirs, 2004-2007) werden daher anhand des Fallbeispieles Bodendorf wasserwirtschaftliche und ökologische Anforderungen für ein optimiertes Feststoffmanagement an Stauhaltungen formuliert. Aus wasserwirtschaftlicher Sicht gilt es die maßgebenden Faktoren Spülintervall sowie Abstauregelungen für die Wehranlage zu optimieren (Badura et. al., 2007). Aus ökologischer Sicht kommt wesentlichen ökologischen Einflussfaktoren wie beispielsweise Entlandungsverlauf, Jahreszeit und erodierte Feinsedimentmenge hohe Bedeutung zu (Eberstaller et. al., 2007).

Aufbauend auf den Ergebnissen der bisherigen Spülungen sowie eines umfassenden Untersuchungsprogrammes wird in interdisziplinärer Zusammenarbeit

von Wasserwirtschaft und Ökologie ein Vorschlag für ein nachhaltiges Spülmanagement für das KW Bodendorf entwickelt. Dieses Konzept soll zur Etablierung bzw. Erhaltung eines intakten, selbst reproduzierenden Fischbestandes beitragen.

Das in diesem Artikel präsentierte Feststoffmanagement ist mit den Betreibern, der Behörde und den Fischereiberechtigten in einem intensiven Diskussionsprozess abgestimmt und mittlerweile auch wasserrechtlich bewilligt worden. Ein ökologisches Beweissicherungsprogramm dient zur Dokumentation der möglichen Auswirkungen der Spülungen und soll Aufschluss über die mittel- bis langfristige Funktionalität des Konzeptes geben.

Welche Aspekte davon auf andere Gewässer bzw. Gewässerabschnitte übertragbar sind, ist noch durch künftige Untersuchungen abzuklären.

2 Projektgebiet

Das Kraftwerk Bodendorf liegt im Oberlauf der Mur/Steiermark bei Fluss-km 372. Dieses Flusskraftwerk stellt die Kopfstufe mehrere Kraftwerke dar. Unmittelbar flussab schließt das KW St. Georgen an, ca. 10 km flussab des KW St. Georgen liegt das KW Murau und weitere 25 km flussab folgt das KW Unzmarkt.

Aufgrund des engen und steilen Flussbettes im Bereich der beiden kleineren Staue (St. Georgen und Murau) ist bei den gemeinsamen Entlandungen mit abgesenktem Stauziel davon auszugehen, dass das durch den Stauraum Bodendorf transportierte Geschiebe zur Gänze auch durch diese Stauräume transportiert wird. Die wasserbaulichen Untersuchungen konzentrieren sich daher auf den Stauraum Bodendorf, die ökologischen Erhebungen reichen von der Referenzstrecke im Oberwasser des KW Bodendorfes ca. 20 km bis in die Fließstrecke flussab des KW Murau hinein.

3 Gewässercharakteristik

Die Mur durchfließt im oberen Murtal die Zentralalpen. Dabei weist sie einen gewundenen Verlauf mit einem vergleichsweise naturnahen Flussbett auf. Das mittlere Gefälle beträgt 2-4‰, die mittlere Flussbreite liegt zwischen 30-40 m. Das Abflussregime der Mur ist dem gemäßigt nivalen Typus (Maximum im Mai) mit einer Niederwasserperiode im Winter (Dezember bis März) zuzuordnen.

Die Mur als der größte Fluss Steiermarks weist beim Pegel Gestüthof (flussab Murau) ein Einzugsgebiet von ca. 1700 km² auf. Der Mittelwasserabfluss beträgt 36 m^3/s, das HQ_1 200 m^3/s, das HQ_{10} 410 m^3/s.

Nach der biozönotischen Längszonierung ist die Mur im Bereich Bodendorf dem Übergang Meta-/Hyporhithral (Untere Forellen-/Äschenregion) mit den Leitfischarten Äsche und Bachforelle zuzuordnen. Die Bachforelle ist im aktuellen Zustand allerdings nur mehr in geringen Häufigkeiten anzutreffen. Gekennzeichnet ist die Mur durch das Vorkommen des Huchens, dem größten europäischen Salmoniden, der vor allem flussab von Murau eine stabile Population mit natürlicher Reproduktion auf.

4 Vorgangsweise zur Abstimmung des Spülmanagements

Die Entwicklung des gemeinsamen Feststoffmanagements für die Stauhaltungen der Oberen Mur erfolgt in einem intensiven Abstimmungsprozess mit Betreiber, Behörden und Fischereiberechtigten.

Aufbauend auf den Untersuchungen des Interreg Projektes sowie den Analysen zurückliegender Spülungen werden in einem ersten Schritt die Anforderungen aus wasserwirtschaftlicher sowie ökologischer Sicht an ein nachhaltiges Feststoffmanagement formuliert und diese zu einem gemeinsamen Konzept zusammengefasst (siehe Kap. 5).

Die grundlegenden Ideen des Konzeptes werden ab 2005, noch während der Laufzeit des Interreg Projektes mit den zuständigen Behörden (Steiermärkische Landesregierung) sowie den Fischereiberechtigten diskutiert. Insbesondere der Abstimmung mit den Fischereiberechtigten kommt hohe Bedeutung zu, da die Mur mit dem Vorkommen des Huchens sowie einem reichen Äschenbestand in Österreich eine besondere Stellung unter den Fischgewässern einnimmt.

Grundlegende Überlegungen werden dabei in mehreren Informationsveranstaltungen jeweils in Großgruppen präsentiert, die Abstimmung auf Ebene der Fischereireviere erfolgt in einzelnen Kleingruppen.

Die transparente Vorgangsweise und offene Diskussion aller Ergebnisse und Überlegungen führen letztlich zu einer überwiegenden Zustimmung zum vorliegenden Konzept. Das vorgeschlagene Spülmanagement wird noch im November 2007 durch die Landesregierung wasserrechtlich bewilligt und ist auf acht Jahre befristet. Ein über mehrere Jahre begleitendes Monitoring soll die Funktionalität dieses Managementprogrammes sowie auch allfällig erforderliche Adaptierungen aufzeigen (siehe Kap. 6).

5 Gemeinsames Spülmanagement – Kompromiss zwischen Wasserwirtschaft und Ökologie

5.1 Fachliche Anforderungen – Wasserwirtschaft und Ökologie

Eine wesentliche Anforderung aus wasserwirtschaftlicher Sicht ist die Gewährleistung eines ca. 1-2jährigen Spülrhythmus, wobei Spülungen grundsätzlich bei natürlichen Hochwässern stattfinden sollen. Nur unter diesen Voraussetzungen ist entsprechend den vorliegenden Berechnungen eine nachhaltige Entlandung des Stauraumes Bodendorf bei Unterschreitung maximaler Schwebstoffkonzentrationen im Unterwasser möglich. (Abb. 1)

Eine zusätzliche Maßnahme zur Vermeidung übermäßig hoher Schwebstoffkonzentrationen im Unterwasser besteht in einer nicht linearen Öffnungscharakteristik der Wehranlagen. Weiters ist ein möglichst früher Abstaubeginn anzustreben, um bereits bei Beginn der Abflussspitze einen freien Durchfluss durch den Stauraum zu erzielen.

Einen besonderen Fall stellt eine Spülung in Verbindung mit größeren Hochwasserereignissen dar. Die Ergebnisse zeigen, dass beim Auftreten eines Hochwasserereignisses mit einer Jährlichkeit größer oder gleich fünf auf alle Fälle eine Staulegung und damit eine Spülung durchgeführt werden sollte, um Geschiebe ins Unterwasser zu befördern. Ansonst ist eine wesentliche Verlandung des Stauraumes zu erwarten. Sollte eine Staulegung unter derartigen Bedingungen nicht möglich sein, empfiehlt sich ein Teilabstau, um zumindest die Feinsedimente (Schwebstoffe) aus dem Stauraum zu entfernen.

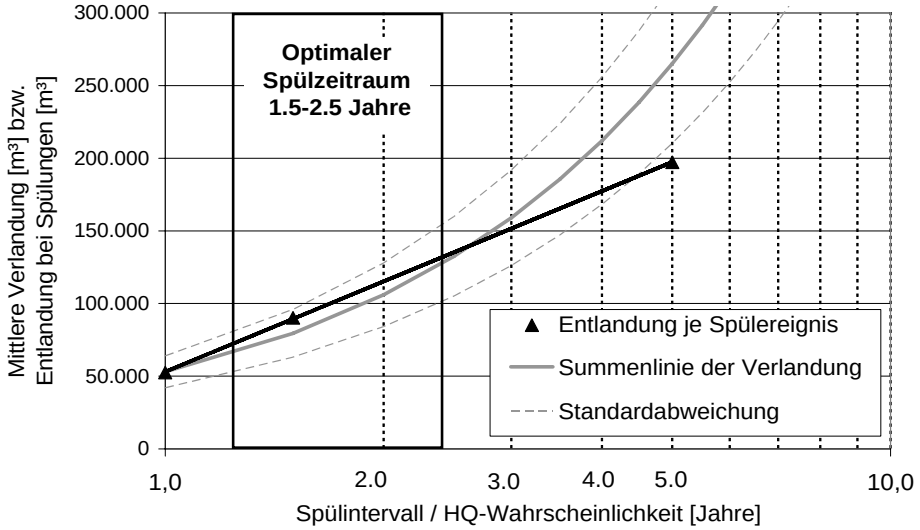


Abb. 1: Optimales Spülintervall aus wasserwirtschaftlicher Sicht. Nur bei Spülintervall von 1,5-2,5-Jahren liegt die Entlandung je Spülereignis über der Summenlinie der Verlandung.

Aus ökologischer Sicht gilt es im Besonderen, das nachhaltige Aufkommen der gewässertypischen Fischfauna sicherzustellen. Vorliegende Ergebnisse sowie die Analyse langjähriger Befischungsdaten zeigen, dass im Entwicklungszyklus der Leitarten Äsche und Huchen unterschiedlich sensible Phasen gegenüber Hochwasserereignissen vorliegen. Insbesondere der Zeitraum unmittelbar nach dem Schlüpfen (Entwicklungsstadium Fischlarve) weist gegenüber späteren, schwimmstärkeren Stadien (Jungfische) höhere Empfindlichkeit auf. Für Spülungen gelten diese Aussagen auf Grund zusätzlicher Belastungen (Trübe, etc.) in noch viel stärkerem Ausmaß. In der Oberen Mur treten derartige sensible Fischlarven der Leitarten Äsche und Huchen auf Grund der vergleichsweise späten Reproduktionsphase vor allem im Juni und Juli auf.

Eine Spülung im Mai 2006 während der Laichphase zeigt im Vergleich zu einem Jahr ohne Spülung (2005) keine unmittelbaren Auswirkungen auf die Dichte der nachfolgend geschlüpften Äschenlarven (Abb. 3). Hingegen führt ein nachfolgendes Hochwasser im Juni zu einem massiven Rückgang der Jungfischzahlen. Diese entgegen Literaturangaben festgestellte geringere Auswirkungen von Hochwässer/Entlandungen im April/Mai kurz vor bzw. während der Laichzeit der Äsche sind vermutlich auf den ungewöhnlich langen Laichzeitraum an der Oberen Mur zurückzuführen. Diese Ergebnisse zeigen, dass ein nachhaltiges Spülmanagement unbedingt die jeweiligen gewässertypischen Verhältnisse berücksichtigen muss.

Für das nachhaltige Aufkommen einer gewässertypischen Fischfauna gilt es darüber hinaus den Geschiebetransport durch den Stauraum bei hohen Abflüssen wiederherzustellen, um locker gelagerte, unkolmatierte Schotterbänke als Laichhabitate im Unterwasser zu gewährleisten.

Aus ökologischer Sicht können die Auswirkungen von Spülungen an der Oberen Mur für verschiedene Zeiträume in Abb. 2 zusammengefasst werden.

Spülungszeitraum	**Einstufung ökologischer Auswirkung**
April/Mai	mittel
Juni/Juli	groß
August/September	am wenigsten schädlich

Abb. 2: Einstufung der ökologischen Auswirkungen unterschiedlicher Spülungszeiträume.

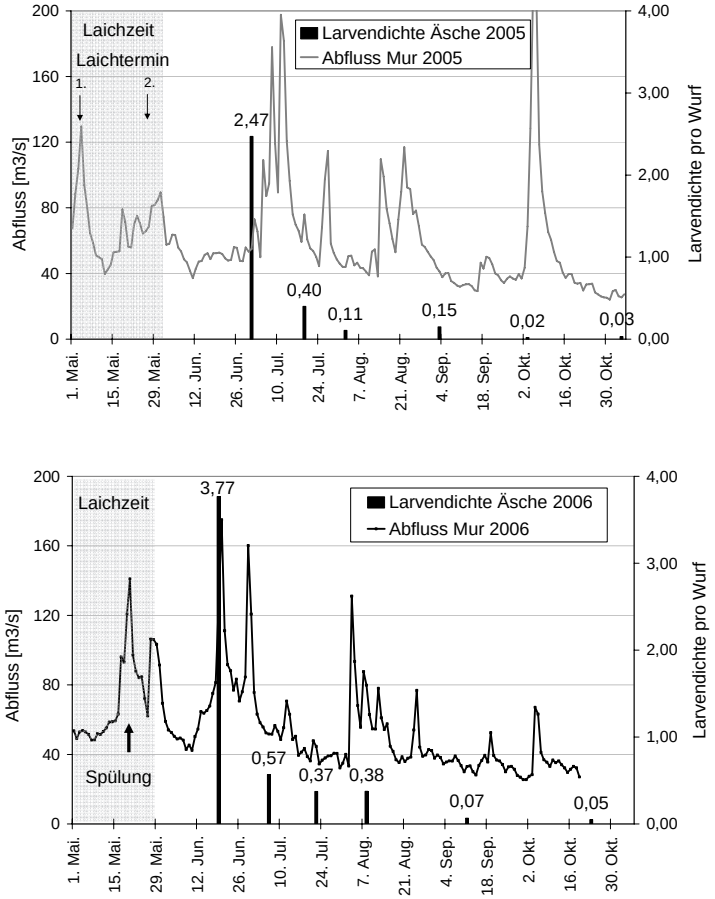


Abb. 3: Dichte der Äschenlarven im Zusammenhang mit Abflussganglinien sowie Auftreten eines Spülereignisses (nur 2006) in den Jahren 2005 (oben) und 2006 (unten).

5.2 Neues Spülmanagement für die KW-Gruppe an der Oberen Mur

Die fachspezifischen Vorgaben (siehe Kap. 5.1) werden zu einem gemeinsamen Spülkonzept zusammengeführt. Die drei Betreiber der insgesamt vier Kraftwerke Bodendorf, St. Georgen, Murau und Unzmarkt, die sich über 38 km Flusslauf erstrecken, beantragen gemeinsam die wasserrechtliche Bewilligung des Spülmanagements. Diese erfolgt im November 2007 durch die Behörde und gilt für 8 Jahre. Dabei ist jeweils eine gemeinsame Durchführung der Entlandungsmaßnahmen an den vier Kraftwerken mit Abstimmung von Abstau und Aufstau vorgesehen, um Spitzen des Hochwasserabflusses und der Feinsedimentkonzentration möglichst gering zu halten.

Die bewilligte Strategie umfasst ein mehrjähriges Spülmanagement (Abb. 4) und baut auf dem Zeitpunkt der letzten Spülung auf (Dieses wird Folge mit „Jahr 0“ bezeichnet; Abb. 4). Die Bezeichnungen „Jahr 1“, „Jahr 2“, „Jahr 3“ und „Jahr 4+Folge“ bezeichnen die jeweiligen Kalenderjahre nach dem „Jahr 0“. Das Zeitfenster entspricht jener Zeitspanne, in der eine Spülung im betreffen-

den Kalenderjahr stattfinden kann. Es öffnet sich vom „kleinen Zeitfenster“ im „Jahr 1“ zum „erweiterten Zeitfenster“ im „Jahr 4+Folge“. Die Öffnung des Zeitfensters mit einem größeren zeitlichen Abstand zur letzten Spülung ist durch die steigende Notwendigkeit einer Entlandung aufgrund der zunehmenden Verlandung des Stauraumes begründet. Auch die für eine Spülung notwendigen Wasserführungen nehmen mit größer werdenden Abständen zur Letztspülung („Jahr 0“) zu, da für eine effiziente Entlandung des Stauraumes immer größere Abflüsse benötigt werden.

Diese Vorgangsweise ist auch aus ökologischer Sicht vertretbar, da den Fischbeständen eine ausreichende Entwicklungszeit ohne Spülung zur Verfügung stand. Im unmittelbar auf eine Spülung folgenden Jahr („Jahr 1“) hat die Ökologie und damit die erfolgreiche Reproduktion höchsten Stellenwert. Priorität gilt der Vermeidung von Spülungen im sensiblen Zeitraum April bis Juli, in den das Laichgeschehen sowie die Larvalphase von Äsche und Huchen fallen. In den nachfolgenden Jahren sinkt die Priorität der Ökologie hinsichtlich einer Spülung sukzessive, da sich mit jedem Jahr ohne Spülung die Chancen auf gute Reproduktion und damit Stabilisierung der Fischpopulationen erhöhen. Im langen Reproduktionszeitraum der Bachforelle von Oktober bis März finden grundsätzlich keine Spülungen statt, zudem hier auch kaum Hochwasserereignisse auftreten.

Nur bei einem großen Hochwasser (prognostizierter Spitzenabfluss von größer gleich HQ_5) wird eine ganzjährige Staulegung bewilligt, um das Geschiebe durch den Stauraum ins Unterwasser zu transportieren.

	Jahr 0	Jahr 1	Jahr 2	Jahr 3	Jahr 4+Folge
	Spülung	erweitertes Zeitfenster für Spülung			
Spültermin		kleines Zeitfenster für Spülung			
Frühjahr (April-Mai)		--	>80/130 m³/s	>80/130 m³/s	>90/160 m³/s
Frühsommer (Juni-Juli)		--	--	--	>90/160 m³/s
Spätsommer (Aug.-Sept.)		>80/130 m³/s	>80/130 m³/s	>90/160 m³/s	>90/160 m³/s
		Spülung bei großem Hochwasser (ab HQ 5 Spitze – 130/300m³/s) ganzjährig			

Abb. 4: Feststoffmanagement für das KW Bodendorf unter Berücksichtigung ökologischer und wasserwirtschaftlicher Aspekte. Die angegebenen Abflüsse (Bezugspunkt KW Bodendorf) beziehen sich auf den Beginn des Abstaus / Beginn des Vollabstaus.

6 Beweissicherungsprogramm Spülmanagement

Wesentliche Inhalte der wasserrechtlichen Bewilligung sind, neben der Darstellung des Spülmanagements selbst, Vorgaben für ein Beweissicherungsprogramm. Zum einen sind die Spülungen mittels Schwebstoffmessungen zu überwachen und bei zu hohen Trübungen Maßnahmen zu deren Reduktion zu treffen. Dabei ist das schon bei den bisherigen Spülungen durchgeführte Messprogramm vorgesehen (Trübemessung mittels Imhofftrichter an festgelegten Probestellen in 15 bzw. 30 min Intervall bzw. Messung mit Trübesonde an einer Hauptstelle).

Zum anderen wird eine ökologische Beweissicherung festgelegt, die auf der beim ALPRESERV-Projekt eingesetzten Untersuchungsmethodik aufbaut.

Regelmäßige Erhebungen der Fischlarven in den ersten 4 Jahren dienen zur Dokumentation der natürlichen Reproduktionsverhältnisse im Zusammenhang mit Hochwässern mit bzw. ohne Spülungen. Mittels Punktsammelmethode („point-abundance-sampling“; Persat und Copp, 1990) wird an 6 Terminen pro Probejahr (über eine Dauer von insgesamt 4 Jahren) die Entwicklung der Fischlarvenfauna erfasst (Abb. 5). Mit dieser standardisierten Methode können auf Grund des kurzen Beprobungsintervalls schädigende Einflüsse zeitlich exakt zugeordnet werden.



Abb. 5: Larvenbefischungen sind ein wesentlicher Teil der ökologischen Beweissicherung.

Die Erhebung des gesamten Fischbestandes (Jung- und Adultfische) mittels E-Befischung dient zur Dokumentation der Bestandesentwicklung über mehrere Jahre hinweg. Diese erfolgt mittels Streifenbefischungsmethode (Schmutz, et. al., 2001), eine strukturabhängige Erhebung des Fischbestandes, die in Österreich Standard für das Monitoring größerer Gewässer nach Wasserrahmenrichtlinie ist. Die Beprobung findet alle 4 Jahre (in den Jahren 2011 und 2015) statt. Insbesondere bei der Leitart der Oberen Mur, der Äsche, bei der im Populati-

onsaufbau die einzelnen Jahrgänge deutlich voneinander abgrenzbar sind, ist im Zusammenhang mit den Larvenbefischung somit eine lückenlose Darstellung der Populationsentwicklung möglich.

Mit Hilfe dieses Monitoringprogrammes soll die langfristige Funktionalität dieses Spülmanagements sowie auch allfällig erforderliche Adaptierungen aufgezeigt werden.

7 Übertragbarkeit der Strategie auf andere Gewässer(abschnitte)

Derartig umfassende Untersuchungen, wie sie im Rahmen des ALPRESERV Projektes durchgeführt wurden, stellen wichtige Grundlagen zur Erarbeitung eines nachhaltigen Spülprogramms dar, sind aber mit hohen finanziellen Aufwendungen verbunden. Daher stellt sich naturgemäß die Frage, wie weit sich die nun vorliegenden Ergebnisse auf andere Gewässer bzw. andere Gewässerabschnitte übertragen lassen.

Die grundsätzlichen Ideen, wie Ausweisung sensibler Zeiträume, die dem Spülmanagement an der Oberen Mur zugrunde liegen, sind sicherlich auch auf andere Gewässer(abschnitte) übertragbar. Zu berücksichtigen sind jedoch die gewässertypischen Charakteristika des jeweiligen Untersuchungsgebietes.

Die ökologischen Ergebnisse zeigen, dass der Einfluss der Stauraumentlandungen und Hochwasserereignisse auf die Jungfischfauna wesentlich vom jeweiligen Entwicklungsgrad der Fischlarven/Jungfische abhängt. Das Reproduktionsgeschehen wiederum steht in unmittelbaren Zusammenhang mit der Wassertemperatur. Zum einen verschiebt sich der Laichzeitpunkt selbst, aber auch die Dauer der Eientwicklung bis zum Schlupf der Larve ist stark von der Höhe der Wassertemperatur (aber auch dem vorhergehenden Temperaturgang) abhängig. Mit einem Anstieg der Wassertemperatur verkürzt sich prinzipiell die Zeit der Eientwicklung.

Auch bei Fließgewässern mit vergleichbarer Gewässercharakteristik muss berücksichtigt werden, dass es durch Verschiebung der Temperaturverhältnisse zu deutlichen Abweichungen im zeitlichen Auftreten bestimmter Entwicklungsstadien kommen kann. Noch viel mehr ist die Übertragbarkeit auf andere Gewässertypen zu überprüfen, da mit dem Auftreten anderer Fischarten oftmals gänzliche andere Laichzeiten, etc. vorliegen (z.B. Bachforelle Herbst - Äsche Frühjahr).

Neben den für eine Spülung relevanten Abflüssen sind daher auch die ökologisch mehr oder weniger verträglichen Zeiträume individuell an das Projektgebiet bzw. das zu untersuchende Gewässer anzupassen.

8 Zusammenfassung

Im Rahmen des EU Interreg IIIb Projektes ALPRESERV (2004-2007) werden anhand des Fallbeispieles KW Bodendorf die wasserwirtschaftlichen und ökologischen Anforderungen für ein optimiertes Feststoffmanagement an Fluss-Stauhaltungen formuliert und interdisziplinär zu einer gemeinsamen Spülstrategie zusammengefasst. Dieses koordinierte Spülmanagement der insgesamt 4 Kraftwerke der Oberen Mur wurde im November 2007 durch die zuständige Behörde bewilligt.

Die Bewilligung sieht ein mehrjähriges Spülmanagement vor und baut auf dem Zeitpunkt der letzten Spülung auf. Im unmittelbar auf eine Spülung folgenden Jahr sind Spülungen nur in ökologisch weniger sensiblen Zeiträumen möglich. Einzige Ausnahme stellen große Hochwasserabflüsse ($\geq HQ_5$) dar, bei denen ganzjährig gespült werden kann, um den Geschiebetransport durch den Stauraum in die Fließstrecken flussab zu verbessern.

In den Jahren nach einer Spülung sinkt die Priorität des Schutzes der Gewässerökologie sukzessive, da sich mit jedem Jahr ohne Spülung die Chancen auf gute Reproduktion und damit einer Stabilisierung der Populationen der Fischarten erhöht haben. Aufgrund der zunehmenden Verlandung steigt gleichzeitig die Notwendigkeit zur Entleerung des Stauraumes. Daher wird das Zeitfenster für mögliche Spülungen immer weiter ausgedehnt. Nach erfolgter Spülung beginnt der Betrachtungszeitraum von neuem.

Der wasserrechtlichen Bewilligung gehen intensive Abstimmungsprozesse mit den Betreibern, der Behörde und den Fischereiberechtigten zu einem für alle Beteiligten tragbaren Konsens voraus. Ein weiter führendes Beweissicherungsprogramm soll die langfristige Funktionalität sowie allfällig erforderliche Adaptierungen des Programms aufzeigen.

Die grundsätzlichen Ideen, die dem Spülmanagement an der Oberen Mur zugrunde liegen sind sicherlich auch auf andere Gewässer(abschnitte) übertragbar. Die Festlegung der jeweiligen Abflüsse und der ökologisch mehr und weniger verträglichen Zeiträume müssen aber an jeden Gewässertyp bzw. Gewässerabschnitt individuell angepasst werden.

Referenzen

Badura H., Knoblauch H., Schneider J., Harreiter, H., Demel, S. (2007): Wasserwirtschaftliche Optimierung der Stauraumspülungen an der Oberen Mur, ÖWAV. Band 59, 61-68.

Badura, H. (2006): Monitoring der Stauraumspülungen des KW Bodendorf. Schlussbericht im Rahmen des EU Interreg IIIB Projekts Alpreserv. Im Auftrag der Verbund – Austrian Hydro Power AG.

Eberstaller, J., Pinka, P., Unfer, G., Graf., W., Jungwirth, M., Wiesner, C. 2007: Gewässerökologische Aspekte - Forschungsprojekt Feststoffmanagement am Beispiel KW Bodendorf/Mur. Schlussbericht im Rahmen des EU Interreg IIIB Projekts Alpreserv. Im Auftrag der Verbund – Austrian Hydro Power AG: 95-98.

Persat, H. & G. H. Copp (1990): Electric fishing and point abundance sampling for the ichthyology of large rivers. In I. G. Cowx (Ed.), Developments in electric fishing pp. 197-209. Blackwell Scientific Publications Ltd., Oxford, England.

Schmutz, S., Zauner, G., Eberstaller, J., Jungwirth M. (2001): Die „Streifenbefischungsmethode“: Eine Methode zur Quantifizierung von Fischbeständen mittelgroßer Fließgewässer, Österreichs Fischerei, 54 (1): 14-27.

Adresse der Autoren

DI Dr. Jürgen Eberstaller
ezb – Eberstaller Zauner Büros
A-1180 Wien
E-Mail: eberstaller@ezb-fluss.at

DI Peter Pinka
ezb – Eberstaller Zauner Büros
A-1180 Wien

Dipl.-Ing. Dr. Helmut Knoblauch
Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft
TU Graz
A-8010 Graz
E-Mail: helmut.knoblauch@TUGraz.at



Dipl.-Ing. Dr. Josef Schneider
Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft
TU Graz
A-8010 Graz
E-Mail: schneider@tugraz.at



Dr. Hannes Badura
Verbund Austrian Hydro Power
A-8121 Deutschfeistritz
E-Mail: Hannes.Badura@verbund.at



O.Univ.-Prof. Dr. Mathias Jungwirth
Institut f. Hydrobiologie und Gewässermanagement
Boku Wien
A-1180 Wien
E-Mail: mathias.jungwirth@boku.ac.at

DI Günther Unfer
Institut f. Hydrobiologie und Gewässermanagement
Boku Wien
A-1180 Wien
E-Mail: guenther.unfer@boku.ac.at

Dr. Christian Wiesner
Institut f. Hydrobiologie und Gewässermanagement
Boku Wien
A-1180 Wien
E-Mail: christian.wiesner@boku.ac.at

INTERNATIONALES SYMPOSIUM 2008 ZÜRICH

NEUE ANFORDERUNGEN AN DEN WASSERBAU

VERSUCHSANSTALT FÜR WASSERBAU,
HYDROLOGIE UND GLAZIOLOGIE, ETH ZÜRICH



Abführung von Feinsedimenten über Triebwassersysteme als nachhaltige Massnahme gegen Stauraumverlandung

J. Jenzer Althaus, G. De Cesare, A. Schleiss

1 Einleitung

Die Entlandung von Stauräumen über Triebwassersysteme ist eine viel versprechende Möglichkeit, das Problem des Verlandungsprozesses durch Feinsedimente in Stauräumen zu bewältigen. Um die Sedimente in die Wasserfassung einziehen zu können, müssen diese vor dem Einlauf in Suspension sein. Dazu wird eine Aufwärtsströmung benötigt, welche die Sedimente aufwirbelt und in Schwebe bringt und hält. Die vorliegende Forschungsstudie soll machbare und wirtschaftlich attraktive Lösungen identifizieren, welche die Suspension der Feinsedimente mittels minimaler Fremdenergie ermöglicht. Dabei wird infolge der Abrasion von Turbinen und Leitapparaten sowie aufgrund ökologischer Aspekte im Unterwasser der Frage nach der maximal tolerierten Sedimentkonzentration besonderes Augenmerk geschenkt. Die Forschungsstudie umfasst sowohl hydraulische Modellversuche als auch numerische Simulationen.

In natürlichen Flussläufen sind Sedimentein- und Austrag meistens annähernd ausgeglichen. Durch eine Talsperre wird dieses Gleichgewicht stark beeinträchtigt, da ein Stauraum mit sehr kleinen Fliessgeschwindigkeiten und hohem Sedimentrückhalt geschaffen wird. Die Kontinuität des Sedimenttransportes wird unterbrochen, und die Sedimente setzen sich im Speicher ab (Oehy, 2003). Dadurch wird die Speicherkapazität sukzessive verringert, und der Speicher kann langfristig oft nur mit reduziertem Nutzen betrieben werden. Eine kleinere Speicherkapazität verringert oder verunmöglicht gar die Flussregulierung und infolgedessen auch die Wasser- und Energieversorgung sowie auch den Hochwasserrückhalt (Graf, 1984; ICOLD, 1989). Der Verlandungsprozess kann je nach erreichter Ablagerungshöhe die Wasserfassungen beeinträchtigen und sogar zur Verstopfung der Auslassorgane führen. Ein durch Sedimentüberlagerung nicht funktionsfähiger Grundablass ist zudem ein schwerwiegendes Sicherheitsproblem. Ursache dafür sind in alpinen Speichern oft die Trübeströme, welche regelmässig Sedimente bis zur Talsperre vor die Auslassorgane transportieren (De Cesare, 1998; Oehy, 2003).

Gegen das Verlandungsproblem kommen bis heute mehrere Methoden zur Anwendung (Schleiss und Oehy, 2002; Oehy and Schleiss, 2007), wovon viele jedoch nicht als nachhaltig betrachtet werden können.

2 Methoden zur Abführung von Feindsedimenten

Die mittlere jährliche Verlandungsrate von allen Stauhaltungen weltweit wird auf etwa 1 bis 2 % der Staukapazität geschätzt (Jacobsen, 1999), während die jährliche Zunahme von Stauvolumen infolge Neubauten bei knapp 1 % liegt (Oehy, 2003). Folglich verlangt das weltweite Problem der Stauraumverlandung eine nachhaltige Lösung. Unter Berücksichtigung der unterbrochenen Kontinuität des Sedimenttransports infolge der Talsperre wird diese am effizientesten mit einer annähernden Wiederherstellung des Sedimentgleichgewichts erreicht. Dazu werden die Feinsedimente regelmässig zu den Betriebszeiten des Kraftwerks abturbiniert und ins Unterwasser geleitet. Dieses Verfahren sollte keine zusätzlichen Wasser- und Energieproduktionsverluste nach sich ziehen.

Um eine gewünschte Sedimentkonzentration im Triebwasser garantieren zu können, müssen die Sedimente entweder gezielt der Wasserentnahme zugeführt werden oder vor der Wasserentnahme in Schwebe sein. Die gezielte Zufuhr kann mechanisch mittels Saugbagger und Airlift erfolgen (Morris and Fan, 1997; Hotchkiss and Huang, 1995 und 1996; Huwyler, 2002). Die dauernde Suspension der Feinsedimente kann mittels Zirkulationsströmungen im Stauraum erzielt werden, welche die Sedimente am Absetzungsprozess hindern. Gefragt sind wirtschaftlich interessante und nachhaltige Methoden, welche auch die Umweltaspekte berücksichtigen. Der Energieaufwand soll minimal bleiben, und die Investition soll bis Konzessionsende der Anlage amortisierbar sein. Feinsedimentzu- und -abfuhr sollten im Gleichgewicht sein, Das heisst, dass im Idealfall 80 - 90 % der gesamten Feststofffracht (Alam, 1999; Sinniger et al., 1999) abturbiniert werden sollte.

Eine aufsteigende Rotationsströmung kann grundsätzlich auf verschiedene Arten erzeugt werden:

- Mechanische Mixer mit starker Strömungswirkung,
- Wasserstrahlmixer,
- Luftblasenschleier,
- Druckkolben,
- Dichteströmung.

2.1 Mechanische Mixer

Es gibt verschiedene Typen von mechanischen Mixern, die je nach Anwendung unterschiedliche Turbulenzen und Geschwindigkeitsfelder erzeugen. Einige davon könnten sich für eine gezielte Aufwärtsströmung als günstig erweisen. Ihre Montage, der Unterhalt und die Energiezufuhr sind allerdings Aspekte, welche differenzierte Lösungen erfordern. Mixer werden in Australien bereits eingesetzt, um die Wasserqualität in den Wasserentnahmen zu verbessern. Hierzu werden die Mixer im Epilimnion installiert und der See wird lokal destratifiziert. Robinson (1981) hat die Resuspension von Sedimenten aufgrund der am Seegrund aufprallenden Mixerjets und das Mitreissen von Sedimenten in die Wasserfassung beobachtet.

2.2 Wasserstrahlmixer

Die Energie von Beileitungen aus benachbarten Einzugsgebieten kann verwendet werden, um Wasserstrahlen in der Nähe des Stauseegrundes zu erzeugen, welche die Feinsedimente in Schwebe halten. Dabei werden die Druckstrahlen gezielt eingesetzt, um eine aufsteigende Zirkulationsströmung zu bewirken. Bei dieser Methode wird bei einer Zuleitung mit ausreichendem Druckgefälle und genügend grosser Abflussmenge keine Fremdenergie benötigt, was aus wirtschaftlicher und ökologischer Sicht interessant ist.

Durchmischen beziehungsweise Mixen ist eine der meist gebrauchten Arbeitsgänge in der chemischen Industrie. Neben mechanischen Propellermixern werden vielfach auch Flüssigkeitsstrahlmixer eingesetzt. Wasewar (2006) gibt eine umfassende Übersicht über die Forschung in diesem Bereich.

Zwischen den Zielsetzungen der vorliegenden Studie und denjenigen der chemischen Industrie gibt es jedoch grundlegende Unterschiede:

- Chemieingenieure streben eine möglichst homogene Mischung im ganzen Behälter an, während in der vorliegenden Studie nur örtlich bei der Wasserfassung eine erhöhte Sedimentkonzentration mit oberem Grenzwert angestrebt wird.
- Bei einer Homogenisierung im ganzen Behälter begrenzen die Behälterwände die Zirkulation. In der vorliegenden Problemstellung bildet aufgrund der länglichen Stauseeform das Wasservolumen im hinteren Teil des Stausees die Randbedingung.
- Im Chemieingenieurwesen ist der wichtigste Parameter die Mixzeit. Das Ziel ist eine gleichmässige Durchmischung in kürzester Zeit. In der Verlandungsproblematik sollen die Feinsedimente über längere Zeit hinweg in Schwebe gehalten werden.

2.3 Blasenschleier

Bei ungenügenden Abflussmengen oder Fallhöhen der Beileitungen kann die Aufwärtsbewegung mittels Blasenschleier unterstützt werden. Ein stetiger Luftblasenschleier löst eine Aufwärtsströmung aus, auch Airlift genannt, welche das umliegende Wasser gegen die Wasseroberfläche zieht. Die feinen Sedimente werden dabei auch mitgerissen. Das Erzeugen von Blasenschleiern mittels Druckluft benötigt Fremdenergie.

2.4 Druckkolben

Druckkolben werden in dieser Studie nicht näher untersucht, da eine für die Verlandungsproblematik erforderliche Grossanwendung kaum machbar ist.

2.5 Dichteströmung

Falls das Wasser im Bereich nahe der Wasserentnahme und dem Seegrund genügend erwärmt werden könnte, würde sich eine Dichteströmung in vertikaler Richtung bilden, die je nach vorhandenem Auftrieb auch Sedimente mitreissen könnte. Falls Sonnenenergie verwendet werden könnte, wäre die Methode auch nachhaltig. Allerdings sind auch bei einer lokalen Erwärmung im Bereich der Staumauer bedeutende Energiemengen erforderlich, welche bei alpinen Speichern kaum aus Sonnenenergie erhalten werden könnte.

Die vorliegende Forschungsstudie hat zum Ziel, die Möglichkeiten der Wasserstrahlmixer zu untersuchen und deren Anwendung im Hinblick auf das Abführen der Feinsedimente durch die Triebwasserleitung zu optimieren.

3 Zulässige Sedimentkonzentration

3.1 Randbedingungen und Kriterien

In Abhängigkeit des Einzugsgebiets kann die Menge an Feinsedimenten sehr gross sein. Aus ökologischer und betrieblicher Sicht muss ein oberer Grenzwert der Sedimentkonzentration im Triebwassersystem definiert werden.

Es wurden drei saisonale Schweizer Stauseen (Luzzone, Grimsel, Mauvoisin) untersucht, die grundsätzlich einmal jährlich gefüllt und geleert werden. Unter der Annahme, dass alle während eines Jahres zugeführten Feinsedimente in einer konstanten Konzentration abgeführt werden, bewegen sich die Konzentrationen im Bereich von 900 bis maximal 2000 mg/l.

Grundsätzlich muss die Sedimentkonzentration aus folgenden Gründen begrenzt werden (Schleiss et al., 1996):

- Verwendung des aus dem Stausee turbinierten Wassers für die Bewässerung,
- Transportkapazität der Triebwasserleitungen resp. Absetzgefahr der Feinsedimente,
- Verstopfungsgefahr von Filteranlagen für Kühl- und Hydrauliksysteme in Kraftwerkszentralen,
- Beeinträchtigung der Gewässerökologie im Unterwasser,
- Abrasionsgefahr von Turbinen und Kontrollorganen.

Die zwei letzten werden in der Folge näher betrachtet.

3.2 Ökosystem im Unterwasser

Gemäss Eckholm (zitiert von Walling, 1997) ist der anthropogen verursachte Sedimenteintrag in die Gewässer eine der Hauptursachen der Wasserverschmutzung. Hohe Konzentrationen haben physikalische, chemische und biologische Auswirkungen. Fischspezies reagieren unterschiedlich auf die Belastung, ebenso die Wirbellosen und die Wasserpflanzen. Es gibt jedoch kaum Studien, welche die Auswirkungen auf die gesamte Biozönose untersucht haben (Ryan, 1991).

Zurzeit gibt es in der Schweiz keine allgemein gültigen Vorschriften bezüglich zulässiger Sedimentkonzentration. Bei kurzen Stauraumspülungen werden in Gewässern ausnahmsweise 5'000 bis 10'000 mg/l Trockengewicht toleriert (Staub, 2000). Der Kanton Wallis z.B. gibt für Spülungen maximale spezifische Konzentrationswerte in Funktion der Zeit vor (Raboud, 2005). Grenzwerte für längere, erhöhte Konzentrationen von Feinsedimenten gibt es nicht.

Gemäss der U.S. Environmental Protection Agency und der EAWAG (Bucher, 2002) machen konstant hohe Sedimentkonzentrationen die aquatischen Lebewesen anfälliger gegenüber Infektionen und Krankheiten. Die Stärke der Auswirkungen hängt zusätzlich zur Sedimentkonzentration von folgenden Parametern ab: Aussetzungsdauer, Korngrösse, aktuelle und individuelle Alters- und Entwicklungsstufe, eventuell Temperatur, physikalische und chemische Charakteristika der Partikel, Giftstoffe, Akklimatisierungsfähigkeit, andere Stressfaktoren und die Interaktion dieser Faktoren. Bucher (2002) und Griffiths und Walton (1978) schliessen aufgrund mehrerer Studien auf eine kritische dauernd vorhandene Sedimentkonzentration für Fische von zwischen 80 und 100 mg/l für permanente Aussetzung. Im Einzelfall und insbesondere kurzzeitig können höhere Werte toleriert werden.

Das turbinierte Wasser wird direkt nach dem Kraftwerk in einen Vorfluter zurückgeführt. Dort wird das Wasser verdünnt und die Konzentration sofort vermindert. Dies bedeutet, dass die turbinierte Konzentration je nach Abflussmenge im Unterwasser und der Turbinierdauer in Anbetracht der Fische höher als die erwähnten Grenzwerte sein darf.

Im Sommerhalbjahr sind sowohl die natürlichen Schwebstoffkonzentrationen als auch die Abflüsse oft viel höher als im Winterhalbjahr. Deshalb ist es sinnvoll, die Sedimentabführung hauptsächlich während der Sommermonate durchzuführen, und womöglich bei Hochwasser- und Regenperioden die Konzentration beim Einzug in die Fassung zu erhöhen. Die Sommerperiode bietet sich auch dadurch an, als dass die Beileitungen bedeutend mehr Wasser führen als im Winter und dadurch ein höherer Impuls bei den Wasserstrahlen erreicht werden kann.

3.3 Abrasion

Abrasion bei Turbinen und Leitapparaten ist ein ernsthaftes Problem, da der Wirkungsgrad reduziert wird und die Unterhaltskosten ansteigen (Varma et al., 2000; Krause und Grein, 1993). Die Sedimentkonzentration, die Mineralienzusammensetzung, die Partikelgrösse und deren Form sowie die kinetische Energie beim Aufprall sind im Abrasionsprozess die wichtigsten Parameter. Je härter das Mineral (Quarzgehalt), je gröber das Partikel und je höher die Aufprallgeschwindigkeit ist, desto grösser ist der zu erwartende Abrasionsschaden. Die Turbinenhersteller entwickeln zunehmend bessere Schutzbeläge und Stahlsorten, welche der Abrasion immer länger widerstehen können (Huwiler, 2002). Jeder Turbinenhersteller verfügt über eigene Kriterien für die Definition der zulässigen Sedimentkonzentration ohne zusätzliche Reparaturen durchführen zu müssen. Diese sind aber nicht öffentlich zugänglich. Das (2005) gibt Grenzwerte für Indien (hoher Quarzgehalt) in Abhängigkeit der Fallhöhe: für kleine und mittlere Fallhöhen (bis zu 150 m) sind dies ca. 200 mg/l, für grosse Fallhöhen (grösser als 150 m) legt er ca. 150 mg/l fest.

4 Experimentelle Untersuchungen

Ziel ist es, den Bereich vor der Staumauer und der Triebwasserfassung dauernd von Feinsedimenten frei zu halten, welche periodisch während Hochwassern durch Trübeströme antransportiert werden. Dazu wird Wasser aus den Beileitungen in eine Druckleitung eingespeist, welche in einem Düsensystem endet. Dadurch wird eine Konfiguration von Wasserstrahlen erzeugt, welche den Stauraumbereich durch Aufwärtsströmungen mischen kann (Abb. 1).

Im hydraulischen Modell wird die Wirkung von Wasserstrahlen auf die Resuspension und das In-Schwebe-Halten der Feinsedimente untersucht. Da angenommen wird, dass der Einfluss von durch Wasserstrahlen erzeugten Zirkulationsströmungen lokal eingeschränkt ist, bildet die Versuchsanlage nur den vordersten Teil eines Stausees ab. Die Versuchsanlage besteht aus einem quaderförmigen Becken mit einer Grundfläche von 1.97 x 4 m^2 und einer Höhe von 1.5 m (Abb. 2). Die vordere Wand verkörpert die Staumauer. Die beiden seitlichen vertikalen Wände begrenzen den Stauraum analog zu den Talflanken. Im Falle einer örtlich beschränkten Zirkulation vor der Talsperre bildet das Wasservolumen im hinteren Beckenteil eine obere Randbedingung wie sie in natura ebenfalls vorhanden ist. Die Wasserfassungen können auf verschiedenen Höhenlagen angeordnet werden. Die Düsenwinkel der Wasserstrahlen können im Modell variiert werden. Für die Wasserstrahlen wird Leitungswasser ohne Sedimentbeigabe verwendet. Die Versuchsanlage wird in einem Modellmassstab von ca. 1:50 abgebildet.

Die Sedimente werden mit gemahlenen Baumnussschalen nachgebildet. Diese sind nahezu kohäsionslos, leicht (spezifisches Trockengewicht von ρ_s = 1480 kg/m^3) und homogen. Die Absetzgeschwindigkeit beträgt ca. 0.8 mm/s in Wasser bei 15°C. Die Partikel haben einen mittleren Durchmesser von d_m = 0.06 mm. Dies erlaubt Feinsedimente nahezu naturgetreu im Experiment nachzubilden.

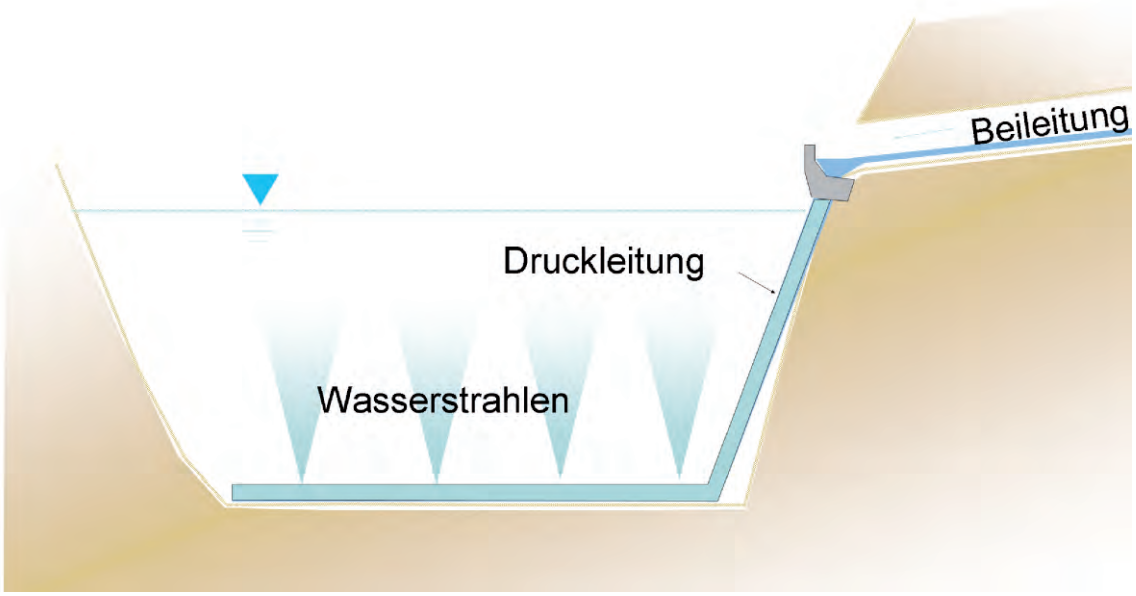


Abb. 1: Schemaskizze der mit dem Wasser der Beileitungen gespiesenen Wasserstrahlen.

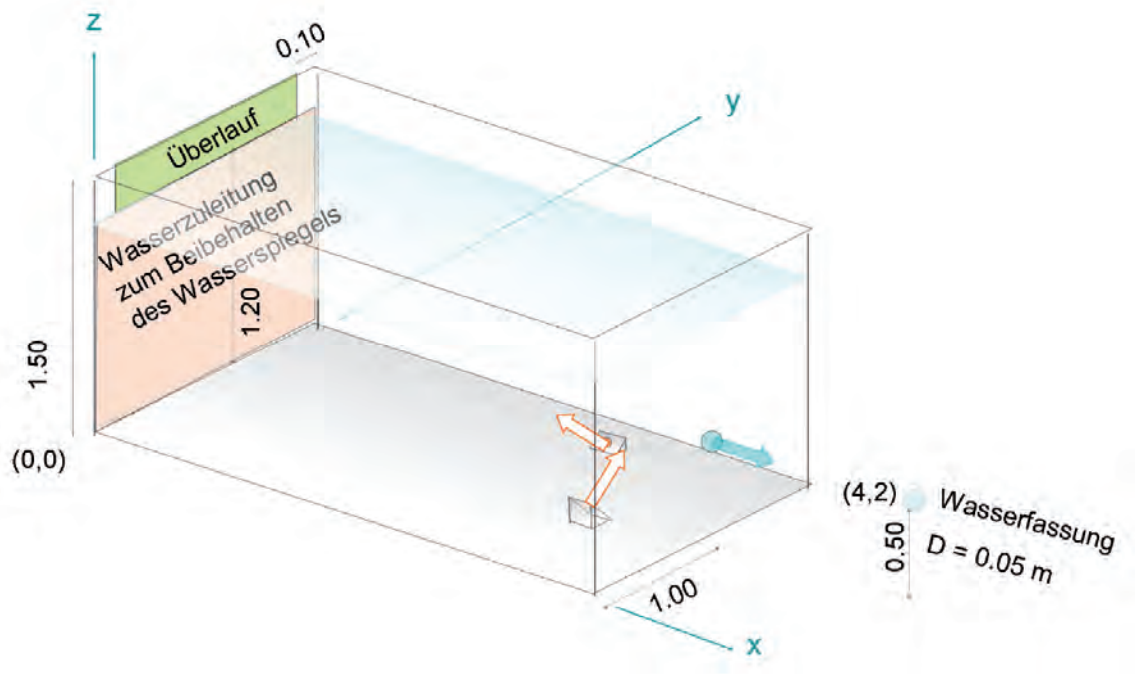


Abb. 2: Schematische Darstellung des hydraulischen Modells mit einer von vielen möglichen Anordnungen der Wasserstrahlen, um eine Durchmischung und Suspension der Feinsedimente vor der Wasserfassung zu bewirken.

Zu Beginn eines Versuchs werden die Sedimente mit einer Druckluftverwirbelung in eine nahezu homogene Suspensionsmischung gebracht. Die homogene Mischung simuliert die von den Trübeströmen gebildete trübe Wassermasse im Bereich der Talsperre. Anschliessend werden die von der Beileitung gespiesenen Wasserstrahlen aktiviert und die Triebwasserfassung geöffnet. Fortan werden Trübungs- und Geschwindigkeitsmessungen in der Nähe der Wasserentnahme gemacht sowie die Sedimentkonzentration in der Wasserentnahme gemessen, bis letztere einen stationären Zustand erreicht hat.

Mit den systematischen Versuchen werden folgende Parameter studiert:

- Strahlgeschwindigkeit,
- Strahldurchmesser,
- Strahlimpuls,
- Reynoldszahl des Strahls.

Der Jetdurchmesser wird im Modellmassstab mit 3, 6 und 8 mm simuliert, die Geschwindigkeiten variieren zwischen 1.4 und 7.1 m/s (Modellmassstab). Die Wassertemperatur im Labor beträgt ungefähr 15°C.

5 Numerische Simulation

Die numerischen Simulationen werden mit dem CFD (Computational Fluid Dynamics) Software Package von ANSYS durchgeführt. Für die Kalibrierung des Modells wird derselbe Behälter der Versuchsanlage verwendet. Anschliessend kann das kalibrierte Modell für weiter reichende Untersuchungen an reellen Stauseetopographien und Betriebsbedingungen im Prototypmassstab eingesetzt werden.

6 Zusammenfassung

Falls in einem Stauraum eingetragene Feinsedimente kontinuierlich über die Triebwasserfassung abgeführt werden können, wird die nachhaltige Nutzung erheblich verbessert, indem die Stauraumverlandung stark reduziert wird. Feinsedimente werden periodisch durch Trübeströme entlang dem Talweg bis zur Talsperre und den Auslassorganen transportiert. Ziel der Studie ist es durch optimale Anordnung der Wasserstrahlen eine ständige Durchmischung und Suspension der Feinsedimente im Bereich der Wasserfassung zu bewirken, so dass diese über das Triebwassersystem in einer zulässigen Konzentration abturbiniert werden. Die optimale Anordnung der Wasserstrahlen wird experimentell sowie mittels eines numerischen Modells untersucht und bestimmt.

Die Studie befasst sich ausschliesslich mit langen und tiefen Stauhaltungen wie sie in den Alpen vorkommen, wo die abgelagerten Sedimente im Bereich der Talsperre fein sind.

Eine Wirtschaftlichkeitsanalyse der oben beschriebenen Massnahme wird Teil der Studie sein. Diese wird hauptsächlich aus einem Vergleich zwischen den Investitions- und Unterhaltskosten zur Erzeugung der Wasserstrahlen und den Ausgaben für konventionelle Entlandungsmethoden bestehen.

Eine Teilstudie bezüglich der Bestimmung der zulässigen Sedimentkonzentration zeigt, dass in Abhängigkeit der Abflussmenge im Unterwasser des Kraftwerks die ökologischen Belange die Abrasionsproblematik oftmals überwiegen. Die ökologischen Kriterien hängen stark von der bestehenden Biozönose ab und setzen gewässerspezifische Untersuchungen voraus.

Mit Hilfe der numerischen Simulationen wird eine Fallstudie durchgeführt werden, wobei die Funktionstüchtigkeit der gewählten Wasserstrahlanordnung überprüft und in die reelle Topographie mit den tatsächlich vorhandenen Beileitungen übertragen wird.

Referenzen

Alam, S. (1999). "The influence and management of sediment at hydro projects", Hydropower & Dams 3:54-57.

Bucher, R. (2002). "Feinsedimente in schweizerischen Fliessgewässern, Einfluss auf die Fischbestände". Fischnetz-Publikation, Projekt Fischrückgang Schweiz, Teilprojekt-Nr. 01/07, Eawag.

Das, D. (2005). "Prospects and problems in hydropower development in India." Script of LCH-Conference.

De Cesare, G. (1998), "Alluvionnement des retenues par courants de turbidité". Mitteilung Nr. 7, Laboratoire de constructions hydrauliques (LCH), EPFL, ISSN 1661-1179.

Graf, W. H., (1984). "Storage losses in reservoirs", International Water Power & Dam Construction 36 (4): 37-40.

Griffiths, W., and B. Walton., (1978). "The effects of sedimentation on the aquatic biota." Alberta Oil Sands Environmental Research Program, Report #35.

Hotchkiss, R.H. and Huang, X. (1995). "Hydrosuction sediment-removal systems (HSRS): principles and field test". Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 121(6), 479-489.

Hotchkiss, R.H. and Huang, X. (1996). "Reservoir sediment management with hydrosuction sediment removal system part II: field test and implementation." Reservoir Sedimentation, Proceedings of the St Petersburg Workshop, S. Bruk and H. Zebidi, eds, IHP-V, Technical Documents in Hydrology No. 2, UNESCO, Paris, 224-249.

Huwyler, P. (2002). "Möglichkeiten zur Feststoffevakuation aus Stauseen durch die Triebwasserleitung", Technischer Bericht, Diplomarbeit des Nachdiplomstudiums in Hydraulischen Anlagen, EPFL-LCH, Zürich, Switzerland.

International Committee on Large Dams (ICOLD), (1989). "Sedimentation control of reservoirs – Guidelines", Bulletin 67).

Jacobsen, T. (1999). "Sustainable reservoir development: The challenge of reservoir sedimentation", Conference Proceedings "Hydropower into the Next Century", Gmunden, Austria, 719-728.

Krause, M. and Grein, H. (1993). "Abrasion, research and prevention", Sulzer Technical Review 2:30-36.

Morris, G.L. and Fan J. (1997). "Reservoir Sedimentation Handbook: Design and Management of Dams, Reservoir and Watersheds for Sustainable Use", McGraw-Hill, New York, 805 pp.

Oehy, Ch. (2003). "Effects of obstacles and jets on reservoir sedimentation due to turbidity currents". Mitteilung Nr. 15, Laboratoire de constructions hydrauliques (LCH), EPFL, ISSN 1661-1179.

Oehy, Ch.D. and Schleiss, A.J. (2007). "Control of turbidity currents in reservoirs by solid and permeable obstacles". J. Hydr. Engrg. 133, 637-648.

Raboud, P.-B. (2005). "Cadre légal dans le canton du Valais", Interreg IIIB – Projet Alpreserv, Nachhaltiges Sedimentmanagement in alpinen Speichern, Mitteilung Nr. 22, Laboratoire de constructions hydrauliques (LCH), EPFL, ISSN 1661-1179: 75-94.

Robinson, K.M. (1981). "Reservoir Release Water Quality Improvement by Localized Destratification". National Technical Information Service, PB81-203145. Springfield, VA. 86 pp.

Ryan, P. (1991). "Environmental effects of sediment in New Zealand streams: a review." New Zealand Journal of Marine and Freshwater Research 25: 207-221.

Schleiss, A. und Oehy, C. (2002). "Verlandung von Stauseen und Nachhaltigkeit", Wasser, Energie, Luft, Heft 7/8, 227-234.

Schleiss, A., Feuz, B., Aemmer, M. and Zünd, B. (1996). "Verlandungsprobleme im Stausee Mauvoisin. Ausmass, Auswirkungen und mögliche Massnahmen", Int. Symposium "Verlandung von Stauseen" – Mitteilungen VAW, Nr. 141, Teil 1, Zürich, Switzerland, 37-58.

Sinniger, R.O., De Cesare, G., Boillat, J.-L. (1999). "Propriété des alluvions récentes dans les retenues alpines", Wasser, Energie, Luft, Heft 9/10, 255-258.

Staub, E. (2000). "Effects of sediment flushing on fish and invertebrates in Swiss alpine rivers." Toyama, International Workshop and Symposium on Reservoir Sedimentation Management, 185-194.

Varma, C.V.J., Naidu, B.S.K. and Rao, A.R.G. (2000). "Silting problems in hydro power plants", A. A. Balkema, Rotterdam.

Walling, E.E. (1997). "The response of sediment yields to environmental change." Human impact on erosion and sedimentation 245: 77-89.

Wasewar, K.L. (2006). "A design of jet mixed tank", Chem. Biochem. Eng. Q., Vol. 20, No.1, 31-46.

Adresse der Autoren

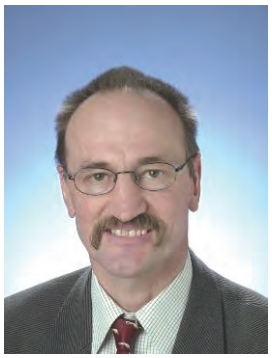
dipl. Bau-Ing. ETH/SIA Jolanda Jenzer Althaus
École Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL)
Laboratoire de constructions hydrauliques (LCH)
Station 18
CH-1015 Lausanne
E-Mail: jolanda.jenzer@epfl.ch



dipl. Bau-Ing. ETH Dr. Giovanni de Cesare
École Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL)
Laboratoire de constructions hydrauliques (LCH)
Station 18
CH-1015 Lausanne
E-Mail: giovanni.decesare@epfl.ch



dipl. Bau-Ing. ETH/SIA Prof. Dr. Anton Schleiss
Dipl. Bau-Ing. ETH/SIA
École Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL)
Laboratoire de constructions hydrauliques (LCH)
Station 18
CH-1015 Lausanne
E-Mail: anton.schleiss@epfl.ch



Hydraulische Modellierung mit beweglicher Sohle für Stauhaltungen am Oberen Inn

R. Kohane

1 Staustufen am Oberen Inn

Der Inn ist als geschlossene Kraftwerkskette ausgebaut. Am Oberen Inn zwischen Innsbruck und Wasserburg befinden sich auf österreichischer Seite die Staustufen Kirchbichl, Langkampfen, Oberaudorf/Ebbs und auf deutscher Seite die Stufen Nußdorf, Rosenheim, Feldkirchen und Wasserburg (Abb. 1).

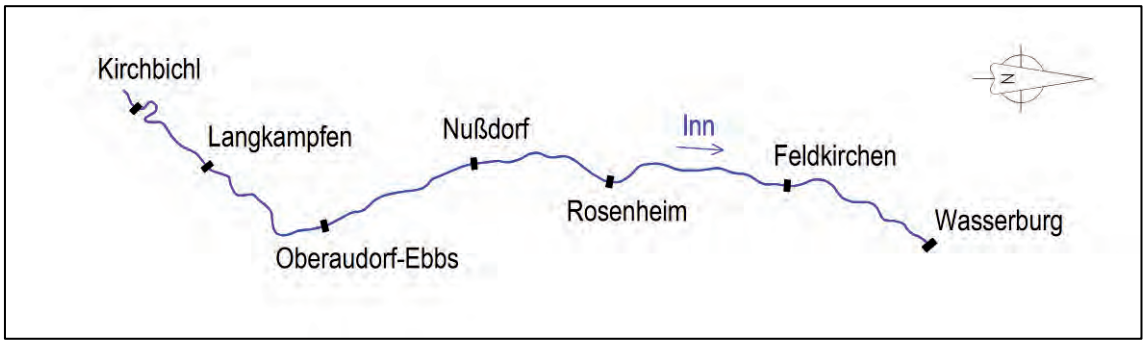


Abb. 1: Staustufen am Oberen Inn.

Die Stauräume dieser Staustufen sind größtenteils durch Stauhaltungsdämme seitlich begrenzt. Bei der Planung der einzelnen Anlagen wurden Höchstwasserspiegellagen für die Bemessungsabflüsse unter Berücksichtigung der zu erwartenden Stauraumverlandung prognostiziert. Die berechneten Wasserspiegellagen dienten als Grundlage für die Bemessung der Dämme.

Seit der Inbetriebnahme haben sich bei den meisten Anlagen die Bemessungshochwasserabflüsse erhöht. Für die Stauanlage Nußdorf beispielsweise ergab sich zwischen 1981 und 1994 eine Erhöhung des HQ100 von 1950 m³/s auf 2250 m³/s d.h. ca. 15%. Darüber hinaus hat sich in einigen Stauräumen die Sedimentverlandung mit zum Teil größeren Sedimentanlandungen anders entwickelt als vorhergesagt. Die höheren Bemessungsabflüsse und die größere Stauraumverlandung haben zur Folge, dass die im Wasserrechtsbescheid fixierten und geforderten Höchstwasserspiegellagen und Freibordmaße der Stauhaltungsdämme nicht überall eingehalten werden können. Vorhandene Defizite an den Hochwasserschutzeinrichtungen kamen vor allem beim Extremhochwasser vom August 2005 zum Vorschein.

Aus den oben genannten Gründen wurden die Staustufenbetreiber von der Genehmigungsbehörde aufgefordert, neue rechnerische Nachweise der Höchstwasserspiegellagen und Freiborde zu führen und, falls erforderlich, auch adäquate Abhilfemaßnahmen zur Widerherstellung der bescheidgemäßen Verhältnisse auszuarbeiten. Zur Durchführung der geforderten rechnerischen Nachweise werden numerische Modelle eingesetzt.

2 Verlandung der Stauräume

Durch die starke Sedimentführung des Inn verlanden die Stauräume der Innstaustufen in relativ kurzer Zeit. In der Regel wird wenige Jahre nach Inbetriebnahme der Staustufe der Endzustand der Verlandung erreicht. Dieser Verlandungsendzustand kann als dynamisch bezeichnet werden, denn die Endverlandungssohle oder Gleichgewichtssohle ist gewissen Schwankungen unterworfen. Im Endverlandungszustand pendelt die Sohle auf und ab innerhalb eines Schwankungsbandes in Abhängigkeit vom Abflussgeschehen und vom Betrieb der oberliegenden Staustufen.

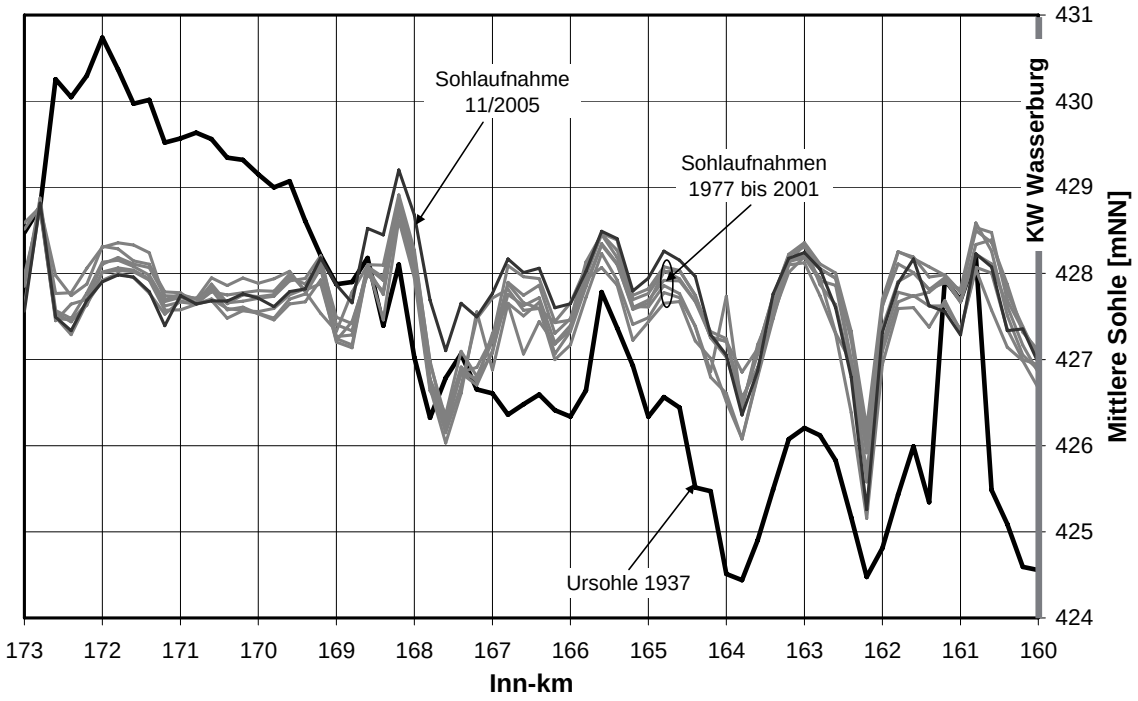


Abb. 2: Zeitliche Entwicklung der mittleren Sohlen im Stauraum Wasserburg.

Das oben beschriebene Verhalten lässt sich am Beispiel der zeitlichen Entwicklung der mittleren Sohlen in den Stauräumen Wasserburg (Abb. 2) und Nußdorf (Abb. 3) beobachten. Im Stauraum Wasserburg ist eine relativ stabile Endverlandungssohle zu erkennen, die auch durch größere Hochwasser wie das vom August 1985 oder das vom August 2005 nur schwach verändert wird. Im Stauraum Nußdorf dagegen sind größere zeitliche Sohlschwankungen erkennbar,

die vor allem auf betriebsbedingte Einflüsse wie Stauzielabsenkungen bei Hochwasser oder Stauraumspülungen in den oberliegenden Staustufen zurückzuführen sind. In Abb. 3 ist außerdem die bereits oben erwähnte kurze Dauer des Sedimentverlandungsprozesses im Stauraum Nußdorf zu sehen. Hier war bereits nach weniger als 4 Jahren nach Inbetriebnahme der Staustufe der Stauraum verlandet.

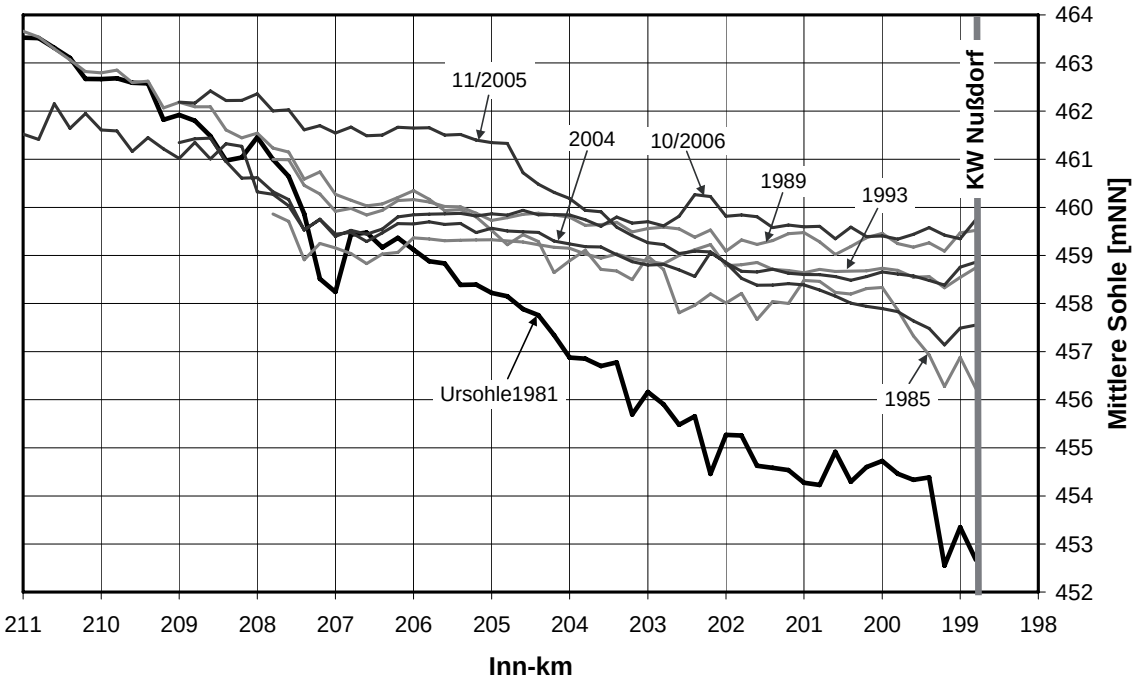


Abb. 3: Zeitliche Entwicklung der mittleren Sohlen im Stauraum Nußdorf.

Die Darstellung der mittleren Sohlen in Abb. 3 zeigt eine weitere Besonderheit des Sedimenttransports in den Stauräumen am Oberen Inn. Während des Augusthochwassers 2005 haben sich größere Mengen von Feinsedimenten im oberstromigen Bereich des Stauraums Nußdorf abgelagert (Sohle 11/2005). Die nach etwa einem Jahr nach dem Hochwasser aufgenommene Sohle zeigt, dass die abgelagerten Sedimente fast vollständig ausgeräumt und nach Unterstrom weiter transportiert wurden. Die Sedimentmobilisierung erfolgte in relativ kurzer Zeit und bei verhältnismäßig niedrigen Abflüssen.

