Versuchsanstalt für Wasserbau
Hydrologie und Glaziologie
der Eidgenössischen
Technischen Hochschule Zürich

Mitteilungen 208



Internationales Symposium

NEUE ANFORDERUNGEN AN DEN WASSERBAU

11./12. September 2008

Band 2

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



Umgang mit Extremereignissen

(Session 4)

Sessionsleiter:
Prof. Dr. A. Schleiss
EPF Lausanne



Lösungsansatz Thur robust für den Hochwasser-Überlastfall im Thurtal

M. Baumann, T. Raschle

1 Einleitung

Das Hochwasser vom 8. August 2007 hat gezeigt, dass vielerorts in der Schweiz die vorhandenen mehr als hundert Jahre alten Hochwasserschutzsysteme den gewaltigen Wassermassen nicht oder nur schwierig standhalten können. An Orten, wo ausreichend Raum für das Hochwasser zur Verfügung steht, waren hingegen keine Schäden an Infrastrukturanlangen, Einrichtungen, Gebäuden und Verkehrsanlagen zu beklagen.

Die Thur ist Namensgeberin für den Kanton Thurgau. Sie ist Lebensader und Bedrohung zu gleich. Schon im 19. Jahrhundert wollten die Anwohner mehr Schutz vor dem Hochwasser - und sie wollten auch das Land an der Thur nutzen. Der Wildfluss verschwand hinter Dämmen und Binnenkanälen, die ehemaligen Auen wurden zu Acker- und sogar Bauland. Doch die Natur lässt sich nicht so einfach beherrschen. Das wilde Wasser hat immer wieder Wege jenseits der von uns gesteckten Grenzen gefunden und dabei grossen Schaden angerichtet. In den 60er und 70er Jahren des letzten Jahrhunderts wurden die Dämme auf weiten Strecken von Hochwassern zerstört oder schwer beschädigt.

Die 1997 durchgeführte Extremereignis-Analyse (Niederer + Pozzi, Uznach, und Urs Fröhlich, Frauenfeld, 1997) für das Thurtal hat gezeigt, dass der Hochwasserdamm kein genügender Schutz darstellt, wenn der Durchfluss grösser ist, als bisher bei der Planung angenommen. So hätte Weinfelden bei einem extremen Hochwasser, wie zum Beispiel Dresden im August 2002, eine ziemlich ungemütliche Lage: Obwohl die Ortschaft ein Stück weg von der Thur liegt, könnte in einem solchen Fall das Wasser aufgrund von Dammbrüchen zwischen Kradolf und Weinfelden bis zum Bahnhof Weinfelden hinauf reichen. Die Studie weist ein mögliches Schadenpotenzial von 840 Mio. CHF (teuerungsbereinigt) für das gesamte Thurtal auf. Kommt hinzu, dass sich bei Regenereignissen die Abflussmengen infolge der Klimaveränderungen gegenüber den Annahmen eher erhöhen könnten.



Abb. 1: So darf das Thurtal nicht mehr aussehen. Dammbruch Frauenfelder Allmend 1978, Blickrichtung Thurtal abwärts, rechter Bildrand die Thur.

2 Projektentwicklung

2.1 Bisherige Projektumsetzung

Um die Hochwassersicherheit des Thurtales zu verbessern, wurde im Anschluss an die verheerenden Hochwasser von 1977 und 1978 das Richtprojekt von 1979 ausgearbeitet. Das Thurrichtprojekt 1979 (TRP79) (Kanton Thurgau 1979) hat zum Ziel, die Abflusskapazität der Thur zu vergrössern und die Höhe und Standfestigkeit der Dämme zu optimieren. Dieses Projekt wurde aber nie vollständig umgesetzt. Im unteren Abschnitt der Thur, unterhalb der Murgmündung, wurden die Dämme verstärkt, das Vorland abgeflacht und verschiedene Aufweitungen erstellt.

Vor 5 Jahren erteilte die Regierung des Kantons Thurgau der Projektleitung den Auftrag, das von der Regierung genehmigte „Konzept 2002“ (Amt für Umwelt des Kantons Thurgau, 2002) für die 35 km lange Flussstrecke schrittweise umzusetzen. Die mehr als 100 Jahre alten Hochwasserschutzdämme sind zu sanieren, der eigentliche Flussraum ist aufzuwerten und es sind neue Hochwasser-Rückhalteräume zu schaffen.

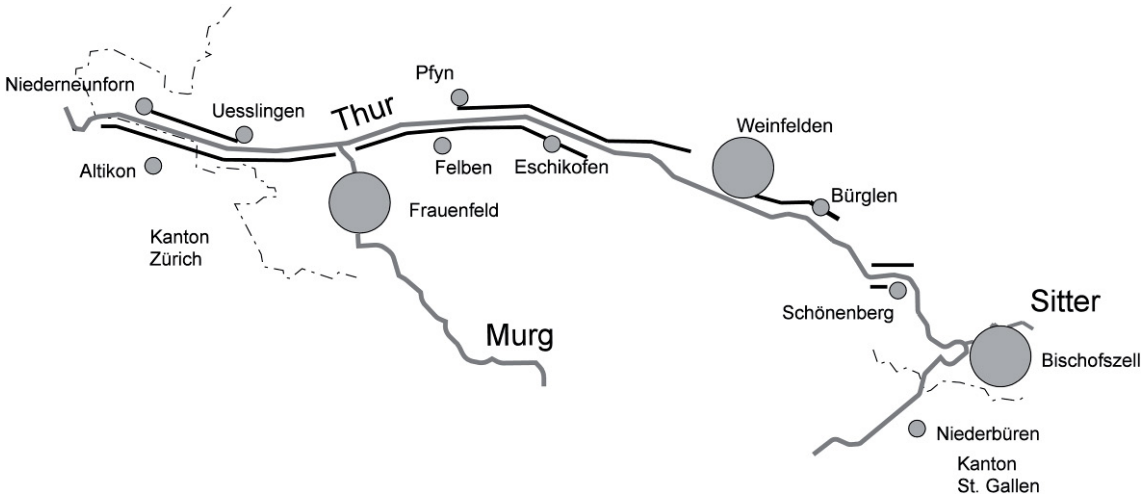


Abb. 2: Hochwasserschutzsystem des Thurtals gemäss Thurrichtprojekt 1979. Damit das Entwicklungsgebiet des Thurtals geschützt ist, muss das mehr als hundert Jahre alte Dammsystem (schwarz) verbessert werden.

Die Verbesserung des Hochwasserschutzes im Thurtal bringt in den kommenden Jahren grosse Eingriffe in bestehende Flächen mit sich. Der Lebens- und Entwicklungsraum Thurtal soll vor zukünftigen Hochwasserereignissen nachhaltig geschützt werden.

2.2 Stand der Projektumsetzung Raum Weinfelden-Bürglen

Man unterscheidet zwei Arten von Hochwasserschutzmassnahmen: den eigentlichen „Objektschutz“, bei dem es darum geht, einzelne Objekte vor dem direkt eindringenden Wasser zu schützen, und den „Umgebungsschutz“, bei dem es darum geht, Wasser erst gar nicht bis zu den schützenswerten Objekten herankommen zu lassen. Massnahmen für die zweite Art von Schutz sind der Schwerpunkt der zweiten Thurkorrektion. Sie brauchen Platz - und sie wirken sich vor allem für den Unterlieger, also flussabwärts, aus.

Der Abschnitt Weinfelden-Bürgeln, von der Istighoferbrücke bis zur Thurbrücke in Weinfelden, bietet sich für solche Hochwasserschutzmassnahmen geradezu an: Viel Wald- und Wiesenflächen prägen das Landschaftsbild, wenig überlebenswichtige Infrastruktur und viel Platz. Einem hochwasserführenden Fluss kann hier die Spitze gebrochen werden: hier könnte er sich ausbreiten. Hier verlieren die Wassermassen an Geschwindigkeit, an Energie und damit auch an Zerstörungskraft.

Das Hochwasserschutzprojekt für den Abschnitt Weinfelden-Bürglen befindet sich in einer frühen Planungsphase. Es wurden zwei Vorprojekte ausgearbeitet. Die Verbesserung des Hochwasserschutzes für den Extremereignis-Fall (EHQ) soll durch fliessende oder stehende Retention erreicht werden. Für beide Massnahmen wird Land benötigt, um der Thur mehr Platz zu geben. Mit stehender

Retention wird Hochwasser auf eine Fläche oder in ein Becken (z.B. Lösungsansatz Becken im Raum Grubenau, linke Thurseite) geleitet, von wo es dann langsam wieder zurückfliesst. Bei der fliessenden Retention wird das Wasser in breite Überflutungsflächen ausgeleitet, wo es langsamer als im Hauptgerinne abfliesst und so zu einer Dämpfung der Hochwasserspitze führt (z.B. Lösungsansatz Pendelband oder Entlastungskorridore Eschikofen oder Horgenbach).

3 Besondere Elemente des Gesamtprojektes

3.1 Hydraulik Gesamtsystem

Die heutigen Hochwasserschutzkonzepte basieren nicht mehr nur auf der Gewährleistung der Abflusskapazität beim Bemessungsabfluss, sondern sie überprüfen auch das Verhalten des Hochwasserschutzsystems bei Ereignissen deutlich über dem Bemessungsabfluss – sogenannten Extremereignissen (EHQ). Aufgrund der Ergebnisse der Extremereignis-Analyse 1997 sowie zusätzlichen Untersuchungen über den Geschiebehaushalt und das Grundwasser wurden verschiedene Ansätze für Hochwasserschutzmassnahmen geprüft:

- Erhöhung der Abflusskapazität mit Erhöhung und Verstärkung der Dämme und Verbreiterung des Mittelgerinnes,
- Reduktion des Risikos von Dammbrüchen mit einer Reduktion des Spitzenabflusses durch Rückhaltemassnahmen (EHQ-Lastfall).

Die Auswirkungen der verschiedenen Hochwasserschutzmassnahmen wurden mit hydraulischen Simulationsmodellen untersucht (Hunziker, Zarn & Partner AG, 2007). Die Auswertung der stationären Simulation (1D-Staukurvenmodell, HEC-RAS des US Army Corps of Engineers) zeigt, dass mit einer Gerinneaufweitung zwischen Bürglen und der Murgmündung die Wasserspiegel markant gesenkt werden können und so auf die im Richtprojekt vorgesehenen Dammerhöhungen auf diesem Abschnitt mehrheitlich verzichtet werden kann.

Die Untersuchungen mit dem instationären Modell (2D-Modellierung mit Hydro-AS-2D) ergeben, dass mit den drei Rückhaltebecken Grubenau (geplant), Hasli (bestehend) und Allmend (geplant) sowie einer möglichen Entlastung in Eschikofen die Abflussspitze bei einem EHQ-Ereignis gedämpft werden kann. Nutzniesser dieser Dämpfung sind vor allem die bereits ausgebauten Abschnitte unterhalb der Murgmündung.

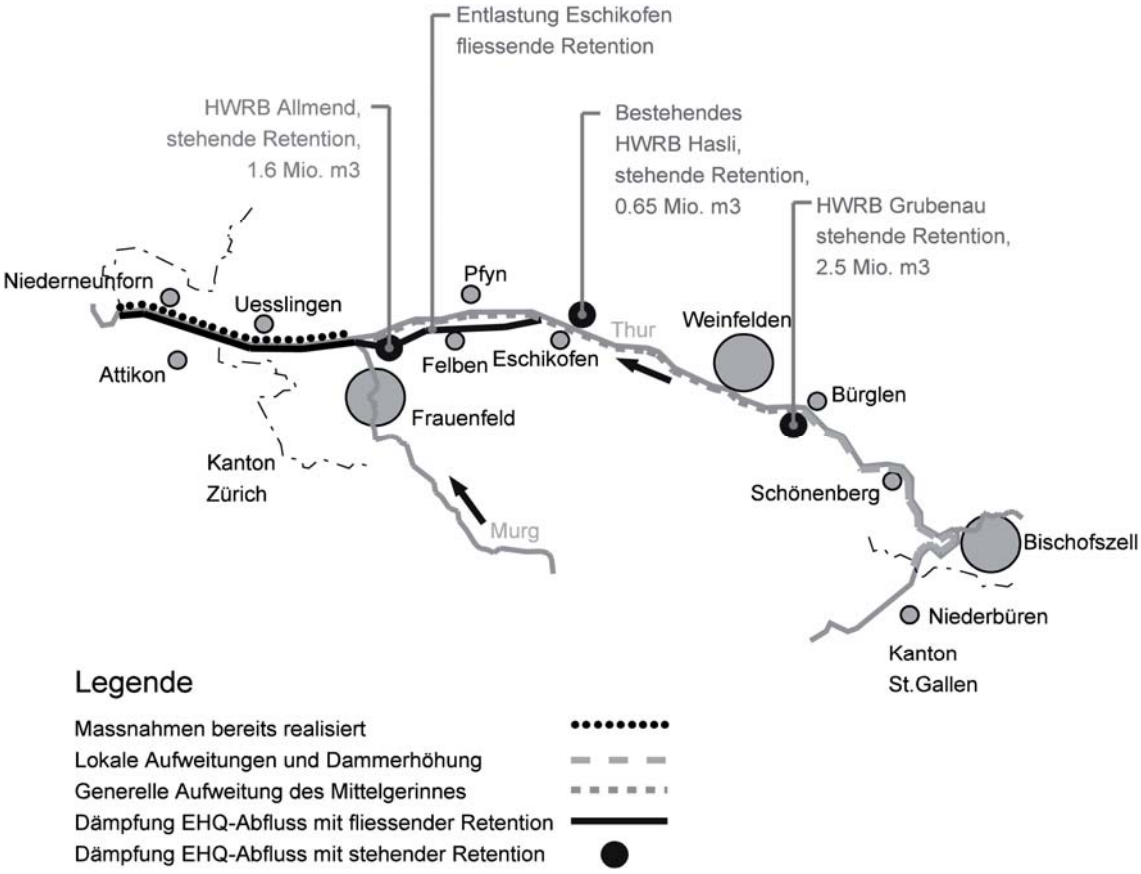


Abb. 3: Übersicht über untersuchte Massnahmen (HWRB: Hochwasserrückhaltebecken) (Hunziker, Zarn & Partner AG, 2007).

3.2 Thurtalgrundwasser

Im Abschnitt Weinfelden-Bürglen stehen heute zwei Projektvarianten zur Diskussion. Die Variante Grubenau sieht neben einer Mittelgerinneaufweitung ein Rückhaltebecken vor, welches bei extremem Hochwasser geflutet wird. Die Variante Pendelband verbreitert den gesamten Flussraum und schafft zwei neue Gerinne. Zur Bestimmung der Auswirkungen der flussbaulichen Massnahmen auf das Grundwasser wurde das 2007 kalibrierte regionale Grundwassermodell im Bereich Weinfelden-Bürglen verfeinert. Mit diesem Modell sollen die Auswirkungen der beiden Projektvarianten bei einem EHQ-Abfluss quantifiziert werden.

Für die Beurteilung der Projektvarianten wurden zwei Zeiträume ausgewählt, welche einen sehr hohen (1999) und einen sehr tiefen (2003) Grundwasserstand enthalten. Diese Grundwasserverhältnisse wurden mit dem Modell nachgebildet. Anschliessend wurden die Grundwasserverhältnisse nach Ausführung der beiden Projektvarianten prognostiziert. Durch den Vergleich von Prognose und Referenz konnten die Auswirkungen der Projektvarianten quantifiziert werden.

Beide Projektvarianten verursachen eine zusätzliche Speisung des Grundwassers und damit einen Anstieg des Grundwasserspiegels im Gebiet Weinfelden-Bürglen. Der Einfluss auf die Fliessrichtungen des Grundwassers ist lokal begrenzt. Die verschiedenen Projektvarianten im Abschnitt Weinfelden-Bürglen verursachen einen Anstieg des Grundwassers zwischen 0.5 m bis 3 m.

Mit einer Parametervariation wurde die Sensitivität der Resultate auf die Annahmen untersucht. Aus dem Vergleich zwischen der Variante Grubenau und Pendelband geht hervor, dass die neuen vorgesehenen Seitengerinne einen grossen Einfluss auf die prognostizierte Grundwassererhöhung besitzen.

3.3 Überprüfung der Lösungsansätze

Die Aufweitung des Mittelgerinnes über eine lange Strecke stellt aus hydraulischer Sicht eine sehr effiziente Massnahme zur Senkung der Wasserspiegel dar und hat auch positive Auswirkungen auf die Ökologie, den Geschiebehaushalt und das Grundwasser. Es handelt sich aber um eine baulich aufwändige Variante.

Rückhaltebecken stellen eine Möglichkeit zur Reduktion der Hochwasserspitze bei einem Extremereignis dar. Die hydraulischen Untersuchungen zeigen aber, dass die Rückhaltevolumina in den Becken gross sein müssen, um den gewünschten Effekt auf die Ganglinie zu erzielen. Dieses Ergebnis deckt sich mit früheren Untersuchungen der ETH Zürich an der Thur, aber auch mit den Erfahrungen an anderen grossen Flüssen. Der Grund dafür ist in den grossen Abflussvolumina der Mittellandflüsse zu suchen. Im Fall der Thur beträgt zum Beispiel das Volumen der betrachteten EHQ-Ganglinie im Abschnitt Halden 124 Mio. m^3. Die Speicherfähigkeit der Rückhaltebecken muss in der Grössenordnung von 5 Mio. von Kubikmetern sein und die Becken dürfen erst im richtigen Zeitpunkt anspringen. Falls die Becken zu früh geflutet werden, steht beim Spitzenabfluss kein Volumen zur Speicherung mehr zur Verfügung.

Die Resultate aus den vorliegenden beiden Vorprojekten für den Abschnitt Weinfelden-Bürglen (Kosten, Nutzen, Intensität und Dauer der baulichen Eingriffe), die prognostizierten Auswirkungen auf das Grundwasser durch die beiden Projektvarianten sowie die hydraulische Wirkung der beiden Varianten auf das Gesamtsystem haben ergeben, dass eine Anpassung des „alten“ Ansatzes zum Schutz des Thurtal (TRP79) (Kanton Thurgau 1979) notwendig ist. Es sind neue Lösungsansätze für das Thurtal zu entwickeln, zu prüfen und umzusetzen.

4 Trends und Auffälligkeiten

4.1 Planung beinahe vom Hochwasser überholt

Was wäre im Thurtal passiert, wenn der Regen von 2005 anstatt im Vorarlberg oder in der Zentralschweiz über dem Säntis niedergegangen wäre? Das war die Frage, die sich die Projektleitung stellte. Eine Nachrechnung, d.h. die Verlagerung des Niederschlags vom Vorarlberg zum Säntis ergab das folgende Resultat: ein Abfluss in der Grössenordnung von HQ_{100} und mehr. Dass wir im Thurgau vor einem solchen Hochwasser, das grossen Schaden verursacht hätte, verschont waren, war Zufall. Die Luftströmungen, die Temperatur- und Druckverhältnisse haben es nicht zugelassen, dass an diesen Tagen über dem Säntis so viel Niederschlag fiel. Wir müssen uns aber auf solche Ereignisse vorbereiten, unsere Planungen abschliessen und alle organisatorischen sowie baulichen Massnahmen für die Bewältigung des Extremfalls umsetzen.

4.2 Wo sind wir gefordert

Der Schutz des Thurtals basiert auf einem System von Hochwasserdämmen und diese Dämme liegen höher als die Umgebung. Jedes Dammsystem birgt ein grosses Gefahrenpotential: bei Überströmung besteht das Risiko des Versagens, das Wasser fliesst aus dem „vorgegebenen Abflusskorridor“ und der Damm verhindert den Rückfluss in das Gerinne.

Für die Verbesserung der Hochwassersicherheit wurden bis anhin die folgenden Ziele verfolgt: vollständiger Schutz bis zur Dimensionierungswassermenge HQ_{100}, begrenzter Schutz vor dem Extremereignis EHQ, Stabilisierung der Sohlenlage und Aufwertung des Flussraumes. Darauf abgestützt wurden die folgenden Massnahmen geprüft und in der Planung berücksichtigt: Vervollständigung des Dammsystems, Erhöhung und Stabilisierung der bestehenden Dämme, Verbreiterung des Mittelgerinnes sowie Rückhaltung der Hochwasserspitzen (Abb. 4).

Zur Festlegung der Dimensionierungswassermenge HQ_{100} werden die langjährigen Daten der Messstationen des BAFU an der Thur verwendet. Welcher Wert soll aber für das EHQ angewendet werden? Den Faktor 1.3, 1.5 oder die mit einer grossen Unsicherheit behaftete Interpolation der bis anhin gemessenen Werte? Aus pragmatischer Sicht und basierend auf der Charakteristik des Gewässersystems wurde der einfache Ansatz für das EHQ-Ereignis gewählt:

$$EHQ = 1.3 * HQ_{100}. \qquad [1]$$

Damit wird jedoch ein begrenzter Schutz vor dem Extremereignis festgelegt, weil sich das Extremereignis in der Regel nicht an mathematisch formulierte Vorgaben hält.

Für die Festlegung der Dammkronenhöhe wird ein Freibord von 1.20 m verwendet. Damit werden die Unsicherheiten bei den Berechnungsannahmen und beim tatsächlichen Ereignisablauf aufgefangen.

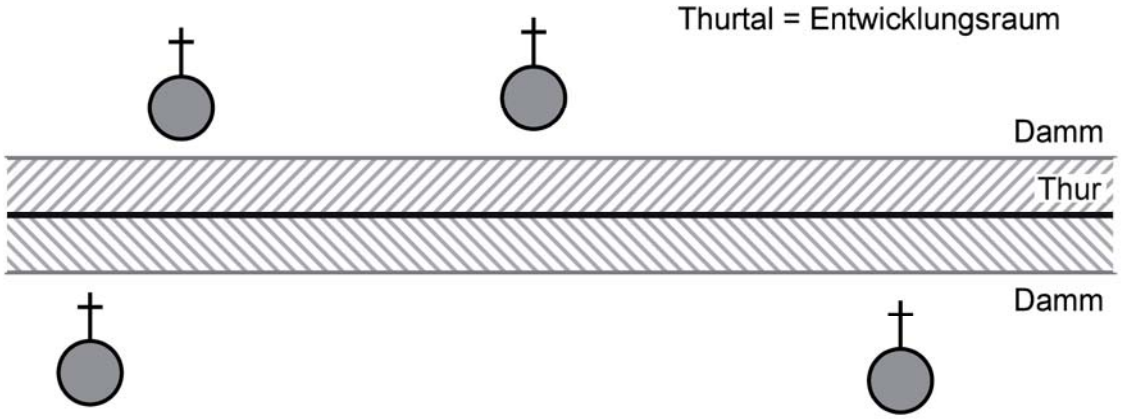


Abb. 4: System für den Hochwasserschutz im Thurtal, Basis TRP79 und Konzept 2002. Lösungsansätze zur Verbesserung sind innerhalb des bestehenden Dammsystems zu finden.

5 Neue Erkenntnisse – neuer Ansatz – gleiches Ziel: Thur „robust“

Um die bestehenden hydraulischen Defizite zu beseitigen, stehen im Thurabschnitt Frauenfeld bis Bürglen verschiedene Massnahmen zur Diskussion. Im Vordergrund stehen die Aufweitung des Mittelgerinnes und die Dämpfung der Hochwasserspitzen mittels Rückhaltebecken (RHB) und Entlastungskorridoren. Auf eine Erhöhung der Dämme soll, wenn immer möglich, verzichtet werden.

Das zur Behebung der vorhandenen Defizite vorgeschlagene „Konzept 2002“ (Amt für Umwelt des Kantons Thurgau, 2002) sieht eine generelle Verbreiterung des Flussraumes zwischen Frauenfeld und Bürglen vor, gleichzeitig mit der Vervollständigung und Verbesserung des mehr als hundert Jahre alten Schutzsystems und der Schaffung von neuen Rückhalteräumen (stehende Retention).

Die durchgeführten Untersuchungen haben gezeigt, dass mit dem Bau von drei Rückhaltebecken (neues RHB Grubenau, Ausbau des bestehenden Haslibeckens und der Allmend Frauenfeld) die Defizite beseitigt werden können. Die Variante Rückhaltebecken weist jedoch keine Reserven in Bezug auf noch grössere Ereignisse als das untersuchte auf.

Der neue Lösungsansatz besteht darin, dass ein robustes System geschaffen werden soll, welches auf die Dimensionierungswassermenge HQ_{100} ausgerichtet ist. Für Extremereignisse sollen neue Entlastungsstellen geschaffen werden, da gezielte und kontrollierte Entlastungen (ausserhalb des Dammsystems) im EHQ-Fall besser sind, als das unkontrollierte Versagen des Schutzsystems.

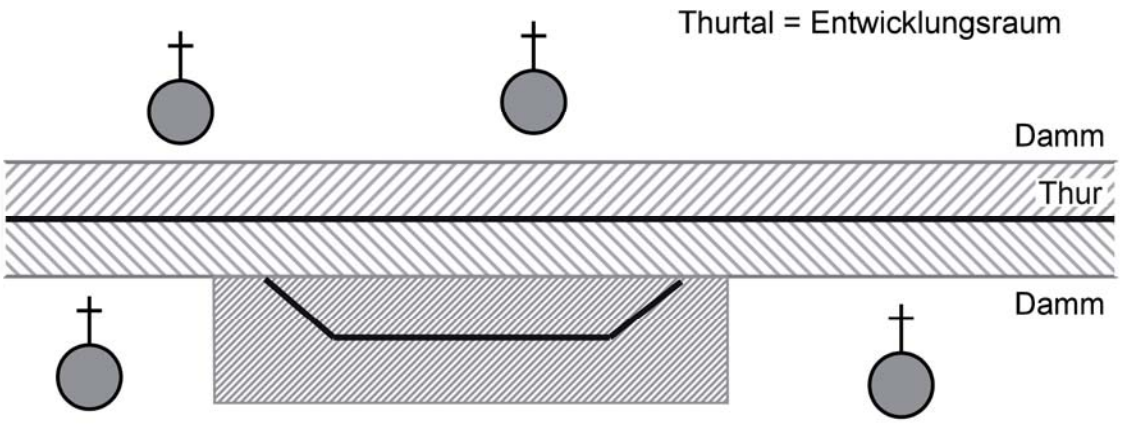


Abb. 5: Neuer Systemansatz für einen robusten Hochwasserschutz im Thurtal Lösungsansätze zur Verbesserung sind innerhalb ($Q < HQ_{100}$) und ausserhalb ($Q > EHQ$) des bestehenden Dammsystems zu finden.

Die Variante „Thur robust“ mit Entlastungskorridoren (fliessende Retention) im Abschnitt Eschikofen bis Allmend Frauenfeld und Abschnitt Horgenbach-Feldi bis Zürcher Schwelle wurde entwickelt, hydraulisch geprüft und als sinnvoller, „robuster“ Lösungsansatz beurteilt (Abb. 5). Die Verbreiterung des Mittelgerinnes zwischen der Murgmündung und Bürglen wird sowohl aus hydraulischer als auch aus morphologischer Sicht weiterhin als sinnvoll eingestuft.

6 Einbindung der Politik

Da der neue Ansatz mit Entlastungskorridoren den bis anhin verwendeten Planungsperimeter verlässt, wird im Frühling 2008 dieser Lösungsansatz mit den zuständigen Stellen diskutiert (Stufe Gesamtregierung und Raumplanung). Das Resultat dieser Diskussion sowie der Variantenbeurteilung im Abschnitt Weinfelden-Bürglen werden die Arbeiten zur Verbesserung der Hochwassersicherheit im Thurtal beeinflussen.

Die Umsetzung der gewählten Lösungsansätze bedeutet einen Verlust von Kulturland, das im Kanton Thurgau nur in den seltensten Fällen im Eigentum der öffentlichen Hand ist. Es müssen daher Lösungen mit den Grundeigentümern und Landwirten gesucht werden um Enteignungen möglichst zu verhindern. In der Regel sind jedoch nicht nur Grundeigentümer betroffen. Durch die Umgestaltung der Flussufer und der Umgebung werden bisherige Nutzungen des

Flussraumes teilweise eingeschränkt oder verunmöglicht, es können jedoch auch neue Nutzungen möglich werden.

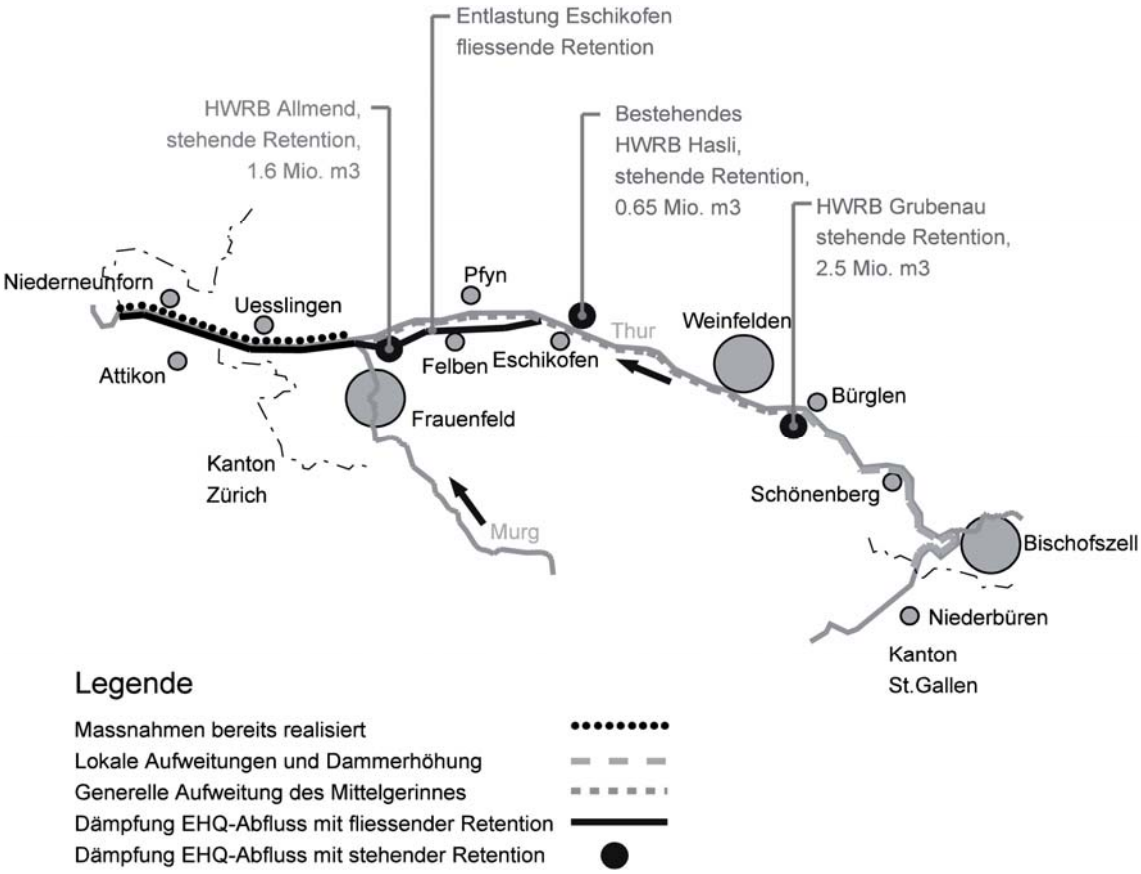


Abb. 6: System Thur „robust“, Verbesserung bestehendes Dammsystem und Schaffung von 2 Entlastungskorridoren.

Durch die Nutzungsänderungen entstehen in der Regel Interessenkonflikte. Um diese zu lösen und mit den Betroffenen eine konsensfähige Projektvariante zu finden, wurde für den Abschnitt Weinfelden-Bürglen die regionale Arbeitsgruppe eingerichtet. Sie ist aus Vertretern der lokalen Behörden, Grundeigentümern und Pächtern, Bürgergemeinden, lokalen Umweltschutzorganisationen, der Jagd und Fischerei, dem regionalen Tourismus und dem Thurgauer Kiesverband zusammengesetzt. Sie wird präsidiert vom Bürglemer Gemeindeammann. Gemeinsam soll die optimalste Lösung bestimmt und realisiert werden.

7 Zusammenfassung

Im Kanton Thurgau wurden zur Verbesserung des Hochwasserschutzes umfangreiche wasserbauliche Planungen – die 2. Thurgauer Thurkorrektion - in Angriff genommen. Heutige Hochwasserschutzprojekte überprüfen auch das Verhalten der Schutzsysteme bei Extremereignissen und setzen anstelle von harten Verbauungen auf Flussaufweitungen zur Erhöhung der Abflusskapazität und die Einrichtung von Flutkorridoren, in die im Überlastfall das Wasser kontrolliert abgeleitet werden kann. Mit solchen Massnahmen werden die einst monotonen Wasserläufe gleichzeitig ökologisch aufgewertet.

Das zur Behebung der vorhandenen Defizite vorgeschlagene „Konzept 2002“ sieht eine generelle Verbreiterung des Flussraumes zwischen Frauenfeld und Bürglen vor, gleichzeitig mit der Vervollständigung und Verbesserung des mehr als hundert Jahre alten Schutzsystems und der Schaffung von Rückhalteräumen (stehende Retention). Die neuen Erkenntnisse aus den Projektierungsarbeiten für den Abschnitt Weinfelden-Bürglen haben gezeigt, dass die Lösung nicht nur innerhalb der bestehenden Dammsysteme zu finden ist.

Es sind auch Notentlastungen (fliessende Retention) bei EHQ-Abfluss in das dicht besiedelte Thurtal oberhalb und unterhalb von Frauenfeld zu prüfen. Unter Berücksichtigung der bekannten Unschärfen der verwendeten hydrologischen Modelle und der gewählten wasserbaulichen Massnahmen sind Entscheide in Bezug auf ein optimiertes Schutzsystem zu fällen.

Aufweitungen und Flutkorridore benötigen Platz, was im intensiv genutzten Land entlang der Ufer zahlreiche Interessenkonflikte mit sich bringt. Die Abwägung der verschiedenen Interessen von Grundeigentümern, Erholungssuchenden, Naturschutz, Fischerei und Wasserkraftnutzung gegeneinander und gegenüber den Schutzzielen ist eine der wesentlichen Herausforderungen für das Projektmanagement bei dieser Flusskorrektion.

Referenzen

Niederer + Pozzi und Fröhlich (1997): Extremereignis-Analyse Thur.

Kanton Thurgau (1979): Thur-Richtprojekt 1979 (TRP79).

Amt für Umwelt des Kantons Thurgau (2002): Konzept 2002, Frauenfeld bis Bischofszell.