3 Berechnung der Wasserspiegellagen

Aus früheren Erfahrungen an verschiedenen Staustufen am Oberen Inn ist bekannt, dass sich die Höchstwasserspiegellagen im Stauraum im Hochwasserfall mit herkömmlichen Verfahren zur Wasserspiegellagenberechnung nicht sinnvoll erfassen lassen. Berechnungen für den Stauraum Feldkirchen bei HQ_{100} zeigen, dass die Differenzen zwischen berechneten und beobachteten Wasserspiegellagen bis zu 1,0 m betragen können.

Als die ersten Versuche zur Modellierung der Wasserspiegellagen im Stauraum Feldkirchen im Jahre 1997 begonnen wurden, galt es zunächst die Gründe für die großen Abweichungen zwischen Berechnung und Natur zu verstehen. Dabei wurde in Betracht gezogen, dass während eines großen Hochwassers eine starke Ausräumung der an der Innsohle abgelagerten Feinsedimente stattfinden muss. Die Sedimentausräumung bewirkt eine Eintiefung der Sohle und eine Verschiebung der Wasserspiegellagen. Zur Überprüfung dieser Annahme wurde damals die Sedimentausräumung bei Hochwasser mit einem Prototyp des unten beschriebenen Strömungs- und Schwebstofftransportmodells **WspSed** modelliert.

Durch die Berücksichtigung der Sedimentausräumung konnten zwar deutlich bessere Ergebnisse erzielt werden, eine genaue Abbildung der gemessenen Wasserspiegellagen lies sich aber nur erreichen, indem die Erosion und Sedimentausräumung im Modell überproportional hoch angesetzt wurden. Das Maß der daraus berechneten Sohleintiefungen erschien zu groß und somit nicht plausibel. Es musste also ein weiterer Prozess bei Hochwasser stattfinden, der einen Einfluss auf die Strömung und die Wasserspiegellagen hat.

Aus den Feldmessungen war bekannt, dass die Ablagerungssedimente im Rückstaubereich der Staustufen aus Feinsand bestehen (s. Abschnitt 4). Dies lies die Vermutung aufkommen, dass im Rückstaubereich möglicherweise Sohlformen (Transportkörper) vorhanden sind. Die Transportkörper werden während des Hochwassers abgetragen, die Sohle glättet sich und dies bewirkt eine Reduzierung des Fließwiderstands. Ein entsprechender Ansatz zur Berücksichtigung von Sohlformen wurde in das Modell eingebaut, womit eine weitere Verbesserung der Ergebnisse erreicht werden konnte.

Die Existenz der beiden oben beschriebenen Prozesse konnte erst einige Jahre später nachgewiesen werden. Mit der Einführung von flächigen Sohlaufnahmen mittels Fächerecholot im Jahr 2003 konnten zunächst die vermuteten Sohlformen in den Stauräumen am Oberen Inn erkannt und sichtbar gemacht werden (Abb. 4 und 5). Der Beweis über die starke Sedimentausräumung und Eintiefung der Sohle während des Hochwassers konnte beim Augusthochwasser 2005 im Stauraum Nußdorf anhand von ADCP-Messungen der TU-München erbracht werden (Fiedler et al. 2006).

Das im Zuge der verschiedenen Stauraummodellierungen am Oberen Inn eingesetzte numerische Strömungs- und Feststofftransportmodell trägt den Namen **WspSed**. Das Modell wurde ursprünglich am Institut für Wasserbau der Universität Stuttgart entwickelt und später vom Verfasser erweitert und weiterentwickelt (Kohane 1991). Es basiert auf einer eindimensionalen Strömungsberechnung, welche den Gesamtströmungswiderstand aus der Reibungskraft infolge

Kornrauheit (Oberflächenwiderstand) und der Druckkraft infolge Über- und Unterströmung der Sohlformen (Formwiderstand) nach dem Ansatz von Einstein-Barbarossa (DVWK 1988) berücksichtigt.

Zur Modellierung des Schwebstofftransports wird ein Konvektions- Dispersionsmodell basierend auf einem Streifenansatz verwendet, welches die Prozesse der Advektion, Dispersion, Erosion und Sedimentation beschreibt (Westrich 1987). Die numerische Lösung der Transportgleichung für jeden Teilquerschnitt des Fließgewässers (Flussschlauch und zwei Vorländer) erfolgt mit Hilfe eines iterativen Differenzenverfahrens. Das Modell berechnet an den Modellstützstellen die tiefengemittelte Schwebstoffkonzentration, die Erosionsrate und die Sedimentationsrate jeweils im Flussschlauch und auf den Vorländern. Aus den Erosions- und Sedimentationsraten kann für einen vorgegebenen Zeitschritt Δt die Änderung der Sohlenhöhe durch Eintiefung bzw. Auflandung berechnet werden.

Da die Modellierungsabschnitte der Stauräume relativ kurz sind, ist auch bei größeren Hochwassern kein nennenswerter Instationaritätseffekt zu verzeichnen. Demnach ist eine quasi-stationäre Strömungs- und Transportberechnung gerechtfertigt. Somit können nichtstationäre Langzeitprozesse mit abschnittsweise stationären Lösungen dargestellt werden.

4 Feldmessungen und Laboruntersuchungen

Die ersten Feldmessungen im Zusammenhang mit der Modellierung des Feststofftransports am Oberen Inn wurden im Februar 1998 im Stauraum Feldkirchen durchgeführt (ERM-LI 1998). Die Messungen dienten der Bestimmung der bodenmechanischen Eigenschaften der Ablagerungssedimente und der wichtigsten Parameter für die Modellierung des Feststofftransports. An mehreren Flussquerschnitten wurden Sedimentproben mit dem Stechrohr bis zu einer Tiefe von ca. 70 cm entnommen. In jedem Querschnitt wurden jeweils drei Sedimentproben in unterschiedlichen Entfernungen zum Ufer entnommen. Die Korngrößenverteilung der Sedimentproben zeigen, dass die abgelagerten Sedimente aus Feinsand bestehen und eine relativ einheitliche Korngröße von etwa 0,3 mm vorweisen. Im Stauraumbereich sind weder in Flussrichtung noch zum Ufer hin signifikante Unterschiede der Korngröße festzustellen.

Im Stauraum Feldkirchen wurden auch ungestörte Sedimente bis zu einer Tiefe von ca. 50 cm entnommen und entsprechende Erosionstests im Labor durchgeführt (IWS 1998). Die Versuchsergebnisse zeigen, dass der Erosionsbeginn bei einer Sohlschubspannung von etwa 0,5 bis 0,6 Pa zu erwarten ist. Sedimentproben wurden später auch in den Stauräumen Rosenheim und Nußdorf ent-

nommen und untersucht. Die Eigenschaften dieser Sedimente ist mit denen des Stauraums Feldkirchen nahezu identisch.

Seit dem Jahr 2003 werden in den Stauräumen der E-ON Wasserkraft GmbH regelmäßig flächige Sohlaufnahmen mittels Fächerecholot vorgenommen. Die Sohlaufnahmen werden als Rasterdaten mit einer Auflösung von 1x1m aufbereitet. Die flächige Sohlaufnahme eignet sich gut für die Bearbeitung von zweidimensionalen Modellen, wird aber auch als Datengrundlage für die Erstellung von Querprofilen für eindimensionale Modelle verwendet. Aus dem Vergleich von Flächenpeilungen lassen sich sehr detaillierte, räumliche Informationen über die morphologischen Veränderungen im Stauraum gewinnen. Mit Hilfe dieser Peilungen wurde es erstmals möglich, die Existenz von Sohlformen im Rückstaubereich der Staustufen am Oberen Inn nachzuweisen und ihre Geometrie zu erfassen (Abb. 4 und 5).

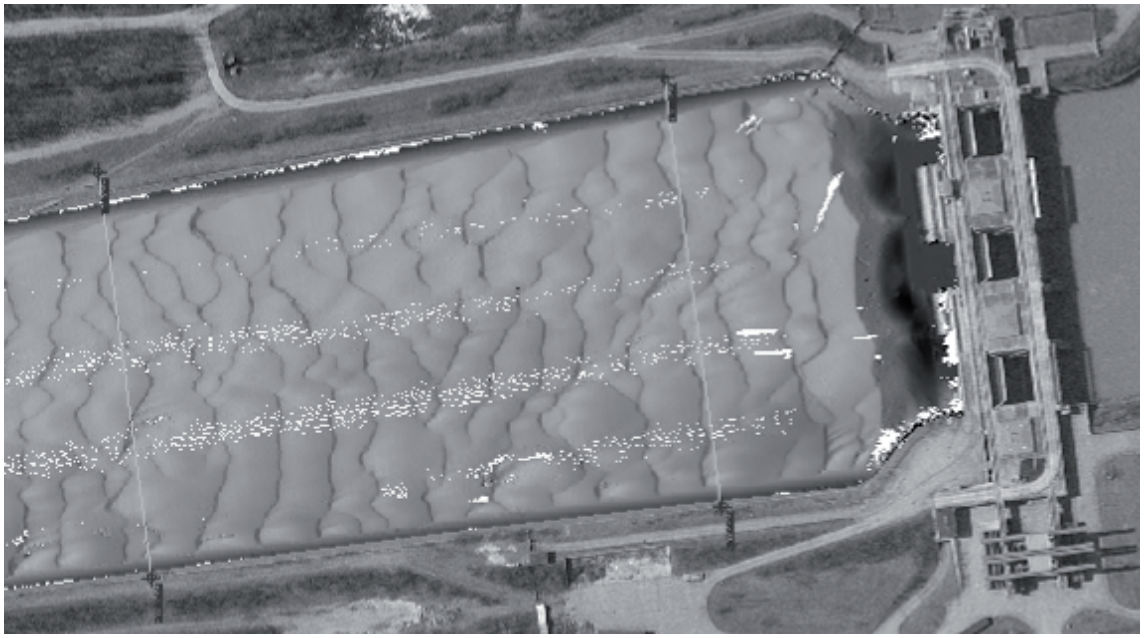


Abb. 4: Sohlformen im Stauraum Nussdorf aus Fächerecholotaufnahme.

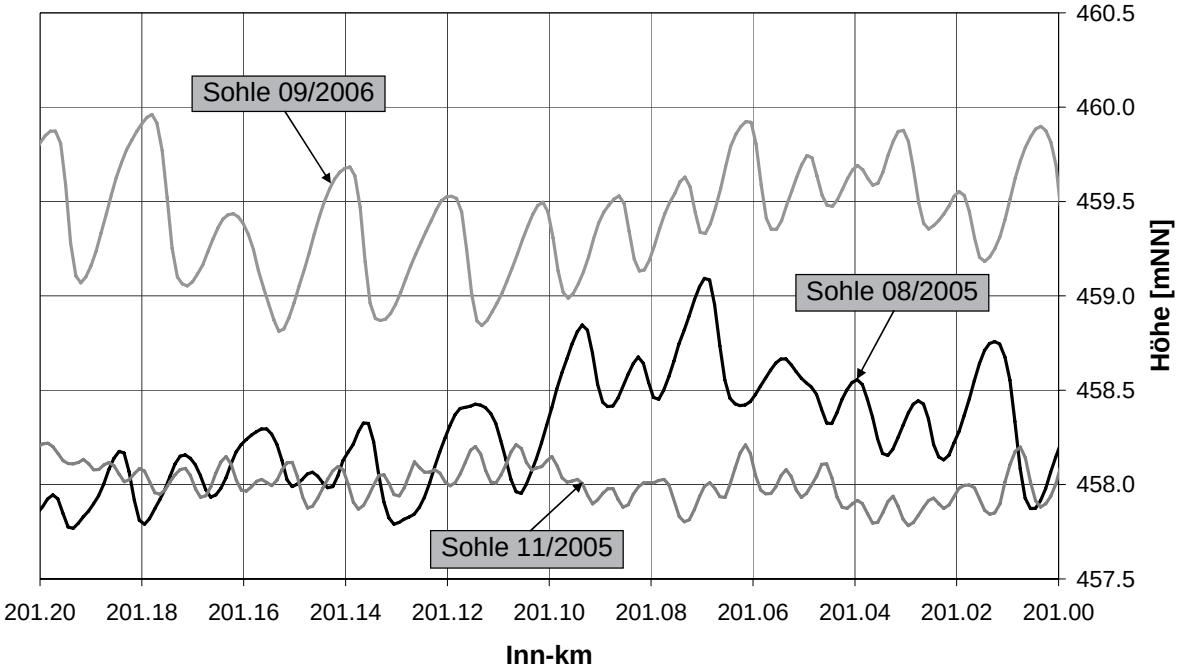


Abb. 5: Abmessungen und Vergleich der Sohlformen im Stauraum Nussdorf aus Fächerecholotaufnahmen.

5 Vorgehensweise der Modellierung

Für die Modellierungen der Innstaustufen wurde eine Methodik entwickelt, die bei jeder neuen Untersuchung weiter verfeinert und optimiert wurde. Die angewandte Vorgehensweise hat sich bisher gut bewährt und wird von allen Projektbeteiligten akzeptiert und für geeignet erachtet. Sie basiert im Wesentlichen auf folgenden Arbeitsschritten:

- Erstellung von mehreren Modellgeometrien für verschiedene Zeitpunkte auf der Basis von vorhandenen Sohlaufnahmen.
- Festlegung des Stauraumabschnitts im Modell, in dem Sohlformen zu erwarten sind. Die Abgrenzung dieses Bereiches erfolgt in erster Linie anhand der Fächerecholotpeilungen.
- Abgrenzung des Querschnittsbereichs mit beweglicher Sohle. Die Festlegung des beweglichen Sohlbereiches in jedem Querschnitt erfolgt durch Vergleich der Sohlhöhen aus den einzelnen Sohlaufnahmen.
- Eine Kalibrierung der Sohlreibungsbeiwerte im Verlandungsabschnitt des Stauraums ist nicht erforderlich, da diese nach dem Ansatz von Einstein-Barbarossa in Abhängigkeit der Korngröße des Sohlmaterials im Modell berechnet werden.

- Kalibrierung der Parameter des Feststofftransportmodells anhand einer Langzeitsimulation für einen Zeitraum zwischen zwei oder mehreren Sohlpeilungen (mehrere Jahre). Die Güte der Ergebnisse wird durch Vergleich zwischen gemessenen und berechneten mittleren Sohlen beurteilt.
- Kalibrierung der Parameter des Feststofftransportmodells anhand von Kurzzeitsimulationen (7 bis 14 Tage) für größere, abgelaufene Hochwasser. Hierzu eignen sich vor allem die Hochwasser 08/1985, 05/1999 und 08/2005. Die Güte der Ergebnisse wird durch Vergleich zwischen gemessenen (Wasserstände an stationären Stauraumpegeln oder Wasserspiegelfixierungen) und berechneten Wasserspiegellagen.
- Wahl einer sinnvollen Parameterkombination aus den beiden Kalibrierungen, die eine gute Übereinstimmung zwischen Modell und Natur sowohl für Langzeit- als auch für Hochwassersimulationen ermöglicht.
- Durchführung von Prognoserechnungen für unterschiedliche Bemessungshochwasserabflüsse (z.B. BHQ_1 und BHQ_2 nach DIN 19700) unter Berücksichtigung einer Gleichgewichtssohle oder einer Betriebssohle, die zwischen Betreiber und Genehmigungsbehörde festgelegt wird.
- Bestimmung der resultierenden Freiborde an den Stauhaltungsdämmen aus den berechneten Höchstwasserspiegellagen und Vergleich mit den bescheidgemäßen Werten.
- Untersuchung von Maßnahmenvarianten (einzeln und in Kombination) zur Wiederherstellung der bescheidgemäßen Höchstwasserspiegellagen und Freiborde im Stauraum für den Fall, dass Freiborddefizite vorhanden sind.

6 Modellanwendungen

Das oben beschriebene Modell und die erläuterte Methodik wurden für Untersuchungen an den Innstaustufen Nußdorf, Rosenheim, Feldkirchen, Wasserburg und Neuötting erfolgreich eingesetzt (Rapp et al. 1999), (ERM-LI 2000), (HPI 2006) und (HPI 2008).

Mit Hilfe des Modells wurden in den genannten Staustufen rechnerische Nachweise der Höchstwasserspiegellagen und der vorhandenen Freiborde für die maßgebenden Bemessungshochwasserabflüsse geführt. Die Ergebnisse dieser Berechnungen werden gleichzeitig als Grundlage für die Planung von verschiedenen Anpassungsmaßnahmen an vorhandenen Hochwasserschutzeinrichtungen, hauptsächlich für Stauhaltungsdämme des Inn und der Seitengewässer.

Eine größere Maßnahme wurde mit Hilfe des Modells im Stauraum Feldkirchen dimensioniert (HPI 2003), (HPI 2004) und (HPI 2006). Hier war die Frage zu

klären, inwieweit die bescheidgemäßen Höchstwasserspiegellagen des Inn im Mündungsbereich der Mangfall bei Rosenheim durch eine flussbauliche Maßnahme wiederhergestellt werden können. Im Rahmen der Modellstudie wurden mehrere Maßnahmenvarianten umfassend untersucht und eine davon wurde schließlich als Vorzugsvariante für die weitere Planung verwendet (Loy 2008). Diese besteht aus einer rechtsseitigen Aufweitung des Innquerschnitts im Bereich der vorhandenen Flutmulden flussabwärts der Mangfallmündung. Die Querschnittsaufweitung erstreckt sich über eine Gesamtlänge von ca. 2,2 km und das Maß der Aufweitung beträgt 18 m (Abb. 6). Auf der Grundlage der Modellergebnisse erfolgte die Detailplanung der Maßnahme und im Jahr 2007 kam es zur Ausführung. Die Maßnahme ist inzwischen fertig gestellt.

Gegenwärtig werden umfassende Modelluntersuchungen für den Stauraum Nußdorf durchgeführt. Dabei wird das Modell unter anderem zur Klärung der Frage eingesetzt, inwieweit eine veränderte Betriebsregelung der Anlage eine wirksame Absenkung der Hochwasserspiegellagen in den kritischen Stauraumbereichen bewirken kann. Für diese Frage ist eine möglichst genaue rechnerische Erfassung des Ausräumungsprozesses und der Sohleintiefung während des Hochwassers erforderlich. Dies lässt sich mit dem Modell gut simulieren.

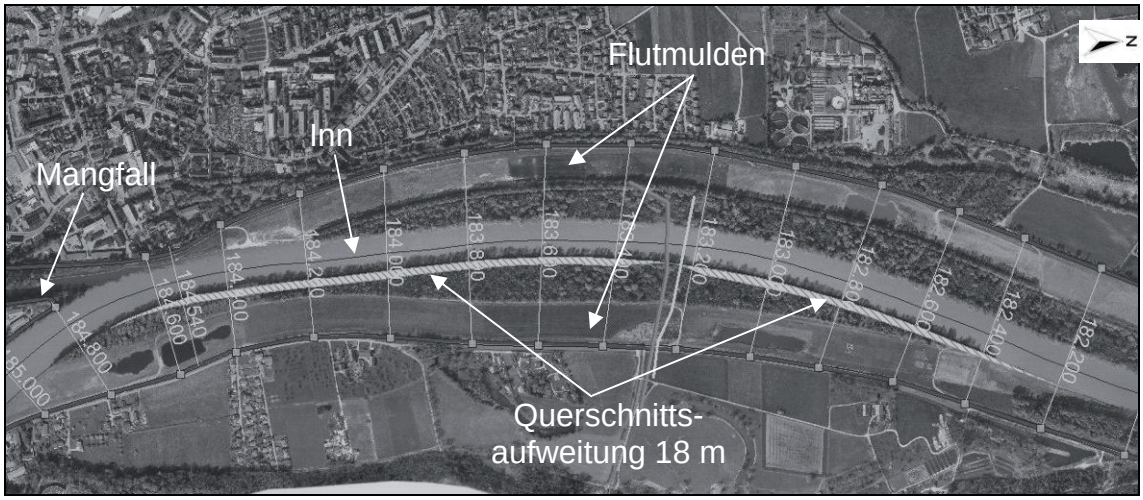


Abb. 6: Querschnittsaufweitung im Stauraum Feldkirchen.

Das Augusthochwasser 2005 stellte in den Staustufen am Oberen Inn ein 100-jährliches Ereignis dar. Anhand der Pegelaufzeichnungen und der Wasserspiegelfixierungen konnten in allen Stauräumen die Höchstwasserspiegellagen gut dokumentiert werden. Für die Stauräume Rosenheim, Feldkirchen und Wasserburg wurden Simulationen für das Augusthochwasser 2005 zur Validierung der bereits erstellten Prognosen vorgenommen. In allen Fällen konnte eine gute Übereinstimmung zwischen den in der Natur gemessenen und den mit dem Modell prognostizierten Wasserspiegellagen beobachtet werden.

Ein wichtiger Aspekt bei der Konzeption und Untersuchung von Lösungsvorschlägen ist die Beurteilung der langfristigen morphologischen Auswirkungen der vorgeschlagenen Maßnahmen in den Stauräumen. Dazu sind Betrachtungen über Zeiträume von mehreren Jahren erforderlich. Mit dem hier vorgestellten Modellansatz lassen sich Langzeitsimulationen mit vernünftigem Rechenaufwand problemlos realisieren und darauf stützend Aussagen über langfristige Entwicklungen treffen. Im Rahmen aller bisher durchgeführten Untersuchungen für die einzelnen Stauräume wurden solche Langzeitsimulationen vorgenommen. Die Ergebnisse dieser Simulationen dienten als wichtiges Kriterium für den Vergleich und die Beurteilung von einzelnen Lösungsvarianten.

7 Zusammenfassung

Im vorliegenden Beitrag wird ein Modellansatz zur Berechnung der Wasserspiegellagen im Hochwasserfall in den Stauhaltungen am Oberen Inn vorgestellt. Es handelt sich dabei um ein speziell für den Transport von Feinsedimenten in Flussstauhaltungen entwickeltes numerisches Strömungs- und Feststofftransportmodell, welches die maßgebenden Prozesse der Sedimentausräumung und Sohleintiefung sowie der Veränderung des Fließwiderstands infolge der Sohlverformung während des Hochwassers berücksichtigt.

Der Modellansatz wurde bereits bei Untersuchungen an den Innstaustufen Nußdorf, Rosenheim, Feldkirchen, Wasserburg und Neuötting erfolgreich eingesetzt. Anhand des Hochwassers vom August 2005 konnten die mit dem Modell prognostizierten Höchstwasserspiegellagen für den Bemessungshochwasserabfluss BHQ_1 (HQ_{100}) sowie die zeitliche und räumliche Entwicklungen der Sohllagen in den einzelnen Stauräumen verifiziert werden. Mit Hilfe des Modells konnte außerdem eine wirksame wasserbauliche Maßnahme im Stauraum Feldkirchen zur Absenkung der Hochwasserspiegellagen des Inn im Mündungsbereich der Mangfall bei Rosenheim geplant und dimensioniert werden.

Gegenwärtig wird das Modell zur Untersuchung von Fragen der Sedimentbewirtschaftung in der Staustufenkette eingesetzt. Dabei geht es in erster Linie um Stauraumspülungen in den oberliegenden Staustufen, die regelmäßig durchgeführt werden und bei denen größere Sedimentmengen in kurzer Zeit mobilisiert und in die stromabwärts liegenden Stauräume weiter transportiert werden. Um massive Ablagerungen dieser Sedimente in kritischen Stauraumbereichen zu vermeiden, müssen hier geeignete Lösungsvorschläge erarbeitet werden.

Referenzen

DVWK (1988): Schriftenreihe des Deutschen Verbands für Wasserwirtschaft und Kulturbau e.V. (1988): Feststofftransport in Fließgewässern - Berechnungsverfahren für die Ingenieurpraxis. H 87, ISBN 3-490-08797-6.

ERM Lahmeyer International GmbH - ERM-LI 1998): Innstaustufe Feldkirchen - Berechnung von Wasserspiegellagen und Feststofftransport bei extremen Hochwasserereignissen. Studie im Auftrag der Bayernwerk Wasserkraft AG, Neu-Isenburg, November 1998.

ERM Lahmeyer International GmbH - ERM-LI (2000): Innstaustufe Wasserburg - Berechnung der Wasserspiegellagen bei extremem Hochwasser und beweglicher Sohle. Studie im Auftrag der Bayernwerk Wasserkraft AG, Neu-Isenburg, Mai 2000.

Fiedler, K, Zunic, F., Matthes, H. (2006): Erfassung des Sohlaustrags während Hochwasser mit Hilfe von ADCP-Messungen, Wasserbausymposium Graz, September 2006.

Hydroprojekt Ingenieurgesellschaft mbH - HPI (2003): Modelluntersuchung zur Beurteilung einer Baggermaßnahme im Stauraum der Innstaustufe Feldkirchen. Studie im Auftrag der E.ON Wasserkraft GmbH, Bad Vilbel, März 2003.

Hydroprojekt Ingenieurgesellschaft mbH - HPI (2004): Weiterführende Modelluntersuchung zur geplanten Baggermaßnahme im Stauraum der Innstaustufe Feldkirchen. Studie für die E.ON Wasserkraft GmbH, Bad Vilbel, September 2004.

Hydroprojekt Ingenieurgesellschaft mbH - HPI (2006): Innstaustufe Feldkirchen - Hydraulische und morphologische Untersuchung zur geplanten Querschnittsaufweitung von Inn-km 182,4 bis Inn-km 184,6. Studie im Auftrag der E.ON Wasserkraft GmbH, Bad Vilbel, Februar 2006.

Hydroprojekt Ingenieurgesellschaft mbH - HPI (2006): Innstaustufe Wasserburg - Strömungs- und Feststofftransportmodellierung. Studie im Auftrag der E.ON Wasserkraft GmbH, Bad Vilbel, Juli 2006.

Hydroprojekt Ingenieurgesellschaft mbH - HPI (2008): Innstaustufe Rosenheim - Strömungs- und Feststofftransportmodellierung. Studie im Auftrag der E.ON Wasserkraft GmbH, Bad Vilbel, in Vorbereitung.

Institut für Wasserbau Universität Stuttgart - IWS (1998): Auswertung der Messdaten vom 04.02.1998 an der Innstaustufe Feldkirchen. Stuttgart, Juli 1998.

Kohane, R. (1991): Programm WSP_H zur Wasserspiegellagenberechnung in Fließgewässern mit überströmten Vorländern. Programmdokumentation Nr. 91/10 (HG 145), Institut für Wasserbau, Universität Stuttgart.

Loy, G (2008): Die neu berechneten Wasserspiegellagen am Inn und die dadurch notwendigen Maßnahmen zur Gewährleistung der Hochwassersicherheit im Bereich Rosenheim, Internationales Symposium „Neue Anforderungen an den Wasserbau“, Zürich, September 2008.

Rapp, R.; Kohane, R.; Westrich, B. (1999): Berechnung von Wasserspiegellagen und Feststofftransport bei extremen Hochwasser in der Innstaustufe Feldkirchen, Schrift des Deutschen Verbandes für Wasserwirtschaft und Kulturbau (DVWK), Arbeitskreis Schwebstoffe und Schadstoffe in Fließgewässern.

Westrich, B. (1987): Fluvialer Feststofftransport - Auswirkung auf die Morphologie und Bedeutung für die Gewässergüte. Habilitationsschrift, Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen, Universität Stuttgart.

Adresse des Autors

Dr. Roberto Kohane
Hydroprojekt Ingenieurgesellschaft mbH
Regionalbereich West - Bad Vilbel
Friedbergerstraße 173
D-61118 Bad Vilbel
E-Mail: roberto.kohane@lahmeyer.de





Numerische Modellierung der Verlandungsprozesse des Merowe Stauraums am Nil im Sudan

K. Kramer, A. El Tayeb

1 Einleitung

1.1 Das Merowe Projekt

Der Sudan liegt in Nordost-Afrika und ist mit einer Fläche von über $2{,}5*10^6$ km² etwa siebenmal so groß wie Deutschland und damit größter Flächenstaat des Kontinents. Obwohl der Nil das gesamte Land durchquert, ist die Wasserkraft im Sudan noch relativ wenig ausgebaut. Um das Wasserkraftpotential des Landes zu nutzen, sollen in nächster Zukunft eine Reihe von Talsperren verwirklicht werden; das wichtigste Projekt bildet dabei der im Bau befindliche Merowe Staudamm. Entwickelt wird das Projekt von der *Dams Implementation Unit* (DIU), die der Regierung unterstellt ist. Der Staudamm ist das größte im Bau befindliche Wasserwirtschaftsprojekt in Afrika; er liegt am 4. Nil-Katarakt im Sudan, etwa 350 km nördlich der Hauptstadt Khartoum und etwa 550 km stromaufwärts vom Assuan Staudamm in Ägypten. Mit einer Kronenlänge von 9,28 km und einer Höhe von etwa 65 m fasst der knapp 200 km lange Stauraum bei Erreichen des Stauziels eine Wassermenge von 12,4 km³. Abb. 1 zeigt das Projektgebiet mit der Lage im Sudan. Das Wasserkraftwerk besteht aus 10 Francis-Turbinen mit einer installierten Leistung von insgesamt 1.250 MW und einem Durchfluss von etwa 300 m³/s pro Turbine. Mit einer Auslegungsfallhöhe von 43 m beträgt die Jahresstromproduktion etwa 5500 GWh/Jahr. Sie wird die bisherige sudanesische Stromproduktion ungefähr verdoppeln.

1.2 Historische Entwicklung

Das Wasserkraftpotential am 4. Nil-Katarakt wurde schon seit den 1940er Jahren untersucht. Seit dieser Zeit gab es unterschiedliche Ansätze, bis sich schließlich Anfang der 1990er Jahre auf einen Entwurf der Firma *Monenco Agra*, Kanada, geeinigt wurde. Zwischen 1995 und 1999 wurde das Merowe Projekt von *Hydro Project Insitute* (HPI), Moskau, bis zu den Ausschreibungsunterlagen weiter entwickelt.



Abb. 1: Sudan und das Merowe Projekt.

Mitte 2000 wurde *Lahmeyer International GmbH* (LI), Bad Vilbel, mit dem Auftrag betraut, das Projekt zu bewerten und technisch wie auch finanziell weiter zu entwickeln. Der Auftrag beinhaltete weiterführende geotechnische Untersuchungen, verschiedene Anpassungen im Entwurf, die Ausarbeitung einer Sozialverträglichkeits- und Umweltstudie und auch die Planung der Umsiedlung, die für das Bauvorhaben nötig ist. Im Jahr 2002 wurde der Ingenieurvertrag an LI vergeben, der die Erneuerung der Ausschreibungsunterlagen, die Ausschreibung und Vergabe, die Entwurfsplanung, die Bauleitung und die Bauüberwachung beinhaltete. Anfang 2003 wurde der Vertrag für die Baumassnahmen in Höhe von 555 Mio. € von der DIU an eine chinesische Arbeitsgemeinschaft vergeben. Noch im gleichen Jahr wurde mit dem Bau begonnen (Failer et al. 2006). Der erste Aufstau wird im Sommer 2008 erfolgen. Abb. 2 zeigt das Merowe Projekt während des Baus im Dezember 2007.



Abb. 2: Das Merowe Projekt während des Baus im Dezember 2007 (Bild: Dr. Y. Scheid).

1.3 Sedimente am Nil

Erfahrungen vom Assuan Stausee in Ägypten oder auch der Roseires Wasserkraftanlage im Sudan zeigten, dass das Nil-Sediment einen erheblichen Einfluss auf die Lebensdauer und den Betrieb einer Talsperre am Nil hat. Deshalb sollte den Verlandungsprozessen einer neuen Anlage große Aufmerksamkeit geschenkt werden. Abb. 3a) zeigt Sedimentablagerungen mit einigen Metern Mächtigkeit, die sich am Oberwasser-Kofferdamm von Merowe nach nur einer Flut abgelagert haben. Die Nil-Sedimente bestehen hauptsächlich aus feinem Sand, Schluff und Ton, wobei der Großteil des Materials kohäsiv ist und in Suspension transportiert wird. Abb. 3b) zeigt einen Längsschnitt der Stauraumverlandung am 1966 in Betrieb gegangenen Assuan Stausee nach den Vermessungen 1973, 1977, 1995, 1998 und 2003 (El-Sersawy 2005). Saad (2002) beschreibt den Assuan Stauraum als überdimensionale Sedimentfalle, die stromabwärts fast klares Wasser auslässt. Ziel der von LI durchgeführten Untersuchungen war es, ein Verständnis der Transport- und Verlandungsprozesse zu bekommen, die Lebensdauer der Anlage vorherzusagen und die damit verbundene Änderung der Wasserspiegellage in der Stauwurzel zu qualifizieren, um eine nachhaltige Sedimentbewirtschaftung am Merowe Stauraum betreiben zu können.

a) 

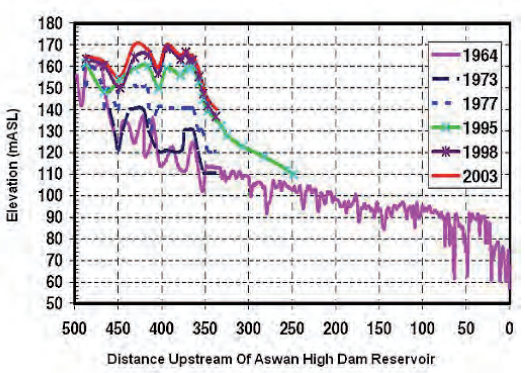
b) 

Abb. 3: a) Kohäsives Sediment am Oberwasser-Kofferdamm nach der Flut 2006, und b) Stauraum-Verlandung am Assuan Stausee nach den Vermessungen 1973, 1977, 1995, 1998 und 2003 (El-Sersawy 2005).

Die wichtigsten Fragestellungen für die Studie waren:

- Vorhersage der Verringerung des aktiven und passiven Stauraums durch die Verlandung,
- Berechnung der Sohl-Entwicklung im Stauraum über einen Zeitraum von 100 Jahren,
- Erstellung von Umsiedlungskarten aufgrund der Ablagerungen in der Stauwurzel nach 10, 30, 50 und 100 Jahren,
- Abschätzung der Auswirkung einer Stausee-Absenkung während der beginnenden Hochwasserperiode, bei der die Fließgeschwindigkeit im Stausee erhöht wird.

2 Numerische Berechnungen

2.1 Aufbau des Modells

Die Sediment-Berechnungen wurden mit der kommerziellen Software Mike 11 vom *Danish Hydraulic Institute* (DHI) durchgeführt. Diese Software ermöglicht die Kopplung von zwei Sediment-Modulen, (1) das Modul für die Lösung der klassischen Sediment-Formeln (GST), die für nicht kohäsives Material gültig sind, und (2) ein Modul mit einem Advektions-Dispersions-Ansatz (ACS) für kohäsives Material. Beide Module waren nötig, um sowohl das kohäsive Nil-Sediment, das etwa 80 % bis 90 % der gesamten Sediment-Fracht beträgt, richtig zu erfassen, aber auch die Ablagerung des nicht kohäsiven Sediments in der Stauwurzel korrekt zu berechnen. Der 1-dimensionale Ansatz wurde aufgrund der Stauraumgröße und des langen Simulationszeitraums von 100 Jahren für das Merowe Projekt gewählt.

Mike 11 berechnet die Veränderung der Sohllage entsprechend der Transportkapazität für die jeweilige Sedimentfraktion. Wird die Transportkapazität im Stauraum unterschritten, lagert sich eine entsprechende Sedimentmenge ab. Wenn der Fluss zu wenig Sediment für die Erfüllung der Transportgleichungen hat, wird es zu einer Aufnahme von Material an der Sohle kommen. Letzteres passiert beispielsweise in Form von Umlagerung während eines Hochwassers oder unterstromig von Talsperren, wo es zur Sohleintiefung kommen kann.

Modelliert wurde ein 220 km langer Flussabschnitt oberstrom vom Merowe Staudamm und ein etwa 350 km langer im Unterstrom, der in dem vorliegenden Artikel nicht betrachtet wird. Der Merowe Stauraum wurde mit einer Länge von 220 km aus 110 Querprofilen nachgebildet, die aus bathymetrisch vermessenen Profilen im Bereich des Flusses und aus einem Digitalen Gelände Modell (DGM) zusammengefügt worden sind.

2.2 Randbedingungen

Nach der Auswertung der hydrologischen Daten zwischen 1963 und 2007 wurde für die oberstromige hydraulische Randbedingung ein typisches Modelljahr ausgewählt, das den Abflüssen von 1977 entspricht (Abb. 4). Die unterstromige Randbedingung entspricht dem veränderlichen Wasserspiegel während des Betriebs, der sich zwischen dem Absenkziel von 285 m NN und dem Stauziel von 300 m NN bewegt. Der Merowe Staudamm ist ein Jahresspeicher, dessen Betrieb auf die Energiemaximierung ausgelegt wurde.

Die oberstromige Randbedingung für die Sedimentzugabe ergab sich aus Messungen des *Hydrological Department of Egypt* zwischen den Jahren 1929 und 1955. Die staatliche Organisation führte damals im Rahmen des geplanten Assuan Staudamms Sedimentmessungen am Nil durch. Die Ergebnisse wurden durch Shalash (1982) zusammengefasst und sind bis heute die einzige durchgehende Zeitreihe für Sedimentmessungen am Nil. Für die Kornverteilung wurden aktuelle Messungen der *DIU Hydrology Task Force* eingesetzt, die in Zusammenarbeit mit LI seit dem Jahr 2004 ein umfangreiches Sedimentmessprogramm durchführen. Abb. 5a) zeigt die gemessene Kornverteilung vom kohäsiven Sediment in Schwebe und Abb. 5b) die Kornverteilung des Sohlmaterials. Die Kornverteilung wurde in 5 Fraktionen unterteilt, wobei für die feinste Fraktion das d_{50} des kohäsiven Sediments eingesetzt wird (Kramer et al. 2007).

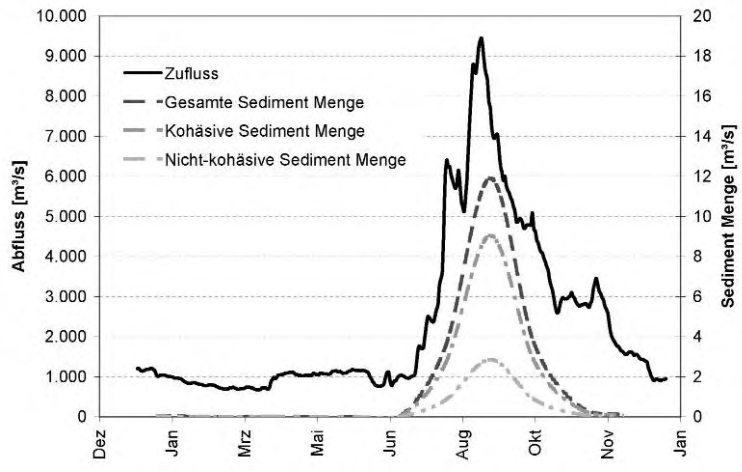


Abb. 4: Hydrologisches Modelljahr von 1977 mit mittlerer Sedimentkonzentration nach Shalash (1982).

2.3 Sensitivitäts-Analyse

Um den Einfluss der unterschiedlichen Eingabe-Parameter zu verstehen, wurde eine ausführliche Sensitivitäts-Analyse durchgeführt. Es zeigte sich, dass die Van Rijn Formel vielversprechende Ergebnisse lieferte. Zu dieser Schlussfolgerung kamen auch Abdel-Fattah et al. (2004) nach einer vergleichenden Studie von unterschiedlichen Transportformeln am Nil in Ägypten. Die Sohl-Rauhigkeit wurde als Funktion der Fließtiefe mit Pegelmessungen kalibriert. Der Einfluss der zeitlich veränderlichen Rauhigkeit mit zunehmender Stauraumverlandung wurde nicht berücksichtigt. Das Sedimentmodell wurde mit der Annahme, dass heute ein Gleichgewichtszustand vorliegt, kalibriert. Die Veränderung der Sohle nach 50 Jahren Modelllaufzeit ohne Staudamm muss nach der Kalibrierung der heute gemessenen Sohle entsprechen. Es zeigt sich, dass die größten Einflüsse auf die Ergebnisse bei der Kornverteilung des Sediments und dem Abfluss zu finden sind. Die Verlandung des Stauraums hängt nicht nur vom Sediment-Eintrag ab, sondern auch vom Abfluss, der für die Transportkapazität und damit für den Austrag maßgebend ist. Für ein repräsentatives Jahr mit einem Jahresabflussvolumen von 72,5 km³ und einem mittleren Hochwasserabfluss von 9.600 m³/s ist der Sedimenthaushalt nach 50 Jahren Modelllaufzeit ohne Staudamm gut ausgeglichen.

Für das kohäsive Sediment wurden die folgenden Parameter als entscheidend herausgestellt:

- die Absetzgeschwindigkeit von kohäsiven Partikeln,
- die kritische Sohlschubspannung, bei der das Material abgesetzt bzw. resuspendiert wird,
- die Dichte und Porosität von kohäsivem und nicht kohäsivem Sediment.

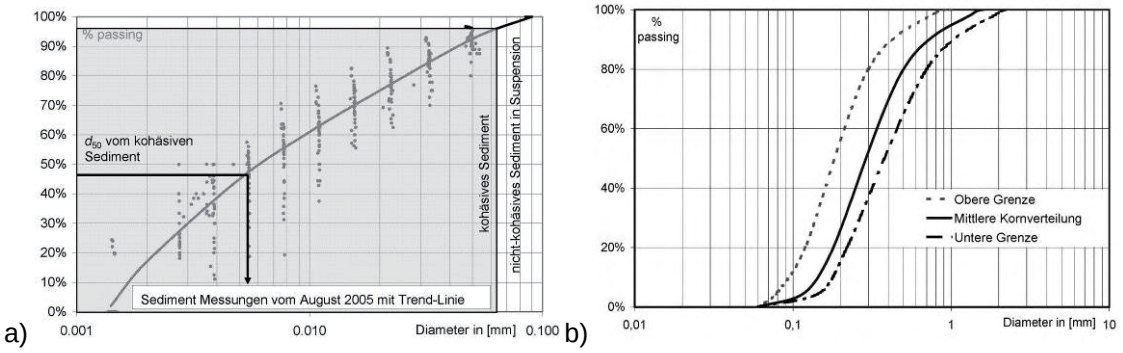


Abb. 5: a) Kornverteilung des kohäsiven Sediments in Schwebe (Sediment Messung im August 2005), b) Kornverteilung des Sohlmaterials.

Die Absetzgeschwindigkeit vom kohäsiven Sediment wurde nach Zanke (1982) bestimmt und um ± 25 % variiert. Das Ergebnis zeigte einen 4 % Unterschied in der Stauraumverlandung nach 100 Jahren Laufzeit. Die kritische Sohlschubspannung, bei der das Material abgesetzt bzw. re-suspendiert wird, wurde ebenfalls nach Zanke zu 35 mm/s gesetzt und um ± 20 % variiert. Dabei ergab sich ein Unterschied von 3 % nach 100 Jahren Verlandung. Entscheidender ist die zeitlich veränderliche Ablagerungsdichte, die nach Angaben von Shalash (1982) am Assuan Stausee etwa 1.590 kg/m³ mit einer Porosität von 40 % beträgt. Dabei ist zu beachten, dass sich das abgelagerte Sedimentvolumen linear mit der Veränderung angesetzten Porosität verhält.

3 Ergebnisse

In den Ergebnissen zeigte sich, dass erwartungsgemäß 100 % des nicht kohäsiven Sediments im Stauraum ablagert wird. Die Verlandungsrate des kohäsiven Feinmaterials beträgt zu Beginn etwa 95 % und nach 100 Jahren noch etwa 60 %. Das entspricht einem Verlust des aktiven Speichervolumens in diesem Zeitraum von etwa 35 %. Diese Erkenntnis ist wichtig für die Lebensdauer der Anlage und den späteren Betrieb. Die Ergebnisse wurden mit Berechnungen vorangegangener Studien am Merowe Stauraum verglichen, nämlich: Monenco (1993), HPI (2001) und Teodoru et al. (2006). Zusätzlich wurde ein empirisches Verfahren angewendet, welches auf der Brune´s Methode basiert. Die berechneten Ergebnisse der numerischen Berechnungen stimmen gut mit den Ergebnissen der Studie von HPI (2001), bei der ebenfalls ein instationäres numerisches Modell verwendet wurde. Die beiden anderen Studien zeigten Abweichungen von ungefähr 30 % insbesondere zwischen 50 Jahren und 100 Jahren nach Inbetriebnahme der Anlage, was auf die Nichtberücksichtigung der zeitlich veränderten Transportkapazität im Stauraum zurückgeführt wird.

In Abb. 6 ist die Sohl-Entwicklung des Merowe Speichers in den nächsten 100 Jahren dargestellt. Darin wird gezeigt, dass sich das nicht kohäsive Sediment in der Stauwurzel im Bereich von 100 km bis 200 km oberstromig vom Staudamm ablagert und sich mit der Zeit weiter in den Stauraum entwickelt. Obwohl die absolute Sedimentmenge vergleichbar klein ist, sind diese Ablagerungen problematisch, weil sie einerseits das aktive Speichervolumen verringern und andererseits den Wasserspiegel in der Stauwurzel erhöhen. Der maximale Anstieg des Wasserspiegels beträgt etwa 8,20 m und liegt bei 170 km oberhalb des Dammes.

Das kohäsive Sediment wird weiter in den Speicher transportiert, mit zunehmender Stauraumverlandung wird der Anteil der nicht abgelagerten Sedimente größer. Die Darstellung in Abb. 6 neigt zur Unterschätzung der Ablagerungen des Feinmaterials, da die Ablagerungsdicke im Bereich zwischen dem Bauwerk und etwa 50 km oberhalb nur recht gering ist. Dabei muss beachtet werden, dass dort die größte Stauraumbreite gegeben ist und bei einer homogenen Ablagerung über die Breite das größte Volumen abgelagert wird.

Untersucht wurde auch, welche Auswirkungen eine Speicherabsenkung zu Beginn der Hochwasserwelle hat. Dabei konnten zwei positive Aspekte festgestellt werden: (1) Das nicht kohäsive Sediment wird weiter vom aktiven Stauraum in den Totraum transportiert, und (2) durch die Erhöhung der Strömungsgeschwindigkeit beim Absenken wird mehr kohäsives Sediment durch den Stauraum transportiert. Dafür stehen sechs Sedimentöffnungen direkt unterhalb der Turbineneinläufe zur Verfügung. Die Absenkung hat etwa eine 17 % geringere Ablagerung nach 100 Jahren zur Folge. Es darf aber auch nicht vergessen werden, dass eine solche Absenkung mit einer erheblichen Mindererzeugung von elektrischer Energie verbunden ist.

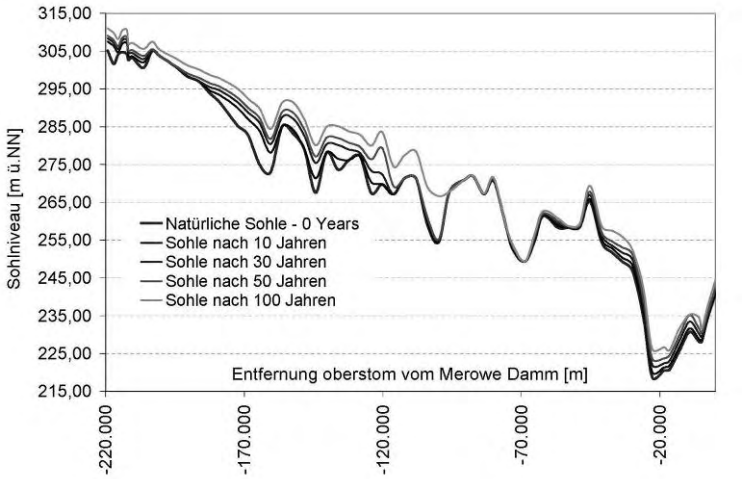


Abb. 6: Entwicklung des Merowe Speichers in den nächsten 100 Jahren.

4 Zusammenfassung

Der vorliegende Artikel beschreibt die numerische Modellierung des Stauraums am Merowe Staudamm, dem größten im Bau befindlichen Wasserwirtschaftsprojekt in Afrika. Ziel der Untersuchungen war es, ein Verständnis der Transport- und Verlandungsprozesse zu bekommen und die damit verbundene Änderung der Wasserspiegellage zu quantifizieren. Erfahrungen an anderen Stauräumen zeigen, dass das Nil-Sediment einen erheblichen Einfluss auf die Lebensdauer und den Betrieb eines Stauraums am Nil hat.

Die Sediment-Berechnungen wurden mit der kommerziellen Software Mike 11 durchgeführt, die eine Kopplung von zwei Sediment-Modulen für nicht kohäsives Sediment und für kohäsives Sediment ermöglicht. Beide Sedimentarten müssen am Nil Berücksichtigung finden. Modelliert wurde ein 220 km langer Flussabschnitt oberstrom vom Merowe Staudamm.

Um den Einfluss der unterschiedlichen Eingabe-Parameter zu verstehen, wurde eine ausführliche Sensitivitäts-Analyse durchgeführt. Einmal mehr zeigte sich, dass die Eingabedaten die Aussagegenauigkeit von Sedimentmodellen stark beeinflussen. Auch wenn das Nil-Sediment durch den Bau des Assuan Staudamms relativ gut untersucht ist, zeigt sich, dass kleine Veränderungen bei der Kornverteilung oder dem Abfluss relativ große Unterschiede in den Ergebnissen zur Folge haben können. Weitere Parameter wurden untersucht und sind im Artikel beschrieben.

Die Ergebnisse der Berechnungen wurden mit Erfahrungen am Nil verglichen. Eine Reduzierung der Stauraumverlandung von 17 % nach 100 Jahren kann erreicht werden, wenn der Wasserspiegel während der ankommenden Hochwasserwelle niedrig gehalten wird und erst gegen Ende auf das Stauziel gehoben wird. Diese Arbeit zeigt, dass der Sediment-Transport am Nil seit vielen Jahren die Wissenschaft und Praxis beschäftigt. Sie trägt zu einem besseren Verständnis der Sedimentationsprozesse am Nil bei und ist Grundlage für eine nachhaltige Speicherbewirtschaftung des Merowe Stauraums.

Referenzen

Abdel-Fattah, S., Amin, A., Van Rijn, L.C. (2004): Sand transport in Nile River, Egypt. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE 130(6): 488-500.

El-Sersawy, H. (2005): Sedimentation deposition mapping in Aswan High Dam Reservoir using geographic information system (GIS). Ninth International Water Technology Conference, IWTC9, Sharm El-Sheikh, Egypt, 239-247.

Failer, E., Mutaz, M., El Tayeb, A. (2006): Merowe, the largest water resources project under construction in Africa. Hydropower and Dams, 13(6), 68-73.

HPI (2001): Merowe Dam Project, detailed project report, volume III-4, water management, economics, electric energy production. Project report. Hydroproject Institute, Moskau.

Monenco Agra (1993): Feasibility study Merowe multi-purpose hydro-project, part 5 hydrology & sedimentation. Project Report. Monenco Agra, Kanada.

Kramer, K., Sommer, F., El Tayeb, A., Elzein, S. (2007): Numerical modelling of the sedimentation process at Merowe, Sudan. Hydropower & Dams 14(6), 63-67.

Saad, M.B.A. (2002): Nile River morphological changes due to the construction of High Aswan Dam in Egypt. Report. Ministry of Water Resources and Irrigation, Ägypten.

Shalash, S. (1982): Effects of sedimentation on the storage capacity of the High Aswan Dam reservoir. Hydrobiologia (92), 632-639.

Teodoru, C., Wüest, A., Wehrli, T. (2006): Independent review of the environmental impact assessment for the Merowe Dam Project (Nile River, Sudan). Project report. EAWAG, Kastanienbaum.
http://www.eawag.ch/media/20060323/Independent-Review-20060323.pdf

Zanke, U. (1982): Grundlagen der Sedimentbewegung. Buch. Springer Verlag, Berlin.

Adresse der Autoren

Dr. K. Kramer
Lahmeyer International GmbH (LI)
Friedberger Strasse 173
D-61118 Bad Vilbel, Deutschland
E-Mail: kristian.kramer@lahmeyer.de



Dr. A. El Tayeb
Dams Implementation Unit (DIU)
Al Mashtal Street
Building No. 5
SD-Al Riyad, Khartoum, Sudan
E-Mail: ahmed_eltayeb2000@yahoo.com



Verlandungsproblematik in den Stauseen der Kraftwerke Sarganserland, Durchleitung von Trübeströmen als Lösungsvorschlag

Ph. Müller, G. De Cesare

1 Einleitung

Die 1971-1978 erbauten Kraftwerke Sarganserland (KSL) befinden sich südwestlich von Bad Ragaz im Tamina- und im Calfeisental. Die installierte Leistung der Anlagen beträgt insgesamt 370 MW und die jährliche Stromproduktion beträgt durchschnittlich 443 Mio. kWh. Die Kraftwerke leisten einen wichtigen Beitrag zur Deckung des schweizerischen Bedarfs an Spitzenstrom.

Die beiden Kraftwerkstufen Mapragg und Sarelli nutzen die Wasserzuflüsse eines 159 km^2 grossen Einzugsgebiets und fassen diese in den beiden Stauseen Gigerwald und Mapragg (Abb. 1). Die Gewässervermessungsaufnahmen der letzten Jahre haben aufgezeigt, dass sich in diesen zwei Speichern enorme Mengen an Sedimenten abgelagert haben. Es kann von einem mittleren jährlichen Verlandungsvolumen von insgesamt rund 80'000 m^3 ausgegangen werden. Vor allem in Mapragg ist das Verlandungsproblem akut, wo die Sedimente teilweise oberhalb der Unterkante des Grundablasses lagen. Um einen sicheren Betrieb zu gewährleisten, müssen die Grundablässe zu jeder Zeit funktionsfähig sein.

Infolge der globalen Erwärmung wird davon ausgegangen, dass sich das Verlandungsproblem noch verschärfen wird, da intensivere Regenfälle, vermehrtes Schmelzen des Permafrosts sowie der Rückgang der Gletscher zu erwarten sind (KOHS, 2007).

Die Nordostschweizerische Kraftwerke AG wurde von der KSL mit einer „Studie Verlandung“ beauftragt (Müller, 2007). Es sollten ökonomisch und ökologisch durchführbare Massnahmen entwickelt werden, die eine weitere Verlandung verhindern oder soweit möglich verringern. Erste Resultate dieser Studie sind nachfolgend beschrieben. Unter anderem werden die Ergebnisse der Gewässervermessungen sowie der Trübungsmessungen dargestellt und mögliche Massnahmen gegen das Verlandungsproblem aufgeführt. Mit einem Konzept wird konkret die Durchleitung von Trübeströmen bei Mapragg, welche mittels der Trübungsmessungen nachgewiesen wurden, vorgeschlagen.

2 Übersicht der Kraftwerksanlagen

In Abb. 1 ist eine Übersicht der Kraftwerksanlagen der KSL gegeben, auf welcher auch die installierten Trübungsmesssonden (vgl. Kap. 4) ersichtlich sind.

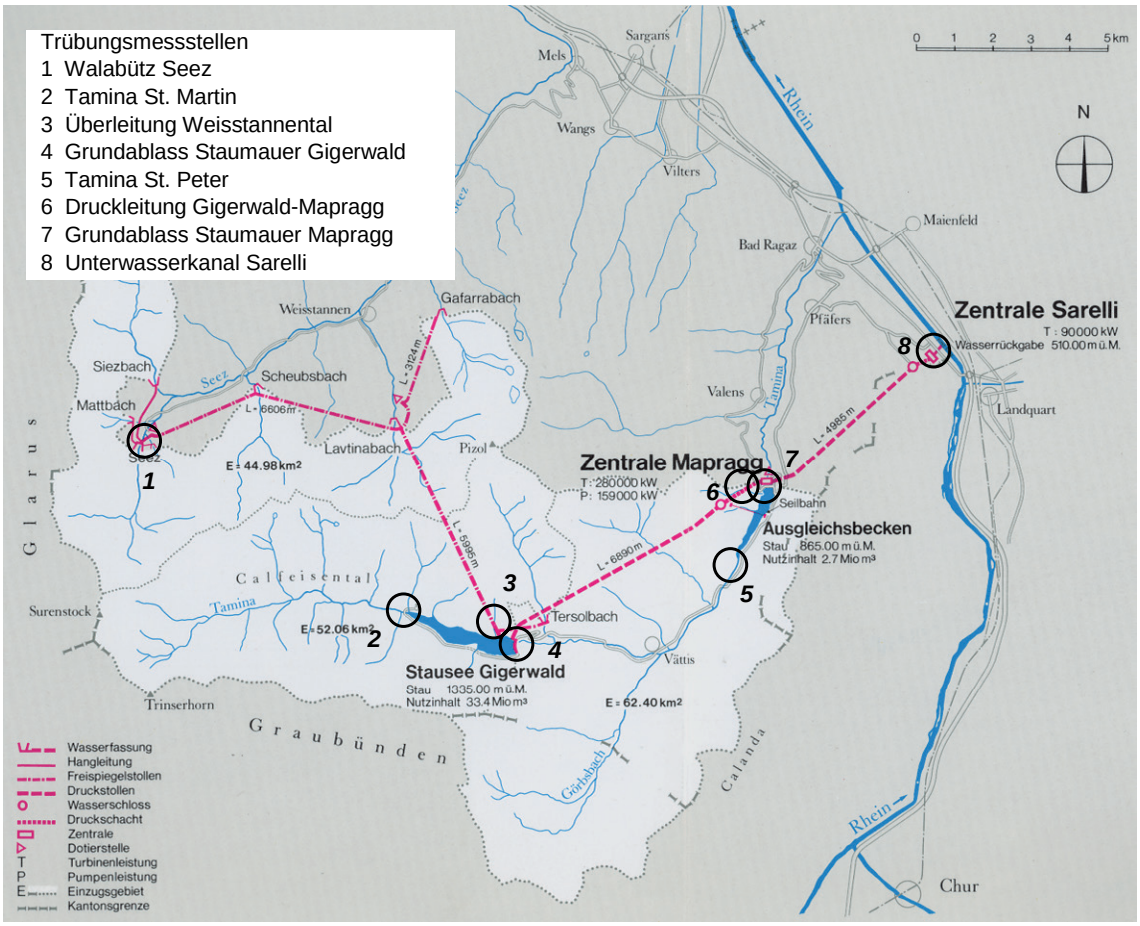


Abb. 1: Übersicht der Kraftwerksanlagen Sarganserland mit den installierten Trübungsmesssonden.

Dem 33.4 Mio. m^3 fassenden Stausee Gigerwald fliesst das Wasser aus dem 52 km^2 grossen Einzugsgebiet im Calfeisental und aus dem 45 km^2 grossen Einzugsgebiet im Weisstannental zu. Das Wasser aus dem Weisstannental gelangt über einen Freispiegelstollen in den Stausee. Von Gigerwald führt eine Druckleitung zur Zentrale Mapragg und in den Stausee Mapragg (Nutzvolumen 2.7 Mio. m^3). Das natürliche Einzugsgebiet des Stausees Mapragg beträgt 62 km^2. Bei tiefen Strompreisen wird das Wasser von Mapragg (865 m ü. M.) nach Gigerwald (1'335 m ü. M.) gepumpt. Über die Druckleitung von Mapragg zur Zentrale Sarelli verlässt das Wasser das System und wird nach der Zentrale Sarelli in den Rhein eingeleitet.

3 Gewässervermessung und jährliche Verlandung

3.1 Stausee Mapragg

Gewässersohlenvermessung mittels Echolotaufnahmen und GPS werden regelmässig seit 2003 jeden Frühling und Herbst durchgeführt. Mittels Vergleich aus den Terrainaufnahmen vor Ersteinstau konnten die Verlandung und das jährliche Verlandungsvolumen bestimmt werden (Abb. 2).

Das totale Verlandungsvolumen wurde Ende 2007 auf rund 560'000 m^3 geschätzt, was einem jährlichen Volumenverlust von rund 18'000 m^3 oder einer jährlichen Verminderung des Seevolumens um 0.4 % entspricht. Die Vermessungsdaten zeigen zudem auf, dass während dem Winter eine Konsolidierung der Sedimente stattfindet, und sich so das Verlandungsvolumen jeweils verringert. Beim Sedimentmaterial handelt es sich hauptsächlich um Feinstoffe (Silt) und nur in geringeren Mengen um Sand und Kies.

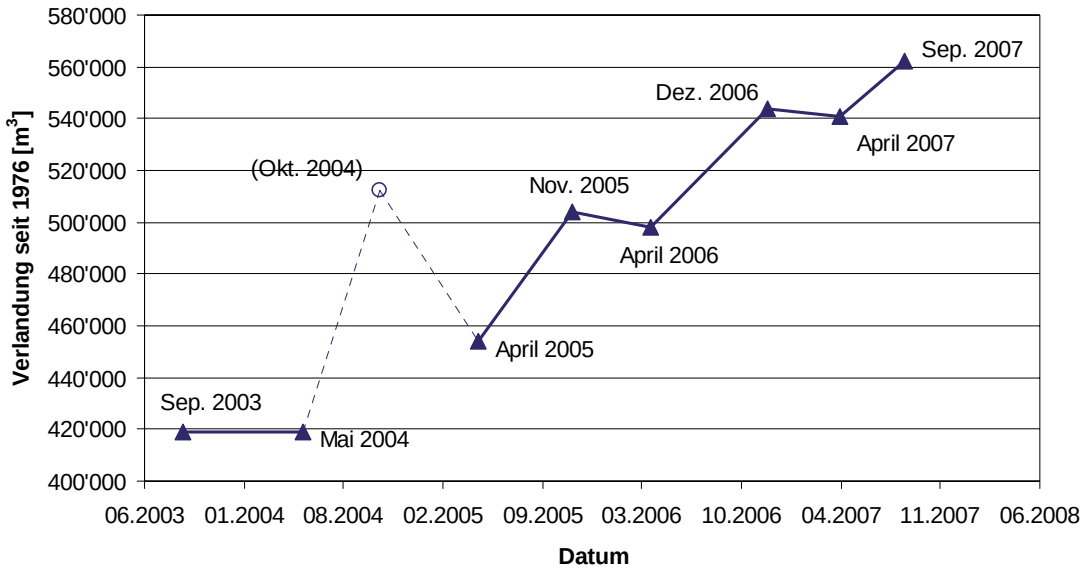


Abb. 2: Verlandungsvolumen Stausee Mapragg gegenüber dem Ausgangszustand von 1976 (Messwert von 2004 vermutlich Fehlmessung).

Neben dem Verlust des Volumens, welches ein langfristiges Problem darstellt, besteht vor allem die Gefahr, dass die beiden Grundablässe bei der Staumauer mit Sedimenten überdeckt oder sogar verstopft werden. Die Sicherheit der Anlage wäre damit nicht mehr gewährleistet. Als Sofortmassnahme wurden in den Jahren 2004 und 2005 mehrere 10'000 m^3 Sedimentmaterial mittels Saugbaggerung (Airlift) direkt vor der Staumauer entnommen, via Druckstollen nach Sarelli geführt und in den Rhein eingeleitet. Die entnommen Materialmengen sind bei den Angaben in Abb. 2 berücksichtigt, d.h. bei der absoluten Verlan-

dung dazuaddiert. Trotz dieser Materialentnahmen stiegen die Sedimente weiter an und lagen Ende 2006 rund 3 m oberhalb der Sohlenkote des Grundablasses. Weitere maschinelle Materialentnahmen wurden 2007 und 2008 mittels Seilbagger durchgeführt.

3.2 Stausee Gigerwald

Die jährlichen Aufnahmen der Gewässersohle zeigen, dass die Verlandung auch beim Stausee Gigerwald ein Problem darstellt. Das absolute Verlandungsvolumen wird auf rund 1.7 Mio. m^3 geschätzt, was rund 5 % des ursprünglichen Stauvolumens ausmacht. Die jährliche Verlandung beträgt rund 60'000 m^3 oder rund 0.2 % des Gesamtvolumens. Dass die Verlandung nicht regelmässig ansteigt, zeigten die Vermessungsaufnahmen vom Herbst 2005 und 2006, als eine Zunahme der Verlandung von über 90'000 m^3 innerhalb eines Jahres registriert wurde. Seit 2003 konnte vor dem Grundablass ein jährlicher Anstieg der Sedimentsohle von rund 0.75 m beobachtet werden. Ende 2006 lagen die Sedimente noch 5.4 m unterhalb des Grundablasses respektive des Druckstolleneinlaufes (gemeinsames Einlaufbauwerk). Somit muss damit gerechnet werden, dass in 5 bis 15 Jahren die Sedimente in Gigerwald ebenfalls bis auf die Höhe des Einlaufbauwerkes ansteigen werden.

4 Analyse der Trübungsmessungen

Um bessere Kenntnisse über die ins System eingetragenen Feststoffmengen zu erhalten, wurden im Frühling 2005 an verschiedenen Zu- und Abflüssen des Systems Gigerwald-Mapragg-Sarelli Trübungsmessgeräte installiert, welche die Trübung respektive den Feststoffgehalt in regelmässigen Abständen zwischen einer und vier Minuten aufzeichnen. Die Lage der Messstellen kann Abb. 1 entnommen werden.

4.1 Feststoffkonzentrationen

Die Ergebnisse der Messungen können wie folgt zusammengefasst werden:

- In den natürlichen Zuflüssen wie auch in der Überleitung vom Weisstannental wurden bei Hochwasser maximale Feststoffkonzentrationen von bis zu 35 g/l gemessen. Bei normalen Abflussmengen betrugen die Konzentrationen lediglich zwischen 0.05 und 0.30 g/l.
- Mit der Messsonde vor dem Grundablass Mapragg konnten bei mehreren starken Niederschlagsereignissen Trübeströme nachgewiesen werden, welche 3 bis 4 Stunden nach Zufluss von feststoffreichem Wasser aufgrund der grösseren Dichte entlang des Talweges bis zur Staumauer geflossen sind (vgl. Abb. 3). Bei Ankunft des Trübestromes bei der Stau-

mauer zeigte die Messsonde vor dem Grundablass jeweils einen sprunghaften Anstieg der Feststoffkonzentration auf maximal 14 g/l. Abb. 4 zeigt die Trübungsmessdaten für ein Niederschlagsereignis im September 2006. Nach Ankunft des Trübestromes im vorderen Bereich des Sees setzten sich die Feststoffe innerhalb mehreren Stunden bis Tagen ab. Nach den zwei grössten Ereignissen im 2006, als vor dem Grundablass bis 14 g/l gemessen wurde, musste der Grundablass geöffnet werden, da infolge Verstopfung der Dotationsöffnungen, welche sich im Grundablass befinden, kein Wasser mehr in die Tamina abgegeben werden konnte.

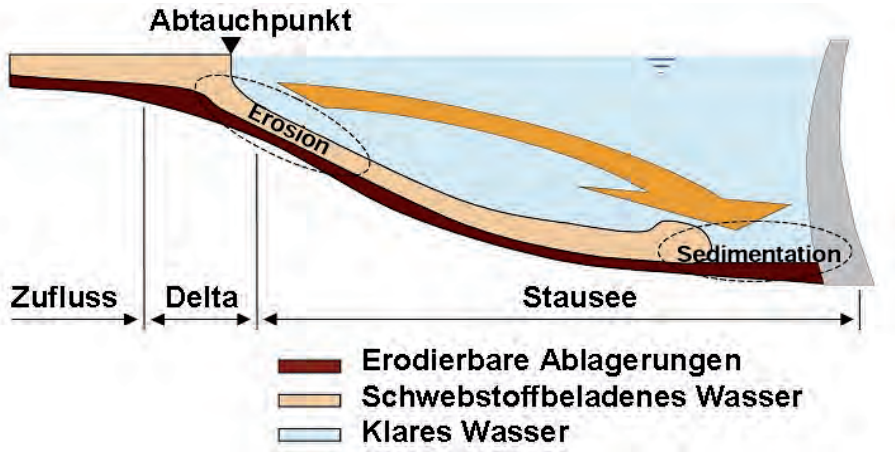


Abb. 3: Schematische Darstellung des Sedimenttransports durch Trübeströme in Stausseen (Oehy und Schleiss, 2003).

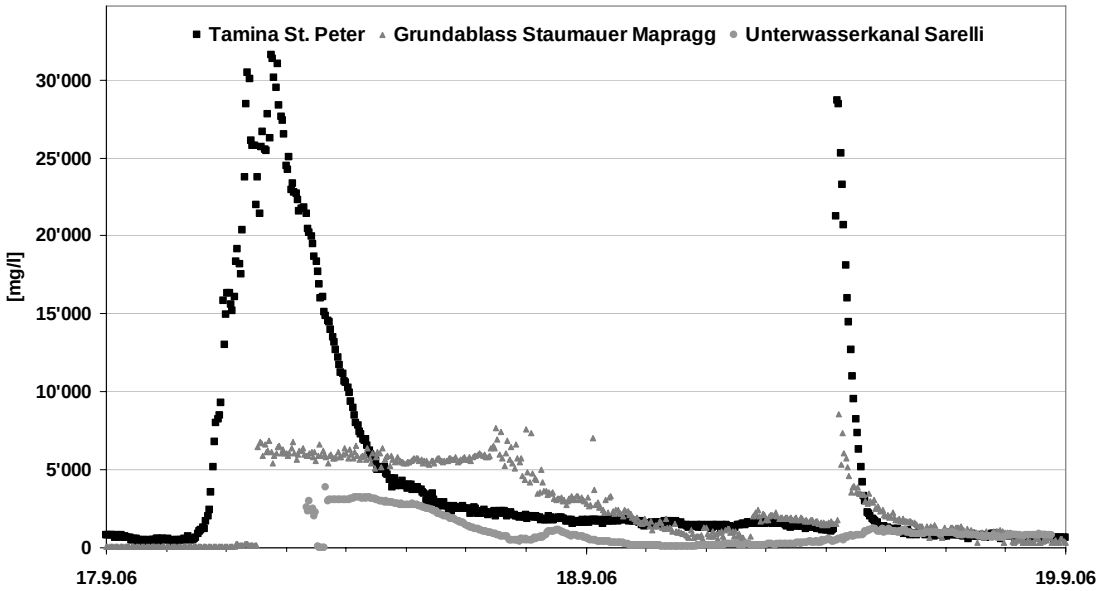


Abb. 4: Messungen der Feststoffkonzentration in Mapragg während den Hochwasser vom 17. und 18. September 2006.

- Die sechs grössten Trübestromereignisse in den Jahren 2005 und 2006, welche zu Feststoffkonzentrationen von über 2 g/l vor dem Grundablass führten, wurden speziell untersucht. Sie wiesen folgende Merkmale auf: die Feststoffkonzentration im Zufluss (Tamina St. Peter) lag während mindestens 8 Stunden über 5 g/l und die maximale Konzentration betrug mindestens 16 g/l. Ereignisse mit kleineren Feststoffkonzentrationen oder kürzerer Dauer führen nur zu geringen oder keinen Trübeströmen.

4.2 Feststofffrachten

Mittels Feststoffkonzentrationen und den Abflussdaten konnten die Frachten berechnet werden. Die Summenkurve für den Stausee Mapragg für das Jahr 2006 kann Abb. 5 entnommen werden. Die Resultate der Jahre 2005 bis 2007 können wie folgt zusammengefasst werden:

- Der grösste Teil der Feststoffeinträge erfolgt an wenigen Ereignissen hauptsächlich zwischen Juni und Ende September. 60 bis 70 % sämtlicher Materialeinträge nach Mapragg erfolgten im Jahre 2006 während Ereignissen, als Trübeströme aufgetreten sind und vor dem Grundablass mehr als 2 g/l gemessen wurden.