Hunziker, Zarn & Partner AG (2007): 2. Thurgauer Thurkorrektion, Gesamthydraulik.

Adresse der Autoren

Marco Baumann, Dr. sc. Nat. ETH/SIA
Abteilungsleiter Wasserwirtschaft/Wasserbau
Amt für Umwelt TG
CH-8510 Frauenfeld
E-Mail: marco.baumann@tg.ch



Toni Raschle, Dipl. Bauing. HTL/STV
Meier und Partner AG
CH-8570 Weinfelden / CH-9001 St.Gallen
E-Mail: t.raschle@meierpartner.ch



Herausforderung Überlastfall

G.R. Bezzola, R. Loat, M. Buser

1 Einleitung

Seit dem Erscheinen der Wegleitung "Hochwasserschutz an Fliessgewässern" (Bundesamt für Wasser und Geologie, 2001) ist die Berücksichtigung des Überlastfalls fester Bestandteil bei der Gefahrenbeurteilung und der Massnahmenplanung im Hochwasserschutz. Die geforderte Abklärung der Auswirkungen von Belastungen, welche die Dimensionierungswerte von Hochwasserschutzmassnahmen deutlich überschreitet, erlaubt

- im Rahmen der *Gefahrenbeurteilung* die verbleibenden Risiken zu erkennen,
- im Rahmen der *Massnahmenplanung* die Wirksamkeit der geplanten Massnahmen zu beurteilen und mögliche Schwachstellen zu identifizieren.

Die Beurteilung der im Überlastfall ablaufenden Prozesse, deren Reichweite und der zu erwartenden Intensitäten, ist zudem eine zentrale Grundlage für die *Notfallplanung*.

Im Umgang mit dem Überlastfall bestehen in der Praxis – vor allem bei der Planung von Massnahmen – aber häufig noch Schwierigkeiten. Diese betreffen einerseits die "Grösse" des Überlastfalls, andererseits die Art seiner Berücksichtigung. Oft wird vorgeschlagen, den Überlastfall "bemessungstechnisch" abzuhandeln und die Massnahmen auf die Überlast auszulegen. Dies ist in der Regel jedoch nicht wirtschaftlich und entspricht zudem einer Verdrängung der Restrisiken. Ein solches Vorgehen widerspricht dem bewussten Umgang mit den möglichen Gefahren im Sinne einer umfassenden Risikokultur.

2 Der Überlastfall – eine Realität

Die Hochwasserereignisse vom August 2005 (Bezzola und Hegg, 2007) und vom August 2007 haben klar verdeutlicht, was unter Überlast zu verstehen ist.

In dem vom Niederschlag im August 2005 betroffenen Gebiet liegen 94 Abflussmessstationen. An 32 Stationen wurden neue Höchstwerte gemessen, bei 16 Stationen lag der Abfluss sogar mehr als 25 % über dem bisherigen Maximum. Unter den Stationen mit längeren Messreihen fallen vor allem die Engelberger

Aa bei Buochs und die Sarner Aa bei Sarnen auf. An der Engelberger Aa lag der Abfluss im August 2005 rund 85 % über dem zuvor beobachteten Maximum. In der Sarner Aa, wo die Abflüsse seit 1923 gemessen werden, floss am 22. August 2005 fast 2.5-mal mehr Wasser als beim bisher grössten Ereignis ab. Ausserordentlich waren im August 2005 auch die Zuflüsse zu den grossen Alpenrandseen. Die maximalen täglichen Zuflussvolumina waren teilweise doppelt so hoch, wie die bisher beobachteten Werte. Dies führte zu ausserordentlich raschen Seeanstiegen und neuen Seehöchstständen. Bei Überlastszenarien spielen aber auch Feststoffe und Schwemmholz oder das Versagen von Hochwasserschutzmassnahmen eine zentrale Rolle.

Das Hochwasser vom August 2007 führte zu einer Überlastung des Systems der Juragewässerkorrektion und der unterliegenden Aare. Der Bielersee erreichte den seit der 2. Juragewässerkorrektion höchsten Stand. Trotz Regulierung des Bielerseeausflusses führten die Niederschläge im Einzugsgebiet der Aare flussabwärts des Bielersees zu ausserordentlichen Zuflüssen. Für die Aare bei der Messstation Murgenthal resultierte so ein Spitzenabfluss, der mit 1259 m^3/s rund 25 % über den seit Beginn der Messungen im Jahre 1916 beobachteten Maximalwerten liegt.

Die Skala bezüglich Ereignisintensität ist grundsätzlich „nach oben offen“. Die Belastung (z.B. Abfluss, Geschiebevolumen), auf die ein Hochwasserschutzbauwerk ausgelegt ist, kann bei einem seltenen Ereignis erreicht oder überschritten werden. Jede Massnahme wird irgendwann überlastet – es ist lediglich eine Frage der Zeit. Moderne Schutzkonzepte tragen diesem Umstand Rechnung, indem sie sich bei einer Überbelastung robust verhalten, also nicht schlagartig versagen. Dadurch kann bei einer Eskalation des Ereignisses Zeit für die Intervention (z.B. für Evakuation) gewonnen und verhindert werden, dass unkontrollierbare Prozesse nach einem plötzlichen Versagen von Schutzbauten zu einer Erhöhung des Schadenpotenzials führen.

Ältere Schutzbauten erweisen sich oft als nicht überlastbar. Bauten aus dem 19. Jahrhundert wie beispielsweise die Rhonekorrektion im Wallis, das Linthwerk oder die Korrektion des Alpenrheins erreichen heute das Ende ihrer Lebensdauer und müssen erneuert werden. Die Konzeption und Dimensionierung vieler Bauten aus dem 20. Jahrhunderts basieren auf den Erfahrungen aus der an Ereignissen vergleichsweise armen Periode zwischen 1927 und 1977. Viele Bauten genügen somit den heutigen Anforderungen sowohl in technischer als auch in ökologischer Hinsicht nicht. Der Anpassungsbedarf im baulichen Hochwasserschutz ist entsprechend gross.

3 Strategien und Konzepte im Umgang mit dem Überlastfall

Bei der Gefahrenbeurteilung und der Massnahmenplanung haben die bezüglich Eintretenswahrscheinlichkeiten und Intensitäten vorhandenen Unsicherheiten entsprechende Unschärfen in der Beurteilung zur Folge. Der Umgang mit diesen Unschärfen stellt für alle Beteiligten eine besondere Herausforderung dar.

3.1 Berücksichtigung des Überlastfalls in der Gefahrenbeurteilung

Eine vollständige Abbildung der Vielfalt möglicher Ereignisabläufe bei der Gefahrenbeurteilung, der Massnahmen- oder Notfallplanung ist nicht möglich. Bei allen gefahrenrelevanten Tätigkeiten wird es somit auch künftig notwendig sein, mit Szenarien zu arbeiten.

Bei den Überlegungen, welche diesen Szenarien zu Grunde gelegt werden, muss auch „das Undenkbare“ gedacht werden. Dabei sind auch Ereignisabläufe, Verkettungen von Prozessen, Prozessdauern oder Vorgeschichten in die Überlegungen mit einzubeziehen, die ausserhalb der lokal vorhandenen Erfahrung liegen.

Szenarien müssen sich hinsichtlich der Verhältnisse im Wirkungsgebiet als „robust“ erweisen. Führen geringfügige Variationen in den Annahmen bezüglich der Prozessabläufe im Entstehungs- und Ausbreitungsgebiet zu markant unterschiedlichen Szenarien im Wirkungsgebiet, ist diese Robustheit nicht gegeben. In diesem Fall ist entweder eine Erweiterung der Szenarienpalette oder eine konservative (d.h. eher „pessimistische“) Formulierung der Szenarien für das Wirkungsgebiet notwendig.

Die Überlegungen, welche zur Berücksichtigung (bzw. zur Verwerfung) einzelner Szenarien geführt haben müssen in jedem Fall umfassend dokumentiert werden. Der allfällige Ausschluss von Szenarien aus den weiteren Betrachtungen ist zu begründen.

3.2 Robuste und überlastbare Schutzkonzepte

Überlastbare Schutzbauten zeichnen sich dadurch aus, dass sie einem Überschreiten der Dimensionierungswerte nicht kollapsartig versagen und dadurch schlagartig an Wirkung verlieren. Sie verhalten sich robust, indem sie nach Überschreitung der Dimensionierungslast – zumindest über eine gewisse Zeit – noch wirken. Dadurch nehmen auch die Schäden bei einer weiteren Eskalation des Ereignisses nicht schlagartig, sondern graduell zu. Durch mehrstufige Konzepte kann zudem die Ausdehnung der betroffenen Flächen und damit die Schadenentwicklung in Abhängigkeit der Belastung günstig beeinflusst werden.

Die Konzepte im Umgang mit Überlastsituationen lassen sich gemäss Abb. 1 in drei Kategorien einteilen.

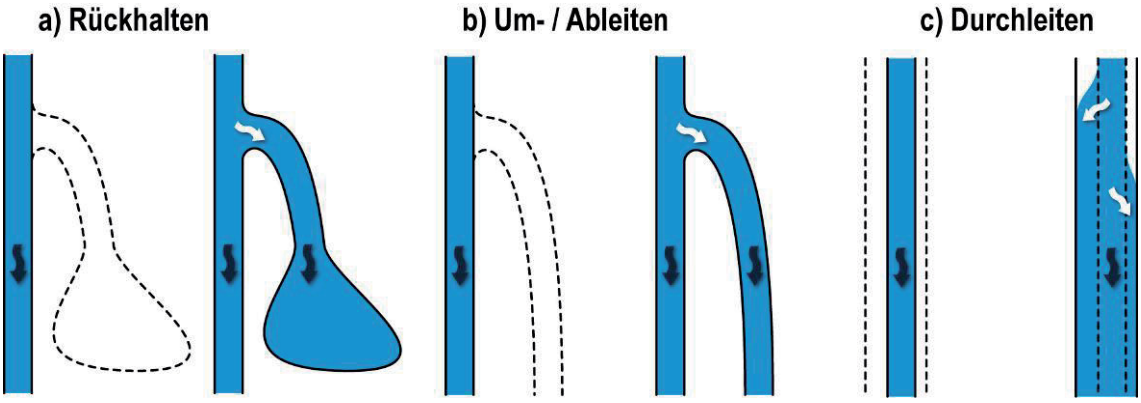


Abb. 1: Konzepte im Umgang mit dem Überlastfall, illustriert für den Fall des Hochwassers: (a) Rückhalt in einem definierten Rückhalteraum; (b) Um- oder Ableitung durch einen vorbereiteten Entlastungskorridor; (c) Durchleitung durch Aktivierung eines Abflusskorridors am bestehenden Gerinne.

Exemplarisch wird nachfolgend ein Beispiel für den Rückhalt von Feststoffen bei einem Wildbach und für die Ableitung des Hochwassers bei einem Talfluss präsentiert, die jeweils – als robuste und überlastbare Systeme konzipiert – sich beim Hochwasser vom August 2005 bewährt haben.

3.3 Rückhalt bei einem Wildbach – Fallbeispiel Humligenbach NW

Der zwischen Dezember 2004 und Juni 2005 am Humligenbach erstellte Geschiebesammler weist ein potenzielles Rückhaltevolumen von 12'000 m^3 auf (Abb. 2). Aus topographischen Gründen ist die Kapazität des Sammlers beschränkt. Bei einer konventionellen Auslegung des Systems würden grössere Ereignisfrachten dazu führen, dass Material über das Abschlussbauwerk in den bezüglich Transportvermögen kritischen Unterlauf des Humligenbachs im Bereich des Dorfs Wolfenschiessen verfrachtet würde. Aus diesem Grund weist das Abschlussbauwerk einen seitlichen Überlauf auf (Abb. 3). Über diesen erfolgt im Überlastfall eine Entlastung auf den rechten, kaum besiedelten Teil des Kegels des Humligenbachs. Dieses Konzept hat sich im August 2005 bei einer Zufuhr, die 50 % über dem potenziellen Rückhaltevermögen lag, bewährt (Abb. 4). Von den 17'500 m^3 Material, die während des Ereignisses in den Sammler gelangten, wurden rund 5'500 m^3 wie geplant auf den rechten Teil des Kegels entlastet und im wenig sensiblen Bereichen auf dem rechten Teil des Schwemmkegels des Humligenbachs abgelagert (Kanton Nidwalden, 2006).

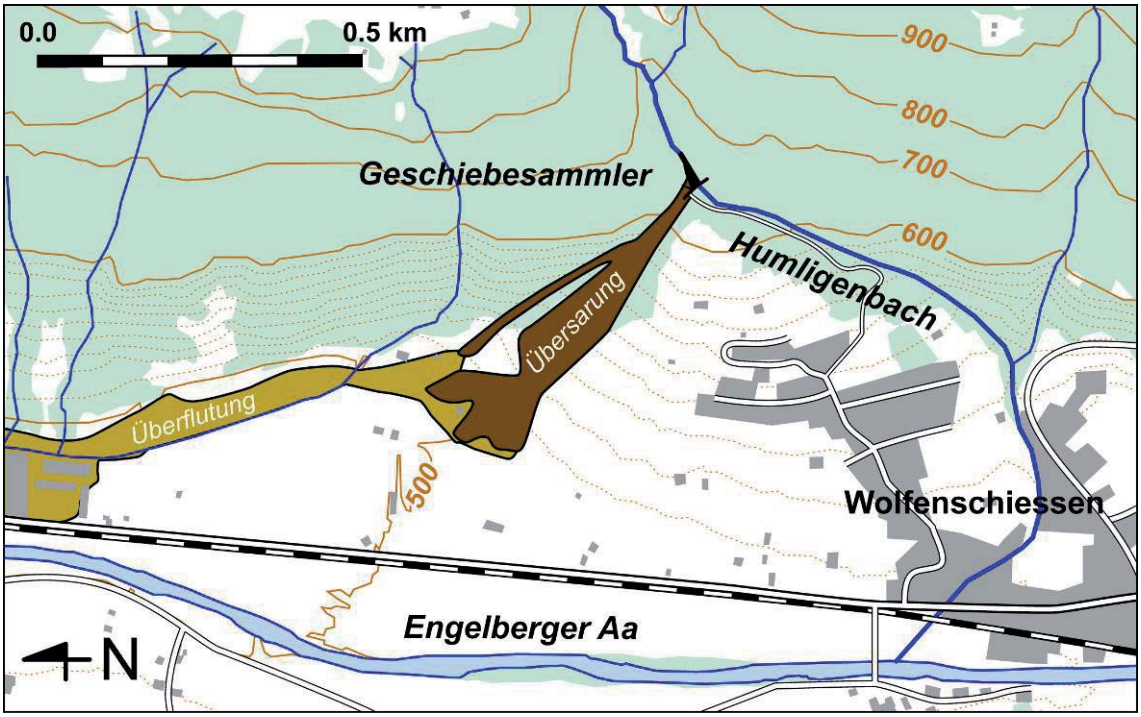


Abb. 2: Schwemmkegel des Humligenbachs mit dem Geschiebesammler am Kegelhals. Der Humligenbach verläuft am linken Rand des Kegels und quert im Unterlauf das Dorf Wolfenschiessen. Im Überlastfall erfolgt aus dem Geschiebesammler eine Entlastung von Geschiebe und Wasser auf den unbesiedelten rechten Teil des Kegels. Hervorgehoben sind die durch Übersarung und Überflutung 2005 betroffenen Flächen.



Abb. 3: Blick in Fliessrichtung aus dem Rückhalteraum auf das Abschlussbauwerk des Sammlers am Humligenbach mit rechtsseitigem Überlauf. Aufnahme kurz vor der Fertigstellung Ende Juli 2005 (Foto: PK Bau AG).



Abb. 4: Situation unmittelbar nach dem Ereignis vom August 2005 (Foto: PK Bau AG).

3.4 Ableitung bei einem Talfluss – Fallbeispiel Engelberger Aa NW

Zentrales Element des Hochwasserschutzkonzepts an der Engelberger Aa sind je eine Hochwasserentlastung bei Dallenwil und Ennerberg sowie die beiden Entlastungen beim Flugplatz Buochs (Abb. 5). Im Bereich aller Entlastungen sind die Dämme überströmbar ausgebildet, so dass im Überlastfall kontrolliert Wasser über den linken Damm der Engelberger Aa entlastet und durch den Entlastungskorridor zwischen Buochs und Ennetbürgen in den Vierwaldstättersee abgeleitet wird. Durch die Entlastungen wird der in der Engelberger Aa verbleibende Abfluss jeweils auf die Abflusskapazität des folgenden Abschnitts begrenzt.

Das Hochwasserschutzkonzept an der Engelberger Aa beinhaltet aber nicht nur robuste und überlastbare technische Massnahmen. Im Umgang mit den verbleibenden Risiken vereint es eine breite Palette an Massnahmen und stellt so ein Beispiel für eine integrale Massnahmenplanung dar. Sekundäre Dämme zur seitlichen Begrenzung des Entlastungskorridors sowie Objektschutzmassnahmen verhindern Schäden im Bereich der Siedlungsgebiete von Buochs und Ennetbürgen sowie an einzelnen Bauten. Integraler Bestandteil des Hochwasserschutzkonzepts ist zudem eine umfassende Notfallplanung. Diese umfasst unter anderem die Information und Alarmierung der Bevölkerung, die Organisation von Dammwachen, mobile Massnahmen zur Schliessung von Lücken in den Begrenzungen des Entlastungskorridors, Verkehrssperrungen sowie den vorbereiteten Einsatz von Baumaschinen und Fachexperten.

Der für den Hochwasserfall vorgesehene Entlastungskorridor ist raumplanerisch gesichert. Die Aufnahme in den kantonalen Richtplan und die Ausscheidung

des Entlastungskorridors als Sondernutzungszone in den Zonenplänen der Gemeinden Buochs und Ennetbürgen stellt seine Freihaltung sicher.

Das Hochwasserschutzkonzept hat sich beim Hochwasser 2005 bewährt; Dank Investitionen von 26 Mio. Fr. konnten Schäden von über 100 Mio. Fr. verhindert werden (Willi und Eberli, 2006).



Abb. 5: Stanser Boden am 24. August 2005: Über die beiden Entlastungen beim Flugplatz Buochs wird ein Teil des Abflusses der Engelberger Aa in den Entlastungskorridor abgeleitet. Dämme und Objektschutzmassnahmen (gestrichelte Linien) sowie mobile Massnahmen (Kreise) begrenzen den Korridor (Foto: Schweizer Luftwaffe).

3.5 Notentlastungs- und Rückhalteräume raumplanerisch sichern

Bei den Notentlastungs- und Rückhalteräumen handelt es sich in der Regel um Flächen, die von Natur aus hochwassergefährdet sind und ein niedriges Schadenpotenzial aufweisen. Es sind dies meist landwirtschaftlich genutzte Flächen; im urbanen Raum kann es aber auch Siedlungsbereiche mit vergleichsweise geringerem Schadenpotenzial betreffen.

Die für den Überlastfall notwendigen Räume sind mit raumplanerischen Mitteln zu sichern. Es muss sichergestellt werden, dass deren Funktionstüchtigkeit nicht durch unkontrollierte Bautätigkeit langfristig gefährdet wird und das Schadenpotenzial unkontrolliert zunimmt. Deshalb sind diese Räume speziell zu kennzeichnen (z.B. als Freihalteflächen) und mit entsprechenden Nutzungsauflagen zu verknüpfen. Die aktuelle Landnutzung kann im Normalfall beibehalten werden.

Verschlechtert sich in Notentlastungs- und Rückhalteräumen die Situation für die Betroffenen gegenüber dem Ist-Zustand nicht (keine Zunahme der Überflutungshäufigkeit und -intensität), so besteht keine Verpflichtung des Staates für die Schäden im Ereignisfall aufzukommen. Oft profitieren Entlastungsräume sogar vom höheren Schutzziel angrenzender Siedlungen oder Infrastrukturen.

Entschädigungen für nicht versicherbare Elementarschäden werden teilweise über die Landwirtschafts-, Wasserbau- und Waldgesetzgebung sowie durch den „Schweizerischen Fonds für Hilfe bei nicht versicherbaren Elementarschäden“ geleistet. Daneben besteht auch die Möglichkeit, Schäden über die Hagelversicherung decken zu lassen. Da die Ausscheidung von Entlastungs- und Rückhalteräumen oft auf geringe Akzeptanz bei den Betroffenen stösst, hat beispielsweise der Kanton Nidwalden einen Hilfsfond geschaffen, der bis zu 90 % der anerkannten Schäden an Boden und Kulturen deckt.

Durch Objektschutzmassnahmen und einer Notfallplanung können die Schäden an Gebäuden und Infrastrukturen im Überlastfall minimiert werden. Damit entsteht keine Schlechterstellung gegenüber dem Ausgangszustand.

4 Notfallplanung für die Intervention – Zusammenarbeit und Schnittstellen

Bei einem Ereignis haben die Interventionskräfte die Aufgabe, den Schaden zu begrenzen. Je schneller Interventionsmassnahmen eingeleitet werden können, umso grösser sind die Erfolgschancen. Dabei spielt die Kenntnis der Örtlichkeiten eine entscheidende Rolle, damit Einsatzabläufe standardisiert werden können. Den Interventionskräften muss bekannt sein, wo es in einem System, geplant oder ungewollt, zu Entlastungen oder Ausuferungen kommen kann. Der Berücksichtigung des Überlastfalls bei der Notfallplanung kommt daher eine zentrale Bedeutung bei. Mögliche Ereignisabläufe müssen in entsprechenden Szenarien festgehalten und beschrieben werden. Mit Hilfe dieser Beschreibungen können Schwellwerte definiert werden, bei deren Erreichen gezielt Massnahmen angeordnet und umgesetzt werden können. Robuste, überlastbare und mehrstufige Schutzkonzepte führen grundsätzlich dazu, dass die Folgen eines Überlastfalls berechenbarer werden, was zu einer „robusteren“ Notfallplanung führt.

Für eine erfolgreiche Notfallplanung müssen folgende Voraussetzungen erfüllt sein:

- Die für die Gefahrenbeurteilung beziehungsweise für die Planung von Schutzmassnahmen zuständigen Stellen beziehen die Interventionskräfte frühzeitig mit ein und stellen ihnen ihre Unterlagen zur Verfügung. Ge-

meinsam werden die möglichen Szenarien erarbeitet und die Schwellwerte zur Auslösung der vorbereiteten Massnahmen definiert,

- Die Interventionskräfte erstellen die Einsatzdokumentation, stellen deren Verteilung sicher und zeichnen für die gezielte Ausbildung und Einübung der darauf basierenden Einsätze verantwortlich.

Der Vergleich der Ereignisse vom August 2005 und vom August 2007 zeigt, dass mit einer verbesserten Warnung und Alarmierung sowie einer auf entsprechende Ereignisse optimal vorbereitete Intervention rasch bedeutende Verbesserungen erzielbar sind. Ein Beispiel hierfür sind die zwischen 2005 und 2007 für das Mattequartier in Bern umgesetzten Massnahmen. Diese haben dazu geführt, dass 2007 die Schäden bedeutend geringer ausfielen als noch zwei Jahre zuvor. Vorsorge und Intervention lassen sich rasch und relativ günstig planen und umsetzen. Sie zeichnen sich durch eine hohe Kostenwirksamkeit aus. Notfallplanung zahlt sich rasch aus und Massnahmen in diesem Bereich sind daher zu forcieren.

5 Zusammenfassung

Schutzbauten müssen überlastbar ausgelegt sein und ein robustes Verhalten aufweisen. Bei der Planung *neuer Schutzbauten* ist der Überlastfall konsequent zu berücksichtigen, um einerseits das Verhalten der Bauten im Überlastfall zu beurteilen und andererseits die verbleibenden Risiken zu erkennen.

Bestehende Schutzbauten sind hinsichtlich ihres Verhaltens im Überlastfall sorgfältig zu prüfen und – falls sie den Anforderungen nicht genügen – zu sanieren oder zu ersetzen. Die entsprechenden Mittel hierzu sind bei Bund, Kantonen und Gemeinden bereitzustellen.

Der Entwurf robuster Schutzmassnahmen, die nebst den technischen Möglichkeiten des Hochwasserschutzes auch alle übrigen Elemente des integralen Risikomanagements wie planerische Massnahmen, biologische Massnahmen, Objektschutz und Notfallplanung berücksichtigen, stellt eine der zentralen Herausforderungen für den Planer dar. Die Ansprüche bezüglich Überlastbarkeit und Umgang mit den Restrisiken bedingt innovative Konzepte und fordert somit kreative Ingenieurarbeit.

Bauliche Massnahmen müssen zudem so konzipiert sein, dass sie sich mit verhältnismässigen Mitteln neuen Randbedingungen anpassen und erweitern lassen. Dabei ist vor allem den Folgen des Klimawandels Beachtung zu schenken. Erhöhte Hochwasserabflüsse und grössere Sedimentfrachten bedingen entsprechende Gerinnequerschnitte, beziehungsweise Raum, um Wasser, Feststoffe und Schwemmholz abzuführen oder zurückzuhalten. Nur wenn geeignete

Flächen und Korridore für Extremereignisse frei gehalten bzw. frei gemacht werden, lassen sich bei zukünftigen Ereignissen Schäden begrenzen.

Referenzen

Bezzola, G.R., 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.

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

Kanton Nidwalden (2006). Ereigniskataster Nidwalden Unwetter August 2005, Stans.

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

Adresse der Autoren

Dr. Gian Reto Bezzola
dipl. Bauing. ETH, Sektionschef
Bundesamt für Umwelt BAFU
CH-3003 Bern
E-Mail: gianreto.bezzola@bafu.admin.ch



Roberto Loat
Dipl. Geograph, stv. Sektionschef
Bundesamt für Umwelt BAFU
CH-3003 Bern
E-Mail: roberto.loat@bafu.admin.ch



Martin Buser
Eidg.dipl.ZS-Instr., Bereichsleiter
Bundesamt für Umwelt BAFU
CH-3003 Bern
E-Mail: martin.buser@bafu.admin.ch



Deichzustandsanalysen im Freistaat Sachsen

E. Bielitz

1 Einleitung

Die Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen (LTV), 1992 als erster Staatsbetrieb in Sachsen gegründet, besteht aus fünf Betrieben und einer Zentrale. Die LTV hat vorrangig folgende Aufgaben:

- Planung, Bau, Betrieb, Unterhaltung und Überwachung von Fließgewässern 1. Ordnung, Grenzgewässern, landeseigenen Talsperren, Wasserspeichern und Rückhaltebecken einschließlich der Nebenanlagen,
- Abflussregulierung,
- Hochwasserschutz (Deiche, Gewässerausbau, Hochwasserrückhaltebecken, Talsperren),
- Aufstellung, Laufendhaltung und ggf. Fortschreibung von Hochwasserschutzkonzepten an Gewässern 1. Ordnung und der Elbe,
- Rohwasserbereitstellung für Trink- und Brauchwasser.
- In diesem Zusammenhang ist die LTV zuständig für (Abb. 1):
- 137 Stauanlagen (einschl. Vorsperren und Vorbecken), Gesamtstauraum ca. 600 Mio. m^3,
- 4 Rohwasserüberleitungsstrecken für Trinkwasser,
- 1 Kunstgraben- und Röschensystem,
- ca. 3000 km Fließgewässer 1. Ordnung einschl. Bundeswasserstraße Elbe,
- ca. 300 km Grenzgewässer (Polen, Tschechien),
- ca. 650 km Deiche,
- 186 Wehre,
- ca. 400 weitere Anlagen (Siele, Deichscharten, Schöpfwerke, Pegel).

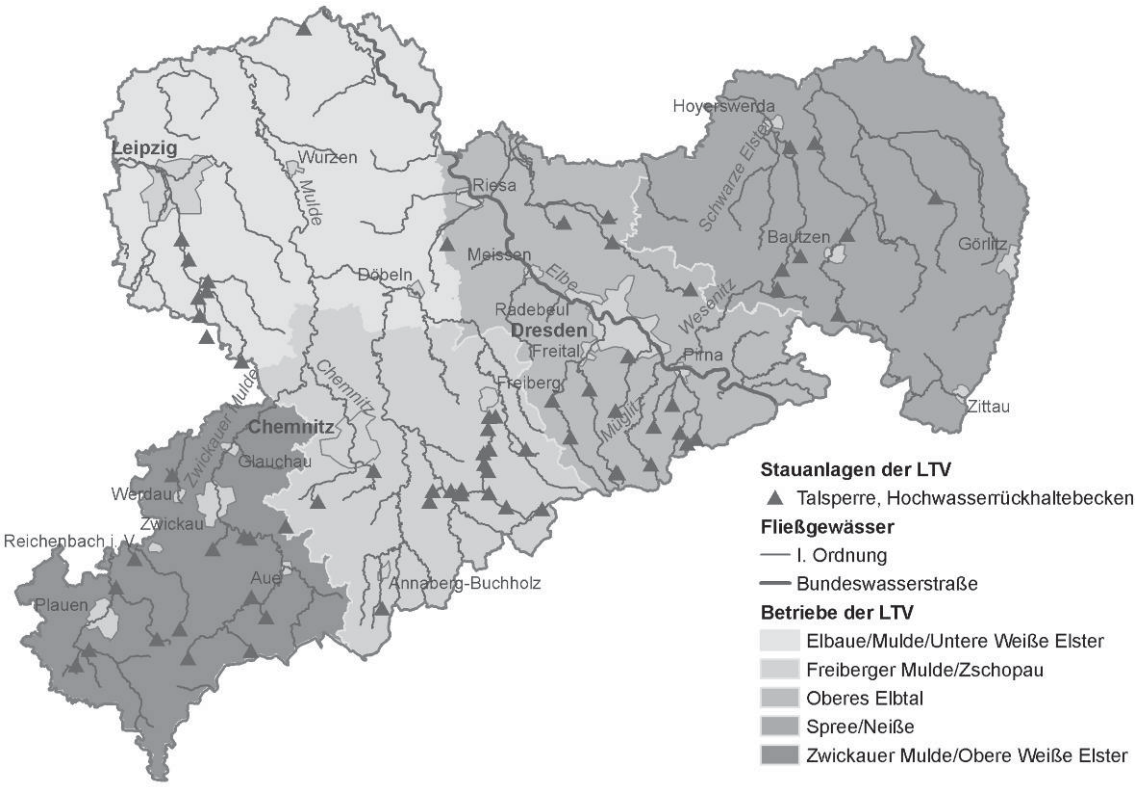


Abb. 1: LTV – Übersicht über Betriebe, Fließgewässer und wasserwirtschaftliche Anlagen im Zuständigkeitsbereich.

2 Zielstellung und Voraussetzungen der Deichzustandsanalysen

Mit den Deichzustandsanalysen (DZA) werden folgende wesentliche Ziele verfolgt:

- Im Rahmen der Hochwasserschutzkonzepte (HWSK) erfolgte eine Bewertung der Deiche hinsichtlich ihres Schutzziels, der bauliche Zustand blieb dabei i.d.R unberücksichtigt. Deiche, die den Schutzzielen gemäß HWSK zzgl. Freibord mit ihrer vorhandenen Höhe genügen, finden im HWSK-Maßnahmeprogramm folgerichtig keine Berücksichtigung. Aus bautechnischer Sicht können jedoch durchaus Defizite bestehen, die nicht Gegenstand des HWSK waren, mit den DZA jedoch identifiziert und bewertet werden.
- Die Daten zu Lage bzw. Verlauf und Geometrie der Deiche basierten bisher auf verschiedenen, vielfach nicht mehr aktuellen Grundlagen. Dies bedurfte einer Vereinheitlichung, Aktualisierung und Präzisierung (Verdichtung des Aufnahmerasters), mit der eine gewässerunabhängige Deichstationierung eingeführt werden konnte.

- Bislang existierte innerhalb der LTV keine aktuelle, betriebsübergreifende, auf einheitlichen Grundlagen basierende Zustandsbewertung, die auch die geotechnischen Gegebenheiten als Grundlage für Tragsicherheitsnachweise im Detail berücksichtigt. Mit den DZA wird diese geschaffen.
- Grundsätzlich und durch die Erfahrungen aus den Hochwassern der jüngeren Vergangenheit nachdrücklich verstärkt besteht der Bedarf nach einer schnellen und jederzeit aktuellen Recherchemöglichkeit zu bekannten Defizitbereichen (z.B. Schad- oder Schwachstellen am Deich, fehlender Freibord, hoch liegende Sickerlinie) und zu Überströmungsbeginn bei bestimmten Wasserständen mit Angabe der Stationierung bzw. des Bereiches und Bezug auf Hochwassermeldepegel.

Bereits vor Beginn der Bearbeitung mussten bestimmte Voraussetzungen geschaffen werden, um die genannten Zielstellungen erreichen zu können.

Eine wesentliche Voraussetzung dabei war die Erarbeitung einer möglichst bis ins Detail konkreten Aufgabenstellung. Damit konnte sichergestellt werden, dass die Angebote nach der Ausschreibung der Leistung vergleichbar waren. Zudem bewirkte dies, dass die Bearbeitung mit einer weitgehend einheitlichen Struktur und Methodik erfolgte und die Ergebnisse grundsätzlich vergleichbar vorliegen sowie entsprechend bestimmter Vorgaben digital aufbereitet werden.

Ein zweiter Schwerpunkt waren Instrumente zur Qualitätssicherung und Datenprüfung, um sowohl die Abnahme der Leistungen effizient zu ermöglichen als auch eine möglichst automatisierte Erfassung der Daten in einer Datenbank zu gewährleisten.

Schließlich war eine geeignete Datenbank erforderlich, in der die Daten abgelegt, recherchiert, aktualisiert und historisiert werden können. Gegebenenfalls erforderliche Schnittstellen zu anderen innerbetrieblichen Systemen waren rechtzeitig zu identifizieren.

3 Anforderungen an die Aufgabenstellung

Mit der Aufgabenstellung wurde nicht nur der Untersuchungsrahmen festgelegt, sondern auch Detailregelungen zu Gliederung, Bearbeitungsabfolge, Bearbeitungstiefe, Bearbeitungsmethodik, Ergebniserstellung und digitaler Ergebnisbereitstellung vorgegeben.

Auch der bereits o.g. Aspekt der möglichst guten Vergleichbarkeit der Angebote bei der Ausschreibung und Vergabe sei an dieser Stelle nochmals erwähnt, weil dies bei derartigen Vorhaben meist einen großen Zeitumfang in Anspruch

nimmt. Darüber hinaus können ggf. erforderliche Nachträge auf dieser Grundlage vielfach schnell und klar geregelt werden.