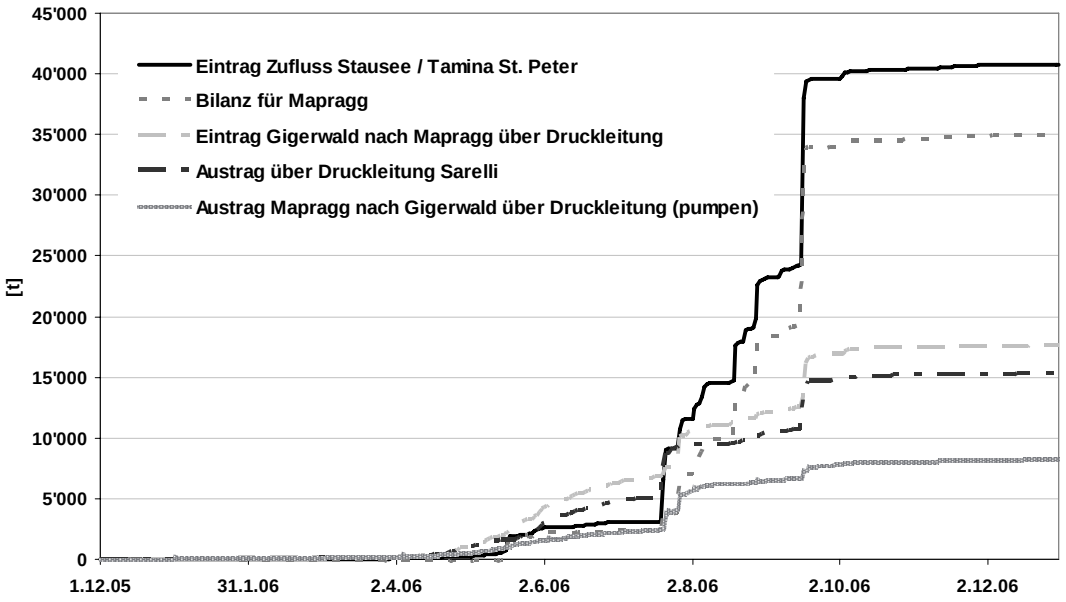


Abb. 5: Summenkurven der Feststofffrachten Mapragg für 2006 (Eintrag und Austrag).

- In Mapragg gelangen 30 % der Feststoffeinträge über das Triebwasser von Gigerwald und 70 % aus dem natürlichen Einzugsgebiet in den See. Von dieser Menge wurden 14 % nach Gigerwald zurückgepumpt und 26

% via Druckstollen nach Sarelli ausgetragen. Die restlichen Feststoffe lagerten sich im See ab (rund 35'000 t im Jahre 2006).

- In Gigerwald stammen 40 bis 50 % der Feststoffeinträge vom Weisstannental und gelangen via Überleitung in den See; 50 bis 60 % der Einträge kommen aus dem natürlichen Einzugsgebiet.

5 Mögliche Massnahmen gegen die Verlandung

Die in Abb. 6 dargestellten Massnahmen wurden spezifisch für die Anlagen der KSL hinsichtlich ihrer Machbarkeit und ihrem Nutzen untersucht.

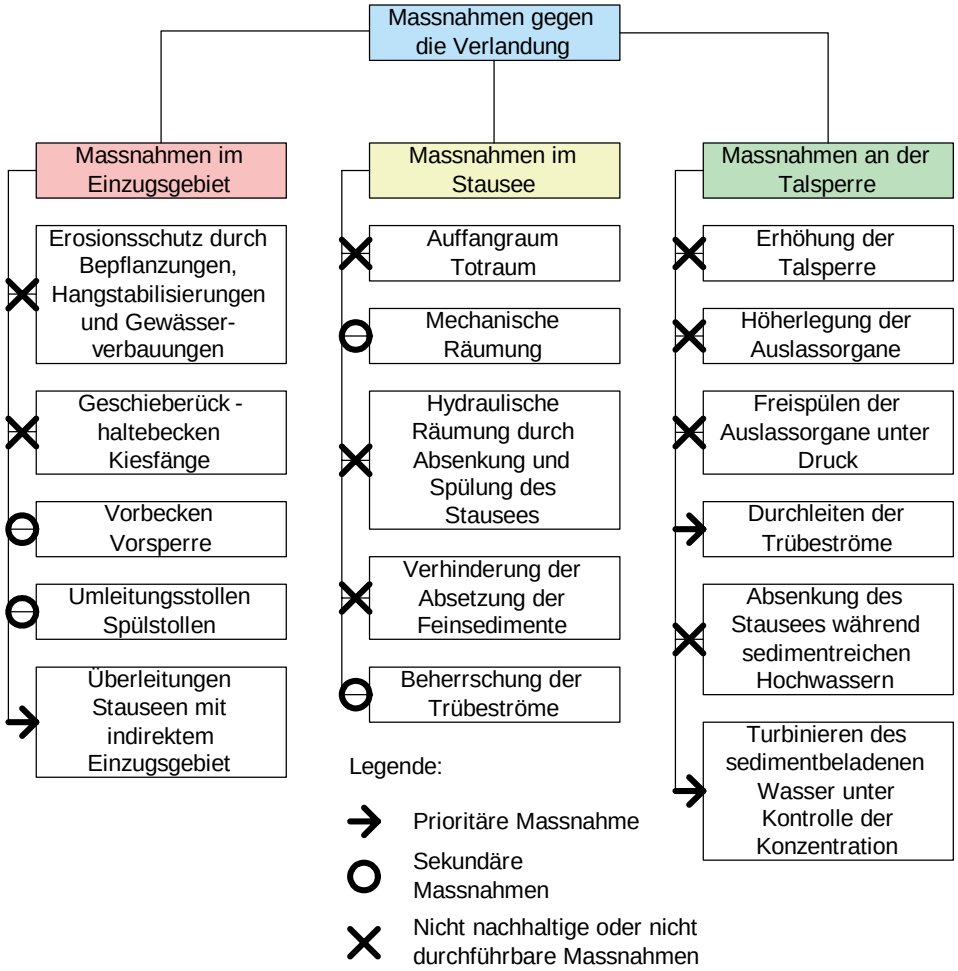


Abb. 6: Übersicht über denkbare Massnahmen gegen die Verlandung (Schleiss, 2005), unterteilt in prioritäre, sekundäre und nicht nachhaltige/nicht durchführbare Massnahmen für die Anlagen der KSL.

Der Fokus der Untersuchungen wurde dabei auf eine nachhaltige Lösung gelegt, das heisst einer Lösung, bei welcher sämtliches eingetragenes Feststoffmaterial entweder direkt weitergegeben oder gefördert und abgelagert wird,

so dass die Verlandung nicht weiter zunimmt. Als „prioritäre Massnahmen“ stellten sich folgende drei Massnahmen heraus:

Überleitung Weisstannental ausleiten:

Damit bei Hochwasser mit grossen Feststoffkonzentrationen nicht die gesamte Fracht dem Stausee Gigerwald zufliesst, ist eine automatische Ausleitung der Fassungen bei zu grossen Feststoffkonzentrationen zu installieren. Der Verlust an gefasstem Wasser ist im Vergleich zum Nicht-Eintrag von Feststoffen auch aus ökonomischer Sicht sinnvoll. Rund 40 bis 50 % der Feststoffeinträge nach Gigerwald stammen aus dem Weisstannental. Die Trübungsmessungen zeigten, dass über 60 % dieser Einträge an wenigen Hochwasserereignissen zugeführt werden.

Durchleiten der Trübeströme bei Mapragg:

Die Trübungsmessungen zeigen auf, dass grosse Mengen an Feststoffen mittels Trübeströmen bis zur Staumauer Mapragg transportiert werden. Beim extremen Hochwasser im August 2005 musste aufgrund der grossen Zuflüsse Wasser in die Tamina abgegeben werden. Anstelle der Hochwasserentlastung wurde der Grundablass geöffnet und das Wasser über diesen abgelassen. Durch diese Massnahme konnte feststoffhaltiges Wasser, welches mittels Trübeströme entlang der Sohle bis zum Grundablass transportiert wurde, direkt weitergegeben werden. Insgesamt wurden über 6'000 t Feststoffe ausgetragen. Wäre das Wasser über die Hochwasserentlastung abgeflossen, hätten sich die Feinstoffe im See abgesetzt. Wenn sich die Sedimente einmal abgesetzt haben, können diese mittels Wasserabgabe über den Grundablass nicht mehr mobilisiert werden. Die spätere maschinelle Entnahme dieser Feststoffe hätte zu hohen Kosten geführt. Aufgrund dieser Erfahrungen wurde nun empfohlen, den Grundablass zu öffnen, wenn Trübeströme bis zur Staumauer fliessen. Der Grundablass soll dabei auch geöffnet werden, wenn der Stausee noch nicht voll ist. Allenfalls kann mit baulichen Massnahmen im Stausee der Fluss des Trübestromes begünstigt und so die Effizienz gesteigert werden. Ein Konzept für die Durchleitung von Trübeströmen bei Mapragg wurde erarbeitet und im Sommer 2007 von den zuständigen Behörden bewilligt. Wenn die Feststoffkonzentration vor dem Grundablass über 2 g/l steigt, soll zwischen 5 und 25 m^3/s Wasser abgegeben werden. Das Regime der Abgabe entspricht einem natürlichen Hochwasser. Nach der Durchleitung des Trübestromes wird zur Reinigung des Bachbettes eine Nachspülung durchgeführt. Die maximale Wasserabgabe ist umso höher, je grösser der gemessene Feststoffgehalt ist. Die Durchleitung sowie deren Auswirkungen auf die Umwelt werden mittels Monitoring überwacht. Negative gewässerökologische Auswirkungen werden jedoch nicht erwartet, da die abgegebene Wassermenge und Feststoffkonzentration tiefer sind

als bei einem natürlichen Hochwasserereignis. Die künstlichen Hochwasser können sogar zu einer Aufwertung der Tamina führen, da sie annähernd natürlichen Hochwassern entsprechen.

Turbinieren des sedimentbeladenen Wassers:

Zusätzlich zur Durchleitung der Trübeströme über den Grundablasse ist das feststoffhaltige Wasser auch über das Triebwasser aus den Stauseen zu entfernen. Da das Einlaufbauwerk des Druckstollens bei Mapragg höher liegt als der Grundablass, ist die Feststoffkonzentration des Wassers und somit die Austragsleistung geringer. Feststoffhaltiges Wasser, welches sich unterhalb des Einlaufbauwerks einlagert, kann nur über den Grundablass abgegeben werden. Diese Massnahme ist daher nur als Zusatz denkbar. Es bleibt zu prüfen, ob die Effizienz dieser Massnahme mit dem Bau eines Siphons vor dem Einlaufbauwerk erhöht wird, wenn damit Wasser aus tieferen Lagen und entsprechend höherer Feststoffkonzentration ausgetragen werden kann. Hinsichtlich Abrasion der Maschinen sind aufgrund der Erfahrungen und der Art des Feststoffmaterials keine grösseren Probleme zu erwarten. In den letzten Jahren wurden die maschinell geförderten Feststoffe ohne gravierende Schäden dem Triebwasser zugegeben (Feststoffkonzentrationen von bis zu 1.5 g/l).

Es ist schon jetzt klar, dass diese „prioritären Massnahmen“ die Verlandung lediglich zu verringern mögen. Das Monitoring der nächsten Jahre wird zeigen, inwiefern die „sekundären Massnahmen“ umzusetzen sind. Als Notlösung sind hier vor allem maschinelle Materialentnahmen zu erwähnen, wo das geförderte Feststoffmaterial entweder wie bisher dem Triebwasser zugeführt oder abtransportiert wird. Diese maschinelle Entnahme könnte mit dem Bau einer Vorsperre vereinfacht werden. In diesem Zusammenhang wird auch die Realisierung eines Umleitstollens bei Mapragg diskutiert. Zur Behebung der Verlandung Gigerwald ist detaillierter zu untersuchen, ob feststoffhaltiges Wasser über den Druckstollen nach Mapragg gebracht werden soll. Dabei ist die Installation eines Geotextils vor der Staumauer Mapragg zu untersuchen, welches die über das Triebwasser eingetragenen Feststoffe im vorderen Bereich des Sees behalten soll, so dass sie rasch in die Tamina oder ins Triebwasser nach Sarelli weiter gegeben werden können. Bei einer Feststoffabgabe über den Grundablass Gigerwald würden die Feststoffe wiederum dem Stausee Mapragg in der Stauwurzel zufliessen. Eine solche Massnahme würde daher auch für den Bau eines Umleitstollens bei Mapragg sprechen.

6 Abschliessende Beurteilung und Ausblick

Damit die Verlandung der Stauseen der KSL verlangsamt werden kann, wurden die relativ einfach durchführbaren Massnahmen „Durchleitung der Trübeströme

bei Mapragg“ und die „Ausleitung der Wasserfassungen im Weisstannental bei hoher Feststoffkonzentration“ bereits umgesetzt. Das Monitoring der kommenden Jahre wird aufzeigen, wie effizient diese Massnahmen sind und inwiefern die weiteren Massnahmen zu realisieren sind. Die Untersuchung hat gezeigt, dass obwohl eine Reihe von Ideen zur Behebung des Verlandungsproblems bestehen, noch kein Patentrezept existiert. Bei Neuanlagen können die Ideen bereits beim Bau umgesetzt und ein Konzept für die Sedimentbewirtschaftung entwickelt werden. Bei bestehenden Anlagen ist die nachträgliche Umsetzung einer nachhaltigen Lösung jedoch sehr schwer zu realisieren. Zudem ist jede Anlage einzigartig und separat zu beurteilen.

Wird das Ziel verfolgt, die Verlandungen in beiden Stauseen der KSL nicht weiter ansteigen zu lassen, so ist in Zukunft von jährlichen Unterhaltskosten oder Kosten infolge von Wasserverlust von über einer Million CHF auszugehen. Werden keine Massnahmen umgesetzt, so muss von einer stetigen Zunahme der Verlandung in beiden Seen mit den entsprechenden Folgen ausgegangen werden. Der Gewinn oder der Nutzen der Massnahmen liegt somit in der Gewährleistung einer langjährigen, nachhaltigen und zuverlässigen Betriebsführung der Anlagen.

7 Zusammenfassung

Die beiden Stauanlagen der Kraftwerke Sarganserland verlanden jährlich um rund 75'000 m^3 entsprechend einem Volumenverlust des Stausees Gigerwald von 0.2 % und des Stausees Mapragg von 0.4 %. Das Hauptproblem stellen die steigenden Sedimentablagerungen vor den Staumauern bei den Ablassorganen dar. In Mapragg liegen die Sedimente bereits heute oberhalb der Sohlenkote des Grundablasses. Mittels Trübungsmessungen in den Zuflüssen konnte nachgewiesen werden, dass der grösste Teil der Feststoffeinträge während wenigen Niederschlagsereignissen im Sommer erfolgt. In Mapragg wurden mehrere Trübeströme registriert, welche Feinmaterial bis vor die Staumauer transportierten. Anhand dieser Erkenntnisse wurden Massnahmen untersucht, welche eine weitere Verlandung verhindern oder zumindest vermindern können. Für Mapragg wurde als Sofortmassnahme die Durchleitung von Trübeströmen empfohlen, für dessen Durchführung ein Konzept erstellt wurde. Bei Gigerwald wurde empfohlen, eine Automatisierung für die Ausleitung der Wasserfassungen im Weisstannental bei Hochwasser respektive bei hohen Feststoffkonzentrationen umzusetzen. Beide Massnahmen wurden in der Zwischenzeit umgesetzt. Das Monitoring der kommenden Jahre wird aufzeigen, wie effizient diese Massnahmen sind und inwiefern weitere Massnahmen zu realisieren sind.

Referenzen

KOHS Kommission Hochwasserschutz im Schweizerischen Wasserwirtschaftsverband (2007): Auswirkungen der Klimaänderung auf den Hochwasserschutz in der Schweiz, Wasser Energie Luft, 1-2007, Seiten 55-57.

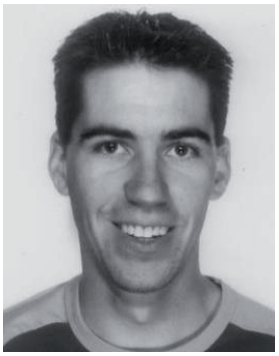
Müller, Ph. (2007): Verlandungsproblematik in den Stauseen der Kraftwerke Sarganserland – Situationsanalyse und Lösungsvorschläge, Diplomarbeit, Master of advanced studies (MAS) in Water Resources Management and Engineering, EPFL-ETHZ, 2005-07.

Oehy, C. und Schleiss, A. (2003): Beherrschung von Trübeströmen in Stauseen mit Hindernissen, Gitter, Wasserstrahl- und Luftblasenschleier, wasser, energie, luft – eau, énergie, air, 95. Jahrgang 2003, Heft 5/6, 2003, Seiten 143-152.

Schleiss, A. (2005): Einführung in das Tagungsthema - Problematik der Stauseeverlandung, Communication 22 Interreg IIIB – Projet Alpreserv, Nachhaltiges Sedimentmanagement in alpinen Speichern, Laboratoire de Constructions Hydraulique, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, ISSN 1661-1179, Seite 5-9.

Adresse der Autoren

dipl. Umwelt-Ing. ETH / MAS EPFL Philippe Müller
Nordostschweizerische Kraftwerke AG
Parkstrasse 23
CH-5401 Baden
E-Mail: philippe.mueller@nok.ch



dipl. Bau-Ing. EPFL Dr. Giovanni De Cesare
École Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL)
Laboratoire de constructions hydrauliques (LCH)
Station 18
CH-1015 Lausanne
E-Mail: giovanni.decesare@epfl.ch





Spülprozesse und ihre Auswirkungen auf Laichfischhabitate

M. Noack, A. Eisner, S. Wieprecht

1 Einleitung

Die Verlandung von Stauräumen und der Rückhalt von Geschiebe stellt eines der großen wasserwirtschaftlichen Probleme im alpinen Raum dar. Spülprozesse zur Weitergabe von Geschiebe und Feinsedimente werden zwar durchgeführt, jedoch wird durch den über lange Zeit verhinderten Feststofftransport und die während kurzen Zeiträumen eingebrachten großen Mengen von Feststoffen die Gewässerökologie massiv beeinträchtigt. Insbesondere die Reproduktion von Kieslaichern ist durch die Veränderung der Flusssohle in vielen Fällen erheblich gestört. Eine Möglichkeit, diese Störungen und Möglichkeiten der Verringerung zu untersuchen, bieten Habitatmodelle, in denen die Ansprüche von Gewässerorganismen (z. B. Fische) mit den vorherrschenden Umgebungsbedingungen verknüpft werden. Habitatmodelle zielen zur Beschreibung des Lebensraums von Fischarten meist auf die Umgebungsgrößen „Fließgeschwindigkeit“, „Wassertiefe“ und „Substrat“ ab. Im Rahmen des EU-Projekts ALPRESERV (Sustainable Sediment Management of Alpine Reservoirs considering ecological and economical aspects) werden erstmals morphodynamische Berechnungen mit dem Habitatmodell CASiMiR (Schneider, 2001) verknüpft, um Auswirkungen von Managementszenarien auf die Eignung und die Ausdehnung von Reproduktionsarealen für Kieslaicher unterhalb der Stauhaltung Bodendorf an der Mur in Österreich zu untersuchen. Bisher basieren Habitatmodelle neben hydrodynamischen Berechnungen auf einem zeitlich unveränderlichen morphologischen und topographischen Zustand. Die morphodynamischen Veränderungen sind aber für die tatsächliche Eignung und Nutzbarkeit von Laicharealen für Kieslaicher von maßgebender Bedeutung. Dies gilt besonders für Flussabschnitte im Unterwasser von Stauhaltungen, in denen während der meisten Zeit ein erhebliches Geschiebedefizit herrscht, und in kurzen Zeitabschnitten durch Spülereignisse oft beträchtliche Mengen an Geschiebe und Feinsediment eingetragen werden, die die Gewässermorphologie verändern. Daher wird hier schwerpunktmäßig auf die zeitlichen Veränderungen der Gewässermorphologie und die damit verbundenen Auswirkungen auf die Hydraulik eingegangen.

2 Konzept des Habitatmodells CASiMiR

Das Habitatmodell CASiMiR (Computer Aided Simulation Model for Instream Flow Requirements) wurde am Institut für Wasserbau, Universität Stuttgart, entwickelt mit dem Ziel, die Lebensräume für Fische und deren Veränderung mit dem Abfluss zu untersuchen. In CASiMiR findet für die Verknüpfung von biologischen Habitatansprüchen und hydromorphologischen Parametern ein multivariater fuzzy-logischer Ansatz Verwendung. Basiselement sind unscharfe Fuzzy-Mengen, mit denen sich linguistische Variablen wie „große“, „mittlere“ oder „kleine“ Wassertiefe beschreiben lassen, die im Modell numerisch verarbeitet werden. Diese Art der Definition kommt der Formulierung von ökologischen Sachverhalten sehr entgegen, da sich die Wirkungszusammenhänge dort selten durch exakte Funktionen beschreiben lassen. Schnittstelle zur Biologie sind Fuzzy-Regeln, die einerseits das Zusammenwirken von Habitatparametern, andererseits die Unschärfe der Kenntnisse über Fischhabitatansprüche beinhalten (Abb. 1).

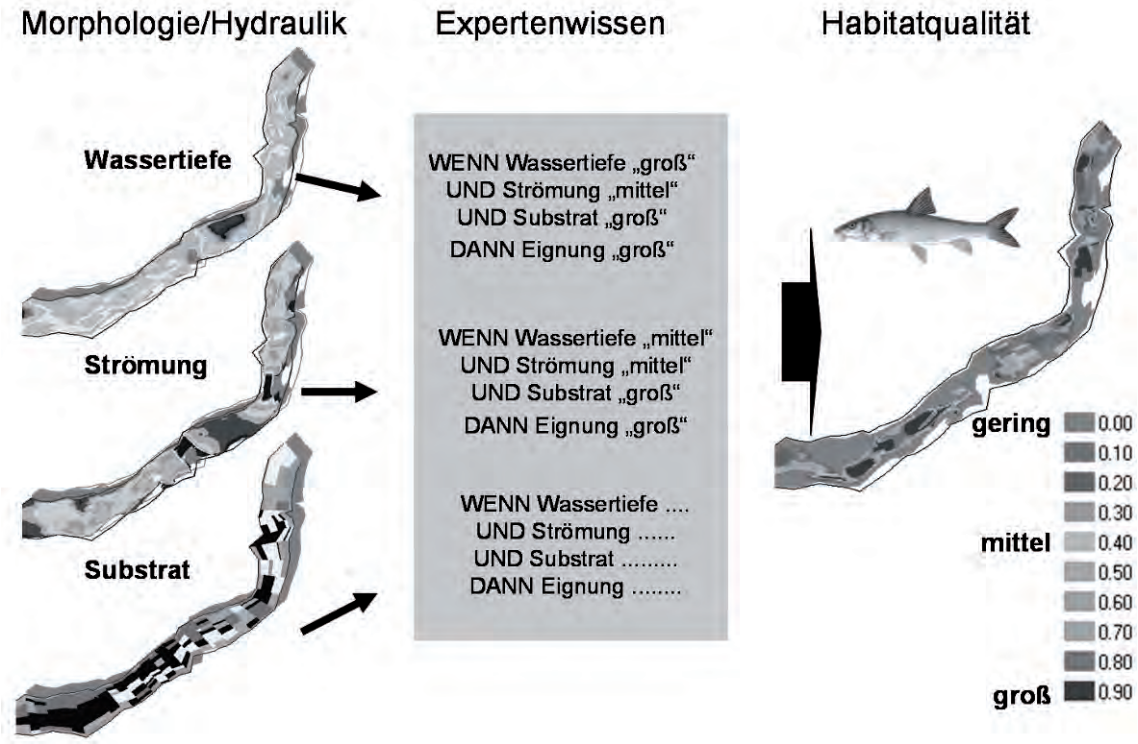


Abb. 1: Prinzip des auf Expertenwissen basierenden Fischhabitatmodells in CASiMiR.

Das Ergebnis der Modellierung ist eine Vorhersage über die Habitateignung mit einem Wert zwischen 0 (ungeeignet) und 1 (optimal geeignet). Diese variiert in Abhängigkeit vom Abfluss und morphologischem Zustand. Maßnahmen im Gewässer können somit in ihrer Wirkung auf Lebensräume „getestet“ werden.

3 Habitatdynamik und kieslaichende Fischarten

Die Charakterisierung der physikalischen Habitate in einem Gewässer ist auf Grund der zeitlichen und räumlichen Heterogenität der beitragenden Faktoren sowie deren Wechselwirkung sehr komplex. Kieslaicher haben sehr spezielle Anforderungen an ihre Laichplätze, wie locker gelagerten Kies mit bestimmten Korngrößen sowie geeignete Fließgeschwindigkeiten und Wassertiefen. Für die Entwicklung des Fischlaichs wird weiterhin eine ausreichende Sauerstoffversorgung im Kieslückensystem benötigt. Die Interstitialqualität ist also von entscheidender Bedeutung für den Reproduktionserfolg. Insbesondere zwei Faktoren gefährden die Reproduktion von Kieslaichern bei fehlender Dynamik:

Verstärkte Kolmatierung:

Der Kolmatierungsgrad beschreibt, wie stark die Lückenräume in einer kiesigen Sohle durch Feinmaterial verfüllt sind. Bei verstärkter Kolmatierung ist die Eiablage für Fische erschwert oder unmöglich. Selbst wenn in der Laichphase der Lückenraum zugänglich ist, können durch die nachfolgende Ablagerung von Feinstoffen, die Sauerstoffzufuhr, das Schlüpfen der Brut sowie die Emergenz aus dem Interstitial beeinträchtigt sein.

Deckschichtbildung:

Unterhalb von Stauhaltungen finden, auch aufgrund fehlender Geschiebezufuhr von oberstrom, korngrößenselektive Transportprozesse statt. Es werden Partikel mit kleinerem Korndurchmesser aus der oberen Substratschicht „aussortiert“, so dass eine grobkörnige Oberschicht zurückbleibt – die sogenannte Deckschicht. In derart verfestigten Deckschichten ist es Kieslaichern meist unmöglich, Laichgruben zu schlagen.

Das räumliche und zeitliche Auftreten mit den von morphodynamischen Prozessen verbundenen Umlagerungen, Auflandungen und Abtragungen ist oftmals Voraussetzung für die Ausbildung geeigneter Laichareale. Aufgrund dieser speziellen Ansprüche an die Fließgewässerdynamik ist es neben der räumlichen und zeitlichen Abbildung von morphodynamischen Prozessen im Modell notwendig, auch zusätzliche Modellparameter in die Habitatsimulation zu integrieren, mit denen die Ansprüche der Zielfischarten adäquat beschrieben werden können.

4 Integration von morphodynamischen Prozessen in die Habitatmodellierung

Ziel ist die Erweiterung der konventionellen Habitatmodellierung, wobei die bisher unveränderliche Gewässersohle und Substratverteilung nun in der Habitatmodellierung dynamisch berücksichtigt werden. Die Verknüpfung von morphodynamischer Modellierung mit Habitatmodellen ermöglicht somit die Auswirkungen z. B. von Spülereignissen auf das Laichhabitatangebot und –verteilung mit mobiler Gewässersohle zu simulieren. Um die genannten Effekte bei der Beschreibung der Flusssohle mit zu berücksichtigen, wird die Definition der Sohlsubstrate im Modell erweitert. Neben der Kartierung des dominierenden Substrats werden zusätzlich das subdominierende Substrat, der Anteil an Feinsedimenten, die Lagerungsdichte und der Lückenraum als Eingangsgrößen für das Habitatmodell definiert (Abb. 2). Die dabei verwendete Einteilung des Kolmatierungsgrades orientiert sich an der Klassifikation von Schälchli (2002) und ist für die Einbindung in die Habitatmodellierung angepasst (Eastman, 2004). Eine Integration zusätzlicher Habitatparameter ist im verwendeten fuzzylogischen Ansatz prinzipiell durch eine Erweiterung der Fuzzy-Regeln (Abb. 1) möglich. Allerdings steigt die Zahl der Regeln mit der Anzahl der Habitatparameter stark an, weswegen ein zweistufiges Verfahren verwendet wird (Abb. 2).

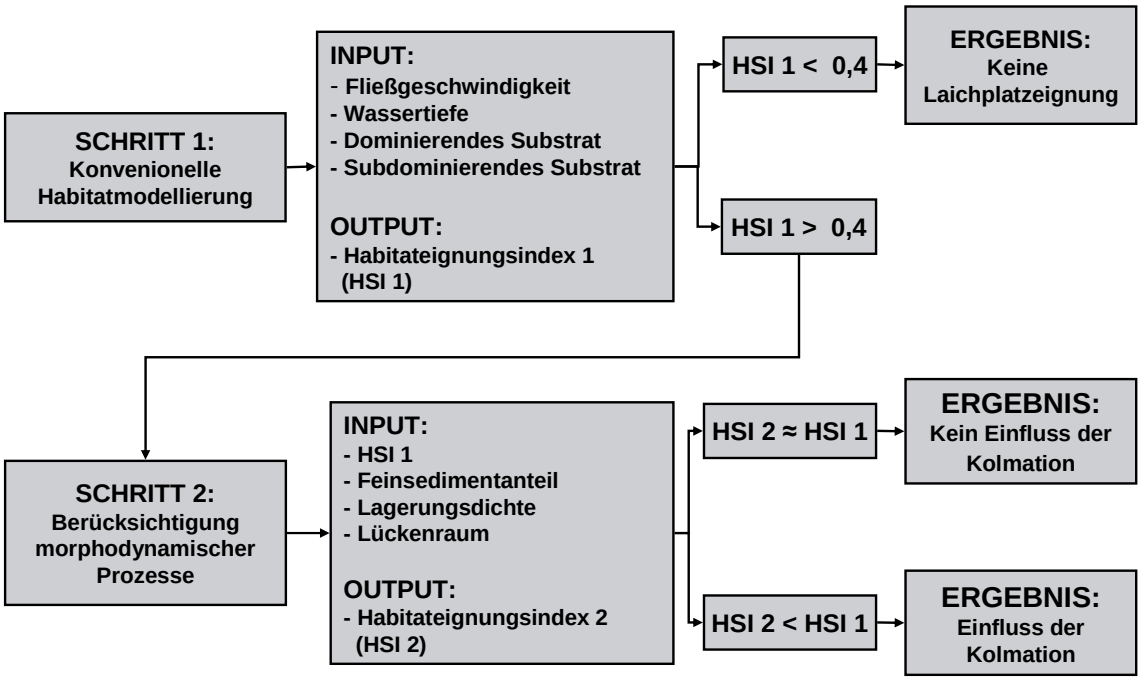


Abb. 2: Zweistufiges Verfahren zur Berücksichtigung der erweiterten Substratdefinition in CASiMiR.

Im ersten Schritt wird unter Verwendung der konventionellen Parameter eine Basiseignung HSI 1 (Habitat Suitability Index zwischen 0 und 1) berechnet. Wenn die Basiseignung unter einem Grenzwert liegt (in diesem Fall 0,4), wird die Eignung des Laichhabitats als gering bewertet, d. h. die hydraulischen und morphologischen Grundbedingungen sind so ungeeignet, dass auf eine weitergehende Betrachtung verzichtet wird.

Ist die Basiseignung HSI 1 jedoch > 0,4 erfolgt der zweite Schritt, in dem die Eigenschaften Feinsedimentanteil, Lagerungsdichte und Lückenraum berücksichtigt werden. Das Ergebnis dieses Schritts ist eine Habitateignung HSI 2 (Abb. 3). Der Vergleich zwischen der Basiseignung HSI 1 und HSI 2 beschreibt den Einfluss der erweiterten Sohleigenschaften, die in engem Zusammenhang mit der Morphodynamik des Gewässers stehen. Wenn HSI 2 ähnlich HSI 1 ist, lässt sich daraus schließen, dass Kolmationseffekte keine Rolle für die Eignung als Laichhabitat spielen. Ist HSI 2 allerdings kleiner als HSI 1, beeinflussen die genannten Substrateigenschaften die Laichplatzeignung ungünstig.

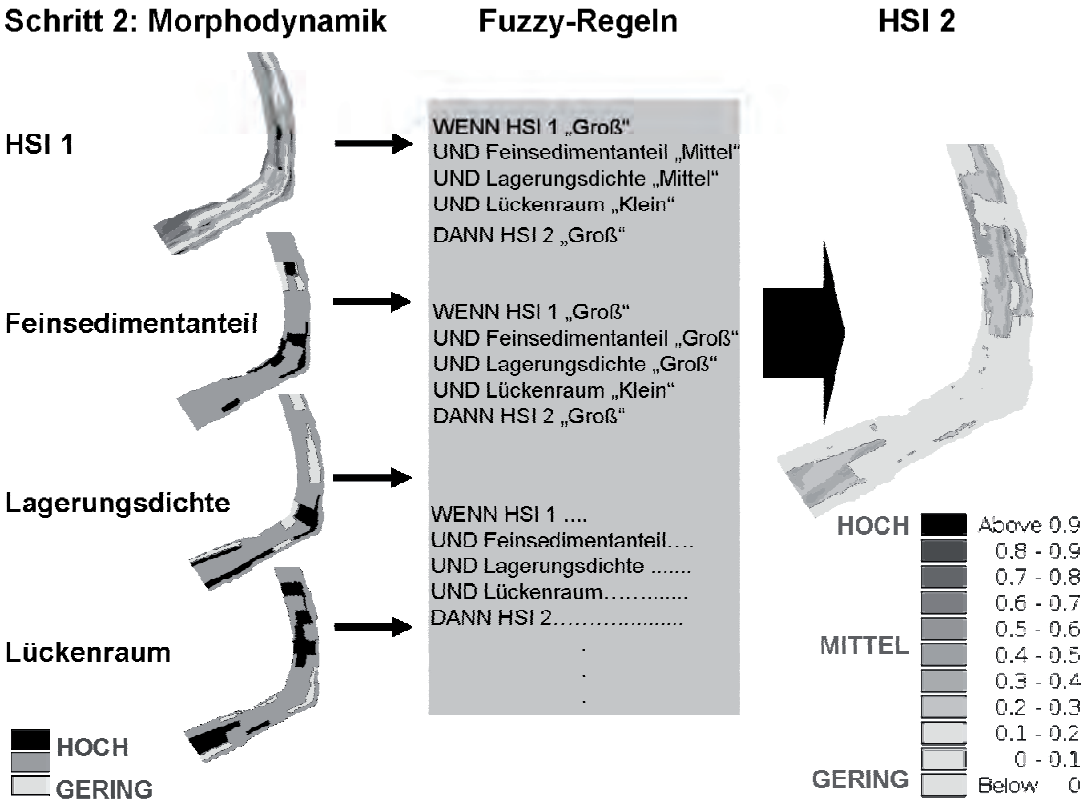


Abb. 3: Einbindung der erweiterten Substratbeschreibung in die Habitatmodellierung.

Um den aktuellen Zustand eines Gewässers im Hinblick auf die Habitateignung zu beurteilen, werden die genannten Zusatzparameter visuell eingeschätzt und nach der bereits erwähnten Methode von Eastman (2004) kartiert.

5 Fallbeispiel Bodendorf (Mur)

Eine Pilotstudie zur Prognose der Veränderung von Laichhabitateignungen mit dem zuvor beschriebenen Ansatz ist im Rahmen des erwähnten EU-Interreg-Projekts ALPRESERV aufgeführt. Durch die Stauhaltung am Flusskraftwerk Bodendorf an der Mur in den Österreichischen Alpen ist der Sedimenthaushalt des Flusses deutlich verändert. Während sich im Staubereich umfangreiche Verlandungen eingestellt haben, hat sich im Unterwasser eine Deckschicht ausgebildet, die in weiten Bereichen durch eingetragene Feinsedimente kolmatiert ist. Zusätzlich ist das Flussbett größtenteils eingeengt und durch befestigte Ufer in seiner Dynamik weitgehend eingeschränkt. Als Resultat sind die Wassertiefe und Fließgeschwindigkeit in vielen Bereichen zu hoch, um geeignete Laichareale für die natürlicherweise vorkommende Zeigerfischart Äsche zu bieten.

5.1 Vorgehen

In einem ersten Schritt wird der Einfluss der aktuell vorhandenen morphologischen Bedingungen auf die Eignung von Äsche-Laichplätzen untersucht. In einem weiteren Schritt werden die Effekte von Maßnahmen zur Verbesserung der Sohlmorphologie und ihr Einfluss auf die Eignung der Laichareale beleuchtet. Die Maßnahmenszenarien umfassen den Einbau von Buhnen in Kombination mit lokalen Aufweitungen sowie ein angepasstes Spülkonzept für den oberhalb liegenden Stauraum.

5.2 Definition von Grenzwerten

Für die Pilotstudie der dynamischen Laichhabitatmodellierung in der Untersuchungsstrecke der Mur bei Gestütshof sind die in Abb. 4 aufgelisteten Annahmen getroffen:

Annahmen:	
Grenzwert “HSI 1”	> 0,4
Korngröße Feinsediment	< 2 mm
Oberer Grenzwert für den Anteil von Feinsedimenten	10 %
Grenzwert des Shields-Parameters hinsichtlich Deckschichtbildung	0,051
Charakteristischer Korndurchmesser (aus Freeze-core Proben ermittelt)	72 mm

Abb. 4: Grenzwerte für die Habitatmodellierung, Beispiel Gestütshof, Mur.

5.3 Modelleingangsdaten

Die hydraulischen und morphologischen Eingangsdaten für die zweistufige Habitatmodellierung mit CASiMiR werden mit Hilfe des hydraulischen Modells MIKE 21C ermittelt (Noack, 2005). Für die Abbildung der Substratverhältnisse im Ausgangszustand werden Kartierungen verwendet. Die morphodynamische Modellierung mit MIKE 21C erfolgt auf Basis von Freezecore-Untersuchungen, wobei für die Abbildung des Sedimenttransports die Gleichung von Meyer-Peter und Müller (1948) eingesetzt wird, während für die Einbeziehung der Deckschichtbildung der Ansatz von Günter (1971) Verwendung findet. Die Beschreibung der Laichhabitatansprüche der Äsche in der Mur erfolgt durch Österreichische Fachleute der Fischerei, basierend auf Befischungen, Literaturstudien und Erfahrungswerten.

5.4 Ergebnisse

Um den Einfluss der zusätzlich integrierten Parameter zu verdeutlichen, werden die Modellergebnisse ohne (Abb. 5, links) und mit Berücksichtigung (Abb. 5, rechts) der zusätzlichen Habitatgrößen verglichen. Abb. 5 zeigt die Situation bei einem Abfluss von 45 m³/s, der im betrachteten Flussabschnitt während der Laichzeit der Äsche typisch ist.

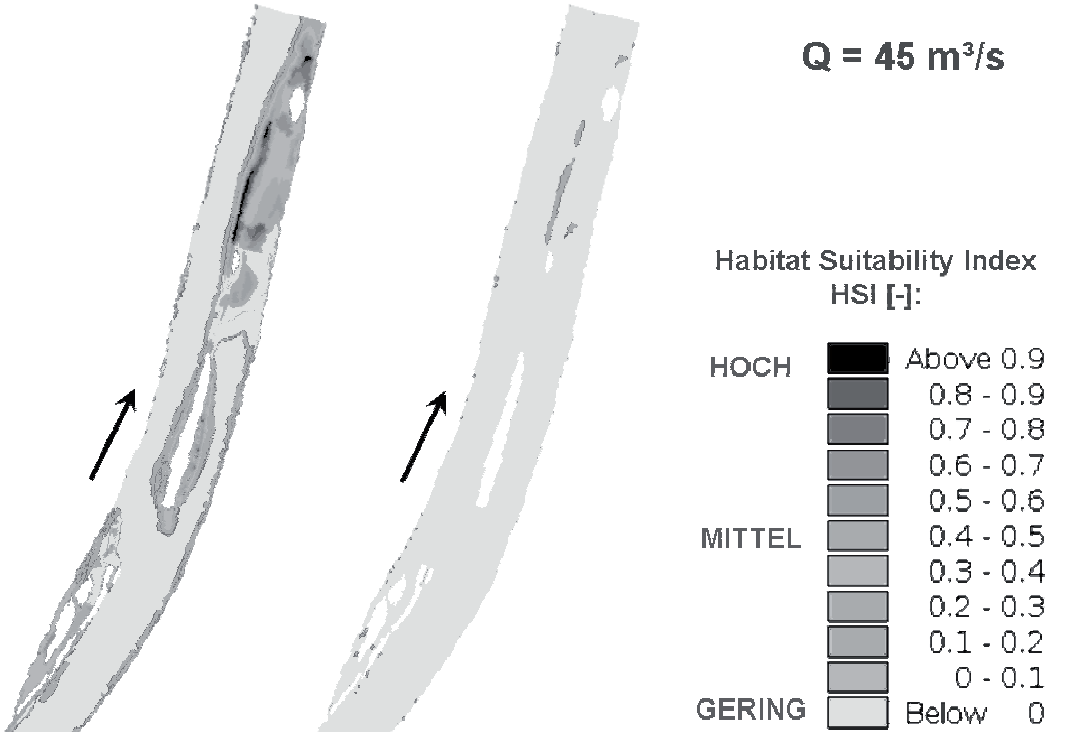


Abb. 5: Vergleich der Laichhabitateignungen ohne (links) und mit (rechts) Berücksichtigung der erweiterten Substratbeschreibung.

Es zeigt sich, dass bei Berücksichtigung der morphologischen Zusatzparameter nahezu keine geeigneten Laichareale für die Äsche vorhanden sind. Die unter ausschließlicher Betrachtung der Basisparameter grundsätzlich gut geeigneten Bereiche am unteren Ende der Untersuchungsstrecke sind durch die kartierten Eigenschaften zur Kolmation stark beeinträchtigt. Dieses Ergebnis stimmt mit Beobachtungen vor Ort überein.

5.5 Zustand nach wasserbaulichen Maßnahmen

Hauptzweck der Modellierungen ist es, die Effekte von Maßnahmen zur Verbesserung der Ablaichbedingungen zu untersuchen. Neben dem Einbau von zwei Buhnen in Kombination mit einer lokalen Aufweitung werden die Effekte eines Hochwassers mit einer einjährlichen Auftretenswahrscheinlichkeit modelliert. In Abb. 6 (links, mitte) sind die Sohlhöhen in der aktuellen und veränderten Situation wiedergegeben. Die relativen Veränderungen der Sohlgeometrie sind in der Abb. 6 rechts abzulesen.

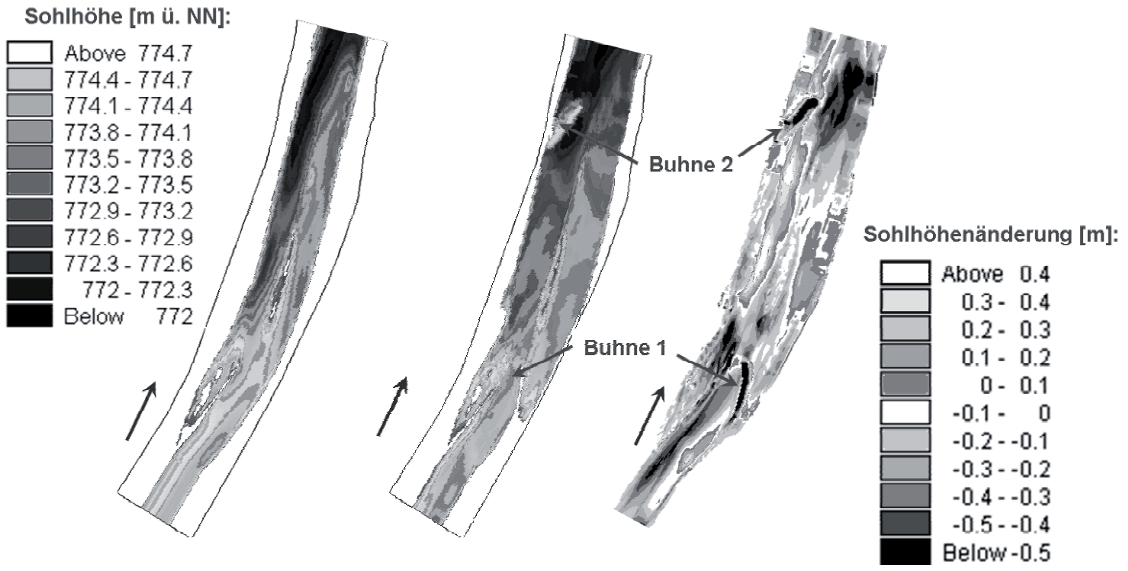


Abb. 6: Auswirkung von wasserbaulichen Maßnahmen auf die Flussbettmorphologie; Ausgangszustand (links), veränderter Zustand (mitte) und relative Änderung (rechts).

Besonders auf der linken Flussseite ergeben sich durch Auflandungen geringere Wassertiefen. Aufgrund des zusätzlich aufgeweiteten Flussbetts sind außerdem reduzierte Fließgeschwindigkeiten zu erwarten. Durch Erosion am unteren Ende der Strecke ergeben sich höhere Wassertiefen und Veränderungen in der Substratzusammensetzung. Abb. 7 zeigt den Vergleich der mit CASiMiR ermittelten Laichplatzeignungen vor und nach den flussbaulichen Veränderungen in der Untersuchungsstrecke.

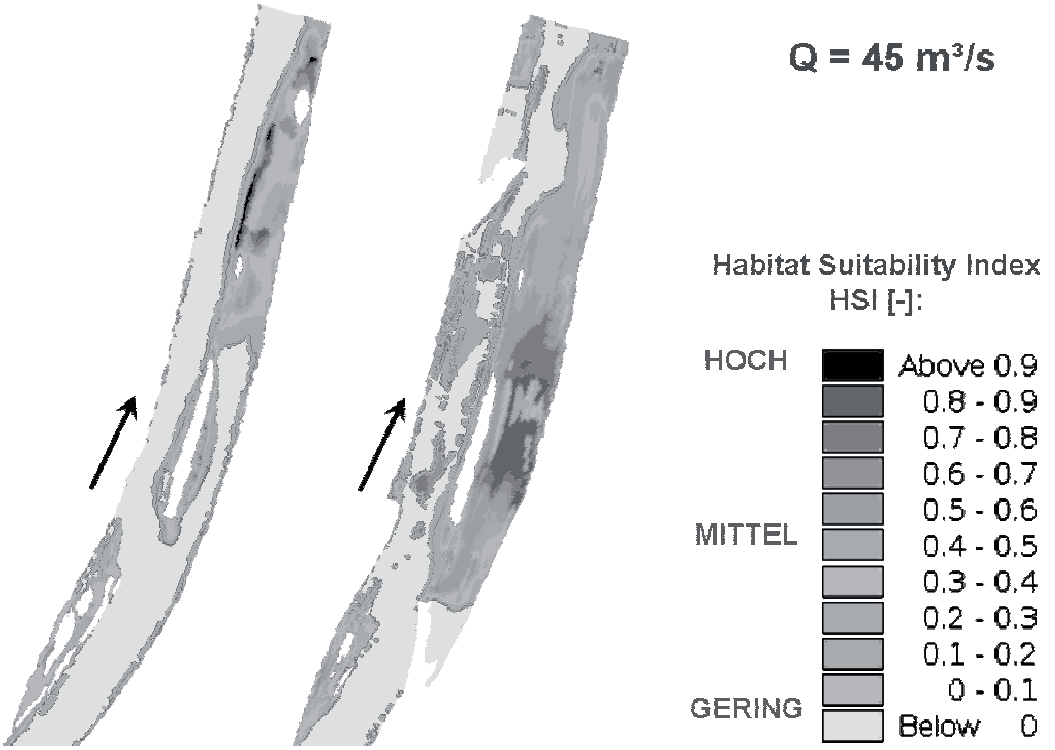


Abb. 7: Ergebnisse der Habitatmodellierung ohne (links) und mit (rechts) Massnahme.

Es wird deutlich, dass die ursprünglich lokal vorhandenen gut geeigneten Areale reduziert werden (Abb. 7). Dies ist hauptsächlich in der Erosion und der Ablagerung von gröberem Substrat in diesem Bereich begründet, die sich durch die untere der beiden Buhnen ergeben. Dennoch sind insgesamt deutliche Verbesserungen der Laichhabitateignungen zu verzeichnen. Diese ergeben sich vor allem rechtsseitig im mittleren Abschnitt der Untersuchungsstrecke, wo nahezu optimale Kombinationen von hydraulischen und morphologischen Bedingungen vorausgesagt werden. Das Habitatangebot als integraler Wert der Habitateignungen kann durch die Aufwertungsmaßnahmen nahezu verdoppelt werden.

6 Zusammenfassung

Der Verlandungsproblematik an Speicher- und Laufwasserkraftwerken wird oftmals durch periodische Spülungen der Stauräume entgegen gewirkt. Geschieberückhalt und Spülvorgänge, bei denen eine hohe Schwebstoff- und Geschiebefracht initiiert wird, beeinflussen u. a. die Lebensräume für Fische. Das Habitatmodell CASiMiR ermöglicht die Quantifizierung dieser Auswirkungen durch die Verknüpfung von hydraulischen und morphologischen Kenngrößen mit Fischanspruchsdaten. Um die Auswirkungen von Störungen im Feststoffhaushalt unterhalb einer Stauhaltung abbilden zu können, werden zusätzliche Parameter zur Charakterisierung der Flussbettstruktur in das Habitatmodell

CASiMiR integriert. Außerdem werden durch den Einsatz des morphodynamischen Modells MIKE 21C erstmals Möglichkeiten zur Beeinflussung der Laichplätze durch flussbauliche Maßnahmen im Zusammenspiel mit Abflusserhöhungen untersucht. Die wichtige Berücksichtigung morphodynamischer Prozesse bei Habitatmodellierungen, insbesondere für Kieslaichplätze, kann eindrucksvoll nachgewiesen werden. Die Modellergebnisse belegen die derzeit ungünstigen Verhältnisse für die Reproduktion von Äschen in der Mur-Untersuchungsstrecke. Geeignete Laichareale sind zwar unter alleiniger Betrachtung von Wassertiefe, Fließgeschwindigkeit und dominierendem Substrat teilweise vorhanden; werden jedoch außerdem Kolmationseffekte mit berücksichtigt, verschwinden diese geeigneten Flächen fast vollständig. Weiterhin wird durch die Abbildung möglicher flussbaulicher Maßnahmen im Modell prognostiziert, dass eine lokale Aufweitung und die Installation von Buhnen in Kombination mit Abflusserhöhungen die morphologischen Verhältnisse positiv verändern und das Laichhabitatangebot sich nahezu verdoppelt. Diese erste Pilotstudie zeigt, dass die Verknüpfung von morphodynamischen Modellen und Habitatsimulationen ein wertvolles Hilfsmittel für die Untersuchung von Defiziten und Verbesserungsmaßnahmen an Fließgewässern ist. Die gewonnenen Erkenntnisse dienen außerdem zur Entwicklung eines ökologisch angepasstem Spülmanagement zur Verbesserung der Laichhabitatsituation an der Mur.

Referenzen

Eastman, K. (2004): Effects of Embeddedness on Fish Habitats: An Approach for Implementation in the Habitat Simulation Model CASiMiR. Master's Thesis. Institut für Wasserbau, Universität Stuttgart.

Günter, A. (1971): Die kritische mittlere Sohlschubspannung bei Geschiebemischungen unter Berücksichtigung der Deckschichtbildung und der turbulenzbedingten Sohlschubspannungsschwankungen. Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, Zürich.

Meyer-Peter, E. and Müller, R. (1948): Formulas for bed load transport. Proceedings of 2nd Congress IAHR, Stockholm, Vol. 2, 1948.

Noack, M. (2005): Application, Validation and Optimization of modelling approaches for the implementation of morphodynamic processes in habitat modelling. Diplomarbeit. Institut für Wasserbau, Universität Stuttgart.

Schälchli, U. (2002): Die innere Kolmation von Fliessgewässersohlen – Eine neue Methode zur Erkennung und Bewertung, Fischnetz-info Nr. 9, S. 5-6, 2002.

Schneider, M. (2001): Habitat- und Abflussmodellierung für Fließgewässer mit unscharfen Berechnungsansätzen. Dissertation. Institut für Wasserbau der Universität Stuttgart.

Adresse der Autoren

Dipl.-Ing. Markus Noack
Institut für Wasserbau, Lehrstuhl für
Wasserbau und Wassermengenwirtschaft
Universität Stuttgart
Pfaffenwaldring 61
D-70569 Stuttgart
E-Mail: markus.noack@iws.uni-stuttgart.de



Dipl.-Ing. Andreas Eisner
Ingenieurbüro für Wasserbau,
Gewässerökologie und Umwelt
Raichbergstraße 20
D-72072 Tübingen
E-Mail: andreas.eisner@t-online.de



Prof. Dr.-Ing. Silke Wieprecht
Institut für Wasserbau, Lehrstuhl
für Wasserbau und Wassermengenwirtschaft
Universität Stuttgart
Pfaffenwaldring 61
D-70569 Stuttgart
E-Mail: wieprecht@iws.uni-stuttgart.de





Untersuchungen von Kolmationsvorgängen an einem physikalischen Modell

J. Schneider, H. Badura

1 Einleitung

Global gesehen gibt es mehr als 50.000 Mauern und Dämme, die höher als 15 Meter sind bzw. die ein Volumen von mehr als 3 Millionen m³ aufweisen. Weiters existieren weltweit mehr als 100.000 weitere Talsperren mit Volumina größer als 100.000 m³ bzw. mehrere Millionen weitere kleine Dämme. Das Volumen aller Speicher wird mit mehr als 4.000 km³ und die bedeckte Fläche mit rund 500.000 km² geschätzt, was ca. 1/3 der gesamten Seenfläche ausmacht. Mehr als 50% aller Flüsse sind aufgestaut und das Gesamtmass des jährlich abgelagerten Sediments wird mit 15 bis 40 Gt. geschätzt (Morris und Fan, 1998; Lempérière und Lafitte, 2006). In Österreich sind nur mehr ca. 35% der Flüsse frei fließend und rund 2/3 der Flüsse weisen ein Sedimentdefizit auf. Ungefähr derselbe Prozentsatz an Stauseen ist mit erheblichen Sedimentationsproblemen konfrontiert (Habersack, 1996, Habersack et al., 2004).

Der Aufstau von Fließgewässern führt zu einer Reduktion der Fließgeschwindigkeit und der Turbulenzen im Staubereich mit dem Resultat, dass sich die transportierten Sedimente ablagern. Im Stauwurzelbereich bilden sich Geschiebedeltas und je näher man zum Sperrenbauwerk kommt, umso feiner sind üblicherweise die abgelagerten Feststoffe. Eine Remobilisierung der Sedimente kann aus den verschiedensten Gründen wünschenswert sein. So können betriebliche und wasserwirtschaftliche sowie ökologische Beweggründe dafür maßgebend sein. Diese reichen von potenziellen Gefährdungen der Betriebseinrichtungen (z.B. Verlegen von Grundablässen und Einlaufbauwerken durch Sedimente) über den Verlust von Stauraumvolumen bis hin zu Sedimentmangel im Unterwasser (fehlendes Geschiebe für Fische und benthische Organismen) und die Erfüllung der EU Wasserrahmenrichtlinie (Durchgängigkeit der Gewässer).

Die Remobilisierung von abgelagertem Sediment, sei es durch Spülungen oder auch durch Baggerungen, wird meist positiv bewertet, v. a. wenn Geschiebe ins Unterwasser zugeführt wird. Nachteilig ist jedoch das Zuviel an Feinmaterialaustrag aus der Stauhaltung. Während Stauraumspülungen kann

meist eine signifikante Erhöhung der Schwebstoffkonzentration unterhalb der Stauanlage beobachtet werden. Dies wird oft durch Beigabe von klarerem Spülwasser bzw. durch geeignete Spülzeitpunkte (natürliche Hochwasserereignisse) versucht zu lindern.

Bei vielen Stauraumentleerungen kann man im Unterwasser der Stauhaltungen Ablagerungen von Feinsedimentbänken beobachten, die dann bei nachfolgenden Hochwasserereignissen wieder weitertransportiert werden. Eine Folge dieses Sedimenttransportes kann die Kolmation von Fließgewässersohlen sein. Unter Kolmation oder Kolmatierung versteht man das Verstopfen der Poren mit Feinsediment mit dem Resultat, dass die Durchlässigkeit abnimmt und die Flusssohle vollkommen abgedichtet werden kann. Dieser Prozess hat sowohl auf die Fauna und Flora von Fließgewässern als auch auf den Wasseraustausch zwischen Oberflächen- und Grundwasser Auswirkungen.

2 Problemstellung und Ziele der Arbeit

Am 25. April 2005 kam es zu einer behördlich alle 10 Jahre vorgeschriebenen Stauraumentleerung des Speichers Raggal, um die üblicherweise unter Wasser gelegenen Betriebseinrichtungen zu überprüfen. Dabei wurden rund 100.000 m³ Sediment über einen Zeitraum von 3 Tagen aus dem Stausee ausgetragen. Um diese Entleerung ökologisch möglichst vertretbar zu gestalten, wurde das folgende Maßnahmenpaket zwischen Betreiber und Behörde vereinbart (Fussenegger und Moser, 2007):

- Entleerung während der Schneeschmelzperiode für Verdünnungszwecke,
- Dauer so kurz als möglich,
- Zugabe zusätzlichen Reinwassers durch andere Kraftwerke und
- Spülung durch Reinwasser nach erfolgtem Wiederaufstau.

Vom 22. bis zum 23. August 2005 kam es im Untersuchungsgebiet zu einem schweren Hochwasserereignis, welches Begleitdämme zerstörte und durch die großen Wassermengen zu einer Umwälzung der Flusssohle führte. Damit war die vorhandene kolmatierte Flusssohle größtenteils entfernt worden. Da sich der Grundwasserspiegel in diesem Gebiet einige Meter unterhalb der Flusssohle befindet, versickert die Lutz vollständig und das Flussbett fällt bereits vor der Mündung in die Ill trocken.

Im Frühjahr 2008 soll es zu einer weiteren Stauraumentleerung kommen, deren Zweck u.a. eine Wiederherstellung der kolmatierten Sohle ist.

Für Abschätzungen der Kolmationsvorgänge und um diese Auswirkungen genauer zu untersuchen, wurde im Wasserbaulabor der TU Graz ein 1:1

Rinnenmodell aufgebaut. Im Rahmen dieses Beitrages sollen erste Ergebnisse präsentiert werden. Das Projekt wird im Rahmen des Kompetenznetzwerkes Wasserressourcen (www.waterpool.org) durchgeführt und finanziert und soll Mitte 2008 abgeschlossen werden. Der Wirtschaftspartner in diesem Work Package und somit der Auftraggeber sind die Vorarlberger Illwerke AG.

3 Grundlagen

3.1 Das Projektsgebiet

Der im Rahmen des Projektes näher betrachtete Fluss Lutz mit dem Speicher Raggal befindet sich in Westösterreich, im Bundesland Vorarlberg (Abb. 1). Die Lutz ist ein nord-östlicher Zubringer der Ill und sie durchfließt das „Große Walsertal“. Entlang der Lutz befinden sich zwei Stauhaltungen. Etwa 10 Kilometer oberhalb der Mündung liegt der Speicher Raggal mit einem Stauvolumen von rund 2,4 Millionen m³ und einer Länge von etwa 2,3 km. Die Restwassermenge beträgt 400 l/s. Das für die Energiegewinnung genutzte Wasser wird aus dem Speicher über einem 4,5 km langen Triebwasserstollen, ein Wasserschloss und einem anschließenden Vertikalschacht zu einem Kavernenkraftwerk und von dort in das Unterwasser in den kleinen Speicher Gstins geleitet. Hier wird das Wasser wieder entnommen und über einen weiteren Triebwasserstollen bis zu einem Krafthaus in der Nähe der Ill umgeleitet, um von dort direkt in die Ill zu fließen. Die freie Fließstrecke zwischen dem Speicher Gstins und der Mündung beträgt ca. 5,3 Kilometer.

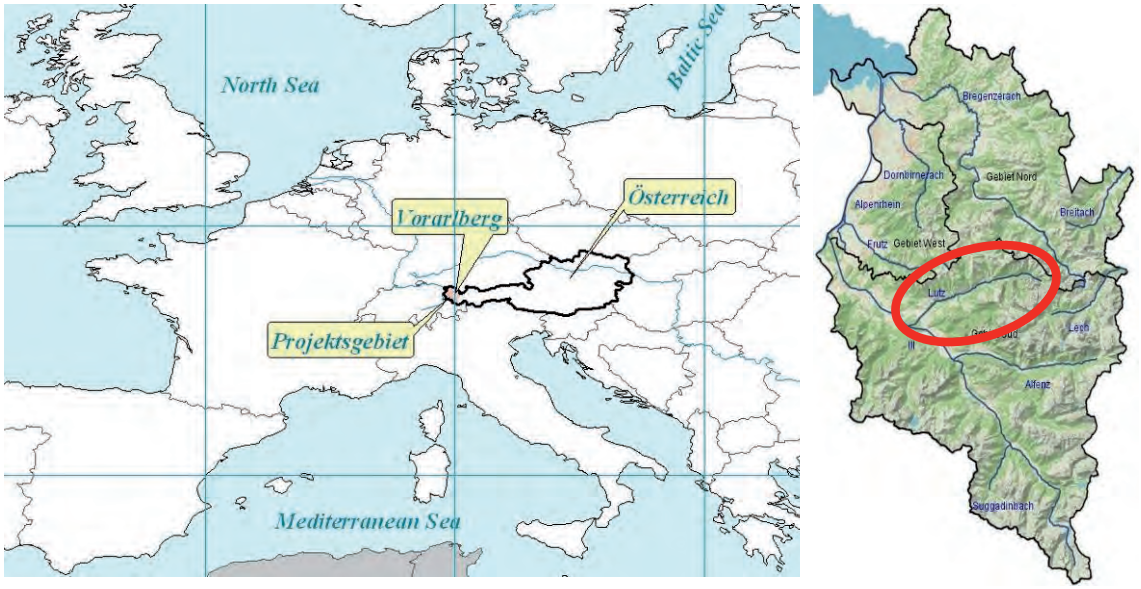


Abb. 1: Das Projektsgebiet.

3.2 Die Kolmation

Man kann die Kolmation oder Kolmatierung von Fließgewässersohlen als einen Prozess definieren, bei dem durch den Eintrag von festen, in Oberflächengewässern transportierten Materialien in den Porenraum der Flusssohle, eine Abdichtung ebendieser erfolgt. Die Sohle wirkt dabei wie ein Filter. Am Ende des Prozesses kann eine vollständige Undurchlässigkeit der Flusssohle auftreten. Nach Blaschke et al. (2002) kann man die innere, die äußere und die Deckschichtkolmation unterscheiden. Die äußere Kolmation tritt bei mittleren Fließgeschwindigkeiten von weniger als 0,3 m/s auf. Bei höheren Geschwindigkeiten bis zu ca. 0,8 und 1,0 m/s spricht man von Deckschichtkolmation und darüber von der so genannten inneren Kolmation. Beim ersten Typ kommt es durch die geringen Fließgeschwindigkeiten zum Absetzen der Feststoffe und zu einer oberflächlichen Sedimentation. Auf der anderen Seite ist die innere Kolmation dadurch gekennzeichnet, dass die festen Partikel in tiefere Schichten eintreten und eine solch kolmatierte Sohle im ersten Blick von oben gar nicht als solche erkannt wird.

Schälchli (1993) entwickelte im Rahmen seiner Arbeit eine Kolmationsformel, mit der es möglich sein soll, die Kolmationsentwicklung auf Grund einiger Eingangsparameter einfach abschätzen zu können. Dafür wurde eine Vielzahl von Testläufen in einem physikalischen Modell beobachtet und statistisch ausgewertet. Die Formel beschreibt die Entwicklung des integrierten Sickerwasserabflusses (das heißt des Filtratvolumens) mit der Zeit in Abhängigkeit der maßgebenden Einflussgrößen. Das Sickerwasservolumen V_A in m³ ergibt sich zu:

$$V_A = A_F \times \frac{-\beta + \sqrt{\beta^2 + 2 \times r \times C \times \Delta p_G \times \frac{1}{\eta} \times t}}{r \times C} \qquad [1]$$

Mit:
A_F … Filteroberfläche [m^2]
C … Schwebstoffkonzentration [g/l]
Δp_G … Druckdifferenz zwischen Gerinne- und Grundwasserspiegel [N/m^2]
η … dynamische Viskosität [kg/ms]
t … Zeit [s]
Θ … dimensionslose Sohlenschubspannung [-]
r … spezifische Filterwiderstand [m/kg]

$$r = \frac{5 \times 10^{12} \times \Theta^{0,5}}{\left(\frac{d_{10}}{d_m}\right)^3 \times \mathrm{Re}^{1,5} \times i} \qquad [2]$$

β … Widerstand des unkolmatierten Filtermediums [m^{-1}]

$$\beta = \frac{L \times g}{k_0 \times \nu} \qquad [3]$$

L … Mächtigkeit des Filtermediums [m]
g … Erdbeschleunigung [$9{,}81\ m/s^2$]
k_0 … Anfangsdurchlässigkeit des Sohlenmaterials [m/s]
ν … kinematische Viskosität [m^2/s]
d_{10}, d_m … charakteristische Durchmesser [m]
Re … Reynolds Zahl [-]
i … hydraulischer Gradient nach Darcy [-]

3.2 Das Modell

Das 1:1 Schnittmodell besteht aus einer 6,22 Meter langen und 37,3 cm breiten Plexiglasrinne, an deren Ende knapp vor dem Auffangbehälter zwei Sedimentboxen befestigt sind, welche mit Natursediment aus der Lutz befüllt sind. Die Höhe der Rinne beträgt 70 cm. Das Modell wird mit einem internen Wasserkreislauf betrieben, wobei die Durchflüsse zwischen 20 und 200 l/s einstellbar sind. In Abb. 2 ist das Modell in einer 3D Ansicht dargestellt. Am Beginn des Modells befindet sich ein längsgestreckter Einlaufbehälter und am Ende ein sechseckiger Auffangbehälter. Das Wasser wird von diesem Auffangbehälter wieder mit einer Pumpe in den Einlaufbehälter befördert. Das Längsgefälle der Rinne beträgt 1% und an der Sohle der Rinne sind Sedimente angeklebt, um die Rauheit zu erhöhen und um damit natürliche Fließwiderstände zu simulieren.

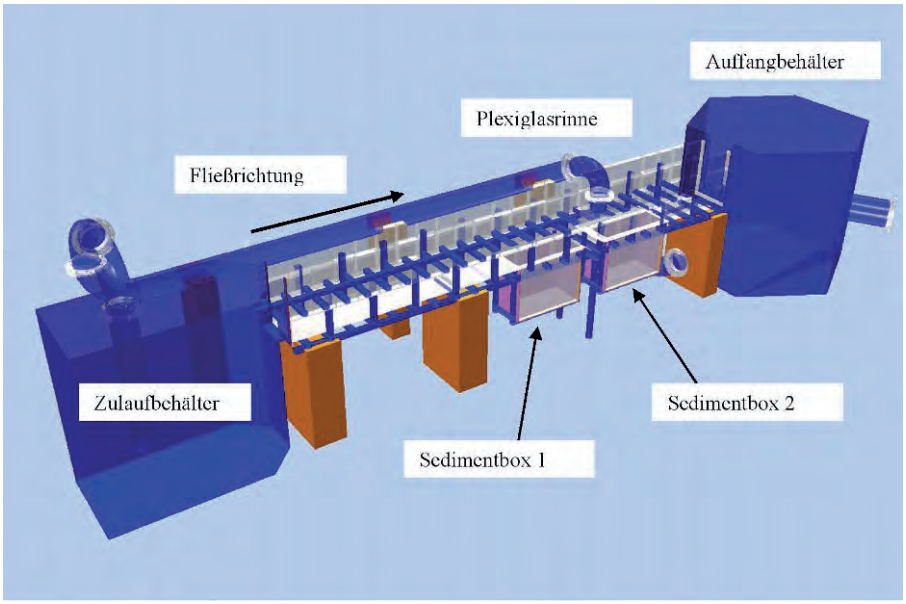


Abb. 2: Das 1:1 Rinnenmodell im Wasserbaulabor der TU Graz.

Durch den Eintrag von Feinmaterial in die Sedimentboxen und durch gravitationsbedingte Ablagerungen in den Behältern kommt es zu einer

kontinuierlichen Abnahme der Konzentration in der Suspension. Um das auszugleichen, wurde ein vollautomatisches Sedimentzugabegerät im Bereich des Auffangbehälters installiert, das mit Hilfe einer Trübesonde gesteuert wird. Zu Vergleichszwecken wurde zusätzlich ein Dichtemessgerät montiert. Die Kalibrierung der Sonden erfolgte vor Messbeginn und die Validierung ist durch Einzelprobenentnahmen mit anschließender gravimetrischer Auswertung gewährleistet. Durch die an der Sohle befestigten Sedimentboxen ist es möglich, dass Wasser in die Sohle eintritt und durchsickert. Dieses Sickerwasser wird anschließend gesammelt und die Quantität mit Hilfe von Messwehren bei größeren Durchflüssen bzw. mit Regenwippen bei geringer anfallenden Wassermengen erfasst. In den Sedimentboxen sind in Summe 8 Tensiometer installiert, mit denen die Druckverläufe (positive Drücke und Saugspannungen) und Druckunterschiede erfasst werden können. Dabei sind in der Box 1 fünf Sonden und in Box 2 drei Sonden montiert. Die obersten beiden Sonden 3 und 8 befinden sich 2-3 cm unterhalb der Sedimentoberfläche. Durch eine spezielle Anordnung der Ableitungsvorrichtung für das perkolierte Wasser ist es einerseits möglich, unterschiedliche Grundwasserspiegel einzustellen, andererseits auch, die Luftzufuhr in das Sediment zu unterbinden oder zu ermöglichen.

Des Weiteren wurden Wasserstands- und ADV-Geschwindigkeitsmessungen in der Rinne durchgeführt.

4 Versuchsdurchführung und Ergebnisse

Wie bereits erwähnt wurde im Rahmen dieser Modellversuche natürliches Sediment aus dem Bereich der Lutz in Vorarlberg verwendet. Dabei wurde Flusssediment ca. 1 Kilometer oberhalb der Lutzmündung in die Ill entnommen. Für die Schwebstoffe wurde Material aus dem Stauraum Raggal gebaggert, welches üblicherweise im Verlauf einer Stauraumentleerung wieder remobilisiert wird. Im Modell wurde ebenfalls Kalkmehl als suspendiertes Material verwendet. Die Begründung dafür liegt im Kontrast zum Sohlsubstrat bei vergleichbarer Kornverteilung des Materials.

Da die Schwebstoffbelastung in der Suspension mit Hilfe einer Trübesonde erfasst wurde, musste für eine Korrelation zur Konzentration eine Kalibrierung erfolgen. Da sowohl Versuche mit Kalkmehl als auch mit natürlichem Sediment aus dem Stauraum durchgeführt wurden, sind zwei Funktionen ermittelt worden. Die folgende Formel beschreibt die Beziehung zwischen der Sedimentkonzentration *C (g/l)* und der gemessenen Trübe (FNU-Wert) für das Sediment aus dem Speicher Raggal:

$$C = 253{,}69 * FNU + 15{,}24 \qquad [4]$$

Die Sedimentkonzentrationen im Rahmen der Versuche lagen zwischen 0,7 g/l und 4 g/l. In Summe wurden 27 Versuche durchgeführt. Der Einbau des Sediments in die Boxen erfolgte bei einigen Versuchen durch eine möglichst gute Verdichtung, bei anderen Tests wurde versucht, das Sediment möglichst unverdichtet einzubauen. Der Grund für den lockeren Einbau liegt darin, dass durch das Hochwasser im September 2005 die Sohle umgewälzt wurde und daher angenommen werden kann, dass nach dem Abklingen des Ereignisses Bereiche an der Lutz durch eine sehr lockere Lagerung gekennzeichnet gewesen sein dürften.

Es wurden 7 Versuche mit unterbundener Luftzufuhr und 20 Versuche mit einer von unten vorhandenen Belüftung durchgeführt. Da im Bereich der Versuchstrecke an der Lutz der Grundwasserspiegel, genau wie an sehr vielen anderen inneralpinen Flüssen vorkommend, deutlich unterhalb des Flussbetts liegt, wurde bei den Versuchen auf das Einstellen des Grundwasserspiegels oberhalb der Unterkante der Sedimentboxen verzichtet.

Es hat sich im Verlaufe der Versuche gezeigt, dass es bei allen Testläufen innerhalb kürzester Zeit zu einer raschen Kolmatierung der Sohle kam und dass spätestens innerhalb von 4 bis 5 Tagen die Sohle mehr oder weniger undurchlässig geworden ist.

Durch die oberflächennahe Anordnung der Tensiometer konnte festgestellt werden, dass der Druckabbau im Bereich der ersten Zentimeter erfolgt. Auch die visuellen Beobachtungen lassen den Schluss zu, dass die Kolmationsschicht ungefähr einen Zentimeter ausmacht. Dafür wurden seitens des Instituts für Angewandte Geowissenschaften der TU Graz Sedimentproben aus den Sedimentboxen der kolmatierten Sohle im Modell entnommen und mit Kunstharz ausgegossen. Nach dem Aushärten konnten die Proben durchgeschnitten und so die dicke der kolmatierten Schicht visuell abgeschätzt werden (Abb. 3). Geschwindigkeitsmessungen in der Rinne zeigten, dass die mittleren Geschwindigkeiten bei höheren Durchflüssen über 1 m/s liegen und daher gemäß Blaschke et al. (2002) der innere Kolmationstyp anzutreffen wäre. Es konnte jedoch durch die visuellen Beobachtungen bei allen untersuchten Tests nur die Deckschichtkolmation beobachtet werden. Es scheint daher sinnvoller zu sein, die Kolmationstypen nicht durch mittlere Geschwindigkeiten, sondern durch die sohlnahen Geschwindigkeiten zu definieren. Im Bereich der Sohle konnten nämlich Fließgeschwindigkeiten zwischen 0,4 m/s und 0,55 m/s bei allen Geschwindigkeitsmessungen ermittelt werden.

Abb. 4 stellt den Verlauf der kumulierten Sickerwassermengen für einige Versuche dar. Dabei ist deutlich erkennbar, dass manche Versuche bereits nach kurzer Zeit annähernd horizontale Verläufe der Kurven aufweisen, was

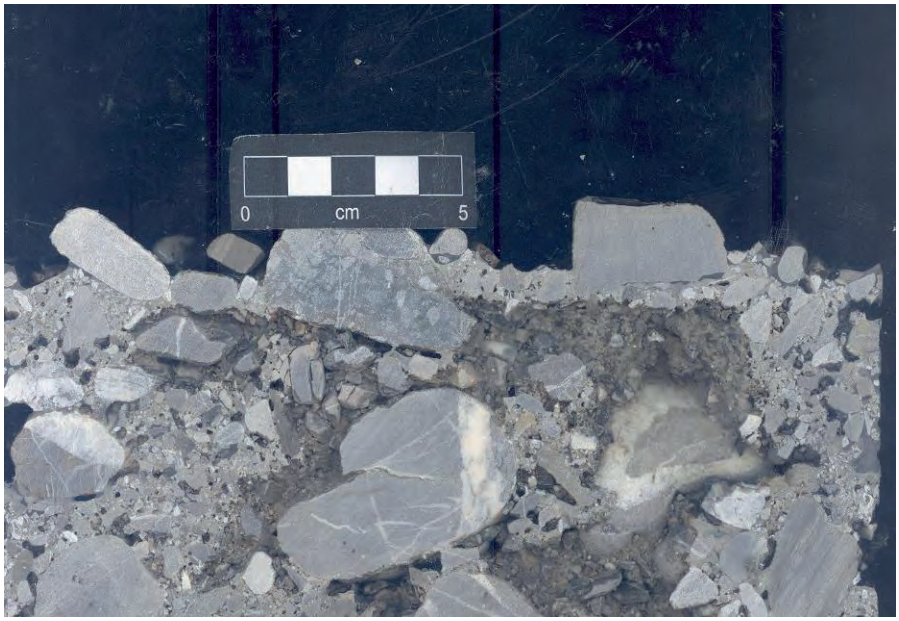


Abb. 3: Schnitt durch Flusssediment nach Versuchende.

darauf hinweist, dass die Sohle fast abgedichtet ist. Dabei muss jedoch festgehalten werden, dass es insofern Unterschiede am Beginn der Versuche gibt, als dass manche Versuche in Summe sehr geringe Sickerwassermengen aufweisen, andere jedoch größere Mengen. Der Grund dafür liegt in der Sedimentkonzentration in der Suspension. So beschreiben z.B. die Versuche 7, 10 und 15 Tests mit hohen Konzentrationen, während die Versuche 8, 13 oder 14 geringe Trübewerte aufwiesen. Jedoch kann man auch bei diesen Versuchen ca. 12 bis 24 Stunden nach Beginn ebenfalls annähernd horizontale Verläufe der Kurven beobachten.

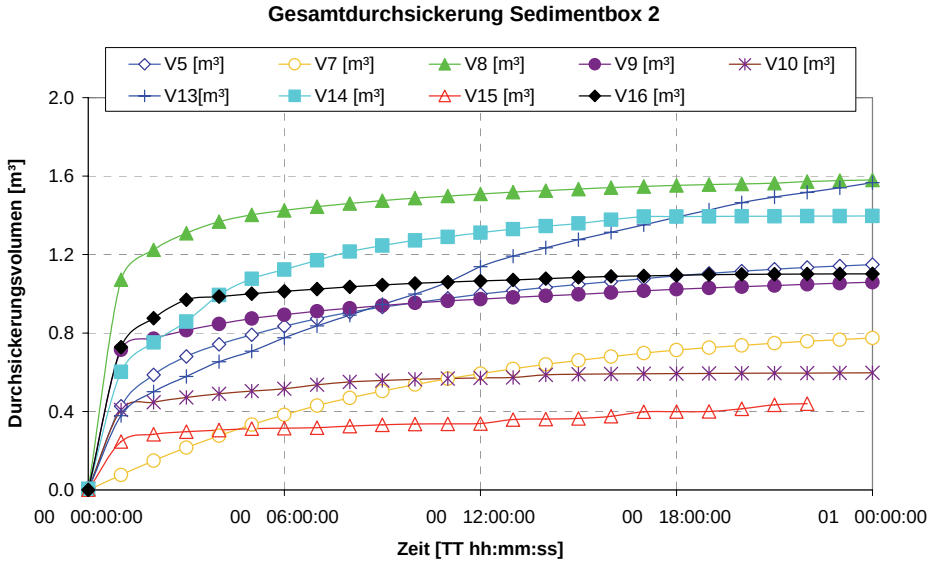


Abb. 4: Aufsummierte Sickerwassermengen in Sedimentbox 2 bei ausgewählten Versuchen.

Da die Eingangsparameter in die Formel von Schälchli (1993) bei den durchgeführten Versuchen ermittelt wurden, konnte recht einfach die Formel überprüft werden. Die Abb. 5 zeigt beispielhaft das Ergebnis der Formel mit den Eingangsparametern des Versuches 3 im Vergleich zu den Messungen im Modell. Dabei ist offensichtlich, dass zwischen Rechnung und Beobachtung ein etwas anderer Verlauf der Kurve zu beobachten ist. So ist ein deutlich geringerer Anstieg am Beginn bei der Rechnung zu beobachten. Die rechnerisch ermittelte Kurve schneidet jedoch die Kurve der Messdaten und überschätzt somit am Ende die Sickerwassermenge.

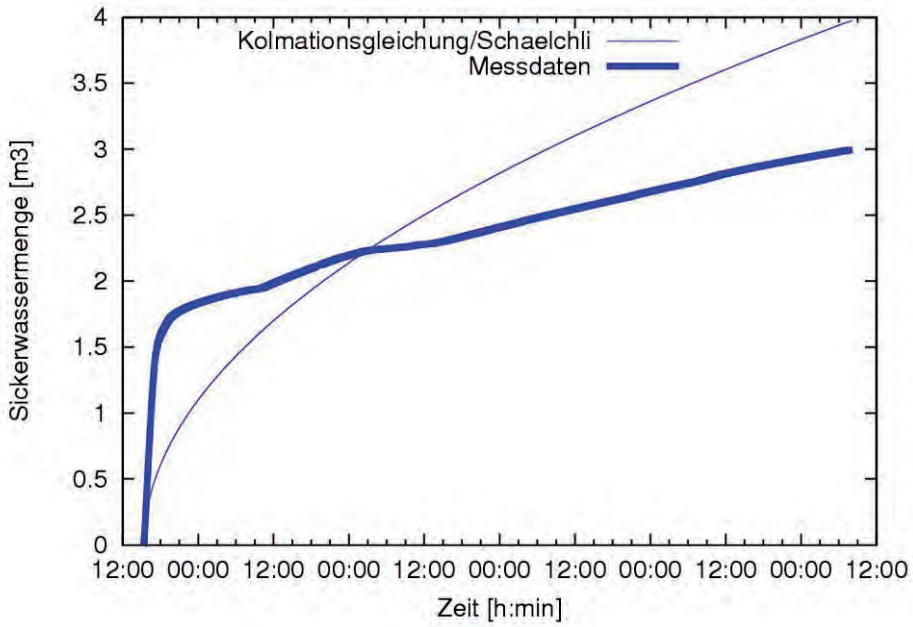


Abb. 5: Sickerwassermengen, gerechnet nach Schälchli (1993) und gemessen.

5 Zusammenfassung

Durch den Aufstau von Fließgewässern kommt es im Oberwasser einer Staustufe zur Verringerung der Fließgeschwindigkeit und damit zum Absetzen von Geschiebe und Schwebstoffen. Sowohl aus wasserwirtschaftlichen als auch aus ökologischen Gründen ist die Remobilisierung des im Stauraum über längere Zeiträume abgelagerten Sediments von großer Bedeutung. Diese Entlandungen führen naturgemäß zu einer deutlichen Sedimentkonzentrationserhöhung im Unterwasser einer Stauanlage während einer Spülung. Es kann immer wieder beobachtet werden, dass große Mengen an Sediment v.a. an den Uferbereichen abgelagert werden, die zu späteren Zeitpunkten wieder erodiert und dem Abfluss beigefügt werden. Eine Folge des Sedimenttransportes ist die Kolmation (Kolmatierung) der Sohle. Im Rahmen dieses Beitrages wurden die Ergebnisse von Kolmationsversuchen präsentiert. Ausgangslage sind Kol-

mationsvorgänge in der Lutz (Fluss in Vorarlberg), die durch Stauraumspülungen bzw. Speicherentleerungen des Speichers Raggal der Kraftwerksanlage Lutz Oberstufe hervorgerufen werden. Es wurde ein 1:1 Schnittmodell mit dem Sediment der Lutz im Labor des Institutes für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU Graz errichtet, an dem u.a. Durchsickerungs-, Dichte- oder Konzentrationsmessungen durchgeführt wurden. Es konnten im Rahmen der Versuche die auftretenden Abdichtungsprozesse nachgebildet werden. Weiters wurden Vergleichsrechnungen mit der Kolmationsgleichung von Schälchli (1993) vorgestellt.

Referenzen

Blaschke, A., R. Braunshofer, H. Feregyhazy, D. Gutknecht, H. Habersack, C. Karner, P. Mayr, R. Schmalfuss, S. Schober, D. Sengschmitt und K. Steiner (2002). Kolmationsprozesse am Beispiel des Stauraumes Freudenau Projektphase II - Vollstau. Band 75, Schriftenreihe der Forschung im Verbund.

Fussenegger, F. und G. Moser (2007). Erfahrungen zum Sedimentmanagement bei der Kontrollentleerung des Speichers Raggal. WasserWirtschaft 9, 45–46.

Habersack, H. (1996). Lack and surplus of sediments being transported by river systems. IAHS - Publ., Exeter, England Vol. 236, S. 565–573.

Habersack, H., S. Schober, J. Schneider, G. Koboltschnig, H. Badura, J. Mischker, M. C. Gaudry, P. Ergenzinger und M. Brauner (2004). Raum-zeitliche Analyse des Feststoffhaushaltes eines alpinen Einzugsgebietes - Skalenproblematik. Endbericht, Österreichische Akademie der Wissenschaften, Wien.

Lempérière, F. und R. Lafitte (2006). The role of dams in the XXI century to achieve a sustainable development target. In Dams and Reservoirs, Societies and Environment in the 21st Century, Volume 2, Barcelona, Spain. Taylor & Francis.

Morris, G. und J. Fan (1998). Reservoir sedimentation handbook. McGraw-Hill Publishing Company.

Schälchli, U. (1993): Die Kolmation von Fließgewässersohlen: Prozesse und Berechnungsgrundlagen. Mitteilung 124 der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, Herausgegeben von Prof. Dr. D. Vischer.

Adresse der Autoren

DI Dr. Josef Schneider
Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft
TU Graz
Stremayrgasse 10
A–8010 Graz
E-Mail: schneider@tugraz.at



DI Dr. Hannes Badura
Verbund Austrian Hydro Power AG
Am Hof 6a
A–1010 Wien
E-Mail: hannes.badura@verbund.at





Feststoffproblematik in Flüssen bei Hochwasserereignissen

(Session 3)

Sessionsleiter:
Prof. Dr.-techn. G. Zenz
TU Graz



Auslaufbauwerk des Geschiebesammlers Fromatta (Kelchbach Naters, Wallis, Schweiz)

J.-L. Boillat, M. Geiges-Mayaud, P. Teysseire

1 Einleitung

Der Kelchbach ist ein rund 120 km flussaufwärts des Genfersees gelegener Zufluss des Rotten. Die bedeutenden Hochwasserereignisse der letzten Jahrzehnte haben gezeigt, dass die hydraulische Kapazität des Kelchbachs in seinem Unterlauf, im Bereich des Ortsdurchflusses von Naters, bei Hochwasser unausreichend ist (Abb. 1). Die Ursache für das bedeutende Kapazitätsdefizit liegt neben hydraulischen Gründen auch bei einem starken Gefällsknick im Längenprofil. Die starke Abnahme des Gefälles unterhalb des Knickpunktes führt zu einer Verminderung der Geschiebetransportkapazität und somit zu Auflandungen. Die heutige Abflusskapazität des Kelchbachs ist bereits für ein hundertjährliches Ereignis ungenügend (LCH, 2004).



Abb. 1: Der Kelchbach in Naters während des Hochwassers im Oktober 2000.

Um das Risiko von Überschwemmungen zu verringern soll einerseits das Geschiebe in einem Sammler oberhalb von Naters zurückgehalten und andererseits die Abflusskapazität zwischen Geschiebesammler und Mündung in den Rotten vergrössert werden. Der Geschiebesammler wurde gebaut. Für die Erhöhung der Abflusskapazität standen zwei Massnahmenvarianten zur Diskussion. Die erste umfasste den Bau eines "Hochwasserentlastungsstollens", dessen Umleit- bzw. Einlaufbauwerk mit dem bereits gebauten Geschiebesammler bei Fromatta oberhalb des Dorfes kombiniert würde (VAW, 1999). Die zweite,

"Gerinneausbau“ genannt, benutzt ebenfalls diesen Geschiebesammler am Dorfeingang, sieht aber eine Gerinneaufweitung und eine Anpassung des Längenprofils im Dorfbereich vor. Die Wahl fiel auf die Variante Gerinneausbau. Zwischenzeitlich ist das erste Los im Bau. Die Hauptaufgabe des Geschiebesammlers besteht darin, eine grösstmögliche Menge an Geschiebe zurückzuhalten, um die Gemeinde vor durch Auflandung verursachten Hochwassern zu schützen.

Unter Annahme der bei einem Extremhochwasser theoretisch erwarteten Wasser- und Geschiebemengen entstehen beim Abklingen des Hochwassers im Dorfbereich Ausuferungen und zwar unabhängig von der gewählten Variante. Dies liegt daran, dass der Kelchbach bei abklingendem Hochwasser Geschiebe aus den Ablagerungen im Geschieberückhaltebecken in der Fromatta erodiert und flussabwärts beim Gefällsknick an der Marktplatzbrücke ablagert. Das Auslaufbauwerk des Rückhaltebecken soll die Wasser- und Geschiebemengen am Austritt limitieren. Wie viel Geschiebe nun aber tatsächlich aus dem bereits bestehenden Becken in Richtung Naters transportiert wird, kann nur überschlagsmässig abgeschätzt werden. Darum wurde das konzipierte Auslaufbauwerk mittels Modellversuchen überprüft.

Zur Überprüfung der Funktionsfähigkeit der geplanten Massnahmenvarianten, sowie zu deren Optimierung sollten die genauen Geschiebemengen, die vom Geschiebesammler kommen, für verschiedene Szenarien bestimmt werden. In einer ersten Phase sollte der Auslaufbauwerk so optimiert werden, dass möglichst wenig der während des Hochwassers abgelagerten Sedimente remobilisiert werden. In einer zweiten Phase sollte die Variante "Gerinneausbau" bezüglich Wasser, Geschiebe und bei Bedarf auch Schwemmholz untersucht werden (LCH, 2005).

2 Hydraulisches Verhalten und Feststofftransport des Geschiebesammlers

Das hydraulische Modell des Geschiebesammlers wurde im Massstab 1:30 vorwiegend aus Mauerwerk (Geschiebesammler) und PVC (Geschiebesperre) erstellt. Dieser Massstab erlaubt eine realistische Simulation des Abflusses und Geschiebetriebs.

2.1 Methodik

Der gesamte Geschiebesammler wurde im Modell unter Berücksichtigung aller wichtigen Charakteristiken nachgebildet (Abb. 2). Das Modell beginnt rund 30 m oberhalb der natürlichen Felsschwelle in der Fromatta. Flussabwärts endet das

Modell mit dem Auslaufbauwerk. Das Einlaufbauwerk der Hochwasserentlastung wird nur als starres Objekt nachgebildet.

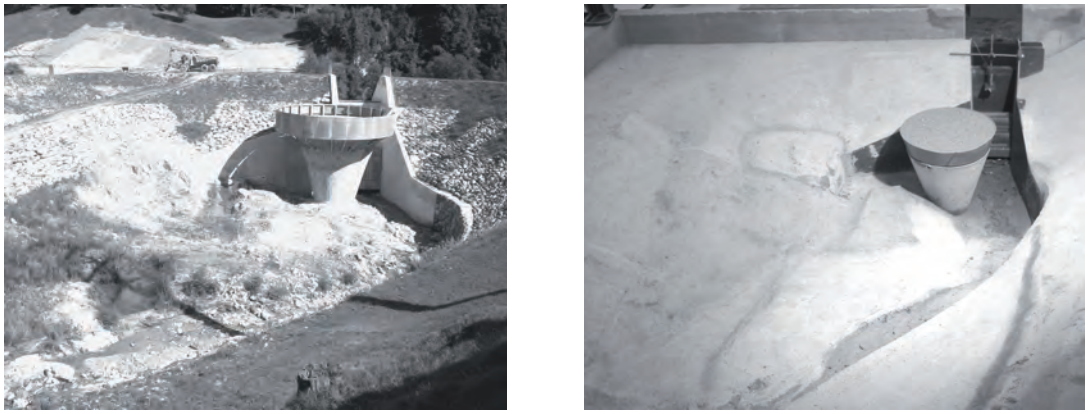


Abb. 2: Sicht flussabwärts auf Geschiebesammler mit Einlaufbauwerk der Hochwasserentlastung und Auslaufbauwerk. Links : Das reale Bauwerk. Rechts : Das hydraulisches Modell im Massstab 1 :30.

Das Auslaufbauwerk besteht, wie in Abb. 3 dargestellt, aus zwei hintereinander folgenden Öffnungen. Die erste erstreckt sich über die gesamte Breite des Bauwerks. Sie verfügt über einen auf einer Betonstruktur gelagerten Rechen, der das Schwemmholz zurückhalten soll. Die erste Öffnung limitiert den Sedimentaustritt, sodass die zweite nie verstopft. Die zweite Öffnung hat einen quadratischen Querschnitt mit 1.8 m Seitenlänge. Sie ist in einem Überlauf integriert, der nach dem Einlaufbauwerk in Funktion tritt, bevor der Damm überflutet wird.

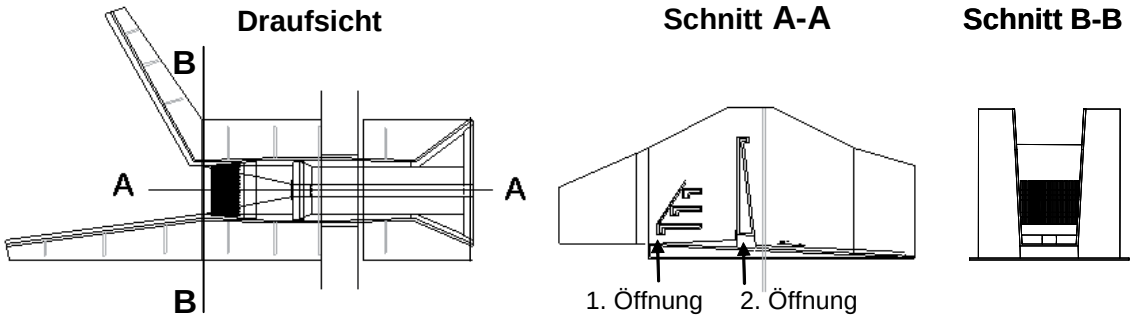


Abb. 3: Das Auslaufbauwerk des Geschiebesammlers, Draufsicht und Schnitte.

Während der nicht stationären Versuche wurden die zugeführten Wasser- und Sedimentmengen (Ganglinien), sowie der Wasserspiegel bzw. die Sohlenlage an kritischen Punkten fortwährend gemessen. Vor und nach den Versuchen wurde das Modell topographisch vermessen, um die Ablagerungszonen und Geschiebevolumina zu erfassen. Das durch den Sperrenauslass ausgetragene Geschiebe wurde am Auslauf aufgefangen und kontinuierlich gewogen.

2.2 Hydraulik des Geschiebesammlers

Theoretische Berechnung:

Bei Reinwasserabfluss (kein Geschiebeeintrag), fliesst das Wasser bei freiem Wasserspiegel im verengten Querschnitt der zweiten Öffnung durch die kritische Wassertiefe (Abb. 3). Sobald diese Öffnung unter Druck gesetzt wird, gilt folgende Gleichung (Sinniger & Hager, 1989):

$$Q = C_d \cdot C_{lat} \cdot a \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h} \qquad [1]$$

a: Höhe der Öffnung, *b*: Breite der Öffnung, *h*: Wassertiefe oberstrom, C_d: Abflussbeiwert, C_{lat}: lateraler Abflussbeiwert

Für ein vertikales Verschlussorgan kann der Abflussbeiwert für $\overline{A}$<0.6 durch folgende Gleichungen ausgedrückt werden:

$$C_d = C_{do} \cdot \exp\left[-\frac{\overline{A}}{2}\left(1 - \frac{\delta^2}{6}\right)\right] \qquad [2]$$

$$C_{do} = \zeta \cdot \left[\frac{4 + 5e^{-0.768}}{9}\right] = 0.688 \qquad [3]$$

$\overline{A} = a/h$, $\delta = \pi/2$ Neigungswinkel der Wand des Verschlussorgans, ζ=0.98 für einen vertikalen Verschluss. Für die zweite Öffnung ist ein konstanter Abflussbeiwert C_{lat}=0.6 angenommen worden.

Auf dieser Basis wurde eine theoretische Wasserspiegel-Abfluss-Beziehung berechnet, die dann mit den Messwerten verglichen wurde (Abb. 4).

Modellversuche:

Es konnte festgestellt werden, dass das Verschlussorgan für 0.6< $\overline{A}$ <1 starker Schwankungen unterworfen ist. Um den Durchfluss zu bestimmen, bei welchem der Abfluss durch das Auslaufbauwerk unter Druck erfolgt, wurde der Versuch mehrmals mit stufenweise zu- und abnehmendem Durchfluss wiederholt.

Die durchgeführten Messungen (Abb. 4) zeigen, dass der Abfluss, bei welchem am Auslassbauwerk Druckabflussverhältnisse erreicht werden, zwischen 5 m^3/s und 9 m^3/s liegt. Ein exakter Grenzwert kann nicht bestimmt werden.

Eine polynomische Ausgleichskurve wurde auf die Messpunkte eingepasst. Diese Kurve erlaubt es, mit einer einzigen Gleichung die Wasserhöhe in Funktion des Abflusses über den ganzen Betriebsbereich des Bauwerkes zu bestimmen. Je grösser die Abflüsse werden, desto mehr entfernt sich diese Kurve von der theoretischen. Diese Abweichung ist auf die Hypothese zurückzuführen, wonach C_{lat} konstant bleibt.

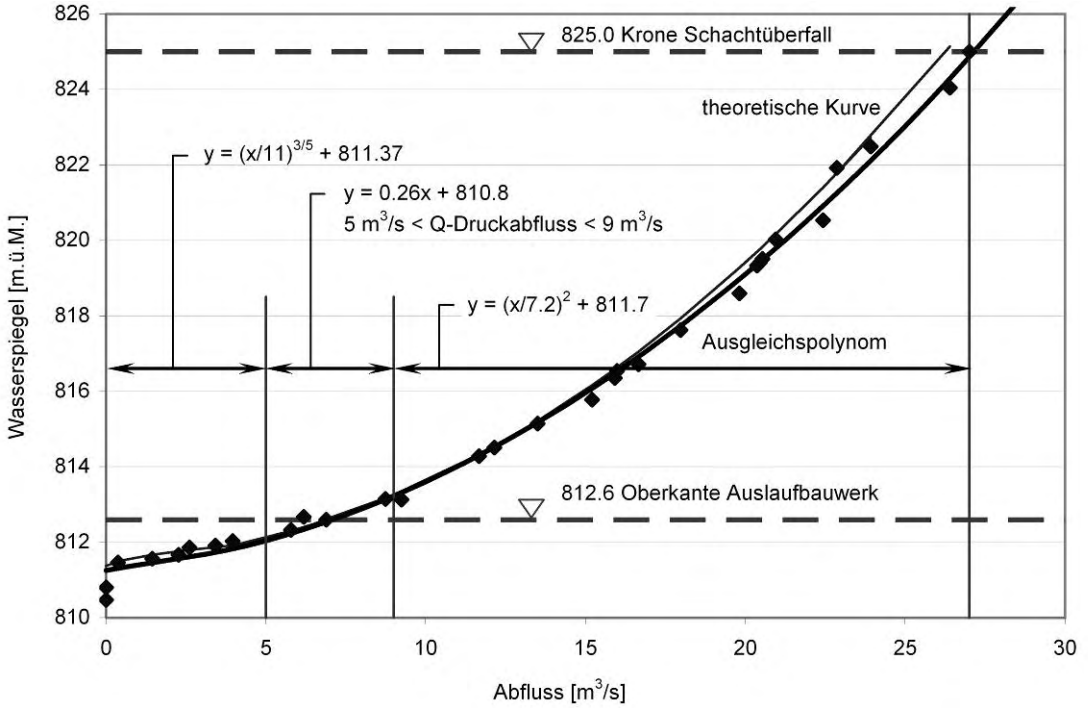


Abb. 4: Wasserstand-Abfluss-Beziehung des Auslaufbauwerkes.

2.3 Feststofftransportverhalten des Geschiebesammlers

Um die Ablagerungs- und Erosionsprozesse im Geschiebesammler zu untersuchen wurden verschiedene Geschiebefüll- und -entleerungsszenarien durchgespielt. Dabei wurden Annahmen bezüglich des Ablagerungsvolumens, der Kornverteilung und des Ausgangszustandes des Sammlers, sowie der Einfluss von Schwemmholz untersucht.

Konkret wurden folgende Versuche durchgeführt:

- Versuch 2: Mit konstantem Abfluss und Geschiebetransport zur Bestimmung der maximal austretenden Geschiebemenge, wenn gerade noch kein Einstau des Auslaufbauwerks stattfindet.
- Versuche 3 bis 5: Vollständige Hochwasserereignisse (hundertjährlich und extrem) mit Geschiebetransport.
- Versuche 6 und 7: Kleine vollständige Hochwasserereignisse (Jährlichkeit 2 Jahre) mit Geschiebetransport mit verschiedenen Annahmen bezüglich der Kornverteilungen (Sieblinie mit/ohne 8 % Grobkornfraktion).
- Versuch 8: Vollständige Hochwasserereignisse mit Geschiebetransport und Schwemmholz während abklingendem Hochwasser.

Das Hauptziel war es, alle massgeblichen Bedingungen zu untersuchen die zu hohen Sedimentmengen am Austritt des Geschiebesammlers führen können.

Für jedes Szenario wurden die Wasser- und Sedimentganglinien stufenweise nachgebildet und die Kornverteilung gemäss dem geometrischen Modellmassstab zusammengemischt. Der mittlere Korndurchmesser d_m ergab demnach 4.4 cm und d_{90} 8.8 cm. Die grössten Blöcke im Bereich der Fromatta, deren mittleren Durchmesser 65 cm betragen, wurden auch im Modell berücksichtigt. Die durch das Hochwasser eingebrachten Geschiebefrachten sind modellmassstäblich nachgebildet und mit der Geschiebetransportformel von Smart & Jäggi (1983) berechnet worden:

$$Q_s = 2.5 Q J_f^{0.6} \left[J_f - \frac{d_m}{12.1 h} \right] \qquad [4]$$

Q_s [m^3/s]: Geschiebemenge, Q [m^3/s]: Abfluss, d_m [m]: mittlerer Korndurchmesser, h [m]: Normalabflusstiefe, J_f [-]: Energieliniengefälle.

Die Versuche zeigen, dass die Sedimente während des Druckausflusses an der Austrittsöffnung praktisch vollständig im Becken zurückgehalten werden. Während des abklingenden Hochwassers und der damit verbundenen Entleerung des Beckens wird ein Teil der Sedimentablagerungen remobilisiert. Diese Tatsache ist von grosser Bedeutung für den flachen Unterlauf des Kelchbachs, wo die Ablagerungen bereits bei kleinen Abflüssen zu Ausuferungen führen können. Der kumulierte Austrag aus dem Sammler kann als Indikator für die Effizienz des Geschieberückhaltes verwendet werden (Abb. 5 und 6).

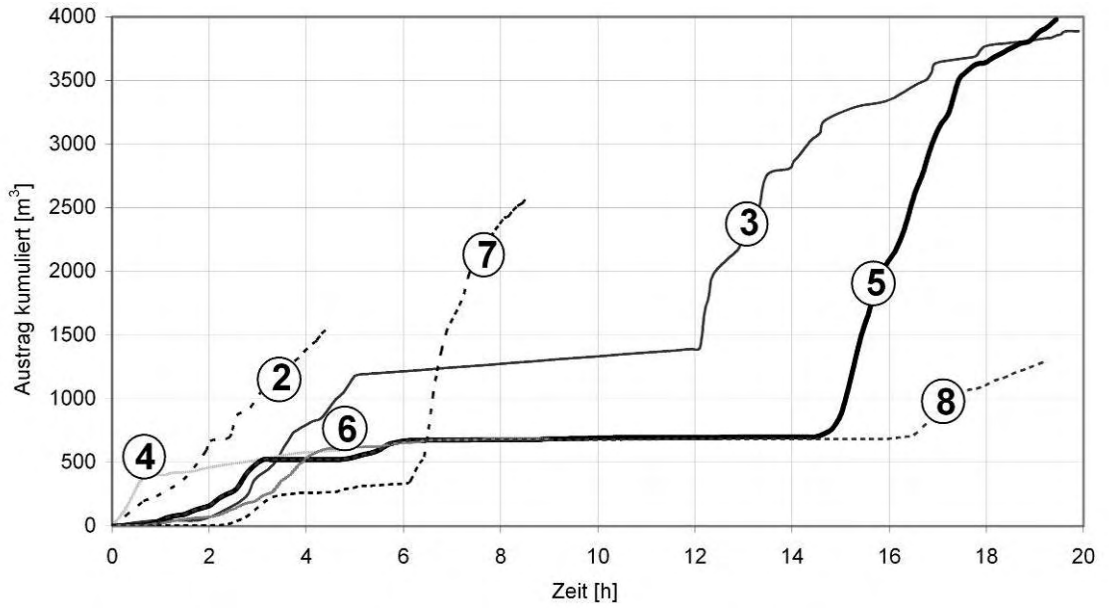


Abb. 5: Kumulierter Sedimentaustrag aus den verschiedenen Versuchen mit Geschiebe.

Versuch Nr.	Dauer Stunden	Q_{smax} Austritt m^3/s	V_s Eintritt m^3	V_s Austritt m^3	Effizienz %
2	4.4	0.11	2'470	1'539	38
3	20	0.18	20'000	3'900	81
5	19.5	0.32	35'000	4'000	89
6	9	0.09	8'500	683	92
7(1)	9	0.32	8'500	2'573	70
8(2)	19.3	0.10	32'000	1'300	96

(1)Geschiebe mit hohem Feinanteil (2)Geschiebe und Schwemmholz bei abklingenderm Hochwasser

Abb. 6: Effizienz "(Vs Eintritt-Vs Austritt)/Vs Eintritt" des Geschiebesammlers (Versuche mit Geschiebe).

Aus den Versuchen können folgende Schlussfolgerungen gezogen werden:

- Der maximale Feststoffaustrag beträgt zu Beginn des Hochwassers bei freiem Abfluss durch das Auslassbauwerk etwa 0.10 m^3/s. Unter Druckabflussbedingungen ist der Feststoffaustritt vernachlässigbar.
- Während dem abklingenden Hochwasser kann der Geschiebeaustrag ab einem Abfluss von 16 m^3/s grosse Bedeutung erlangen und 0.32 m^3/s betragen. Dies allerdings höchstens während einer Stunde. Danach sinkt er schnell auf 0.10 m^3/s und dann weiter auf 0.05 m^3/s ab.
- Der maximale Feststoffaustrag während des Extremhochwassers beträgt 4'000 m^3, davon 3'500 m^3 während der abklingenden Hochwasserwelle. Für kleinere Hochwasser einer Jährlichkeit von etwa 2 Jahren kann die ausgetragene Geschiebefracht 2'500 m^3 erreichen.
- Der Wirkungsgrad des Geschiebesammlers liegt zwischen 70% und 96%, je nach Kornverteilung des Geschiebes. Für das Extremereignis ist der Wirkungsgrad zwischen 81% und 88%. Aufgrund einer verminderten Durchlasskapazität am ersten Rechen werden bei Hochwasser mit Schwemmholzeintrag maximal 1'300 m^3 Geschiebe ausgetragen.
- Während der abklingenden Hochwasserwelle eines Extremereignisses beträgt das maximal ausgetragene Sedimentvolumen 3'500 m^3. Für alle anderen Ereignisse beläuft sich das Höchstvolumen auf 2'500 m^3.

Es ist zu beachten, dass bei keinem der Versuche die erste Öffnung des Auslaufbauwerkes vollständig zugeschüttet und die zweite versperrt worden ist. Die kritischste Lage stellt sich am Ende des Hochwassers ein, wenn das Retentionsbecken entleert wird und der Freispiegelabfluss einen Teil der abgelagerten Sedimente remobilisiert. Bemerkenswert ist, dass sich die Effizienz der Ge-

schiebesperre bei Schwemmholzeintrag erhöht. Das Auslaufbauwerk entspricht somit den Anforderungen.

3 Hydraulisches Verhalten und Feststofftransport im Unterlauf des Kelchbachs

Die Resultate der Modellversuche für das Abfluss- und Geschieberegime am Auslaufbauwerk des Sammlers wurden anschliessend als Anfangsbedingungen für den Kelchbach unterhalb der Geschiebesperre verwendet, um das Projekt des Gerinneausbaus für ein hundertjährliches und ein Extremereignis zu überprüfen. Diese Untersuchungen wurden auf einem Modell im Massstab 1:35 durchgeführt. Es umfasst die letzten 900 m des Gerinnes bis zur Mündung in den Rotten.

Der Versuch wurde mit dem Extremhochwasser im Kelchbach und einer angenommenen Geschiebefracht von 4'000 m^3 durchgeführt. Die für den Versuch verwendeten Wasser- und Sedimentganglinien sind in Abb. 7 dargestellt.

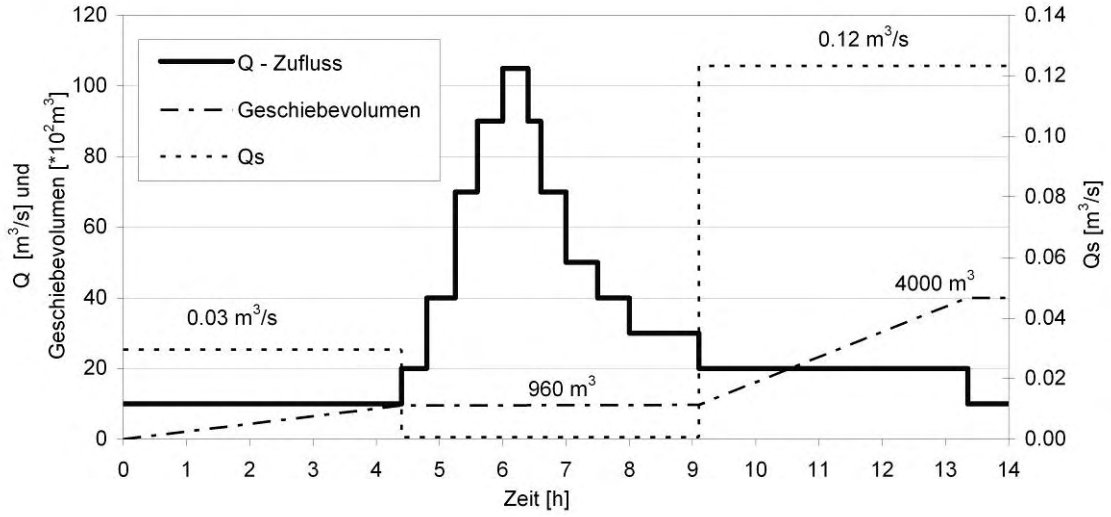


Abb. 7: Zufluss- und Sedimentganglinien in den Kelchbach unterhalb des Geschiebesammlers für das Extremhochwasser.

Die Versuchsdauer im Modell entspricht einer Dauer von 14 Stunden in der Realität. Die während des Hochwasserereignisses zugegebene Geschiebemenge beträgt 4'000 m^3. Während der ersten 4:15 h wurden ca. 960 m^3 Geschiebe zugeführt, die verbleibenden 3'040 m^3 während der abklingenden Hochwasserwelle. Während der Hochwasserspitze ist die Geschiebezufuhr unterbrochen worden, da der Sammler die gesamte Geschiebemenge zurückhält. Die Versuche zeigten, dass alle Sedimente, die während der Anstiegsphase des Hochwassers bis zum Einstau des Auslassbauwerkes zugegeben wurden (während

4:15 h), bis zum Erreichen der Hochwasserspitze von 105 m^3/s progressiv in die Rhone transportiert wurden.

Zum Zeitpunkt der Hochwasserspitze des Extremereignisses sind kleinere Ausuferungen zu beobachten, die auf die leicht unzureichende hydraulische Kapazität des modifizierten Kelchbachs zurückzuführen sind. Im Modell treten Ausuferungen zwischen 10 m und 259 m auf, flussaufwärts der Rottenmündung. Für das hundertjährliche Hochwasser ist die Kapazität des Kelchbachs ausreichend.

Die remobilisierten Sedimente des Geschiebesammlers lagern sich während der abklingenden Hochwasserwelle im Bereich des Gefällsknicks bei der Marktplatzbrücke ab. Der Maximalabfluss über diese Periode von ca. 20 m^3/s kann aber ohne Ausuferungen abgeführt werden (Abb. 8).

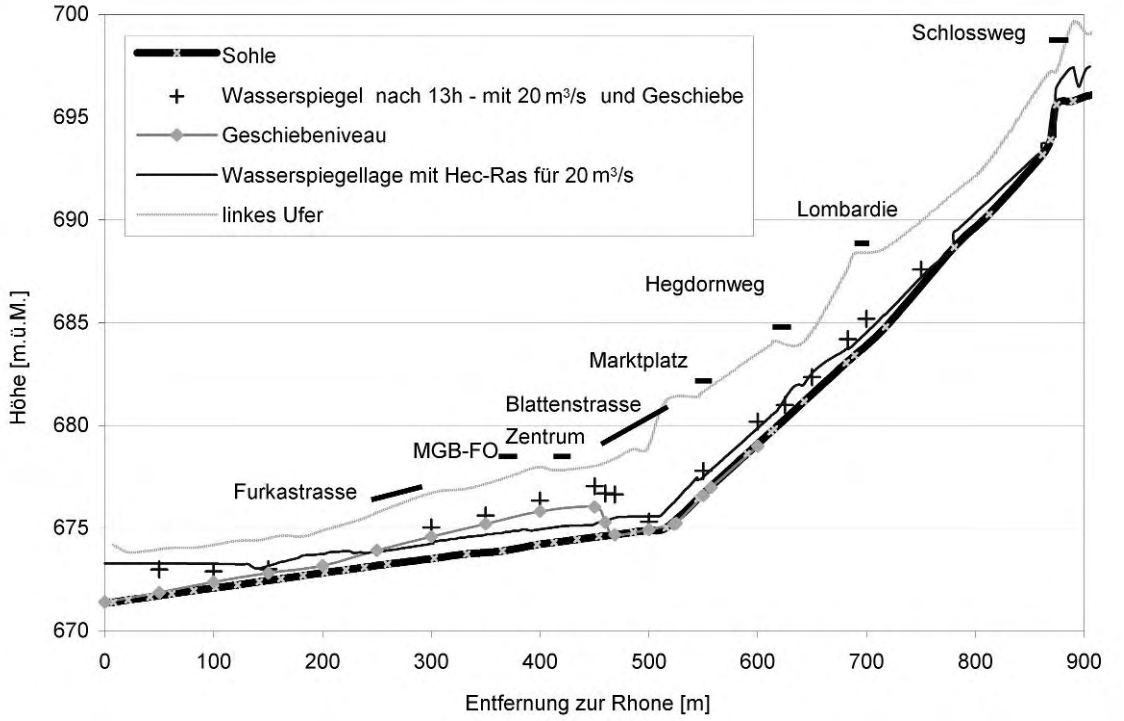


Abb. 8: Wasserspiegel und Geschiebe im abklingenden Ast der Extremhochwasserwelle zurzeit t =13 h und Q = 20 m^3/s: Vergleich mit Hec-Ras-Berechnungen ohne Geschiebe.

4 Zusammenfassung

Die hydraulische Kapazität des Kelchbachs in seinem Unterlauf ist aufgrund der lokal ungenügenden Geschiebetransportkapazität infolge eines Gefällsknicks unzureichend. Um das Risiko von Überschwemmungen zu mindern, wurde ein Geschiebesammler oberhalb des Dorfes erstellt. Zusätzlich wird die Abflusskapazität zwischen Geschiebesammler und Rotten bis zu einem Extremhochwasser erhöht. Entscheidend für das Funktionieren des Konzeptes ist der Geschie-

beaustrag aus dem Geschiebesammler. Mittels Modellversuchen konnte nachgewiesen werden, dass dank der getroffenen Massnahmen ein Extremhochwasser ohne bedeutende Ausuferungen bis in den Rotten geleitet werden kann.

Referenzen

LCH. (2004): Etude sur modèle de la capacité d'écoulement du Kelchbach à Naters, Rapport LCH N°05/04, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Suisse.

LCH. (2005): Hydraulische Modellversuche der Geschiebesperre des Geschiebesammlers in Fromatta, Rapport LCH N°17/05, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Suisse.

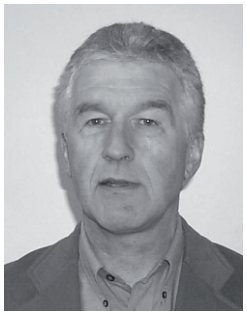
Sinniger, R.O. und Hager, W.H. (1988): Constructions hydrauliques. Ecoulements stationnaires. Traité de Génie Civil, Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, Vol. 15, Presses Polytechniques Romandes, Suisse.

Smart, G.M., Jäggi, M. (1983): Sedimenttransport in steilen Gerinnen, Mitteilung 64, VAW, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, Schweiz.

VAW, (1999): Kelchbach Naters, Geschieberückhalt und Hochwasserentlastung, Bericht Nr. 4129, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, Schweiz.

Adresse der Autoren

Jean-Louis Boillat
Laboratoire de Constructions Hydrauliques LCH
Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne EPFL,
Station 18
CH-1015 Lausanne
E-Mail: jean-louis.boillat@epfl.ch



Mathilde Geiges
Weissenrainstrasse 47
CH-8707 Uetikon am See
E-Mail: mathilde.geiges@bluewin.ch



Philippe Teysseire
Ingenieurbüro Teysseire & Candolfi AG
Terbinerstrasse 18
CH-3930 Visp
E-Mail: ph.teysseire@t-c.ch





Schwemmholz-, Geschiebe- und Murgangrückhalt mit flexiblen Ringnetzsperren

M. Denk, A. Rimböck

1 Einleitung

In den letzten Jahren wurden vermehrt Starkregenereignisse im Alpenraum beobachtet. Bei den dabei auftretenden Hochwassern werden meist auch grössere Mengen Schwemmholz und Geschiebe in den Fliessgewässern mittransportiert. Das mitgeführte Material kann zu Verklausungen und Beschädigungen entlang des Gerinnes führen.

Murgänge stellen ebenfalls eine ernstzunehmende Gefahr für Infrastrukturen entlang der Gerinne dar.

Eine Alternative oder Ergänzung zu konventionellen starren Bauwerken zum Schwemmholz-, Geschiebe- sowie Murgangrückhalt sind flexible Ringnetze aus hochfestem Stahldraht. Die Vorteile liegen in der einfachen, zügigen und somit wirtschaftlichen Bauweise, sowie einer problemlosen Instandsetzung (Austausch der Netze).

Im vorliegenden Artikel werden Forschungsergebnisse aus Labor- und Feldtests, Bemessungsansätze sowie Konstruktionsbeispiele vorgestellt.

2 Definitionen und Abgrenzungen

- Im Wasserbau werden in der Strömung transportierte Feststoffe, die sich gleitend, rollend oder springend auf der Gewässersohle bewegen, als **Geschiebe** bezeichnet (Wikipedia, 2007).
- Als **Schwemmholz** werden im Allgemeinen Frisch- oder Totholz, welches aus den Einzugsgebieten der Bäche bei Hochwasser mitgeführt wird, bezeichnet. Je nach Einzugsgebiet, Unterhalt und Hochwassermenge überwiegt der Frisch- oder Totholzanteil (Rickli et al., 2006).
- Ein **Murgang** ist ein schnell fliessendes Gemisch aus Geröll, Holz und Wasser mit einem hohen Feststoffanteil. Dabei können Steine und Blöcke sogar auf der Wasseroberfläche schwimmend mittransportiert werden, was einen Murgang vom Geschiebetransport unterscheidet. Ein Murgang zeichnet sich durch hohe Geschwindigkeiten und, bei Auftreffen auf ein

Objekt, hohe Aufprallkräfte aus, weshalb Murgänge ein grosses Zerstörungspotential aufweisen können (WSL, 2006).

Die Abgrenzung zwischen Schwemmholz/Geschiebetransport und Murgängen ist nicht immer eindeutig. Abgrenzungskriterien sind hauptsächlich der Feststoffanteil und damit die Dichte, welche bei Murgängen im Allgemeinen höher liegt.

Im Bezug auf die Einwirkung auf eine flexible Ringnetzsperre kann eine Unterscheidung zwischen hydrostatisch (reines Wasser mit Schwemmholz), statisch (reines Geschiebe) sowie dynamisch (Murstösse) gemacht werden.

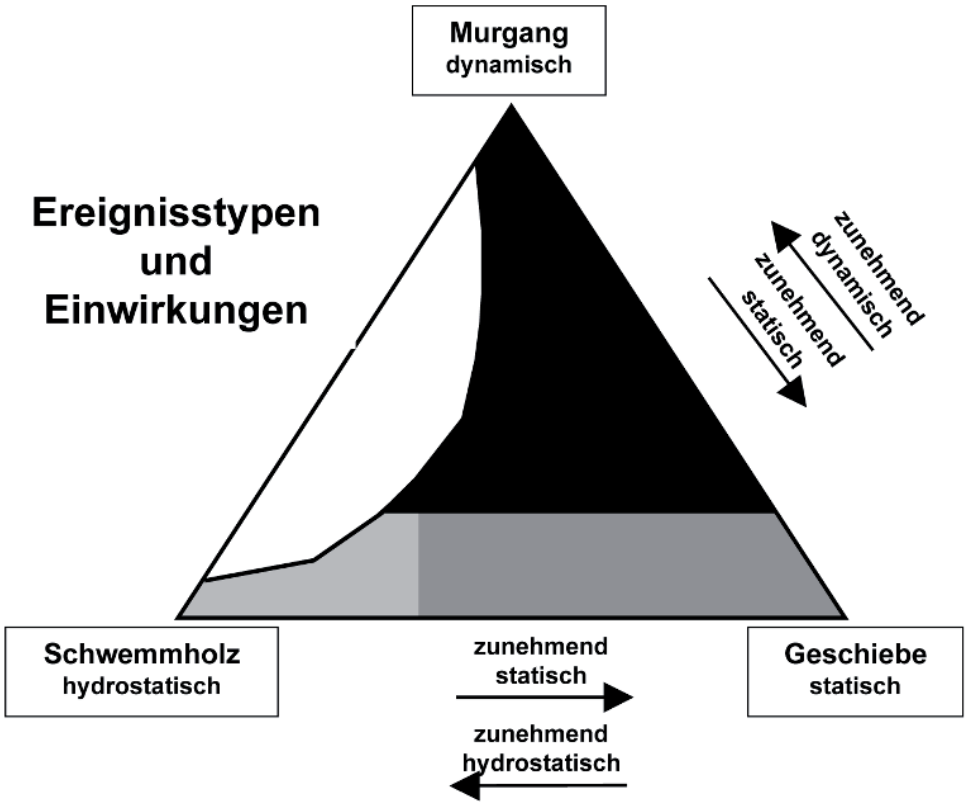


Abb. 1: Ereignistypen und ihre Einwirkung auf eine flexible Ringnetzbarriere.

Labor- sowie 1:1-Feldversuche haben gezeigt, dass die massgebenden Einwirkungen auf flexible Schwemmholz- und Geschiebesperren hauptsächlich statischer Natur sind. Der dynamische Aufprall von einzelnen Baustämmen oder dem entlang der Bachsohle mitgeführten Geschiebe sind für die Bemessung und die Standsicherheit der Konstruktion in der Regel nicht entscheidend (Rimböck, 2003).

Bei Murgangbarrieren aus flexiblen Ringnetzen hingegen ist hauptsächlich der dynamische Stoss der ersten Murgangwelle bis zur Auffüllung des Netzes massgebend für die Bemessung (Denk et al., 2008).

3 Bemessung von flexiblen Ringnetzsperren auf Geschiebe- und Schwemmholzlasten

3.1 Anwendungsbereich

Flexible Ringnetzsperren aus hochfestem Stahldraht zum Schwemmholz- und Geschieberückhalt kommen vorzugsweise in Wildbächen zum Einsatz, um das anfallende Material schon kurz nach Eintrag ins Gerinne zurückzuhalten. Die Netze sind an Seilen befestigt, welche das gesamte Gerinne überspannen und an in den Flanken versetzten Ankern befestigt sind. Standardspannweiten für Bauwerke ohne Zwischenstützen betragen 5 - 15 m. Unter Einbezug von Stützen sind grössere Spannweiten möglich.



Abb. 2: Beispiel flexible Ringnetzsperre mit Stützen in Churwalden CH (Quelle Geobrugg).

Die Netze sind üblicherweise zwischen 3 und 6 m hoch, wobei meist die Bemessungshöhe h_B (siehe Abschnitt 3.3) der massgebende Faktor für die Bauhöhe ist. Die Ringnetzbarrieren werden, wie andere Rückhaltebauwerke auch, idealerweise an einer eher geraden, breiten und flachen Stelle des Gerinnes eingebaut, wo die Geschwindigkeit des Wassers abnimmt und das mögliche Rückhaltevolumen maximiert werden kann. Unterhalb des Netzes ist ein Basisdurchlass zwischen 0.2 m und 1.0 m Höhe so zu wählen, dass das Netz bei

Normalabfluss nicht vorzeitig gefüllt wird, bei Hochwasser aber die Holzstücke zurückgehalten werden. Ein Einsatz von flexiblen Ringnetzen als Tauchwände ist ebenfalls denkbar. Schon zur Anwendung gekommen sind Ringnetze in Kombination mit Rechensperren.

Weitere für die Bemessung relevante Randbedingungen sind bei (Rimböck, 2003) gegeben.

3.2 Feld- und Labortests

Die Bemessung von flexiblen Ringnetzen für Geschiebe und Schwemmholz basiert auf ausführlichen Modell- und 1:1 Feldversuchen an der TU München (Rimböck, 2002).

3.3 Aufstau beim Schwemmholzrückhalt, Einflussfaktoren, Bestimmung der Bemessungshöhe h_B

Abb. 3 zeigt beispielhaft den Vorgang eines sich auffüllenden Netzes zum Schwemmholzrückhalt im Labor sowie einen 1:1 Feldversuch mit instrumentierter Ringnetzbarriere bei Füssen (Deutschland).

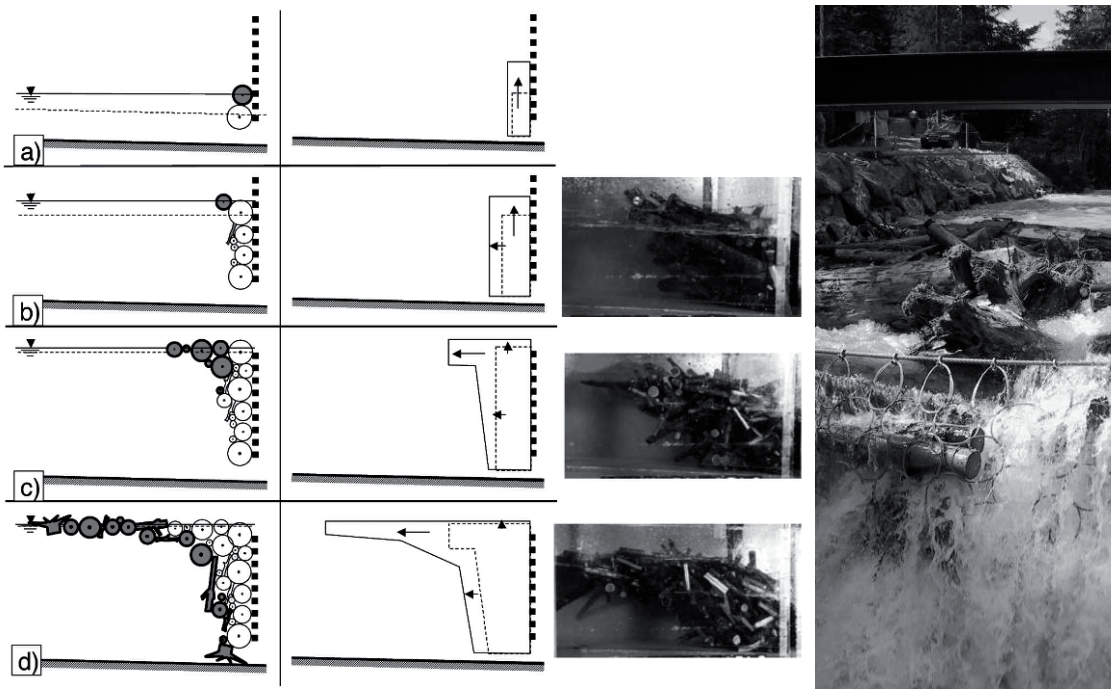


Abb. 3: Labor- und Feldtest der TU München mit schematischem Auffüllprozess (Beispiel).
3a und b) Vertikale Entwicklung des Holzverhaus.
3 c) Beginn horizontale Entwicklung des Holzverhaus.
3 d) Ausgebildeter schwimmender Holzteppich.

Der Rückhalteprozess beginnt entweder durch Verkeilung eines Holzstückes zwischen der Bachsohle und dem unteren Tragseil oder wenn der Wasserspiegel die Unterkante der Netzsperre übersteigt. Dann trifft das schwimmende Holz direkt auf das Netz und wird von der Strömungskraft an das Netz gedrückt.

Der Laborversuch zeigt, dass sich nach Verhaken des ersten Holzes unten im Netz der Holzverhau vorwiegend vertikal von der Bachsohle nach oben entwickelt (Abb. 3a) und 3b)). Danach vergrössert sich der Holzverhau weiterhin stark in vertikaler Richtung nach oben, beginnt aber auch horizontal vom Netz in Richtung oberstrom anzuwachsen (Abb. 3c)). Nach und nach entsteht ein mehr oder weniger schwimmender Holzteppich (Abb. 3d)).

Das zurückgehaltene Holz stellt für die Strömung einen Widerstand dar und es entsteht ein Aufstau. Für die Netzbelastung und damit die geometrische Bemessung des Netzes stellt der Aufstau h_B die maßgebende Grösse (= Bemessunghöhe) dar.

Abb. 4 zeigt eine Schemaskizze einer Ringnetzsperre für den Schwemmholzrückhalt mit den entsprechenden Begriffen und Grössen.

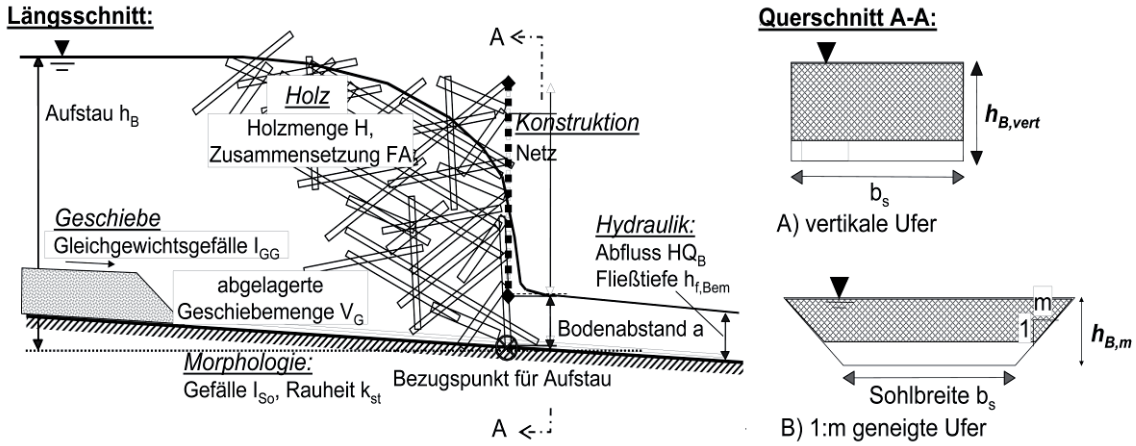


Abb. 4: Schemaskizze Schwemmholzrückhalt mit Ringnetzsperren, Begriffe und Grössen.

Die wesentlichen Einflussgrössen für den Aufstau sind die Holzart bzw. die Holzzusammensetzung, der Abfluss, die Holzmenge und das Sohlgefälle. In weniger starken Mass beeinflussen die Sohlenrauheit sowie die Uferneigung den Aufstau. Aus all diesen Faktoren kann die Bemessunghöhe h_B bestimmt werden (Rimböck, 2003). Diese Grösse ist von entscheidender Bedeutung, da ein Überströmen von Schwemmholz über die Netze (bei genügender Mindesthöhe) aufgrund der Verkeilung des Holzverhaus nahezu unmöglich ist.

Einen Eindruck vom Einfluss der wichtigsten Eingangsparameter auf die Bemessungshöhe h_B für Schwemmholz gibt Abb. 5. Insbesondere Veränderungen

in der Bachbreite an der Sperrenstelle sowie des Abflusses zeigen grosse Auswirkungen auf die erforderliche Bauhöhe.

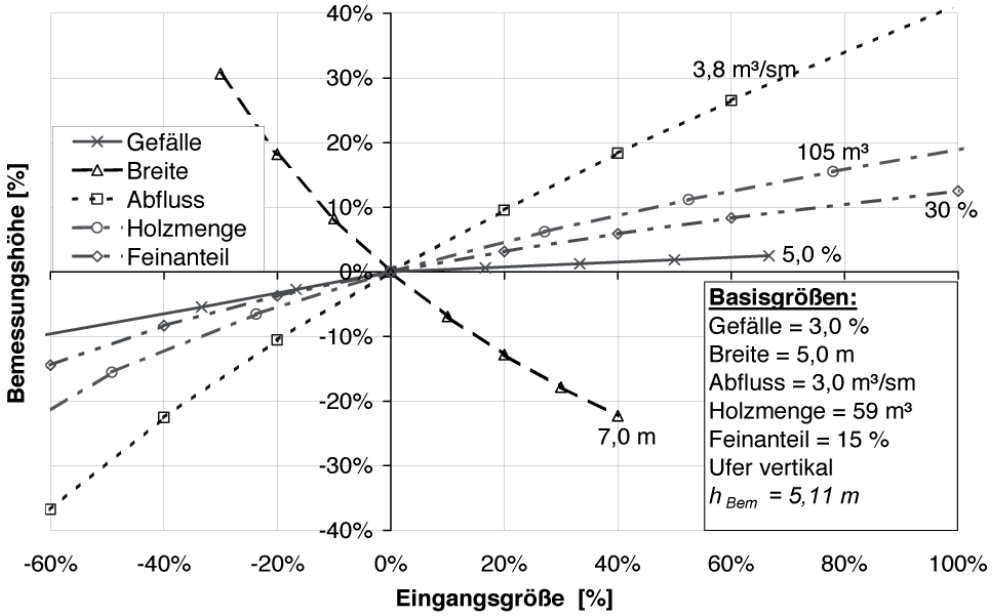


Abb. 5: Einfluss der wichtigsten Eingangsparameter auf die Netzbemessung.

3.4 Einfluss des Geschiebes

Das mitgeführte Geschiebe kann die Basisbemessungshöhe h_B beeinflussen. Bei Rückhalt einer bestimmten Holzmenge tritt bis zu einer Geschiebemenge $V_{G,1}$ keine Auswirkung auf die Verklausung auf (Fall a). Der Rückhalt einer Geschiebemenge $V_{G,1} < V_G < V_{G,2}$ bewirkt eine Verdichtung des Holzverhaus und damit einen höheren Aufstau und höhere Netzbelastung (Fall b). Bei einer Geschiebmenge $V_G > V_{G,2}$ dominiert das Geschiebe und das Holz spielt für die Bemessung keine Rolle mehr (Fall c). Die Bestimmung der Grenzgeschiebemengen kann nach (Rimböck, 2003) erfolgen.

3.5 Konstruktive Durchbildung der Ringnetzsperre

Die bei den 1:1 Feldversuchen gemessenen Kräfte in den Tragseilen zeigen, dass bei Schwemmholz- und Geschiebebelastungen auf Ringnetzsperren die statischen Lasten massgebend sind.

Die aus der Bemessungshöhe h_B ermittelte Gesamtbelastung wird für die Fälle a) und b) (Schwemmholz massgebend) unter Ansatz des Stützkraftansatzes berechnet, welche die hydrostatischen Lasten, welche von ober- und unterstrom auf die Sperre wirken, berücksichtigt. Dabei werden die effektiv wirkenden Kräfte bei diesem Ansatz um ca. 25% gegenüber den Messungen im Feldversuch überschätzt, was auf Lastabtragungen in die Gewässersohle und Ufer zurückzuführen ist.

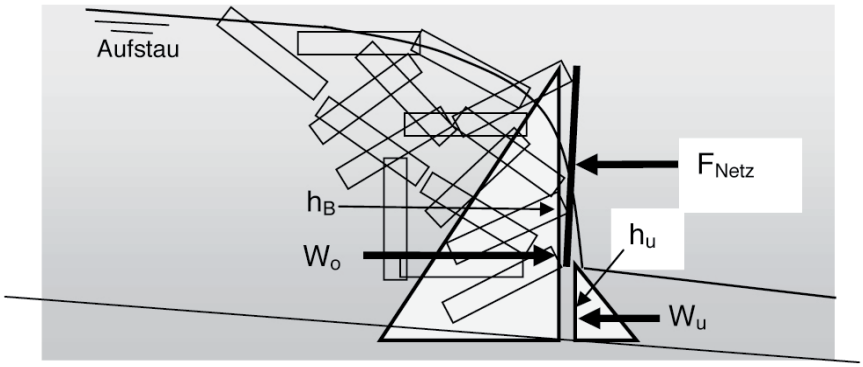


Abb. 6: Schematische Darstellung des Stützkraftansatzes.

Abb. 6 zeigt eine schematische Darstellung des Stützkraftansatzes, wobei mit h_i die Höhen der Wassersäulen oben und unten sowie mit W_i die entsprechenden statischen Ersatzkräfte für den hydrostatischen Wasserdruck bezeichnet sind. F_{Netz} schliesslich bezeichnet diejenige Kraft, welche durch das Netz und die Seile auf die Anker in den Flanken abgetragen werden muss.

Bei überwiegender Belastung durch Geschiebe (Fall c)) ist der Ansatz des aktiven Erddruckes unter Annahme der Feuchtwichte des Materials massgebend. Der aktive Erddruck beträgt dabei typischerweise etwa 60% des hydrostatischen Wasserdrucks.

Die entsprechende Gesamtbelastung wird auf die einzelnen Tragseile und auch das Netz verteilt, wobei für alle Komponenten die entsprechenden Sicherheiten auf Widerstandsseite berücksichtigt werden müssen (Rimböck, 2006). Von besonderer Bedeutung ist dabei das unterste Tragseil, da es sehr große Lasten aufnehmen muss und bei Versagen zu einer Unterströmung führen könnte.

Wichtig ist auch eine ausreichende Sicherung der Gewässersohle gegen Auskolkung unterhalb der Sperre, da die vertikalen Strömungen beim Rückhalt enorme Eintiefungen verursachen können.



Abb. 7: Beispiele von installierten Ringnetzsperren zum Schwemmholzrückhalt in Österreich.

4 Bemessung von flexiblen Ringnetzsperren auf Murganglasten

Die Bemessung von flexiblen Ringnetzen aus hochfestem Stahldraht zum Murgangrückhalt basiert auf Labor- und Feldversuchen, welche in Zusammenarbeit mit der eidgenössischen Forschungsanstalt für Wald, Schnee und Landschaft WSL durchgeführt wurden (Denk et al., 2008).

4.1 Feldversuche

Seit dem Jahr 2005 wurde im Rahmen eines Murgangforschungsprojekts 1:1 Feldversuche mit flexiblen Ringnetzen im Illgraben im Wallis (Schweiz) durchgeführt. In diesem Gerinne werden jährlich 6 – 8 grosse Murgänge mit jeweils mehreren 10'000 m^3 Murgangmaterial beobachtet. Nahe der Mündung des Illgrabens in die Rhone wurde dabei jedes Jahr eine instrumentierte Ringnetzsperre vom ca. 15 m Breite und 4 m Höhe zu Testzwecken montiert. Während der Murgangsaison, welche von Mai bis September dauert, wurde das Netz jeweils gefüllt und jährlich von insgesamt 200'000 m^3 Murgangmaterial überströmt.



Abb. 8: Testbarriere Illgraben 2006 leer (links) und gefüllt (rechts).

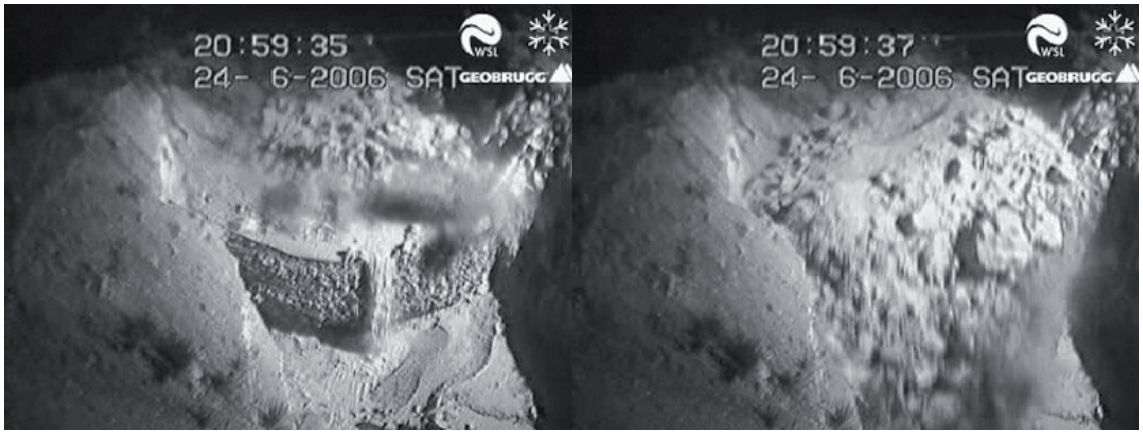


Abb. 9: Testbarriere Illgraben 2006: Murgangfront (links), Überströmen der Sperre (rechts).

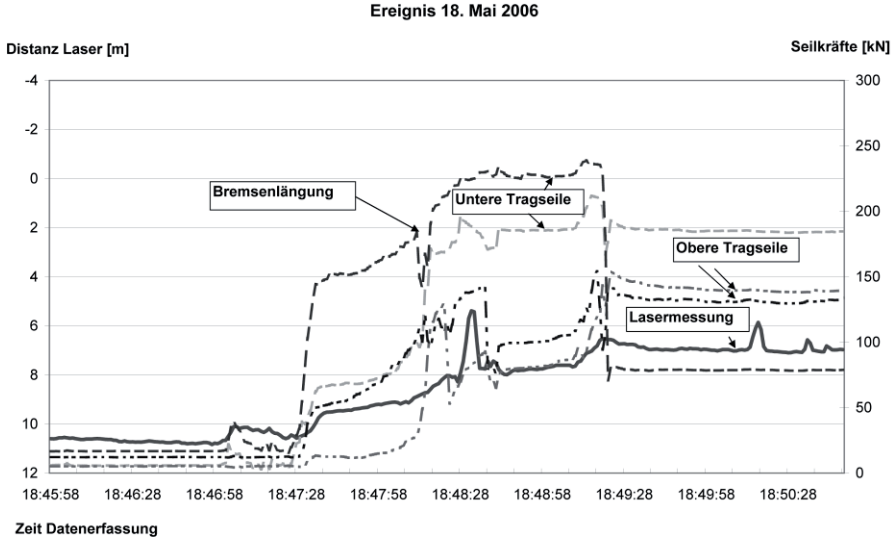


Abb. 10: Gemessene Seilkräfte beim Füllvorgang 2006.