Eine solche Aufgabenstellung musste demzufolge u. a. konkrete Vorgaben zu folgenden Schwerpunkten enthalten:

- zu verwendende technische Regeln und Literatur (Mindestumfang),
- Beschreibung von Zielstellung und Rahmen der Bearbeitung,
- Festlegung von Art und Umfang der Deichvermessung (Erfassung von Querprofilen (Vorgabe Mindestanzahl/km) und Lage des Deiches, Bauwerke, Leitungen, Bewuchs),
- Festlegung von Art und Umfang des geophysikalischen und geotechnischen Untersuchungsprogramms sowie der Labor- und Felduntersuchungen (Methoden und Verfahren der Erkundung, Auswertung und Bereitstellung der geotechnischen Kennwerte),
- Festlegung von Art und Umfang des geotechnischen Nachweiskonzeptes (Nachweise zur Tragsicherheit, Erosions- und Suffosionssicherheit, Mindestanzahl der Nachweisprofile, zu verwendende Software, Lastannahmen),
- einheitliche Klassifizierung des Instandsetzungsbedarfes an bestehenden Deichen,
- Kategorien von möglichen Maßnahmeempfehlungen und Kostenschätzungen (Vergleichbarkeit),
- Gliederung des Erläuterungsberichtes,
- Gliederung der Anlagen (Zeichnungen, Tabellen, Bilder, etc.),
- Erstellung von CAD- bzw. GIS- Projekten (CAD- bzw. GIS- Richtlinie),
- Benennung von Dateien,
- Struktur der Datenablage (Verzeichnisstruktur, Datenformate, erforderliche Dateien, Inhalte der Dateien).

Beispielsweise sind hinsichtlich der vermessungstechnischen Aufnahme der Deiche zunächst grundsätzlich 6 Querprofile je Deich- km gefordert worden. Abweichungen davon waren in Abhängigkeit von den örtlichen Gegebenheiten in Abstimmung mit dem AG möglich. Im Rahmen des geotechnischen Nachweiskonzeptes waren an jedem Querprofil Nachweise zur allgemeinen und lokalen Tragsicherheit, ggf. Spreizsicherheit, Auftriebssicherheit, Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch und Nachweise zur Erosions- und Suffosionssicherheit bei verschiedenen Wasserständen gefordert.

Grundlage für eine einheitliche Begriffsbestimmung im Rahmen des Projektes war die Definition eines Datenmodells, welches die Begriffe und deren Hierarchie festlegt (Abb. 2).

Bei den vorliegenden Untersuchungen war die maßgebende Bezugsgröße ein Deichkilometer innerhalb eines Deiches. Auf diese Größe wurden wesentliche Daten bei der Ergebnisaufbereitung bezogen. Zu unterscheiden war dabei zwischen Stammdaten (die für den gesamten Deich gelten, zu dem der jeweilige Deichkilometer gehört) und Zustandsdaten (die zu den jeweils innerhalb eines Deichkilometers liegenden Querprofilen gehören, für die Tragsicherheitsnachweise geführt worden sind).

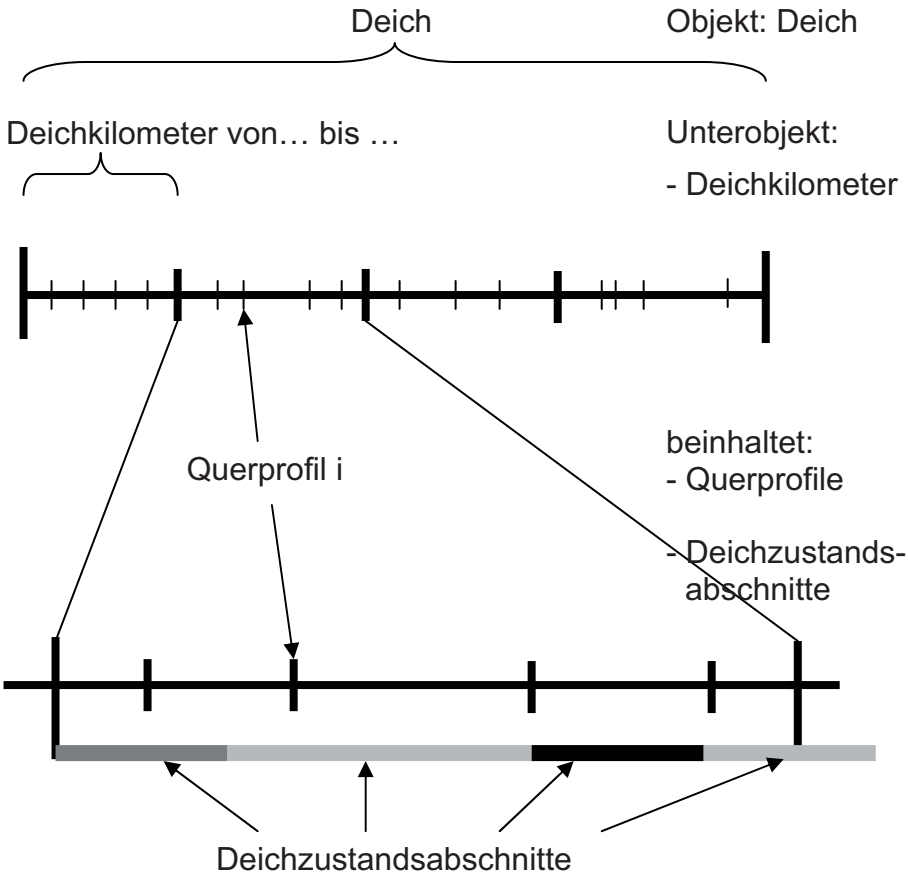


Abb. 2: Verwendetes Datenmodell und Begriffe für die DZA.

Solche weit reichenden, detaillierten Vorgaben sind erwartungsgemäß zunächst nicht bei allen Beteiligten auf Verständnis gestoßen, weil dies im Bereich Geotechnik bisher kein übliches Vorgehen darstellte und auf der Auftragnehmerseite teilweise die Befürchtung bestand, dass die ingenieurtechnische Bearbeitung eingeschränkt werden könnte. Bei der Bearbeitung haben sich jedoch die Vorteile dieser Vorgehensweise sehr schnell gezeigt, zumal sie für die Anwendung

der Ergebnisse und deren Vergleichbarkeit ohne Alternative sind (Kröber, 2007).

4 Qualitätssicherung

Um die Einhaltung der Vorgaben zu prüfen und damit letztlich die Plausibilität und Verwendbarkeit der Daten in einer Datenbank sicherzustellen ist eine Qualitätssicherung zwingend erforderlich. Dies zum einen, weil auch bei sorgfältiger Bearbeitung fachliche Fehler entstehen können. Zum anderen war zu erwarten, dass trotz offensichtlich weit reichender Vorgaben in der Praxis Konstellationen oder Probleme auftreten, die außerhalb des Regelungsbereiches liegen bzw. die Anwendung der Vorgaben nicht konsequent ermöglichen und gewisser Ausnahmen bzw. Anpassungen bedürfen. Nicht zuletzt können bei der Aufbereitung und Zusammenstellung der Daten handwerkliche Fehler auftreten sowie unplausible Ergebnisse ungeprüft übernommen werden.

Um das Risiko inkonsistenter Daten aufgrund der genannten Fehlerquellen zu minimieren, ist gemeinsam mit einem Auftragnehmer aus der IT- Branche ein automatisiertes zweistufiges Prüfsystem entwickelt worden.

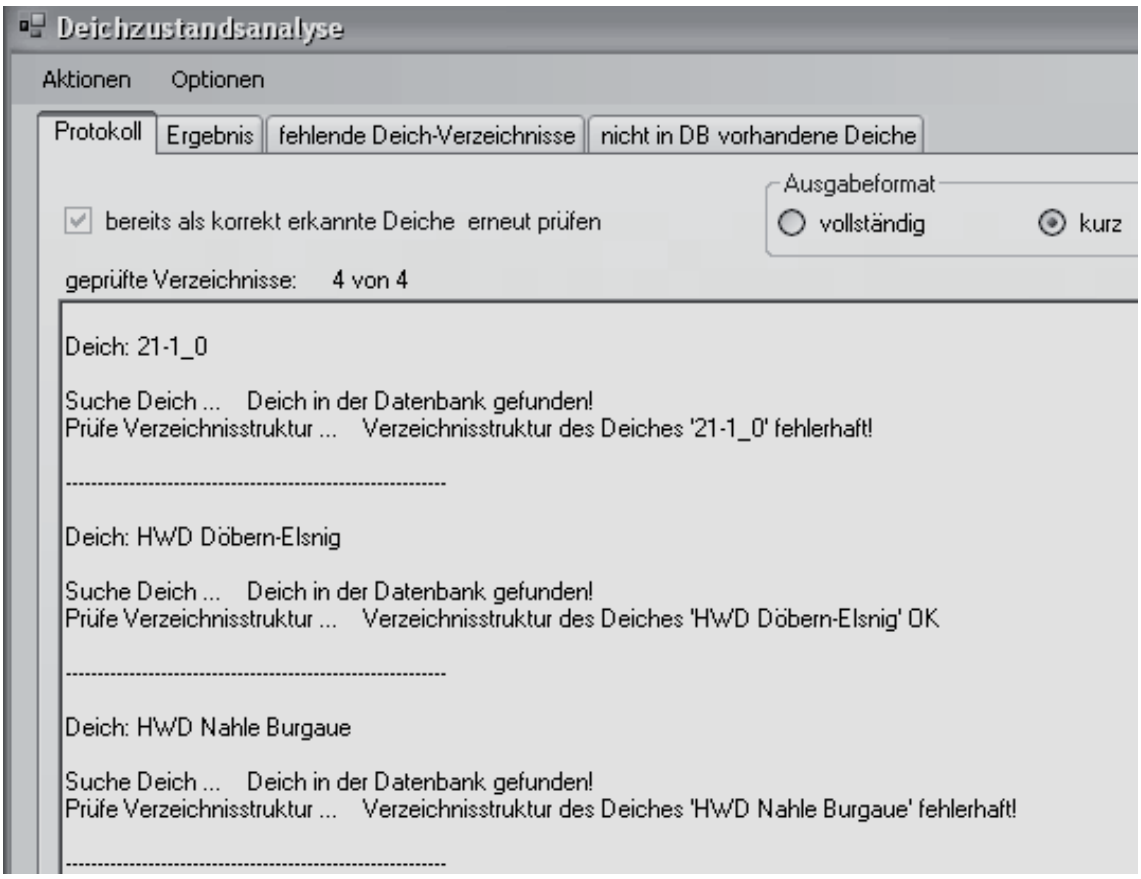


Abb. 3: Prüftool 1 zur Prüfung von Vollständigkeit, Verzeichnisstruktur, Dateibenennung etc.

In einem ersten Prüfschritt (genannt Prüftool 1) werden grundsätzliche Prüfungen durchgeführt (Einhaltung Datenstruktur, Vorhandensein der erforderlichen Dateien, Einhaltung Dateibenennung, etc., Abb. 3).

Mit dem 2. Prüfschritt (Prüftool 2, Abb. 4) werden die Inhalte der Dateien auf Einhaltung der Vorgaben (Formate, Vollständigkeit der Angaben) und Plausibilität der eingetragenen Angaben (sowohl numerische als auch Texteinträge) geprüft. Des Weiteren erfolgt in diesem Prüfschritt die Prüfung der GIS- und CAD-Projekte. Um die Korrektur von Fehlern effizient zu ermöglichen, wird nach erfolgtem Prüfdurchlauf ein Fehlerprotokoll ausgegeben, welches aufgetretene Fehler hinsichtlich Ort, Art und Ursache beschreibt.

Nach erfolgreichem (fehlerfreiem) Durchlauf beider Tests können die Datensätze dann mit dem Prüftool 2 direkt in die Datenbank eingelesen werden.

Bei den DZA hat es sich als vorteilhaft erwiesen, den AN die Instrumente zur Qualitätssicherung bereits vor der Datenabnahme zur internen (Vor)Prüfung zur Verfügung zu stellen.

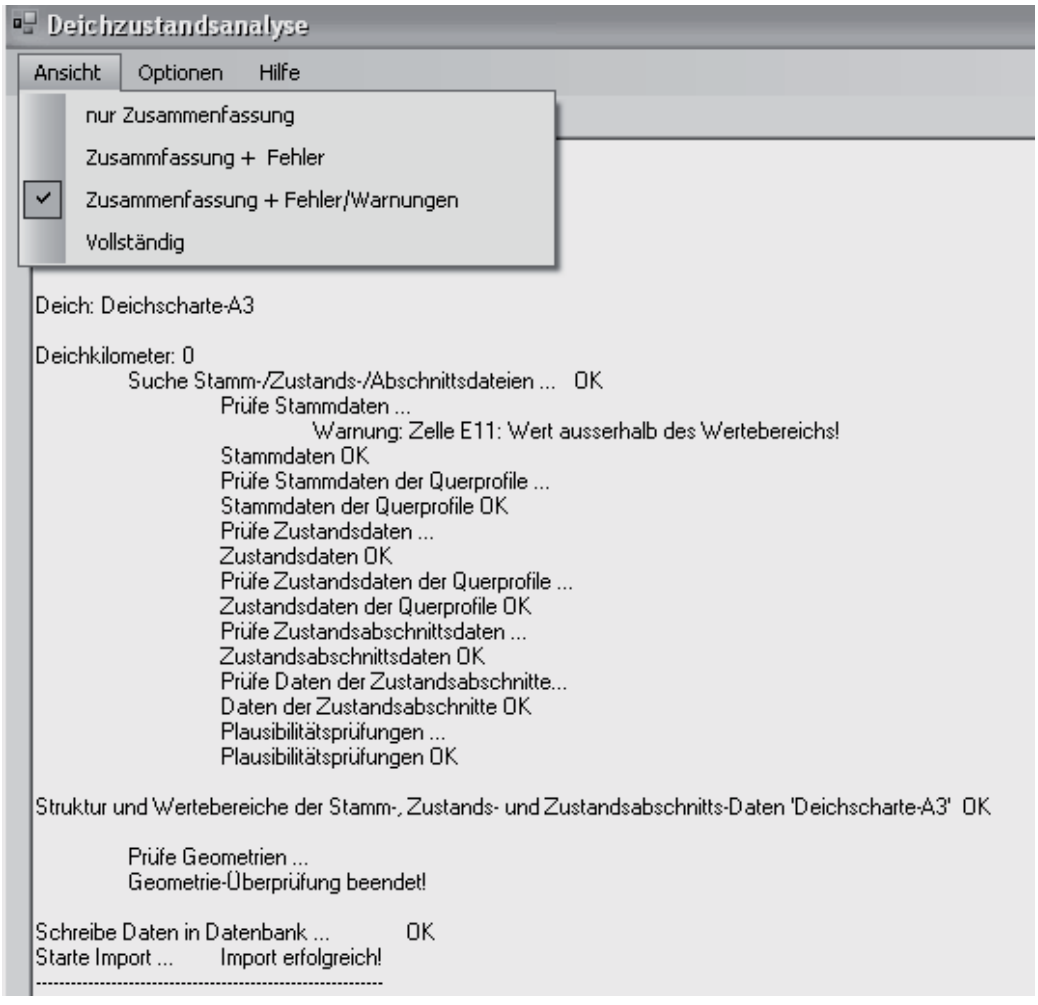


Abb. 4: Prüftool 2 zur inhaltlichen Prüfung und für den Datenimport.

5 Datenbank

Sämtliche Ergebnisdaten der DZA werden nach Prüfung in die Objektdatenbank der LTV eingelesen und strukturiert abgelegt. Die Objektdatenbank (Abb. 5) ist ein flexibles Werkzeug mit einer Web- Oberfläche zur Ablage und Recherche von Daten zu wasserwirtschaftlichen Anlagen (Objekten) im Zuständigkeitsbereich der LTV. Damit wird eine bereits bestehende Datenbank genutzt und erweitert.

Um den zahlreichen, verschiedenen Recherche- und Nutzungsansprüchen von Nutzern (z.B. Flussmeistereien, Zentralen der Betriebe, verschiedene Bereiche der LTV- Zentrale, Planer von Baumaßnahmen an Deichen, Katastrophenschutzbehörden) zu genügen, ist für die DZA- Daten ein flexibles Rechercheystem erforderlich.

Dieses ermöglicht neben der grafischen Recherche per Mausklick auf einer Topografischen Karte auch weitgehend frei konfigurierbare Abfragen über die in der Datenbank abgelegten Objekte bzw. deren Eigenschaften (Attribute). Die Ergebnisse werden in unterschiedlicher Weise (grafisch oder tabellarisch) ausgegeben. Grafische und textliche bzw. tabellarische Ausgaben können nachbearbeitet werden. Zudem besteht die Möglichkeit, diverse Abfragekonfigurationen benutzerspezifisch zu speichern oder nach erneutem Aufrufen zu modifizieren.

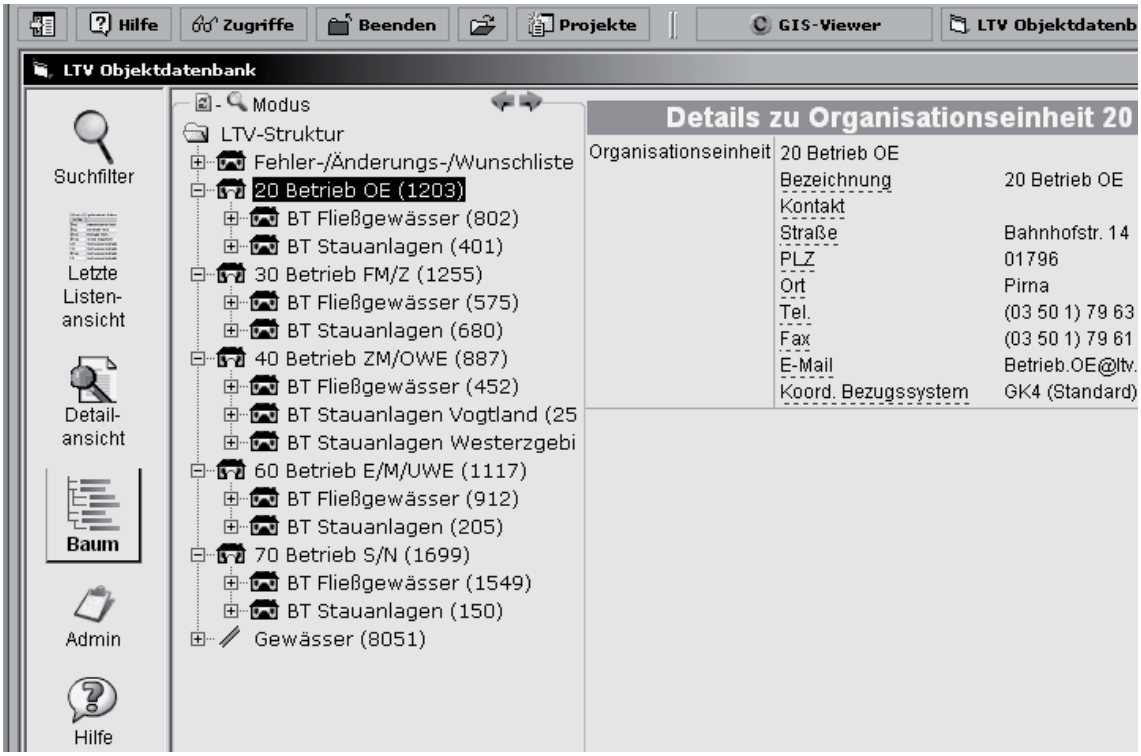


Abb. 5: Objektdatenbank der LTV (Ausschnitt der Startansicht mit allen Betrieben der LTV).

Mit einem speziellen Tool wird das Laden eines neuen Datensatzes für einen Deich oder einen Deichabschnitt ermöglicht. Dies wird bei baulichen Veränderungen am Deich (z.B. Sanierung) oder Deichneubau erforderlich. Dazu werden die Daten entsprechend den in den Kapiteln 2-4 erläuterten Vorgaben erarbeitet und aufbereitet.

6 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

Für zahlreiche Aufgaben der LTV im Zusammenhang mit dem Bau, der Unterhaltung, Instandsetzung, Rückverlegung und der Verteidigung von Deichen im Freistaat Sachsen ist es erforderlich, laufend aktuelle Daten zu deren Lage, Geometrie, Aufbau und Zustand für die schnelle und effiziente Anwendung vorzuhalten. Um dies zu erreichen, bedarf es eines einheitlichen Vorgehens bei der Ersterfassung und Bewertung der relevanten Parameter und Eigenschaften, der einheitlichen Aufbereitung und Darstellung der Daten, der Datenprüfung und der Datenablage in einer Datenbank. Zugleich ist es erforderlich, die praxisgerechte Anwendung der Daten durch vielfältige Recherche-, Darstellungs- und Exportmöglichkeiten sicherzustellen sowie die Daten laufend aktuell zu halten.

Mit der Durchführung von Deichzustandsanalysen in Sachsen hat sich die LTV diesen Anforderungen gestellt und dabei zwangsläufig in vielen Bereichen Neuland betreten. Dabei ist deutlich geworden, dass insbesondere einer detaillierten Vorbereitung (Aufgabenstellung) und der Datenprüfung große Bedeutung zukommt.

Abschließend bleibt festzuhalten, dass es für die Entwicklung und Umsetzung solch neuartiger, umfangreicher Programme der engen, verständnisvollen, konstruktiven und innovativen Zusammenarbeit nicht nur innerhalb der beteiligten Struktureinheiten der LTV, sondern auch der externen Partner bedurfte. Nur weil beides gegeben war, konnte das Vorhaben erfolgreich umgesetzt werden. Dafür sei an dieser Stelle allen Beteiligten ausdrücklich gedankt.

Referenz

Kröber, B. (2007): Erstellung von Deichzustandsanalysen im Zuständigkeitsbereich der Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen, in: Mitteldeutsche Mitteilungen, 16 (2); 44 - 45.

Adresse des Autors

Dipl.- Ing. Eckehard Bielitz
Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen
Fachbereich Technik
Betrieb Oberes Elbtal
Bahnhofstraße 14
D–01796 Pirna
E-Mail: Eckehard.Bielitz@ltv.smul.sachsen.de





Der Überlastfall an Flussdeichen – Strategien, Sicherungsmöglichkeiten, Risikominderung

R. Haselsteiner, M. Fischer, Th. Strobl, P. Rutschmann

1 Einleitung

Die Gefährdung von Flussdeichen im Überlastfall tritt i. d. R. in Form einer Überströmung auf. Diese tritt erst dann ein, wenn der Wasserstand den Freibord voll in Anspruch nimmt und über die Deichkrone steigt. Die pauschale Festlegung von Freibordhöhen kann jedoch zu einer unverhältnismäßigen Beeinflussung der Eintretenswahrscheinlichkeit dieser Form des Überlastfalls führen, was im Folgenden an einem Beispiel veranschaulicht wird. Bei Eintreten des Überlastfalles werden die bei der Bemessung eingeflossenen Sicherheitsreserven beansprucht. Je größer diese sind, desto geringer ist die Versagenswahrscheinlichkeit des Deiches. Sofern eine Versagenswahrscheinlichkeit abschätzbar ist, kann unter Zuhilfenahme von Schadensfunktionen eine Kosten-Nutzen-Analyse für die Beurteilung von Hochwasserschutzmaßnahmen, wie z. B. für die Ausbildung von Überlaufstrecken oder für die Ertüchtigung von Deichen, erstellt werden. Ist der Überlastfall eingetreten, können Maßnahmen im Rahmen der Deichverteidigung und des Katastrophenschutzes in Form von Sandsackkaskaden oder Kiesanschüttungen einen Deichbruch und somit Schaden verhindern. Wird eine Deicherhöhung durchgeführt, ist hierbei die höhere Belastung desselben zu berücksichtigen. Es sind dann ggf. auch Maßnahmen zur Steigerung der geostatischen und -hydraulischen Standsicherheit durchzuführen.

2 Der Überlastfall und seine Auswirkungen

2.1 Definition und Allgemeines

Der Überlastfall an Flussdeichen im Sinne dieser Ausarbeitung beschreibt einen Zustand, in dem die Einwirkungen höher und/oder die Widerstände geringer sind, als dies für die dauerhafte Gewährleistung der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit des Deiches notwendig ist und ggf. bei einer Bemessung oder Beurteilung des Deiches angenommen wurden. Als Bemessungsabfluss wird in besiedelten Bereich meist ein Wiederkehrintervall von T = 100 a bemüht (Minor, 2006). Da in DIN 19712/1997 auch gefordert wird, dass die Standsicherheit von Hochwasserschutzdeichen auch für den Kronenstau (Lastfall 3)

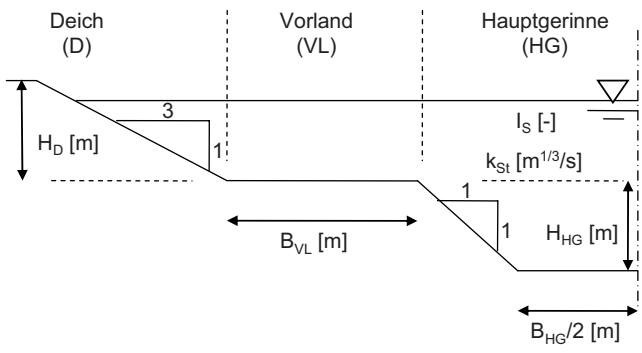
nachgewiesen wird, entspricht der Überlastfall in erster Linie Wasserständen jenseits der Kronenkote, also einer Überströmung.

Derartige Belastungszustände müssen nicht zwangsläufig zu Schäden und/oder einem Versagen führen, da ein Deich, zumindest ein neu gebauter oder ertüchtigter Deich, i. d. R. eine versteckte Sicherheitsreserve aufweist, die u. a. bereits bei der Umsetzung der zuständigen Normen und Regelwerke entsteht. Der konservative Ansatz von Scherfestigkeitsparametern und die Verwendung von zusätzlichen, konstruktiven Gestaltungselementen, wie z. B einer kohäsiven Vegetationsdecke, erhöhen diese Reserve. Anders stellt es sich bei historisch gewachsenen Altdeichen dar, welche selten den Anforderungen der allgemein anerkannten Regeln der Technik (a.a.R.d.T.) an Dauerhaftigkeit, Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit genügen (DIN 19712/1997; DVWK-Merkblatt 210/1986; DWA M-507/2006).

2.2 Beeinflussung des Überlastfalles durch den Freibord

Das Auftreten bzw. die Wahrscheinlichkeit des Eintretens eines Überlastfalles an Deichen ist eng mit der Abflusscharakteristik des Gewässers (Querschnitt, Rauhigkeit, Bewuchs, Lage der Deiche etc.) und mit der Größe des Freibords verbunden[1]. Anhand der Betrachtung der hydraulischen Leistungsfähigkeit von drei beispielhaften Abflussquerschnitten (Abb. 1), die sich lediglich in der Breite des Vorlandes unterscheiden, soll gezeigt werden, dass die gewählte Größe des Freibordes einen erheblichen Einfluss auf die Eintretenswahrscheinlichkeit des Überlastfalles bzw. einer Überströmung nehmen kann.

Skizze:



Parametertabelle:

	H_D [m]	B_{VL} [m]	B_{HG} [m]	H_{HG} [m]	I_S [-]	k_S [$m^{1/3}/s$]
A	2	0	50	4	0,0001	25
B		100				
C		300				

Abb. 1: Beispielhafte Geometrie und Kennwerte für die betrachteten Abflussquerschnitte.

[1] Das Freibordmaß wird häufig als „Sicherheitsmaß“ bezeichnet, was auf die immer noch weit verbreitete Praxis schließen lässt, dass im Freibord subjektive Sicherheitszuschläge „versteckt“ werden, um den Schutzgrad „verschleiert“ zu erhöhen. Die Meinung der Autoren, die von der Fachwelt, zumindest in weiten Kreisen geteilt wird (siehe Buck, 2002; Poweleit, 1985), ist jedoch, dass alle Bestandteile, die den Schutzgrad und somit den Bemessungshochwasserstand und indirekt den Abfluss betreffen, auch ausschließlich bei der Festlegung dieses Bemessungswasserstandes Berücksichtigung finden müssen (Haselsteiner und Strobl, 2006).

In Abb. 2 sind stochastische Verteilungen für das Auftreten von Abflüssen (links) und die Abfluss-Wasserstands-Beziehungen (rechts) der drei betrachteten Gewässerquerschnitte A, B und C angegeben. Als Bezugsgröße für den Bemessungshochwasserstand (T = 100 a) wurde die Deichkrone abzüglich eines frei gewählten, maximalen Freibordmaßes von 1,0 m verwendet.

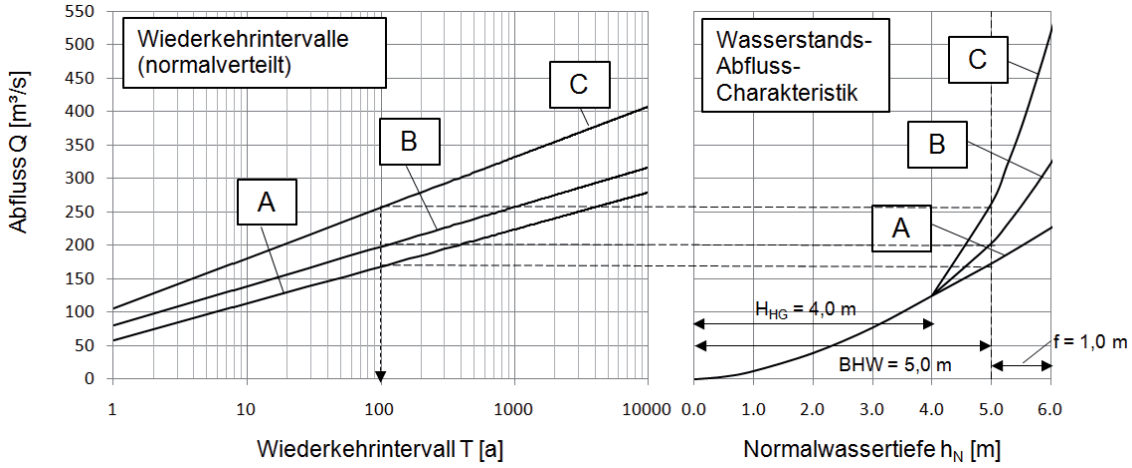


Abb. 2: Wasserstands-Abfluss-Charakteristik und Wiederkehrintervalle der Abflüsse der betrachteten Beispiele.

In Abb. 3 ist für unterschiedliche Freibordmaße von 0 m bis 1 m das Verhältnis des Wiederkehrintervalls eines Abflusses über BHW bzw. BHQ (T_{HQX} [a]) und des Wiederkehrintervalls des Abflusses bei BHW bzw. BHQ (T_{HQ100} = 100 a) aufgetragen. Bei einem Freibord von 1,0 m erreicht dieses Verhältnis logischerweise den Wert 1,0.

Der Verlauf der Kurven für geringere Freibordhöhen zeigt, dass die Wiederkehrintervalle der auftretenden Abflüsse sich unterschiedlich entwickeln. Bei dem relativ schmalen Abflussquerschnitt A können verhältnismäßig geringe Abflüsse abgeführt werden. Beim Vergleich eines Freibords von 0,5 m kann Beispiel B im Vergleich zu Beispiel A einen Abfluss mit doppelter Jährlichkeit abführen, Beispiel C im Vergleich zu Beispiel B einen Abfluss mit fünffacher Jährlichkeit. Bei Kronenstau (f = 0 m) erhöhen sich diese Werte auf 13,6 (B/A) und 26,5 (C/B).

Da die Eintretenswahrscheinlichkeit des Hochwasserstandes gleich dem reziproken Wert des Wiederkehrintervalls ist, wird hiermit auch die Eintretenswahrscheinlichkeit des Überlastfalles in Form einer Überströmung entsprechend abgemindert. Anschaulich heißt dies, dass eine Überströmung des Deiches A eine 360-mal (13,6 x 26,5 = 360,4) höhere Eintretenswahrscheinlichkeit als die Überströmung des Deiches C hat. Bei gleichem Schadenspotential und bei ähnlichen Abfluss- und Strömungsverhältnissen zeigt dieses einfache Beispiel deutlich, inwiefern eine physikalisch nicht begründbare Wahl des Freibords an

Flussdeichen die Überströmungswahrscheinlichkeit und somit auch die Schadenseintrittswahrscheinlichkeit beeinflussen kann. Im Sinne einer einheitlichen Risikobetrachtung im Hochwasserschutz sollte deshalb der Freibord so weit als möglich anhand von physikalischen Verfahren ermittelt und/oder durch Beobachtungen verifiziert werden.

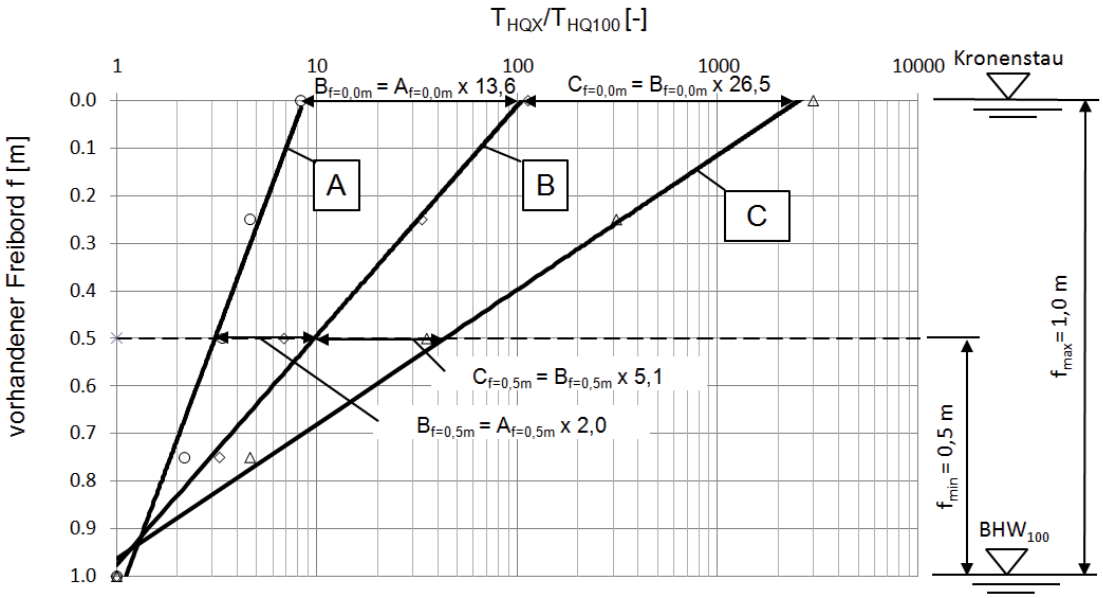


Abb. 3: Verhältnis der Wiederkehrintervalle T_{HQX} und T_{HQ100} in Abhängigkeit vom vorhandenen Freibord f.

2.3 Ursachen und Entwicklung von Schaden

Schadensmechanismen können, sofern die Schädigung ausreichend groß ist und nicht durch das Abklingen des Hochwassers oder durch menschlichen Eingriff verhindert wird, zu einem Deichversagen in Form eines Bruches mit Ausbildung einer Deichbresche mit Längen von wenigen Metern bis vielen hundert Metern Länge führen.

Eine grobe Unterteilung in nur wenige Versagensursachen kann für eine praxisnahe Auswertung verwendet werden. Es kann zwischen:

- erdstatischem Versagen,
- Überströmung,
- rückschreitender Erosion,
- Untergrundversagen,

unterschieden werden.

In Realität beeinflussen sich Versagensvorgänge / -mechanismen und sind voneinander nicht so einfach zu trennen bzw. zu unterscheiden. Das Erkennen

einer zeitlichen Abfolge ist auch aufgrund der zyklischen, temporären Beanspruchung von Deichen durch Hochwasser schwierig. Weitere Ausführungen hierzu bieten die Arbeiten von Haselsteiner und Strobl (2005), Armbruster-Veneti (1999) und Brandl und Blovsky (2003).

Am gefährlichsten ist eine Überbelastung in Form einer Überströmung. In einer Abfolge von Schadensmechanismen ist die Überströmung häufig der letzte Prozess, der zum Komplettversagen von Deichen führt. Dieser Überlastfall beschädigt in erster Linie die landseitige Deichböschung mitsamt Krone. Eine gut ausgeprägte und intakte Vegetationsdecke auf der landseitigen Böschung und flache Böschungsneigungen erhöhen den Widerstand gegen Erosion. Eine Überströmung von wenigen Zentimetern können Deiche i. Allg. über einen gewissen Zeitraum unter Inkaufnahme von Erosionsschäden überstehen. Bei wenigen Dezimetern Überströmungshöhe werden nicht für diese Art der Belastung ausgelegte Deiche in relativ kurzer Zeit versagen. Erfahrungen der letzten Hochwasserereignisse in Bayern in den Jahren 1999, 2002 und 2005 haben gezeigt, dass bereits bei geringen Überströmungshöhen erhebliche Schäden an Krone und Deichböschungen auftreten können.

Die Wahrscheinlichkeit für einen Deichbruch im Falle von geotechnischem Versagen oder rückschreitender Erosion ist schwer zu bestimmen. Hier sind vereinfachende Annahmen hilfreich, wie z. B. die Annahme eines 100-prozentigen Versagens bei Deichüberströmung von nicht gesicherten Bereichen. Um die Schwierigkeit der Angabe von absoluten Wahrscheinlichkeiten zu umgehen, hat sich die Verwendung von unscharfen Wahrscheinlichkeiten als praktikabel erwiesen (Perzlmaier und Haselsteiner 2006). Unter der Zuhilfenahme von Ereignisbaumanalysen können somit Versagensprozesse und Schadensmechanismen separat betrachtet und in ihrer Abfolge Eintretenswahrscheinlichkeiten zugewiesen werden, wobei subjektive Einschätzungen, „harte“ Nachweise sowie operative und organisatorische Vorgänge Beachtung finden können.

In Abb. 4 sind die in den folgenden Abschnitten betrachteten vier unterschiedlichen Deichsysteme und dazu die geschätzten, „unscharfen“ Deichversagenswahrscheinlichkeiten angegeben. Der Altdeich weist bei einem Wasserstand von etwa 2,0 m eine Versagenswahrscheinlichkeit von 100 % auf, da die globale Tragfähigkeit der landseitigen Böschung bei diesem Wasserstand bereits kritisch herabgesetzt ist (vgl. Abb. 7 und Abb. 8). Der Neudeich weist abhängig vom Wasserstand das günstigste Verhalten auf, da er zum einen mit entsprechend Freibord ($f_{Neudeich}$ = 0,5 m) und zum anderen mit ausreichend flachen Böschungen ausgestattet ist.

Deichversagenswahrscheinlichkeiten (Abb. 4) sind notwendig, um das Versicherungsrisiko (Schadenseintretenswahrscheinlichkeit x Schadenspotential) an

eingedeichten Strecken abzuschätzen. Um eine Bauwerksversagenswahrscheinlichkeit zu ermitteln, müssten alle unterschiedlichen Versagensmechanismen einschließlich ihrer Abfolge und ihrer Auftretenswahrscheinlichkeit erkannt werden und vorhersagbar sein, was nicht zuletzt aufgrund der beschränkten Kenntnisse über den Baugrund sowie über die verwendeten Baumaterialien erheblich erschwert wird. Dennoch ist es zumindest möglich, wie in Perzlmaier und Haselsteiner (2006) gezeigt wird, für unterschiedliche Deichsysteme die kritischen (Versagens-)Pfade abzuschätzen und eine Bauwerksgefährdung ausreichend genau beurteilen zu können.

Minor (2006) unterscheidet unterschiedliche Hochwasserschutzkonzepte bzgl. ihrer Schadensentwicklung bzw. Versagensverhaltens und unterstreicht in diesem Zuge die Notwendigkeit, das Versagensverhalten von Hochwasserschutzbauwerken simultan mit dem damit verbundenen Schaden im Deichhinterland zu betrachten und zu bewerten.

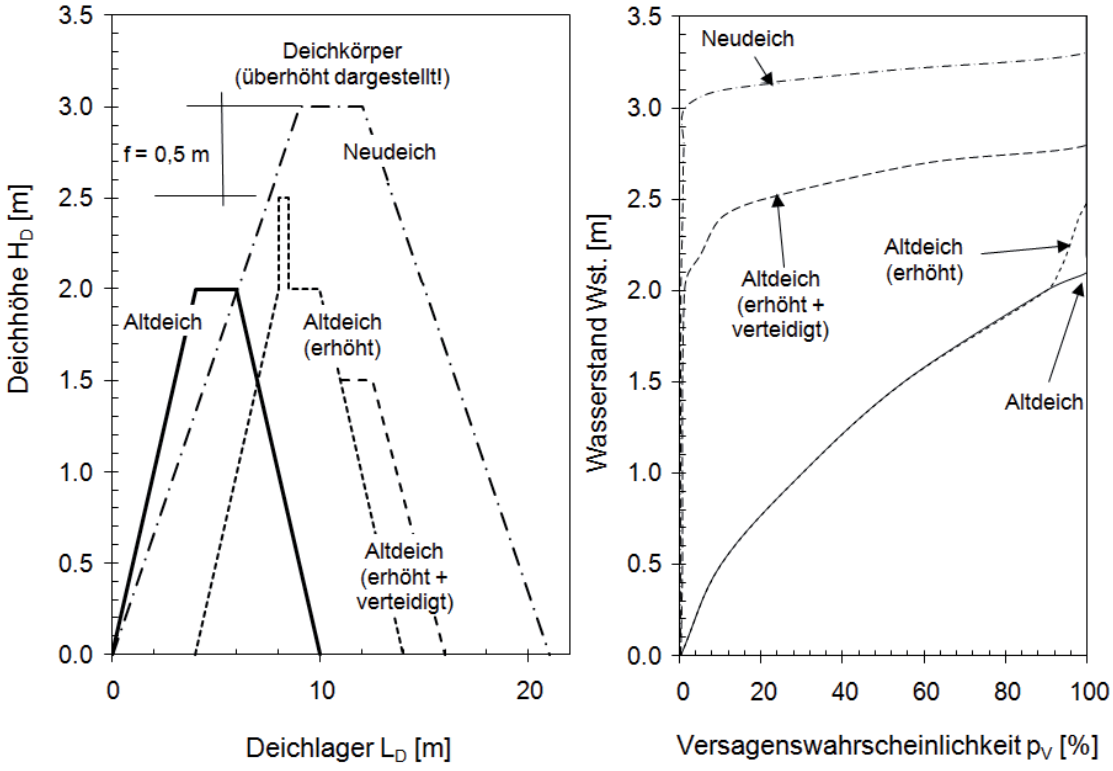


Abb. 4: Versagenswahrscheinlichkeit in Abhängigkeit vom Wasserstand für die betrachteten Deichsysteme.

Für eine Abschätzung möglicher Schäden durch Überflutung, z. B. für die Erstellung von Kosten-Nutzen-Analysen für Hochwasserschutzmaßnahmen, stehen zahlreiche Schadensfunktionen zur Verfügung, die in Abhängigkeit vom Wasserstand, von der Zeit oder von der Fließgeschwindigkeit den Schaden für ein Objekt oder für größere überflutete Bereiche beschreiben (Abb. 5, Abb. 6).

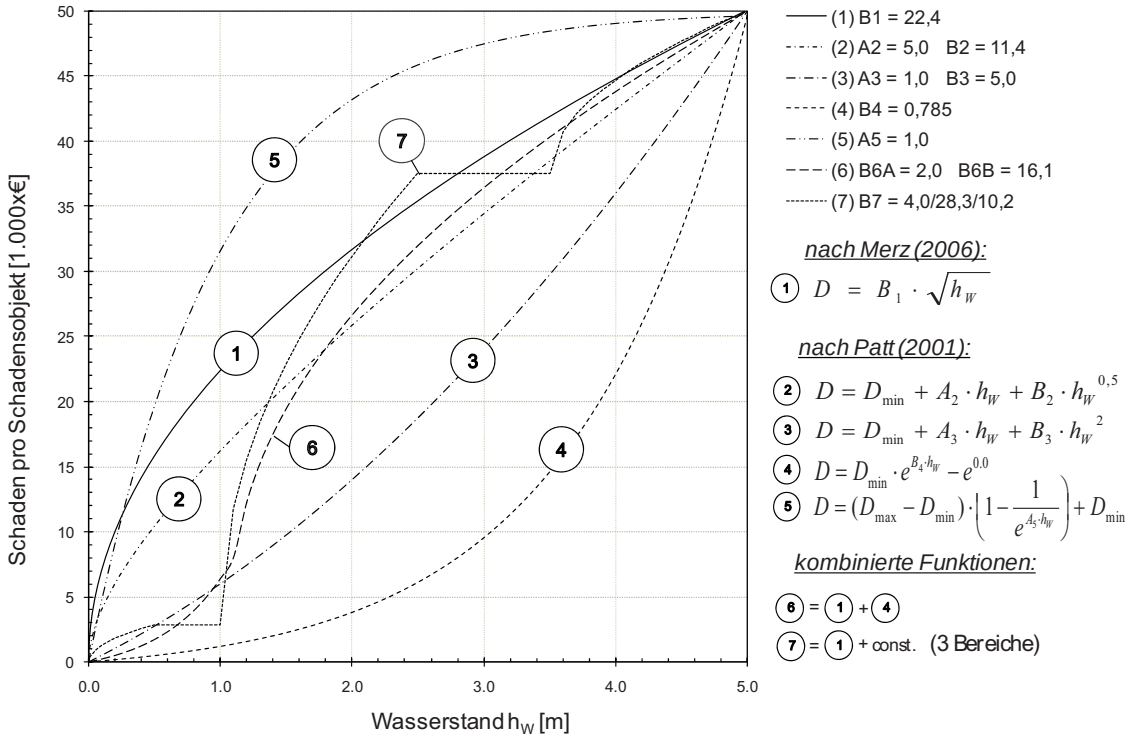


Abb. 5: Schaden in Abhängigkeit vom Überflutungswasserstand [m] für ein Schadensobjekt.

In Abb. 5 sind Schadensfunktionen dargestellt, die den Schaden pro Schadensobjekt in Abhängigkeit vom Wasserstand abbilden (Merz, 2006; Patt, 2001). Die Auswahl an Funktionen ist ausreichend, um objektspezifische Schadenscharakteristiken hinreichend genau beschreiben zu können.

Hierzu können die Funktionen auch bereichsweise definiert werden. Eine Beschreibung der in Abb. 5 dargestellten Schadensfunktionen ist in Abb. 6 gegeben. Die entsprechenden Wasserstände h_W können im Detail mit zweidimensionalen hydrodynamisch - numerischen Modellen und dem Ansatz von Deichbruchszenarien ermittelt werden. Den Wasserständen h_W können dann unter Berücksichtigung der Versagenswahrscheinlichkeiten Eintretenswahrscheinlichkeiten im Überlastfall zugewiesen werden.

Schadens-funktion	Beschreibung des Schadensobjektes bzw. der Schadensfunktion
1	Mit dem Wasserstand zuerst überproportional ansteigender Schaden (bis etwa 1,0 m), anschließend unterproportional zunehmender Schaden. Einfache Schadensfunktion mit nur einem Stellparameter.
2	Beinahe linear, proportional mit dem Wasserstand zunehmender Schaden. Möglichkeit der Angabe eines Mindestschadens. Zwei Stellparameter erforderlich.
3	Mit dem Wasserstand zuerst leicht unterproportional ansteigender Schaden (bis etwa 3,0 m), anschließend leicht überproportional zunehmender Schaden. Möglichkeit der Angabe eines Mindestschadens. Zwei Stellparameter erforderlich.
4	Mit dem Wasserstand zuerst unterproportional ansteigender Schaden (bis etwa 3,5 m), anschließend überproportional zunehmender Schaden. Möglichkeit der Angabe eines Mindestschadens. Nur ein Stellparameter erforderlich.
5	Mit dem Wasserstand zuerst stark überproportional ansteigender Schaden (bis etwa 1,5 m), anschließend stark unterproportional zunehmender Schaden. Möglichkeit der Angabe eines Mindest- und eines Maximalschadens. Nur ein Stellparameter erforderlich.
6	Relativ geringer Anstieg des Schadens bis zu einem Wasserstand von etwa 1,0 m, anschließend eine fortlaufende Zunahme des Schadens, bis etwa 3,0 m überproportional, anschließend unterproportional.
7	Abschnittsweise konstanter Schadensverlauf bei 1,0 m und 3,5 m und stark zunehmender, sich abschwächender Schaden bei Überschreiten der Schwellenwerte. Einfache Gleichung mit nur einem Stellparameter.

Abb. 6: Beschreibung der unterschiedlichen Schadensfunktionen.

2.4 Deichbruch und Überflutung

Gibt ein Deich den Belastungen, ggf. aufgrund von Überströmung, nach, bildet sich eine Deichbresche aus, durch die Wasser in das Deichhinterland fließt. Bei einem raschen Versagen kann eine Dammbruchwelle auftreten. Die Kenntnis über die Ausbreitungsgeschwindigkeit dieser Flutwelle kann genutzt werden, um im Voraus die Gefährdung besser einschätzen zu können. Der tatsächlich auftretende Schaden ist von weitaus mehr Randbedingungen abhängig, wie z. B. vom Schadenspotential, vom möglichen Wasserstand und der Einströmdauer und –menge. Wie in Werth et al. (2007) gezeigt wurde, ist eine Reduktion des Maximalschadens bei Deichen an Gewässern mit lang anhaltenden Hochwassern nur durch eine aktive Verminderung der zuströmenden Wassermenge oder durch eine Verhinderung bzw. Verringerung von Schaden im Deichhinterland selbst während und vor dem Hochwasser möglich, wohingegen an Gewässern mit kurzen Einstauzeiten auch durch Maßnahmen der Deichverteidigung und Deichverstärkung schon erheblich Schaden verhindert werden kann. An beiden Gewässern führt eine Verzögerung des Bruches in jedem Fall zu einer Verlangsamung der Überflutung des Deichhinterlandes und somit zu einem Zeitgewinn für schadensmindernde Aktivitäten.

3 Vergleich der Gefährdung unterschiedlicher homogener Deiche

Im Folgenden wird die globale Tragfähigkeit der landseitigen Böschung als Indikatorgröße der gesamten Tragfähigkeit der in Abb. 7 dargestellten Deiche verglichen. Die Deiche werden durch eine Wasserstandsganglinie mit einer Anstiegsgeschwindigkeit von v_{AN} = 10 cm/h so lange beansprucht, bis ein maximaler Wasserstand von 2,5 m und stationäre Durchströmungszustände erreicht werden. Die wesentlichen verwendeten geohydraulischen und –geotechnischen Parameter zur Berechnung der Deichdurchsickerung und der Tragfähigkeit sind ebenfalls in Abb. 7 enthalten. Die Berechnungen wurden mit dem Grundwasserströmungsmodell Feflow (Version 5.3) der Fa. WASY GmbH in einer zweidimensionalen Betrachtung durchgeführt.

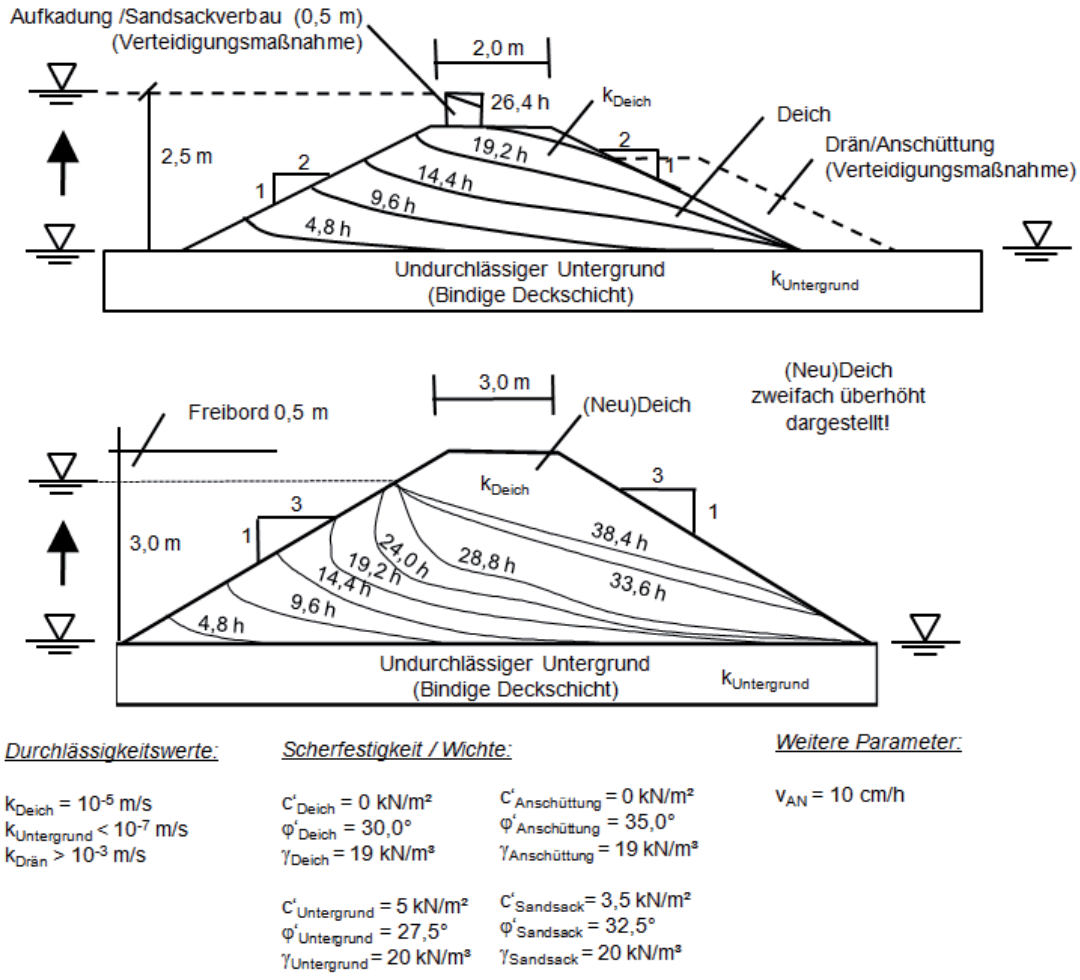


Abb. 7: Betrachtete Deichsysteme und deren Durchsickerungszustände.

In Abb. 8 ist die zeitliche Entwicklung des Auslastungsgrades der globalen Standsicherheit der landseitigen Böschung für die betrachteten Deichsysteme

in Abhängigkeit von der Zeit für unterschiedliche Verkehrslasten ($P_{V,Krone}$) auf der Krone dargestellt. Wie zu erkennen ist, überschreitet der Auslastungsgrad des erhöhten Altdeiches den zulässigen Grenzwert von 1,0 nach ca. 22 h bis 24 h. Der Altdeich ohne Erhöhung würde bereits nach 20 h überströmt werden. Der Deich mit durchlässiger Anschüttung von grobkörnigem Material erreicht einen Auslastungsgrad von maximal 0,85, wobei hierbei kein Freibord mehr vorhanden ist. Der Neudeich weist einen Auslastungsgrad von maximal 0,68 auf, wobei hier noch ein Freibord von 0,5 m verbleibt. Das Beispiel zeigt u. A., dass trotz der Verhinderung der Überströmung des erhöhten Altdeiches die Tragfähigkeit der landseitigen Böschung bereits kurz nach der theoretischen Überströmung einen kritischen Wert unter einem Auslastungsgrad von 1,0 annimmt.

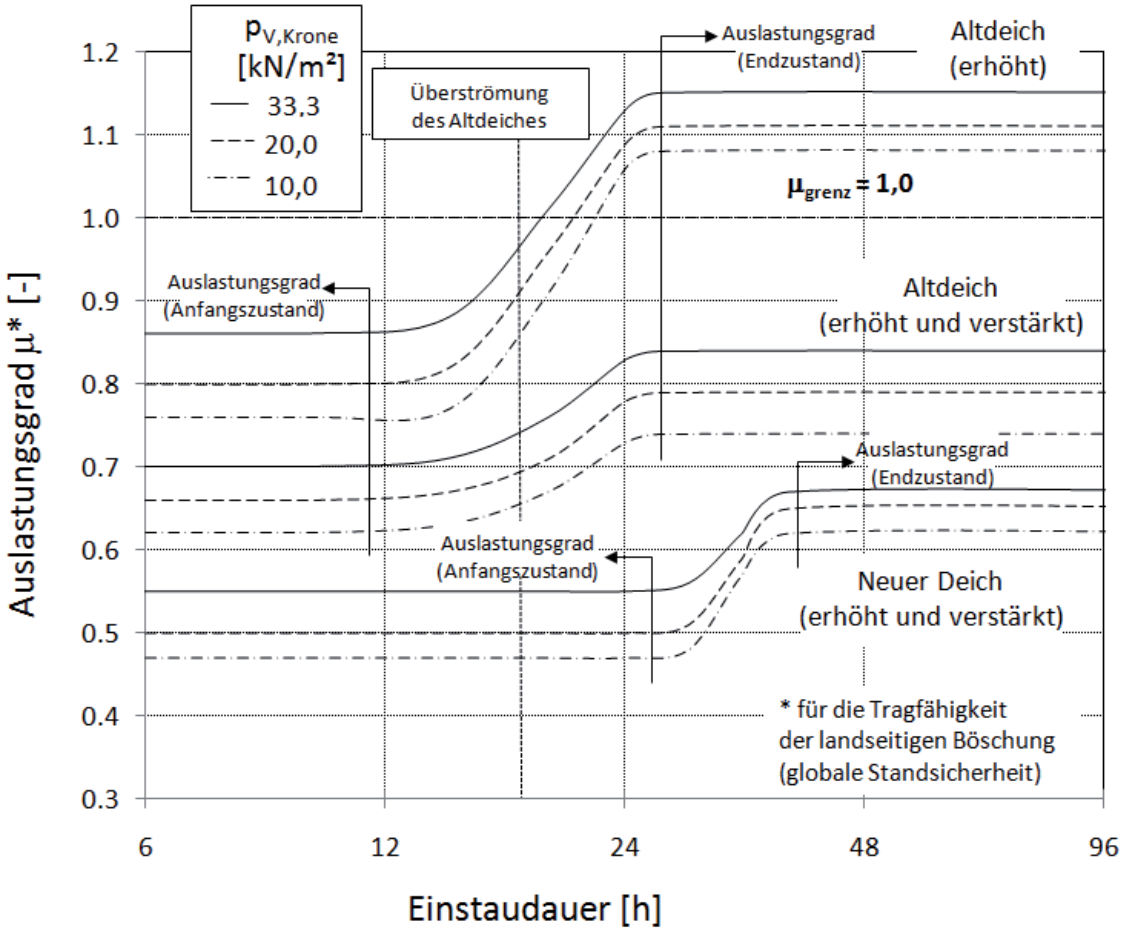


Abb. 8: Entwicklung des Auslastungsgrades bei fortschreitender Durchströmung der betrachteten Deichsysteme.

4 Maßnahmen für den Überlastfall

Neben der im Folgenden beschriebenen Deichverteidigung und der Ausbildung von Überlaufstrecken sind zahlreiche andere, effektive Maßnahmen möglich,

um das Schadenspotential und das Risiko im Deichhinterland zu verringern. Meist fallen diese Maßnahmen in den Rahmen des Katastrophenschutzes.

4.1 Deichverteidigung

Sofern die Tragfähigkeit bzw. Standsicherheit von Deichen gefährdet ist, sind Sofortmaßnahmen zur unverzüglichen Erhöhung der Standsicherheit während des Hochwassers im Rahmen von Deichverteidigungsmaßnahmen (Abb. 9) notwendig. Die Erhöhung der Standsicherheit kann auf zwei Weisen erfolgen:

- Verringerungen der Einwirkungen,
- Erhöhung des Widerstandsverhaltens.

Die Verringerung der Einwirkung kann z. B. durch oberstromig liegende, gezielte Ausleitungen in Deichhinterländer und der damit verbundenen Aktivierung von Retentionsraum, wie es bei gesteuerten Hochwasserrückhaltebecken im Nebenschluss, bei der Gestaltung von Deichüberlaufstrecken oder bei gezielten Deichöffnungen der Fall ist, erfolgen.



Abb. 9: Beispiele von Deichverteidigungsmaßnahmen (unterschiedliche Quellen).

Wie in Kapitel 3 deutlich wurde, muss die Verhinderung der Überströmung von Deichen durch temporäre Erhöhungsmaßnahmen nicht selten mit Maßnahmen zur Erhöhung der geotechnischen Tragfähigkeit verbunden werden, um den erhöhten Belastungen standhalten zu können. Als Reaktion auf die steigenden Aktivitäten bei der Deichverteidigung wurde von behördlicher Seite der Bundesländer derartigen Arbeiten in Form von technischen Merkblättern Hilfestellung geleistet (z. B. LfW BY, 2003; LfU SA, 2002; LfU BW, 2005). Eine Übersicht der derzeit verfügbaren Merkblätter und Regelwerke zum Thema Deichverteidigung enthält DWA M507/2006. In Abb. 9 sind während der letzten Hochwasserereignisse durchgeführten Deichverteidigungsmaßnahmen zu sehen. Die Maßnahmen reichen von einfachen Sandsackverbauten bis zum Einsatz von industriell gefertigten Betonfertigteilen. Neben der gängigen Verwendung von Kiesanschüttungen werden im Einzelfall auch aufwendige Apparaturen, wie z. B. Vakuumpumpen, zur Absenkung der Sickerlinie herangezogen.

4.2 Ausbildung von Überlaufstrecken

Präventivmaßnahmen in Form der Ausbildung von Deichen für den Überlastfall „Überströmung“ gehören nicht zur baulichen Praxis (DIN 19712/1997). Wie in Werth et al. (2007) jedoch dargelegt wird, können derartige Maßnahmen in schadensträchtigen Bereichen wesentlich zur Schadensminderung beitragen.

In LfU BW (2004) sind die derzeit an Deichen und Hochwasserrückhaltebecken verwendeten Bautechniken zur Gestaltung von überströmbaren Erdbauwerken erläutert. Besonders attraktiv, obwohl baupraktisch noch nicht umgesetzt, erscheint aufgrund von einigen wesentlichen Vorteilen, die Ausführung unter Zuhilfenahme von Geokunststoffkonstruktionen. Diese Bauweise vereinigt die Robustheit und Wirtschaftlichkeit von bewehrter Erde (Verringerung der Baukosten) mit den Vorteilen von Überströmstrecken (Vermeiden von Schaden). Nach Haselsteiner et al. (2007) können mit dieser Konstruktionsweise auch Deiche überströmungssicher ausgeführt werden, ohne Mehrkosten beim Bau zu erzeugen.

5 Zusammenfassung

Im vorliegenden Beitrag wurden verschiedene Aspekte im Zusammenhang mit dem Auftreten des Überlastfalles an Flussdeichen behandelt. Unter anderem wurde an einem theoretischen Vergleich unterschiedlicher eingedeichter Gewässerabschnitte gezeigt, dass die Wahl des Freibords den Schutzgrad erheblich beeinflusst. Deshalb sollte die Festlegung des Freibords in erster Linie nach physikalischen Gesichtspunkten erfolgen und von pauschalen Festlegungen Abstand genommen werden.

Darüber hinaus wurde die Möglichkeit der Ermittlung von Deichversagenswahrscheinlichkeiten diskutiert und für die damit mögliche Abschätzung des Risikos einfache mathematische Gleichungen zur Abbildung von Schadensfunktionen zusammengestellt. In der Praxis ist aufgrund der Heterogenität der überfluteten Bereiche weniger wichtig, welche Funktion verwendet wird, sondern dass die absolute Schadenssumme und die tendenzielle Schadensentwicklung ausreichend genau erfasst werden.

Weiter wurde die Böschungstragfähigkeit von eingestauten, verteidigten Altdeichen und von einem Neudeich verglichen. Dabei zeigte sich, dass die Standsicherheit des Altdeiches etwa gleichermaßen durch Überströmung und Böschungsversagen gefährdet ist. Eine Verstärkung des Deiches im Rahmen von Deichverteidigungs- oder Ertüchtigungsmaßnahmen führt hier zu einer entscheidenden Zunahme der Standsicherheit.

Der Beitrag schließt mit der Beschreibung möglicher Maßnahmen, die Tragfähigkeit von Deichen im Überlastfall durch Deichverteidigungsmaßnahmen oder durch die Ausbildung von Überströmstrecken zu gewährleisten. Die Verwendung von Geokunststoffkonstruktionen zur Überströmungssicherung ist hierbei eine kostengünstige und auch leistungsfähige Technik, um ein Hochwasserschutzbauwerk überlastbar zu gestalten.

Referenzen

Armbruster-Veneti, H. (1999): Über das Versagen von Erddämmen. Wasserwirtschaft 89, Heft 10, 504 – 511.

Brandl, H.; Blovsky, S. (2003): Zustandsbewertung, Überwachung, Sicherung und Sanierung von Deichen bzw. Hochwasserschutzdämmen. Sicherung von Dämmen und Deichen: Handbuch für Theorie und Praxis, 531 – 565, Hrsg. Hermann und Jensen, Universitätsverlag Siegen – universi.

Buck, W. (2002): Überlegungen und Maßnahmen zur Verbesserung und Quantifizierung der Hochwassersicherheit auch bei eingedeichten Flussstrecken. Moderne Methoden und Konzepte im Wasserbau, Internationales Symposium, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich, Band 1, 281 – 290.

DIN 19712 (1997): Flussdeiche. Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN).

DVWK 210 (1986): Flussdeiche. Merkblätter zur Wasserwirtschaft, Heft 210, Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau, Verlag Paul Parey, Hamburg und Berlin.

DWA M-507/2006: Deiche an Fließgewässern. Gelbdruck des Merkblatts Nr. 507, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V. (DWA), Hennef.

Haselsteiner, R. Strobl, Th. (2005): Deichsanierung. Forschungs- und Entwicklungsvorhaben, Endbericht, im Auftrag vom Bayerischen Landesamt für Wasserwirtschaft (LfW), erhältlich

beim Bayerischen Landesamt für Umwelt, Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität München.

Haselsteiner, R.; Strobl, Th. (2006): Zum Freibord an Flussdeichen. Wasserbaukolloquium - Stauhaltungen und Speicher - Von der Tradition zur Moderne. Schriftenreihe zur Wasserwirtschaft, Band 2, 475 - 489, Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität Graz.

Haselsteiner, R. (2007): Hochwasserschutzdeiche an Fließgewässern und ihre Durchsickerung. Dissertation, Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität München, Band 111.

Haselsteiner, R.; Mett, M.; Strobl, Th. (2007): Überströmungssicherung von Deichen mit Geokunststoffen. 5. Naue-Geokunststoffkolloquium, 25./26.01.2007, Bad Lauterberg.

Kölbl, A. (2006): Erfahrungen bei der Deichverteidigung in Eschenlohe während der Hochwasser 1999, 2002 und 2005. Tagungsband zur Fachtagung "Deichertüchtigung und Deichverteidigung in Bayern", Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München, Band Nr. 107, 158 – 164, 13./14. Juli, Wallgau.

LfU SA (2002): Anleitung für die Verteidigung von Flussdeichen. Landesamt für Umweltschutz Sachsen-Anhalt (LfU SA).

LfW BY (2003): Hinweise zur Deichverteidigung und Deichsicherung. Bayerisches Landesamt für Wasserwirtschaft (LfW BY), München.

LFU BW (2004): Überströmbare Dämme und Dammscharten. Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg (LfU BW), 1. Auflage, Karlsruhe.

LfU BW (2005): Flussdeiche – Überwachung und Verteidigung. Oberirdische Gewässer, Gewässerökologie 98. Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg (LfU BW).

Merz, B. (2006): Hochwasserrisiken – Grenzen und Möglichkeiten der Risikoabschätzung. Schweizerbart'sche Verlagsbuchhandlung (Nägele u. Obermiller), Stuttgart.

Minor, H.-E. (2006): Der Überlastfall bei Hochwasserschutzprojekten. Wasserbau an der TU München, Tagungsband anlässlich des Abschieds von Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Theodor Strobl, Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Band Nr. 110, 18 – 25, 16. März 2007, Wallgau.

Patt, H. (2001): Hochwasser-Handbuch – Auswirkungen und Schutz. Springer Verlag Berlin Heidelberg New York.

Perzlmaier, S.; Haselsteiner, R. (2006): Die prozessorientierte Beurteilung der hydrodynamischen Bodendeformation. Geotechnik 29, Heft 4, S. 335 – 348.

Poweleit, A.(1985): Bemessung des Freibords im Erddammbau. Wasserwirtschaft 75, Heft 10, 434 – 439.

Werth, K., Haselsteiner, R.; Heerten, G.; Strobl, Th. (2007): Deichquerschnitte mit integrierten Geokunststoffen. 37. Internationales Wasserbau-Symposium (IWASA), Lehrstuhl und Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen (RWTH), 04./05. Januar 2007, Aachen.