Dabei konnten u.A. die momentane Dichte des Murgangs, die Geschwindigkeit, die Füllstandshöhe sowie die Kräfte in den Tragseilen gemessen werden.

Die Tatsache, dass die Testbarriere beim Überfliessen des Murgangmaterials keinen Schaden genommen hat bietet die Vorraussetzung dafür, dass man mehrere Murgangbarrieren hintereinander gestaffelt in einem Gerinne einbauen kann, um somit das Rückhaltevolumen zu erhöhen.



Abb. 11: Mehrstufige Verbauung Merdenson, Schweiz.

Die Feldversuche haben ausserdem gezeigt, dass für die Bemessung relevanten Lasten beim Füllvorgang in Form eines dynamischen Aufpralls der Murgangfront auf die Barriere auftreten. Die beim Überfliessen gemessenen Kräfte sind kleiner, obwohl das obere Tragseil auch während des Überfliessens hohe Kräfte aufnehmen muss. Die bei den Versuchen gemesssenen Parameter sowie Vergleichsversuche im Labor erlauben die Kalibrierung des FE-Modells FARO für verschiedene Arten von Murgängen. Dabei wird in Betracht gezogen, die statischen Lasten mit einem dynamischen Überhöhungsfaktor zu versehen,

um die massgebenden dynamischen Lasten auf die Ringnetzsperre abbilden zu können (Denk et al., 2008).

5 Zusammenfassung

Mittels Modellversuchen und 1:1 Feldversuchen wurden flexible Ringnetze aus hochfestem Stahldraht zum Schwemmholz-, Geschiebe- und Murgangrückhalt getestet. Die Resultate erlauben die Bemessung solcher Ringnetzsperren auf die verschiedenen Lastfälle. Während bei Schwemmholz und Geschiebe die auftretenden Lasten mit hydrostatischen und statischen Ansätzen abgedeckt werden können, bedarf es bei den Murganglasten zusätzlich einer Betrachtung des dynamischen Aufpralls der Murgangfront.

Referenzen

Rickli, C. und Bucher, H.U, (2006): Einfluss ufernaher Bestockungen auf das Schwemmholzvorkommen in Wildbächen. Projektbericht zuhanden des Bundesamtes für Umwelt BAFU. Eidg. Forschungsanstalt WSL. 94 S.

Rimböck, A. (2002): Seilnetzsperren zum Schwemmholzrückhalt – Planung, Durchführung und Ergebnisse der Naturversuche, Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Unterversität München, Nr. 93, S. 31 – 90.

Rimböck, A. (2003): Schwemmholzrückhalt in Wildbächen – Grundlagen zu Planung und Berechnung von Seilnetzsperren, Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Unterversität München, Nr. 94.

Rimböck, A. (2006): Seilnetzsperren zum Schwemmholzrückhalt - Anwendungsbereich und Bemessungskonzept; Wasser Energie Luft, 98. Jahrgang 2006, Heft 3, Seiten 214 – 218.

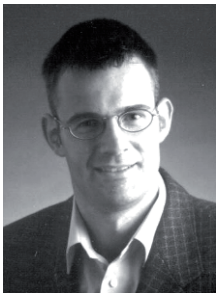
Denk, M., Roth, A., Wendeler C. und Volkwein, A (2008): 1:1 Feldversuche für flexible Schutznetze gegen Murgang – Versuche, Bemessung, Anwendungen. Tagungshandbuch Technische Akademie Esslingen, 6. Kolloquium Bauen in Boden und Fels, S. 419 – 423.

Adresse der Autoren

Dipl. Ing. Matthias Denk
Geobrugg AG Schutzsysteme
Hofstr. 55
CH-8590 Romanshorn
E-Mail: matthias.denk@geobrugg.com



Dr.-Ing. Andreas Rimböck
Wasserwirtschaftsamt Weilheim
Pütrichstrasse 15
D-82362 Weilheim
E-Mail: andreas.rimboeck@wwa-wm.bayern.de





Abflussbestimmung in Flüssen mit hohem Schwebstoffanteil und beweglicher Sohle

K. Fiedler, Th. Strobl, F. Zunic

1 Kurzfassung

Die Entwicklung der ADCP-Technik ermöglicht mittlerweile die Durchführung einer Vielzahl von Geschwindigkeitsmessungen in nur kurzer Zeit. Neben der hohen Dichte der gespeicherten Daten und der großen Genauigkeit der Messungen zählen der geringe Zeitaufwand und somit auch deutliche Kosteneinsparungen zu den wesentlichen Vorteilen dieser Messtechnik im Vergleich zu konventionellen Flügelmessungen. Ebenso wichtig aus wasserwirtschaftlicher Sicht ist die prinzipielle Möglichkeit, bei Hochwasserabflüssen während des Wellendurchgangs eine Vielzahl von Messungen durchführen zu können und somit auch den Wellenscheitel in seinem zeitlichen Verlauf verfolgen zu können.

Obwohl diese akustische Messmethode bereits weit entwickelt ist, gibt es bislang noch einige ungelöste Probleme. Hierzu gehören u. a. Messungen von Abflüssen mit hohen Schwebstoffkonzentrationen. Unter derartigen Messbedingungen sinkt die Reichweite der Messsignale des ADCP rapide ab, zudem ist das Messgerät nur mehr eingeschränkt oder in Extremfällen überhaupt nicht mehr in der Lage, Geschwindigkeitsdaten aufzuzeichnen. Eine ausreichend große Menge an belastbaren Daten für die Ermittlung des Durchflusses steht dann meist nicht zur Verfügung. Eine weitere Herausforderung stellen Fließgewässer mit Geschiebetrieb dar. Die erfassten Relativgeschwindigkeiten können hier nicht mehr auf das geräteinterne *Bottom Track*-Signal bezogen werden, weil der ADCP die Geschiebebewegung als seine eigene Bewegung gegen die Fließrichtung interpretiert und aufgrund dessen die berechneten Absolutgeschwindigkeiten unterschätzt werden. In derartigen Fällen kommen verstärkt spezielle Auswerteroutinen oder zusätzliche Lagemessungen, beispielsweise mit dGPS, zum Einsatz.

2 Einleitung

Abflussmessungen in Fließgewässern bilden die elementare Grundlage für zahlreiche wasserwirtschaftliche und wasserbauliche Aufgaben sowie für numerische Modelle zur Abbildung der hydrologischen, hydraulischen bzw. morphologischen Vorgänge. Die Abschätzung von Hochwasserjährlichkeiten, die Errichtung konstruktiver Maßnahmen zum Hochwasserschutz von Städten und Siedlungen, die Dimensionierung von Stauanlagen – all diese Fragestellungen sind nur dann zufrieden stellend zu lösen, wenn genaue Abflussdaten vorliegen.

Im Rahmen eines operativen Entwicklungsvorhabens, beauftragt von der bayerischen Wasserwirtschaftsverwaltung und der E.ON Wasserkraft GmbH, wurden am Lehrstuhl und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München zwei Jahre lang methodische Untersuchungen und Naturmessungen durchgeführt, um die Einsatzmöglichkeiten der ADCP-Technik zu testen. Die Messungen wurden an den folgenden, grundsätzlich unterschiedlichen Flüssen durchgeführt:

- Inn am Pegel Oberaudorf, kurz nach Durchfließen der österreichisch-bayerischen Landesgrenze (km 211,0),
- Tiroler Achen, Pegel Staudach, wenige Kilometer vor dem Zufluss in den Chiemsee (km 9,23).

3 Grundlagen der ADCP-Technik

Die physikalischen und technischen Grundlagen der ADCP-Technik wurden bereits im Rahmen der letzten Tagung dieser Reihe in Graz ausführlich erläutert (Fiedler et al., 2006). Aus diesem Grund wird hier nur kurz auf die Grundlagen dieser Technologie eingegangen.

Der *Acoustic Doppler Current Profiler*, kurz ADCP, arbeitet unter Ausnützung des bekannten Doppler-Effektes. Während das Gerät (Abb. 1) über den Messquerschnitt bewegt wird, senden die vier Ultraschallwandler je nach verwendetem Gerätetyp Impulse in einem Frequenzbereich von 300 bis 3000 kHz in den Wasserkörper. Diese Impulse werden von feinsten Partikeln im Wasser reflektiert und von den Wandlern wieder empfangen. Durch die Relativgeschwindigkeit zwischen dem ADCP und den mit der Strömung bewegten Partikeln kommt es zur Doppler-Verschiebung und die Wellenfrequenz ändert sich. Die Messung dieser Frequenzverschiebung erlaubt den Rückschluss auf die aktuellen Relativgeschwindigkeiten zwischen dem Messgerät und den jeweils betrachteten Messzellen. Durch die Berücksichtigung der Eigenbewegung des ADCP können daraus Absolutgeschwindigkeiten ermittelt werden. Integration und Mittelung der erfassten Geschwindigkeitswerte (Abb. 2) ermöglichen eine schnelle und

sehr genaue Berechnung des Abflusses im betrachteten Querschnitt (RD Instruments, 2003; RD Instruments, 1996; Adler, 1993).



Abb. 1: ADCP-Messgerät „Workhorse Rio Grande“ der Firma RD Instruments.

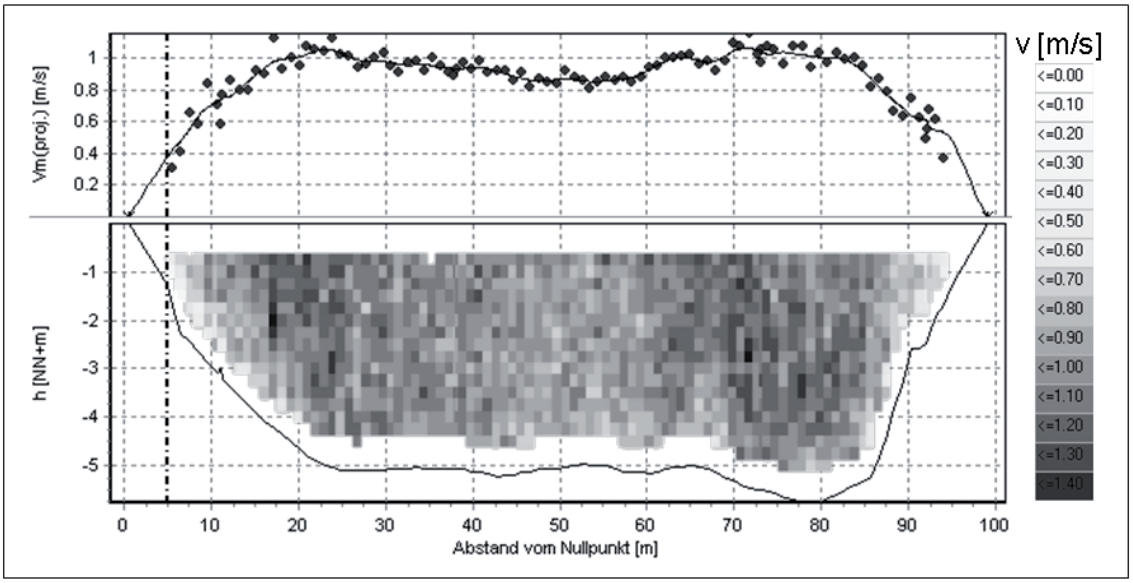


Abb. 2: Geschwindigkeitsverteilung und Verlauf der tiefengemittelten Fließgeschwindigkeiten im Querschnitt. Darstellung mit AGILA (Adler und Nicodemus, 2000).

4 Messungen bei Hochwasser

Für viele wissenschaftliche Fragestellungen sind Strömungsmessungen während Hochwasser von besonderem Interesse. Wie die Untersuchungen am Inn bestätigt haben, kann es in staugeregelten Fließgewässern zur kurzzeitigen Mobilisierung großer Mengen von angelandeten Sedimenten kommen. Die Feststoffe, die sich vor allem im Nahbereich der Staustufen ablagern, werden bis zu mehreren Metern tief ausgeräumt und als Schwebstoffe nach unterstrom transportiert. Das Sedimentvolumen bildet sich zwar nach Ablauf der Hochwasserwelle wieder relativ schnell nach, dennoch ist die Lage der Sohle während des Scheitelabflusses beispielsweise für die Freibordberechnung von großer Bedeutung.

Messungen während Hochwasser sind jedoch schwierig. Wie Abb. 3 zeigt, können Brückenpfeiler oder Unregelmäßigkeiten an der Sohle bei derartigen Extremereignissen große Turbulenzen und stehende Wellen an der Wasseroberfläche verursachen – eine ruhige Bewegung des ADCP quer zum Fluss ist praktisch nicht mehr möglich. Durch Springbewegungen des Trägerbootes werden verstärkt Luftblasen unter dem ADCP hindurchtransportiert, was zu Fehlensembles führt. Des Weiteren muss berücksichtigt werden, dass das Trägerboot samt allen darauf befestigten Messgeräten durch Treibgut beschädigt und im schlimmsten Fall auch zerstört werden kann.



Abb. 3: Wellenbildung und Treibholz bei Hochwasser.

An der wasserbaulichen Versuchsanstalt in Obernach wurden Versuche durchgeführt, um die Form des bestehenden Trägerbootes an die Turbulenzen und die hohen Strömungsgeschwindigkeiten bei Hochwasser anzupassen. Es musste jedoch festgestellt werden, dass eine Modifikation des vorhandenen Trägerkörpers nicht zielführend ist – es müsste über eine komplette Neuentwicklung in Zusammenarbeit mit Materialtechnikern und Bootsbauern nachgedacht werden. Verbesserungen auf diesem Gebiet würden ADCP-Messungen bei Hochwasserverhältnissen maßgeblich erleichtern und die Dokumentation von Erscheinungen, die bislang kaum erforscht werden konnten, ermöglichen. In diesem Zusammenhang sei das hydraulische Phänomen der Hysterese (Strobl und Zunic, 2006) erwähnt, bei dem der maximale Abfluss dem maximalen Wasserstand zeitlich vorauseilt (Abb. 4). Eine genaue Abbildung dieses bei der Hochwasservorhersage wichtigen Phänomens – „Wann ist mit dem höchsten Wasserstand zu rechnen?“ – ist bislang nur theoretisch erforscht.

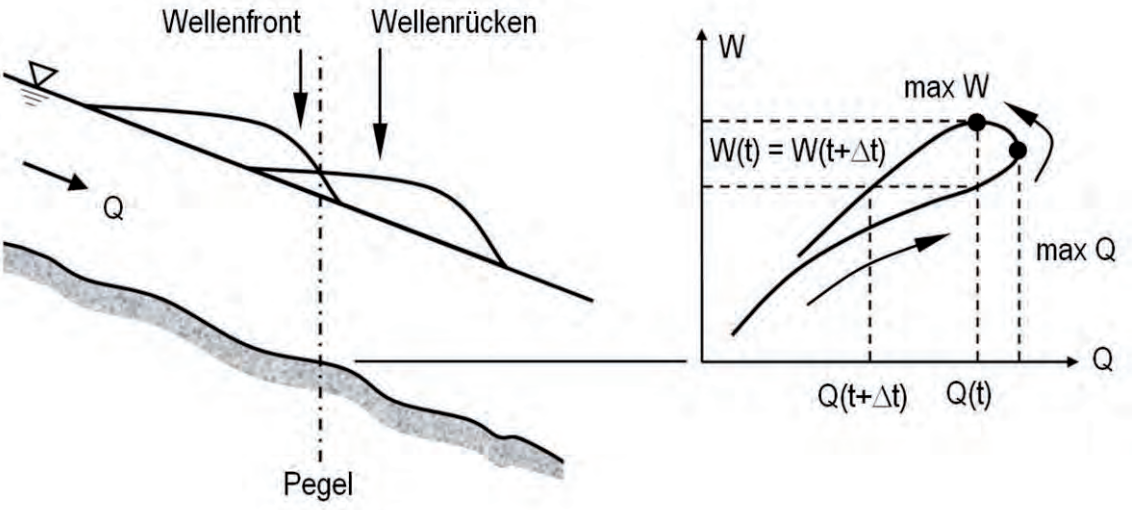


Abb. 4: Schematische Darstellung des hydraulischen Phänomens der Hysteresis beim Ablauf einer Hochwasserwelle (Strobl und Zunic, 2006).

5 Messungen bei hohen Schwebstoffkonzentrationen

Nicht immer gelingen so gute Messungen wie in Abb. 2. Bei hohen Schwebstoffkonzentrationen kann es vorkommen, dass das Messgerät über weite Strecken des Querschnitts hinweg keine Fließgeschwindigkeiten ermitteln kann. Das Ergebnis einer derartigen Messung ist in Abb. 5 dargestellt.

Messsignale mit niedrigeren Frequenzen können – aufgrund des kleineren Quotienten Partikeldurchmesser zu Wellenlänge (d_P / λ) – Wasser mit einer sehr hohen Schwebstoffdichte leichter durchdringen als Signale mit höherer Fre-

quenz. Aus diesem Grund können 600 kHz-ADCPs bei hohen Schwebstoffkonzentrationen eine größere Menge an Messdaten erfassen als 1200 kHz-Geräte. Ein weiterer Vorteil der niederfrequenteren Messgeräte ist die größere Reichweite der Messstrahlen, nachteilig wirkt sich die schlechtere Tiefenauflösung der einzelnen en Messensembles aus.

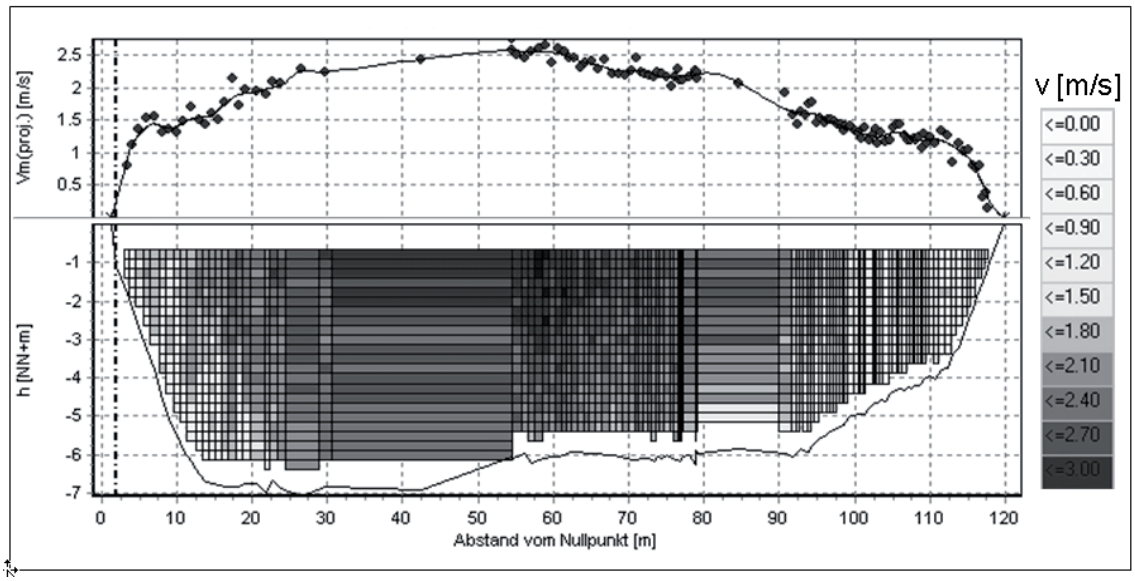


Abb. 5: Messquerschnitt mit Bereichen ohne Daten (Darstellung in AGILA).

6 Messungen bei Geschiebetrieb

Eine weitere Herausforderung für die Abflussmessung mit ADCP bilden Fließgewässer mit Geschiebetrieb. Für die Verwendung des geräteinternen *Bottom Track*-Signals muss die Bedingung erfüllt sein, dass die Sohle in Ruhe ist. Nur so kann der ADCP seine eigene Bewegung über Grund korrekt erfassen. Befindet sich das Sohlmaterial in Bewegung, wird die aus dem Geschiebetrieb resultierende Doppler-Verschiebung als eigene Bewegung stromaufwärts interpretiert (Abb. 6). Dies führt in weiterer Folge zu einer Unterschätzung der wahren Fließgeschwindigkeiten.

Der Beeinflussung der Geschwindigkeitsberechnung durch Geschiebebewegung kann auf zwei verschiedene Arten begegnet werden. Anstatt des *Bottom Track*-Signals kann man die erfassten relativen Fließgeschwindigkeiten auf den mit externen Messgeräten aufgezeichneten Weg beziehen. Die dafür oft verwendete dGPS-Technik ist aber nicht an allen Standorten einsetzbar. Dichter Bewuchs der Ufer, hohe Bauwerke, enge Täler oder ungünstige Witterungsverhältnisse können den Kontakt zu den GPS-Satelliten unterbrechen bzw. verhindern. Auch der Einsatz von geodätischen Vermessungsgeräten hat seine Grenzen. Für die optische Verfolgung des ADCP sind gute Sichtverhält-

nisse notwendig. Darüber hinaus kann bei turbulenter Fahrt des Trägerbootes leicht der Kontakt zum ADCP verloren gehen.

In einem derartigen Fall ist man auf die *Bottom Track*-Daten des ADCPs angewiesen. Um die Größe des entlang einer Überfahrt verursachten Fehlers im Messpfad ermitteln zu können, ist eine so genannte Schleifenfahrt (Hin- und Rückfahrt zum Ausgangspunkt) erforderlich. Bei vorhandenem Geschiebetrieb schließt sich der vom ADCP ermittelte Pfad im Gegensatz zum realen Messweg nicht, sondern weist am Schluss einen Längsversatz (DGM = *Distance Made Good*) auf. Mit Hilfe dieser Größe kann der Fehler in der Abflussberechnung abgeschätzt werden.

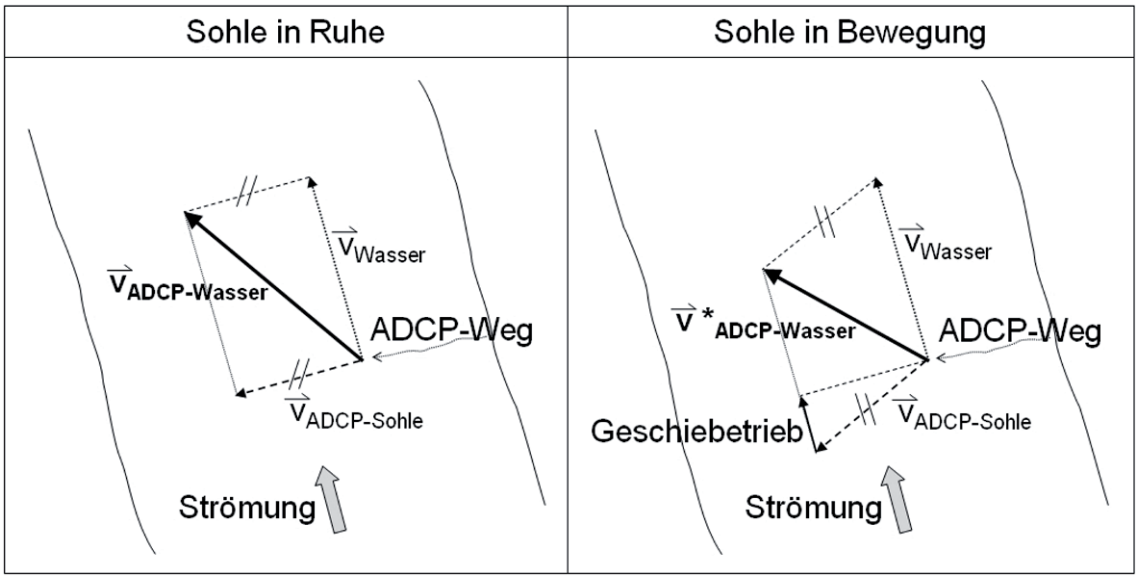


Abb. 6: Durch Geschiebetrieb verfälschter Vektor „ADCP-Wasser“ bei Referenz *Bottom Track*.

Im einfachsten Fall nimmt man über die gesamte Fließbreite annähernd konstante Verhältnisse an und kann aus dem resultierenden Längsversatz der Schleifenfahrt die mittlere Geschiebegeschwindigkeit und somit den Fehlbetrag im Abfluss abschätzen (Adler, 2007).

Ändern sich aber die Strömungsverhältnisse entlang des Messpfads (beispielsweise aufgrund von Änderungen in der Fließtiefe), so ist eine genauere Betrachtung der Verfälschung erforderlich. Dabei wird davon ausgegangen, dass die Geschwindigkeit, mit der das Geschiebe stromabwärts wandert, proportional zu den sohlnahen Fließgeschwindigkeiten ist. Unter Annahme einer logarithmischen Geschwindigkeitsverteilung über die Fließtiefe können aus den vom ADCP ermittelten relativen Fließgeschwindigkeiten sohlnahe Geschwindigkeiten ermittelt werden. Mit Hilfe der so abgeschätzten Geschiebegeschwindigkeitsverteilungen kann der daraus resultierende Fehler in den be-

rechneten Abflüssen entlang des Messpfads gewichtet werden (Mueller und Wagner, 2007).

7 Danksagung

Die Verfasser danken den Auftraggebern für die gute Zusammenarbeit und die Unterstützung während der Bearbeitung des Projekts.

Eine detaillierte Dokumentation aller Untersuchungen und deren Auswertung, weitere Ausführungen zu den theoretischen Grundlagen sowie die Interpretation der Ergebnisse und ein ausführlicher Ausblick mit Benennung von noch offenen Fragestellungen und Forschungspotential werden in der Dissertation von Katharina Fiedler im Herbst 2008 veröffentlicht (Fiedler, 2008).

8 Zusammenfassung und Ausblick

Abflussmessungen mit Hilfe der ADCP-Technik sind im Normalfall an praktisch allen Flusstypen mit hoher Genauigkeit möglich. Die am Lehrstuhl und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU München durchgeführten Untersuchungen zeigen jedoch, dass bei außergewöhnlichen Situationen wie extremen Hochwasserabflüssen, bei hohen Schwebstoffkonzentrationen, mitgeführtem Treibholz und bei Geschiebetrieb die Messungen erschwert werden und im Extremfall gar keine Messwerte gesammelt werden können. Durch die Verwendung zusätzlicher Messgeräte, die Anpassungen der Messdurchführung an die jeweilige Situation vor Ort sowie die Auswertung der Daten über die Standardverfahren hinaus kann das Anwendungsspektrum für ADCPs etwas ausgedehnt werden. Vor allem der Entwicklung verbesserter Trägergeräte und der Programmierung neuer Auswertetools, um im Zuge der Datenauswertung mögliche Fehlerquellen berücksichtigen zu können, wird große Wichtigkeit beigemessen.

Referenzen

Adler M. (1993): Messungen von Durchflüssen und Strömungsprofilen mit einem Ultraschall-Doppler-Gerät (ADCP). Wasserwirtschaft, 83. Jahrgang, 4/1993, S. 192 – 196.

Adler M. und Nicodemus U. (2000). AGILA: Ein neues Computermodell zur Verarbeitung der Daten von Akustischen Doppler Strömungsmessgeräten (ADCP). Wasserwirtschaft, 90. Jahrgang, 10/2000, S. 494 – 498.

Adler M. (2007): Vortrag über ADCP-Messungen bei Geschiebetrieb im Rahmen des Anwender-Workshops "ADCP-Messungen: Herausforderungen und Problemstellungen bei bestimmten Randbedingungen" im März 2007 an der TU München, nicht veröffentlicht.

Fiedler K. (2008): Erfassung hydromorphologischer Vorgänge in Fließgewässern mit Hilfe von ADCP-Messungen. Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München, Band Nr. 120, Dissertation an der TU München (in Vorbereitung).

Fiedler K., Steinbacher F., Strobl Th. und Zunic F. (2008): Sohlen- und Abflussmessungen: Vorteile und Grenzen der ADCP-Technik. Wasserwirtschaft, 98. Jahrgang, 1-2 / 2008, S. 27 – 31.

Fiedler K., Matthes H. und Zunic F. (2006): Erfassung des Sohlaustrags während Hochwasser mit Hilfe von ADCP-Messungen. in: Stauhaltungen und Speicher – Von der Tradition zur Moderne. Schriftenreihe zur Wasserwirtschaft der Technischen Universität Graz, Band 46/1, S. 361 – 375.

Mueller D. und Wagner Ch. (2007): Correcting Acoustic Doppler Current Profiler Discharge Measurements Biased by Sediment Transport. Journal of Hydraulic Engineering, Dez. 2007, S. 1329 – 1336.

RD Instruments (2003): WinRiver I User's Guide – International Version.

RD Instruments (1996): Acoustic Doppler Current Profiler – Principles of Operation – A Practical Primer.

Strobl T. und Zunic F. (2006): Wasserbau: Aktuelle Grundlagen – Neue Entwicklungen, Springer-Verlag Berlin Heidelberg.

Adresse der Autoren

Dipl.-Ing. Katharina Fiedler
Lehrstuhl und Versuchsanstalt für
Wasserbau und Wasserwirtschaft
Technische Universität München
D-80290 München
E-Mail: k.fiedler@bv.tum.de



Prof. Dr.-Ing. Theodor Strobl
Lehrstuhl und Versuchsanstalt für
Wasserbau und Wasserwirtschaft
Technische Universität München
D-80290 München
E-Mail: t.strobl@bv.tum.de



Dr.-Ing. Franz Zunic
Lehrstuhl und Versuchsanstalt für
Wasserbau und Wasserwirtschaft
Technische Universität München
D-80290 München
E-Mail: f.zunic@bv.tum.de





Schwemmholz - Management Kleine Emme und Reuss

R. Hunziker, H. Kaspar, S. Stocker, D. Müller

1 Einleitung

Das Hochwasser an der Kleinen Emme und der Reuss im Jahr 2005 zeichnete sich durch eine ausserordentlich grosse Abflussspitze und ein sehr grosses Schwemmholzaufkommen aus. Die Kleine Emme schwemmte ca. 3'500 m^3 Holz (Festvolumen) in die kritischen Abschnitte bei Emmen und Littau, wo es zu Schwemmholzablagerungen mit grossen Schäden kam. Grosse Schäden entstanden auch bei Brücken oberhalb Malters und in Reussbühl. In der Reuss kam es bei den Wehren in Perlen, Bremgarten und Windisch zu grossen Schäden.

Die vier Anliegerkantone und das Bundesamt für Umwelt (BAFU) beschlossen in der Folge, ein Schwemmholz - Management aufzubauen. Dieses hat zum Ziel, die durch Schwemmholz verursachten Überflutungen und Schäden an den Brücken und Wehren in Zukunft zu verhindern. Die Massnahmen sollen zwischen Malters und Bremgarten realisiert werden (Abb. 1, links). Man geht dabei von drei unterschiedlichen Strategien aus:

- Reduktion des Holzaufkommens im Einzugsgebiet,
- Rückhalt und Entnahme in der Kleinen Emme und der Reuss,
- Schadloses Durchleiten an den kritischen Stellen.

Während die Reduktion des Holzaufkommens Sache der Waldbesitzer ist, konzentrierten sich die für die Kleine Emme und die Reuss Verantwortlichen auf den Rückhalt, die Entnahme und das schadlose Durchleiten.

Bei der Strategie „Rückhalt und Entnahme“ werden die drei Massnahmentypen Wehre, Aufweitungen und Seitenarme, auf welche im Rahmen dieses Artikels eingegangen wird, unterschieden.

Für das schadlose Durchleiten von Holz sind bauliche Massnahmen an den Brücken und Wehren nötig, um Verklausungen möglichst zu verhindern. Auf diese Massnahmen wird im vorliegenden Artikel nicht eingegangen.

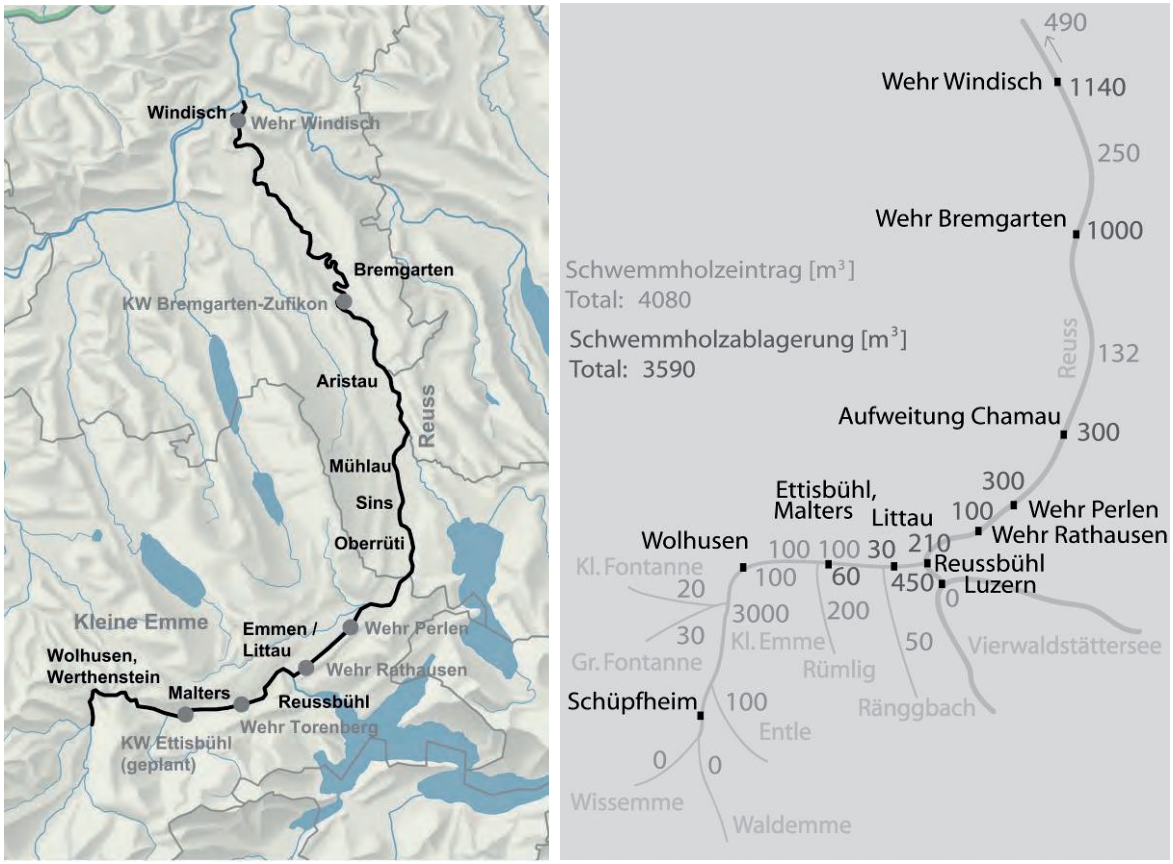


Abb. 1: links: Übersicht über das Projektgebiet, rechts: Schwemmholzbilanz für das Hochwasser im August 2005 (Quelle: Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie).

2 Schwemmholzfrachten

Die Forschungsanstalt für Wald, Schnee und Landschaft (WSL) analysierte und dokumentierte (Bezzola et al., 2007) die Schwemmholzeinträge sowie -ablagerungen beim Hochwasser im August 2005 (Abb. 1, rechts). Die Untersuchungen zeigten, dass die Einträge grösstenteils aus Seitenerosionen der Kleinen Emme zwischen Schüpfheim und Littau/Emmen stammten. In geringerem Masse trugen auch die Seitenbäche zum Gesamteintrag bei. Aus dem Vierwaldstättersee sowie aus den Seitenbächen der Reuss dürfte kein Holz eingetragen worden sein. Der Eintrag infolge Seitenerosion entlang der Reuss wird ebenfalls als gering beurteilt.

3 Problemstellen infolge Verklausungen

Beim Ereignis im August 2005 wurden viele Brücken, v.a. an der Kleinen Emme, stark beschädigt. Drei Brücken wurden sogar ganz weggerissen. Bei mehreren Standorten kam es wegen der Verklausung der Brücke und dem dadurch entstehenden Aufstau zu Ausuferungen. Auch bei einigen Brücken in der Reuss lagerte sich Schwemmholz an (Abb. 2).

Die drei Wehre Kommetsrüti, Torenberg und Emmenweid in der Kleinen Emme nahmen keinen Schaden, vermutlich weil sie keine Pfeiler aufweisen. Bei den Wehren in der Reuss in Rathausen, Perlen, Bremgarten-Zufikon und Windisch hingegen, welche alle Pfeiler im Abflussquerschnitt aufweisen, kam es wegen des Schwemmholzes teilweise zu massiven Problemen (Abb. 3).

Auf Basis der Erfahrungen beim Hochwasser vom August 2005 sowie der von Lange et al. (2006) beschriebenen theoretischen Verklausungswahrscheinlichkeit von Bauwerken wurden die anfälligen Brücken und Wehre ermittelt.



Abb. 2: Beim Hochwasser 2005 abgelagertes Schwemmholz in Emmen (links) und Verklausung bei der Holzbrücke Sins (rechts).



Abb. 3: Beim Hochwasser 2005 aufgetretene Verklausung der Reuss-Wehre Rathausen (links) und Perlen (rechts).

4 Holzrückhalt

4.1 Allgemein

Massnahmen zum Rückhalt von Schwemmholz wurden von der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich (VAW) untersucht und von Hartlieb et al. (2000) sowie Lange et al. (2006) dokumentiert. Es handelt sich dabei um Massnahmen an Bächen mit verhältnismässig kleinen Gerinnebreiten. Für grosse Flüsse wie die Kleine Emme und die Reuss gibt es jedoch keine Vorschläge für Rückhaltemassnahmen. Auch eine Literaturrecherche im nahen Ausland zeigte, dass an Flüssen mit grossen Gerinnebreiten und Abflusstiefen noch keine Holzrückhaltemassnahmen realisiert wurden.

Im Folgenden werden drei Massnahmentypen für den Rückhalt von Schwemmholz beschrieben, welche in der hier vorgestellten Studie entwickelt und untersucht wurden.

4.2 Wehre

Wehranlagen eignen sich gut für den Rückhalt von Schwemmholz. Das Prinzip besteht darin, den Stau mit der relativ ruhigen Strömung vor dem Wehr zu nutzen, um einen Teil des ankommenden Schwemmholzes an einen für die Entnahme geeigneten Ort zu lenken. Grundsätzlich soll der Rückhalt nicht im Hauptgerinne, sondern in einem Flutkorridor erfolgen, um keine unkontrollierbaren Abflusszustände zu provozieren. Im Seitenarm kann das Schwemmholz mit einem Rechen zurückgehalten und später geräumt werden (Abb. 4).

Ein wichtiger Vorteil besteht darin, dass die Abflussaufteilung zwischen dem Hauptgerinne und dem Flutkorridor durch die beweglichen Wehre gesteuert werden kann. So kann je nach Holzanfall mehr oder weniger Wasser und damit auch Holz in den Flutkorridor ausgeleitet werden und ein gezielter Rückhalt des Schwemmholzes wird möglich (Abb. 5).

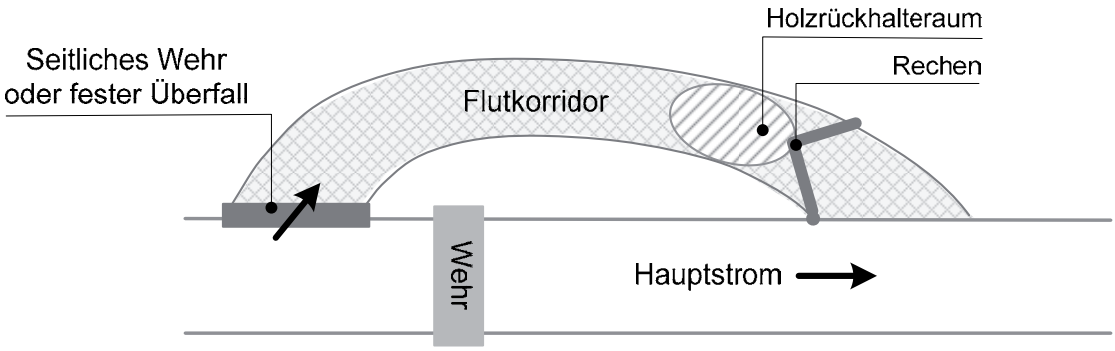


Abb. 4: Schematische Darstellung des Massnahmentyps Wehr.

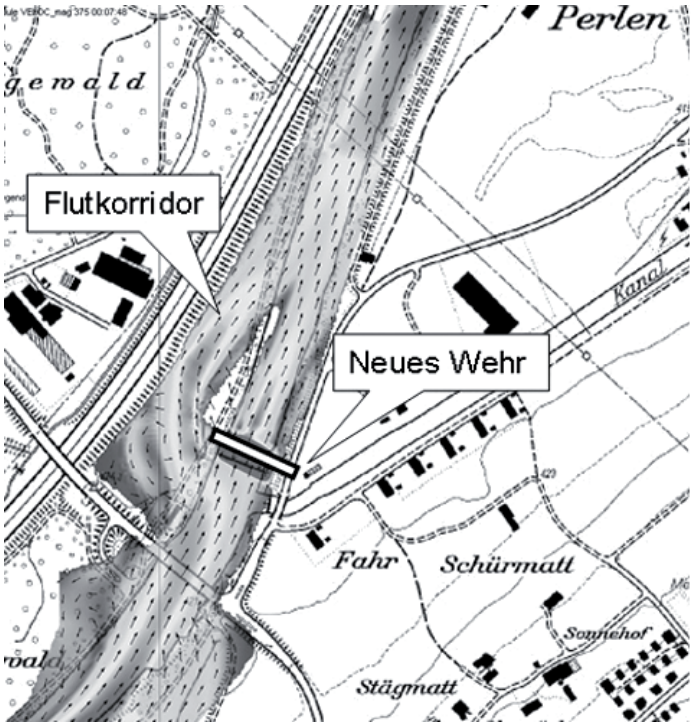


Abb. 5: Schwemmholzrückhalt beim Wehr Perlen: 2D-Simulation der Abflüsse in der Reuss und im Flutkorridor für eine Abflussmenge von 1'100 m^3/s (EHQ). In der Reuss wird die Abflussmenge mit einem neuen Wehr auf 50 % gedrosselt. Die Fliessrichtungen sind mit Pfeilen dargestellt, die max. Geschwindigkeit beträgt 4 m/s.

4.3 Aufweitungen

Aufweitungen an Flüssen werden aus Hochwasserschutzgründen, zur Sohlenstabilisierung und zur Renaturierung realisiert. Ausserdem sind sie als Naherholungsräume beliebt. So plant der Kanton Luzern im Rahmen des Hochwasserschutzes an der Kleinen Emme und an der Reuss mehrere grössere Aufweitungen.

Aufweitungen können einerseits den Eintrag von Schwemmholz vergrössern, insbesondere wenn die Ufer nicht verbaut sind und andererseits aber auch als natürlicher Schwemmholzrückhalt wirken, wenn sich das Holz an seichten Stellen in Flussmitte oder bei Hindernissen am Ufer ablagert. Insgesamt kann davon ausgegangen werden, dass eher mehr Schwemmholz zurückgehalten als produziert wird.

Der Schwemmholzrückhalt kann durch den gezielten Einbau von Hindernissen gefördert werden (Abb. 6). Diese als „Selektiver Rückhalt“ bezeichnete Methode wurde von der VAW am Beispiel der Gürbe mit einem physikalischen Modellversuch untersucht (Lange, 2006). Als Hindernisse wurden wenige Meter breite Rechen verwendet, welche im Flussabschnitt gleichmässig angeordnet waren. Die Versuche zeigten, dass besonders bei sehr grossen Ereignissen bedeutende Schwemmholzmengen zurückgehalten werden können. Die Rückhaltewir-

kung ist besonders gross, wenn die Hindernisse nah am Ufer angeordnet sind. Ein vollständiger Rückhalt des Schwemmholzes ist aber auch mit zusätzlichen Einbauten nicht erreichbar. Aufweitungen bieten eine naturnahe und relativ kostengünstige Möglichkeit, einen Teil des Schwemmholzes zurückzuhalten.

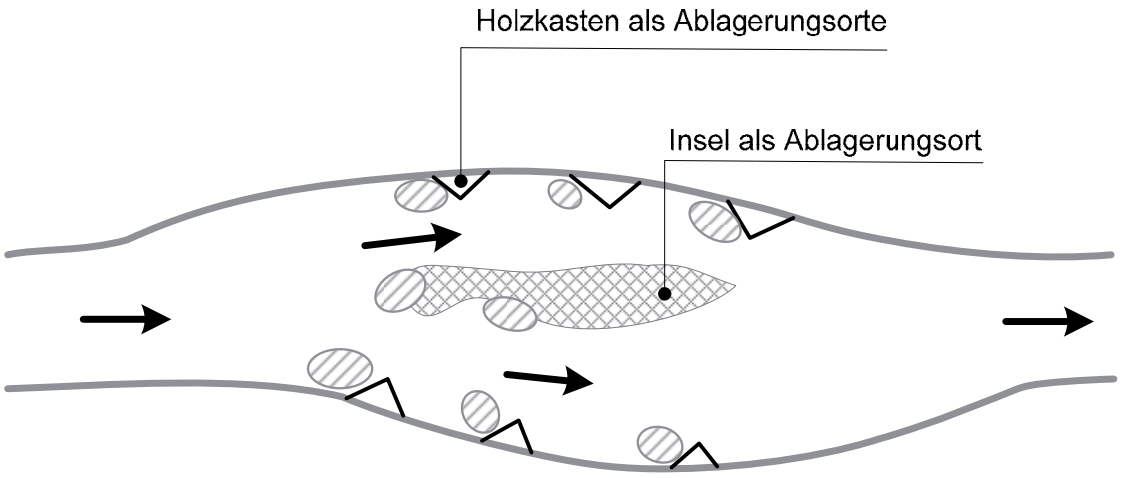


Abb. 6: Schematische Darstellung des Massnahmentyps Aufweitung.

4.4 Seitenarme

Als Alternative zur Aufweitung bietet sich der Rückhalt in einem Seitenarm an (Abb. 7). Durch den Rückhalt in einem Seitenarm wird eine Verstopfung des Hauptgerinnes vermieden. Damit ein bedeutender Anteil des Holzes in das Nebengerinne driftet, muss der Abfluss im Seitenarm möglichst gross sein. Es empfiehlt sich daher, diesen auf einer Kurvenaussenseite anzuordnen. Zudem sollte er eine ähnliche Gerinnebreite wie das Hauptgerinne aufweisen. Abb. 8 zeigt den Seitenarm Chamau (Kanton Zug) während des Hochwassers im August 2005. Kleinere Hindernisse, wie sie auch für Aufweitungen denkbar sind, erlauben einen teilweisen Rückhalt. Mit einem Schwemmholzrechen über die gesamte Gerinnebreite kann hingegen ein vollständiger Rückhalt im Seitenarm erzielt werden. Mit zunehmender Rechenbelegung nimmt die Abflussmenge im Seitenarm und somit der Anteil der in den Seitenarm abgeleiteten Holzmenge ab.

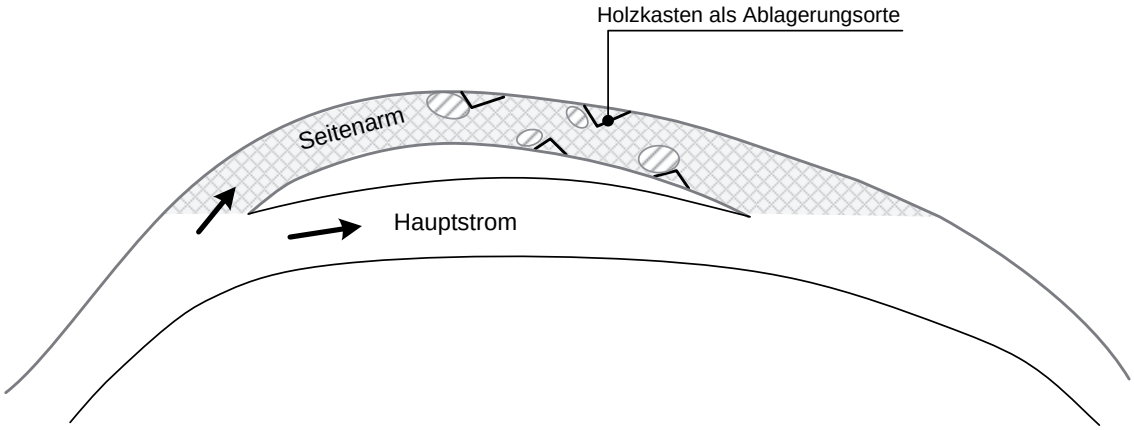


Abb. 7: Schematische Darstellung des Massnahmentyps Seitenarm.



Abb. 8: Schwemmholzrückhalt im heute schon bestehenden Seitenarm Chamau beim Hochwasser vom August 2005.

5 Gesamtkonzept

5.1 Anforderungen

Mit den im Kapitel 4 vorgestellten Massnahmentypen Wehre, Aufweitungen und Seitenarme kann Schwemmholz in der Kleinen Emme und der Reuss zurückgehalten werden. Es handelt sich dabei um Einzelmassnahmen, welche im Rahmen eines Gesamtkonzeptes miteinander kombiniert werden müssen. Erst die Kombination führt zur angestrebten Wirkung in Bezug auf die Reduktion grosser Schwemmholzmengen. An das Gesamtkonzept werden folgende Anforderungen gestellt:

- Die Massnahmen müssen oberhalb der Problemstellen realisiert werden,
- Die Massnahmen müssen ausbaufähig sein,
- Es müssen Reservestandorte für weitere Massnahmen vorhanden sein,
- Die Massnahmen müssen auch bei kleineren Hochwasserabflüssen wie z.B. bei einem HQ_{10} wirksam sein,
- Die Massnahmen müssen so konzipiert sein, dass während eines Hochwassers kein Holz aus dem Gerinne entnommen werden muss,
- Der Rückhalt von Schwemmholz hat gegenüber dem Durchleiten Vorrang.

5.2 Bemessungsereignis und Überlastfall

Anders als bei Hochwasserabflüssen sind für Schwemmholzfrachten keine langjährigen Statistiken vorhanden. Die Definition eines Bemessungsereignisses ist darum schwierig. Im Falle der Kleinen Emme und der Reuss wurde das gut dokumentierte Ereignis 2005, welches in Bezug auf den Holzanfall als sehr grosses Ereignis gilt, als Bemessungsgrundlage für das Gesamtkonzept, vergleichbar einem HQ100, angenommen.

5.3 Rückhaltepotenzial der Einzelmassnahmen

Es muss davon ausgegangen werden, dass an einem Standort nur ein Teil der ankommenden Holzmenge aufgefangen werden kann. Die Wirksamkeit der Massnahmentypen ist unterschiedlich und wird wie folgt eingeschätzt:

- Wehre 50 % bis 80 % (der ankommenden Holzmenge),
- Seitenarme 10 % bis 20 %,
- Aufweitungen 10 % bis 20 %.

5.4 Varianten

Insgesamt wurden für das Gesamtkonzept drei Varianten untersucht. Bei allen Varianten kommen alle drei Massnahmentypen vor. Sie unterscheiden sich aber in deren Anzahl. Als Bestvariante wurde schliesslich eine Kombination von drei Wehren, einer Aufweitung und drei Seitenarmen gewählt (Abb. 9).

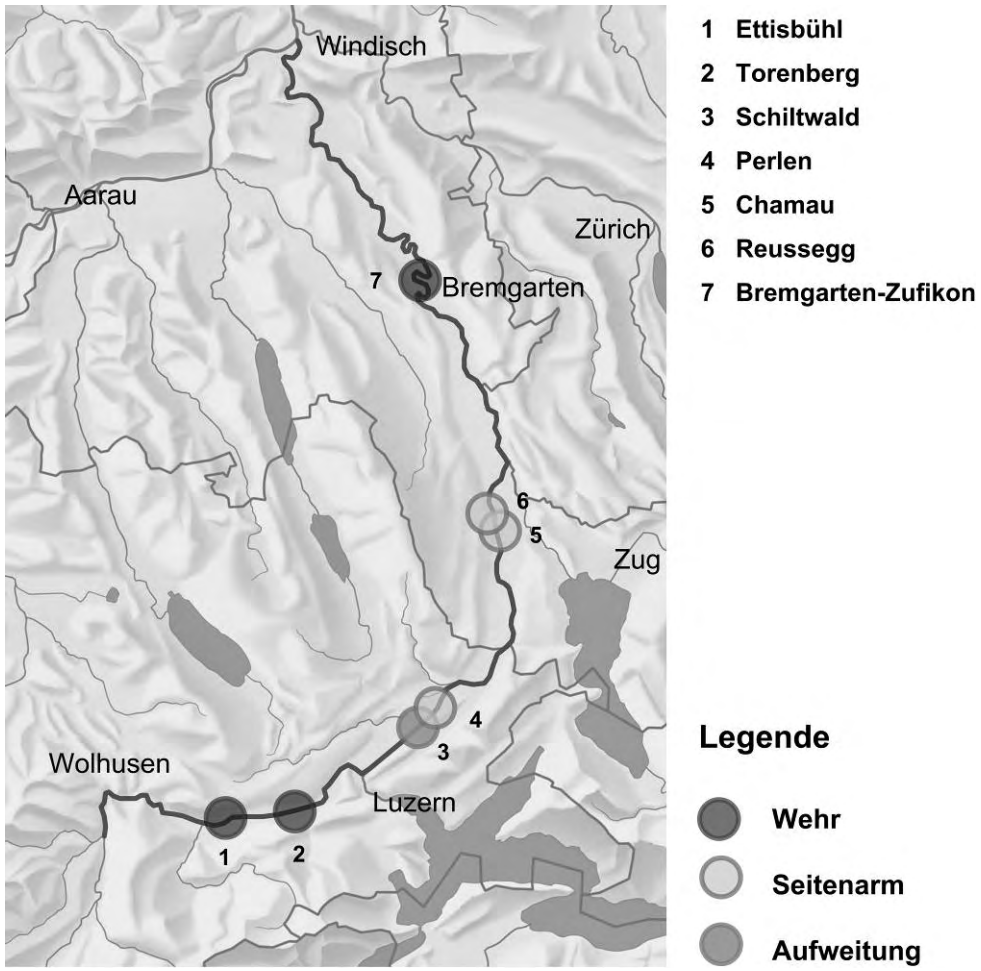


Abb. 9: Vorgeschlagene Massnahmen im Rahmen des Gesamtkonzeptes (Bestvariante).

5.5 Schwemmholzbilanz

Die Wirksamkeit der Bestvariante wurde mit dem Bemessungsereignis und den Rückhaltepotentialen der vorgeschlagenen Massnahmen geprüft. Die Wirksamkeit kann in Form eines so genannten Schwemmholz-Transportdiagramms übersichtlich dargestellt werden (Abb. 10).

Im Transportdiagramm bedeutet eine steigende Kurve Schwemmholzeintrag und eine fallende Kurve Schwemmholzrückhalt. Das Diagramm zeigt, dass mit einem Rückhalt bei den Kraftwerken Ettisbühl und Torenberg die Schwemmholzmenge in der Kleinen Emme im Abschnitt Reussbühl, wo das Risiko einer Verklausung an Brücken sehr gross ist, wesentlich reduziert werden kann. Die Massnahmen an der Reuss (Aufweitung Schiltwald, Seitenarm Perlen, Seitenarme Chamau und Reussegg) dienen der weiteren Reduktion der Schwemmholzmenge bis Bremgarten-Zufikon, wo im Hinblick auf das flussabwärts liegende Schadenpotenzial nochmals möglichst viel Holz beim Kraftwerk zurückgehalten werden muss.

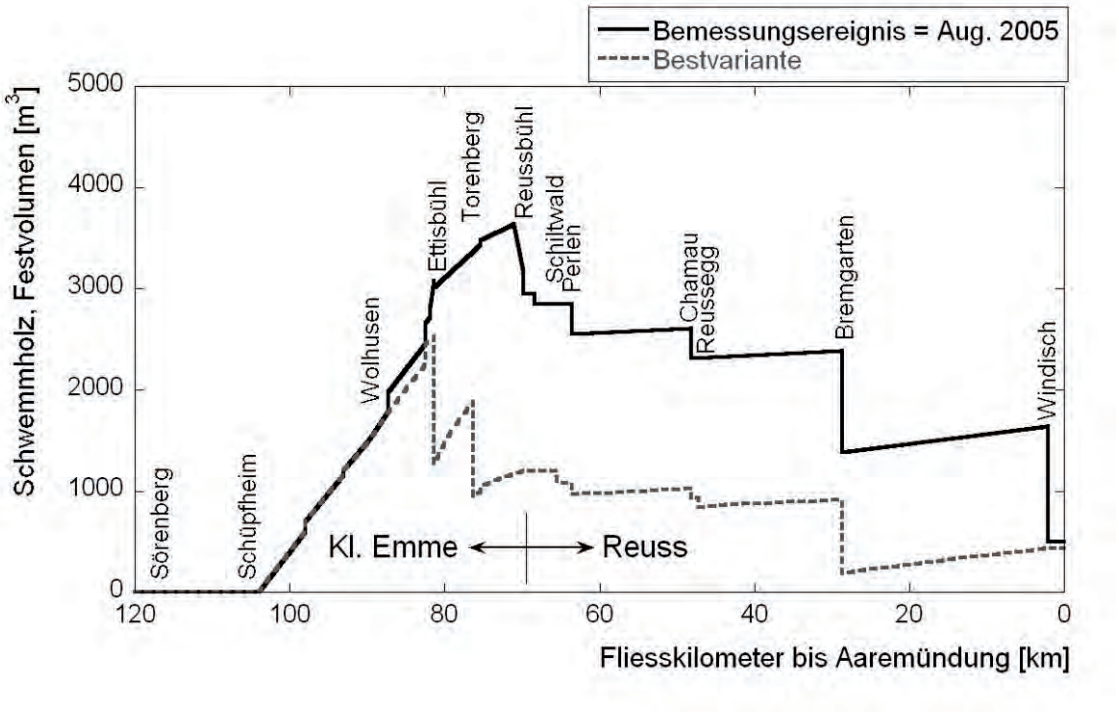


Abb. 10: Das Schwemmholz-Transportdiagramm stellt die Wirkung der Massnahmen dar.

5.6 Weitergehende Massnahmen

Das Gesamtkonzept schlägt Massnahmen in der Projektstrecke zwischen Malters und Bremgarten vor. Im Prinzip muss aber das ganze Einzugsgebiet der Kleinen Emme und der Reuss in die Massnahmenplanung miteinbezogen werden, denn es gilt zu verhindern, dass grosse Mengen an Holz überhaupt erst in den Fluss gelangen. Entsprechende Unterhaltsmassnahmen im Einzugsgebiet und Massnahmen in den Seitenbächen sind in Zusammenarbeit mit der Forstwirtschaft zu planen.

6 Zusammenfassung

Schwemmholz stellt für die Bauwerke in und am Fluss eine grosse Gefahr dar und kann im Falle einer Verklausung zu Schäden an den Bauwerken sowie zu Ausuferungen führen. Die Hochwasserereignisse der vergangenen Jahre zeigen, dass vor allem die Kleine Emme sehr viel Schwemmholz mitführen kann. Das angeschwemmte Holz wird bis in ihren Unterlauf und in die Reuss verfrachtet, wo es bei den Brücken und Kraftwerken Schäden verursacht. Aufgrund dieser Erfahrungen haben das Bundesamt für Umwelt BAFU, die Kantone Luzern, Zug, Zürich und Aargau sowie die an der Emme und der Reuss gelegenen Kraftwerke beschlossen, die Schwemmholzproblematik gemeinsam anzugehen und Lösungen für den gezielten Rückhalt und die Entnahme erarbeiten zu las-

sen. Als Projektstrecke wurde die Flussstrecke zwischen Malters an der Kleinen Emme und Bremgarten an der Reuss definiert.

In einer ersten Phase wurden die bei einem grossen Hochwasser zu erwartenden Schwemmholzmengen ermittelt und die Problemstellen an den beiden Flüssen analysiert. Dabei diente das Ereignis vom August 2005, welches gut dokumentiert ist und in Bezug auf die Schwemmholzmenge als ausserordentliches Ereignis gilt, als Grundlage. Die Untersuchungen zeigen, dass damals rund 3'500 m^3 Holz von der Kleinen Emme angeschwemmt wurden. Das Schwemmholz lagerte sich in Emmen, beim Wehr Perlen, in der Aufweitung Chamau sowie beim Kraftwerk Bremgarten-Zufikon ab. Der Rest von ca. 1'400 m^3 gelangte in den Unterlauf der Reuss, wo es sich in Windisch ablagerte oder in die Aare geschwemmt wurde.

Für den Schwemmholzrückhalt wurden drei verschiedene Massnahmentypen entwickelt und im Rahmen eines Gesamtkonzeptes miteinander kombiniert. Man unterscheidet Standorte mit Wehren oder Seitenarmen, wo der Rückhalt in einem separaten Gerinne erfolgt und Flussaufweitungen, wo der Rückhalt im Hauptgerinne erfolgt.

Die Resultate zeigen, dass es am sinnvollsten ist, das Schwemmholz möglichst weit oben aufzufangen. In der Bestvariante wird darum der Holzrückhalt beim Wehrkraftwerk Ettisbühl in Malters und beim Wehr Torenberg an der Kleinen Emme favorisiert. Zwischen der Mündung der Kleinen Emme und Bremgarten sind zusätzliche Massnahmen mit Seitenarmen oder mit Aufweitungen nötig, welche sich auch im Rahmen von Renaturierungsprojekten realisieren lassen. Das restliche im Fluss verbleibende Schwemmholz soll dann möglichst vollständig im Stau des Kraftwerks Bremgarten-Zufikon zurückgehalten werden.

Es ist mit Erstellungskosten von ca. 20 Mio. CHF zu rechnen. Betrieb und Unterhalt sind noch zu regeln. Die Realisierung kann in Etappen erfolgen.

7 Referenzen

Bezzola G.R. und Hegg C. (Ed.) (2007): Ereignisanalyse Hochwasser 2005, Teil 1 – Prozesse, Schäden und erste Einordnung, Bundesamt für Umwelt BAFU, Eidgenössische Forschungsanstalt WSL. Umwelt-Wissen Nr. 0707.

Hartlieb A. und Bezzola G.R. (2000): Ein Überblick zur Schwemmholzproblematik, wel (Wasser Energie Luft), Heft 1/2, S. 1 – 5, Baden.

Lange D. und Bezzola G.R. (2006): Schwemmholz Probleme und Lösungsansätze, VAW, Mitteilung 188.

Adresse der Autoren

Dr. Roni Hunziker, dipl. Bau-Ing ETH
Hunziker, Zarn & Partner AG
Schachenallee 29
CH-5000 Aarau
E-Mail: rhunziker@hzp.ch



Heinz Kaspar, dipl. Kult-Ing ETH
Colenco Power Engineering AG
Wasserbau und Umwelt
Täfernstrasse 26
CH-5405 Baden
E-Mail: Heinz.Kaspar@colenco.ch



Sonja Stocker, dipl. Umwelt-Ing ETH
Hunziker, Zarn & Partner AG
Schachenallee 29
CH-5000 Aarau
E-Mail: sstocker@hzp.ch



Dr. Dieter Müller, dipl. Bau-Ing ETH
Colenco Power Engineering AG
Wasserbau und Umwelt
Täfernstrasse 26
CH-5405 Baden
E-Mail: Dieter.Müller@colenco.ch





Schwemmholzproblematik der Matteschwelle in Bern: hydraulische Modellversuche

G. Möller, D. Nussle, H.-E. Minor

1 Kurzfassung

Das Hochwasser im August 2005 im Bereich der Matteschwelle und dem Mattequartier in Bern hat zu grossen Überschwemmungen und damit zu sehr grossen Schäden geführt. Die Situation an der Matteschwelle wird im hydraulischen Modell untersucht und analysiert. Der Einfluss von Schwemmholz, speziell der Transport und der Einfluss der Schwemmholzmenge auf die Wasserspiegellagen, steht dabei im Fokus der Untersuchung. Bereits die geringe Menge von 250 m^3 Schwemmholz verlegt die Matteschwelle so, dass es zu einem signifikanten Wasserspiegelanstieg von ca. 30 cm kommt. Grössere Schwemmholzmengen als während des Hochwassers 2005 beobachtet, verschlechtern die Situation im Oberwasser der Matteschwelle nicht zwingend.

Zur Lösung der Schwemmholzproblematik ist die im Modell untersuchte Schwemmholzleiteinrichtung nicht in allen Belangen geeignet. Diese führt zwar auf der einen Seite durch den Rückhalt des Schwemmholzes zur Absenkung der Wasserspiegellagen, auf der anderen Seite kann es aber in der Folge durch Schwemmholzansammlungen zu einer Konzentration der Strömung und damit zu einer verstärkten Beanspruchung der Sohle mit resultierenden tiefen Kolken kommen.

2 Einleitung

Das Mattequartier an der Aare in der Stadt Bern war in den letzen Jahren mehrmals von Hochwasserereignissen betroffen. Am 22. und 23. August 2005 ereignete sich ein Hochwasser, welches die bisher grössten registrierten Schäden in Höhe von 55 Mio. CHF verursacht hat.

Abb. 1 zeigt die Situation an der Matteschwelle während des Hochwassers 2005. Zu sehen sind das Oberwasser (links), die Wehranlage „Matteschwelle“, das Unterwasser (rechts) und im Hintergrund das Mattequartier. Die normale Fliessstrecke ist durch die weissen Pfeile gekennzeichnet. Das linke Ufer ist mit einer schwarzen Linie angedeutet. Abb. 2 zeigt schematisch die Lage und Bestandteile der Matteschwelle und des Kraftwerkes Matte.

Neben einer grossen Abflussspitze von Q_{max} = 605 m^3/s wurde auch eine grosse Menge an Schwemmholz in den Bereich der Matteschwelle transportiert, welches die Wehröffnungen verlegte und die Kapazität der Matteschwelle reduzierte. Die Folge war ein starker Anstieg des Wasserspiegels, welcher zur Überströmung des linken Ufers und somit zu einer Ableitung eines Teils des Abflusses durch das Mattequartier führte. Das danach antransportierte Schwemmholz wurde in den hinteren Bereich (Tych) transportiert, vom bestehenden Zaun um das Ufer aufgehalten und bildete einen Schwemmholzteppich. Aufgrund der ungewöhnlich hohen Schwemmholzmenge ist der Wasserspiegel stärker angestiegen als bei vorherigen Ereignissen mit ähnlichen Abflüssen.

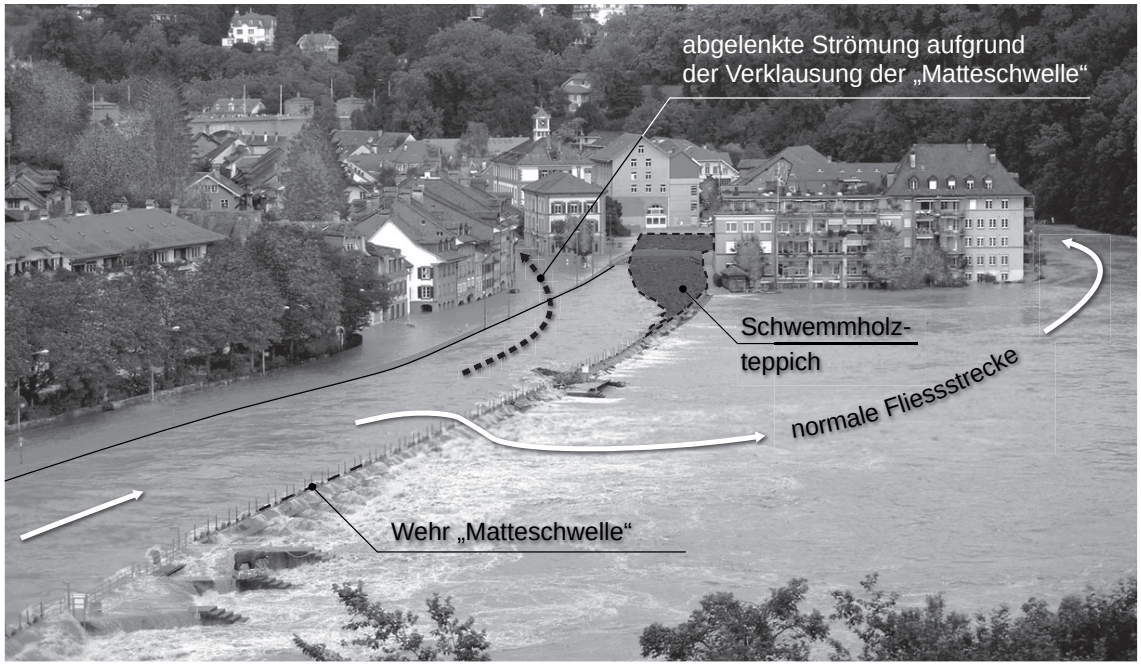


Abb. 1: Situation an der Matteschwelle in Bern während des Hochwassers am 22. August 2005, Foto: K+H.

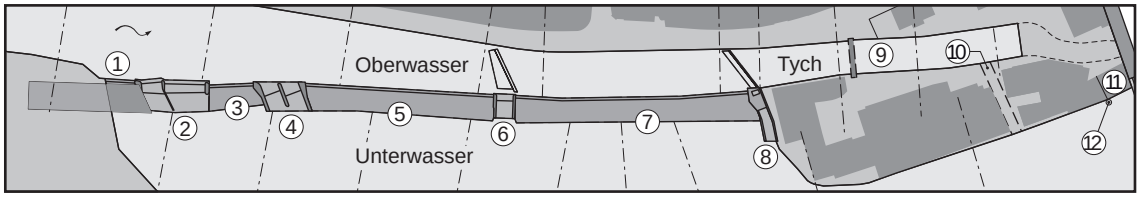


Abb. 2: Lage und Bestandteile der Matteschwelle und des Kraftwerks Matte.

Im Oktober 2006 hat das Tiefbauamt der Stadt Bern die Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) der ETH Zürich mit der Durchführung hydraulischer Modellversuche beauftragt.

Ziele der hydraulischen Modellversuche sind die Analyse des Schwemmholztransports und des Einflusses der Schwemmholzmenge auf die Höhe der Wasserspiegellagen im Bereich der Matteschwelle sowie die Prüfung einer Schwemmholzleiteinrichtung in der Mitte des Oberwasserkanals parallel zur Matteschwelle.

3 Hydraulisches Modell

Das hydraulische Modell im Massstab 1:50 bildet ca. 1 km des Flusslaufs der Aare von der Rechtskurve vor der Matteschwelle bis zum Auslauf des Kraftwerks Matte im Unterwasser der Matteschwelle ab. Abb. 3 zeigt schematisch das im hydraulischen Modell abgebildete Gebiet entlang der Aare.