Adresse der Autoren

Dr.-Ing. Ronald Haselsteiner
Fichtner GmbH und Co. KG
Sarweystraße 3
D-70191 Stuttgart
E-Mail: HaselsteinerR@fichtner.de



Dipl.-Ing. Markus Fischer
Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft
Technische Universität München
Arcisstraße 21
D-80290 München
E-Mail: m.fischer@bv.tum.de



Univ.-Prof. Dr.-Ing. Theodor Strobl
Emeritus of Excellence / TU München
Joseph-Haas-Weg 35
D-81243 München
E-Mail: t.strobl@bv.tum.de



Univ.-Prof. Dr.-Ing. Peter Rutschmann
Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft
Technische Universität München
Arcisstraße 21
D-80290 München
E-Mail: p.rutschmann@bv.tum.de





Verbesserte Querschnittsgestaltung von Deichen im Überlastfall

G. Heerten, W.-F. Ewert, K. Werth

1 Einleitung

Nach den vergangenen Hochwasserereignissen in Deutschland wurden in großem Umfang sichere und moderne Deichquerschnitte mit Geokunststoffen realisiert. Der Einsatz von Filtervliesstoffen für einen filterstabilen und erosionsfesten Übergang zwischen Deichkern und luftseitigem Drän- und Auflastkörper oder die Anordnung von geosynthetischen Tondichtungsbahnen (Bentonitmatten) als wasserseitige Oberflächendichtung sind als etablierte Alternativen in aktuellen Regelwerken verankert. Über den Drei-Zonen-Deich hinaus wurde die Wirkungsweise von in den Deich integrierten Sicherungsmaßnahmen aus Geokunststoffen untersucht und für diese Bauweisen eine hohe Widerstandsfähigkeit im Lastfall Überströmung dokumentiert. Erosionsprozesse an der Binnenböschung und Deichbrüche mit plötzlicher Breschenbildung können mit Geokunststoffbauweisen verhindert werden. Somit steht selbst bei Überschreitung des Bemessungshochwassers und Überströmen des Deiches mehr Zeit für Notsicherungs- und Evakurierungsmaßnahmen zur Verfügung.

2 Geosynthetische Tondichtungsbahnen

2.1 Allgemeines

Ende der 80er Jahre wurde mit der vernadelten Bentonitmatte ein neues Bauprodukt für die Geotechnik entwickelt. Mit ca. 1 cm Bentonit – schubkraftübertragend und erosionssicher zwischen Geotextilien verpackt – wurde eine fabrikmäßig hergestellte Tondichtungsalternative (geosynthetische Tondichtungsbahn, GTD) zur herkömmlich erdbautechnisch hergestellten Tondichtung in die Baupraxis eingeführt. Die Absperrdämme und die Sekundärdichtung unterhalb der Asphaltdichtung des Bayerischen Lechkanals waren die ersten großmaßstäblichen Anwendungen dieses neuen Bauproduktes im Wasserbau. Nach BAW (2001) werden Bentonitmatten ebenso den mineralischen Dichtungssystemen zugeordnet wie klassische Ton- und Lehmdichtungen.

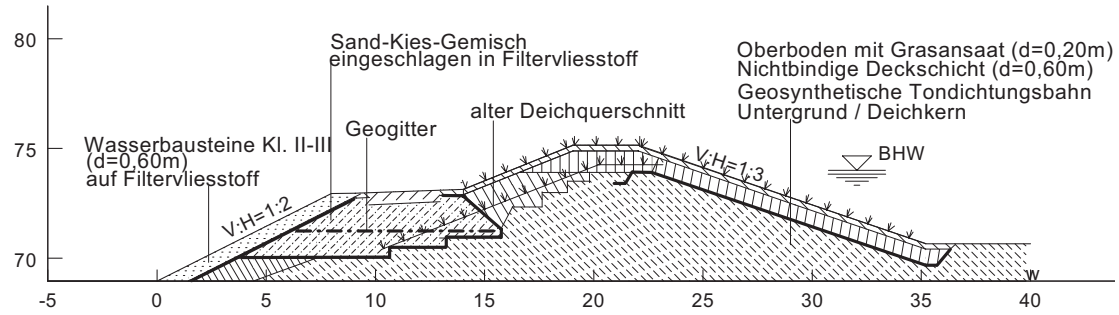


Abb. 1: Regelquerschnitt eines sanierten Elbedeiches bei Bösewig / Sachsen-Anhalt (Heerten, 2006).

Neben der stürmischen Anwendung im Umweltschutz wurden in den zurückliegenden Jahren auch viele bedeutende Wasserbauwerke mit vernadelten Bentonitmatten erfolgreich realisiert und Weiterentwicklungen der Produkte für den Unterwassereinbau umgesetzt BAW (2001). Große Beachtung finden vernadelte Bentonitmatten bei der Deichsanierung, da mit diesen Produkten eine einfache, wirksame und kostengünstige Dichtung im Deich realisiert werden kann, die gleichzeitig noch Erosionsschutzwirkung für den Deichkörper übernimmt (Heerten, 2002; 2003). Nach dem Elbe-Hochwasser 2002 sind bis Ende 2005 in Deutschland ca. 150 Bauprojekte des Hochwasserschutzes bekannt, bei denen ca. 2,2 Mio. m² vernadelte Vliesstoffe, ca. 300.000 m² Geogitter und ca. 700.000 m² geosynthetische Tondichtungsbahnen eingesetzt wurden (Abb. 1) (Heerten, 2006; 2007).

2.2 Deichdichtungen - aktuelle Aufgrabungsergebnisse

Zur Berücksichtigung klimatischer Einflüsse wird nach (DWA, 2005) für beide Arten mineralischer Dichtungssysteme eine Deckschichtmächtigkeit von 80 cm empfohlen. Funktionale Vorteile von Bentonitmatten sind geringe Setzungsempfindlichkeit ohne Beeinträchtigung der Dichtigkeitseigenschaften, konstante Qualitätseigenschaften auch nach dem Einbau sowie gutes Reibungsverhalten für steilere Böschungsneigungen. Mögliche Auswirkungen von Durchwurzelung und/oder Nagetierbefall müssen jedoch ebenso wie bei klassischen Dichtungen aus bindigem Boden beachtet werden. Diese Auswirkungen sind aber durch Gestaltung der projektbezogenen Querschnittsgeometrie des Deiches, Einsatz nichtbindiger, wühltierunfreundlicher Deckschichten (Abb. 2) oder durch technische Zusatzmaßnahmen beherrschbar. Weitere Hinweise zur Planung und Ausführung mit geosynthetischen Tondichtungsbahnen sind in BAW (2001), DGGT (2002), Saathoff (2003), DWA (2005) und BAW (2006) zu finden.

Sowohl an den Deichen der Lippe / Haltern-Lippramsdorf im Ruhrgebiet / Nordrhein-Westfalen als auch an der Kinzig bei Offenburg / Baden-Württemberg

wurden kürzlich Aufgrabungen von Bentonitmatten nach 6 und 12-jähriger Liegezeit unter fachtechnischer Begleitung der ICG Leonhardt - Veith GmbH & Co. KG Ingenieur Consult Geotechnik sowie der Bundesanstalt für Wasserbau BAW Karlsruhe durchgeführt und die Ergebnisse anlässlich des diesjährigen Wasserbaukolloquiums an der TU Dresden präsentiert Fleischer (2007). Die durchgeführten Laboruntersuchungen zielten auf Erkenntnisse möglicher Materialveränderungen nach der mehrjährigen Liegezeit. Im Vergleich zum neuwertigen Produkt wurden keine signifikanten Qualitätsunterschiede festgestellt Fleischer (2007) und damit den untersuchten Bentonitmatten eine volle Funktionstüchtigkeit im eingebauten Zustand bescheinigt. Die aufgegrabenen Bentonitmatten wiesen mit Durchlässigkeitsbeiwerten $k = 2{,}5 \times 10^{-11}$ m/s bis 8×10^{-11} m/s eine hydraulische Leistungsfähigkeit entsprechend den Eignungsprüfungen vor Einbau und Ausführung auf. Die damalige Ausführung der beiden Deichertüchtigungsmaßnahmen wird nachfolgend vorgestellt.

Lippedeiche / Nordrhein-Westfalen (Liegezeit der GTD: 1994 – 2006):

Die im Bergsenkungsgebiet gelegenen Deiche beidseitig der Lippe im Raum Haltern-Lippramsdorf und Marl im Ruhrgebiet wurden 1994 ertüchtigt. Zum Hochwasserschutz der umliegenden Wohngebiete und der nahe gelegenen Zeche Auguste Victoria wurden die Deiche 1994 im Auftrag des Lippeverbandes mit den vor Ort vorhandenen Waschbergen aus der Kohlegewinnung um 50 cm erhöht. Eine Dichtung war sowohl aus Standsicherheitsgründen als auch aus ökologischen Gründen (Auslaugung der Waschberge) erforderlich. Die Beschaffung von Ton oder Lehmboden wurde als unwirtschaftlich bewertet und hätte einen aufwendigen Einbau- und Kontrollaufwand an den 1:n = 1:2 geneigten Böschungen während der Bauphase bedeutet. Zudem wäre die Einbauzeit auf die regenschwachen Monate begrenzt gewesen. Aus diesen Gründen wurde als Alternative beidseitig der Lippe eine schubkraftübertragende, vernadelte geosynthetische Tondichtungsbahn flächenhaft als Dichtungselement verlegt und mit Sand, Schotter und Oberboden in einer Mächtigkeit von 40 cm bedeckt (Abb. 2). Beim Süddeich wurde die neu aufgebrachten Waschberge von der GTD eingeschlossen, beim Norddeich wurde im Bereich des Deichfußes eine Stahlspundwand eingebaut, an die die GTD angeschlossen wurde. Dieses technische Details sprach auch für eine Lösung mit setzungsunempfindlicher GTD, da Anschlüsse an starre Bauwerke flexibel und mit hoher Dichtigkeit hergestellt werden können.



Abb. 2: Lippedeich-Sanierung (1994): Einbau der GTD Bentofix® als Deichdichtung (Saathoff et al 2003).

Kinzigdeiche / Baden-Württemberg (Liegezeit der GTD: 2001 bis 2007):

Schon im Jahre 1987 hatte die Gewässerdirektion Südlicher Oberrhein / Hochrhein begonnen, die teilweise über 100 Jahre alten und 160 km langen Deiche an der Kinzig auf den heutigen Stand der Technik zu bringen. Hochwasserereignisse in den Jahren 1990 und 1991 zeigten bereits kritische Deichdurchsickerungen. Es wurde ein umfangreiches Kinzigdeich-Sanierungsprogramm konzipiert, dessen Durchführung und Zielsetzung in den Jahren 2000 und 2001 einen Ausbau gemäß Stand der Technik gewährleistet. Dabei wurden die Deiche in definierten Abschnitten im Mittel zwischen 60 cm und 80 cm erhöht, verstärkt und wasserseitig eine vernadelte, schubkraftübertragende geosynthetische Tondichtungsbahn angeordnet (Santo, 2003). Nach den Verlegearbeiten in Abschnitten von jeweils 100 m wurde eine 60 cm starke verdichtete Kiessandschicht als "wühltierunfreundliche" Zwischenschicht auf die 1:*n* = 1:2,8 geneigte Böschung aufgebracht und anschließend 20 cm Oberboden angedeckt und eingesät. Der Kies wurde direkt aus der Kinzigsohle entnommen, dadurch wurde gleichzeitig eine wichtige Funktion der Unterhaltung übernommen. Für die linke Seite bei Weier wurden insgesamt 36.000 m^2 geosynthetische Tondichtungsbahn als Deichdichtung eingebaut (Abb. 3). Aufgrund der anfallenden Kosten für den Antransport von mineralischem Dichtungsmaterial wäre eine Lehmdichtung aus Sicht der Gewässerdirektion unwirtschaftlich gewesen. Die Umsetzung und Qualitätssicherung erfolgte im Einvernehmen mit dem Bodengutachter und der Bundesanstalt für Wasserbau in Karlsruhe (BAW).



Abb. 3: Kindzigdeich-Sanierung (2001): Überschütten der GTD Bentofix® mit Aufbringen des örtlich vorhandenen Kiessandes als "wühltierunfreundliche" Deckschicht (rechts).

3 Überströmsicherung mit Geokunststoffen

Deichbrüche infolge unplanmäßiger Überströmung bei Freibordverlust stellen bei nicht gesicherten Deichen eine zwangsläufige Versagensform dar ("ungewollte Polder"). Bei einem Anstieg des Hochwassers auf das Niveau der Deichkrone sind Notsicherungsmaßnahmen an ungesicherten Deichstrecken mit einem hohen Risiko für die Einsatzkräfte verbunden, da ein schlagartiges Versagen des Deiches angenommen werden muss. Insbesondere in Gebieten mit hohem Schadenspotential sind demnach Sicherungsmaßnahmen zu fordern, die das Schadensrisiko für das Hinterland signifikant reduzieren.

Die Möglichkeiten, überströmbare Deiche und Dämme auszubilden, sind vielseitig. Nach DIN 19712 heißt es: *"Überlaufstrecken sind sorgfältig zu planen, auszuführen und zu unterhalten. ... Bei geringer Belastung genügt ein Abflachen der landseitigen Böschung auf 1:10 bis 1:20 mit gesichertem Böschungsfuß.*“ Das Risiko einer mit einem Deichbruch verbundenen schlagartigen Überflutung des Hinterlandes „*lässt sich durch Sicherung der landseitigen Böschung gegen Erosion verringern.*“ Eine derartige, durchgängige Sicherung von ganzen Deichstrecken „gehört bisher nicht zur wasserbaulichen Praxis“ (DIN 19712/1997). In der Norm heißt es weiter: „*Bei jeder Deichplanung ist zu überprüfen, ob sich die Katastrophengefahr verringern lässt durch die Ausbildung von gegen Erosion gesicherten Überlaufstrecken in günstig gelegenen Deichabschnitten.*“ Unter dem Begriff „Deichplanungen“ sind alle Planungen an Deichen also auch Planungen von Deichertüchtigungsmaßnahmen inbegriffen. In der Praxis wird dieser Forderungen jedoch i.d.R. nicht Folge geleistet (Haselsteiner et al, 2007).

Planmäßig überströmbare Deichstrecken bieten den Vorteil, das Retentionsvolumen von hinter den Deichen befindlichen Poldern nutzbar zu machen und durch diesen Rückhalt eine Verbesserung der Hochwassersituation im Unter-

wasser zu schaffen. Aber auch für gefährdete Gebiete mit einem hohen Schadenspotential sind Sicherungsmaßnahmen zu empfehlen, die einen Deichbruch gänzlich ausschließen. Da die Ausbildung von sehr flach geneigten Überströmstrecken aus Beton oder verklammerten Deckwerken – wie z.B. bei Hochwasserentlastungsanlagen im Talsperrenbau (Schussrinnen) – für Überlaufstrecken bei Deichen i. d. R. nicht wirtschaftlich ist, gewinnen Geokunststoff-Lösungen an Bedeutung (Haselsteiner, 2007).

Unter dem Begriff Boden-Geokunststoff-Verbundsystem können Sicherungselemente entworfen werden, die zur Stabilisierung der gefährdeten Binnenböschung beitragen und den Deichbruch mit Breschenbildung verhindern, so dass der Deich im Überlastfall im Querschnitt erhalten bleibt. Mögliche (kombinierbare) Sicherungsmethoden mit einem Boden-Geokunststoff-Verbundsystem sind:

- (I) Oberflächen-Erosionsschutz in Kombination mit intakter Grasdecke;
- (II) Oberflächennaher Erosionsschutz (bei Verlust der Grasdecke);
- (III) Integrierter Erosionsschutz (Sicherung des Deichquerschnittes).

Bei Methode (I) wird die Binnenböschung mit einer bewehrten Grasdecke verstärkt. In der oberen Lage der Oberbodenschicht werden dreidimensionale Erosionsschutzsysteme aus extrudierten Kunststoffdraht-Wirrlagen flächig angeordnet und anschließend Oberboden mit Ansaatmischungen in die Wirrlagen eingearbeitet. Die anwachsenden Feinwurzeln der Grasdecke verzahnen sich in der Wirrlage und führen somit zu einer Stabilisierung der für den Erosionsschutz wichtigen Grasdecke. Der Realisierungsaufwand ist sehr gering, da der Erosionsschutz im Zuge von Vegetationsmaßnahmen durchgeführt werden kann. In 1987 in Großbritannien durchgeführten Modellversuchen zur Wirksamkeit dieser bewehrten Grasdecken an überströmten Dammböschungen wurde eine gute Funktionalität für die dreidimensionalen Wirrlagen dokumentiert (CIRIA, 1987). Diese Ergebnisse zur Wirksamkeit von unbewehrten Grasdecken und bewehrten Grasdecken im Vergleich zu Betonbauweisen sind in Abb. 4 dargestellt.

Methode (II) stellt ebenfalls eine böschungsparallele Sicherung da, die unterhalb der Oberbodenschicht (ca. 20 cm) an der Binnenböschung auch bei Verlust der Grasdecke eine hohe Schutzwirksamkeit aufweist. Dabei werden zugfeste Geogitter-Vliesstoff-Kombinationen (2-dimensional) an der Oberfläche des Deichkerns flächig angeordnet und mit Bodennägeln fixiert (Abb. 5). Bei Verlust der Grasdecke verbleibt ein stabilisiertes Überströmbett. Mit einem geringen Realisierungsaufwand kann eine hohe Schutzwirksamkeit bei Überströmung erreicht werden (Abtrag der Oberbodenschicht).

Methode (III) bietet als in den Deich integrierte Sicherungsmaßnahme die höchste Schutzfunktion, ein Bruchversagen wie bei klassischen unbewehrten Deichkörpern kann ausgeschlossen werden. Das lagenweise Verpacken von Boden mit Vliesstoffen oder vorzugsweise Geogittern in Umschlagmethode gilt im Erdbau des Straßenbaus als Standardbauweise bei Ausbildung von bewehrten Steilböschungen und Stützkonstruktionen (Neigungen 45° bis 90°). Bei Deichen mit vergleichsweise geringerer Böschungsneigung können mit dieser Bauweise hydraulische Überlastfälle auch bei Böschungsneigungen von ca. 33° beherrscht werden. Zudem wird bei Ausführung der Binnenböschung entsprechend Abb. 6 ein Kaskadenabfluss und damit eine Reduktion der Strömungsgeschwindigkeit gefördert. Die Schutzwirksamkeit dieser Bauweise kann als außerordentlich hoch eingestuft werden. Die Ausführung ist einfach, bedarf aber aufgrund der zu dimensionierenden horizontalen Einbindelänge im Bereich des Deichkerns eines im Vergleich zu (I) und (II) höheren Realisierungsaufwandes.

Mit Bezug zu den o.g. Methoden (I) bis (III) wurden in 2006 Modellversuche an der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU München durchgeführt, um die Widerstandsfähigkeit der Deichbinnenböschung unter Einsatz von Geokunststoffen bei Überströmung zu beurteilen. Diese Untersuchungen wurden als Bestandteil des Bayerischen Forschungsentwicklungsvorhabens "Deichsanierung" durch das Bayerische Landesamt für Wasserwirtschaft initiiert. Ziel der Modellversuche war die Entwicklung von bautechnisch einfachen und kostengünstigen Geokunststoff-Lösungen zur Hemmung der Erosion der Deichbinnenböschung bei Überströmung. Es wurden Versuche durchgeführt und ausgewertet, die eine Situation bei Verlust der Vegetationsschicht abbilden (Methode (II) und (III)). Es wurden Systeme mit Wasserbaufiltervliesstoffen, Sandmatten und Vliesstoff-Geogitter-Kombinationen, die böschungsparallel, horizontal mit und ohne Umschlagmethode an der Binnenböschung eingebaut wurden. Das in den Deich integrierte System mit umgeschlagenem Boden-Geokunststoff-Verbundsystem wurde bei einer Böschungsneigung 1:n = 1:1,5 mit q = 130 Liter/(s×m) und das oberflächennahe System mit vernagelter Geogitter-Vliesstoffkombination bei einer Neigung 1:n = 1:2,5 mit q = 300 Liter/(s×m) überströmt. Systeme mit Geokunststoffen in Umschlagmethode (Methode (III), Abb. 7, rechts) und böschungsparallel angeordnete Vliesstoff-Geogitter-Kombinationen oder Sandmatten mit konstruktiver Fixierung (Methode (II), Abb. 7, links) erwiesen sich als widerstandsfähig. Der Versuch zur Wirksamkeit des Oberflächen-Erosionsschutzes (Methode (I)) mit bewehrter Grasdecke aus drei dimensionalen Erosionsschutzmatten ist in Bearbeitung. Die ausführliche Versuchsdurchführung ist in Haselsteiner (2007) dokumentiert.

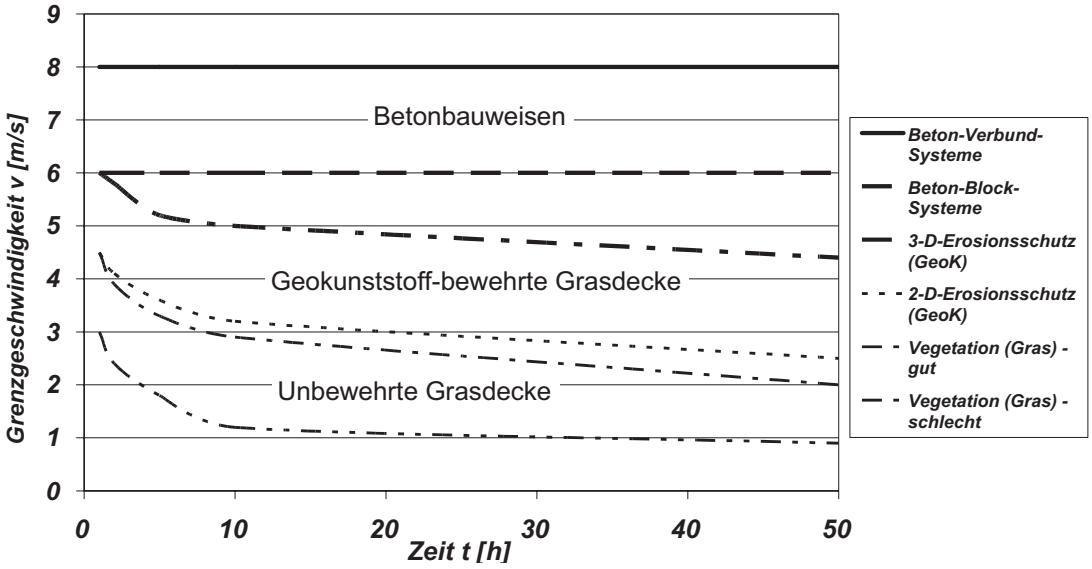


Abb. 4: Wirksamkeit von unbewehrten und bewehrten Grasdecken an Dammböschungen bei Überströmung (CIRIA, 1987).

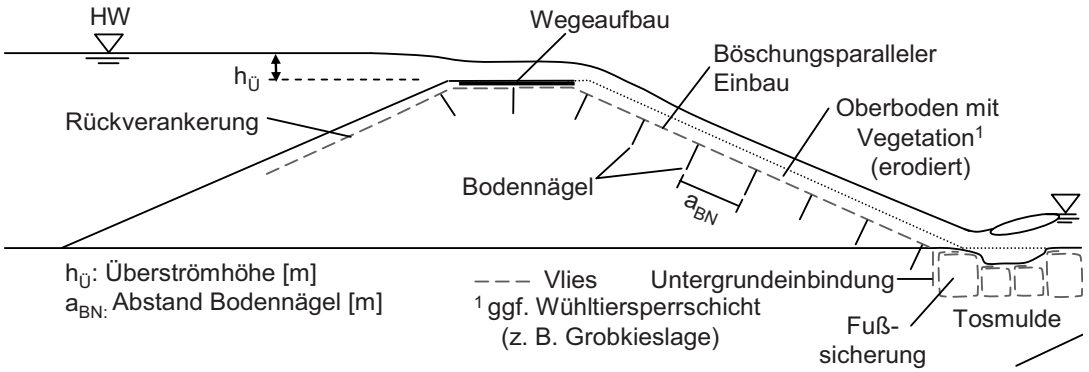


Abb. 5: Überströmsicherung nach Methode (II), böschungsparallel mit Geogitter-Vliesstoff-Kombinationen und Bodennägeln (Haselsteiner et al, 2007).

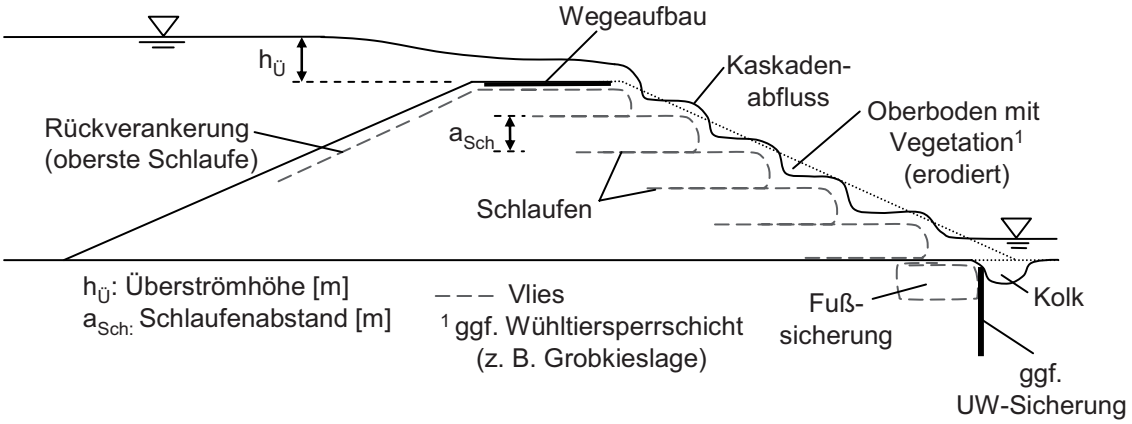


Abb. 6: Integrierte Überströmsicherung nach Methode (III) in Umschlagmethode (Haselsteiner et al, 2007).

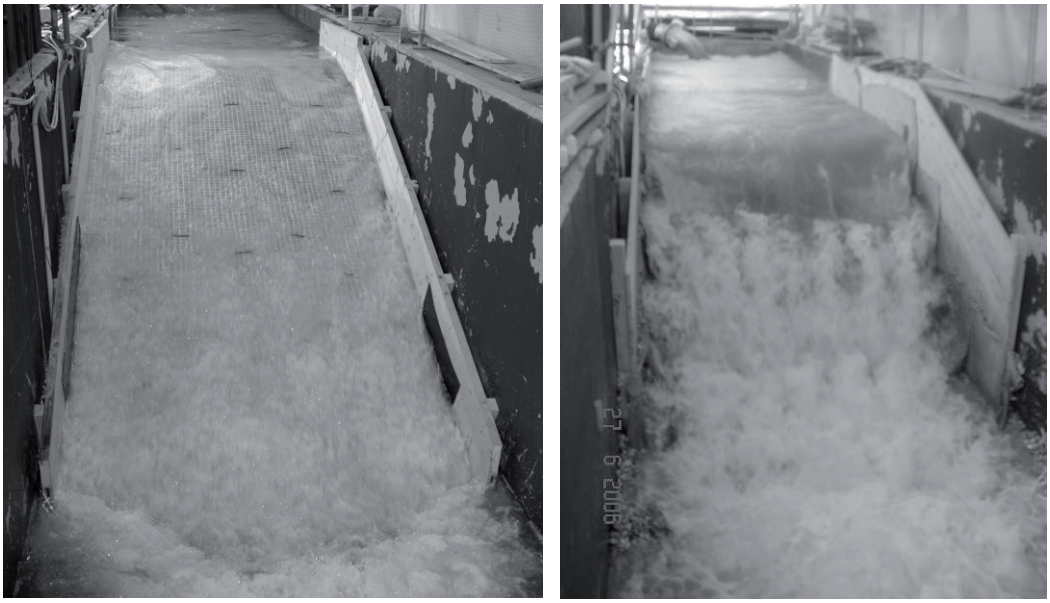


Abb. 7: Modellversuche an der TU München: Überströmung der Binnenböschung mit böschungsparalleler Sicherung mit Geogitter-Vliesstoff-Kombinationen (vernagelt) nach Methode (II) (links) bei 1:*n* = 1:2,5 und mit integrierter Sicherung aus Wasserbauvliesstoffen, lagenweise umgeschlagen, nach Methode (III) bei 1:*n* = 1:1,5 (rechts) (Haselsteiner et al, 2007).

4 Zusammenfassung

In Deichen ist der Einsatz von Filtervliesstoffen an der Binnenseite und die Anordnung von geosynthetischen Tondichtungsbahnen als wasserseitige Oberflächendichtung in aktuellen Regelwerken verankert. Über den Drei-Zonen-Deich hinaus kann durch in den Deich integrierte Sicherungsmaßnahmen aus Geokunststoffen eine hohe Widerstandsfähigkeit im Lastfall Überströmung erreicht werden, so dass bei Überschreitung des Bemessungshochwassers und Überströmen des Deiches mehr Zeit für Notsicherungs- und Evakurierungsmaßnahmen zur Verfügung steht.

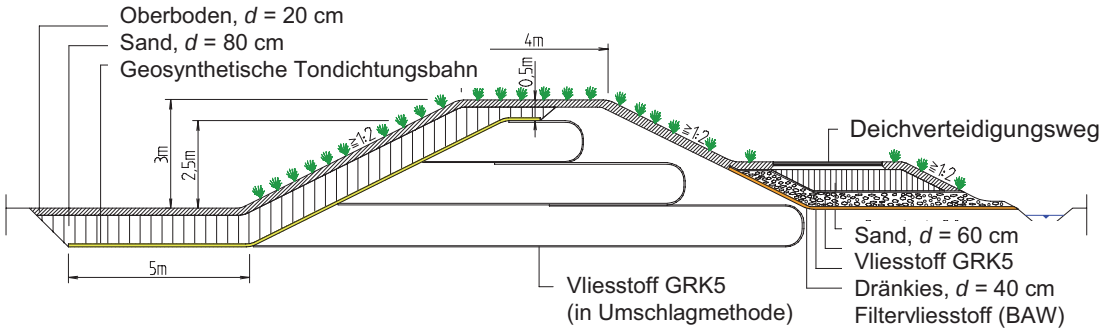


Abb. 8: Querschnitt eines sanierten Oderdeiches in Polen (Heerten, 1999).

Einen optimal mit Geokunststoffen ertüchtigten Deichquerschnitt zeigt Abb. 8 mit wasserseitiger Oberflächendichtung mit Bentonitmatten, integrierter Erosionssicherung durch Verpacken des Deichkerns mit Vliesstoffen in Umschlagmethode und filterwirksame Ausbildung der luftseitigen Entwässerung mit Deichverteidigungsweg. Der Deichquerschnitt wurde nach dem Oder-Hochwasser 1997 in Polen bei der Sanierung eines Deichbruches realisiert und bietet optimale Voraussetzungen für einen langfristig wehrhaften, standsicheren und überströmsicheren Deich. Ein Bruchverhalten wie bei einem normalen Deich mit Querschnittsaufbau nur aus Erdstoffen darf als ausgeschlossen angenommen werden.

Referenzen

BAW (2001): Empfehlungen zur Anwendung von Oberflächendichtungen an Sohle und Böschung von Wasserstraßen EAO, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe.

BAW (2006): Richtlinien für die Prüfung von mineralischen Weichdichtungen im Verkehrswasserbau RPW, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe.

CIRIA Report 116 (1987): Design of reinforced grass waterways. CIRIA Construction Industry Research and Information Association, London, UK.

DWA (2005): DWA-Themen, DWA-Arbeitsgruppe WW-7.3, "Dichtungssysteme in Deichen", Eigenverlag.

DGGT (2002): Empfehlungen zur Anwendung geosynthetischer Tondichtungsbahnen EAG-GTD, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik, Verlag Ernst & Sohn.

DIN 19712 (1997): Flussdeiche. November 1997.

Fleischer, P., Haarer, R., Heibaum, M. (2007): Bentonitmatten als Damm- und Deichdichtungen – Erkenntnisse aus Aufgrabungen nach unterschiedlich langen Liegezeiten. Tagungsband Wasserbaukolloquium 2007 "5 Jahre nach der Flut", TU Dresden, 8./9. Oktober 2007.

Haselsteiner, R., Mett, M., Strobl, Th. (2007): Überströmungssicherung von Deichen mit Geokunststoffen. 5. NAUE-Geokunststoffkolloquium, 25./26.01.2007, Bad Lauterberg.

Heerten, G. (1999): Erhöhung der Deichsicherheit mit Geokunststoffen. 6. Informations- und Vortragstagung über Kunststoffe in der Geotechnik, Fachsektion Kunststoffe in der Geotechnik der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e. V. (DGGT), München.

Heerten, G., Horlacher, H.-B. (2002): Konsequenzen aus den Katastrophenhochwässern an Oder, Donau und Elbe. Geotechnik 25, 2002, Nr. 4, 231ff, Verlag Glückauf.

Heerten, G. (2003): Flussdeiche für lang einstauende Hochwasser. 10. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium, Institut für Geotechnik, TU Darmstadt, März 2003.

Heerten, G., Werth, K. (2006): Anwendung von Geokunststoffen bei der Deichertüchtigung, Fachtagung Deichertüchtigung und Deichverteidigung in Bayern, Hrsg. Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU München, 13./14. Juli 2006, Wallgau.

Heerten, G (2007): Geokunststoffe im Deichbau. Tagung des DWA Flussdeiche – Bemessung, Dichtungssysteme und Unterhaltung, 23./24. Mai 2007, Fulda.

Santo, J. (2003): Deichsanierung an der Kinzig. Tagungsband, 3. NAUE-Geokunststoff-Kolloquium, NAUE GmbH & Co. KG, 30./31. Januar 2003 in Adorf/Vogtland.

Saathoff, F., Werth, K. (2003): Geokunststoffe in Dämmen und Deichen. Sicherung von Dämmen und Deichen: Handbuch für Theorie und Praxis, 221 – 237, Hrsg. Hermann und Jensen, Universitätsverlag Siegen.

Adresse der Autoren

Prof. Dr.-Ing. Georg Heerten
NAUE GmbH & Co. KG
Gewerbestraße 2
D-32339 Espelkamp-Fiestel
E-Mail: gheerten@naue.com



Dipl.-Ing. Walter-Frederico Ewert
NAUE GmbH & Co. KG
Gewerbestraße 2
D-32339 Espelkamp-Fiestel
E-Mail: wewert@naue.com



Dipl.-Ing. Katja Werth
BBG Bauberatung Geokunststoffe GmbH & Co. KG
Postfach 3025
D-32332 Espelkamp
E-Mail: kwerth@bbgeo.com



Hochwasserrückhaltebecken am Jonenbach, Affoltern am Albis, Schweiz

H. Hochstrasser, M. Aemmer

1 Vorgeschichte und untersuchte Varianten

Der Jonenbach in Affoltern am Albis hat in der Vergangenheit wiederholt Überschwemmungen verursacht. In den letzten 20 Jahren waren Schäden von über 11.4 Mio. Franken zu verzeichnen. Die Suche für einen angemessenen Hochwasserschutz reicht aber zurück bis ins Jahr 1973. Untersucht wurden ein durchgehender Bachausbau, ein Teilausbau mit mehreren kleinen Rückhaltebecken, fünf Varianten von Entlastungskanälen und ein Hochwasserrückhaltebecken im Jonental oberhalb von Affoltern am Albis. Alle Projekte scheiterten an ihren jeweiligen Nachteilen, seien dies Kosten, Standort oder Immissionen, und an den jeweils nachfolgenden trockenen Jahren. Neu belebt wurde der Planungsprozess durch die Hochwasser von 1994 und 1999 sowie durch den Druck der Gebäudeversicherung via Eigentümer und Gemeinde.

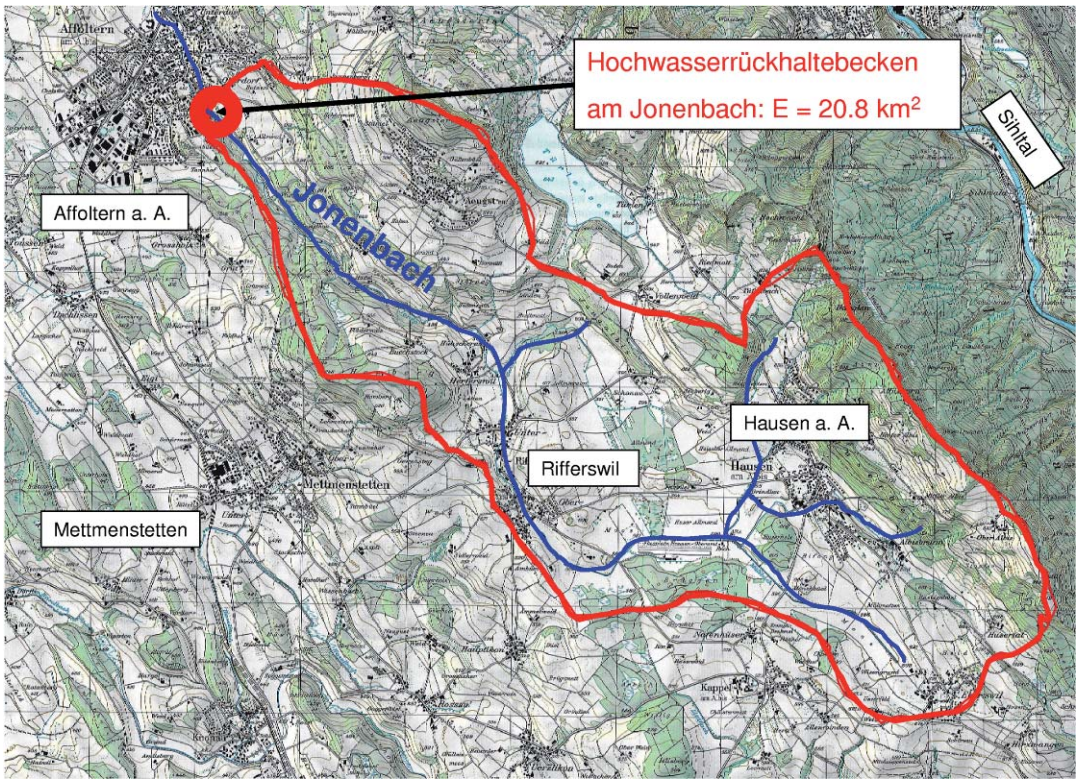


Abb. 1: Einzugsgebiet des Jonenbachs beim Hochwasserrückhaltebecken.

2 Projektbeschrieb Hochwasserrückhaltebecken

Für ein Hochwasserrückhaltebecken wurde ein neuer, topographisch guter Standort gefunden, der sich auch bezüglich anderer Kriterien als günstig erwies. Der Damm konnte in einem engen Bereich des Tales unmittelbar oberhalb von Affoltern am Albis geschüttet werden.

2.1 Einzugsgebiet und Hydrologie

Der Jonenbach entwässert beim Hochwasserrückhaltebecken ein Einzugsgebiet von 21 km^2 (Abb. 1). Das Becken mit einem Retentionsvolumen von 392'000 m^3 vermag ein im Mittel alle 100 Jahre einmal auftretender Hochwasserabfluss von 34 m^3/s auf ca. 15 m^3/s zu drosseln.

2.2 Verlegung der Jonentalstrasse

Im heutigen Stauraum verlief die Kantonsstrasse vom Bezirkshauptort Affoltern am Albis nach Rifferswil und Hausen am Albis. Nach den Erfahrungen mit den grossen Hochwassern von 1994 und 1999 war der Hochwasserschutz mit einem Rückhaltebecken von niemand mehr umstritten. Die Einsprachen gegen das Projekt richteten sich ausschliesslich gegen die notwendige Strassenverlegung. Vorgeschlagen wurde für die Strasse auch eine Tunnellösung. Bei einem Einstau hätte der Tunnel durch den Damm mit Dammbalken geschlossen werden müssen. Aus Sicherheitsüberlegungen und einer ungenügender Vorwarnzeit wurde diese Variante nicht weiter verfolgt. Die Kantonsstrasse wurde, nachdem die Einsprachen behandelt waren, vor dem Bau des Rückhaltebeckens an die rechte Talflanke verlegt.

2.3 Konstruktion des Durchlasses und der Hochwasserentlastung

Der Durchlass und die Hochwasserentlastung sind in einem Bauwerk aus Beton zusammengefasst und über die gesamte Länge von 141.00 m auf Molassefels fundiert. Der für das Sicherheitshochwasser erforderliche Querschnitt misst im Licht 3.80 m x 4.10 m. Um differenzielle Setzungen und damit potentielle Sickerwege entlang dem Durchlass zu vermeiden, sind die Deckenkanten abgeschrägt (Abb. 2). Bachaufwärts der Hochwasserentlastung, wo nur die gedrosselte Wassermenge abgeführt werden muss, konnte der Durchlass niedriger gebaut werden (Abb. 3). Der Querschnitt ist aber nicht auf diesen relativ kleinen Abfluss ausgelegt. Er richtet sich nach den Bedingungen der Begehbarkeit, des späteren Unterhalts und vor allen des Bauzustandes. Die lichte Breite ist mit 3.80 m beibehalten worden, die Höhe konnte aber auf 2.70 m reduziert werden. Die Bodenplatte, die Wände und die Decke sind durchwegs 0.60 m stark.

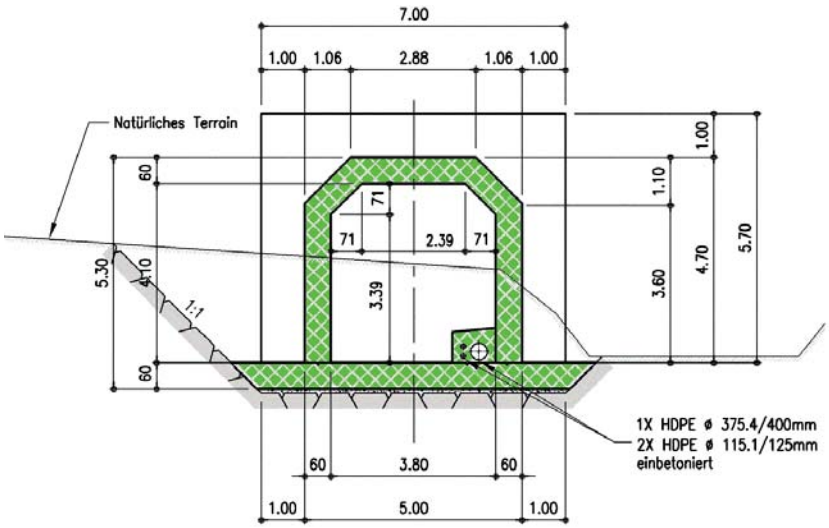


Abb. 2: Querschnitt des Durchlasses unterhalb der Hochwasserentlastung.

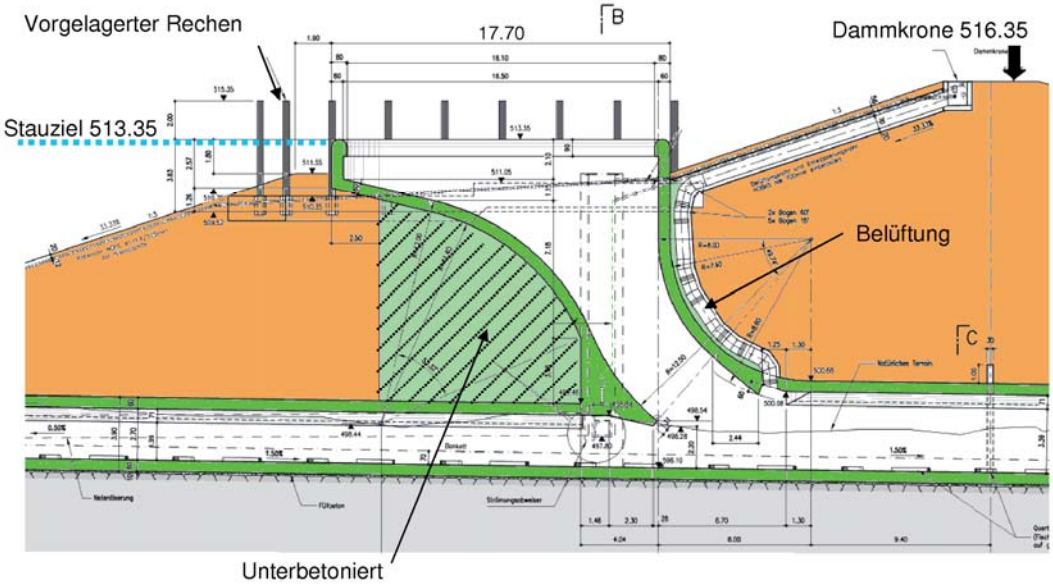


Abb. 3: Längsschnitt durch die Hochwasserentlastung.

Beim Bau folgte auf der vorgezogenen Bodenplatte ein Schalungswagen für die einzelnen Arbeitsetappen der Wände und Decke. Das ganze Bauwerk (Durchlass und Hochwasserentlastung) wurde ohne Dilatationsfugen ausgeführt. Im begehbaren Bankett des Durchlasses wurde die im Jonental vorhandene Wasserleitung durch den Damm geführt. Im Übergang zum Tosbecken ist der Auslauf des Durchlasses mit einem Fischpass versehen. Die Fischwanderung ist damit möglich und wird im Durchlass mit fischgratartig versetzten Holzbalken unterstützt. Bei Niederwasser ergeben sich schnelle und langsame Strömungen mit Ruhezonen. Die aufgesetzte Hochwasserentlastungsanlage etwas oberhalb

der Kanalmitte wirkt im Durchlass als Lichtschacht und begünstigt damit die Fischwanderung. Sie konnte bereits beobachtet werden.

In der oberen Hälfte des Durchlasses ist mit gleicher Breite die Hochwasserentlastung aufgesetzt (Abb. 3). Es ist ein beidseitig anströmbarer Schachtüberfall, der mit einer hydraulisch günstigen Form in den Durchlass mündet (Abb. 8). Der auskragende Teil des Überfallschachtes ist auf die Breite des Durchlasses mit Beton unterfüllt. Der vorgelagerte Schwemmholzrechen schützt die Hochwasserentlastung vor Verklausungen.

2.4 Kapazität des Durchlasses während des Bauzustands

Das Schütten eines Staudamms ist ein kritischer Bauzustand. Dies gilt insbesondere auch für Hochwasserrückhaltebecken, die meist wenig oberhalb des Siedlungsgebiets liegen. Da die Hochwasserentlastung noch nicht betriebsbereit ist, muss ein unkontrollierter Aufstau oder gar ein Überströmen des noch unfertigen Damms unter allen Umständen verhindert werden. Der Durchlass muss im Bauzustand eine genügend hohe Abflusskapazität aufweisen und er darf auch während eines Extremereignisses nicht verstopfen. Die Frontplatte beim Einlauf darf erst betoniert werden, wenn die Schüttarbeiten beendet sind, und die Hochwasserentlastung betriebsbereit ist (Abb. 4). Dem Bauzustand wurde ein HQ_{500} mit einem Abfluss von 55 m^3/s zugrunde gelegt. Beim Rückhaltebecken am Jonenbach wurde zudem vor Beginn der Schüttarbeiten an der künftigen Stauwurzel einen V-förmigen Schwemmholzrechen erstellt. Es konnte damit ausgeschlossen werden, dass der grosszügig dimensionierte Durchlass auch bei einem sehr unwahrscheinlichen Extremereignissen während der Schüttarbeiten des Damms verstopft.



Abb. 4: Einlaufbereich zum Durchlass im Bauzustand ohne Frontplatte und Drosselblende.

2.5 Drosselöffnung

Die Drosselöffnung in der Frontwand aus Beton hat eine Breite von 1.40 m. Die Höhe ist mit einem Stahlschütz (Drosselblende) fest eingestellt. Während eines Einstaus kann die Höhe nicht verändert werden. Hingegen erlaubt ein abschliessbares System Veränderungen des Stahlschützes bei Niederwasser. Erfahrungen aus Hochwassern können damit berücksichtigt werden.

2.6 Dammkonstruktion

Für den gezonten Erddamm ist zugeführtes Moränenmaterial und baustelleneigenes Aushubmaterial verwendet worden. Für den Kernbereich sind die Anforderungen an das Schüttmaterial bezüglich Siebkurve, Wassergehalt, Verdichtung und Einbaukontrollen strenger formuliert worden, als für die wasser- und luftseitigen Stützkörperbereiche (Abb. 5). Das Moränenmaterial erfüllte die gestellten Bedingungen sehr gut und stand in genügender Menge zur Verfügung. Unter Berücksichtigung des Filter- und Drainagematerials, ergibt sich ein totales festes Dammvolumen von rund 150'000 m^3 (Abb. 5).

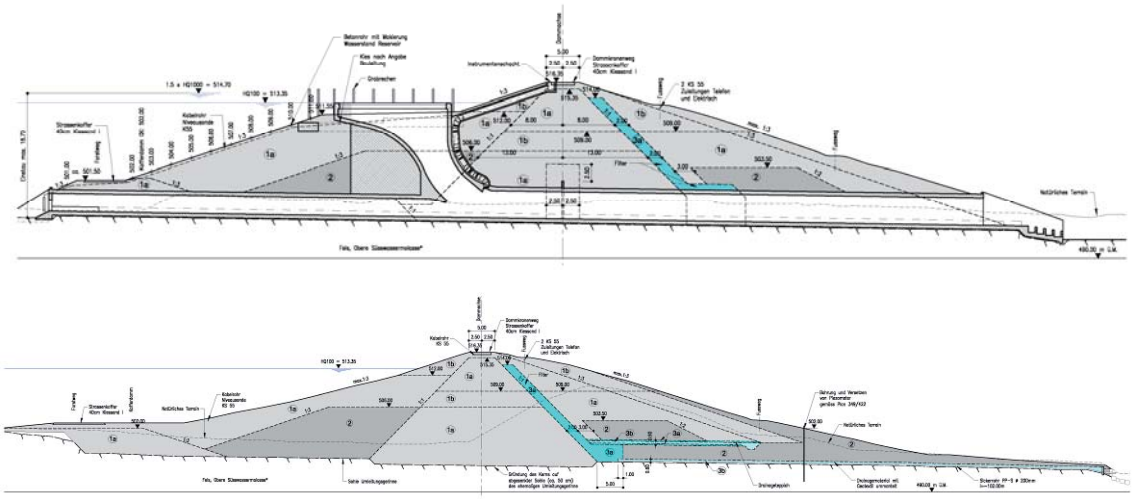


Abb. 5: Dammquerschnitte mit dem Kernbereich, den Stützkörperzonen mit verschiedenen Schüttmaterialien, dem Filter und dem Drainageteppich.

Luftseitig ist ein Drainageteppich kombiniert mit einem Filterkamin eingebaut worden (Abb. 5). Der Durchlass als einzige Durchringung durch den Damm ist im Filterbereich grosszügig mit Filtermaterial umhüllt worden. Allfällig auftretende Sickerströmungen können sicher aufgenommen und abgeleitet werden.

Die relativ grosse Schüttmenge ergab sich aus den flachen Böschungsneigungen wasser- und luftseitig von 1:3 und in den grosszügigen Ausrundungen der Dammböschungen in die Talflanken (Abb. 6). Beides sind Massnahmen, die nicht in der Geotechnik, sondern in der Gestaltung und der optischen Einbin-

dung des Damms in die gegebene Topographie begründet sind. Das aus geotechnischer Sicht nun vorhandene Überprofil kann bepflanzt werden.

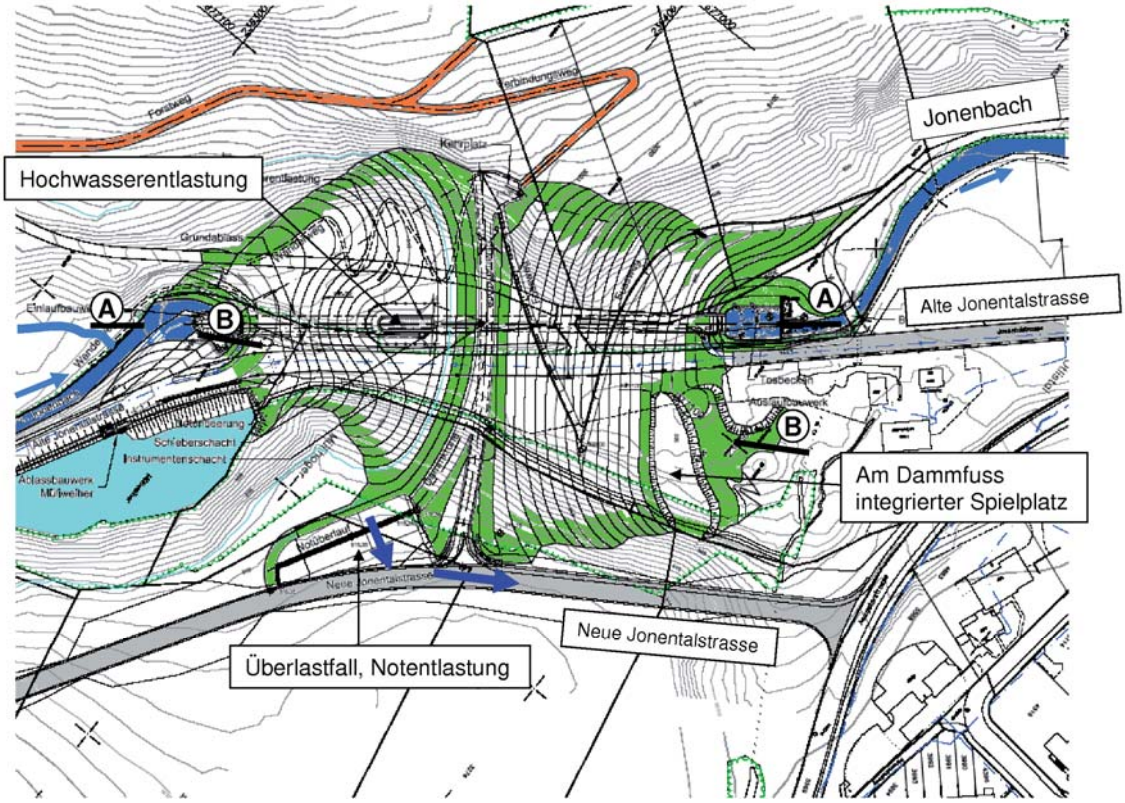


Abb. 6: Situation des Erddamms mit ausgerundeten Dammböschungen an den Talflanken.

2.7 Konzept der Rechen

Wie im Kapitel 2.4 erwähnt, wurde bereits vor dem Beginn der Dammschüttung ein **V-förmiger Schwemmholzrechen an der Stauwurzel** gebaut. Die Rechenstäbe mit einer Höhe von 1.50 m bis 2.00 m und einem Achsabstand von 3.0 m vermögen das im Bach anfallende Schwemmholz aufzufangen. Der Rechen ist für den Überlastfall ausgebildet. Auch wenn er voll mit Holz belegt, mit Geschiebe hinterfüllt und überströmt werden sollte, kann er die auftretenden Kräfte, Wasserdruck und aktiver Erddruck, aufnehmen.

Vor der Drosselöffnung ist ein Tauchrechen mit einem Rechenabstand von 80 cm gebaut (Abb. 7). Die Rechenstäbe tauchen bei Niederwasser etwa 15 cm in das 1.0 m tiefe Vorbecken ein. Es ist damit mit hoher Wahrscheinlichkeit gewährleistet, dass die Drosselöffnung nicht verstopft und auch bei einer Belegung des Rechens immer angeströmt werden kann. Erfahrungen mit dem Hochwasser vom 8./9. August 2007 und mit früheren Hochwassern bei anderen Becken mit ähnlich konstruiertem Rechen haben gezeigt, dass der Rechen erst bei absinkendem Wasser im Stauraum mit Schwemmholz belegt wird, die Drosselöffnung aber immer offen bleibt. Sollte es wider Erwarten doch zu einer

Verstopfung kommen, könnte der Wasserspiegel im Rückhaltebecken über eine Notentleerung abgesenkt werden. Ein im Normalfall geschlossener Schütz würde in solchen Fällen geöffnet.



Abb. 7: Einlaufbauwerk mit Drosselöffnung und Tauchrechen sowie seitlicher Notentleerung.

Die als Schachtüberfall gebaute **Hochwasserentlastung wird durch einen vorgelagerten Grobrechen** gegen Verstopfungen geschützt. Die um 4.0 m vorgelagerten Rechenstäbe haben einen Achsabstand von 3.0 m und reichen 2.00 m über die Überfallkante und 0.65 m über das Sicherheitshochwasser hinaus (Abb. 8). Eine Verstopfung der Entlastungsanlage ist damit nach menschlichem Ermessen auch für ein extremstes Hochwasserereignis ausgeschlossen.



Abb. 8: Hochwasserentlastung mit vorgelagertem Schwemmholzrechen.

2.8 Hochwasserentlastung, Überlastfall

Die Überfallkante der Hochwasserentlastung liegt auf der Höhe des Stauziels. Das bei dieser Höhe wirksame Rückhaltevolumen von 392'000 m^3 kann ein HQ_{100} von 34 m^3/s auf ca. 15 m^3/s drosseln. Das Bemessungshochwasser ($HQ_{1'000}$) mit einem Abfluss von 78 m^3/s lässt den Stauspiegel auf 1.00 m und das Sicherheitshochwasser ($HQ_{10'000}$) mit einem Abfluss von 117 m^3/s auf 1.35 m über die Überfallkante ansteigen. Aufgrund der Dammhöhe ist das Freibord gegenüber der Dammkrone für das Bemessungshochwasser mit 2.0 m festgesetzt worden. Gegenüber dem Sicherheitshochwasser resultiert somit immer noch ein Freibord von 1.65 m.

Die Bedingungen der Stauanlagenverordnung sind mit diesen Projektparametern eingehalten. Bei der Verlegung der Strasse wurde zudem darauf geachtet, dass die Systemsicherheit mit einer weiteren Entlastungsmöglichkeit nochmals verbessert werden konnte. Gegen die Strasse ist die Dammkrone um maximal 1.00 m abgesenkt worden. Die Überlaufpartien und die entsprechenden Strassenbereiche wurden mit einer Pflästerung gesichert, überhumusiert und wieder begrünt.

Sollte ein nach menschlichem Ermessen nicht zu erwartender unkontrollierter Aufstau über das Sicherheitshochwasser erfolgen, könnte über die gebaute Dammscharte zusätzlich eine Wassermenge von 41 m^3/s abgeleitet werden, bevor es zu einer Überströmung der Dammkrone käme. Mit verhältnismässig geringem Aufwand konnte eine zusätzliche Sicherheit, für einen Überlastfall über dem Sicherheitshochwasser, realisiert werden (Abb. 9).

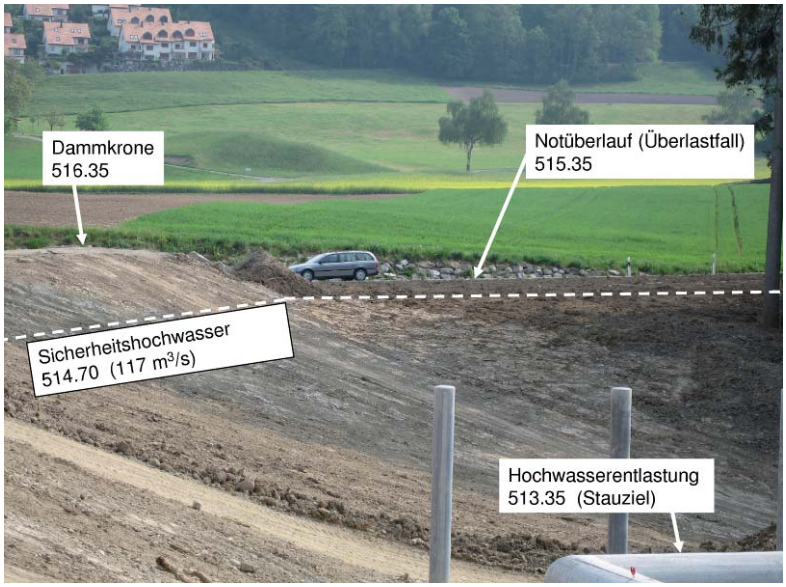


Abb. 9: Zusätzliche Dammscharte zur Erhöhung der Hochwassersicherheit.

2.9 Überwachung

Das Hochwasserrückhaltebecken am Jonenbach oberhalb Affoltern am Albis mit einem Rückhaltevolumen von 392'000 m^3 und einer Dammhöhe von rund 20.35 m ist der Stauanlagenverordnung unterstellt und wird durch das Bundesamt für Energie beaufsichtigt.

Ein Betriebs- und Überwachungsreglement regelt die Aufgaben, die Kompetenzen und das Überwachungsprogramm. Es werden periodische visuelle Kontrollen und folgende Messungen durchgeführt:

- Ständige Einstauüberwachung mittels Drucksonde und Online-Übertragung (Wasserstand im Reservoir kann ebenfalls optisch abgelesen werden),
- Ständige Wasserstandsmessung im Piezometer „linkes Widerlager“ (P3) mittels Drucksonde und Online-Übertragung,
- Ständige Abflussmessung des Jonenbachs in Zwillikon,
- Optische Abflussmesseinrichtung mittels Messlattenpegel unterhalb Stauanlage,
- Quartalweise Wasserstandsmessung der Piezometer,
- Quartalweise Messung des Abflusses aus den Drainagen (falls wasserführend),
- Jährliches Nivellement (Damm, Durchlassbauwerk & vier Punkte im Stauraum).

Ausserordentliche zusätzliche Kontrollen und Messungen werden während und nach Hochwasserereignissen, bei bekannt gewordenen Rutschungen im Stauraum und nach stärkeren Erdbeben durchgeführt.

Im Alarmdispositiv eingebunden sind die Feuerwehr, der Talsperrenwärter und die kantonalen Wasserbauorgane. Bei einer Einstauhöhe von 7.0 m, was etwa einem mittleren HQ_{10} entspricht, wird die Feuerwehr alarmiert. Bei einer Einstauhöhe von 13.0 m, was etwa einem mittleren HQ_{40} entspricht, erfolgt eine erneute Alarmierung. Das Rückhaltebecken, die Abflussverhältnisse in Affoltern am Albis und die Wetterentwicklung werden intensiv überwacht, um rechtzeitig allenfalls erforderliche Schutzmassnahmen für die Unterlieger bereitstellen zu können.

3 Ausführungsprojekt und Bauausführung

3.1 Bauvorgang

Die Rodungsarbeiten für die ursprünglich zum grössten Teil bewaldete Sperrstelle wurden im Winter 2004/2005 ausgeführt. Mit der Baustelleninstallation und den anschliessenden Bauhauptarbeiten für den Rückhaltedamm wurde im Juni 2005 begonnen. Nach einer Bauzeit von knapp 11 Monaten und dem Einbau eines Gesamtbetonvolumens von ca. 3'000 m^3 konnte Ende April 2006 der Jonenbach definitiv durch das fertig gestellte Durchlassbauwerk geleitet werden. Die anschliessenden Hauptdammschüttarbeiten fanden zwischen Mai und Mitte Dezember 2006 statt. Innerhalb einer Zeitspanne von knapp 7.5 Monaten wurden rund 143'000 m^3 Moränen- und 7'000 m^3 Filter-/Drainagematerial eingebaut. Nach einem witterungsbedingten Unterbruch der Bauarbeiten im Winterhalbjahr 2006/2007 wurden in den Monaten April bis Juni 2007 die Restarbeiten ausgeführt und Mitte Juli 2007 das Bauwerk offiziell abgenommen. Die Gesamtbauzeit für den Hochwasserrückhaltedamm hat etwas mehr als 24 Monate gedauert, wobei in den zwei Winterhalbjahren 2005/2006 und 2006/2007 der Baubetrieb jeweils witterungsbedingt während zwei bis drei Monaten vollständig eingestellt war.

3.2 Bauumleitung und Hochwasserereignis vom 21./22. August 2005

Parallel zum Bau des Durchlassbauwerks wurde der Jonenbach über einen rund 200 m langen Umleitkanal geleitet, der vorgängig im Bereich des linken Widerlagers nach Abtrag eines grösseren, aus Moränenmaterial (toniger Silt mit Kiessand) und Molassefels bestehenden Geländekopfes, ausgehoben wurde. Dieser Umleitkanal hatte einen trapezförmigen Querschnitt von 1.5 m minimaler Breite und 2.0 m minimaler Höhe mit einer Grenzabflusskapazität, die im Bereich von 5 bis 6 m^3/s lag. Während dem knapp 10 Monate (vom 1. Juli 2005 bis zum 26. April 2006) dauernden Betrieb des Umleitkanals wurde das Einzugsgebiet des Jonenbachs mehrmals von Starkniederschlägen heimgesucht, die sowohl zu kleineren als auch sehr grossen Abflussspitzen im Bereich der Sperrstelle geführt haben. Ein Spitzenereignis war das Hochwasser vom 21. August 2005, bei dem der maximale Abfluss des Jonenbachs im Bereich der Dammbaustelle rund 17 m^3/s betrug. Dieses Ereignis hat zu einer Überschreitung der Abflusskapazität der Bauumleitung mit einer anschliessenden Flutung der daneben liegenden Baustelle des Durchlassbauwerkes geführt. Abgesehen von wenigen Verunreinigungen im Bereich der Betonbaustelle für das Durchlassbauwerk sowie einigen Schäden am Umleitkanal infolge Seitenerosion konnte dieses Extremhochwasser praktisch schadlos über die Baustelle geführt werden.

3.3 Dammgründung und Behandlung der im linken Widerlager überraschenderweise entdeckten Klüfte

Der Damm ist auf Molassefels gegründet, der aufgrund der vorgängig durchgeführten Baugrunduntersuchungen grundsätzlich als ein dichter und standfester Untergrund gilt. Aus diesem Grunde wurde im Rahmen des Ausführungsprojekts nach Abtrag des darüber liegenden Bachschutt- und Moränenmaterials eine direkte Gründung der Dammkernzone auf dem anstehenden Molassefels ohne zusätzliche Abdichtungsmassnahmen vorgesehen.

Im Zuge der Aushubarbeiten für die rechtseitige Dammgründung ist man auf eine bis anhin nicht bekannte Altlast bestehend aus Brandschuttmaterial und Ziegelsteinen gestossen. Aufgrund der Resultate der Altlastenuntersuchung sowie des Risikos von lokal erhöhten Setzungen im Gründungsbereich des Dammes wurden rund 1'800 m^3 Altlastenmaterial ausgehoben und fachgerecht in einer Inertstoffdeponie entsorgt.

Während den Aushubarbeiten in einer tief liegenden Sandsteinschicht des linksseitigen Böschungsaushubes wurden zudem natürliche Hohlräume aufgeschlossen, die zusätzlich mit speziellen Injektionsmassnahmen abgedichtet werden mussten. Aufgrund der relativ hohen Injektionsgutaufnahmen wurde schliesslich im Bereich des linken Dammwiderlagers in insgesamt vier Etappen ein Injektionsschirm erstellt. Zur Überprüfung dieser Injektionsmassnahmen sowie zur Kontrolle der geologischen Gegebenheiten im Untergrund der Sperrstelle wurden später in beiden Widerlagerbereichen zusätzlich je eine gekernte Kontrollbohrungen bis auf die betreffende Sandsteinschicht abgetieft. Als zusätzliche Kontrollmassnahme wurde zudem im Bereich des luftseitigen Dammfusses des linken Widerlagers ein zusätzliches, mit einer automatischen Grenzpegelsonde ausgerüsteten, Piezometer (*P3*) versetzt. Mit diesem Piezometer lassen sich bei einem Einstau des Rückhaltebeckens mögliche Durchsickerungen infolge der wahrscheinlich erhöhten Durchlässigkeit des linken Widerlagerbereiches feststellen und überwachen.

3.4 Dammschüttung, Schüttmaterialbezug und Einbaukontrollen

Der Dammkörper (150'000 m^3) wurde als gezonter Erdschüttdamm unter Verwendungen folgender Schüttmaterialen gebaut (Abb. 6):

- Kernzone aus Moränenmaterial,
- ober- und unterwasserseitige Stützkörperzonen aus Moränenmaterial und tonigem Silt mit Kiessand,
- Filterzonen und Drainagen aus Kiessand.

- Das Moränenmaterial wurde aus einer Kiesgrube (98’000 m3) und einem Baugrubenaushub (21'000 m3), welche beide in der Umgebung vom Cham, Kanton Zug lagen, bezogen. Der tonige Silt mit Kiessand (24'000 m3) wurde vor Ort aus dem Aushub für den Rückhaltedamm (insbesondere aus dem Geländeabtrag im linken Widerlagerbereich) gewonnen und ab einem Zwischendepot als Dammschüttmaterial wieder verwendet. Die Materialien für die Filter- und Drainagezonen (7'000 m3) wurde nach vorgegebenen Kornverteilungen aus verschiedenen Kieswerken bezogen.