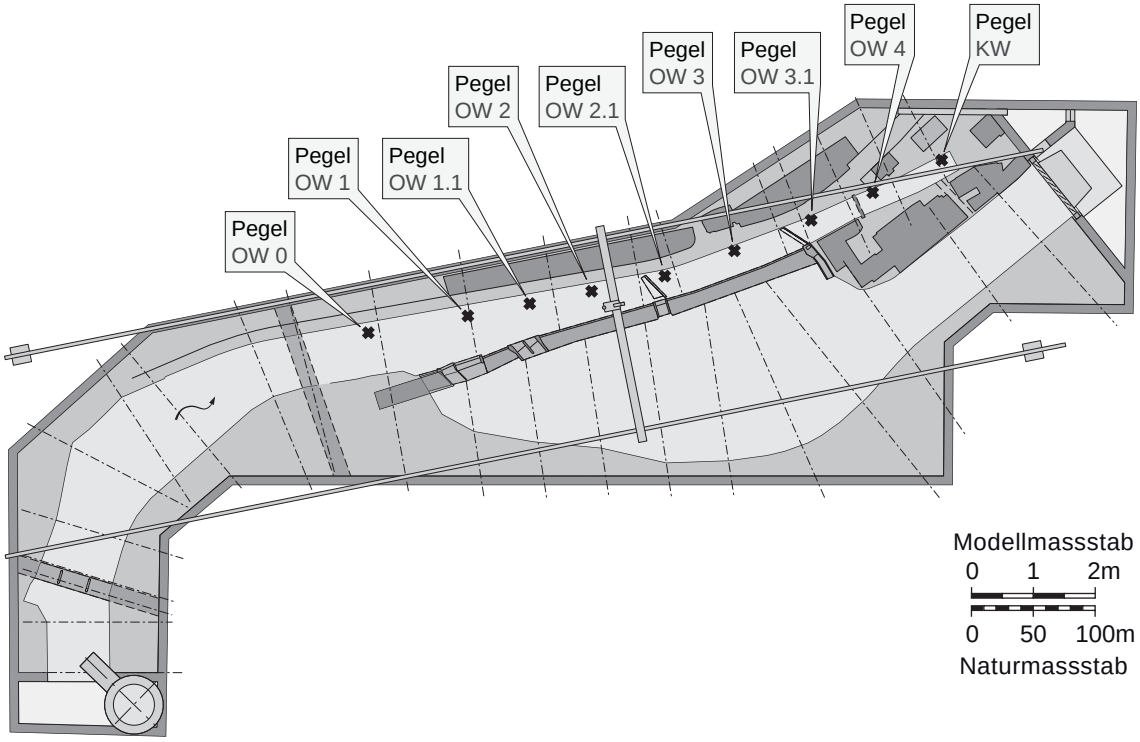


Abb. 3: Situation der Aare im Bereich der Matteschwelle in Bern im hydraulischen Modell; Schematische Darstellung; Modellmassstab 1:50; Lage der Messstellen der Wasserspiegellagen z. B. Pegel OW0.

Die Flusssohle im Oberwasser ist beweglich modelliert. Damit können Veränderungen der Sohlenlage, lokale Kolkerscheinungen, Auswirkungen auf die Strömung und der Schwemmholztransport realitätsnah beurteilt werden. Der Kraftwerkskanal und das Unterwasser sind durch eine feste Sohle nachgebildet. Die Zugabe des Geschiebes und die Regulierung des Abflusses werden anhand der vorgegebenen Geschiebe- und Abflussfunktionen vom Messrechner geregelt. Das Schwemmholz wird am oberen Ende des Modells, vor der Dalmazibrücke, manuell zugegeben. Der Wasserspiegel am unteren Ende des Mo-

dells wird mit Hilfe eines Lammellenwehrs auf die Messwerte des Pegels Matte (vgl. Abb. 2) eingestellt.

4 Ergebnisse und Diskussion

4.1 Schwemmholztransport

Der Grossteil des Schwemmholzes wird im Bereich der Wasseroberfläche transportiert. Die Geschwindigkeit in diesem Bereich des Wasserkörpers ist daher entscheidend für den Transport des Holzes. Sie entspricht in Betrag und Richtung annähernd der des Wassers. Allgemein ist in Krümmungen die schnellere Oberflächenströmung infolge der Zentrifugalkraft zur Aussenseite gerichtet.

Beobachtungen während der Modellversuche bestätigen, dass sich das Schwemmholz zur Kurvenaussenseite an das linke Ufer bewegt. Somit befindet sich am Kurvenausgang der grösste Teil des Holzes auf der linken Seite der Aare. Ein sehr geringer Teil, der äusserst rechts vor der Kurve zugegeben wird, bleibt beim Transport durch die Rechtskurve auf der Innenseite. Abb. 4 zeigt den Verlauf des Schwemmholztransports grafisch.

Die eingezeichneten Linien in Abb. 4 stellen die Schwemmholzstromlinien dar. Das Holz, welches am Kurvenausgang auf der linken Kurvenaussenseite transportiert wird, gelangt in den hinteren Bereich der Matteschwelle und verlegt dort die Tafelschützen, die eine Öffnung von 0.65 m Höhe und 4 m Breite aufweisen, und den Inseli-Grundablass (vgl. Abb. 2, Ziffer 7 und 8).

Ein Grossteil des auf der Innenseite der Kurve transportierten Holzes wird über die ersten Wehröffnungen, die zum Teil überströmt sind, ins Unterwasser transportiert (vgl. Abb. 2, Ziffern 2, 3, 4).

Bei geringen Schwemmholzmengen gelangt anteilig mehr Holz ins Unterwasser. Wird die Matteschwelle zum Beispiel mit 500 m^3 bzw. 1'000 m^3 Holz beaufschlagt, werden ca. 45 % bzw. 65 % zurückgehalten. Es wird eine gewisse Menge benötigt, um die Öffnungen der Wehre der Matteschwelle zu verlegen. Das dann folgende Holz führt zu einer Ansammlung, welche einen Schwemmholzteppich in charakteristischer Form zur Folge hat. Bei Schwemmholzmengen von 1'500 bis 4'500 m^3 werden zwischen 80 und 90 % des ankommenden Schwemmholzes von der Matteschwelle aufgehalten. Für ein Bauwerk zum Schwemmholzrückhalt wäre das ein sehr gutes Ergebnis.

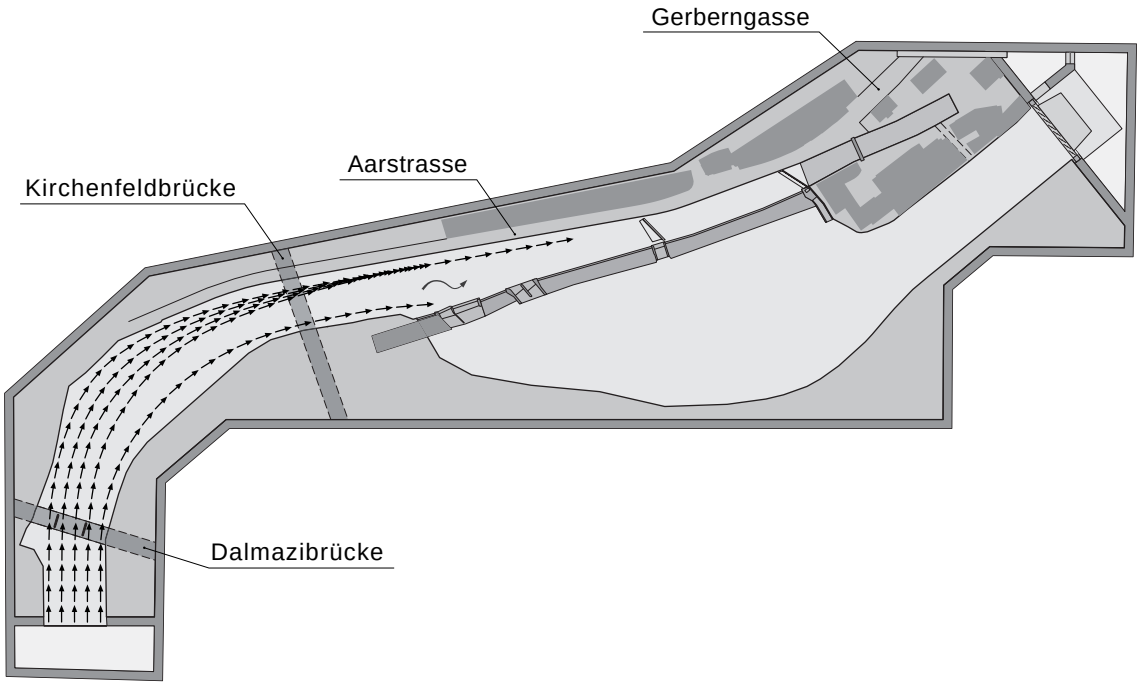


Abb. 4: Schematische Darstellung des Schwemmholztransports bei gleich verteilter Zugabe über die gesamte Flussbreite; dargestellt sind die Stromlinien des Schwemmholzes.

4.2 Einfluss der Schwemmholzmenge auf die Wasserspiegellagen

Das Hochwasser 2005 brachte 1'500 m^3 Schwemmholz in den Bereich der Matteschwelle und stellt für die Untersuchung den Bemessungslastfall dar. Bei der Untersuchung des Überlastfalls wird die Schwemmholzmenge um 50 % auf 2'250 m^3 erhöht. Der resultierende maximale Wasserstand im Oberwasser der Matteschwelle bleibt dabei annähernd auf dem gleichen Niveau wie beim Bemessungslastfall. Der Wasserspiegel reagiert also in diesem Bereich auf eine deutliche Erhöhung der Schwemmholzmenge nicht oder nur gering.

Im Rahmen einer Sensitivitätsanalyse werden die Schwemmholzmenge und deren Einfluss auf die maximalen Wasserspiegellagen systematisch analysiert. Die Bandbreite reicht von 0 bis 4'500 m^3 Schwemmholz (0 - 300 % HW2005). Das Schwemmholz wird bei konstantem Abfluss von $Q_{max,\ HW2005}$ mit 605 m^3/s stufenweise zugegeben. Abb. 5 zeigt die stufenweise Schwemmholzzugabe und die während jeder Stufe gemessenen Wasserspiegellagen im Oberwasser der Matteschwelle. Die Lage der neun Pegel ist in Abb. 3 dargestellt.

Die Wasserspiegellagen an den Pegeln OW1 bis OW3 steigen kontinuierlich mit wachsender Schwemmholzmenge. Die Wasserspiegellagen am Pegel im Kraftwerkskanal (OW3.1, 4 und KW) steigen bis zu einer Schwemmholzmenge von ca. 1'000 m^3 an. Von 1'000 m^3 bis ca. 2'000 m^3 bleibt das Niveau etwa gleich. Zwischen 2'000 und 4'500 m^3 sinkt der Wasserspiegel stark ab.

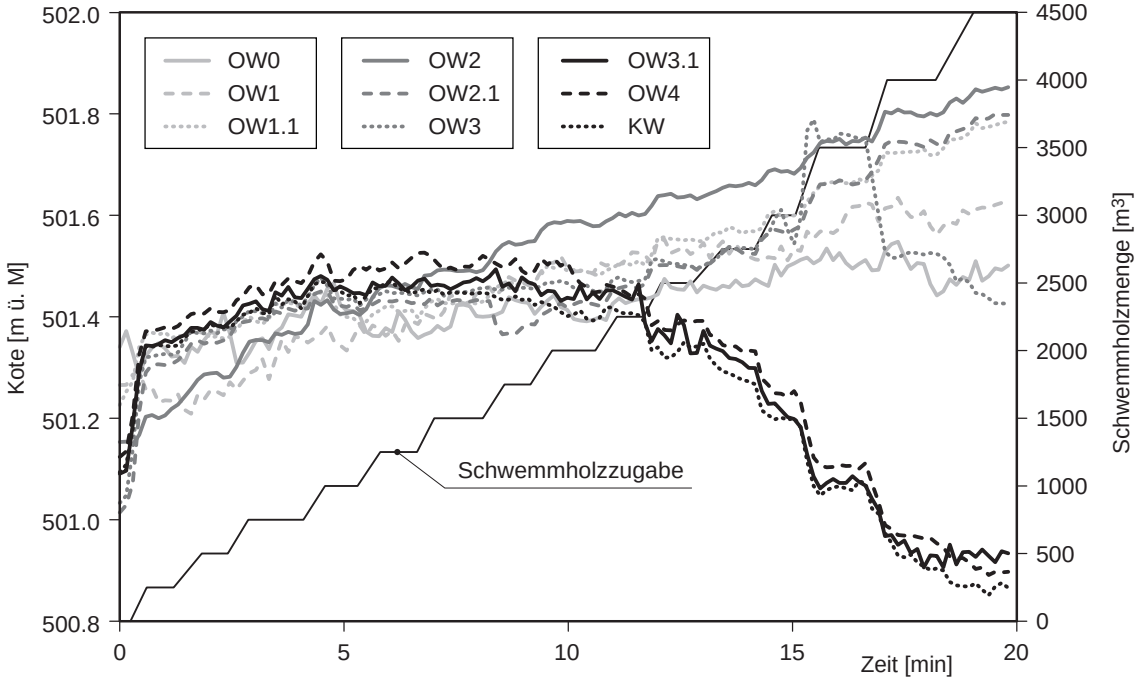


Abb. 5: Gemessene Wasserspiegellagen im Oberwasser der Matteschwelle bei konstantem Abfluss $Q_{max,\ HW2005}$ mit 605 m^3/s und stufenweiser Schwemmholzzugabe; Lage der Pegel (siehe Abb. 3).

Die sinkenden Wasserspiegel im Kraftwerkskanal lassen sich anhand der Veränderung der Schwemmholzansammlung im hinteren Bereich der Matteschwelle erklären. Abb. 6 zeigt diesen Zustand bei einer Schwemmholzmenge von 2'250 m^3. Zudem ist die grundsätzliche Durchströmung der Schwemmholzansammlung schematisch dargestellt. Im Folgenden werden zur Erläuterung die Ziffern aus der Abbildung verwendet.

Das Schwemmholz verlegt die Wehre im hinteren Bereich der Matteschwelle (vgl. Abb. 2, Schleusen 1-30 und Inseli-Grundablass). Danach bildet sich eine Schwemmholzansammlung in Form eines Schwemmholzteppichs vor dem Inseli-Grundablass, welche den gesamten Querschnitt zwischen Matteschwelle und linkem Ufer verlegt. Das Wasser wird aufgrund der starken Verlegung vor der Ansammlung über die weniger verlegten Teile der Matteschwelle abgeführt (Pfeil 1→2). Ein geringer Teil des Abflusses gelangt trotz Schwemmholzansammlung in den Kraftwerkskanal (Verbindung 1→3). Zwischen dem Kraftwerkskanal und dem Unterwasser besteht durch die Schwemmholzansammlung hindurch eine Verbindung (3→2). Die Kapazität dieser Verbindungen hängt allgemein von der Verlegungsdichte und der Länge der Schwemmholzansammlung ab. Wird die Schwemmholzansammlung grösser, verändert sich die Verbindung zwischen Kraftwerkskanal und Unterwasser (3→2) nicht. Die Verbindung zwischen dem Oberwasser und dem Kraftwerkskanal (1→3) besitzt eine ähnliche Verlegungsdichte, allerdings wächst mit grösser werdender Ansamm-

lung die durchströmte Länge, womit die Energieverluste steigen. Das heisst, je mehr Schwemmholz die Ansammlung erreicht, desto grösser wird der Unterschied in der Kapazität bzw. der Energieverluste der Verbindungen und folglich der der Wasserspiegellagen.

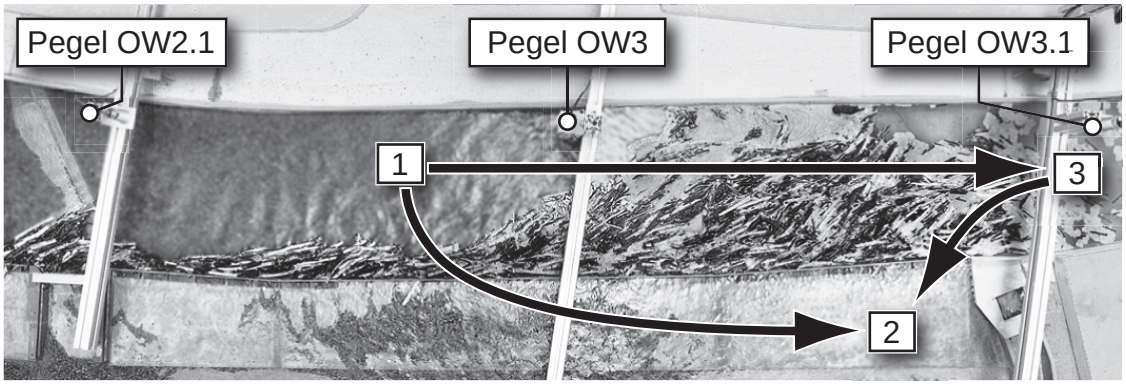


Abb. 6: Schwemmholzansammlung im hinteren Bereich der Matteschwelle zwischen Zähringer- (links) und Inseli-Grundablass (rechts); die Pfeile markieren den Weg des Wassers durch die Schwemmholzansammlung; die Zahlen werden im Folgenden zur Beschreibung verwendet.

Dies erklärt die abnehmenden Wasserspiegellagen der Pegel OW3.1, 4 und KW in der Abb. 5. Bei Schwemmholzmengen über 2'500 m^3 wird der Schwemmholzteppich so gross, dass das Wasser aufgrund der steigenden Energieverluste beim Durchströmen der Schwemmholzansammlung in den Kraftwerkskanal (1→3) eher über die Matteschwelle ins Unterwasser abgeleitet wird (1→2). Dadurch sinken die Wasserspiegellagen im Kraftwerkskanal.

4.3 Kritische Schwemmholzmenge

Um etwaige Schwemmholzkonzepte beurteilen zu können, ist der Einfluss der Schwemmholzmenge auf die Wasserspiegellagen von grosser Bedeutung. Die kritische Schwemmholzmenge ist dabei der Wert, bei dem sich die Höhe des Wasserspiegels signifikant ändert.

In Abb. 7 ist die Änderung der Wasserspiegellagen aufgrund einer Schwemmholzzugabe von je 250 m^3 bei konstantem Abfluss von $Q_{max, HW2005}$ = 605 m^3/s dargestellt. Die Wasserspiegellagen im mittleren und hinteren Bereich der Matteschwelle und im Kraftwerkskanal steigen bei der Zugabe von nur 250 m^3 um ca. 30 cm an. Jede weitere Zugabe von 250 m^3 Schwemmholz bewirkt lediglich einen Anstieg des Wasserspiegels von maximal 8 cm. Somit kann für die Situation an der Matteschwelle 250 m^3 Schwemmholz als kritische Schwemmholzmenge bezeichnet werden.

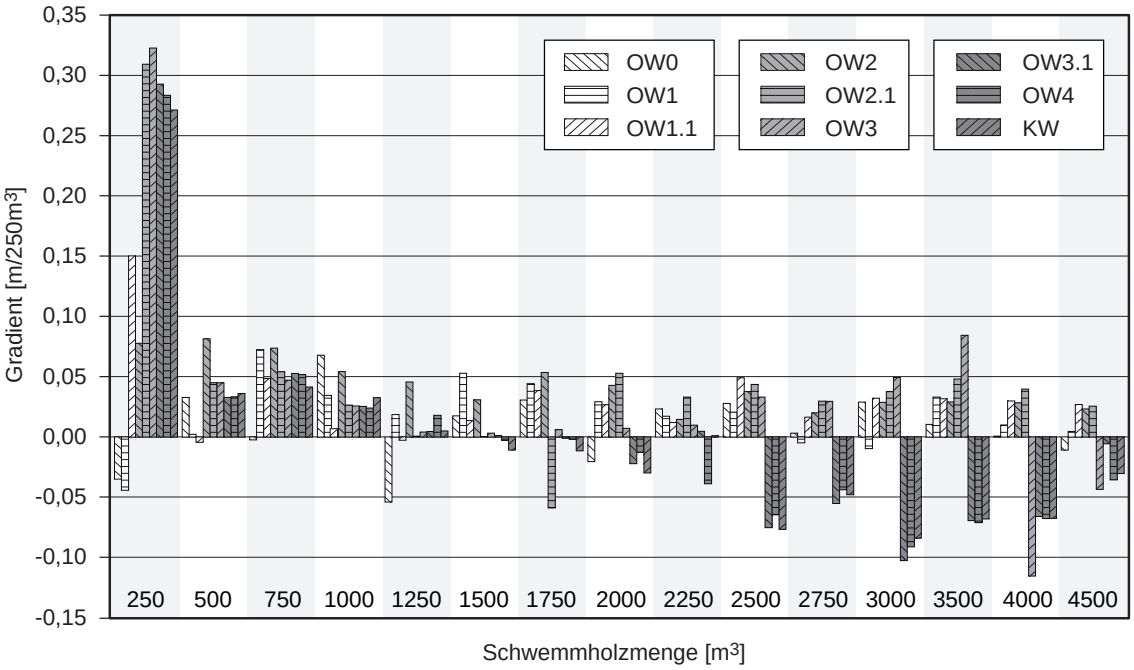


Abb. 7: Dargestellt ist die Änderung der Wasserspiegellagen in Abhängigkeit der Schwemmholzzugabe an allen neun Pegeln (vgl. Abb. 3). Die Balken geben die Änderung der Wasserspiegellage pro zusätzliche Schwemmholzzugabe von 250 m^3 an.

4.4 Schwemmholzleiteinrichtung

Die Leiteinrichtung ist in der Mitte des Oberwassers parallel zur Matteschwelle angeordnet und wird als Tauchwand ausgebildet (vgl. Abb. 8 und Abb. 9). Diese soll das ankommende Schwemmholz von der Matteschwelle fern halten, damit deren Abflusskapazität nicht reduziert wird.

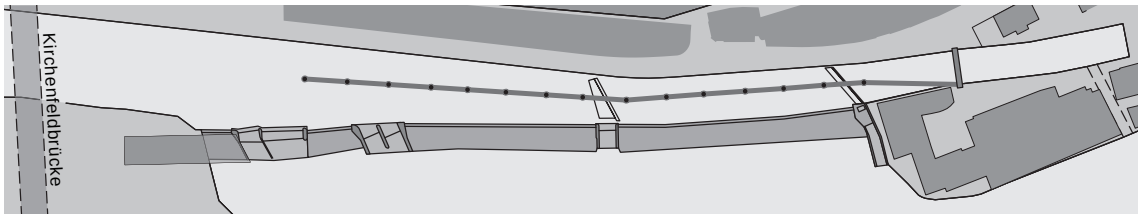


Abb. 8: Die Leiteinrichtung (graue, dicke Linie) ist in der Mitte des Oberwasserkanals parallel zur bestehenden Wehranlage der Matteschwelle angeordnet.

Aufgrund der oben beschrieben Prinzipien des Schwemmholztransports (vgl. Abschnitt 0) kann die Anordnung der Leiteinrichtung in der Mitte des Oberwasserkanals der Matteschwelle als zweckmässig beurteilt werden. Der grösste Teil des Schwemmholzes gelangt auf der linken Seite hinter die Leiteinrichtung und wird dann weiter in den hinteren Teil der Matteschwelle transportiert. Durch die Leiteinrichtung kann so im Mittel aller durchgeführten Versuche 56 % des ankommenden Holzes zurückgehalten werden. Die Kapazität der Wehranlage

bleibt zum Teil erhalten. Dadurch werden die Wasserspiegellagen im hinteren Bereich der Matteschwelle und im Kraftwerkskanal generell abgesenkt.



Abb. 9: Oberwasser der Matteschwelle vom linken Ufer mit Blick in Fliessrichtung; Leiteinrichtung im Oberwasser auf Pfählen gegründet; im Hintergrund die Matteschwelle mit den verschieden Wehren.



Abb. 10: Zwischen der Sohle und der Tauchwand aufgrund einer Holzverkeilung entstandene Holzansammlung (Fliessrichtung von rechts nach links).

Die Querströmung, unter der Leiteinrichtung hindurch, nimmt im hinteren Teil zu, sodass Holz unter der Leiteinrichtung hindurch gelangen kann. Zum einen verlegt dieses Holz dann weiterhin die Wehre der Matteschwelle und zum anderen kann es zwischen Gerinnesohle und der Tauchwand hängenbleiben und zu einer Holzansammlung führen, wie z. B. in Abb. 10 zu sehen.

Unter Umständen kommt es zur vollständigen Verklausung des Fliessquerschnitts zwischen dem linken Ufer und der Leiteinrichtung. Die Holzansammlungen bewirken, dass die Strömung stark umgelenkt wird. Es kommt in Folge dessen zu tiefen Kolken im Gründungsbereich des Ufers (bis zu 2 m) und zu lokalen Wasserspiegelanstiegen.

5 Zusammenfassung

Die komplexen Strömungsverhältnisse an der Matteschwelle in Bern wurden im hydraulischen Modell untersucht. Die Analyse des Schwemmholztransports in der Kurve der Aare und im Bereich der Matteschwelle zeigt, dass dieser den in der Natur beobachteten Prozessen sehr ähnlich ist.

Die Schwemmholzmenge ist entscheidend für die Veränderung der Wasserspiegellagen im Oberwasser der Matteschwelle. Die Analyse zeigt, dass eine sehr geringe Schwemmholzmenge zu einem signifikanten Wasserspiegelanstieg führt. Die während des Hochwassers 2005 angefallene Menge von 1'500 m^3 liegt in einem Bereich der Schwemmholzmenge, welcher für den hinteren Bereich der Matteschwelle den ungünstigsten Fall darstellt.

Die geprüfte Leiteinrichtung hält das Schwemmholz zurück und senkt im Vergleich zu den Versuchen ohne Leiteinrichtung den Wasserspiegel ab. Allerdings verändert der Schwemmholzrückhalt die Strömungsverhältnisse im Oberwasser der Matteschwelle, sodass es zu Strömungskonzentrationen kommt. Die auftretenden Probleme sind in ihrer Wirkung nicht immer gleich, deshalb wird empfohlen, nach Alternativen zu suchen. Eine Lösungsmöglichkeit stellt dabei die Erhöhung der Ufermauern im Oberwasser dar.

Adresse der Autoren

dipl.-Ing. Georg Möller
Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie
ETH Zürich
CH-8092 Zürich
E-Mail: moeller@vaw.baug.ethz.ch



dipl.-Ing. Daniela Nussle
Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie
ETH Zürich
CH-8092 Zürich
E-Mail: nussle@vaw.baug.ethz.ch



Prof. Dr.-Ing. Hans-Erwin Minor
Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie
ETH Zürich
CH-8092 Zürich
E-Mail: minor@vaw.baug.ethz.ch





Schwemmholz: Strategien und Perspektiven

O. Overney, G. R. Bezzola

1 Einführung

1.1 Schwemmholz: ökologische Vielfalt und Gefahren

Das Holz in Fliessgewässern trägt zur ökologischen und morphologischen Vielfalt bei. (Maridet et al., 1996). Bäume und Sträucher stabilisieren steile Einhänge und Bachufer, beschatten das Bett des Fliessgewässers und bieten der Tierwelt Lebensraum und Nahrung. Totholz im Bach- oder Flussbett schafft mannigfaltige Formen, welche insbesondere in der Lage sind, den Abfluss zu verlangsamen oder Turbulenzen zu erzeugen. Der Tierwelt bietet es auch Schutz und Nahrungsquelle.

Bei Hochwasser können das Totholz im Bett des Fliessgewässers mitgenommen und lebende Bäume am Ufer durch Erosion mitgerissen werden. Je nach Stärke des Hochwassers wird ein Teil dieses Schwemmholzes weggeführt. Es sammelt sich an Ort und Stelle an oder bleibt nach dem Hochwasser im Bett des Fliessgewässers liegen. Leider kann es sich auch in grossen Mengen anhäufen und an Stellen mit ungenügendem Abflussprofil Verklausungen verursachen.

1.2 Schwemmholzmanagement

Die Holzmengen innerhalb und am Rand der Wasserläufe sind enorm. Nachhaltigkeit bedingt auch hier die Festlegung von Prioritäten: Wegräumen aus Sicherheitsgründen und mit vertretbarem Aufwand; Liegenlassen aus ökologischen Überlegungen; Verwertung, wo es sich wirtschaftlich lohnt.

Beim Umgang mit Schwemmholz sind die rechtlichen Aspekte ausschlaggebend. Dafür tragen verschiedene Stellen die Verantwortung. Der Unterhalt der Wasserläufe obliegt den Kantonen. Diese delegieren ihn manchmal an die Gemeinden, an Korporationen oder gar an die Anlieger. Das Bundesrecht verpflichtet die Kantone, die Schifffahrt auf den Seen zu gewährleisten, was dort das Einsammeln von Schwemmholz mit einschliesst. Die Eigentümer von Wasserwerken sind ebenfalls verpflichtet, alles Schwemmholz wegzuräumen, das die Umgebung ihrer Anlagen erreicht.

Die Wegleitung "Hochwasserschutz an Fliessgewässern" (BWG, 2001) behandelt das Schwemmholz nur am Rande. Erfahrungen mit den riesigen Schwemmholzmengen nach den Unwettern vom August 2005 zeigen die Notwendigkeit, seitens des Bundes allgemeine Grundsätze zu formulieren.

2 Schwemmholzprozesse

2.1 Herkunft

Schwemmholz kann beispielsweise aufgrund seines vegetativen Zustandes (Frischholz, Totholz), der Art des vorausgegangenen Ereignisses (Lawinenholz, Sturmholz), des Verwendungszwecks (Bauholz, Industrieholz, Energieholz, Nutzholz) oder gewisser biologischer Eigenschaften (Laubholz, Nadelholz, Hartholz, Weichholz) unterschieden werden. Bei der Verfrachtung erleidet das Holz selber erhebliche Schäden und Abnützung. Es ist deshalb schwierig, im Schwemmholzinventar allzu viele Kategorien zu bilden. Bei der Analyse der Hochwasserereignisse wurden die drei Kategorien Frischholz, Totholz und Industrieholz festgehalten, wobei mit Industrieholz das aufgerüstete Holz auf Lagern und das verbaute Holz gemeint sind.

Durch Böschungserosion gelangt Holz bei Hochwasser direkt ins Fliessgewässer. Grosse Holzmengen stammen in erster Linie von den unmittelbar angrenzenden Wäldern und Baumgruppen. Durch geeigneten Unterhalt der Ufervegetation kann die Art und Menge des durch Böschungserosion freigelegten Holzes wenigstens teilweise verringert werden. Industrieholz kann dann durch Böschungserosion mitgerissen werden, wenn es am Ufer des Gewässers gelagert ist. Da früher die Wasserkraft für den Betrieb von Sägereien unerlässlich war, befinden sich heute immer noch viele von ihnen in unmittelbarer Nähe der Fliessgewässer.

Sowohl auf bewaldeten als auch auf grossen überbauten Flächen kann am Boden liegendes oder verbautes Holz durch die Flutwellen mitgerissen werden. Namentlich in Bauzonen werden neben Holz auch verschiedenste andere leichte Materialien mobilisiert.

Die Prozesse, welche das mitverfrachtete Holz mobilisieren, stehen in unmittelbarem Zusammenhang mit dem Wildbach (Erosion, Abrutschen einer Böschung, Murgang), können aber auch weiterreichende Ursachen haben (Hangrutschung, …). Hangbewegungen können zu einem grossen Teil auch längerfristige und grössere Ereignisse zugrunde liegen (Beispiel Hochwasser August 2005).

2.2 Mengen

Die Abschätzung der Menge des durch ein Hochwasser mitgeführten Holzes ist extrem schwierig. Es ist praktisch unmöglich, jenes Holz einigermassen zu quantifizieren, das nur auf kurze Distanz verfrachtet und dann im Flussbett oder im Bereich eines Wildbaches zurückgeblieben ist. Immerhin zeigen Untersuchungen auf einigen Bachabschnitten nach den Überschwemmungen vom August 2005, dass weniger als 10% des bereits vorher im Bachbett vorhandenen Holzes während eines Hochwassers weiter transportiert worden sind (Waldner et al., 2007). Wird das Holz in einem grossen Wasserlauf verfrachtet und endet es in einem See oder auf einem Haufen, so ist es wesentlich einfacher, eine mengenmässige Übersicht zu erstellen. Dank der Beaufsichtigung der Massnahmen durch die Kantone ist es möglich, seit 1978 über die grösseren Ereignisse Buch zu führen (Abb. 1).

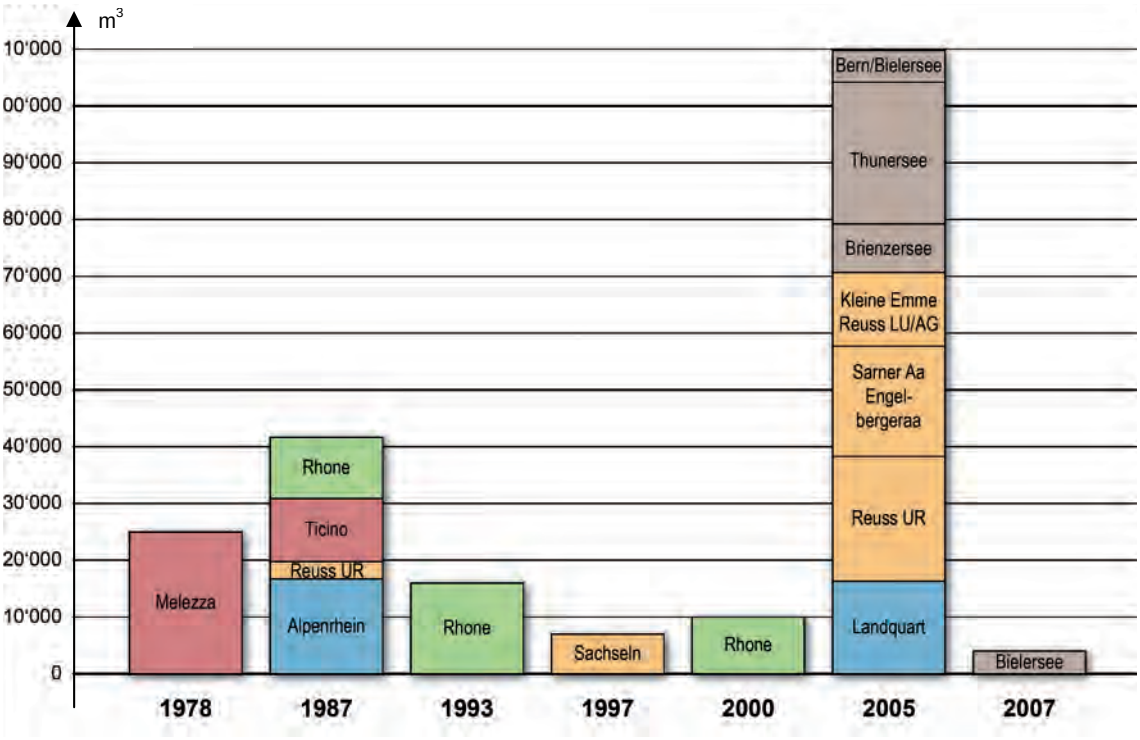


Abb. 1: Grössere Hochwasser 1978-2007: Geräumte Holzmengen nach Einzugsgebieten (Datenquellen: Rickenmann 1997, BWW 1998, BWG 2002, Waldner et al. 2007, Bieler Tagblatt 2007).

Die Statistik zeigt, dass aus einem einzelnen Einzugsgebiet bei einem einzigen Ereignis ohne weiteres mehr als zehntausend m^3, ja bis zu 25'000 m^3 Holz anfallen können (Melleza 1978, Reuss und Thunersee 2005). Im Weiteren wird festgestellt, dass aus ein und demselben Einzugsgebiet bei drei aufeinander folgenden Ereignissen – Rhone 1987, 1993, 2000 – jedes Mal ganz beträchtliche Holzmengen mitgeführt werden können.

2.3 Aufteilung

Hinsichtlich Herkunft des Holzes bei einem bestimmten Ereignis gibt es im Vergleich der Einzugsgebiete grosse Unterschiede. Bei den Hochwassern vom August 2005 (Abb. 2) schwankte der Anteil Frischholz beträchtlich. Er war überall allgemein sehr hoch und stets grösser als 50% (Waldner et al., 2007). Dieser grosse Anteil Frischholz steht in direkter Beziehung zu den wichtigen Erosionsprozessen an den Einhängen der Gewässer.

In bewaldeten Einzugsgebieten mit vorgängigen Unwetter- und Käferschäden im Wald gibt es beim Schwemmholz keine erheblich grösseren Anteile Totholz. Aber auch der Anteil Käferholz im Schwemmholz ist kleiner als beim Holz, das im Wald zurückbleibt. Dies gibt mindestens einen Hinweis darauf, dass über die einzelnen Einzugsgebiete als Ganzes gesehen, das Schwemmholz nicht in erster Linie aus Waldschadengebieten stammt.

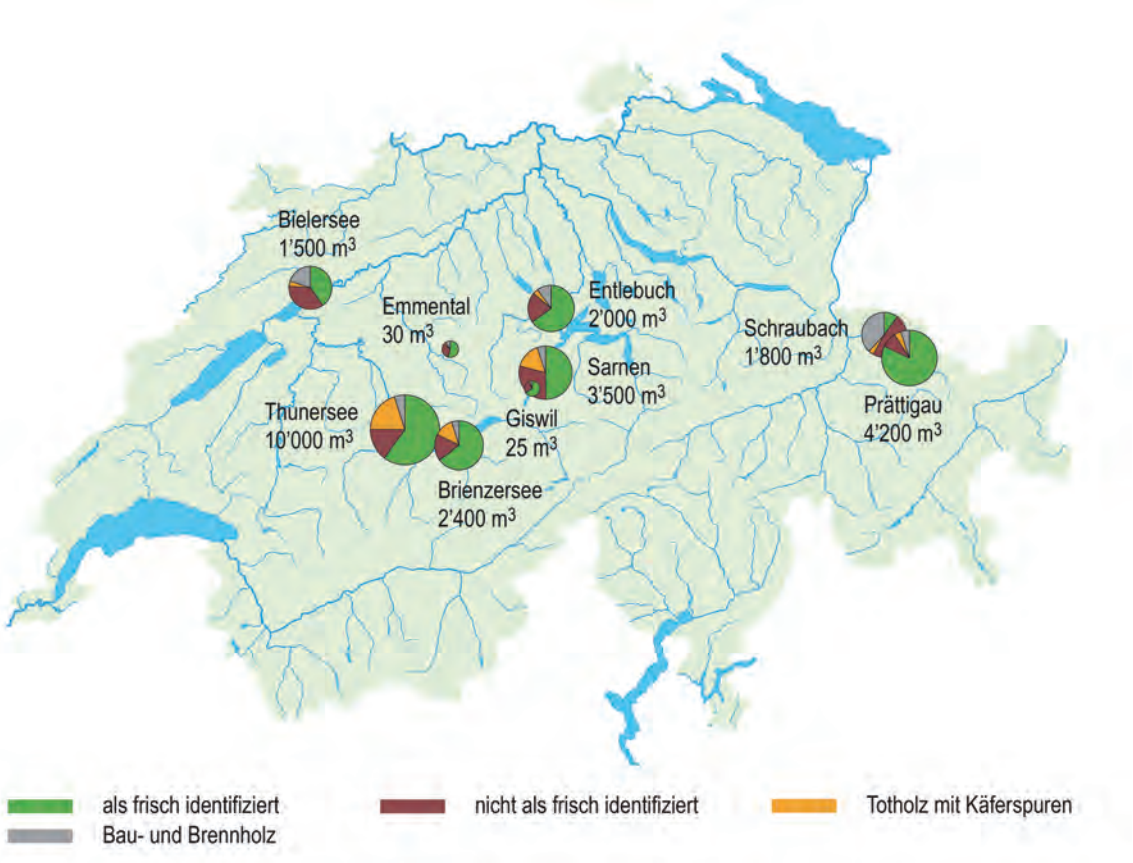


Abb. 2: Hochwasser 2005: Aufteilung des Schwemmholzes nach Herkunft und Einzugsgebiet (aus Waldner et al. 2007).

Der Anteil Industrieholz (gelagertes oder verbautes Holz) bleibt untergeordnet und übersteigt pro Ereignis nie ein Drittel des Gesamtvolumens. Selbst wenn

die Menge gesamtschweizerisch unbedeutend ist, kann sie örtlich stark ins Gewicht fallen.

2.4 Gefahren

Schwemmholz stellt so lange keine besondere Gefahr dar, als es im näheren Bereich des Fliessgewässers bleibt, wo es abgelagert, gelegentlich bewegt und wieder deponiert worden ist. Das Vorhandensein von Totholz in einem Fliessgewässer muss deshalb nicht zum vornherein als eine Gefahrenquelle betrachtet werden.

Bedeutende Holzansammlungen an Stellen mit ungünstigem Wasserabflussprofil können zu Verklausungen führen, welche manchmal ein seitliches Überschwappen verursachen. Bevorzugte Stellen für Verklausungen sind Brückendurchlässe. Manchmal sind die Auswirkungen so unheilvoll, dass selbst die Stabilität dieser Werke beeinträchtigt wird. Schwellen und Bachsperren können durch Holzansammlungen in ihrer Funktionstüchtigkeit ebenfalls beeinträchtigt sein, sodass auch von dort seitliche Überflutungen ausgehen.

Wenn das seitlich austretende Wasser unterhalb des Hindernisses nicht mehr ins Bach- oder Flussbett zurückfliessen kann, entstehen manchmal sehr ausgedehnte Überflutungen und Überschwemmungen. Solche Situationen entstehen vor allem dort, wo eine Brücke den Bach oberhalb eines Schwemmkegels überquert. Bei einer Verklausung verzweigt sich das seitlich abfliessende Wasser, und der Bach ändert seine Fliessrichtung auf dem Kegel. Bei Verklausungen an Flüssen in flachen Lagen kann das Wasser den ganzen Schwemmbereich, ja selbst die ganze Geländekammer überfluten.

Gelangt viel Schwemmholz in einen See, so entsteht ein Risiko für die Schifffahrt. Dann sind weder Einzelpersonen noch Gebäulichkeiten unmittelbar gefährdet. Vielmehr steht. die Sicherheit für die Schiffe auf dem Spiel. Dies hat Konsequenzen für die Erholung und den Tourismus, aber auch für den Gütertransport auf stehenden Gewässern.

3 Strategien und Massnahmen

3.1 Vorbeugung

Die für die Schweiz geltende Wegleitung zum Hochwasserschutz an Fliessgewässern enthält praktisch keine Angaben zum Umgang mit Schwemmholz (BWG 2001). Sie setzt das Schwergewicht auf eine vorbeugende Strategie, d.h. auf das Erkennen von Mängeln bei der Sicherheit und bei der Ökologie, auf die Behebung von entsprechenden Mängeln durch geeignete Planung und Unterhalt und gegebenenfalls auf wirtschaftlich vertretbare bauliche Massnahmen.

Dass das Schwemmholz höchstens am Rande erwähnt wird, erklärt sich vor allem durch den allgemeinen Charakter dieser Wegleitung (kein einziger Prozess wird im Detail behandelt), aber auch durch den ungenügenden Wissensstand über die Abläufe im Zusammenhang mit Schwemmholz. Da Hochwasser und Schwemmholz nicht voneinander getrennt werden können, sollte die Hochwasserstrategie unter Berücksichtigung der Besonderheiten des Schwemmholzes aus folgenden Gründen erweitert und angepasst werden:

- Totholz hat eine positive ökologische Funktion und soll dort im Fliessgewässer belassen bleiben, wo keine anderen Interessen überwiegen,
- solange Schwemmholz ungehindert durchfliessen kann, stellt es kein Problem für die Sicherheit dar,
- die Beseitigung von Schwachstellen ist einfacher als die vollständige Überwachung der Gebiete, aus welchen das Holz herkommt,
- die Anhäufung von Schwemmholz wird dort schnell problematisch, wo man sie nicht wünscht aber auch nicht in den Griff bekommen kann.

Der Grundsatz aus dem Hochwasserschutz, wonach das Wasser nach Möglichkeit zurückgehalten und bei Bedarf zur Entlastung umgeleitet werden soll, ist im Hinblick auf das Schwemmholz umzukehren (Abb. 3).

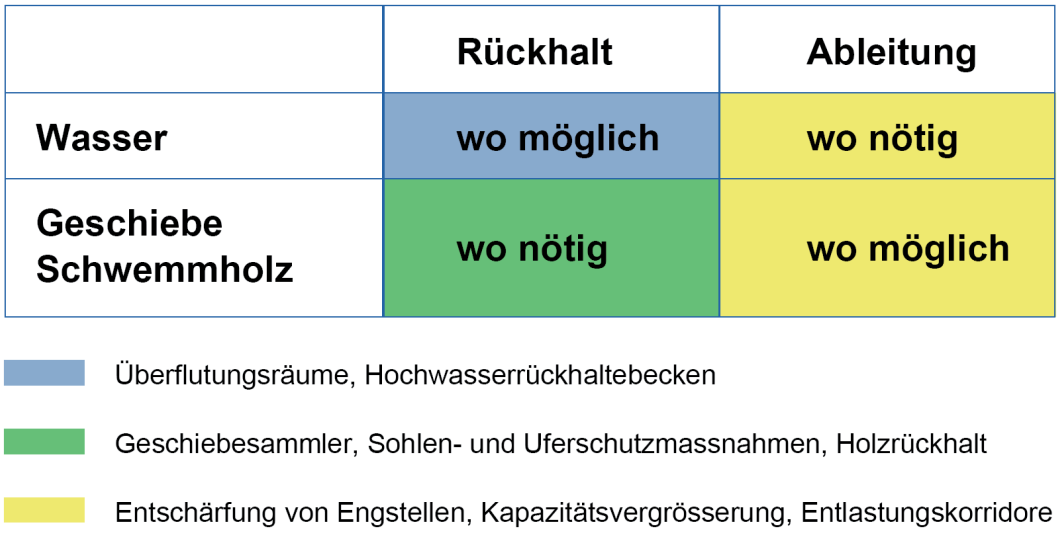


Abb. 3: Strategie für das Schwemmholz.

Rückhalt und Beseitigung von Schwemmholz müssen wohl überlegt sein, insbesondere auch unter Berücksichtigung der Möglichkeit eines Verklausungsrisikos in einem weiter unten liegenden Abschnitt des Fliessgewässers. Besteht kein derartiges Risiko, so ist dem Weitertransport des Schwemmholzes der

Vorzug zu geben. Ausserdem sollte dann das Schwemmholz aus ökologischen Gründen eher im Fliessgewässer zurückbleiben.

Aus Gründen von Sicherheit, Wirtschaftlichkeit und Ökologie sollten sich der Rückhalt und die Entfernung von Schwemmholz auf das absolut Notwendige beschränken, Weitertransport (Ableitung) ist grundsätzlich vorzuziehen. Dies hat Konsequenzen für den Bau und Unterhalt von Werken, welche unmittelbar vom Schwemmholz betroffen sind.

3.2 Unterhaltsmassnahmen

Gemäss Bundesgesetz über den Wasserbau ist der Unterhalt der Fliessgewässer eine vorrangige Massnahme zur Verminderung von Gefahren. Dazu zählen ebenso Gefahren im Zusammenhang mit Schwemmholz, da ein erheblicher Teil dieses Holzes der Auenvegetation und dem Totholz im Bach- und Flussbett entstammt. Die zweckmässige Pflege dieser Vegetation gestattet es, ein genügend grosses Abflussvermögen sicherzustellen und die Verfrachtung von Tot- und Frischholz zu verringern.

Dieses Zugeständnis an den Unterhalt soll aber keinen Freipass für die vollständige Räumung des Holzes entlang des Fliessgewässers darstellen. Dies wäre nicht nur finanziell unverhältnismässig, sondern auch ökologisch wenig opportun und nachteilig für die Stabilisierung der Gewässereinhänge. Ganz im Gegenteil, der Unterhalt soll sich auf heikle Abschnitte mit Hindernissen konzentrieren, an welchen Verklausungen entstehen könnten.

Die Unterhaltsmassnahmen sollen sich auf eine langfristige Planung abstützen, welche sowohl ökologische als auch wasserbauliche Objekte mitberücksichtigt. Punktuelle Eingriffe anlässlich eines Hochwassers vermögen langfristig die Sicherheit nicht zu verbessern, wenn sie nicht nachher durch weitere Massnahmen ergänzt werden. Folgende wichtigen Elemente gehören zum Unterhaltsplan eines Fliessgewässers:

- Unterteilung in homogene Abschnitte,
- abschnittsweise Feststellung der hydraulischen Engpässe (Brücken, Schwellen, ...),
- abschnittsweise Festlegung der ökologischen Ziele und Vorhaben,
- abschnittsweise Darstellung des Idealzustandes der Vegetation und Bestimmung der Stellen, an denen sich Totholz ansammeln kann,
- Massnahmenplan und Zeitplan für die Eingriffe.

Die Erstellung eines Unterhaltsplans wie auch die Ausführung der Massnahmen sind Gemeinschaftsaufgaben (Gemeinde, Schwellenkorporation). Da

Schwemmholz eventuell auch Grundstücke ausserhalb des gemeinschaftlich betreuten Perimeters negativ beeinflussen kann, besteht entsprechender Klärungsbedarf sowohl auf der Stufe Planung als auch bei der Mitverantwortung und bei der Mitfinanzierung. Klare Vereinbarungen über ein ganzes Einzugsgebiet eines Gewässers erweisen sich für die Koordination und die Planung dieser Art von Aufgaben als besonders nützlich. Diese Planungsstufe hat für den Umgang mit Schwemmholz einen sehr hohen Stellenwert.

3.3 Bauliche Massnahmen

Zu den baulichen Massnahmen zählen Vorkehrungen zur Verhinderung von Verklausungen wie auch Auffangvorrichtungen für das Holz.

Da Verklausungen meistens oberhalb von Brücken entstehen, gibt es zahlreiche Möglichkeiten, diese so auszugestalten, dass der Durchfluss von Schwemmholz erleichtert wird. Die einfachste, stets gut gemeinte aber oft nicht beachtete Massnahme besteht darin, auf Hindernisse jeglicher Art – Brüstungen, Durchlässe etc. – innerhalb des Durchflussprofils vollständig zu verzichten. Es kommt auch vor, dass Brücken ohne Rücksicht auf die Anforderungen an den Hochwasserschutz verbreitert werden, weil die Interessen des Verkehrs Vorrang haben.

Anpassungen bestehender Brücken umfassen vorwiegend Ausstaffierungen, damit das Holz nicht an herausragenden Teilen (Träger etc.) hängenbleibt. Derartige Ausbesserungen beschränken sich auf bergseitige Teile (z.B. bei kleinen Betonbrücken) oder auf stark herausragende Elemente, können aber auch die ganze Brücke umfassen.

Wo die Ausbesserung nicht ausreicht, ist es angezeigt, die Brücke abzuändern, beispielsweise indem das Durchflussprofil vergrössert wird. Derartige Vergrösserungen wirken sich auf die Strassengeometrie aus und könnten in Siedlungsgebieten auf Schwierigkeiten stossen. In solchen Fällen käme eventuell eine Ziehbrücke in Frage, wie sie jene über die Saltina in Brig als eines der bekanntesten Beispiele darstellt.

Als wichtigste bauliche Massnahme zur Verminderung der Folgen von Schwemmholz fällt - neben der Anpassung von Durchlaufwerken - die Erstellung von Auffangvorrichtungen in Betracht. Dabei geht es im Allgemeinen um die Ergänzung eines Beckens mit einer Rückhaltevorrichtung für Holz: Rost, Rechen, Hängewand, Netz oder Kombinationen davon (Lange et Bezzola, 2006). Seit über einem Jahrzehnt sind zahlreiche derartige Einrichtungen installiert worden. Die damit gemachten Erfahrungen gestatten es heute, der Situation angepasste Lösungen zu wählen und die Werke entsprechend zu dimensionieren.

In Anbetracht der verbleibenden Unsicherheiten zu den Szenarien (Holzmenge, Eigenarten) bedarf es für die Sicherheit stets einer Überdimensionierung. Anders ausgedrückt, wo auch immer eine Rückhaltevorrichtung zur Verringerung des Risikos beiträgt, kann dieser Erfolg nie genau quantifiziert werden und es verbleibt ein Restrisiko, das mitberücksichtigt werden muss.

3.4 Interventionsmassnahmen

Interventionsmassnahmen anlässlich eines Hochwasserereignisses dienen dazu, den Unterhalt und die bauliche Vorsorge dort zu unterstützen, wo diese allein für den reibungslosen Transport des Schwemmholzes nicht ausreichen. In der Tat dürfte es wohl kaum gelingen, alles Holz im ganzen Einzugsgebiet dauernd in den Griff zu bekommen, umso mehr, als durch seitliche Erosionen und Hangrutschungen auch ausserhalb des engeren Bereichs des Fliessgewässers Holz mobilisiert werden kann. Andererseits ist das Fassungsvermögen der Auffangvorrichtungen bei einem Grossereignis zu klein, zurückzuführen namentlich auf die grossen Unsicherheiten bei deren Dimensionierung.

Damit die Interventionsmassnahmen ihre maximale Wirkung erzielen, sind sie zum voraus gebührend zu planen. Sie sollen sich auf die Schwachstellen konzentrieren oder auch dort ansetzen, wo das grösste Schadenpotential vorliegt. Da jede Intervention mit entsprechenden Gefahren verbunden ist, will sie hinsichtlich Material und zusätzlicher Einrichtungen sehr gut vorbereitet sein.

4 Schlussfolgerungen

Die Bewältigung von Schwemmholz beruht auf den gleichen Grundsätzen wie der Umgang mit Hochwasser: oberste Priorität haben vorsorgliche Unterhalts- und Planungsarbeiten. Bauliche Massnahmen haben lediglich unterstützenden Charakter. Der Unterhalt ist ganz wesentlich, weil damit die Ursachen angegangen und deren Einfluss begrenzt werden können. Bauliche Vorkehrungen beinhalten die Anpassung von Brücken und weiteren Durchflussbereichen wie auch die Ausführung von Rückhaltevorrichtungen. Wegen der grossen Unsicherheiten betreffend Schwemmholz spielen für die Verminderung des Risikos die direkten Interventionen während eines Ereignisses eine entscheidende Rolle.

5 Zusammenfassung

Bäume und Sträucher prägen das natürliche Bild eines Fliesgewässers und tragen entscheidend zu dessen ökologischer (Lebensraum) und hydraulischer Funktionstüchtigkeit (Stabilität der Böschungen) bei. Hochwasser vermögen manchmal recht ansehnliche Mengen Schwemmholz mitzuführen und diese an engen Stellen (Brücken, Bachverengungen, Sperren, …) oder in Seen abzulagern. Die Analyse der Hochwasser vom August 2005 hat eindrücklich aufgezeigt, dass durch das seitliche Überschwappen an Engnissen wegen Verklausungen und anschliessender Überflutungen ein sehr grosses Gefahrenpotential wie auch ein Risiko für die Schifffahrt entsteht.

Schwemmholz an und für sich stellt kein eigentliches Problem dar, da ja Stämme, Strünke und Äste einfach talwärts schwimmen und an den Böschungen wie auch im Gerinne selber wenige Schäden hervorrufen. Da aber der Transport an engen Stellen (Brücke, Eindolung, Durchlass) wegen der reduzierten Durchflusskapazität unterbrochen wird, entstehen Verklausungen, denen das Wasser durch seitliches Überschwappen ausweicht. Wenn sich das Schwemmholz an einer flache Stelle (See) ansammelt, beeinträchtigt es die Schifffahrt.

Die Bewältigung des Schwemmholzes beruht auf den gleichen Grundsätzen wie der Umgang mit Hochwasser: oberste Priorität haben vorsorgliche Unterhalts- und Planungsarbeiten. Bauliche Massnahmen haben lediglich unterstützenden Charakter. Der Unterhalt ist ganz wesentlich, weil damit die Ursachen angegangen und deren Einfluss begrenzt werden können. Bauliche Vorkehrungen beinhalten die Anpassung von Brücken und weiteren Durchflussbereichen wie auch die Ausführung von Rückhaltevorrichtungen. Wegen der grossen Unsicherheiten betreffend Schwemmholz spielen für die Verminderung des Risikos die direkten Interventionen während eines Ereignisses eine entscheidende Rolle.

Der Grundsatz der Wegleitung des Bundes betreffend Hochwasserschutz an Fliessgewässern, "Belassen, wo es möglich ist - Umleiten, wo es notwendig ist", lässt sich auf das Hochwasser anwenden. Für das Schwemmholz muss er umgekehrt werden: "Herausnehmen, wo es möglich ist – Belassen, wo es notwendig ist". Die Beförderung des Schwemmholzes bietet nämlich nur geringe Schwierigkeiten, und Ansammlungen müssen nur an gewissen kritischen Stellen verhindert werden.

Referenzen

Bieler Tagblatt online (2007): http://www.bielertagblatt.ch/News/Region/88867/?searchText=a5 (abgefragt am 19.08.2007).

Bundesamt für Wasser und Geologie (2001): Hochwasserschutz an Fliessgewässern, Wegleitung des BWG, Biel.

Bundesamt für Wasser und Geologie (2002): Hochwasser 2002 - Ereignisanalyse / Fallbeispiele. Berichte des BWG, Serie Wasser, Nr. 2, Biel.

Bundesamt für Wasserwirtschaft (1998): Ereignisdokumentation Sachseln - Unwetter vom 15. August 1997. Studienbericht Nr. 8 des BWW, Bern.

Lange, D. et Bezzola, G.R. (2006): Schwemmholz: Probleme und Lösungsansätze, Mitteilung VAW, Nr. 188, S. 1 - 125.

Maridet, L., Piégay H., Gilard O. et Thévenet A. (1996): L'embâcle de bois en rivière: un bienfait écologique? Un risque naturel? La Houille Blanche, n°5.

Rickenmann D. (1997): Schwemmholz und Hochwasser. wasser, energie, luft 89(5/6), 115-119

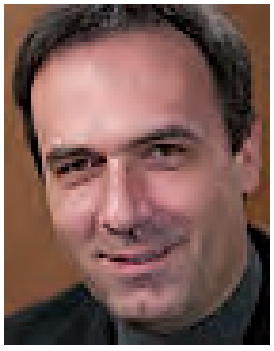
Waldner, P., Rickli C., Köchli D., Usbeck T., Schmocker L., Sutter F. (2007): Teil 9 – Schwemmholz, in: Ereignisanalyse Hochwasser 2005, Bundesamt für Umwelt BAFU, Eidgenössische Forschungsanstalt WSL, Umwelt-Wissen Nr. 0707, S. 181 - 193.

Adresse der Autoren

dipl. Ing. EPF Olivier Overney
Sektionschef
Bundesamt für Umwelt
Abteilung Gefahrenprävention
CH-3003 Bern
E-Mail: olivier.overney@bafu.admin.ch



dipl. Bauing. ETH Gian Reto Bezzola
Sektionschef
Bundesamt für Umwelt
Abteilung Gefahrenprävention
CH-3003 Bern
E-Mail: gianreto.bezzola@bafu.admin.ch





Wirksamkeit von Geschiebesammlern während des Hochwassers im August 2005

M. Promny und G. Möller

Kurzfassung

Im August 2005 führte ein Starkniederschlagsereignis am zentralen Alpennordrand zu sehr grossen Abflussmengen. In kleinen, steilen Einzugsgebieten wurden zahlreiche Geschiebesammler mit grossen Mengen an Geschiebe und Schwemmholz beaufschlagt. Im Rahmen der vom Schweizerischen Bundesamt für Umwelt (BAFU) beauftragten Ereignisanalyse wurde an der Versuchsanstalt für Wasserbau eine Analyse des Verhaltens solcher Bauwerke durchgeführt (VAW, 2008). Die dazu getroffene exemplarische Auswahl umfasst 17 Geschiebesammler aus 5 Kantonen. Es wurde festgestellt, wie gross die Belastung der einzelnen Geschiebesammler war, wie diese funktioniert haben und wo etwaige Defizite aufgetreten sind. Die untersuchten Bauwerke haben überwiegend wie projektiert funktioniert und stellen weiterhin sehr wichtige Schutzeinrichtungen dar.

Einleitung

Bis Mitte August 2005 sind in den nördlichen Voralpen der Zentral- und Ostschweiz bereits über 75 % der durchschnittlichen August-Regenmenge gefallen. Das folgende Starkniederschlagsereignis (vgl. Bezzola und Hegg, 2007, Kapitel 1) traf auf den vorbelasteten Boden und konnte grosse Mengen an Geschiebe und Schwemmholz mobilisieren.

Am Ende kleiner, steiler Einzugsgebiete sind vor dem Zufluss in den Vorfluter häufig Geschiebesammler angeordnet. Diese haben je nach Charakteristik des Einzugsgebietes unterschiedliche Anforderungen zu erfüllen. So gibt es beispielsweise Bauwerke, die speziell auf Murgangsereignisse ausgelegt sind und solche, die ebenfalls zum Rückhalt von Schwemmholz dienen. Eine Typologie und Gestaltungsbeispiele finden sich z. B. in Armanini et al. (1991). Für Hinweise zur Bemessung sei hier auf Böll (1997) verwiesen.

Allgemein bestehen Geschiebesammler aus einem Absperrbauwerk, an dem Durchlässe angeordnet sind, welche häufig mit Rechen versehen werden. Im Hochwasserereignis sorgt das Bauwerk für einen Aufstau des Abflusses im Rückhalteraum, woraufhin das Geschiebe von der Stauwurzel ausgehend ab-

gelagert wird. Das potenzielle Rückhaltevolumen wird von der Topografie und vor allem vom Verlandungsgefälle der Geschiebeablagerungen bestimmt. Ein oder mehrere Entlastungsquerschnitte stellen die Abfuhr des Abflusses sowie des Geschiebes nach Vollfüllung des Rückhalteraumes sicher (Abb. 1).

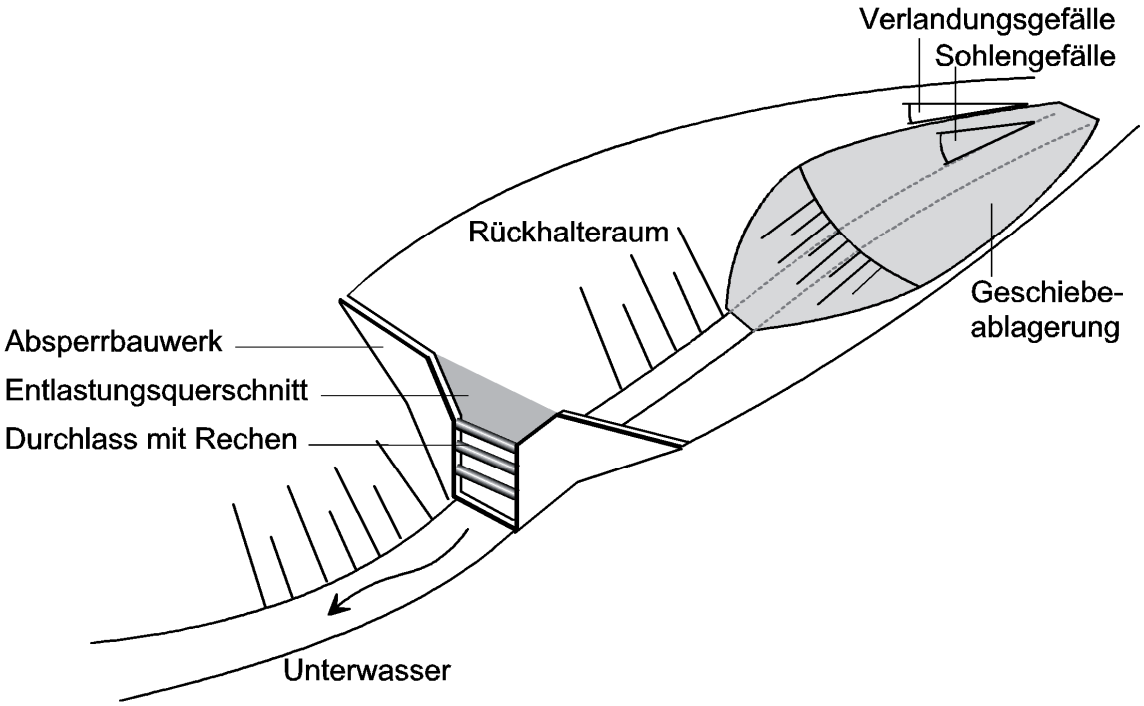


Abb. 1: Prinzipskizze eines Geschiebesammlers

Zusätzlich im Rückhalteraum angeordnete Einbauten, wie zum Beispiel Rechen, Tauchwände oder Vorsperren, können die gleichmässige Auslastung des Rückhaltevolumens sowie den Schwemmholzrückhalt begünstigen.

Die Geschiebesammler liegen meist entlegen und die auftretenden Ereignisse dauern nur wenige Stunden. Das im Aufbau befindliche Messnetz der Gruppe für operationelle Hydrologie (GHO) leistet einen wichtigen Beitrag zur Verbesserung der Dokumentation von solchen Ereignissen (Lehmann et al., 2007).

Für die an der VAW durchgeführte vertiefte Ereignisanalyse wurden insgesamt 17 Geschiebesammler aus 5 Schweizer Kantonen ausgewählt. Die Kriterien für die Auswahl waren eine hohe Beaufschlagung und eine hinreichende Dokumentation des Ereignisses.

In Abb. 2 ist eine geografische Übersicht der Standorte der ausgewählten Geschiebesammler gegeben. Grundlage der Analyse sind die Ereignisdokumentationen der Kantone, die StorMe-Protokolle sowie die Beobachtungen verschiedener Personen und Organe (z. B. Feuerwehren) während des Ereignisses.

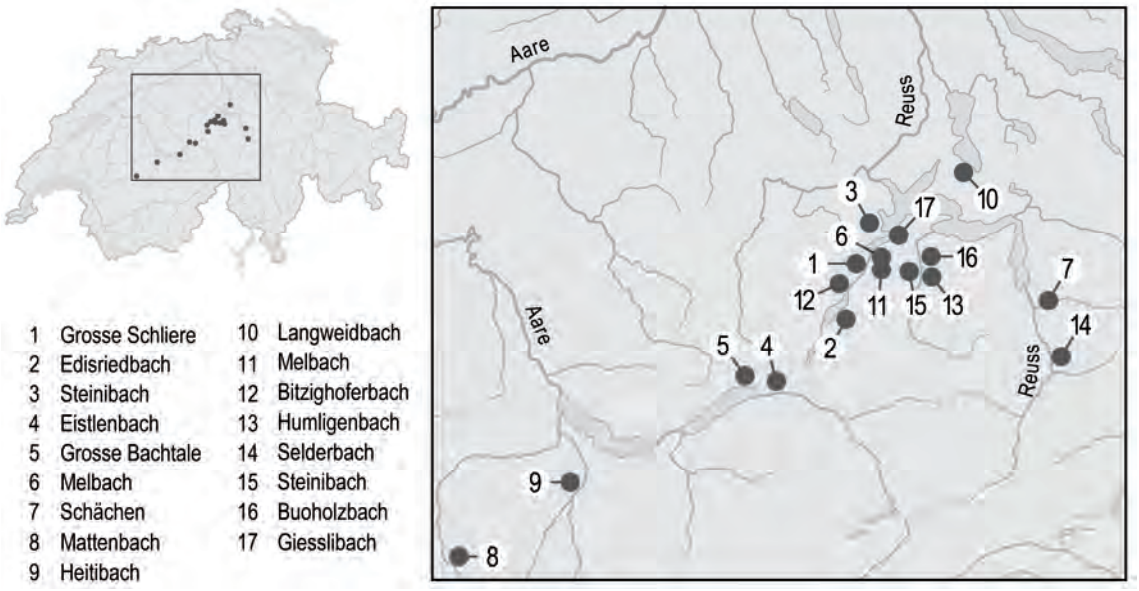


Abb. 2: Geografische Übersicht der in die Analyse einbezogenen Geschiebesammler (Kartengrundlage: Digitale Übersichtskarte der Schweiz, K606-01 © 2004 swisstopo)

Beaufschlagung der Geschiebesammler

Für die untersuchten Fallbeispiele wurden die Kenngrössen potenzielle Kapazität, Zufuhr während des Ereignisses sowie die der tatsächliche Rückhalt bestimmt. Aus den Kenngrössen wurden folgende Beurteilungskriterien gebildet:

$$\text{relative Zufuhr} = \frac{\text{Zufuhr}\,[\text{m}^3]}{\text{potenzielles Rückhaltevolumen}\,[\text{m}^3]} \cdot 100\,[\%]$$

$$\text{relativer Rückhalt} = \frac{\text{Rückhalt}\,[\text{m}^3]}{\text{potenzielles Rückhaltevolumen}\,[\text{m}^3]} \cdot 100\,[\%]$$

In Abb. 3 sind für die untersuchten Geschiebesammler die ermittelten Beurteilungskriterien relative Zufuhr und relativer Rückhalt dargestellt.

Sieben der untersuchten Geschiebesammler sind während des Ereignisses 2005 mit einer Zufuhr beaufschlagt worden, welche kleiner als das potenzielle Rückhaltevolumen ist (vgl. Abb. 3). Bis auf einen Fall, den Geschiebesammler am Schächen (Bürglen UR), haben diese nicht überlasteten Geschiebesammler wie vorgesehen funktioniert und den angestrebten Schutz geboten. Die Wirkung des Sammlers am Schächen wird in Abschnitt 3.3 erläutert.

Zehn der untersuchten Bauwerke verzeichneten während des Hochwasserereignisses von 2005 eine Zufuhr, welche gleich bzw. höher als das potenzielle Rückhaltevolumen war (vgl. Abb. 3).

Die drei untersuchten Bauwerke, welche eine deutliche Überlastung erfahren haben, konnten sogar mehr Geschiebe als projektiert zurückhalten. Der Grund hierfür ist, dass bei hohen Ereignisintensitäten teilweise steilere Verlandungsgefälle zu verzeichnen sind als bei der Bemessung der Bauwerke zugrunde gelegt wurde.