Vorgängig ihrer Verwendung im Dammkörper wurden die Dammschüttmaterialen der verschiedenen Bezugsquellen eingehenden Eignungsprüfungen unterzogen. Die Eignungsprüfungen für die Einbaumaterialien der Kern- und Stützkörperzonen umfassten im Wesentlichen die folgenden bodenmechanischen Versuche:

- Klassifikationsversuche (Kornverteilung, Wassergehalt, spezifisches Gewicht, Attenberggrenzen),
- Verdichtungsversuche (Proctor-Standard) zur Bestimmung des optimalen Einbauwassergehaltes wopt,
- Durchlässigkeitsversuche im Proctortopf zur Bestimmung des k-Wertes,
- Oedometerversuche zur Bestimmung des Me-Wertes,
- Triaxiale Scherversuche zur Bestimmung der Scherparameter Reibungswinkel φ’ und Kohäsion c’.

Vor dem Beginn der eigentlichen Dammschüttung wurden auf der Dammgründung für die Einbaumaterialien der Kern- und Stützkörperzonen grossflächige Probeschüttungen durchgeführt.

Während den Dammschüttarbeiten wurden regelmässig die folgenden Einbaukontrollen (Kernzone jede 2. Einbauschicht; Stützkörperzonen alle 2'000 m^3 ÷ 3'000 m^3) durchgeführt:

- Klassifikationsversuche,
- Verdichtungsversuch (Proctor-Standard),
- Wassergehalt und Dichtemessung mit Troxler-Sonde.

Die Einbaubarkeit des Moränenmaterials und insbesondere des vor Ort gewonnenen tonigen Silt mit Kiessand war stark vom Wassergehalt abhängig und nur bei trockener Witterung möglich. Aufgrund der allgemein erhöhten Deformationsvermögen natürlicher Schüttmaterialen wurde im vorliegenden Fall auf eine Stabilisierung der witterungsempfindlichen Materialen verzichtet. Der ab dem

Zwischendepot bezogene tonige Silt mit Kiessand war teilweise so stark vernässt, dass er vorgängig der Verdichtung auf der Einbaustelle lagenweise ausgelegt und ausgetrocknet werden musste. Der Einbau dieses Materials war somit nur an den sonnigsten und wärmsten Tagen des Sommers 2006 möglich.

4 Ersteinstau vom 8./9. August 2007

Drei Monate nach dem das Hochwasserrückhaltebecken in Betrieb genommen wurde, kam es während dem Hochwasserereignis vom 8./9. August 2007 zum Ersteinstau bei dem das Rückhaltebecken innert relativ kurzer Zeit bis zu 2/3 der maximalen Stauhöhe gefüllt wurde (Abb. 10). Bei diesem Einstau lag der maximale, gedrosselte Abfluss aus dem Rückhaltebecken bei rund 14 m^3/s. Aufgrund der verschiedenen Messdaten, die vom Ereignis zur Verfügung standen, konnte die Zuflussspitze zum Hochwasserrückhaltebecken rechnerisch abgeschätzt werden. Diese wird rund 24 m^3/s betragen haben, was einem Ereignis mit einer Wiederkehrperiode im Bereich von 60 bis 70 Jahren entspricht.



Abb. 10: Ersteinstau des Hochwasserrückhaltebeckens am 9. August 2007.

Dank der Dämpfung der Hochwasserspitze und dem Rückhalt von Schwemmholz konnte das unmittelbar unterhalb des Rückhaltebeckens liegende Siedlungsgebiet erfolgreich vor Hochwasserschäden geschützt werden. Dieses Ereignis hat aber auch aufgezeigt, dass die Abflusskapazität des Bachbetts im Siedlungsgebiet von Affoltern am Albis schon mit einem Teileinstau des Rückhaltebeckens an einzelnen Stellen praktisch ausgeschöpft ist und somit stellenweise effektiv tiefer ist, als die in früheren Studien für den Gesamtabschnitt ermittelte Gerinnekapazität von 16 ÷ 18 m^3/s. An einer kritischen Stelle musste sogar mit Sandsäcken ein Überlaufen des Bachbetts verhindert werden. Auf-

grund dieser Erkenntnisse werden in einem nächsten Schritt lokale Baumassnahmen untersucht, um die Gerinneabflusskapazität unterhalb des Rückhaltedammes möglichst erhöhen zu können.

5 Zusammenfassung

Mit einem Hochwasserrückhaltebecken werden bei Starkniederschlägen nicht nur Wasser sondern auch Geschiebe und Schwemmholz zurückgehalten. Für den Schwemmholzrückhalt wurden im Becken am Jonenbach Rechen vor der Drosselöffnung, vor der Hochwasserentlastung sowie an der Stauwurzel realisiert. Es wurde darauf geachtet, dass sie nicht verstopfungsanfällig sind und sich bei einem Überlastfall gutmütig verhalten. Besonderes Gewicht wurde auf den Bauzustand während der Schüttarbeiten gelegt. Aufgrund von landschaftsgestalterischen Gesichtspunkten wurden die Dammböschungen relativ flach ausgebildet und zu den Talflanken ausgerundet.

Im Zuge der Aushubarbeiten ist man im Bereich des linken Widerlagers unerwartet auf eine stark zerklüftete Sandsteinschicht gestossen, die in Abweichung zum ursprünglichen Detailprojekt zusätzliche Injektionsmassnahmen, erfordert haben.

Drei Monate nachdem das Hochwasserrückhaltebecken in Betrieb genommen wurde, ist es während des Hochwasserereignisses vom 8./9. August 2007 bereits stark eingestaut worden. Dank der Dämpfung und dem Rückhalt des Schwemmholzes konnten in Affoltern am Albis Schäden vermieden werden.

Adresse der Autoren

Heinz Hochstrasser
dipl. Bauing. ETH
AWEL Amt für Abfall, Wasser, Energie und Luft
Walcheplatz 2
CH-8090 Zürich
E-Mail: heinz.hochstrasser@bd.zh.ch

Martin Aemmer
dipl. Bauing. ETH
Pöyry Energy AG
Hardturmstrasse 161
CH-8037 Zürich
E-Mail: martin.aemmer@poyry.com



Extremhochwasser im Einzugsgebiet der Aare

S. Liener, P. Mani, P. Billeter, M. Schilling, G. Lauber, H. Roth, B. Schudel

1 Ausgangslage

Nach den Hochwasserereignissen vom Mai 1999 im Berner Oberland und den verheerenden Überschwemmungen entlang der Elbe im August 2002 stellte man sich im Kanton Bern die Frage, ob auch im Einzugsgebiet der Aare extreme Hochwasserereignisse, die deutlich ausserhalb des statistischen Bereichs liegen, auftreten könnten und welche Folgen diese haben würden. In einer Vorstudie (geo7 2003) wurde aufgezeigt, dass das Einzugsgebiet der Aare bisher noch nie grösstmöglich belastet wurde und dass damit grössere Ereignisse als bisher erlebt nicht ausgeschlossen werden können. Basierend auf diesen Ergebnissen wurden die Zielsetzungen der Hauptstudie definiert.

2 Zielsetzung

Im Kanton Bern sollen im Hinblick auf die Katastrophen-Vorsorge bessere Kenntnisse über grossräumige Extremereignisse, die das Ausmass bisheriger Ereignisse deutlich übersteigen, gewonnen werden. Wichtig sind insbesondere Kenntnisse über die Entstehungsweise und das Ausmass von extremen Abflussereignissen sowie Angaben über die Auswirkungen von Extremhochwassern auf besiedelte Räume und wichtige Infrastrukturanlagen (geo7 et al. 2007).

Der Untersuchungsperimeter bildet das Einzugsgebiet der Aare bis Murgenthal einschliesslich ihrer wichtigsten Zuflüsse. Für dieses Gebiet sollen verschiedene hydrometeorologische Szenarien definiert werden. Basierend auf diesen Szenarien sollen die Abflüsse in den Hauptgewässern ermittelt und Überflutungsflächen ausgeschieden werden. Für die Überflutungsflächen soll aufgezeigt werden, welches Schadenpotenzial vorhanden ist, wobei auch wichtige Infrastrukturanlagen berücksichtigt werden müssen.

Die Hauptstudie sollen zusätzlich Schutzdefizite aufzeigen, als Grundlage für die Ausarbeitung von Gefahrenkarten dienen (v.a. Abschätzung Restrisiko) und Grundlagen für die Seestands-Regulierungen liefern.

Es war nicht das Ziel der Studie, mögliche lokale Grossschadenereignisse, bei denen nur einzelne Bäche oder Flüsse aktiv sind, zu analysieren. Daher ist es durchaus möglich, dass in lokalen Analysen beispielsweise grössere Abflüsse

resultieren als beim vorliegenden grossräumigen Ansatz. Weiter wird auch keine statistische Einordnung der angewendeten Szenarien und der daraus resultierenden Abflüsse vorgenommen – dies schliesst die Zieldefinition explizit aus. In einer weiteren Studie sollen jedoch in Kenntnis der Ergebnisse der Extremhochwasserstudie statistische Grundlagen für die Dimensionierung von Massnahmen bereitgestellt werden.

3 Vorgehen

Das Hauptgewicht der Studie liegt zum einen bei der Analyse von Prozessabläufen, die zu extremen Hochwasserereignissen führen können, zum andern bei der Untersuchung der Auswirkungen von solchen Hochwassern. Mit einem systemanalytischen Ansatz wurden verschiedene Szenarien für die Entstehung von extremen Hochwassern untersucht. Dazu wurden in einem ersten Schritt, basierend auf früher abgelaufenen Ereignissen, verschiedene hydrometeorologische Szenarien definiert.

Für die hydrologische Simulation von extremen Abflüssen wurde ein dynamisches Systemmodell erstellt. Im Modell sind die wichtigsten Teileinzugsgebiete sowie die Seen des Untersuchungsgebiets als Teilmodelle abgebildet. Das Untersuchungsgebiet Aare Murgenthal wurde dazu in insgesamt 36 Teileinzugsgebiete (TEG) unterteilt. Für jedes TEG erfolgte die Simulation einer Abflussganglinie. Für die Oberland- und Juraseen können zusätzlich die Seepegel sowie die Seeausflüsse simuliert werden.

Im hydraulischen System des Untersuchungsgebiets existieren Schlüsselstellen, d.h. Stellen mit im Vergleich zum oberhalb liegenden System reduzierter maximaler Durchflusskapazität. Solche Schlüsselstellen limitieren den Abfluss in den unterliegenden Gerinneabschnitten und stellen eine wichtige Grundlage für die Abflussmodellierung dar. Die Schlüsselstellen bilden auch die potentiellen Ausbruchstellen.

Um Schlüsselstellen auszuscheiden, wurden die Abflusskapazitäten der Aare und ihrer Zuflüsse ermittelt und mit den bestehenden Hochwasserstatistiken verglichen. Die Ermittlung der Abflusskapazitäten erfolgte entweder mit bestehenden Grundlagen (Geschiebehaushaltsstudien, Gefahrenkarten, Wasserbaupläne) oder es wurden neue Berechnungen durchgeführt.

In Gebieten, in welchen grossflächige Überflutungen zu erwarten sind, wurde mittels einer instationären zweidimensionalen Abflusssimulation untersucht, welche Flächen überflutet werden und wie gross die daraus resultierende Dämpfungswirkung auf die Hochwasserspitzen ist. Dabei wurde eine Zuflussganglinie, die aus den Simulationen zum Gesamtsystem bestimmt wurde, am

oberen Modellrand als Eingabegrösse definiert und eine Ausflussganglinie am unteren Modellende berechnet.

Die Extremhochwasser-Studie legt den Schwerpunkt auf den „globalen“ Aspekt. Dammbrüche und Verklausungen an Brücken werden daher nur sehr zurückhaltend berücksichtigt. Mit diesem Vorgehen ist einerseits gewährleistet, dass die Ganglinie nicht durch unwahrscheinliche Prozesse im Oberlauf verkleinert wird. Andererseits wird die Überflutungsgefahr lokal möglicherweise zu günstig dargestellt.

4 Meteoszenarien

Die Analyse vergangener Ereignisse im Rahmen der Vorstudie hat gezeigt, dass grossräumige Hochwassersituationen meistens auf ähnliche hydrometeorologische Situationen zurückzuführen sind:

- Intensive Schneeschmelze in den Voralpen und Alpen im Frühling/ Frühsommer kombiniert mit intensiveren Niederschlägen führen zu hohen Seeständen in Thuner- und Brienzersee. Der hohe Seestand im Thunersee führt zu einem hohen Abfluss in der Aare. Je nach Niederschlagsverteilung können auch in der Saane hohe Abflüsse auftreten, was zu hohen Seeständen in den Juraseen führen kann.
- Schneeschmelze im Mittelland im Spätherbst oder im Winter, die durch einen Warmlufteinbruch zusammen mit intensiverem Regen ausgelöst wird, führt zu einem sehr grossen Wasseranfall aus dem Mittelland. Vom Hochwasser hauptsächlich betroffen sind die Unterläufe der Aare und der Saane sowie die Broye, die Orbe und die Menthue. Die Folge sind hohe Seestände in den Juraseen.
- Abfolge von mehreren mehrtägigen grossräumigen Niederschlagsereignissen hoher Intensität. Einzelne grossräumige Niederschlagsereignisse mit höherer Intensität führen zwar zu hohen Abflüssen in den Flüssen, sind aber bezüglich Volumina nicht problematisch. Eine Abfolge von solchen Ereignissen in kurzer Zeit führt jedoch auch in Bezug auf die Volumina in den Juraseen und in Thuner- und Brienzersee zu Problemen.

Das Ereignis vom August 2005 hat gezeigt, dass auch grossflächige Intensivniederschläge im Sommer zu Hochwasser in den Oberland- und Jurarandseen sowie entlang der Aare führen können.

Die Auswertung der bisherigen Ereignisse inklusive August 2005 zeigt, dass auch ungünstigere Ereignisverläufe möglich gewesen wären. Deshalb muss grundsätzlich mit grösseren Ereignissen als die bisher bekannten gerechnet werden. Da es jedoch sehr unwahrscheinlich ist, dass zukünftig bisher vollstän-

dig unbekannte Witterungsverläufe auftreten werden, wurde bei der Definition der Szenarien von den drei bekannten hydrometeorologischen Situationen ausgegangen.

Für die Szenarienbildung mussten in einem ersten Schritt die niederschlagsreichsten Ereignisse im Untersuchungsgebiet in der Referenzperiode 1901 bis 2004 herausgesucht werden. Betrachtet wurden Dauerstufen von 1 bis 3 Tagen, 7, 10, 15, 20, 25 und 30 Tagen. Für diese Ereignisse wurden die Niederschlagsfelder bestimmt. Zur szenarischen Verstärkung kamen zwei Verfahren zur Anwendung:

- Räumliche Verschiebung der Niederschlagsfelder unter Berücksichtigung der Wetterlage,
- Ereignisspezifisches Anheben von wesentlichen Niederschlagsparametern sowie Verschiebung des Maximums im zeitlichen Verlauf.

Für diese Szenarien wurden Varianten bezüglich Schneelage, Füllungsgrad der Kraftwerkspeicher und Seestände definiert. Bei diesen Arbeiten wurde immer darauf geachtet, dass die Szenarien physikalisch plausibel und in sich konsistent sind.

5 Ergebnisse

5.1 Massgebende Ereignistypen

Ausgehend von den im Rahmen der Systemanalyse durchgeführten Simulationen wurden 7 massgebende Szenarien, die zu 3 Ereignistypen zusammengefasst werden können, ausgeschieden.

- Typ A: Intensiver Niederschlag von 2 – 3 Tagen, kombiniert mit hohem Seestand im Berner Oberland,
- Typ B: Abfolgen von Niederschlagswellen während 14 – 30 Tagen,
- Typ C: Ereignisse mit Schnee bis in tiefe Lagen, kombiniert mit Niederschlag bei gleichzeitiger Erwärmung.

Da als Niederschlagsinput Tagesniederschläge eingesetzt wurden, entsprechen die simulierten Abflussspitzen in etwa dem maximalen gleitenden 24 h-Mittel. Die simulierten maximalen Abflüsse können deshalb je nach Gebietscharakteristik deutlich unter den maximal möglichen Stundenwerten liegen.

5.2 Ereignistyp A

Der Ereignistyp A zeigt eine ähnliche Hochwassersituation, wie sie im August 2005 aufgetreten ist. Der massgebende Niederschlag fällt innerhalb von 3 Tagen. Der Niederschlagsschwerpunkt liegt in den Alpen und Voralpen.

Hochwasser können in den Hauptgewässern Aare, Lütschine, Kander und Simme sowie an Brienzer- und Thunersee auftreten. In den Zuflüssen zu den beiden Seen können die Abflüsse zum Teil mehr als 50% über den Werten von August 2005 liegen. Entsprechend kann der Seespiegel des Brienzersees um knapp 1.5 m, der Seespiegel des Thunersees um 0.75 m über den Stand von August 2005 ansteigen. An der Aare treten auch unterhalb von Thun bis Hagneck extreme Abflüsse auf.

Der Ereignistyp A führt durch den hohen Abfluss an der Aare bei Hagneck zu einem deutlich höheren Anstieg im Bielersee als in den anderen Juraseen. Die Hochwassergrenze wird deshalb nur am Bielersee um gut einen halben Meter überschritten, während in Neuenburger- und Murtensee ungefähr die Hochwassergrenze erreicht wird.

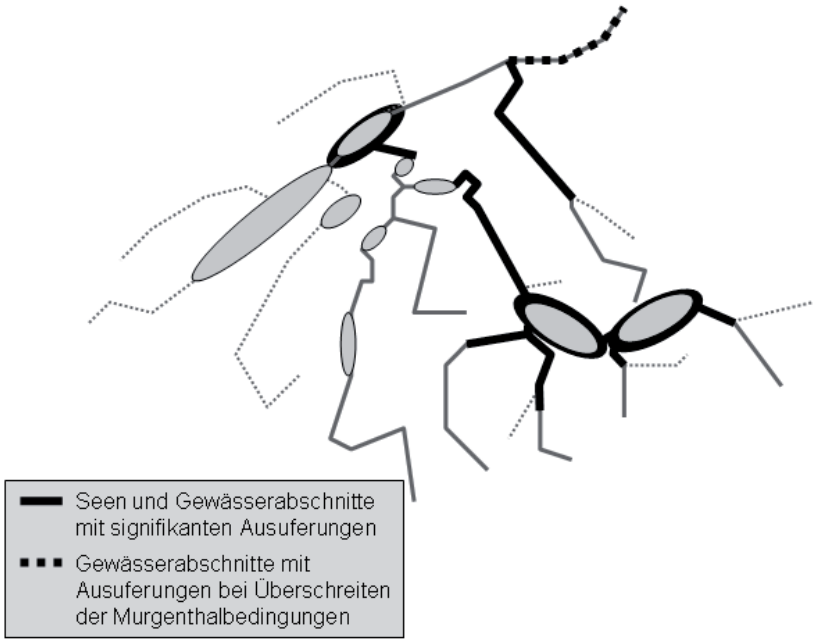


Abb. 1: Hochwassergebiete Ereignistyp A (2 – 3-tägiger Starkniederschlag).

Bei den Seen wird die Hochwassergrenze während 5 (Brienzersee) – 10 Tagen (Thuner- und Bielersee) überschritten. Obwohl das Niederschlagsereignis mit 2 – 3 Tagen relativ kurz ist, bleiben die Seepegel doch deutlich länger im Hochwasserbereich.

An der Emme können hauptsächlich im Unterlauf Hochwasser auftreten, welche das Ausmass von 2005 deutlich übersteigen. Dies führt im Raum Kirchberg zu

grossräumigen Überflutungen, die grössere Siedlungsgebiete sowie möglicherweise die Neubaustrecke der SBB betreffen können.

5.3 Ereignistyp B

Der Ereignistyp B ist charakterisiert durch Niederschläge und Niederschlagsabfolgen von 14 – 30 Tagen Dauer. Beim massgebenden Szenario werden 3 Niederschlagswellen simuliert, von denen die letzte die intensivste ist. Das Niederschlagszentrum liegt in den Alpen und im Jura.

Die Abflussspitzen sind in den Zuflüssen zu Thuner- und Brienzersee generell etwas tiefer als beim Ereignistyp A. Durch die lange Dauer resultiert jedoch bei diesem Szenario für den Thunersee mit einer Kote von 560.3 m der höchste simulierte Seestand. Entsprechend hoch sind die Abflüsse in der Aare unterhalb des Thunersees. Für die Aare in Bern wird ein Abfluss von knapp 780 m³/s simuliert.

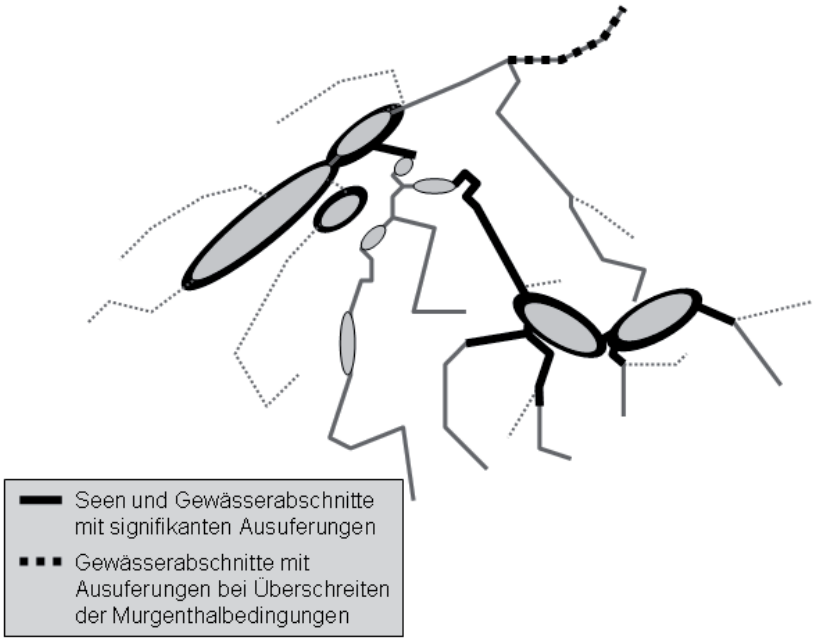


Abb. 2: Hochwassergebiete Ereignistyp B (14 – 30-tägiger Niederschlag).

Im Gebiet zwischen Thun und Bern kommt es bei diesem Ereignistyp zu grossflächigen Ausuferungen. Trotz der grossflächigen Überflutung ist die Reduktion der Hochwasserspitze bescheiden. Sie wird von etwa 780 m³/s auf etwa 760 m³/s reduziert. Die Spitze wird nur um etwa 6 Stunden verzögert. Der Grund für die geringe Abflussdämpfung liegt in der Tatsache, dass die Zuflussganglinie unterhalb des Thunersees eine lange, „träge“ Spitze aufweist; zudem handelt es sich um eine fliessende und nicht um eine stehende Retention.

In den Jurarandseen werden beim Typ B die höchsten Seestände simuliert. Aufgrund der langen Niederschlagsdauer können die Seepegel die höchsten seit der zweiten Juragewässerkorrektion aufgetretenen Seepegel massiv übersteigen, beim massgebenden Szenario um bis zu 3 m. Dabei muss aber berücksichtigt werden, dass der Abfluss am Wehr Biel Port strikt gemäss den Seestands-Abflusskurven des Wehrreglements erfolgt. Zudem wird der Abfluss auf 650 m³/s beschränkt, und ein Umfliessen des Wehrs ist ebenfalls nicht berücksichtigt. Eine vorsorgliche Absenkung mit erhöhtem Abfluss, wie sie bei einem längeren Ereignis möglich wäre, wurde nicht berücksichtigt. Die simulierten maximalen Seepegel stellen daher Maxima dar, welche nur unter ungünstigsten Voraussetzungen auftreten können.

Auch die Dauer, während welcher die Hochwassergrenzen an den Seen überschritten sind, nimmt flussabwärts zu. Am Bielersee dauert das Hochwasserereignis mit 25 Tagen am längsten.

5.4 Ereignistyp C

Beim Ereignistyp C können Niederschlagsereignisse von 7 oder von 30 Tagen Dauer in Kombination mit intensiver Schneeschmelze im Mittelland auftreten. Der Niederschlag führt zusammen mit der Schneeschmelze zu hohen Abflussvolumina. Ohne Schneeschmelze kommt es höchstens lokal zu Hochwasserabflüssen.

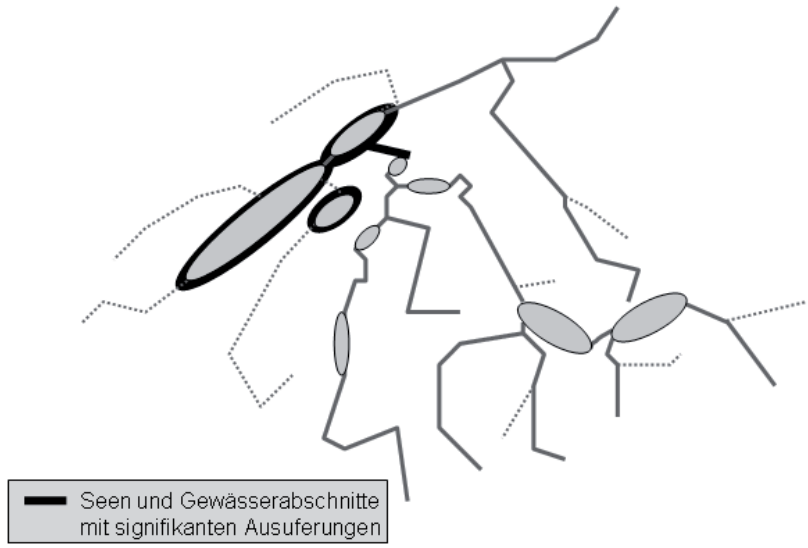


Abb. 3: Hochwassergebiete Ereignistyp C (Niederschlag und Schneeschmelze).

Bei diesem Ereignistyp sind in erster Linie die Juraseen sowie die Zuflüsse in die Juraseen durch Hochwasser betroffen. Die Hochwassergrenzen werden im Maximum um ca. 1.5 m übertroffen. Da im Szenario mit einer intensiven Schneeschmelze in mittleren und tiefen, nicht aber in erhöhten Lagen gerech-

net wird, ist im Oberland die Gefährdung durch Hochwasser geringer. Hohe Spitzenabflüsse sind vor allem aus der Saane und aus den Einzugsgebieten des Mittellandes und des Juras zu erwarten. Am Bielersee wird die Hochwassergrenze während insgesamt 30 Tagen überschritten, während an den Oberlandseen keine Hochstände zu erwarten sind.

5.5 Einordnung der Ergebnisse

Die ausgewählten Szenarien zeigen in erster Linie mögliche Extremereignisse für die Aare und die Juraseen auf. In den einzelnen Teileinzugsgebieten können ebenfalls extreme Abflussspitzen simuliert werden. Die Szenarien sind aber nicht darauf ausgelegt, dass in sämtlichen Gerinneabschnitten maximale Abflüsse auftreten. Insbesondere in kleineren Teileinzugsgebieten, die eher auf gewittrige Niederschläge reagieren, können die maximal simulierten Abflüsse deutlich unter den maximal gemessenen Werten liegen (z.B. Sense, Ilfis).

Ein Vergleich der Szenarienzuflüsse zum Thunersee mit den statistisch bestimmten Zuflüssen zeigt, dass mehrere Szenarien bei sämtlichen Dauern (1, 3, 5 und 10 Tage) deutlich über den 1000-jährlichen Zuflüssen liegen. Zu berücksichtigen ist dabei, dass sich die grössten gemessenen Zuflüsse ebenfalls im Bereich der 1000-jährlichen Zuflüsse befinden und damit sehr hoch sind. Die simulierten Zuflüsse der massgebenden Szenarien liegen etwa 10 – 20% über den maximal gemessenen Werten. Bei den Jurarandseen liegen die simulierten Zuflüsse beim Typ B im Bereich der 1000-jährlichen Zuflüsse oder darüber, bei den anderen Typen mehrheitlich darunter.

6 Auswirkungen

Grossräumige Überflutungen sowie lokale Erosionsprozesse können wichtige Verkehrswege beeinträchtigen und ganze Talschaften von der Umwelt abschneiden. Bei den Ereignistypen A und B können im Berner Oberland wichtige Bahnlinien und Strassen unterbrochen sein. Die Zufahrten in die Lütschinentäler oder ins obere Simmental können durch Seitenerosion unterbrochen werden. Die wichtige Alpentransitlinie durch den Lötschberg verläuft auf längerer Strecke entlang der Kander. Im Falle von Seitenerosionen sind längere Linienunterbrüche möglich. Im Gebiet Bödeli Interlaken können wichtige lokale, regionale und überregionale Verkehrslinien überflutet werden. Das Bödeli wäre auf dem Landweg praktisch unpassierbar.

Unterhalb des Thunersees können die Eisenbahnlinie Thun – Bern sowie die Autobahn bei Münsingen überflutet werden. Dadurch würde der regionale und überregionale Verkehr stark betroffen. Zusätzlich wären zwischen Steffisburg

und Bern sämtliche Aarebrücken nicht mehr zugänglich (Zufahrten unter Wasser).

Beim Ereignistyp A können zusätzlich Verkehrswege an der Emme beeinträchtigt werden. Eine Gefährdung von wichtigen Verkehrsträgern wie die A1 Bern-Zürich und die Neubaustrecke Mattstetten-Rothrist (Emmeunterquerung) lässt sich bei einer grossflächigen Überflutung nicht ganz ausschliessen. Dies würde den nationalen Verkehr massiv beeinträchtigen.

Im Raum Bielersee können die Verkehrswege vor allem bei den Ereignistypen B und C durch Überflutungen stark tangiert werden. Entlang des nördlichen Seeufers wären die Seestrasse, die Autostrasse und auch die Bahnlinie auf mehreren Abschnitten unterbrochen. Auch die Überquerung des Zihlkanals wäre auf der ganzen Länge zwischen Neuenburger- und Bielersee durch die überfluteten Strassen nicht mehr möglich.

Aus der Überlagerung der simulierten Überflutungsflächen mit dem Schadenpotenzial geht hervor, dass bei den Ereignistypen A und B allein entlang der untersuchten Hauptgewässer und der Seen gut 5000 Wohngebäude im Überflutungsbereich liegen. In der Studie nicht berücksichtigt sind kleinere Gewässer, z.B. Wildflüsse wie Chirel und Zulg sowie Murgänge und Hangmuren. Diese Prozesse erhöhen bei den betrachteten Szenarien das Schadenpotenzial auf mindestens 7500 – 8000 Wohngebäude erhöhen. Geht man von 10 Bewohnern pro Haus (Ein- und Mehrfamilienhäuser) aus, bedeutet dies, dass knapp 80'000 Personen von einem solchen Ereignis direkt betroffen wären.

Die Auswertung bezüglich Sonderobjekten und Infrastrukturanlagen zeigt, dass bei den Ereignistypen A und B insgesamt ca. 130 Objekte überflutet werden können. Speziell zu erwähnen sind hier einerseits verschiedene Spitäler und Altersheime, andererseits mehrere Betriebe aus dem Risikokataster, wie beispielsweise die Raffinerie in Cressier. Grössere Folgeschäden für die Umwelt können deshalb nicht ausgeschlossen werden.

7 Schlussfolgerungen

Auch wenn die Szenarien deutlich über den Bemessungsgrundsätzen für Wasserbauten liegen, wird die Notwendigkeit der wasserbaulichen Anstrengungen bestätigt. Nebst den aufgedeckten Schwachstellen können die Extremhochwasser-Abflüsse auf weiten Strecken in den bestehenden Flussquerschnitten abgeführt werden. Die Überlastbarkeit von Bauwerken ist jedoch zentral.

Wasserbau allein genügt aber nicht. Planerische und organisatorische Massnehmen sind notwendig, um die Schäden bei solchen Ereignissen zu minimieren. Bei der Regulierung der Seen (Oberlandseen und Jurarandseen, JGK) sind

die Optimierungspotenziale zu prüfen. Dem Raumbedarf der Gewässer ist in der Planung vermehrt Beachtung zu schenken. Für die Erarbeitung von Gefahrenkarten liegen nun Grundlagen für die Restrisiko-Beurteilung vor.

Grosse Anforderungen stellen solche Extremereignisse im Bereich Katastrophenmanagement. Beim Ereignistyp A (2 – 3-tägiger Starkniederschlag) können die Abflüsse und Seepegel sehr rasch ansteigen. Das Hochwasser vom August 2007 zeigte dies exemplarisch auf. Dies erfordert ein optimales Warnsystem und ein rasches Reagieren der Behörden. Bei den Ereignistypen B (14 – 30-tägiger Niederschlag) und C (Niederschlag und Schneeschmelze) stellen einerseits die hohen Abflüsse und Seepegel, andererseits die lange Dauer eines Ereignisses hohe Anforderungen an die Ereignisbewältigung. Die lange Ereignisdauer verschärft die Probleme massiv. Wenn beispielsweise im Gebiet Bielersee eine Raffinerie, Wasserfassungen oder Abwasserreinigungsanlagen während 25 – 30 Tagen unter Wasser stehen, hat dies enorme Auswirkungen.

Die Anzahl der direkt betroffenen Personen wird Evakuationen in grösserem Stil erfordern. Vor allem bei länger andauernden Ereignissen werden aber noch weit grössere Personenkreise wegen defekten Infrastrukturanlagen (Wasser- und Energieversorgung, Abwasserentsorgung) auf Unterstützung durch den Bevölkerungsschutz angewiesen sein.

Vor allem im Berner Oberland können unterbrochene Verkehrsverbindungen dazu führen, dass ganze Talschaften nicht mehr auf dem Landweg erreichbar sind. Hier müssen alternative Versorgungssysteme aufgebaut werden.

Extremereignisse, wie sie in der Extremhochwasserstudie beschrieben werden, stellen sehr hohe Anforderungen an das Risikomanagement und an die Katastrophenorganisation. Wenn man die Entwicklung der letzten Jahre, aber auch die Häufung der Katastrophenhochwasser im 19. Jh. anschaut und die Prognosen zur Klimaerwärmung berücksichtigt, muss man davon ausgehen, dass solche Ereignisse wahrscheinlicher werden.