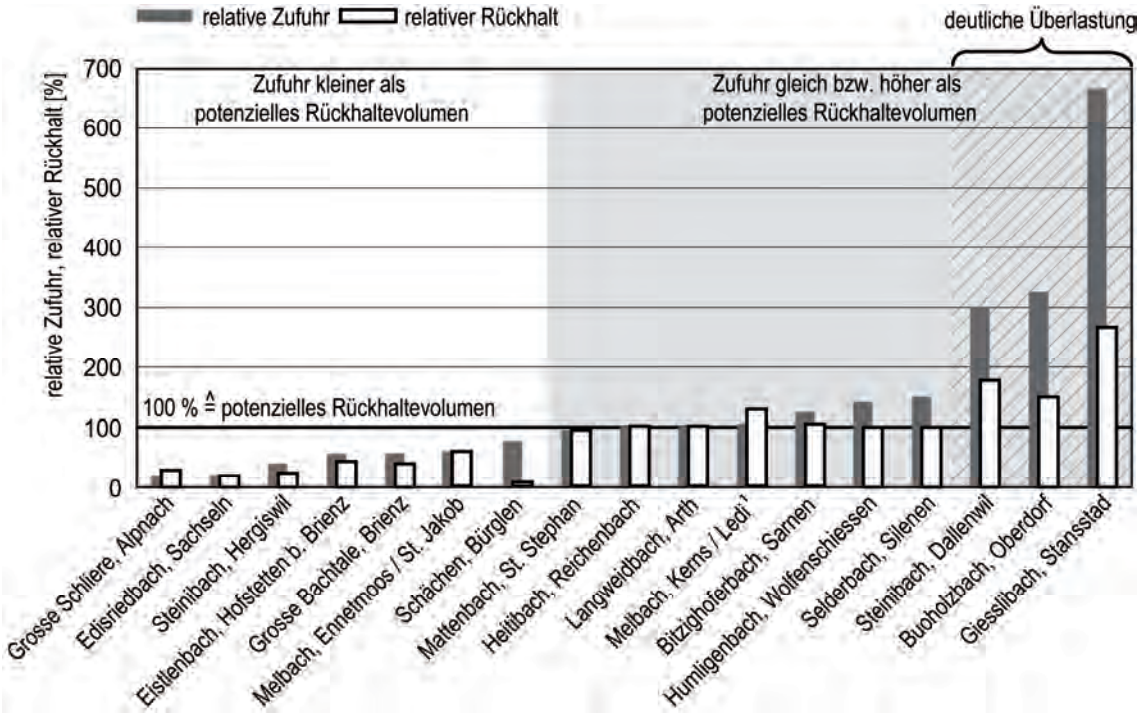


Abb. 3: Relative Zufuhr und relativer Rückhalt der untersuchten Geschiebesammler

Der nicht im Sammler zurückgehaltene Anteil des Geschiebes, d. h. die Differenz aus Zufuhr und Rückhalt, ist zum Grossteil in den Unterlauf des Gewässers gelangt und hat dort, in Zusammenwirkung mit den erheblichen Abflussmengen, vielerorts zu Schäden geführt. Ist hingegen bei der Projektierung des Bauwerks die Bewältigung des Überlastfalls berücksichtigt worden, wie z. B. am Humligenbach (siehe Kapitel 3.2), konnte die zusätzliche Geschiebemenge ohne bzw. mit geringen Schäden abgeführt werden.

[1] Sammler war vor dem Ereignis nicht geräumt

Fallbeispiele von Geschiebesammlern

Buoholzbach (Oberdorf NW)

Die Geschiebefracht am Buoholzbach (Oberdorf NW) von etwa 65'000 m^3 wurde im Ereigniskataster des Kantons Nidwalden als „sehr extrem“ bezeichnet. Das potenzielle Rückhaltevolumen des Sammlers beträgt laut Tiefbauamt 20'000 m^3. Infolge der hohen Ereignisintensität konnte sogar ein Volumen von rund 30'000 m^3 Geschiebe zurückgehalten werden. Das darüber hinaus gehende Material wurde zum grössten Teil über den Entlastungsquerschnitt am Absperrbauwerk ins Unterwasser eingetragen. Aufgrund der begrenzten Geschiebetransportkapazität kam es dort in der Folge zum Ausbruch des Buoholzbaches mit grossflächiger Geschiebeablagerung im angrenzenden Industriegebiet (Oeko-B AG / Niederer + Pozzi Umwelt AG, 2006, siehe Abb. 4). Der entstandene Schaden wurde durch die teilweise bereits vorhandenen Objektschutzmassnahmen etwas reduziert (Regierungsrat NW, 2005).

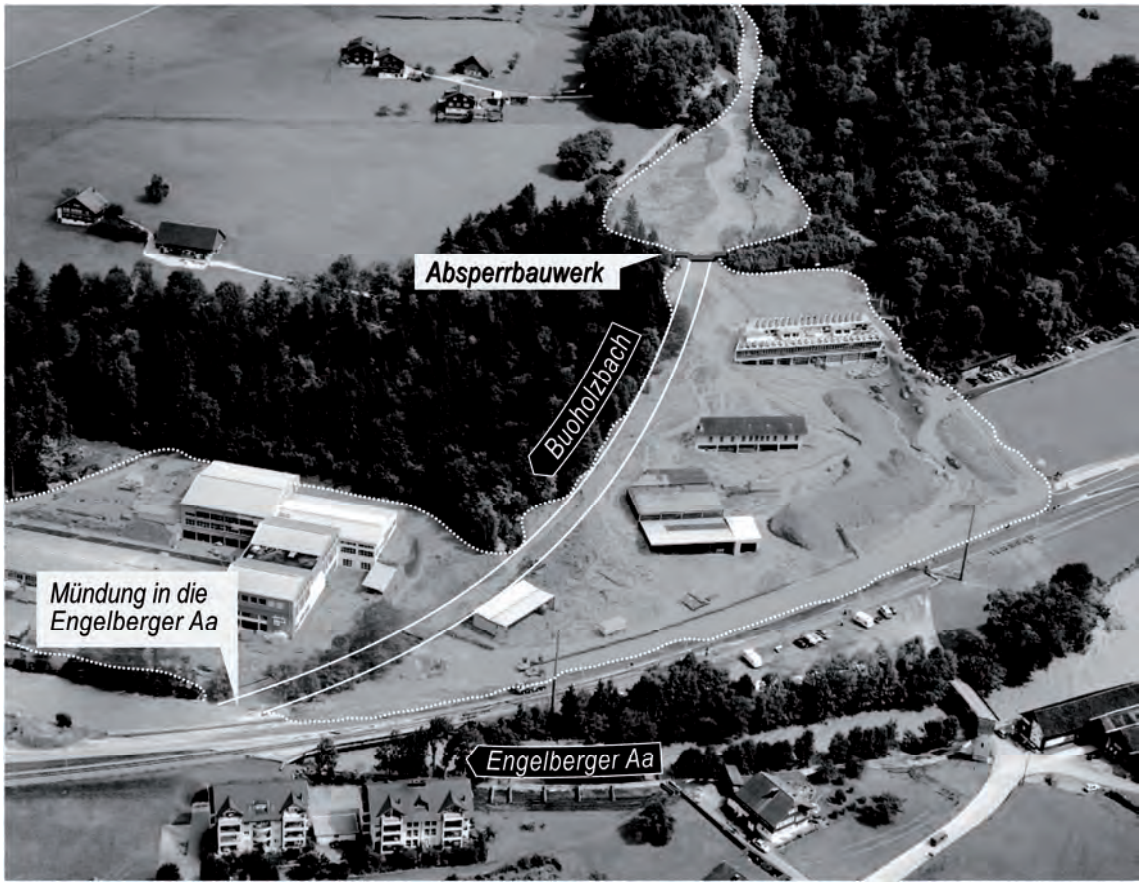


Abb. 4: Situation des überlasteten Geschiebesammler am Buoholzbach, Oberdorf NW und die Geschiebeablagerungen im Industriegebiet zwischen Absperrbauwerk und Engelberger Aa (Foto: Schweizer Luftwaffe)

Humligenbach (Wolfenschiessen NW)

Nachdem sich seit Herbst 2001 mehrere Felsstürze im oberen Bereich des Humligentobels ereigneten, wurde im Mai 2003 von der Gemeinde Wolfenschiessen NW die Erweiterung des bestehenden Geschiebesammlers von 3'500 m³ auf etwa 12'000 m³ beschlossen. Dieses, um eine Überlasteinrichtung ergänzte, Bauprojekt wurde im Juli 2005 fertig gestellt (Scheuber, M., 2006). Bereits kurz nach Vollendung konnte der Sammler seine Wirksamkeit unter Beweis stellen. Nach Erreichen eines Rückhaltevolumens von etwa 12'000 m³ kam es wie vorgesehen zu einer selbsttätigen Ableitung des Materials in ein Gebiet mit geringerem Schadenspotenzial (Abb. 5). Insgesamt wurden rund 5'500 m³ Geschiebe im Wald und der angrenzenden Landwirtschaftsfläche abgelagert (Oeko-B AG / Niederer + Pozzi Umwelt AG, 2006). Im Unterwasser des Sammlers waren keine Schäden durch Geschiebeeintrag zu verzeichnen. Der Humligenbach kann somit als erfolgreiches Beispiel für die Berücksichtigung des Überlastfalls angesehen werden.

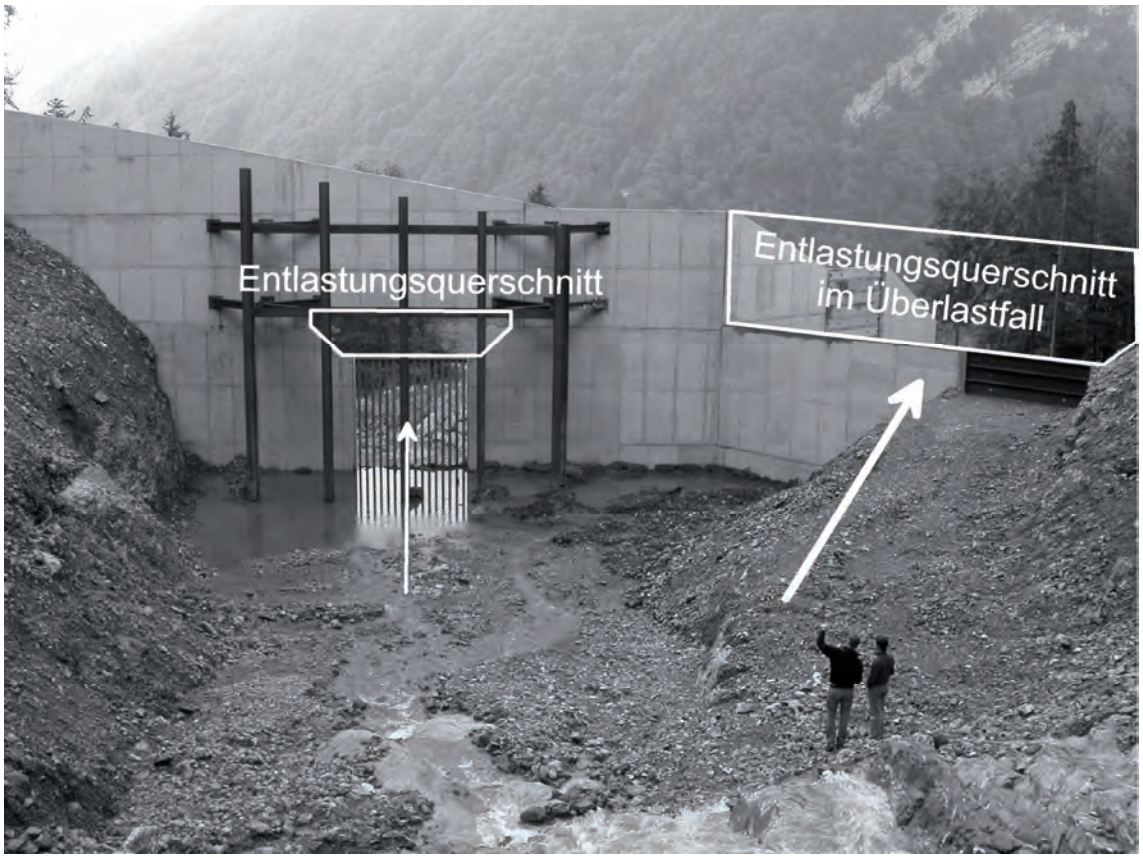


Abb. 5: Geschiebesammler am Humligenbach, Wolfenschiessen NW im geräumten Zustand nach dem Ereignis vom August 2005. Die Pfeile deuten die Entlastungsrichtung im Bemessungsfall sowie im Überlastfall an (Foto: VAW).

Geschiebesammler am Schächen (Bürglen UR)

Im Geschiebesammler Stiglisbrücke am Schächen (Bürglen UR) wurde weit weniger Geschiebe als projektiert zurückgehalten. Dabei konnte nicht eindeutig rekonstruiert werden, wie gross die Zufuhr zum Sammler während des Ereignisses war. Mittels einer numerischen Simulation der beobachteten Sohlenentwicklung des Schächens (Jäggi, 2006) wurde eine Geschiebefracht von etwa 68'000 m^3 im Bereich des Sammlers berechnet. Am Ende des Ereignisses wurden jedoch nur 6'000 m^3 zurückgehalten. Durch die Bauart des Sammlers als Dosiersperre mit tiefliegendem Geschiebedurchlass wird eine teilweise Entleerung des Beckens bei abklingender Hochwasserwelle sowie eine vollständige Durchleitung von Geschiebe bei kleineren Abflüssen bezweckt, um Unterhaltsaufwand und Erosionsneigung im Unterlauf des Sammlers zu minimieren. Während des Ereignisses von 2005 ist die Selbstentleerung jedoch deutlich stärker als erwartet aktiv geworden. Die Hauptursache dafür ist nach Bezzola (2007), dass die Sohle im Bereich des Durchlasses nicht befestigt war und sich dort ein Kolk bilden konnte, was zu einem verstärkten Geschiebeaustrag geführt hat.

Schlussfolgerungen

Die untersuchten Geschiebesammler haben während des Hochwasserereignisses 2005 mit einer Ausnahme, am Schächen bei Bürglen UR, wie geplant funktioniert und somit grössere Schäden verhindert.

Es hat sich gezeigt, dass bei deutlicher Überlastung teilweise mehr Geschiebe als ursprünglich projektiert zurückgehalten werden konnte. Im August 2005 war dies an 3 von 17 betrachteten Bauwerken der Fall. Ein derart hohes Verlandungsgefälle kann jedoch nicht allgemein bei der Bemessung vorausgesetzt werden, da es unter anderem von der Korngrößenverteilung der abgelagerten Feststoffe abhängig ist. Auf der sicheren Seite liegend sollte das potenzielle Rückhaltevolumen weiterhin mit dem kleinsten zu erwartenden Verlandungsgefälle bemessen werden.

Bei der Planung und Projektierung von Geschiebesammlern steht wegen der Topografie und eventuell bestehender Landnutzungen meist nur ein begrenztes realisierbares Rückhaltevolumen zur Verfügung. Wirtschaftliche Überlegungen sind ebenfalls ein begrenzender Faktor, weswegen Schutzmassnahmen lediglich bis zu einer bestimmten Eintretenswahrscheinlichkeit vorgesehen werden können. Der grosse Anteil der Geschiebesammler, bei denen im August 2005 das projektierte Rückhaltevolumen erreicht oder überschritten wurde, verdeutlicht die zwingende Notwendigkeit, ein Überlastszenario im Bauwerksentwurf zu

berücksichtigen. Zudem ist eine sorgfältige Analyse der potenziellen Geschiebefracht im Einzugsgebiet unerlässlich.

Ein positives Beispiel für die Berücksichtigung des Überlastfalls ist die Erweiterung des Geschiebesammlers am Humligenbach (Wolfenschiessen NW), wo das über die Kapazität des Rückhalteraums hinaus gehende Geschiebe in ein Gebiet mit geringerem Schadenspotenzial ausgeleitet wurde. Das Beispiel Buoholzbach (Oberdorf NW) zeigt hingegen, dass im Überlastfall ohne bauliche Vorkehrungen grosse Schäden entstehen können. Bestehende Sammlerbauwerke müssen daher im Hinblick auf ihre Überlastfähigkeit untersucht werden.

Bei der Projektierung, Ausführung und dem Betrieb von Geschiebesammlern sollten Experten hinzugezogen werden, um die angestrebte Wirksamkeit der Massnahmen zu gewährleisten. Zunehmend wird bei der Projektierung des Absperrbauwerks auf veränderbare Durchlassöffnungen gesetzt, um später noch Anpassungen vornehmen zu können. Dieses Vorgehen, ähnlich dem im hydraulischen Versuchswesen, ist für die Praxis jedoch weniger geeignet und sollte eine gründliche Projektierung, wenn nötig unter Einbeziehung von Modellversuchen, nicht ersetzen.

Referenzen

Armanini, A., Dellagiacoma, F., und Ferrari, L. (1991). "From the Check Dam to the Development of Functional Check Dams." *Intl Work. Fluvial Hydraulics of Mountain Regions*, IAHR, Springer Verlag, Berlin, Germany, Armanini and Di Silvio Ed., S. 331-344.

Bezzola, G. R. (2007): Unerwartete Prozesse in einem Geschiebesammler – Der Geschiebesammler „Stiglisbrücke“ am Schächen während des Hochwassers vom August 2005. Beitrag zur Interpraevent 2008, Dornbirn, Österreich.

Bezzola, G. R. und Hegg, C. (Ed) (2007): Ereignisanalyse Hochwasser 2005, Teil 1 – Prozesse, Schäden und erste Einordnung. Bundesamt für Umwelt BAFU, Eidg. Forschungsanstalt WSL. Umwelt-Wissen Nr. 0707. 215 S.

Böll, A. (1997): Wildbach- und Hangverbau. Berichte der Eidgenössischen Forschungsanstalt für Wald, Schnee und Landschaft. Nr. 343, 123 S.

Jaeggi, M. (2006): Unwetter von 22./23. August 2005 Schächen und Reuss, Bericht im Auftrag des Amts für Tiefbau des Kantons Uri (unveröffentlicht).

Lehmann, C., Gertsch, E., Grasso, A., Jakob, A. und Spreafico, M. (2007): Feststoffbeobachtungen. In Bezzola, G. R. & Hegg, C. (Ed.) Ereignisanalyse Hochwasser 2005. Teil 1 – Prozesse, Schäden und erste Einordnung. Bundesamt für Umwelt BAFU, Eidg. Forschungsanstalt WSL. Umwelt-Wissen Nr. 0707, 149-161.

Promny, M., Lange, D. und Möller, G. (2008): Geschieberückhalt. In Bezzola, G. R. & Hegg, C. (Ed.) Ereignisanalyse Hochwasser 2005. Teil 2 – Analyse von Prozessen, Massnahmen und Gefahrengrundlagen. Bundesamt für Umwelt BAFU, Eidg. Forschungsanstalt WSL. (In Vorbereitung).

Oeko-B AG / Niederer + Pozzi Umwelt AG (2006): Ereigniskataster Nidwalden Unwetter August 2005, Ereignisdokumentation im Auftrag des Kantons Nidwalden, Amt für Wald und Energie / Tiefbauamt.

Regierungsrat NW (2005): Bericht über das Unwetter vom 22./23. August 2005. 1. Standbericht.

Scheuber, M. (2006): Geschiebesammler Sulzmattweid. In: Frequenz - Informationsmagazin der Gemeinde Wolfenschiessen, Ausgabe 2 – August 2005.

VAW (2008): Ereignisanalyse Hochwasser 2005 – Teilprojekt Wirksamkeit technischer Massnahmen. Bericht Nr. 4240, 4241, 4242. Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), ETH Zürich, Zürich (in Vorbereitung).

Adressen der Autoren

Dr.-Ing. Markus Promny
Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie
ETH Zürich
8092 Zürich
E-Mail: promny@vaw.baug.ethz.ch



Dipl.-Ing. Georg Möller
Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie
ETH Zürich
8092 Zürich
E-Mail: moeller@vaw.baug.ethz.ch





Gewässerunterhaltung im Spannungsfeld zwischen Hochwasserschutz und Naturschutz – Ansätze zu moderner Deichunterhaltung und Geschiebebewirtschaftung

A. Rimböck

1 Einführung

Über die Jahre hinweg haben sich die Bestände an öffentlichen Hochwasserschutzeinrichtungen stark vergrößert. Damit einher geht ein deutlich gestiegener Aufwand an Gewässerunterhaltung, der im Umfeld der Schutzeinrichtungen meist signifikant höher ist, als in unverbauten Bereichen. Zudem tragen die wertvolleren Infrastruktureinrichtungen und höherwertigen Nutzungen in unmittelbarer Gewässernähe zu höheren Aufwendungen bei. Die weitergehende Verankerung des Naturschutzes in immer mehr Rechtvorschriften bringt zudem neue Herausforderungen an alles staatliche Handeln mit sich.

Im Zuge knapper werdender personeller und finanzieller Ressourcen sind neue Wege zur effizienten und wirtschaftlichen Gewässerunterhaltung angezeigt.

2 Grundlagen der Gewässerunterhaltung

2.1 Rechtliche Rahmenbedingungen

Die deutschen Wassergesetze (Wasserhaushaltsgesetz und Landeswassergesetze) formulieren eine öffentlich rechtliche Verpflichtung zur Unterhaltung der Gewässer. Die Aufgabe wird vorwiegend von den Begriffen „Pflege und Entwicklung der Gewässer“, sowie der „Erhaltung eines ordnungsgemäßen Abflusses“ geprägt. In den Begriffen „Pflege und Entwicklung“ schlägt sich ein deutlicher Einfluss des Naturschutzes nieder. Im Zuge der Umsetzung der Richtlinie 2000/60/EG (EU-Wasserrahmenrichtlinie – kurz EU-WRRL) wurden zusätzliche Anforderungen an die Gewässerunterhaltung formuliert, die weitgehend im Rahmen der Maßnahmenprogramme umzusetzen sind.

Neben den naturschutzfachlichen Anforderungen, welche in die Wassergesetzgebung direkt eingeflossen sind, sind weitere naturschutzrechtliche Randbedingungen bei der Gewässerunterhaltung von entscheidender Bedeutung. Neben der allgemeinen Verpflichtung des Bundesnaturschutzgesetzes §7 und Bayerischen Naturschutzgesetzes Art. 2, die staatlichen Grundstücke im Sinne der

naturschutzfachlichen Ziele zu bewirtschaften, ist die Gewässerunterhaltung häufig mit den Vorgaben der Richtlinie 92/43/EWG (FFH-Richtlinie) und Richtlinie 79/409/EWG (Vogelschutzrichtlinie) konfrontiert. Viele der Gewässerabschnitte sind aufgrund ihrer Funktion der Biotopvernetzung und hohen naturschutzfachlichen Bedeutung als Natura 2000 Gebiete ausgewiesen, mit der Folge, dass alle Veränderungen und Störungen, die eine erhebliche Beeinträchtigung der Gebiete darstellen würden, verboten sind. Zudem sind Erhaltungs- und Schutzmaßnahmen zu ergreifen und in Managementplänen darzustellen, die mit den Interessen der Gewässerunterhaltung abgestimmt werden müssen.

Neben diesen Rechtsvorschriften, stellen auch die einschlägigen technischen Regelwerke und Normen Anforderungen an eine ordnungsgemäße Gewässerunterhaltung. Vor allem bei der Deichunterhaltung sind die Standsicherheitsbelange von herausgehobener Bedeutung. Allerdings zeichnet sich ab, dass im Rahmen der Überarbeitung der DIN 19712 Flussdeiche für kleinere Deiche mit geringem Schadenspotenzial (z.B. Schutz landwirtschaftlicher Flächen) die Anforderungen hier verringert werden.

Abb. 1 veranschaulicht das Spannungsfeld in dem die Deichunterhaltung infolge der zahlreichen unterschiedlichen Anforderungen steht.

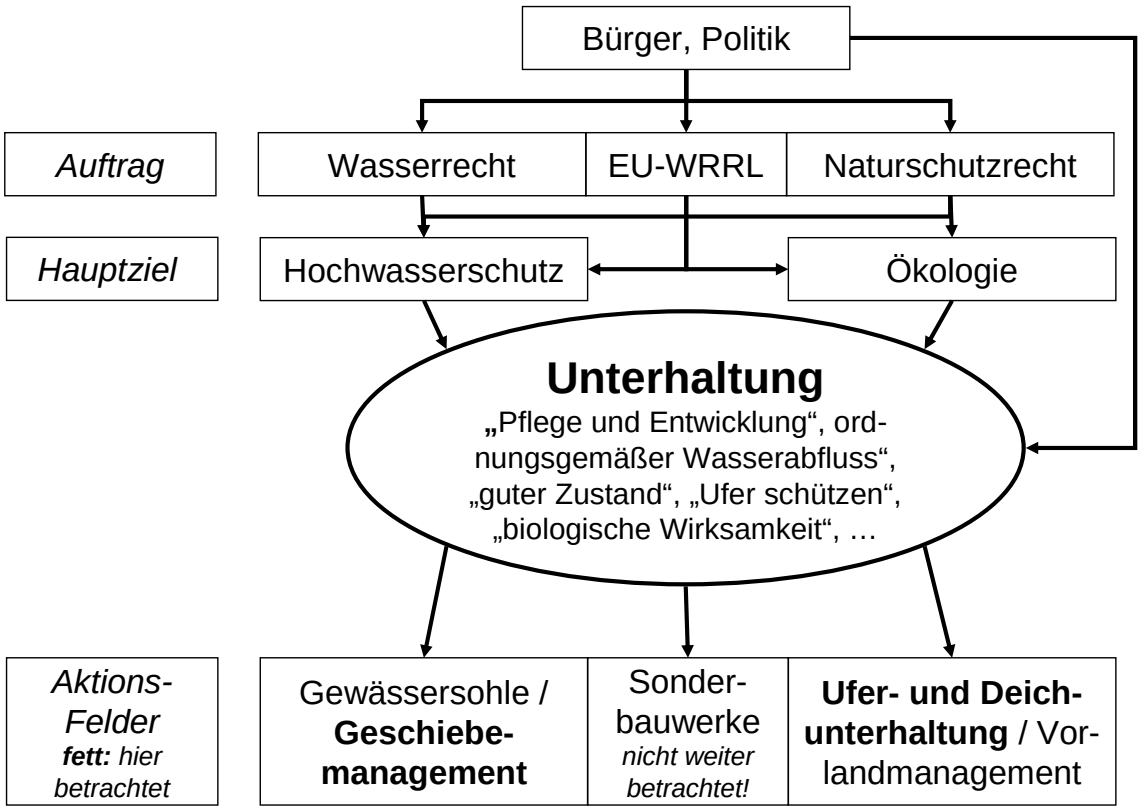


Abb. 1: Spannungsfeld der Gewässerunterhaltung.

2.2 Hilfsmittel für die Unterhaltung

Diese vielfältigen Einflüsse und Wechselwirkungen erfordern eine sehr sorgfältige Planung und Abstimmung der Unterhaltungsmaßnahmen mit allen Betroffenen. Ein gut funktionierender Informationsaustausch zwischen allen Beteiligten ist dabei von herausragender Bedeutung (zum Beispiel zwischen technischer Gewässeraufsicht und Unterhaltungsträger). Zudem ist bei den normalerweise beschränkten finanziellen Ressourcen eine Priorisierung der Aufgaben nötig.

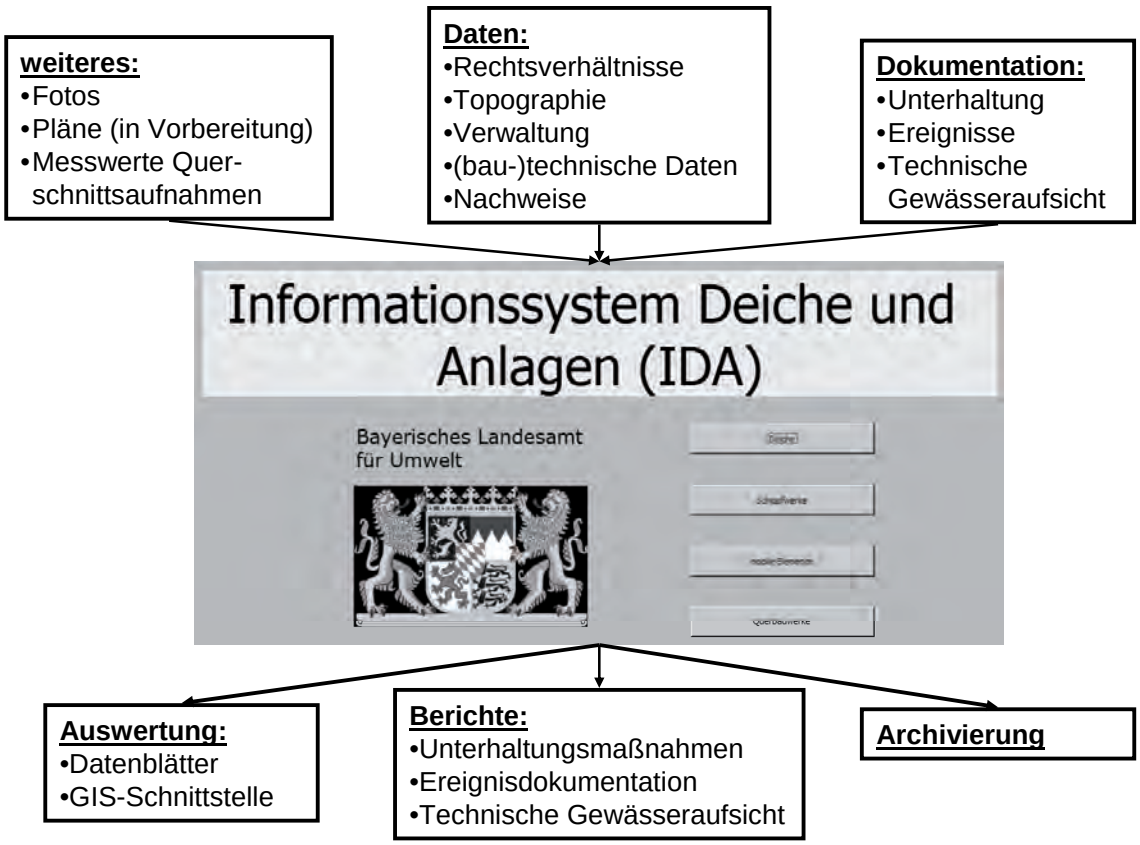


Abb. 2: Schema Datenbank Deiche und Anlagen.

Aufgrund des Umfanges und der Komplexität der Aufgabe sind moderne Hilfsmittel unerlässlich. Geoinformationssysteme (GIS) können einige der komplexen Zusammenhänge zwischen Nutzungen, Gefährdungen, Topographie oder Verwaltungsgrenzen in anschaulicher Weise darstellen. Datenbanken erlauben übersichtliche Auswertungen großer Datenbestände nach unterschiedlichsten Kriterien. Daher wird am Landesamt für Umwelt und am Wasserwirtschaftsamt Weilheim derzeit ein GIS unterstütztes digitales Deichkataster aufgebaut, das unter anderem folgende Möglichkeiten bietet:

- Sammlung und Darstellung der technischen Daten der Deiche,
- Darstellung der Deiche und verschiedener Kenngrößen im räumlichen Zusammenhang,
- Dokumentation der Unterhaltungsaktivitäten,
- Auswertung der Querprofilaufnahmen / Geschiebebilanzierung,
- Ein- und Ausgabe der Überwachungsberichte der Eigen- und Fremdüberwachung,
- Archivierung von Fotos, Plänen und Berichten,
- Ereignisdokumentation.

Das Deichkataster stellt die Vorstufe zu einem geplanten digitalen Gewässerkataster in Bayern dar und bietet die Möglichkeit spezielle Wünsche einzelner Wasserwirtschaftsämter im Einzelfall zu integrieren.

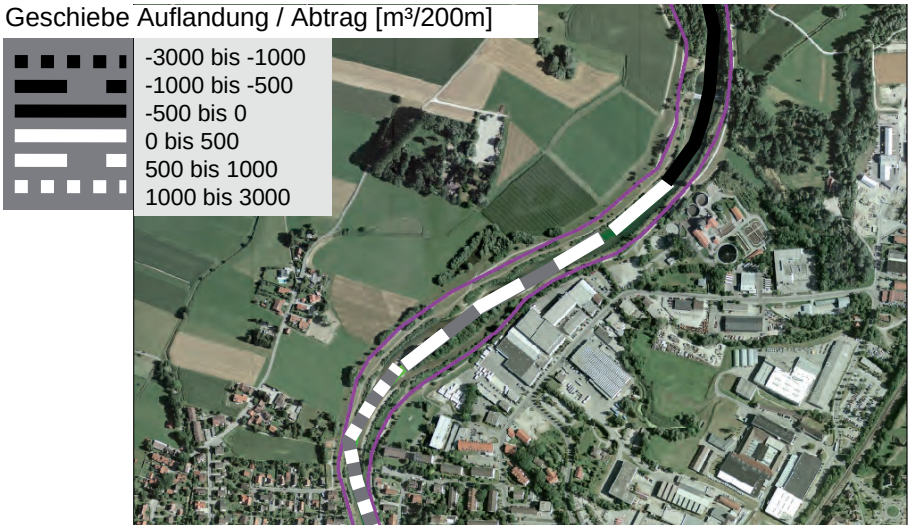


Abb. 3: Beispiel GIS Darstellung einer Geschiebebilanz.

2.3 Rahmenvereinbarungen

Stand bisher bei der naturschutzrechtlichen Prüfung der Eingriffe in Natura 2000 Gebieten im Rahmen der Gewässerunterhaltung meist eine Einzelfallbetrachtung (Verträglichkeitsabschätzung) im Mittelpunkt, so sind im Sinne einer effizienten Handhabung gewisse grundsätzliche Rahmenvereinbarungen wünschenswert. Hierzu wurden erste Abstimmungen im Bereich des WWA Weilheim mit der höheren Naturschutzbehörde im Rahmen der Geschiebebewirtschaftung vorgenommen. Diese ersten Lösungsansätze sollen im weiteren vorgestellt werden.

Die beiden Kernpunkte für die Abstimmungen / Vereinbarungen sind zum einen eine Definition einer Erheblichkeitsschwelle (ab der „*erhebliche*“ Beeinträchtigungen der Schutzziele der Natura 2000 Gebieten nicht auszuschliessen sind) und zum anderen eine Festlegung von Schutz- und Eingriffsbereichen.

Mit einer klar abgegrenzten Erheblichkeitsschwelle für häufige Unterhaltungsarbeiten bereits im Vorfeld lässt sich sofort bei der Planung der Arbeiten beurteilen, ob die Maßnahme ohne weitere Abstimmung mit der Naturschutzbehörde möglich ist, oder ob eine Verträglichkeitsprüfung und ggf. naturschutzrechtliche Befreiung erforderlich wird. Zudem kann versucht werden durch häufigere Unterhaltung den Eingriffsumfang auf ein Maß unterhalb der Erheblichkeitsschwelle zu begrenzen und so eine dauerhafte Erhaltung des Zustandes einfach zu ermöglichen.

Die Bestimmung von Schutzbereichen zielt darauf ab, ökologisch besonders empfindliche Teilgebiete aufzuzeigen und die Unterhaltungsarbeiten dort nach Möglichkeit zu minimieren und sie auf weniger schützenswerte Abschnitte zu verlagern.

3 Geschiebemanagement

3.1 Geschiebesituation an Voralpenflüssen

An zahlreichen Voralpenflüssen bewirkten die Anfang des Jahrhunderts durchgeführte Begradigungen und Laufverkürzungen sowie Querschnittseinengungen und Bedeichungen aufgrund der höheren Schleppspannungen zur Erosion der Flusssohlen. Zusätzlich führten teils gewerbliche Kiesentnahmen in großem Umfang zu einer Eintiefung der Gewässer. Diese zunächst zur Verbesserung des Hochwasserschutzes gewünschte Entwicklung führte im Weiteren auch zu Problemen, wie Grundwasserabsenkung oder Sohldurchschlägen. Häufig mussten oder müssen immer noch aufwändige Sohlstützungsmaßnahmen durchgeführt werden.

Mittlerweile scheint an einigen Voralpenflüssen (ohne Staustufen) vor allem in den Mittel- und Unterläufen diese Entwicklung beendet zu sein und von einer gleichmäßigen Auflandung abgelöst zu werden. Dies macht eine sorgfältige Beobachtung der Sohlentwicklung nötig, um ggf. durch Entnahme oder Zugabe von Geschiebe den ordnungsgemäßen Abfluss wiederherzustellen. Speziell der kurze zeitliche Abstand der letzten größeren Hochwasserereignisse in Bayern hat zu einem verstärkten Feststoffeintrag in die Gewässer geführt: an Uferanbrüchen oder Rutschungen aufgrund des Pfingsthochwasser 1999 konnte in der kurzen Zeit zwischen 1999 und 2005 keine ausreichende Stabilisierung durch

Bewuchs stattfinden. Beim Hochwasser 2005 waren somit trotz geringerer Abflüsse größere Erosionen zu beobachten.

Problematisch für den Geschiebehaushalt sind auch die stark veränderlichen Gewässerquerschnitte, die durch starken Ausbau in Ortsbereichen und ggf. Renaturierungen ausserhalb der Siedlungsflächen entstehen. Damit werden neue Eintiefungs- bzw. Anlandungsstrecken geschaffen, welche häufig Geschiebezugaben bzw. Räumungen im Rahmen der Unterhaltung nötig machen.

Grundsätzlich sollte ein Gesamtkonzept für den gesamten Flusslauf erstellt werden, um die Eintiefungen und Ablagerungen in Bereiche zu lenken, wo sie weniger problematisch sind oder idealerweise ein durchgehendes Feststofftransportgleichgewicht im Fluss erreicht wird. Hervorragendes Beispiel eines derartigen Konzeptes ist die Studie über den Tiroler Lech, welche die Basis für die Geschiebefalle „Hornberg – Ehenbichl“ darstellt (Lebensministerium (2006)).

Diese Konzepte sind äußerst aufwändig in Planung und Realisierung und bis dahin sind Unterhaltungsmaßnahmen unumgänglich.

3.2 Eckpunkte für ein Geschiebemanagement an der Ammer

Für das FFH-Gebiet Ammer sind die Kieslebensräume auf den Kiesbänken unter und über Wasser von besonderer Bedeutung. Im Rahmen einer (aus Hochwasserschutzgründen) notwendigen Geschiebeentnahme aus der Ammer wurden folgende Eckpunkte zwischen Wasserwirtschaftsamt und Naturschutzbehörde erarbeitet (Abb. 4):

Ziel ist eine kontrollierte Dynamik des Flusses, d.h. natürliche Entwicklung soweit möglich, Eingriffe soweit nötig. Wo möglich, soll die Dynamik mit einfachen Mitteln unterstützt werden. Aufgrund der hohen Bedeutung der Kiesbänke, dürfen keinesfalls alle entnommen werden.

Mittelfristig sollen Toleranzbereiche für die Gewässersohle erarbeitet werden, d.h. bei Anstieg über die obere Toleranzschwelle wird Kies entnommen, bei Absinken unter die untere Toleranzschwelle wird Kies zugegeben. Diese könnten auch abhängig von der Lage und Schutzziel unterschiedlich groß definiert werden. Nach dem Hochwasser 2005 wurden in einem ersten Schritt im Wesentlichen die Anlandungen dieses Hochwassers oberhalb und in den Siedlungsbereichen entnommen. Künftig sollen konkrete Entnahmebereiche, welche gut zugänglich und nahe an den zu schützenden Objekten liegen, sowie Schutzbereiche bestimmt werden.

Die Entnahme erfolgte nicht flächig, sondern punktuell, um die Gewässersohle weitgehend zu schonen. Dabei wurde vorwiegend im Trockenen entnommen, um die Trübung im Fluss zu begrenzen. Nach Möglichkeit erfolgte die Abgra-

bung in Bereichen mit beginnendem Aufwuchs und Verfestigung, um durch die Auflockerung der Oberfläche die Möglichkeit der erneuten Umlagerung zu fördern.

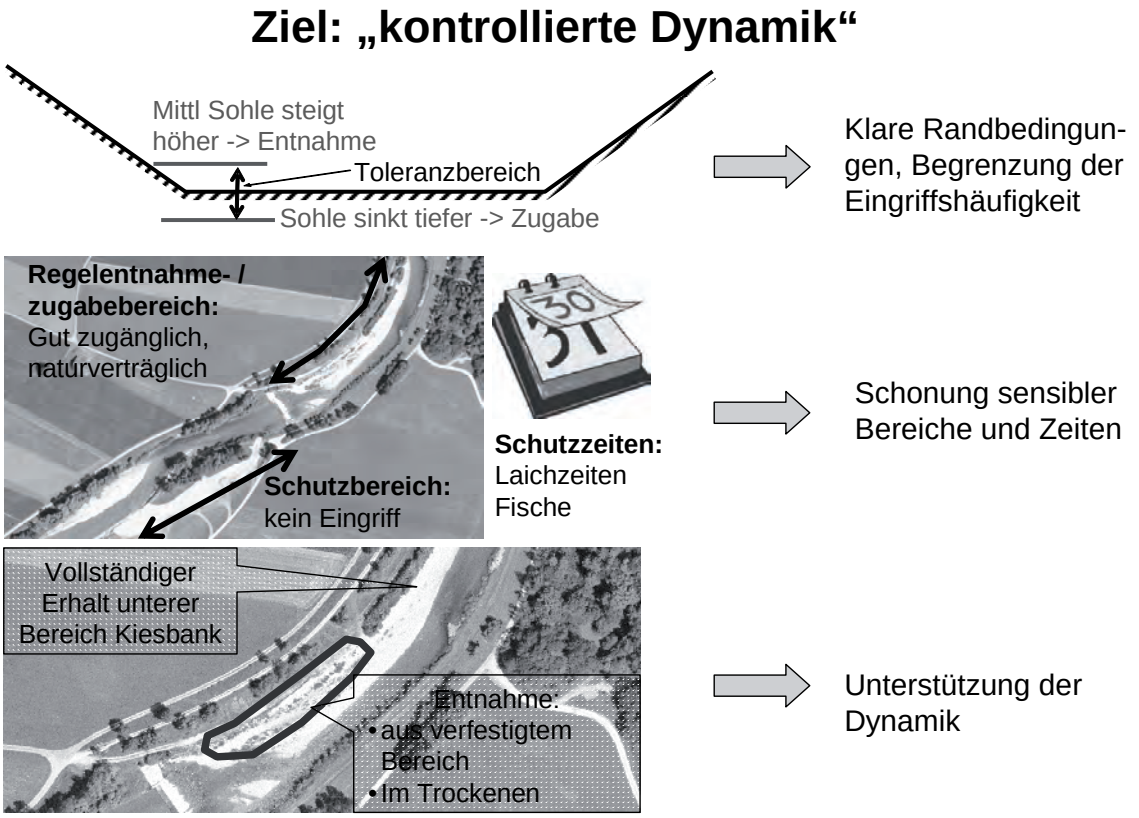


Abb. 4: Eckpunkte Geschiebemanagement an der Ammer in Abstimmung mit Naturschutz.

3.3 Ausblick Geschiebebewirtschaftung

Hauptaufgabe wird künftig sein, die Toleranzbereiche zu definieren und durch regelmäßige Vermessung zu überprüfen. Es muss ein Weg gefunden werden, die Eingriffe zu minimieren, aber so regelmäßig vorzunehmen, dass sie noch im Rahmen einer Regelunterhaltung akzeptiert werden. Die Eckpunkte für die Durchführung der Arbeiten müssen auf die jeweiligen Verhältnisse des betroffenen Flussgebietes angepasst werden.

Langfristig erscheint in einigen Fällen auch eine Anpassung Situation durch Absenken der bestehenden Querbauwerke denkbar, um die künstlichen Entnahmen zu begrenzen.

4 Deichunterhaltung

4.1 Problematik am Beispiel Ammer

Wie in vielen anderen Bereichen Bayerns auch, wurde während des zweiten Weltkrieges die Deichunterhaltung stark vernachlässigt und Bäume konnten Fuß fassen. Anschließend ereigneten sich über viele Jahre bis Jahrzehnte an der Ammer keine größeren Hochwasserereignisse. Zwar wurde ständig ausgeholzt und kranke oder gefährdete Bäume wurden entfernt, eine weitergehende Behebung der unbefriedigenden Situation hätte jedoch einer vollständigen Freistellung mit Entfernung der Wurzelstöcke bedurft. Dazu fehlten zunächst das Geld, später das Bewusstsein und das Verständnis der Bevölkerung.

Heute haben Deiche auch große Bedeutung im Stadt- / Landschaftsbild, der Naherholung oder auch als Biotop. Daher stehen sie im Fokus der öffentlichen Wahrnehmung. Als 1998 erneut mit Deichfreistellungen und Abtrag von Auflandungen begonnen wurde, mussten die Arbeiten nach einer gigantischen Protestwelle wieder eingestellt werden. Nach dem Pfingsthochwasser 1999 mit einigen Deichbrüchen auch an der Ammer (außerhalb der besiedelten Bereiche!) rückten Deichbauwerke und ihre Unterhaltung wieder mehr in das Bewusstsein der Öffentlichkeit.

Unterhaltungsmaßnahmen müssen also fundiert geplant und gut vorbereitet werden, damit sie auch das Verständnis der Bürgerinnen und Bürger finden.

4.2 Eckpunkte für die Ufer- und Deichunterhaltung

Unmittelbarer Uferbewuchs (Vorländer vorhanden):

Für die Weiden am direkten Flussufer wurde folgender Kompromiss gefunden: abschnittsweise werden die jungen Weiden entfernt, bevor die Stämme so fest werden, dass sie sich bei Hochwasser nicht mehr umlegen können und zu einem Abflusshindernis werden. Dabei wird angestrebt, immer nur an einem Ufer einzugreifen und am gegenüberliegenden erst im nächsten oder übernächsten Jahr (Abb. 5 rechts).

Einzelbäume:

In Stadtbereichen stellen Bäume häufig markante Bestandteile des Stadtbildes dar. Wo es die Deichstatik zulässt, können einzelne Gehölze verbleiben, ggf. sind zusätzliche Sicherungsmaßnahmen, wie Spundwanddichtung erforderlich. Hier ist eine Festlegung im Einzelfall in Abstimmung mit den Betroffenen und anderen Fachbehörden unumgänglich.

Geschlossene Ufer- / Deichbewaldung, Rehnenbildung:

Es ist vorgesehen, abhängig von Schutzfunktion, Bauzustand und Einordnung der Deiche nach DIN 19712 (neu) Unterhaltungsabschnitte zu bilden. Innerhalb dieser sollen Unterabschnitte bewertet und in Prioritätsklassen eingeteilt werden (vgl. skizzenhafte Darstellung Abb. 5 links). Kriterien hierfür sind unter anderem:

- Lage / Kurve,
- Deichhinterland,
- Deichbaustoff / -zustand,
- Umfang Bewuchs, Anlandung.

Nach Bewertung und Gewichtung der Kriterien sollen Freistellungsabschnitte gebildet werden, wobei diese möglichst abwechselnd und nicht auf beiden Ufern gleichzeitig angeordnet werden sollen, ähnlich der Vorgehensweise beim Uferbewuchs. Zudem sollen Möglichkeiten zur Deichrückverlegung genutzt werden, um in diesen Bereichen den ufernahen Bewuchs vollständig erhalten zu können.

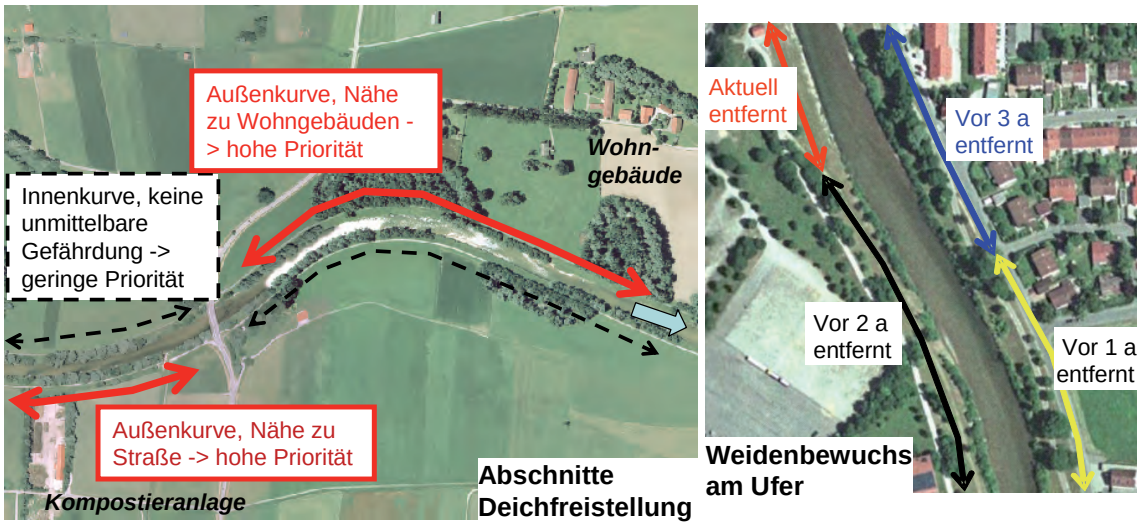


Abb. 5: Abschnittsbildung für Deichfreistellung bzw. Uferbewuchspflege.

5 Zusammenfassung

Die Umweltgesetzgebung mit dem Verschlechterungsverbot hinsichtlich des ökologischen Zustandes macht eine detaillierte Planung der Gewässerunterhaltung nötig. So kann nach einer „Vernachlässigung“ der Gewässerunterhaltung über längere Zeit, der planfestgestellte oder –genehmigte Zustand nicht ohne großen Abstimmungsaufwand bzw. Rechtsverfahren wieder hergestellt werden

und ist zudem meist ausgleichspflichtig. Zulässig ist in der Regel nur die Aufrechterhaltung des derzeitigen (oder bis vor kurzem) vorherrschenden Zustandes. Umso wichtiger ist es, die Unterhaltung so zu planen und auszuführen, dass die jeweiligen Eingriffe nicht zu gross (und damit genehmigungspflichtig) werden, aber auch nicht ständig am Gewässer gearbeitet werden muss und so die Natur zu schonen. Daher sind mit den Naturschutzbehörden abgestimmte Rahmenvereinbarungen zum Vorgehen bei der Gewässerunterhaltung unabdingbar – ggf. sollten diese in die Maßnahmenpläne nach WRRL oder die Managementpläne nach Natura 2000 RL einfliessen.

Neben grundsätzlichen Rahmenfestlegungen müssen im Einzelfall die konkreten Festlegungen für die jeweiligen Gewässer erfolgen. Hierbei leisten Datenbanken mit Auswertemöglichkeiten in Geographischen Informationssystemen eine wertvolle Hilfestellung, sind doch nur so die komplexen Zusammenhänge anschaulich darstellbar.

Referenzen

DIN 19712 (neu): Flussdeiche. Arbeitspapier – Entwurf Neufassung der DIN 19712 (1997) (internes Arbeitspapier).

Lebensministerium (2006): Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft: Bundeswasserbauverwaltung, Jahresbericht 2005; Kapitel „Geschiebebewirtschaftung Mittlerer Lech“; Wien, 2006.

Adresse des Autors

Dr.-Ing. Andreas Rimböck
ehem. Leiter Fachbereich B - Wasserbau und Gewässerentwicklung
Wasserwirtschaftsamt Weilheim
Pütrichstr. 15
D-82362 Weilheim
E-Mail: andreas.rimboeck@stmugv.bayern.de





Erfahrungen aus der Nachbildung der Brienzer Murgänge im physikalischen Modell

J. Speerli, M. Schatzmann, M. Grob, R. Solèr

1 Einleitung

Extreme Starkniederschläge, kombiniert mit einer Rutschung im Einzugsgebiet des Glyssibaches wie auch im Einzugsgebiet des Trachtbaches, führten im August 2005 in beiden Bächen zu Murgängen, welche grosse Schäden im Siedlungsgebiet von Brienz anrichteten. Beim Glyssibach verloren zwei Menschen ihr Leben.

Im Rahmen der sogenannten Lokalen Lösungsorientierten Ereignisanalyse (LLE) wurden für den Glyssibach und den Trachtbach je ein integrales Schutzkonzept gegen künftige Murgang- und Hochwasserereignisse von zwei Planungsteams erarbeitet (Speerli et al. 2008a).

Das Schutzkonzept für den Glyssibach sieht eine Kombination aus den Hauptelementen „Umleiten“, „Rückhalten“ und „Durchleiten“ vor. Grosse Murgangereignisse sollen zukünftig durch ein Ausleitbauwerk ins landwirtschaftlich genutzte Gebiet Undersitsch ausgeleitet werden. Ein Rückhaltedamm auf der Wiese Undersitsch schafft für den ausgeleiteten Murgang einen Ablagerungsraum. Kleine und mittlere Murgänge sollen jedoch durch das Ausleitbauwerk hindurchgeleitet werden, im Glyssibach verbleiben und durch einen erweiterten Abflusskorridor durch das Siedlungsgebiet in den Brienzersee geführt werden.

Beim Trachtbach sind Rückhalteräume im Einzugsgebiet, Schutzdämme oberhalb des Siedlungsgebietes und ein erweiterter Abflusskorridor im Siedlungsgebiet vorgesehen. Im Siedlungsgebiet müssen Leitmauern entlang dem Gerinne erstellt werden. Die Verkehrsübergänge werden durch eine verschiebbare Brücke sowie durch eine Furt ausgeführt.

Vorliegender Artikel gibt Einblick in die durchgeführten Modellversuche sowie in die hierzu notwendigen vorgängigen Felduntersuchungen.

2. Felduntersuchungen

Im Rahmen der Lokalen Lösungsorientierten Ereignisanalyse wurden bereits Volumenabschätzungen und Einschätzungen über die künftige Entwicklung von Murgangereignissen und fluvialen Prozessen für beide Bäche gemacht. Als Grundlage für die physikalischen Modellversuche wurde im Juli 2006 eine ergänzende Felduntersuchung durchgeführt, wo insbesondere die Kornverteilung und die Fliesseigenschaften der Murgänge abgeschätzt wurden.



Abb. 1: Aufnahmen aus dem Mittellauf des Glyssibaches, in welchem die Felduntersuchung durchgeführt wurde. Links: Murkopfablagerung eines grösseren Murschubes, Rechts: Erosions- und Transportstrecke, bei welcher das Bachbett rund 6 m tiefer liegt als vor dem Murgangereignis.

Bestimmung der Kornverteilung

Anders als bei fluvial transportiertem Sohlenmaterial, wo normalerweise Linienzahlanalysen zur Anwendung kommen, muss die Kornverteilung bei Murgängen basierend auf einer Volumenprobe des Gesamtmaterials (Probevolumen in der Regel mehrere m^3) bestimmt werden. Ist die Zugänglichkeit für hierzu benötigte Baumaschinen wie Bagger und Lastwagen zu den relevanten Gerinneabschnitten nicht möglich, muss wie im Falle der Brienzer Wildbäche eine andere Methode angewendet werden: Es wurden im Bett des Glyssibaches 3 Linienzahlanalysen längs und quer (inkl. Levées) zum Bachbett durchgeführt, eine Volumenprobe des Feinmaterials entnommen sowie an drei Stellen der Anteil des Fein- und Grobmaterials am Gesamtmaterial visuell abgeschätzt. Zusätzlich wurden zwei im Juni 2006 von Mätzener & Wyss, Interlaken durchgeführte Linienzahlanalysen in die Bestimmung der Kornverteilung mit einbezogen.

Die endgültige Kornverteilung wurde in mehreren Schritten iterativ angenähert:

Schritt 1: Anhand von Abschätzungen des Fein- und Grobanteils innerhalb des gesamten Murgangmaterials können für das Kornmaterial mit Korndurchmesser zwischen 0.1 cm und 6.0 cm in Analogie zu Davies (1998) erste Stützwerte der späteren Kornverteilung ermittelt werden.

Schritt 2: Die Linienzahlanalysen wurden nach Fehr (1987) mit und ohne Deckschicht in Volumenproben der Unterschicht umgerechnet. Wegen des hohen Feinanteils bei viskosen Murgängen erfolgte die Umrechnung ohne Korrektur des Feinanteils. Der Feinanteil wird in Schritt 3 berücksichtigt.

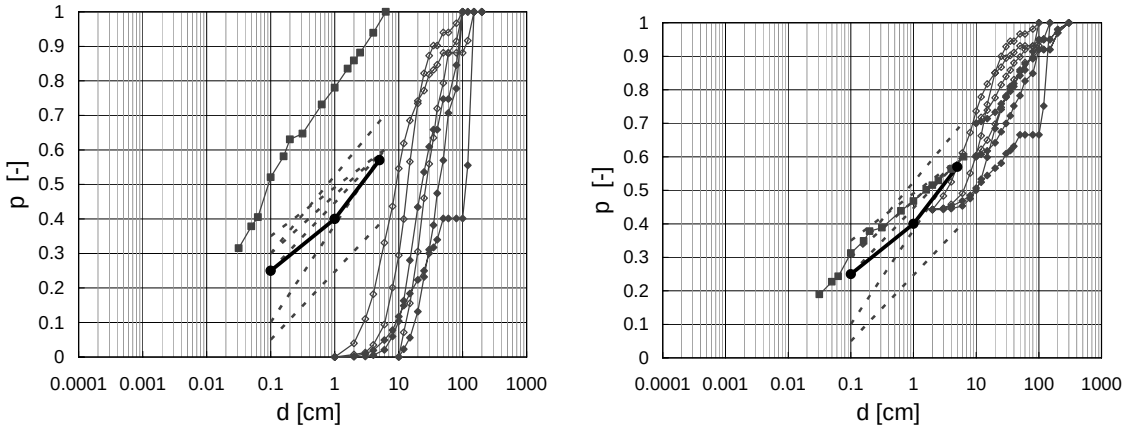


Abb. 2: Schritte 1 und 2 (links) und Schritt 3 (rechts) zur Bestimmung der Kornverteilung eines Grossmurganges im Glyssibach. Legende in Abb. 3.

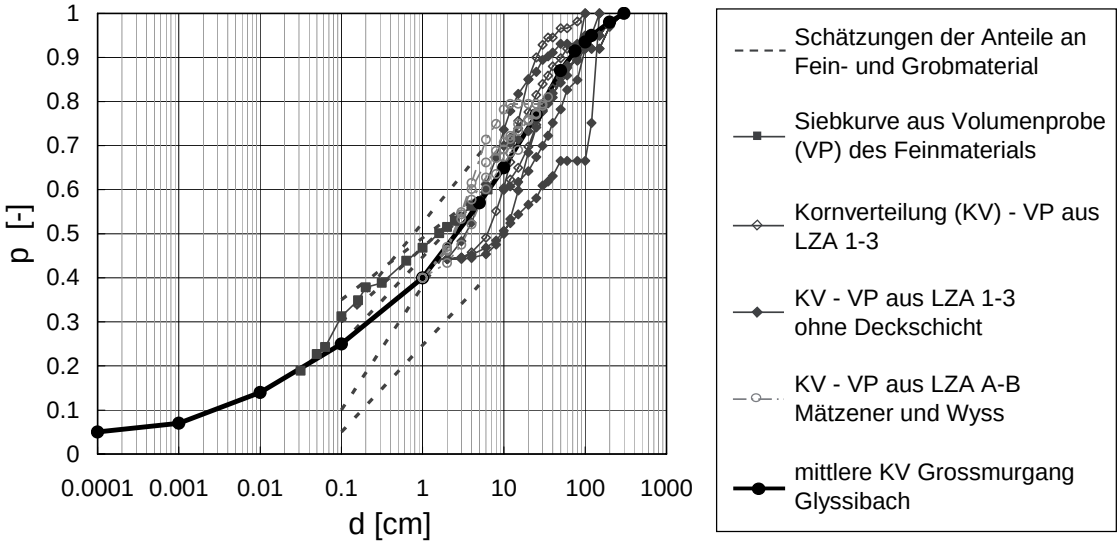


Abb. 3: Schritte 4 und 5 zur Bestimmung der Kornverteilung des Grossmurganges im Glyssibach.

Schritt 3: Die umgerechneten Linienproben wie auch die Volumenprobe des Feinmaterials werden entsprechend der Stützwerte korrigiert.

Schritt 4: Basierend auf den korrigierten Kurven aus Schritten 2 und 3 wird anschliessend eine mittlere Kornverteilungskurve für einen Grossmurgang im Glyssibach abgeleitet.

Schritt 5: Die aus Schritt 4 resultierende Kornverteilung wird im Rahmen eines abschliessenden Vergleiches mit den ebenfalls auf die Stützwerte korrigierten Geschiebeproben von Mätzener & Wyss, Interlaken verglichen.

Aufgrund des erhobenen Feinanteils (d < 0.04 mm) in der Grössenordnung von 10 % oder mehr ist in Anlehnung an Coussot (1996) von einem Murgang des Typs „viskos“ auszugehen.

2.2 Abschätzung der Fliesseigenschaften

Die Abschätzung der Fliesseigenschaften, insbesondere der Grenzschubspannung τ_y, erfolgte anhand von geometrischen Aufnahmen von Murkopfablagerungen und Levées des Ereignisses 2005 im Glyssibach oberhalb des Gebietes Undersitsch, sowie anhand der Rekonstruktion von mittleren Ablagerungstiefen des Murgangkörpers in der Ausbreitungszone in Brienz. Grundlage hierzu bildeten die einschlägigen Theorien von Coussot (1994a, 1996).

3. Vorversuche

3.1 Modellähnlichkeit

Während eines Murganges treten gleichzeitig verschiedene Prozesse auf. Dies kann beispielsweise viskoses und granulares Fliessen, Transport, Erosion und Ablagerung sowie Wasserinfiltration in den Untergrund sein. Eine Modellierung aller Phänomene im physikalischen Modell ist nicht möglich. Aufgrund des bereits erwähnten hohen Feinanteils ist aber im Falle von Brienz von viskosen Murgängen auszugehen, resp. ist der viskose Fliessprozess bei den grossen Murgängen insgesamt dominant. Für diesen Murgangtyp sind von Coussot (1994b) sowie Coussot und Laigle (1994) Modellähnlichkeitsgesetze hergeleitet worden, die hier zur Anwendung kamen. Dabei werden, analog zu den hydraulischen Modellversuchen in rauen Verhältnissen, Fliessgeschwindigkeit und Abfluss von Murgängen im Modell mit Hilfe der Froud’schen Ähnlichkeit abgebildet:

$$Fr = \sqrt{\frac{v^2}{g \cdot h \cdot \cos i}} \qquad [1]$$

wobei *Fr* = Froudezahl (-), *v* = Geschwindigkeit (m/s), *g* = Erdbeschleunigung (m/s^2), *h* = Abflusstiefe (m) und *i* = Neigungswinkel (-).

Ergänzend werden nach Coussot (1994b) sowie Coussot und Laigle (1994) die Fliesseigenschaften der Murgänge ausgehend von der Beschreibung der Scherraten-Schubspannungsbeziehung mittels dem Herschel-Bulkley-Modell mit Hilfe der Grenzschubspannungszahl *G* sowie der Herschel-Bulkley-Zahl H_b im Modell nachgebildet:

$$G = \frac{\rho \cdot g \cdot h \cdot \sin i}{\tau_y} \qquad [2]$$

$$H_b = \frac{\tau_y}{K} \cdot \left(\frac{h}{v}\right)^n \qquad [3]$$

wobei *G* = Grenzschubspannungszahl (-), ρ = Dichte Murgangkörper (kg/m^3), τ_y = Grenzschubspannung (Pa), H_b = Herschel-Bulkley-Zahl (-), *K* = Herschel-Bulkley-Viskosität (Pa s^n), sowie *n* = Herschel-Bulkley-Index (-). In der praktischen Anwendung wird nur die Froudezahl *Fr* und die Grenzschubspannungszahl *G* berücksichtigt. Die Herschel-Bulkley-Zahl wird in der Regel und wurde auch im vorliegenden Fall nicht berücksichtigt, da der Verlauf der Scherraten-Schubspannungsbeziehung, ausgedrückt durch die Herschel-Bulkley-Viskosität *K* und den Herschel-Bulkley-Index *n* im Vergleich zur Variation der Grenzschubspannung τ_y untergeordnete Bedeutung hat (Schatzmann 2005).

3.2 Parameterstudie und Modellmassstab

Ziel der Vorversuche war die Bildung von Modell-Murgängen, welche unter Anwendung der obigen Modellgesetze das Spektrum der beobachteten Naturgrössen wie Abfluss, Geschwindigkeit und Grenzschubspannung abbildeten und ergänzend eine möglichst grosse qualitative Ähnlichkeit gegenüber den natürlichen Murgängen im Glyssibach und im Trachtbach aufweisen. Letzteres geschah im Wesentlichen durch die massstabsgetreue Abbildung der für die Natur hergeleiteten Kornverteilung, wobei im unteren Bereich von der Soll-Kornverteilungskurve abgewichen werden musste.

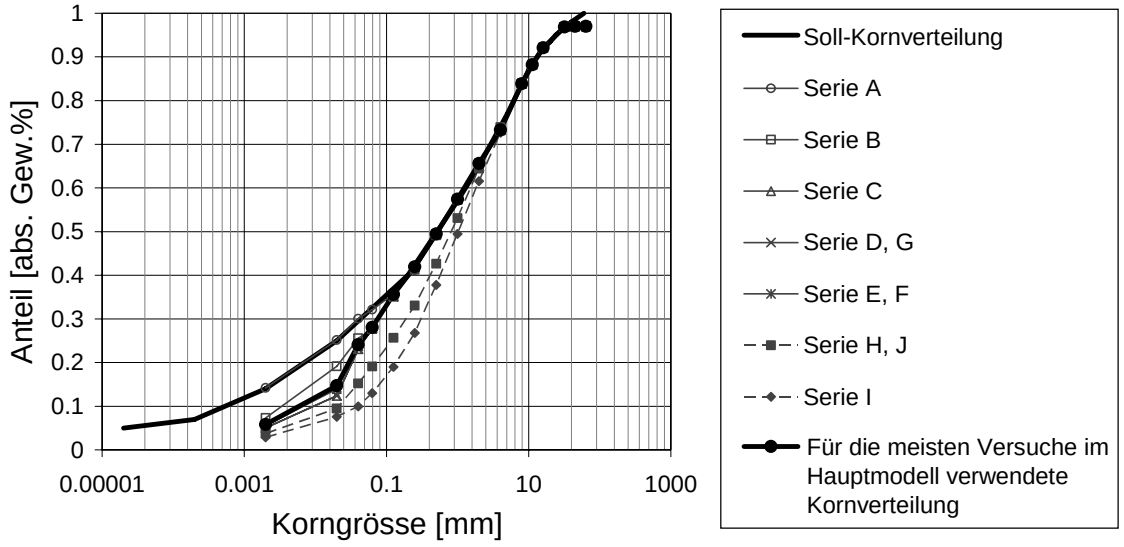


Abb. 4: Kornverteilungen der geprüften Modellmischungen. Die Kornverteilungen der Serien A – F stimmen ab 0.2 mm im Modell = 1 cm in Natur mit der Soll-Kornverteilung überein.

In über 50 Vorversuchen wurden verschiedene Murgang-Modellmischungen im Massstab 1:50 in einem eigens dafür gebauten geneigten Rechteck-Kanal getestet. Ausgehend von der Soll-Kornverteilung wurden die Feststoffkomponenten der Modellmischung für jede Vorversuchs-Serie neu zusammengestellt. In einer Serie wurden dann verschiedene Versuche durchgeführt, wobei bei jedem Versuch der Wasseranteil sukzessive erhöht wurde. Es wurden Wasseranteile im Bereich von 20 - 45 % untersucht. Für die Versuche wurden Mischungen mit Wasseranteilen von 25 - 33 % verwendet.

Zielgrössen (100-jährliches Murgangereignis)		Parametervariation
• Geschwindigkeit Murgangfront	(6 – 10 m/s)	• Opalit (Tonmehl)-Anteil • Filler (Kalksteinmehl)-Anteil • Brechsand-Anteil • Sand / Kies-Anteil • Wasseranteil
• mittlerer Abfluss	(80 m^3/s)	
• Spitzenabfluss	(140 – 160 m^3/s)	
• Grenzschubspannung	(3'000 – 10'000 Pa)	

Abb. 5: Zielgrössen und veränderbare Komponenten der Modellmischung.

Anhand der Vorversuche konnten verschiedene Typen von Murgängen (flüssig resp. leicht viskos bis hoch viskos) nachgebildet werden, ähnlich wie sie im Glyssibach und im Trachtbach auftreten können.

4. Versuche in den Hauptmodellen

Dieses Kapitel gibt einen Überblick über die Untersuchungen im physikalischen Modell für den Trachtbach und den Glyssibach. Ausführliche Informationen betreffend Schutzkonzepte und Modelluntersuchungen sind in Speerli et al. (2008a, b) beschrieben.

4.1 Furt und Leitmauern am Trachtbach

Mit den Versuchen im Hauptmodell des Trachtbaches wurde das Verhalten der Furtkonstruktion untersucht und Optimierungen an der Furtgeometrie und den Leitmauern vorgenommen.

Die vorgeschlagene Furt ist eine kurze wannenförmig ausgebildete Brückenkonstruktion. Bei normalen Wasserabflüssen funktioniert sie gleich wie eine Brücke. Bei Hochwasser mit sehr grosser Geschiebefracht oder bei Murgangereignissen können die Massen darüber abfliessen. Durch die konkave Ausführung der Furt werden die Massen dabei im Korridor gehalten und können nicht über die höher gelegenen Scheitelpunkte der Strasse hinweg fliessen.



Abb. 6: Murgangabfluss im Trachtbach: 1. Murschub (links) und 2. Murschub (rechts).

Mit den Modellversuchen konnte nachgewiesen werden, dass die Furt den Murgang nicht negativ beeinflusst oder sogar aus dem Korridor hinauslenkt und somit die gestellten Anforderungen erfüllt. Mit der optimierten Linienführung der Leitmauern können die geforderten Murgangvolumen durch den neuen, verbreiterten Abflusskorridor abgeleitet werden. Im Bereich der Umlenkungen können bei seltenen grossen Murgangereignissen kleinere Ausuferungen nicht verhindert werden.

4.2 Ausleitbauwerk und Ablagerungsraum am Glyssibach

Die Versuche im Hauptmodell des Glyssibaches wurden in zwei Etappen durchgeführt. In einer ersten Phase wurden verschiedene Typen des Ausleitbauwerkes entworfen und im Modell getestet, bis die geforderte Funktionalität erreicht war. Die Bestvariante wurde an zwei verschiedenen Standorten untersucht und optimiert. In einer zweiten Phase standen das Ablagerungsverhalten im Ablagerungsraum Undersitsch sowie die ganzheitliche Funktionalität des Schutzkonzeptes im Vordergrund. Mit den physikalischen Modelluntersuchungen konnten alle geforderten Nachweise erbracht werden.

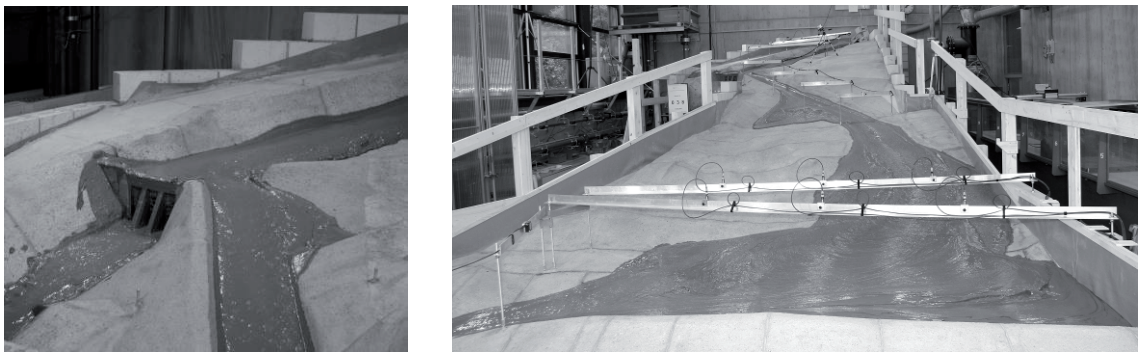


Abb. 7: Verhalten des Ausleitbauwerkes bei einem Grossmurgang. Der Murgang wird grösstenteils ausgeleitet (links) und im Undersitsch abgelagert (rechts).

In einem Grossmurgang werden bis 5 m grosse Blöcke in der Murfront transportiert. Darauf basiert das Konzept der Murgangausleitung. Das Ausleitbauwerk wurde so ausgelegt, dass Blöcke grösser als etwa 1.6 m eine Verklausung der drei Durchlassöffnungen bewirken und dadurch der Murgang ausgeleitet wird. Gemäss Zimmermann und Pozzi (2006) werden bei kleineren Murgängen nur kleinere Blöcke transportiert, welche durch das Ausleitbauwerk hindurchgeleitet werden. Eine Verklausung findet nicht statt.

5 Zusammenfassung

Aufgrund der Unwetterereignisse vom August 2005 wurden für den Trachtbach und den Glyssibach in Brienz Schutzkonzepte erarbeitet, welche unkonventionelle bauliche Massnahmen erforderten.

Im Rahmen der Felduntersuchungen wurde mit Hilfe von Linienzahlanalysen, einer kleinen Volumenprobe des Feinmaterials und mit visuellen Abschätzungen des Fein- und Grobmaterials am Gesamtmaterial die Kornverteilung von grossen Murgängen im Trachtbach und im Glyssibach bestimmt. In einer Parameterstudie über die Zusammensetzung der Modell-Murgänge wurden der Wasseranteil sowie die Kornzusammensetzung variiert. Die Zusammensetzung eines Murganges, insbesondere der Wasseranteil und der sehr hohe Anteil an feinen Feststoffen, beeinflussen das Fliessverhalten eines Murganges im Mo-

dell wie auch in Natur massgeblich. Aufgrund dieser Vorversuche konnten im Modell Murgänge im Massstab 1:50 nachgebildet werden, welche ähnliche Eigenschaften aufweisen, wie natürliche Murgänge im Glyssibach und im Trachtbach. Im Modell für den Trachtbach und den Glyssibach wurden die entsprechenden Bauwerke getestet und optimiert, sowie ihre Funktionstüchtigkeit nachgewiesen.

Referenzen

Coussot P. (1994a): Rhéologie des laves torrentielles. La Houille Blanche, 49: 32-37.

Coussot P. (1994b): Lois d'écoulement des laves torrentielles boueuses. La Houille Blanche, 49: 38-43.

Coussot P. und Laigle D. (1994): Etude des laves torrentielles sur modèle réduit en similitude des phénomènes naturels. La Houille Blanche, 49: 44-49.

Coussot P. (1996). Les laves torrentielles – Connaissances à l'usage du practicien. Collection Etudes du Cemagref, serie 'Equipments pour l'eau et l'environnement', n°23. CEMAGREF. Grenoble. 177 p.

Davies T. R. H. (1988): Debris Flow Surges – A Laboratory Investigation. Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich, Nr. 96.

Fehr R. (1987): Geschiebeanalysen in Gebirgsflüssen. Umrechnung und Vergleich von verschiedenen Analyseverfahren. Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich, Nr. 92.

Schatzmann M. (2005): Rheometry for large particle fluids and debris flows. Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich, Nr. 187.

Speerli J., Solèr R. und Grob M. (2008a): Schutz gegen zukünftige Murgänge, der bauingenieur, Nr. 1/2008, 18 – 26.

Speerli J., Grob M., Künzi R., Wyss P., Zimmermann M und. Pozzi A. (2008b): Glyssibach Brienz Schweiz: Hochwasser und Murgangereignis vom 22./23. August 2005, Schutzmassnahmen gegen zukünftige Hochwasser und Murgänge, Fachtagung Interpraevent 2008, Dornbirn.

Zimmermann M. und Pozzi A. (2006): Glyssibach Brienz – Ereignisse 2005, FAN Tagung 2006, Register 6.

Adresse der Autoren

Jürg Speerli
Prof. Dr. dipl. Bauing. ETH/SIA
Leiter Fachstelle Wasserbau
IBU Institut für Bau und Umwelt
HSR Hochschule für Technik Rapperswil
CH-8640 Rapperswil
E-Mail: juerg.speerli@hsr.ch



Markus Schatzmann
Dr. dipl. Kulturing. ETH
Basler und Hofmann
Ingenieure und Planer AG
CH-8133 Esslingen.
E-Mail: markus.schatzmann@bhz.ch



Michael Grob
Dipl. Bauing. FH
IBU Institut für Bau und Umwelt
HSR Hochschule für Technik Rapperswil
CH-8640 Rapperswil
E-Mail: michael.grob@hsr.ch



Remo Solèr
Dipl. Bauing. FH
Niederer und Pozzi Umwelt AG
CH-8730 Uznach
(vormals IBU Institut für Bau und Umwelt, HSR)
E-Mail: remo.soler@nipo.ch





Schwemmholzmanagement – Probleme und Lösungsansätze

K.-H. Straßer

1 Allgemeines

Die Thematik „Schwemmholz in Talflüssen“ stellt gerade unter dem Aspekt der Anlagensicherheit und des Hochwasserschutzes für die Betreiber von Laufwasserkraftanlagen eine wichtige Aufgabe dar. Durch bereits laufende und zukünftig geplante Renaturierungsmaßnahmen an den Flüssen ist zusätzlich mit einem erhöhten Schwemmholzanfall zu rechnen. Der enorme Schwemmholzanfall im Rahmen des Augusthochwassers 2005 in Verbindung mit dabei aufgetretenen Verklausungen bestätigt dies.

Gerade auch infolge der Erfahrungen des Hochwassers 2005 hat die Thematik gesicherte Ableitung von Schwemmholz für die E.ON Wasserkraft (EWK) einen hohen Stellenwert im Unternehmen. Auch das seit Juli 2004 neu anzusetzende BHQ 2 (HQ_{1000}) für die Bemessung der Staustufen führt in Verbindung mit Schwemmholzanfall zu neuen Diskussionspunkten (z.B. Freibordansatz bei Brücken hinsichtlich Verklausungsgefahr) die abzuarbeiten sind.

Ein weiterer wesentlicher Schwerpunkt ist die Beteiligung der EWK am internationalen Forschungsprojekt „Debris Management“, das unter der Federführung der Dam Safety Interest Group (DSIG) abgewickelt wird.

2 Hochwasser 2005

2.1 Treibzeuganfall am Inn

Das Augusthochwasser 2005 mit einem Abfluss in der Spitze von ca. 2.300 m³/s im Bereich der Stauhaltung Rosenheim (Oberer Inn) entsprach einem HQ_{100}. Dabei trat alleine über einem Zeitraum von ca. 16 Stunden ein Abfluss über 2000 m³/s auf. Am unteren Inn entsprach das Hochwasser einem HQ_{10} bis HQ_{15} mit einem Spitzenabfluss von ca. 4500 m³/s am KW Egglfing.

Im Rahmen des Hochwassers 2005 sind im Vergleich zu den letzten großen Hochwasserereignissen aus den Jahren 2002, 1999 und 1985 erheblich größere Mengen an Treibholz angefallen, wobei sich ausgeprägte Treibholzteppiche gebildet haben.

Diese Treibholzteppiche führten an den Stauanlagen zu erheblichen Treibzeugbergen, die beispielhaft für die Stauanlage Ering in der Abb. 1 dargestellt sind.



Abb. 1: Treibzeuganfall an der Stauanlage Ering, Hochwasser 08/2005 (EWK, 2005).

Das Treibzeug setzte sich überwiegend aus Strauchwerk, Kleinholz, Kleinbäumen bis hin zu Großbäumen mit erheblichen Wurzelstockumfängen sowie mit einem erheblichen Anteil von Nutzhölzern zusammen. Der große Anteil von Nutzhölzern stammt dabei aus Holzlagern in Österreich, die im Vorland innerhalb der Flussdeiche angeordnet waren und durch das aufgetretene Hochwasser mitgerissen wurden. Im Hinblick auf zukünftige Hochwässer sollte aus der Sicht der EWK die Holzlagerung im Vorlandbereich kritisch überdacht werden. Ein nicht unerheblicher Anteil der vorkommenden Großbäume wird durch den wieder häufig auftretenden Biber verursacht. Durch den Biber werden viele Großbäume ufernah gefällt, die bei Hochwasser dann rasch mobilisiert werden.

2.2 Aufgetretene Störungen

Im Rahmen des Hochwassers kam es durch die erheblichen Treibzeugmengen an einzelnen Stauanlagen zu Störungen. Anzumerken ist dabei, dass die Wehranlagen am Inn mit Doppelhakenschützen als Verschlussorgane ausgestattet sind. Unter anderem sind folgende zum Teil jedoch nur temporäre Störungen aufgetreten, die aber nur in einem Fall die Gesamtleistungsfähigkeit der Wehranlage beeinflusste:

- Teilverklausungen von einzelnen Wehrfeldern → Verminderung der Leistungsfähigkeit des Wehrfeldes.

- Temporäre Blockade eines Kettenantriebs und damit des Verschlussorgans durch einen Baumstamm bei Teilöffnung → temporäre Verminderung der Leistungsfähigkeit des Wehrfeldes.
- Temporäre Blockade des Oberschützes durch Verklausung bei Teilöffnung → temporäre Verminderung der Leistungsfähigkeit des Wehrfeldes.
- Abstellung der Maschinen durch großen Treibzeuganfall (hoher Rechendifferenzdruck) führte durch Ableitung des gesamten Treibzeugteppichs zur vollständigen Verklausung des Nachbarwehrfeldes bei teil gezogenem Verschluss → Verminderung der Leistungsfähigkeit des Wehrfeldes.
- Verkeilung von Großbäumen an den zwischengelagerten Dammtafeln auf den Oberwasserpfeilern → Initiierung von Treibzeugansammlungen.
- Beschädigung von Steuerkabeln/Sparten unterhalb der Wehrbrücken (Donau), jedoch kein Ausfall.
- Vorhandene Betriebsvorschriften führten bei einzelnen Anlagen zu nachteiligen Abflussbeschränkungen der durch Treibzeug stark beanspruchten Wehrfelder und somit zu Verklausungssituationen.
- Großbäume konnten teilweise nur mit zusätzlichem schwerem Gerät geborgen werden.

Beispielhaft ist in der Abb. 2 die Teilverklausung an der Stauanlage Stammham dargestellt.



Abb. 2: Teilverklausung an der Stauanlage Stammham, Hochwasser 08/2005 (EWK, 2005).

Zusammenfassend ist festzuhalten, dass es im Bereich des Oberen Inns infolge der aufgetretenen Verklausungen und der damit verbundenen Reduzierung der jeweiligen Abflussleistung es jedoch nur bei einer Anlage zu einem Anstieg des Wasserspiegels kam, der jedoch unterhalb des zulässigen Stauziels für den (n-1) – Fall lag. Die Anlagensicherheit hinsichtlich Betrieb, Abflussleistung, Standsicherheit etc. war durch das aktive Handeln der Betriebsmannschaften jedoch zu jedem Zeitpunkt gegeben.

3 Lösungsansätze

3.1 Allgemeines

Unmittelbar nach dem Hochwasserereignis wurde innerhalb der EWK das Nachsorgeprojekt „Hochwasser 2005“ mit folgenden Projektgruppen aufgesetzt:

- Projektgruppe 1: Datenanalyse,
- Projektgruppe 2: Schadenanalyse,
- Projektgruppe 3: Verbesserungsmöglichkeiten.

Im Rahmen der Projektgruppe Schadenanalyse erfolgte auch für die Thematik Treibzeug zunächst eine Sammlung der aufgetretenen Probleme und Erkenntnisse für alle durch das Hochwasser 2005 betroffenen Anlagen am Inn, Isar, Lech, Donau und Main. Auf der Grundlage dieser Datenerhebung erfolgte dann für alle Wasserkraftanlagen der EWK eine entsprechende Bestands- und Defizitanalyse mit entsprechendem Maßnahmenkatalog zur Lösung von Defiziten bzw. zur Optimierung, der in den folgenden Kapiteln vorgestellt wird.

3.2 Betriebliche Maßnahmen

Hinsichtlich der Optimierung zur Ableitung von Treibzeug wurde das Steuerungskonzept der Wehrverschlüsse wie folgt angepasst:

- Vorzeitiges Abführen von Treibzeug zur Reduzierung von Treibzeugansammlungen und somit Priorisierung der planmäßigen Treibzeugabfuhr vor Erzeugung und Vermeidung von Kolk- und Uferschäden.
- Möglichst zügiges Durchfahren der Pakete auf reinen Unterschützbetrieb bei den Doppelhakenschützen.
- Rechtzeitige aktive Vor-Ort-Steuerung der Wehre zur Treibzeugabfuhr.

Mit der Änderung der Betriebsvorschriften gemäß den oben genannten Punkten kann nun eine größere Flexibilität zur Treibzeugabfuhr erreicht werden. Das Betriebspersonal wurde entsprechend den neuen Vorgaben geschult.

3.3 Bauliche Anpassungsmaßnahmen

Auf der Grundlage der Erkenntnisse aus dem Hochwasser 2005 wurden folgende bauliche Anpassungen durchgeführt:

- Sicherung der Steuerung/Sparten gegen Beschädigung durch Treibzeuganprall bzw. Verlegung in ungefährdete Bereiche der Wehrbrücke,
- Entfernung der Dammbalkenlagerung auf den Oberwasserpfeilern.

3.4 Flussbauliche und sonstige Maßnahmen

Zur vorbeugenden Vermeidung von starkem Treibholzanfall werden aus der Sicht der EWK folgende Maßnahmen empfohlen:

- Vorsorgliche Baumfällung von instabilen Großbäumen im Uferbereich,
- Regelmäßiges Entfernen von Großbäumen im Ufernahbereich, die durch Biber gefällt oder sehr stark geschädigt sind,
- Wiederbefestigung von renaturierten weichen Ufern mit starkem Baumbewuchs insbesondere an steilen Ufern,
- Vorsorgliche Baumrodung inkl. der Wurzelstöcke bei weichen Ufer zur Herstellung baumfreier Sicherheitsstreifen an den Prallufern auf eine Breite von ca. 30 m,
- Verbot von Holzlagern im Vorlandbereich innerhalb der Flussdeiche.

Innerhalb der Unterhaltungsgrenzen der EWK werden diese Maßnahmen aktiv durch die EWK umgesetzt, soweit dies im Rahmen der Unterhaltung zulässig ist. Für eine aktive Umsetzung dieser Maßnahmen außerhalb der Unterhaltsgrenzen ist jedoch die Unterstützung durch die entsprechenden Fach- und Genehmigungsbehörden erforderlich. Dies insbesondere im Hinblick auf das Verbot von Holzlagern und der Thematik „weiche Ufer“.

4 Forschungsprojekt Debris Management

4.1 Dam Safety Interest Group

Die Dam Safety Interest Group (DSIG) wurde im Jahr 1998 unter der Obhut der CEATI International Inc. (www.ceatech.ca) mit Sitz in Montreal gegründet und setzt sich aus internationalen Betreibern von Dämmen aus der USA, Canada, Europa, Neuseeland und Australien sowie Forschungseinrichtungen aus der USA und Kanada zusammen. Die EWK ist der DSIG im Jahr 2003 beigetreten. Derzeit besteht die DSIG aus 32 Mitgliedern.

4.2 Ziele und Projekte der Dam Safety Interest Group

Die Arbeit der DSIG steht unter dem Leitsatz „Innovation through Collaboration“ und hat primär folgende Ziele:

- Nutzung eines internationalen Netzwerks zum Erfahrungsaustausch zum Thema „Dam Safety“,
- Austausch über den internationalen Stand der Technik im Rahmen von „technical reports“,
- Initiierung und Durchführung von Forschungsprojekten, die für die Dammbetreiber von Nutzen sind,
- Beteiligung an Forschungsprojekten, die durch die Mitglieder alleine nicht finanzierbar sind,
- Einbringen der Forschungsergebnisse in die Alltagsarbeit der Betreiber,
- Benchmarking der Mitglieder zum Thema „Dam Safety“.

Im Rahmen der DSIG wurde bereits eine Vielzahl von Forschungsprojekten erfolgreich abgeschlossen (z.B.: Dam Risk Management, Static Ice Load, Investigation of Geophysical Methods). Derzeit sind sieben Forschungsprojekte in Bearbeitung (z.B.: Zerstörungsfreie Methode zur Überprüfung eingebauter Spannanker, Treibzeugmanagement, Durchführung Ereignisanalysen unter dem Aspekt People, Technique, Organisation (PTO), Dammerosion).

4.3 Ziel des Forschungsprojektes Debris Management

Ziel des Forschungsprojektes „Debris Management“ ist die Weiterentwicklung des Kenntnisstandes der Betreiber von Stauanlagen hinsichtlich Abschätzung der Verklausungsgefahr, Treibzeugabwehr, Treibzeugmanagement sowie die Ermittlung der verbleibenden Abflussleistung bei auftretenden Verklausungen.

4.4 Projektphasen

Das Projekt gliedert sich in drei Phasen. Die Phasen 1 und 2 sind dabei bereits abgeschlossen.

Phase 1:

In der Phase 1 erfolgte ein umfangreiche internationale Datenerhebung hinsichtlich aktueller Forschungsprojekte, Möglichkeiten zur Treibzeugabwehr, Treibzeugmanagement, aufgetretene Schadensfälle sowie Identifizierung des noch benötigten Forschungsbedarfs.

Phase 2:

In der Phase 2 wurde der Entwurf für das durchzuführende Forschungsprogramm erarbeitet und durch die Sponsoren des Projektes verabschiedet. Infolge des sehr hohen Kostenbedarfs, insbesondere für die geplanten Modellversuche, musste das vorgesehene Programm vorerst reduziert und zeitlich ausgedehnt werden. Die Ergebnisse der Phase 1 und Phase 2 wurden in dem CEATI Report „Debris in Reservoirs and Rivers – Dam Safety Aspects“ (ISAB Dammar & Kraft, 2005) zusammengestellt.

Phase 3:

In der Phase 3 wird das Forschungsprogramm entsprechend umgesetzt. Die Phase 3 gliedert sich dabei in folgende vier Unterprojekte:

Unterprojekt 1:

Abschätzung der möglichen Treibzeugmengen und Erarbeitung von Maßnahmen zur Reduzierung, Projektabschluss: 2008.

Unterprojekt 2:

Abschätzung der Versagensstatistik von Treibzeugabwehreinrichtungen, Projektabschluss: 2008l

Unterprojekt 3:

Verhalten der Treibzeugabwehreinrichtungen unter dynamischen Lasten, Projektabschluss: 2008.

Unterprojekt 4:

Durchführung der Modellversuche, Projektabschluss: 2008.

Das Gesamtprojekt wird somit voraussichtlich im Jahr 2009 abgeschlossen. Die Kosten für das Gesamtprojekt betragen ca. 630 TEUR. Die Kosten für die Modellversuche betragen dabei ca. 430 TEUR.

4.5 Vorgesehene Modellversuche

Im Rahmen der Modellversuche sollen folgende Fragestellungen abgearbeitet werden:

- Mögliche Passageraten für das Passieren von Bäumen z.B. in Abhängigkeit der Baumgröße zur Wehrfeldgröße,
- Verbesserung der Passageraten durch Optimierung des Betriebs der einzelnen Wehrfelder,
- Verhalten von Treibzeuggruppen bei Hochwasserentlastungsanlagen einschließlich Blockadeeffekt,

- Abflussreduzierung bzw. verbleibende Abflussleistung bei Verklausung,
- Möglichkeiten zur Aufrechterhaltung der Abflussleistung bei Treibzeugbelagerung/ Verklausung,
- Einflüsse der Öffnungshöhe des Verschlussorgans sowie Abstand einer Oberwasserbrücke hinsichtlich Verklausungsgefahr,
- Blockadeeffekte an Oberwasserbrücken,
- Technische Anpassungen von Hochwasserentlastungsanlagen zur Reduzierung von Blockadeeffekten bzw. Abflussbehinderungen.

Die Modellversuche werden in den Massstäben 1:20, 1:10 und 1:5 durchgeführt. Die Durchführung der Modellversuche im Massstab 1: 20 erfolgt in der der Versuchanstalt des Lehrstuhls für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU München in Obernach (VAO). Die Modellversuche 1:10 und 1:5 werden in Borga (Schweden) durchgeführt.

Infolge der sehr hohen Kosten für das Gesamtprojekt können vorerst folgende Untersuchungen nicht abgewickelt werden:

- Modellversuche im Massstab 1:2,
- Ergebnisverifizierung der Modellversuche mittels Prototyp-Tests (1:1 Versuch).

4.6 Modellversuche Versuchanstalt TU München

Die Durchführung der Modellversuche im Massstab 1:20 erfolgte 2006 und 2007 sowohl an einem einfeldrigen als auch an einem dreifeldrigen Modell. Das Modell wurde in einem rechtwinkligen Kanal mit einer Länge von 220 m, einer Breite von 2,5 m und einer Tiefe von 2 m eingebaut (Abb. 3). Der entsprechende Längsschnitt sowohl für das Einfeld- als auch Dreifeld-Modell ist in der Abb. 4 dargestellt.



Abb. 3: Übersicht Dreifeld-Modell (Rutschmann, Hartlieb, 2007).

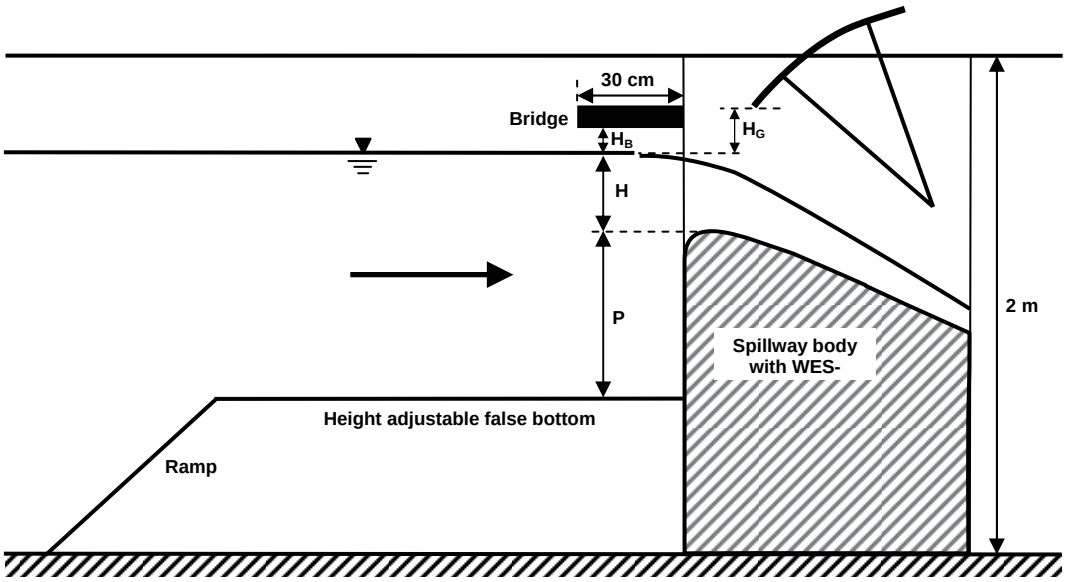


Abb. 4: Schematischer Längsschnitt Modell (Rutschmann, Hartlieb, 2007).

Das Abflussspektrum im Modell reichte von etwa 70 bis 1000 l/s. Dies entspricht in der Natur 125 bis 1800 m³/s.

Im Rahmen der bisher durchgeführten Modellversuche wurden folgende Parameter variiert:

- Länge L der Treibzeugbäume im Verhältnis zur Abflussbreite W (L/W = 1, 1,5, 2),
- Überfallhöhe H im Verhältnis zur Breite W (H/W = 0,35, 0,5, 0,7, 0,9),

- Höhendifferenz P zwischen der Krone und der Sohle im Verhältnis zu H (P/H = 0,1, 1, 2),
- Anfall von Einzelbäumen sowie Baumgruppen,
- Unterschiedliche Baumtypen hinsichtlich Steifigkeit, Gewicht, Anzahl und Länge der Äste,
- Öffnungshöhe des Drucksegments ohne Ansatz eine Oberwasserbrücke,
- Abstand Brücke zum Oberwasserspiegel bei voll geöffneten Verschlüssen,
- Offene Felder (1, 2, oder 3).

Die im Modellversuch verwendeten unterschiedlichen Baumtypen sind der Abb. 5 zu entnehmen.

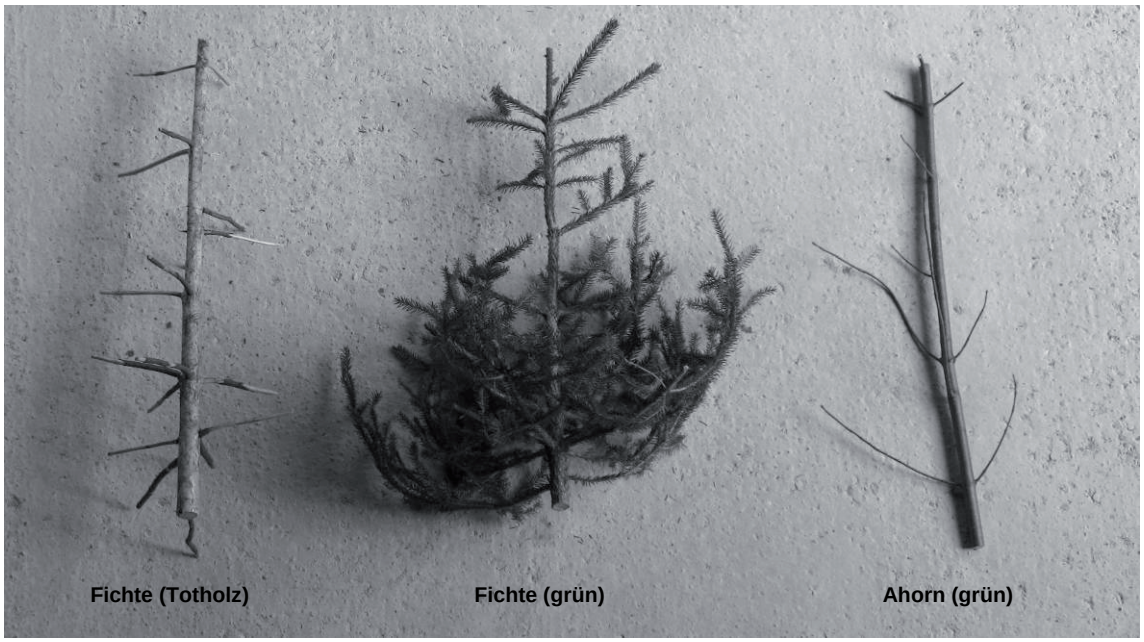


Abb. 5: Baumtypen für die Modellversuche (Rutschmann, Hartlieb, 2007).

Im Rahmen der Modellversuche wurden auch umfangreiche Untersuchungen mit dem Ziel durchgeführt, unter welchen Randbedingungen es zur Ausbildung von einlagigen Treibzeugteppichen sowie zu mehrlagigen, kompakten Verklausungskörpern kommt. Dabei wurden auch der damit einhergehende Anstieg des Oberwasserspiegels bzw. die Reduzierung der Abflussleistung mit untersucht. Die Simulation zur Entstehung und Ausbildung von mehrlagigen Verklausungskörpern ist beispielhaft der Abb. 6 zu entnehmen.

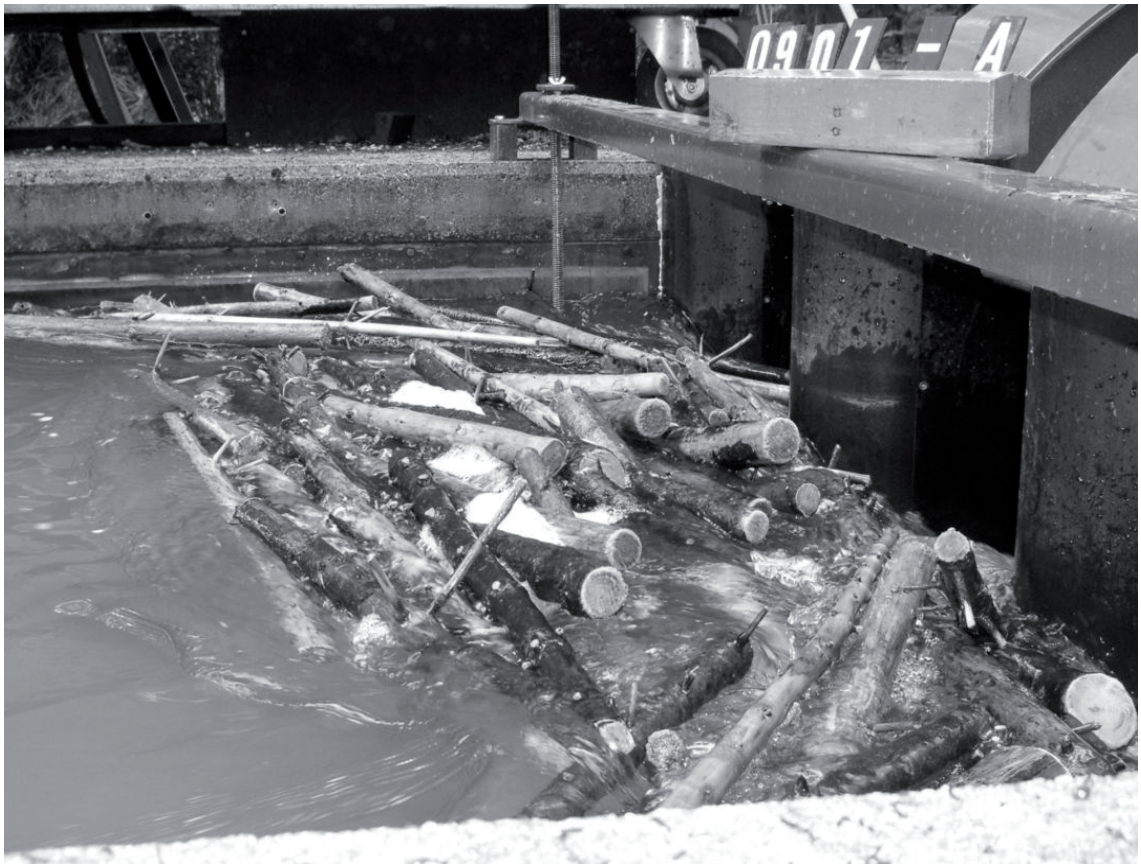


Abb. 6: Mehrlagiger Verklausungskörper am Dreifeld-Modell (Rutschmann, Hartlieb, 2007).

Des Weiteren wurden unter anderem am Modell Versuche zur Ermittlung von Blockaderaten am Verschlussorgan und an der Oberwasserbrücke sowie Versuche zu Ermittlung der Blockaderaten in Abhängigkeit der unterschiedlichen Steuerung der Verschlüsse sowie der Anzahl der geöffneten Felder durchgeführt.

4.7 Modellversuche Borga

Die Modellversuche im Massstab 1:10 wurden im Herbst 2007 in Borga in Nordschweden durchgeführt. Der entsprechende Versuchsaufbau ist in der Abb. 7 dargestellt. Die Versuche wurden dabei hinsichtlich der Parameterkombinationen weitgehend in Analogie zu den Versuchen der VAO durchgeführt, jedoch infolge des ungleich höheren Aufwands mit insgesamt weniger Versuchsläufen. Es wurden in Schweden aber keine Versuche mit unterschiedlichen Verschlussöffnungen und vorgelagerten Brücken durchgeführt.



Abb. 7: Versuchsaufbau Borga (DSIG, 2007).

Die Versuchsdurchführung für den Massstab 1:5 ist für den Herbst 2008 vorgesehen.

4.8 Zwischenergebnisse Modellversuche

Da die detaillierten Ergebnisse aus den Modellversuchen nur den Projektsponsoren zur Verfügung gestellt werden und nur durch diese genutzt werden dürfen, können die ersten Zwischenergebnisse für die bisher durchgeführten Versuche der VAO nur ansatzweise aufgeführt werden. Auszugsweise sind folgende Zwischenergebnisse zu nennen (Rutschmann, Hartlieb, 2007):

- Keine signifikanten Unterschiede für die Blockaderaten für das Einfeld- und Dreifeld-Modell bei vollständig geöffneten Verschlüssen und ohne Ansatz einer Oberwasserbrücke.
- Die Blockaderaten für Einzelbäume waren für alle Modellparameter sehr gering.
- Die Blockaderaten für Baumgruppen sind überwiegend abhängig vom Verhältnis Baumlänge zur Wehrfeldbreite und zusätzlich signifikant geringer ab einer bestimmten Überfallhöhe.
- Die Blockaderaten an der Oberwasserbrücke sind deutlich höher als bei teilgeöffnetem Verschluss.

- Die Ausbildung eines Treibzeugteppichs ist stark abhängig vom Betrieb der Wehrfelder hinsichtlich Teilöffnung bzw. Vollöffnung der Verschlussorgane.
- Die kritischen Randbedingungen zur Ausbildung eines mehrlagigen, kompakten Verklausungskörpers konnten ermittelt werden.
- Die erforderliche Freibordhöhe einer Oberwasserbrücke zum Ausschluss einer Verklausung durch Treibzeug in Verbindung mit den entsprechenden Randbedingungen konnte ermittelt werden.
- Quantifizierung des von einer Verklausung hervorgerufenen Aufstaus bzw. der Verringerung der Abflussleistung.

Der Bericht mit den Auswertungen zu den durchgeführten Versuchen in Borga liegt noch nicht vor, so dass für diese Versuche derzeit noch keine Ergebnisse vorgestellt werden können. Es kann jedoch bereits festgehalten werden, dass hinsichtlich der Verklausungsraten im großen und ganzen die Ergebnisse der Versuche in der VAO bestätigt wurden. Große Unterschiede zur VAO gab es beim Prozess und Form der Verklausung, die vermutlich auf die unterschiedlichen Holzdichten in den Versuchen zurückzuführen sind.

Abschließend ist noch festzuhalten, dass durch die Vielzahl der Ansätze von Modellparametern und deren jeweiligen Parameterkombinationen die Interpretation der Ergebnisse und die damit verbundenen Empfehlungen für die Betreiber erschwert sind. Dies gilt es in den nachfolgenden Versuchen entsprechend einzugrenzen. Allerdings war die Parametervielfalt gut, um sich einen Überblick zu verschaffen und um nicht maßgebliche Einflussfaktoren für die weiteren Versuche auszuschließen.

4.9 Ausblick

Es kann festgehalten werde, dass sich im Rahmen der bisher durchgeführten Modellversuche für die Betreiber bereits sehr wichtige Erkenntnisse zur Ableitung bzw. zum Blockadeverhalten von Treibzeug ergeben haben. Auf der Grundlage der vorliegenden Zwischenergebnisse der Modellversuche in der VAO und der Modellversuche in Schweden wurde durch die Projektgruppe der DSIG das weitere Versuchsprogramm diskutiert und festgelegt. Die Abwicklung dieser Versuche ist für das Jahr 2008 sowohl in der VAO als auch in Schweden vorgesehen.

5 Zusammenfassung

Die Thematik „Schwemmholz in Talflüssen“ stellt gerade unter dem Aspekt der Anlagensicherheit für die Betreiber von Laufwasserkraftanlagen eine wichtige Aufgabe dar, die ergänzend durch bereits laufende und zukünftig geplante Renaturierungsmaßnahmen eine zusätzliche Bedeutung bekommt. Der enorme Treibzeuganfall an den Anlagen der EWK im Rahmen des Augusthochwassers 2005 in Verbindung mit dabei aufgetretenen Störungen bestätigt dies.

Insbesondere auch infolge der Erfahrungen aus dem Hochwassers 2005 wurden innerhalb der EWK betriebliche, bauliche sowie flussbauliche Lösungsansätze hinsichtlich einer gesicherten Treibzeugabfuhr bzw. zur Vermeidung von Verklausungen erarbeitet.

Ein weiterer wesentlicher Schwerpunkt innerhalb der EWK zur Thematik Treibzeug ist die Beteiligung am internationalen Forschungsprojekt „Debris Management“ der Dam Safety Interest Group. Ziel des Forschungsprojektes ist die Weiterentwicklung des Kenntnisstandes hinsichtlich Treibzeugmanagement, Treibzeugabwehr, Passageraten von Treibzeug, Abschätzung der Verklausungsgefahr sowie die Ermittlung der verbleibenden Abflusskapazität bei auftretenden Verklausungen. Ein wesentlicher Bestandteil des Projekts ist dabei die Durchführung von Modellversuchen in unterschiedlichen Maßstäben bis hin zum Großversuch in der Natur. Im Rahmen der bisher durchgeführten Modellversuche haben sich für die Betreiber bereits sehr wichtige Erkenntnisse zur Ableitung bzw. zum Blockadeverhalten von Treibzeug ergeben.

Referenzen

Rundqvist, J. (2005): Debris in Reservoirs and Rivers – Dam Safety Aspects, CEATI Report.

Rutschmann, P., Hartlieb, A. (2007): Floating Debris Model Tests, Chair and Laboratory of Hydraulic and Water Resources Engineering of TU Munich, Test Report Nr. 394.

Adresse des Autors

Dipl.-Ing. Karl-Heinz Straßer
E.ON Wasserkraft GmbH
Luitpoldstraße 27
D-84034 Landshut
E-Mail: karl.heinz.strasser@eon-energie.com





Geschieberückhaltesperre mit mobilen Balkenelementen

C. Tognacca, J. Speerli, M. Schmidt

1 Einführung und Fragestellung

Das Geschiebeaufkommen in Wildbächen ist oft entscheidend für die Gefährdung der Siedlung und der Infrastruktur während Hochwasserereignissen. Die Abnahme der Transportkapazität in den flacheren Bachabschnitten auf dem Schwemmkegel gemeinsam mit zu klein dimensionierten Gerinnen führen oft zu Geschiebeanlandungen und folglich zu Überflutungen und Übersarungen.

Zur Reduktion des Geschiebeeintrages in den Unterlauf werden am oder vor dem Kegelhals oft Geschieberückhalteräume realisiert. Verschiedene Typen von Geschieberückhaltesperren wurden entwickelt und gebaut (vgl. z.B. Roth, 2001). Ein wichtiges Ziel bei der Entwicklung und Optimierung dieser Bauwerke ist die Sortierung des Geschiebes: die groben Fraktionen sollen zurückgehalten, die oft unproblematischen Feinsedimente sollen dagegen weitergeleitet werden. In Wirklichkeit erweisen sich Geschieberückhaltesperren sehr oft als binäre Systeme: entweder sind sie komplett offen und die Hochwasserwelle passiert samt Geschiebe das Bauwerk, oder aber sind sie sehr schnell praktisch vollständig verstopft. Im diesem Fall bildet sich ein Rückstau, was die unerwünschte Ablagerung von Feinsedimenten und eine beträchtliche Reduktion des nutzbaren Rückhaltevolumens für das Geschiebe verursacht.

2 Eine neue Idee

Um die Ablagerungsprozesse im Geschiebesammler besser zu kontrollieren, hat das Büro beffa tognacca gmbh einen neuen Sperrentyp entwickelt, bei dem die horizontalen Balkenelemente entsprechend dem Auflandungsprozess während des Hochwasserereignisses in einem relativ breiten Schlitz sukzessive abgesenkt werden.

2.1 Prinzip

Am Anfang des Ereignisses ist der Sperrenschlitz offen und der Abfluss kann samt Geschiebe und Schwemmholz das Bauwerk ungehindert passieren (Abb. 1 a). Der erste Balken wird erst abgesenkt, wenn die maximale Geschie-

bekapazität im Unterwasser erreicht wird. Die nachfolgenden Balken werden abgesenkt, sobald Geschiebe durch den Sperrenschlitz transportiert wird.

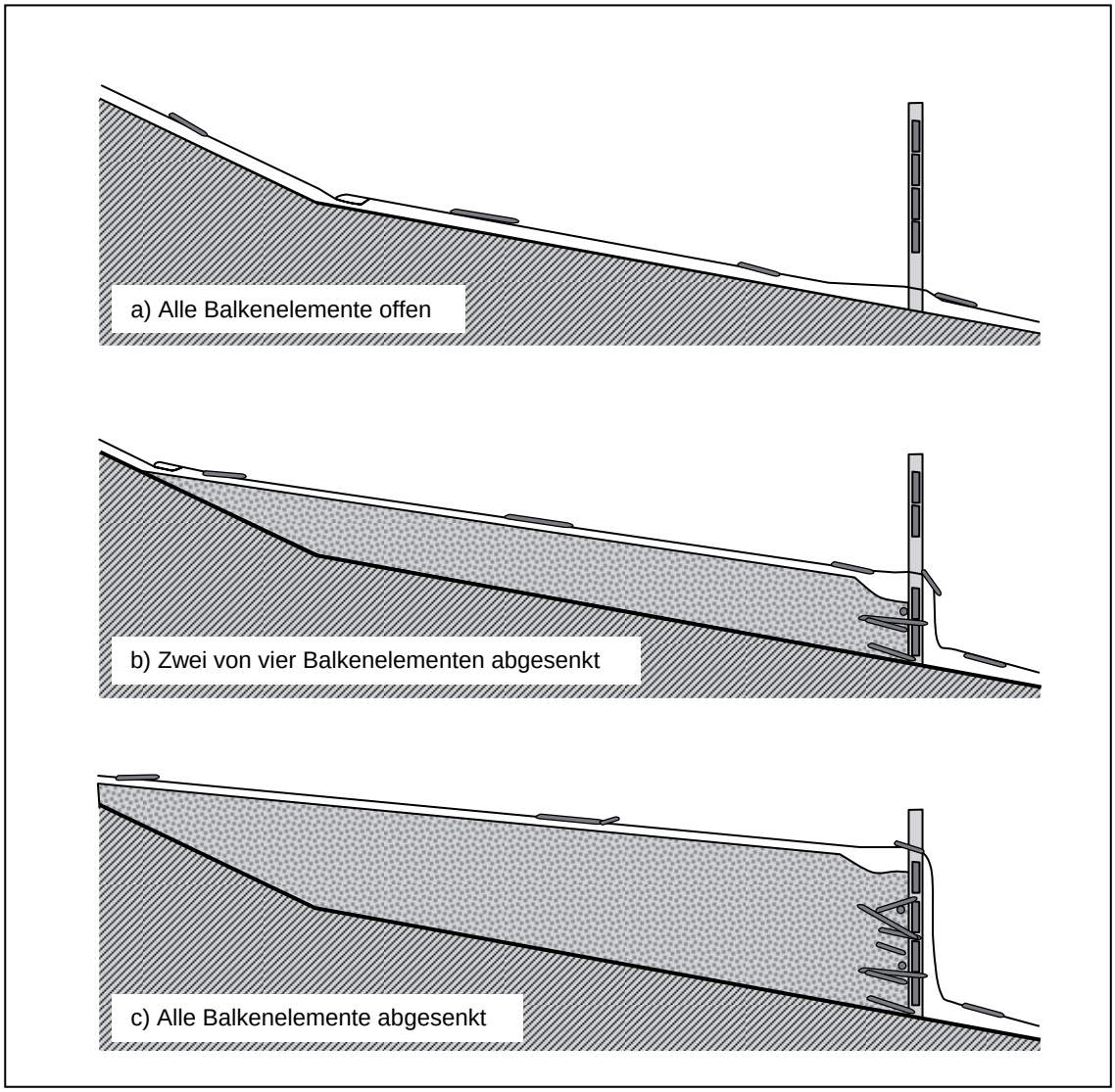


Abb. 1: Schematische Darstellung der Ablagerungsprozesse bei einer Schlitzsperre mit mobilen Balkenelementen im Hochwasserfall.

Die sukzessive Erhöhung der Kote der Überfallsektion erlaubt, den bei konventionellen Bauwerken üblichen Aufstau (vgl. z.B. Lange und Bezzola, 2006) zu vermeiden. Die Fliessgeschwindigkeiten und die Schubspannungen bleiben im ganzen Rückhalteraum hoch (Abb. 1b und c). Damit kann bei dieser neuartigen Sperre während des Ereignisses Feinmaterial und kleines Geschiebe durch den Sammler transportiert werden und das Rückhaltevolumen kann optimal ausgenutzt werden. Dies ist auch beim Überlastfall vorteilhaft, weil der Überlauf des Rückhalteraumes stark verzögert werden kann. Durch die Reduktion der Feinsedimentablagerungen können auch die Räumungskosten reduziert werden.

2.2 Konstruktion

Die neue Sperre ist eine gerade Betonsperre mit einem mittleren Schlitz von 6 m lichter Breite. Diese Breite entspricht in etwa der natürlichen Gerinnebreite im Usserdorfbach. Bei häufigen Hochwasserereignissen mit kleiner Geschiebeführung kann somit der Abfluss den Sammler ungehindert passieren.

Die Balken bestehen aus drei bzw. vier horizontalen HEB300-Trägern, die auf jeder Seite mit einem vertikalen Träger verbunden sind. Die rund 60 cm breiten Öffnungen bei den Balkenelementen werden mit Gittern (mit einer Maschenweite von 24 cm) versehen, die das Austragen von grobem Geschiebe (d_{Natur} ≥ 6 cm) weitgehend verhindern, so dass nur feines Geschiebe und Schwebstoffe ins Unterwasser der Schlitzsperre transportiert werden können.

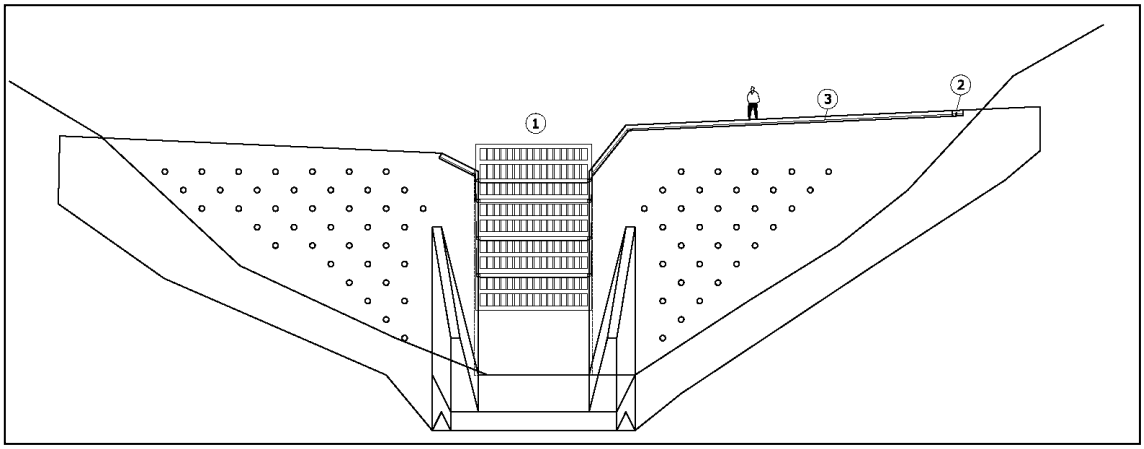


Abb. 2: Ansicht der in den Modellversuchen optimierten Schlitzsperre mit mobilen Balkenelementen (1), Sollbruchstelle (2) für die Aufhängeseile und in der Sperrenkrone eingebautem Führungskanal für die Seile (3).

Die lichte Höhe zwischen der Bachsohle und dem untersten Balkenelement sowie die lichte Höhe zwischen dem obersten der abgesenkten Elementen und dem untersten, noch abzusenkendem Element betragen 4 m.

Die aufgrund der Modellversuche optimierte Schlitzsperre ist in Abb. 2 dargestellt. Gegenüber der Modellsperre ist bei dieser optimierten Konstruktion die linke Flügelmauer um 1.5 m höher als die rechte Flügelmauer. Somit kann der Abfluss im Überlastfall kontrolliert über die Abflusssektion und eine einzige Flügelmauer geführt werden.

Sobald alle vier Balkenelemente abgesenkt sind, entspricht die neue Schlitzsperre einer konventionellen Sperre mit fixen Balken. Die Aufhängevorrichtungen für die Balkenelemente sind in den Flügelmauern eingebaut und kommen nicht zum Vorschein.

3 Hydraulische Modellversuche

3.1 Zielsetzung

Die Schlitzsperre mit mobilen Balken stellt ein Novum dar und die Umsetzung dieser Idee in der Praxis hat mehrere Fragen auftauchen lassen. Anhand eines abstrahierten, allgemeingültigen hydraulischen Modells wurden die Machbarkeit sowie die Funktionstüchtigkeit der neuartigen Schlitzsperre geprüft. Im Vordergrund standen die Untersuchung und die Optimierung des Absenkverhaltens der Balkenelemente, der Strömungsverhältnisse im Rückhalteraum, des Schwemmholzrückhaltes sowie des Geschieberückhaltes.

3.2 Hydraulisches Modell

Die neue Sperre wurde anhand von physikalischen Modellversuchen am Institut für Bau und Umwelt der HSR Hochschule für Technik Rapperswil getestet und optimiert. Die idealisierte Sperre (Abb. 3) wurde im Massstab 1:30 nachgebildet. Die Modellierung basierte auf dem Gesetz der Froude'schen Ähnlichkeit.

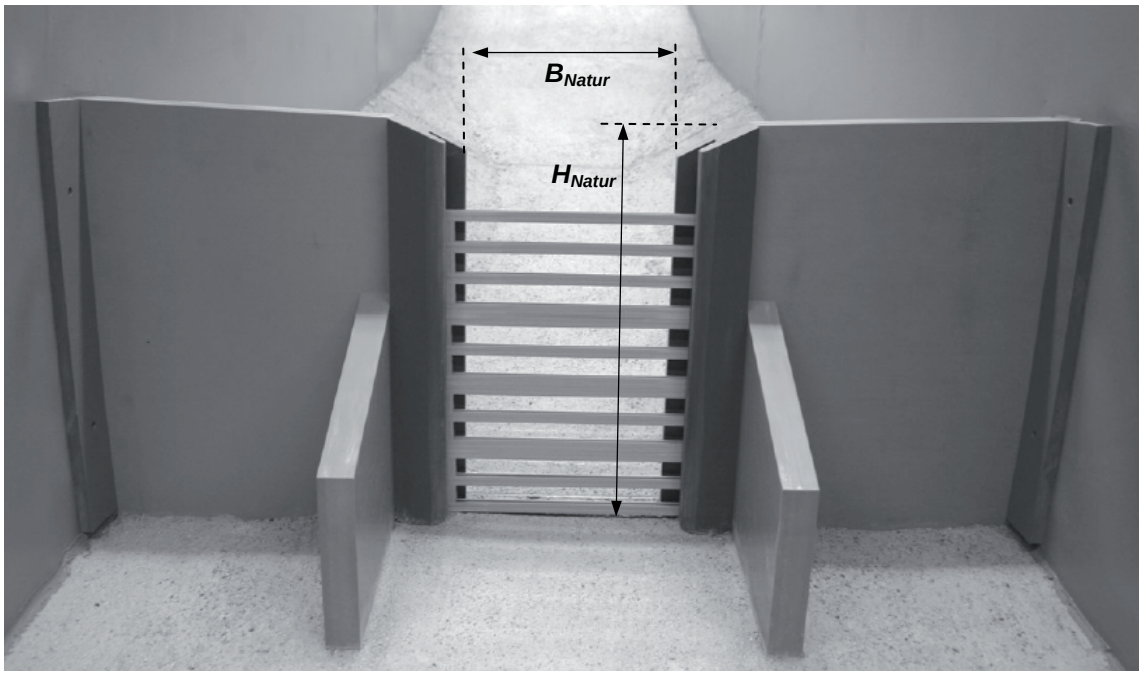


Abb. 3: Ansicht des hydraulischen Modells mit Schlitzsperre und abgesenkten Balkenelementen (ohne Gittereinsatz zwischen den einzelnen Stahlträgern).

Die Modellsperre ist charakterisiert durch eine Schlitzbreite B_{Natur} von 6 m, die Sperrenhöhe H_{Natur} beträgt 11.5 m, und die 4 mobilen Balkenelemente haben eine Länge von 7.6 m und eine Höhe von 2 m (die drei unteren Elemente) bzw. 3 m (das obere Element).

Das Längsgefälle im vorderen Teil des Rückhalteraums und im Bereich der Sperre beträgt 10%, eine 30% steile Zulaufstrecke führt Wasser, Geschiebe und Holz zum Rückhalteraum. Die Gerinnesohle sowie die Uferbereiche sind fest und durch einen Korndurchmesser von d_{Natur} von rund 5 cm charakterisiert.

3.3 Vorgehen und Versuchsbedingungen

Die Untersuchung der neuen Sperre wurde in fünf Phasen unterteilt. In den ersten zwei Phasen wurden Vorversuche bei stationärem Reinwasserabfluss ohne (Phase 1) bzw. mit Schwemmholz (Phase 2) durchgeführt. In den folgenden zwei Phasen wurden Versuche mit Geschiebe und Schwemmholz durchgeführt. Dabei wurden sowohl stationäre (Phase 3) als auch instationäre Abflüsse (Ganglinienversuche der Phase 4) untersucht. Die letzte Versuchsphase (Phase 5) diente der Prüfung von Spezialfällen.

Der Abfluss wurde zwischen 5 und 50 m^3/s variiert. Als Schwemmholz wurden drei Holzklassen verwendet: Wurzelstöcke (10% Volumen), Holzstämme mit 1.0 bis 2.5 m Länge und 26 cm mittlerem Durchmesser (30% Volumen) und Holzstämme mit 2.5 bis 7.2 m Länge und 48 cm mittlerem Durchmesser (60% Volumen). Die verwendete Geschiebemischung ist definiert durch folgende Kennzahlen: $d_{m,Natur}$ = 0.22 m, $d_{90,Natur}$ = 0.62 m und $d_{max,Natur}$ = 1.0 m. Die Zugabe von Holz und Geschiebe ins Modell erfolgte manuell.

3.4 Resultate und Folgerungen

3.4.1 Absenken der Balkenelemente

Aus den mehr als 1’200 durchgeführten Absenkversuchen konnte festgestellt werden, dass Verschlussprobleme infolge Auftriebs sowie eine mögliche Austragung der Balkenelemente aus der Führungsnute ausgeschlossen werden können. Die Anwendung einer externen Kraft für die Absenkung der Elemente ist nicht nötig, das Eigengewicht der Balken ist ausreichend für den Absenkvorgang.

In den Versuchen mit Holz (sei es mit oder ohne Geschiebe) wurde festgestellt, dass es infolge einer Schwemmholzverklemmung zu einer Schrägstellung der Balkenelemente kommen kann, woraus im Extremfall Spaltöffnungen bis etwa 2 m resultieren können. Spaltöffnungen bis zu ca. 1 m werden durch Geschiebe und Schwemmholz verschlossen und die Funktionsweise der Schlitzsperre ist nicht gefährdet. Bei grösseren Spaltöffnungen kann dagegen nicht davon ausgegangen werden, dass diese durch Geschiebe und Schwemmholz verklausen. Durch eine Verringerung des Führungsnutabstandes auf 8 cm können extreme Schrägstellungen (wie z.B. in Abb. 4a) sowie zu grosse Spaltöffnungen ver-

mieden werden. Damit kann eine optimale Geschieberückhaltefunktion und ein minimaler Geschiebeaustrag in den Unterlauf sichergestellt werden.

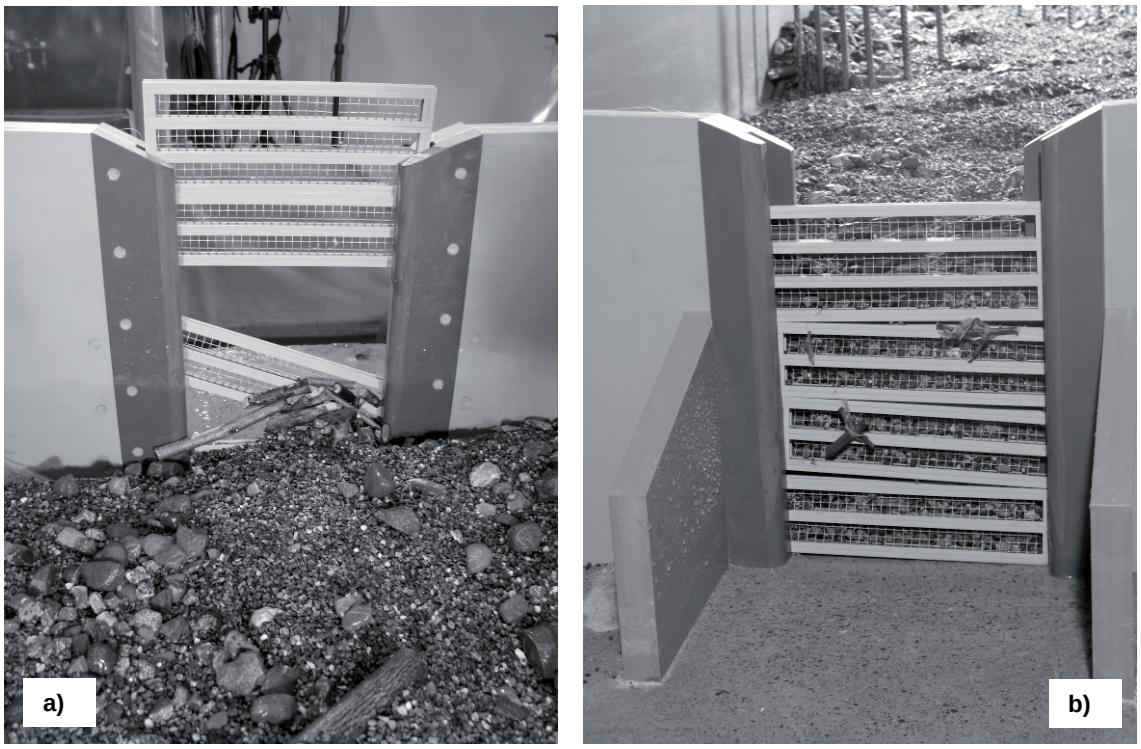


Abb. 4: a) Extreme Schrägstellung des zweituntersten Balkens (kann durch die Reduktion des Nutabstandes auf ein tolerierbares Mass (ca. 1 m) reduziert werden); b) Ansicht der Schlitzsperre mit nahezu perfekter Absenkung aller Balkenelemente.

3.4.2 Versuche mit Geschiebe und Schwemmholz

Die Modellversuche mit Geschiebe und Holz haben gezeigt, dass man nicht davon ausgehen kann, dass die Elementabsenkung immer perfekt erfolgt. Bei der Dimensionierung der Sperre und der Elemente muss man berücksichtigen, dass Holzstämme und allenfalls auch Geschiebe zwischen den Balkenelementen verklemmen können. Dies ist im Allgemeinen kein Problem, weil die dadurch entstandenen Abstände zwischen den Balken normalerweise klein sind. Bleiben dagegen lange Baustämme beim Sperrenschlitz in nahezu vertikaler Position hängen (vgl. Abb. 5), kann das nächste Element möglicherweise gar nicht mehr abgesenkt werden. Eine solche ungünstige Stellung hat sich in den Versuchen nur einmal ergeben, und zwar bei den Versuchen ohne selektiven Schwemmholzrückhalt.

Damit das Risiko einer solchen Situation minimiert werden kann, wurde im Sammler ein selektiver Holzrückhalt anhand verschiedener Teilrechen realisiert (Abb. 6). Diese Teilrechen bestehen aus 5 bis 6 vertikalen, im Grundriss dreieckförmig angeordneten Stahlträgern in einem Abstand von 2.1 m. Zur Verbesserung der Rückhaltewirkung wurden bei den drei vordersten Teilrechen bis in

einer Höhe von 4 m Netze mit einer Maschenweite von 45 auf 60 cm angebracht (bei der Umsetzung in der Praxis sollen die Netze bis auf eine Höhe von mindestens 6 m gespannt werden). Der Abstand zwischen den Teilrechen beträgt rund 8 m. Damit kann eine komplette Verklausung der gesamten Sammlerbreite durch Schwemmholz vermieden und eine gute Durchgängigkeit für das Geschiebe (bis zur Sperre) sichergestellt werden. Ohne Absenkung der Balkenelemente wird bei den einzelnen Teilrechen nur eine minimale Geschiebemenge (nur wenige Dutzend Kubikmeter) zurückgehalten.



Abb. 5: Vollständige Rückhalteraumauflandung (ohne selektiven Holzrückhalt) bei fast perfekter Absenkung der Elemente. Nach Absenkung des letzten Elements ist ein langer Baumstamm in nahezu vertikaler Position hängen geblieben.

Dank einer optimierten Anordnung der Rechen kann über 60% der potentiell problematischen langen Baumstämme zurück gehalten werden. Das Risiko einer ungünstigen Schwemmholzstellung an der Sperre kann somit reduziert, allerdings nicht eliminiert werden.

Durch das Verklemmen von Holz und Geschiebe zwischen den Balkenelementen erhöht sich die Kote des obersten Balkens. Dies soll bei der Bemessung der Sperre und/oder der Balkenelemente berücksichtigt werden. Die Überfallsektion kann zum Beispiel durch den Einsatz von vier 2-metrigen Elementen anstatt drei 2-metrigen und einem 3-metrigen Element vergrössert werden. Weiter kann die eine Flügelmauer etwas höher gebaut werden als die andere (siehe Abb. 2), so dass im Überlastfall oder im Falle einer sehr hohen Kote der Überfallsektion der Abfluss sicher über einen Sperrenflügel geführt werden kann. Der Fuss der Sperre und die Böschung sollen gegen Auskolkung gesichert werden, so dass das Überströmen der Flügelmauer die Stabilität des Bauwerkes nicht gefährdet.

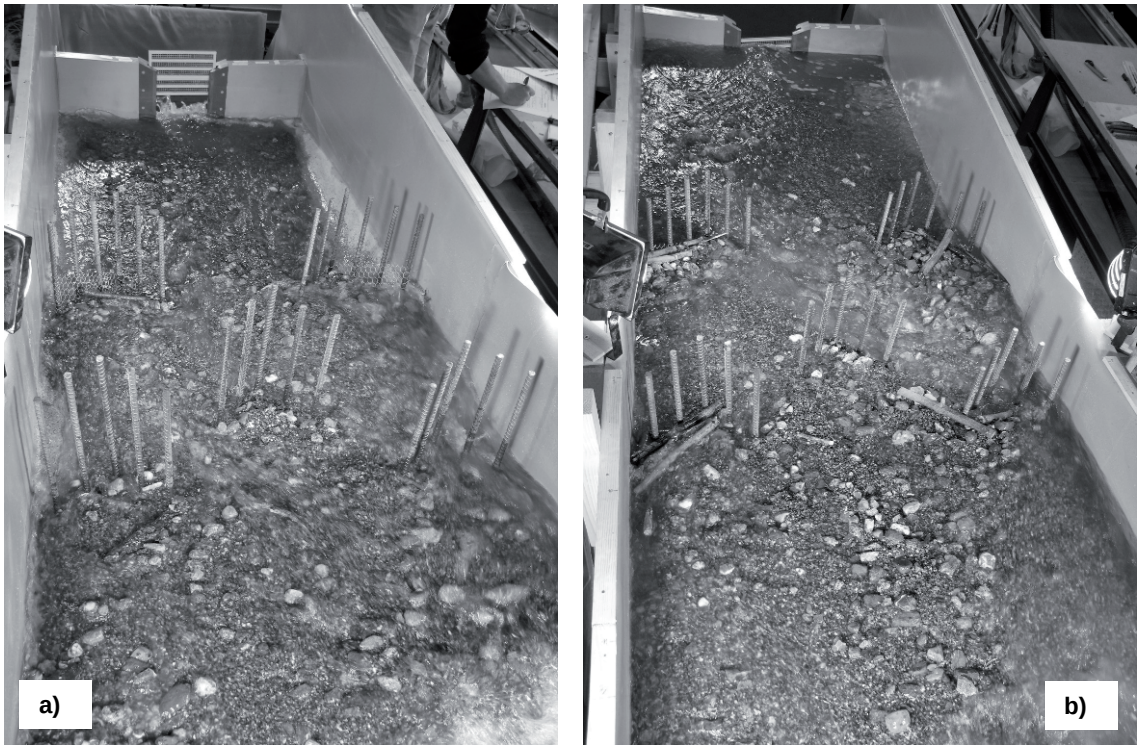


Abb. 6: Selektiver Holzrückhalt (integriert im Rückhalteraum) mit fünf Teilrechen; a) Zwei von vier Balkenelementen sind noch nicht abgesenkt, b) Alle Elemente sind abgesenkt.

4 Implementierung in der Praxis

Die zentrale Neuheit der vorgestellten Schlitzsperre sind die mobilen Balkenelemente, die im Hochwasserfall nach Bedarf abgesenkt werden. Die Möglichkeit bzw. die Notwendigkeit, eine Rückhaltesperre während eines Hochwasserereignisses aktiv zu betreiben, hat einige Fragen bezüglich persönlicher Sicherheit der Beteiligten (z.B. Feuerwehr) sowie Hochwassersicherheit auftauchen lassen.

Der Betrieb eines gesteuerten Hochwasserschutzbauwerkes an einem Wildbach ist mit Schwierigkeiten und Unsicherheiten verbunden, die mit ausgeklügelten Konstruktionen gelöst bzw. mit der Erarbeitung und Einübung einer durchdachten Notfallplanung stark reduziert werden können.

4.1 Zuverlässiger Auslösemechanismus

Eine zentrale Rolle für die Zuverlässigkeit der neuen Schlitzsperre spielt der Auslösemechanismus für die Absenkung der Balkenelemente. Dieser soll eine grosse Betriebssicherheit aufweisen und auch im Falle eines Hochwasserereignisses 30 oder sogar 50 Jahre nach der Realisierung des Bauwerkes sicher betrieben werden können. Bei nicht korrektem Funktionieren der Anlage (z.B. wenn keine Balken abgesenkt werden können), ist nämlich die Schadenssumme grösser als bei anderen, konventionellen Sperrentypen.

In Zusammenarbeit mit einem renommierten Seilbahnbauer wurde ein robuster, sicherer und zuverlässiger Aufhänge- und Auslösungsmechanismus entwickelt. Die vier Balkenelemente werden in einer Führungsnute mittels Stahlseile aufgehängt. Diese Seile werden über wartungsfreie Gleitlagerbüchsen in einem in der Sperrenkrone eingebauten Kanal und durch die Balkenelemente geführt, die Seilenden werden an der rechten und linken Flügelmauer befestigt. Die Auslösung der Balkenelemente erfolgt durch die Auftrennung der einzelnen Seile an einer Sollbruchstelle (vgl. Abb. 2). Nach der Auftrennung der Seile fallen die Balken einzig durch ihr Eigengewicht (d.h. ohne externe Kraft) in ihre Endposition. Die Sollbruchstelle ist in einem Kasten an einem sicheren, auch im Extremfall zugänglichen Ort auf der höher gelegenen Flügelmauer installiert.

4.2 Notfallplanung

Damit im Hochwasserfall ein sicherer Betrieb der Anlage gewährleistet werden kann, müssen im Rahmen der Notfallplanung ein Alarmsystem und ein Reglement für die Bedienung der absenkbaren Elemente erarbeitet werden. Insbesondere soll das Betriebsreglement die Auslösekriterien und die Steuergrössen für die einzelnen Balkenelemente sowie eine klare Regelung der Zuständigkeiten enthalten.

4.3 Vorteile des neuen Sperrentyps

Wird dank ausgeklügelter Konstruktion und durchdachter Notfallplanung ein zuverlässiger und korrekter Betrieb der Anlage gewährleistet, so hat die vorgestellte Schlitzsperre mit absenkbaren Balkenelementen Vorteile gegenüber konventionellen Sperren.

Der Anteil Feinsedimente in den Ablagerungen ist bedeutend kleiner als bei konventionellen Rückhaltesperren. Dadurch lassen sich die Kosten für die Räumungen nach den Hochwasserereignissen bis zur Hälfte reduzieren. Die über die Lebensdauer kapitalisierte Einsparung kann mehrere Hunderttausende von Franken ausmachen.

Dank der besseren Ausnutzung des Rückhaltevolumens kommt das System viel später an seiner Kapazitätsgrenze und im Falle einer Systemüberlastung (Überlastfall) ist die Schadenssumme kleiner als bei einer konventionellen Sperre.

Auch ökologisch ist die neue Sperre konventionellen Sperrentypen überlegen. Sie bietet eine grössere Durchgängigkeit des Bachsystems für Schwebstoffe und teilweise auch für Geschiebe. Bei kleinen Ereignissen ist die Durchgängigkeit des Systems komplett. Dank dem reduzierten Aufwand für die Räu-

mungen nach Hochwasserereignissen können auch die Immissionen in die Umwelt (Abgase, Lärm, Staub) stark reduziert werden.

5 Zusammenfassung

Um die Ablagerungsprozesse in einem Geschiebesammler besser zu kontrollieren, wurde ein neuartiger Sperrentyp mit absenkbaren Balkenelementen entwickelt und im hydraulischen Modell getestet und optimiert. Dank der sukzessiven Absenkung der horizontalen Balkenelemente entsprechend der Auflandung während des Hochwasserereignisses können der Aufstau im Sammler verhindert und die Ablagerungsprozesse im Rückhalteraum optimiert werden. Die Ablagerung von Feinsedimenten kann gegenüber einer konventionellen Sperre mit festen Balken stark reduziert und eine optimale Ausnutzung des Geschieberückhalteraums kann somit erreicht werden. Dank einem selektiven Holzrückhalt im Rückhalteraum kann das Risiko vermindert werden, dass grosse Baumstämme bei der Schlitzsperre verklemmt werden und die Absenkung weiterer Elemente verhindern. Wesentliche Vorteile der neuen Sperre sind verminderte Kosten für den Unterhalt und kleinere Schadenssummen im Überlastfall.

Der sichere Betrieb der Schlitzsperre mit den absenkbaren Balkenelementen setzt einen robusten, einfachen und zuverlässigen Aufhänge- und Auslösemechanismus der einzelnen Elemente voraus, sowie die Erarbeitung und Einübung einer durchdachten Notfallplanung inklusive Alarmsystem und Betriebsreglement. Der entwickelte Aufhänge- und Auslösemechanismus wurde in Zusammenarbeit mit einem renommierten Seilbahnbauer entworfen und bietet die nötige Betriebssicherheit und Zuverlässigkeit.

Referenzen

Lange, D. und Bezzola, G. R. (2006): Schwemmholz – Probleme und Lösungsansätze; Mitteilung der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich, Nr. 188.

Roth, M. (2001): Konzepte des Geschieberückhalts; Wasser, Energie, Luft 93 (9/10), 243-246.

Speerli, J. und Schmidt, M. (2007): Modellversuche Schlitzsperre Gersau, Bericht des Institut für Bau und Umwelt der HSR Hochschule für Technik Rapperswil zuhanden der Wuhrkorporation Gersau.

Tognacca, C. (2008): Massnahmenkonzept Usserdorfbach, Gemeinde Gersau, Bericht der beffa tognacca gmbh zuhanden der Wuhrkorporation Gersau.

Adresse der Autoren

Christian Tognacca
Dr. sc. techn. / dipl. Ing. ETH/SIA
beffa tognacca gmbh
A San Rocch 14
CH-6702 Claro
E-Mail: ctognacca@fluvial.ch



Jürg Speerli
Prof. Dr. dipl. Bauing. ETH/SIA
Leiter Fachstelle Wasserbau
IBU Institut für Bau und Umwelt
HSR Hochschule für Technik Rapperswil
CH-8640 Rapperswil
E-Mail: juerg.speerli@hsr.ch



Martin Schmidt
Dipl. Ing. FH
Basler und Hofmann
Ingenieure und Planer AG
CH-8133 Esslingen
(vormals IBU Institut für Bau und Umwelt, HSR)
E-Mail: martin.schmidt@bhz.ch