Damit solche Situationen gemeistert werden können, müssen entsprechende Handlungsstrategien, z.B. für den Bevölkerungsschutz oder den Regulierdienst, entwickelt werden. Mit der vorliegenden Studie werden Grundlagen für die Ausarbeitung solcher Strategien zur Verfügung gestellt. So kann verhindert werden, dass ein Extremhochwasser im Einzugsgebiet der Aare den Kanton unvorbereitet trifft.

Für den Kanton Bern bedeutet dies, dass für die Bewältigung von extremen Ereignissen eine Katastrophenorganisation vorhanden sein muss, die während Wochen einsatzfähig und in der Lage ist, eine fortlaufende Lagebeurteilung über das ganze Kantonsgebiet vorzunehmen. Dies erfordert entsprechende

personelle Ressourcen und Kommunikationsverbindungen, die auch im Katastrophenfall intakt sind und eine genügend grosse Übermittlungskapazität bieten.

8 Zusammenfassung

In der vorgestellten Studie wurde analysiert, welche meteorologischen Situationen im Kanton Bern zu extremen Hochwasserereignissen führen können und welche Auswirkungen solche Ereignisse haben. Damit werden primär bessere Kenntnisse für die Katastrophenvorsorge zur Verfügung gestellt werden. Weiter soll die Studie Hinweise auf Schutzdefizite, Grundlagen für die Ausarbeitung von Gefahrenkarten sowie Angaben für die Seestands-Regulierung liefern.

Basierend auf diesen Meteoszenarien wurden die Abflussbildung und der Abfluss in den Gerinnen simuliert. Ausgehend von Stellen mit ungenügender Gerinnekapazität oder möglichen Dammbrüchen wurden in einem weiteren Schritt mit Hilfe eines 2D-Modells die Überflutungsflächen und deren Retentionswirkung ermittelt. Anschliessend wurden die Überflutungsflächen mit dem Schadenpotenzial überlagert.

Die Auswertungen zeigen, dass bei einzelnen Szenarien grosse Teile des Kantons Bern von Hochwasser betroffen sind. Beim Typ C beschränken sich die Schäden auf das Gebiet rund um den Bielersee. Durch Überflutungsprozesse entlang der Hauptgewässer und Seen sind über 5000 Gebäude betroffen. Überflutungen und lokale Erosionsprozesse können wichtige Strassen und Eisenbahnlinien an verschiedenen Stellen im Kanton Bern unterbrechen. Ganze Talschaften können auf dem Landweg nicht mehr erreicht werden.

Die Analysen zeigen, dass die Katastrophenorganisation des Kantons in weiten Teilen des Kantonsgebietes über längere Zeit einsatzfähig sein muss. Mit der Studie liegen nun Grundlagen vor, mit denen die verantwortlichen Stellen entsprechende Handlungsstrategien erarbeiten können.

Referenzen

geo7 AG (2003): Hochwassersicherheit im Kanton Bern, Vorstudie zuhanden des Tiefbauamtes des Kantons Bern.

geo7 AG, IUB Ingenieur-Unternehmung AG, Hunziker, Zarn & Partner, Emch+Berger AG (2007): Extremhochwasser im Einzugsgebiet der Aare. EHW Aare. Bericht zuhanden des Tiefbauamtes des Kantons Bern und des Wasserwirtschaftsamtes des Kantons Bern.

Adresse der Autoren

Dr. Serena Liener
geo7 AG, geowissenschaftliches Büro
Neufeldstrasse 5 – 9
CH-3012 Bern
E-Mail: serena.liener@geo7.ch



Peter Mani
geo7 AG, geowissenschaftliches Büro
Neufeldstrasse 5 – 9
CH-3012 Bern
E-Mail: peter.mani@geo7.ch



Peter Billeter
IUB Ingenieur Unternehmung AG
Thunstrasse 2
CH-3005 Bern
E-Mail: peter.billeter@iub-bern.ch



Michael Schilling
Hunziker, Zarn & Partner AG
Schachenallee 29
CH-5000 Aarau
E-Mail: mschilling@hzp.ch



Guido Lauber
Emch+Berger AG Bern
Seestrasse 7
CH-3700 Spiez
E-Mail: guido.lauber@emchberger.ch



Heinz Roth
Tiefbauamt des Kantons Bern
Reiterstrasse 11
CH-3011 Bern
E-Mail: heinz.roth@bve.be.ch

Bernhard Schudel
Wasserwirtschaftsamt des Kantons Bern
Reiterstrasse 11
CH-3011 Bern
E-Mail: bernhard.schudel@bve.be.ch

Überlastfall Kleine Schliere

D. Müller, A. Walzer, D. Farshi

1 Einleitung

Die Kleine Schliere ist ein Gebirgsfluss im Kanton Obwalden/Schweiz mit grossem Risiko für Überflutungen im Bereich der besiedelten Talebene. Während der Hochwasser im August 2005 trat sie teilweise über die Ufer, was zu einer Überprüfung der Kapazität und der Bemessungsabflüsse führte. Es zeigte sich, dass die Kapazität bei einem 100-jährlichen Hochwasser ungenügend ist. Eine Machbarkeitsstudie kam zum Schluss, dass ein Gerinneausbau im überbauten Gebiet kaum realisierbar und sehr teuer wäre. Die ungenügende Kapazität und der Überlastfall soll daher mit einer Entlastung und einer geführten Ableitung durch Landwirtschaftsgebiet gelöst werden.

Ziel ist es, die Entlastung mit Hilfe eines Streichwehrs oberhalb Alpnach-Dorf zu erreichen. Mit einem numerischen 2D-Modell mit der heutigen Topographie soll aufgezeigt werden, wo die Überflutungszonen liegen und welche Schäden zu erwarten sind. Massnahmen wie Leitelemente, Objektschutz, Geländeanpassungen oder raumplanerischen Massnahmen werden entwickelt, um den Überlastkorridor so zu optimieren, dass Schäden bei grossen Hochwassern minimiert werden können.



Abb. 1: Kleine Schliere in Alpnach-Dorf: Sperrentreppen mit gepflästerten Böschungen.

2 Heutiger Zustand

Die Kleine Schliere fliesst in einer trapezförmigen Bachschale vom Bereich Chlewigen in gestrecktem Verlauf durch Alpnach-Dorf zu den beiden Geschiebesammlern und von da direkt in den Vierwaldstättersee (Abb. 5). Das Gerinne besteht aus einer Sperrentreppe mit gepflästerten Böschungen und hat ein mittleres Gefälle von 3 % (Abb. 1). Der Abfluss ist bei Hochwasser nicht eindeutig, die Fr-Zahlen liegen je nach Abschnitt im Bereich von 0.7 bis 1.4.

Die Kleine Schliere hat heute eine theoretische Kapazität von ca. 100 m^3/s, was geringer ist als das geschätzte 100-jährliche Hochwasser von 135 m^3/s. Diese theoretische Kapazität wird im Hochwasserfall noch durch stationäre, stehende Wellen in Flussmitte und durch sich unregelmässig flussabwärts bewegende instationäre, hohe Wellen bedeutend reduziert. Dieses Phänomen wurde während dem Hochwasser 2005 beobachtet und dokumentiert (Abb. 2). In Premstaller (2006) konnte gezeigt werden, dass diese Wellenbildung durch die ondulierenden Wechselsprünge der Sperren ausgelöste werden.



Abb. 2: Kleine Schliere in Alpnach-Dorf während dem Hochwasser 2005: stationäre, stehende Wellen in Flussmitte und instationäre hohe Wellen.

Beim Hochwasser im August 2005 betrug der Spitzenabfluss ca. 90 m^3/s. Eine Ausuferung trat nicht ein. Hingegen trat der oberhalb des Dorfes in die Kleine Schliere mündende Meisibach über die Ufer und führte zu einer flächenhaften Überflutung in Alpnach (Abb. 3).

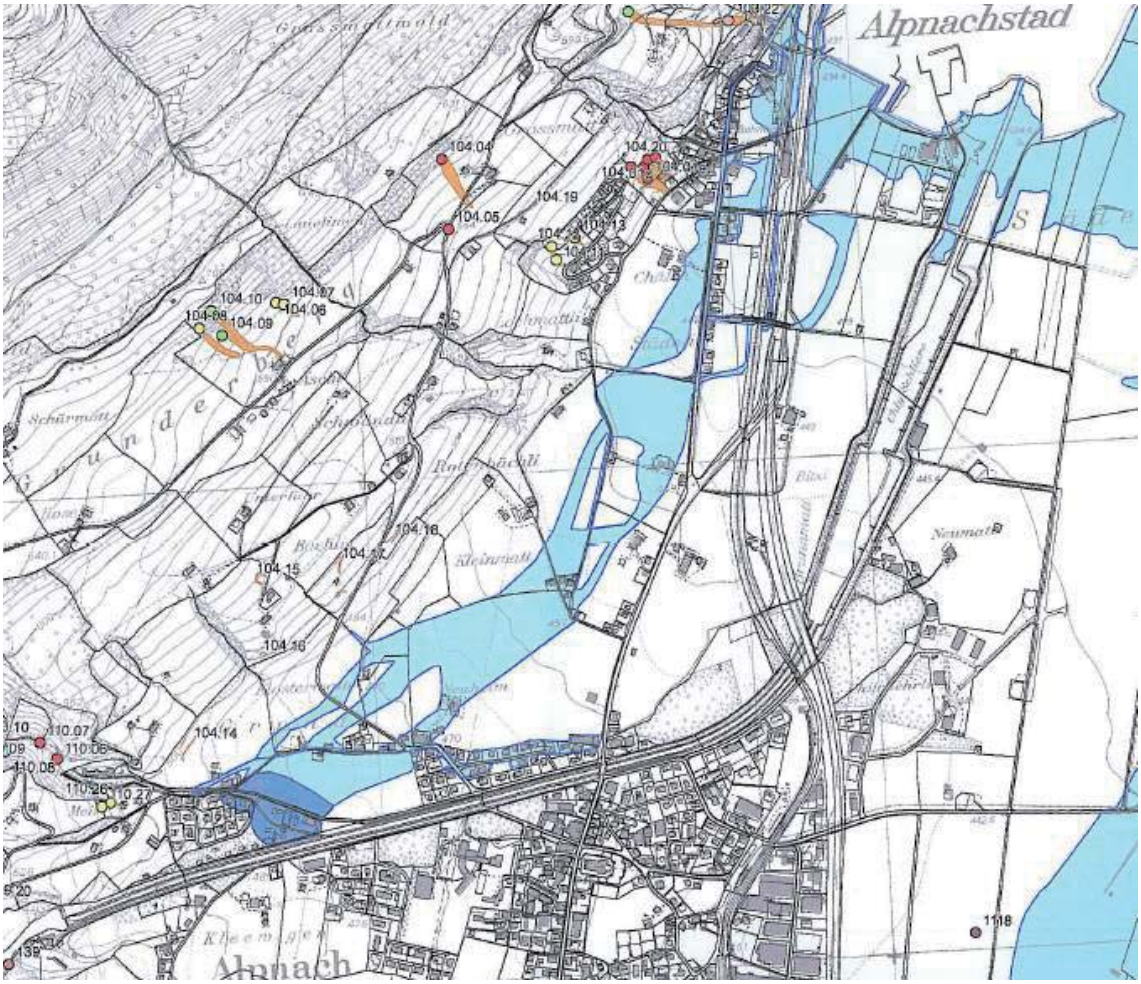


Abb. 3: Überflutungsfläche während Hochwasserereignis 2005 ausgelöst durch den Meisibach kurz vor der Einmündung in die Kleine Schliere.

3 Ziele und Randbedingungen

Abflüsse von über 100 m^3/s, die die Kapazität des bestehenden Gerinnes überschreiten, sollen zukünftig oberhalb der überbauten Gebiete entlastet werden. Damit wird einerseits eine Entlastung schon vor dem 100-jährlichen Ereignis erzeugt und anderseits die Entlastung gleichzeitig für den Überlastfall genutzt. Die Entlastung hat damit folgenden spezifischen Anforderungen zu genügen:

- Drosselung des Hochwasserabflusses in der Kleinen Schliere im Dorfbereich von einem Extremereignis bis 180 m^3/s (Überlastfall) auf max. 100 m^3/s,
- Vermeidung von Auflandungen in der Kleinen Schliere, d.h. möglichst ungehinderter Weitertransport des Geschiebes,

- Im Entlastungskorridor bis zum See soll das Schadenpotential möglichst klein sein und die Grundwasserschutzzonen sind zu schützen,
- Minimale bauliche Massnahmen im Entlastungskorridor,
- Möglichst einfaches und robust funktionierendes Entlastungsbauwerk.

4 Entlastungskonzept

Das Entlastungskonzept erfolgt auf drei Pfeilern: einem Schwemmholzrückhalt und dem Entlastungsbauwerk in der Kleinen Schliere und einem Entlastungskorridor durch das Landwirtschafts- und Baugebiet (Abb. 5).

Die Entlastung erfolgt über ein Streichwehr. Es wurden folgende Grundvarianten gemäss Abb. 4 geprüft:

Abfluss-verhalten	**Entlastungstyp**	**Bauliche Massnahmen**
Strömen	Festes Streichwehr	Dammscharte und Querbauwerk in der Kleinen Schliere
		Dammscharte und Aufweitung des Flussprofils in der Kleinen Schliere
		Dammscharte und Verengung durch Ausleitkeil in der Kleinen Schliere
	Bewegliches Längswehr	Dammscharte mit Wehr und Querbauwerk in der Kleinen Schliere
Schiessen	Festes Streichwehr	Dammscharte
		Dammscharte und Abschälbauwerk
		Dammscharte und Leitbuhnen
	Bewegliches Längswehr	Dammscharte mit Wehr
		Dammscharte und Wehr, Blockrampe in der Kleinen Schliere

Abb. 4: Überblick der untersuchten Varianten für das Entlastungsbauwerk.

Nach eingehender Prüfung und einem Vergleich ist als Bestvariante eine Entlastung bei schiessendem Abfluss kombiniert mit einer Klappe und einer Blockrampe in der Kleinen Schliere im Bereich der Entlastung gewählt worden.

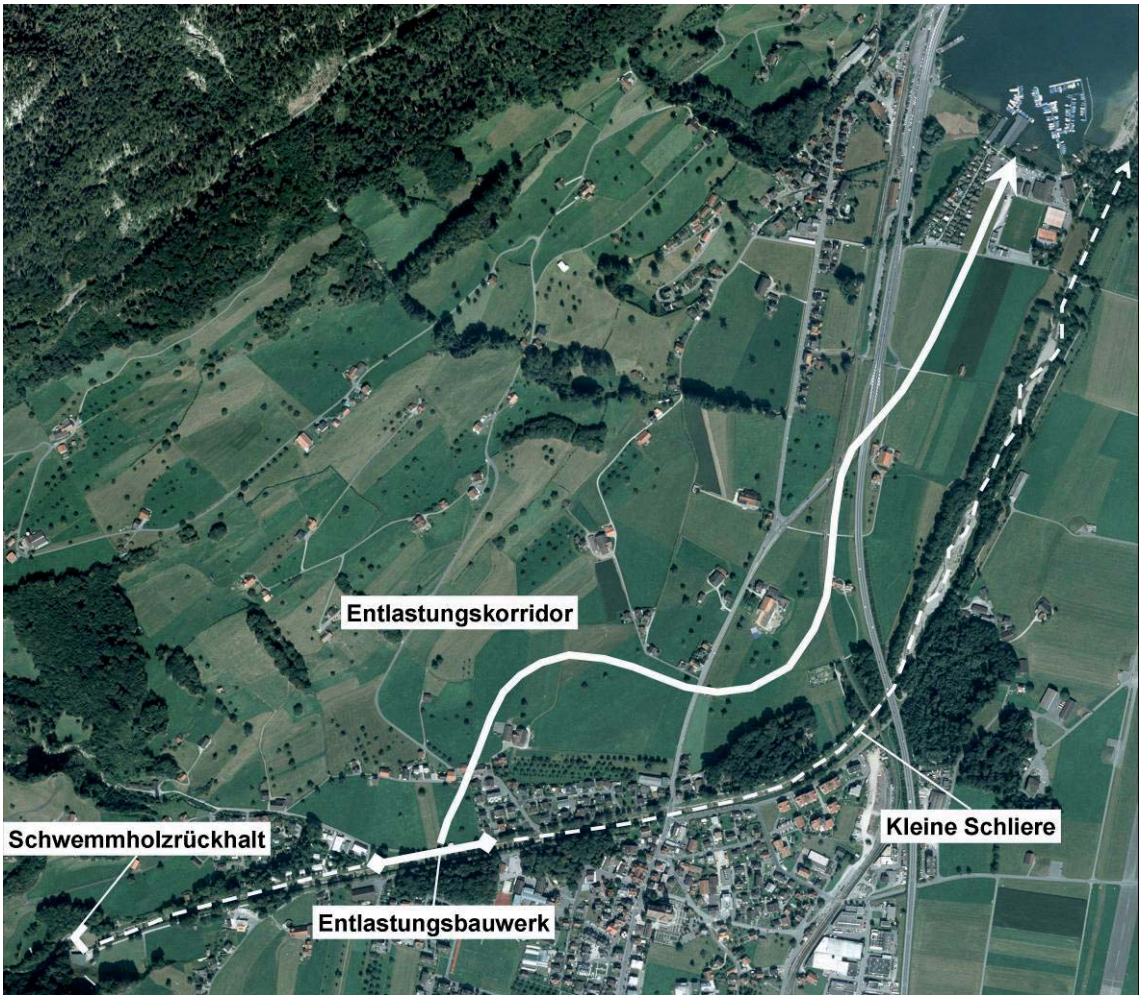


Abb. 5: Entlastungskonzept mit wichtigsten Massnahmen: Schwemmholzrückhalt im Bereich Chlewigen, Entlastungsbauwerk oberhalb Alpnach-Dorf, Entlastungskorridor vom Entlastungsbauwerk durch Landwirtschaftsland bis zum Vierwaldstättersee.

Der Entlastungskorridor würde im heutigen Zustand (d.h. ohne bauliche Massnahmen) zu einer grossflächigen und unkontrollierten Überflutung führen (Abb. 8a). Eine Optimierung erfolgt über die gezielte Lenkung des entlasteten Abflusses durch das landwirtschaftlich genutzte Gebiet, der Querung der Kantonsstrasse, der Bahn und der Autobahn bis zur Rückgabe in den Vierwaldstättersee.

Das Problem des Schwemmholzes soll im Oberlauf der Kleinen Schliere durch einen Schwemmholzrückhalt gelöst werden.

5 Massnahmen

5.1 Entlastungsbauwerk

Die hydraulische Auslegung der Entlastung erfolgt einerseits durch eine eindimensionale Berechnung mit einem Streichwehr bei schiessendem Abfluss und anderseits mit einem physikalischen Modell am IWI der Uni Innsbruck (Abb. 6). Damit können die komplizierten lokalen Strömungsverhältnisse sowie die Einflüsse von Geschiebe, Schwemmholz und der Klappen zuverlässig erprobt werden. Neben der Entlastungscharakteristik für verschiedene Klappen-öffnungen resultiert auch das Geschiebeverhalten (Auflandungen/Transport).



Abb. 6: Entlastungsbauwerk im physikalischen Modell des IWI: hier für einen untersuchten Fall mit Querbauwerk.

Das optimierte Bauwerk besteht aus einem ca. 170 m langen Streichwehr mit aufgesetzter Klappe im abgesenkten Dammbereich und einer rauhen Rampe im Bereich des Entlastungsabschnittes (Abb. 7):

- Bei abgesenkter Klappe ist eine Entlastungskapazität von bis zu 80 m^3/s möglich,
- Die Klappe erlaubt es, bis zu einem Abfluss von 100 m^3/s, ein frühzeitiges Ausufern der Kleinen Schliere zu verhindern,
- Die rauhe Rampe in der Kleinen Schliere vergleichmässigt den Abfluss im Entlastungsbereich, sodass in diesem Bereich die instationären Wellen verhindert werden und eine optimale Nutzung der Streichwehrlänge erzwungen werden kann.

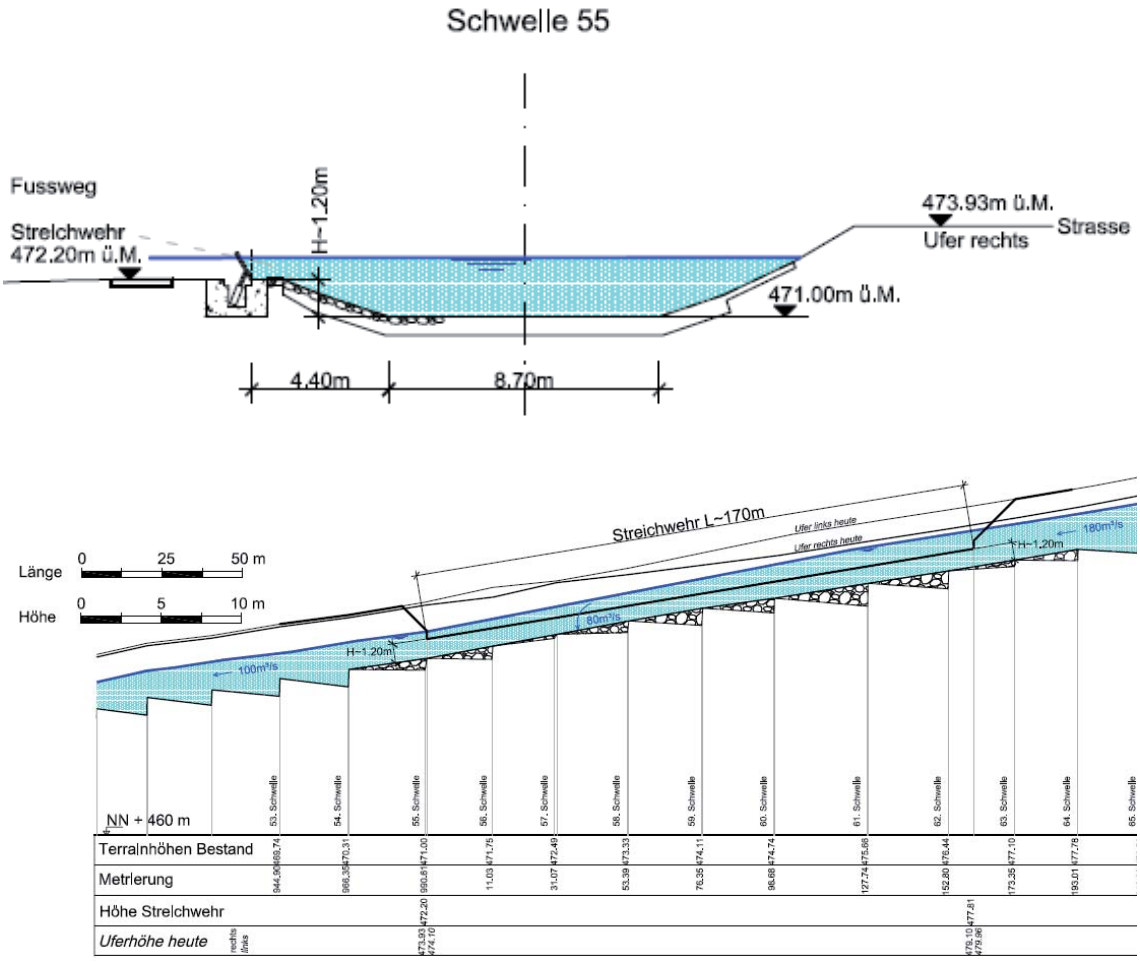


Abb. 7: Geplantes Entlastungsbauwerk: Querschnitt und Längsschnitt.

5.2 Entlastungskorridor

Der Entlastungskorridor beginnt unmittelbar beim Entlastungsbauwerk. In Abb. 8b ist ein Entwurf der Situation dargestellt. Mit einer Geländeabsenkung und einem Schutzdamm gegen das Baugebiet wird das Wasser zu einer Engstelle gelenkt. Hier werden Anpassungen an Strassen und Bauparzellen notwendig. Schutzdämme und Geländeanpassungen mit möglichst flacher Ausführung verhindern eine unkontrollierte Überflutung. Die Querung der Kantonsstrasse erfolgt mittels einer Furt; für die Querung der Bahn und Autostrasse werden drei bestehende Strassenunterführungen genutzt.

Neben baulichen Massnahmen sind auch raumplanerische Massnahmen notwendig, um den Entlastungskorridor auch in Zukunft sicherzustellen.

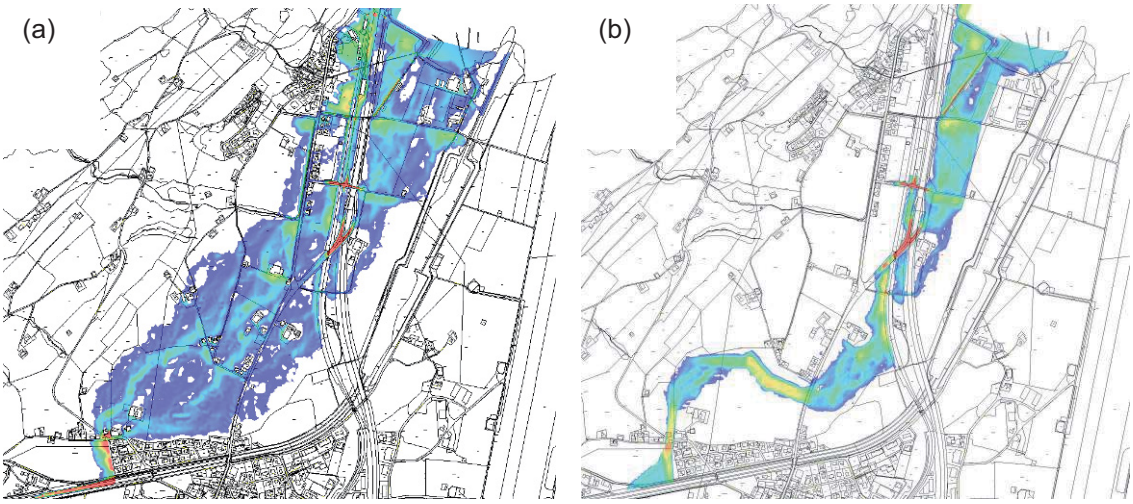


Abb. 8: Überflutungsflächen im Entlastungskorridor ohne (8a: links) und mit Massnahmen (8b: rechts) (Geländeanpassungen, Leitdämme, Objektschutzmassnahmen).

5.3 Schwemmholzrückhalt

Die zu erwartenden Schwemmholzmengen aus dem 17 km^2 grossen, grösstenteils bewaldeten Einzugsgebiet stellen bei Hochwasser in der Kleinen Schliere an den tief liegenden Brücken ein Problem dar. Zusätzlich können Schwemmholzablagerungen im Bereich der Entlastung eine Reduktion des Entlastungsabflusses bewirken. Als Massnahme hat man sich daher entschieden, einen Schwemmholzrückhalt flussaufwärts im Bereich Chlewigen zu realisieren.

6 Einbezug der Akteure

Neben konzeptionellen und technischen Herausforderungen ist die unkonventionelle und innovative Lösung auch für die Betroffenen und Beteiligten eine neue und ungewohnte Situation: es wird bei extremen Hochwassern in das Abflussregime der Kleinen Schliere eingegriffen und das Entlastungsbauwerk ist zukünftig in die Notfallplanung einzubeziehen und fachgerecht zu betreiben. Zudem stellen die Massnahmen im Entlastungskorridor Eingriffe in die gewohnte Landschaft dar und Nutzungseinschränkungen werden notwendig.

Mit Hilfe eines physikalischen Modells, Simulationen mit einem 2D-Modell und Fotomontagen werden die Massnahmen und die Wirkung dargestellt. Zudem wird das Konzept mit Informationen für die Anwohner erklärt und mit dem Dialog werden Projektoptimierungen und Synergien genutzt. Noch sind nicht alle Hürden für die Realisierung überwunden. Aber man ist zuversichtlich, dass das Konzept erfolgreich umgesetzt werden und der Überlastfall an der Kleinen Schliere zukunftsorientiert gelöst werden kann.

7 Zusammenfassung

Der Überlastfall für die Kleine Schliere wird mit einem Konzept bestehend aus Schwemmholzrückhalt, Entlastungsbauwerk und einem Entlastungskorridor durch Landwirtschaftsgebiet gelöst. Die technische Lösung des Entlastungsbauwerkes mit Klappe und schiessendem Abflussverhalten verlangt eine sorgfältige Planung, raumplanerischen Massnahmen und ein Notfallkonzept und andererseits ist die Akzeptanz durch die Bevölkerung zu erreichen. Dieser Prozess ist für alle neu und muss durch eine gute Kommunikation, die Lösung von Entschädigungsfragen und den aktiven Einbezug des örtlichen Krisenstabes gesichert werden.

Referenz

Premstaller, G. (2006): Hybrid Investigation of wave formulation in steep, stepped channels, Dissertation an der IWI, Universität Innsbruck, Österreich.

Adresse der Autoren

Dr. Dieter Müller
AF-Colenco AG
Täfernstrasse 26
CH-5405 Baden
E-Mail: dieter.mueller@colenco.ch



Annika Walzer
AF- Colenco AG
Täfernstrasse 26
CH-5405 Baden
E-Mail: info@colenco.ch



Dr. Davood Farshi
AF-Colenco AG
Täfernstrasse 26
CH-5405 Baden
E-Mail: davood.farshi@colenco.ch





GIS-gestütztes Werkzeug zur operationellen Hochwassersimulation auf Basis eines 1D/2D-gekoppelten HN-Verfahrens

M. Musall, A. Kron, P. Oberle, C. Beffa

1 Einleitung

Um im Hochwasserfall gezielt auf außergewöhnliche Ereignisse wie z.B. extreme Abflussmengen oder Deichbrüche reagieren zu können, werden effiziente hydrodynamisch-numerische (HN-) Modelle benötigt, welche kurzfristig belastbare Ergebnisse in Form von Überflutungsflächen oder Wasserstandsganglinien liefern. Wesentliche Anforderungen an solche Modelle sind neben den kurzen Berechnungszeiten insbesondere auch maximale Bedienerfreundlichkeit hinsichtlich Berechnungssteuerung und Ergebnisvisualisierung. Im vorliegenden Beitrag wird ein Werkzeug vorgestellt, das durch den Einsatz eines innovativen 1D/2D-gekoppelten Simulationsverfahrens und dessen Implementierung in eine GIS-Umgebung beiden Anforderungen gerecht wird.

2 Veranlassung und Zielsetzung

Im Rahmen des operationellen Hochwassermanagements großer Gewässersysteme ist die möglichst genaue Kenntnis des zu erwartenden Strömungszustands - z.B. zum rechtzeitigen Erkennen potentieller Versagensstellen an Schutzeinrichtungen oder der Überflutung wichtiger Versorgungswege - erforderlich. Aufgrund der Vielzahl möglicher Ereignisszenarien, insbesondere im Extremhochwasserfall, ist eine Analyse im Vorfeld vielfach nicht zielführend. Es werden vielmehr Modelle benötigt, welche während des Ereignisses, bei Vorliegen aktueller hydrologischer und topographischer Randbedingungen, kurzfristig belastbare Strömungsberechnungen und darauf aufbauende Gefahrenanalysen ermöglichen. Zudem sollten solche Modelle u.a. für die Anwendung im Katastrophenschutz äußerst bedienerfreundlich ausgelegt sein und die Überlagerung der Berechnungsergebnisse mit bereits vorhandenen (Geo-) Daten gestatten.

Die heute weit verbreiteten hydrodynamisch-numerischen (HN-) Modelle erfüllen diese Anforderungen nur teilweise. So zeigen sich insbesondere bei der Simulation komplexer Überflutungssituationen Nachteile hinsichtlich der Berechnungsdauer (2D-Verfahren) oder der möglichen Genauigkeit (1D-Verfahren) (DVWK 1999). Auch erfordert deren Einsatz meist ein großes Maß an modell-

technischer Erfahrung beim Anwender, insbesondere auch beim Datenaustausch mit anderen Softwaresystemen.

Ein Ansatz zur Lösung dieser vielschichtigen Problematik stellt die Entwicklung gekoppelter Verfahren dar, welche die Vorteile beider Methoden vereinen. So lassen sich innerhalb eines Untersuchungsgebietes folgende Ansätze kombinieren:

- 1D-Modellierung von Bereichen mit über das gesamte Abflussspektrum eindeutiger Hauptströmungsrichtung, z. B. Gewässerbett, Flutmulden,
- 2D-Modellierung von Bereichen mit stark mehrdimensionaler Strömungscharakteristik, z. B. weite Vorlandbereiche, Zusammenflüsse, Flächen hinter Schutzanlagen.

Im Rahmen der hier vorgestellten Untersuchung wurde ein solches Verfahren getestet und anhand gängiger Ansätze validiert. Anschließend wurde das Modell in eine in Zusammenarbeit mit den örtlichen Behörden und dem Katastrophenschutz entwickelte GIS-Fachschale implementiert.

Die Untersuchungen sind eingebettet im Rahmen des BMBF-RIMAX-Vorhabens „Operationelles HW-Management in großräumigen Extremsituationen am Beispiel der mittleren Elbe“, in dem eine operationelle Analyse aller am Hochwasserablauf beteiligten Teilprozesse (Niederschlagssimulation, N-A-Modellierung, hydraulische Analyse, Bewertung der Deichsicherheit) angestrebt wird.

3 Modellgebiet Elbe/Muldemündung

Als Modellgebiet wurde ein ca. 55 km langer Flussabschnitt bei Dessau an der mittleren Elbe mit einer Gesamtfläche von 140 km² ausgewählt, der durch die vorhandene komplexe Strömungscharakteristik (mäandrierender Gewässerlauf, weite Vorländer, Mündungsbereich Mulde) besondere Anforderungen an die einzusetzenden Modellierungsmethoden stellt. Das Untersuchungsgebiet erstreckt sich vom Pegel Lutherstadt Wittenberg bis unterstrom der Stadt Dessau-Rosslau (Abb. 1).

Bei steigenden Wasserführungen treten hier zunächst lokale Ausuferungen der Elbe auf. Bei hohen Abflüssen werden die Ufer nahezu auf der gesamten Länge überströmt und ein großer Anteil (bis zu 50 %) des Gesamtabflusses verlagert sich auf die Vorländer, so dass eine klare Abflusstrennung zwischen Flussschlauch und Vorländern nicht mehr möglich ist. Bei Extremereignissen ist zudem die Gefahr von Deichüberströmungen bzw. -brüchen und somit der Aktivierung großer Retentionsvolumina gegeben. Im Modell wurde dies exemplarisch über den potentiellen Notpolder bei Klieken berücksichtigt.

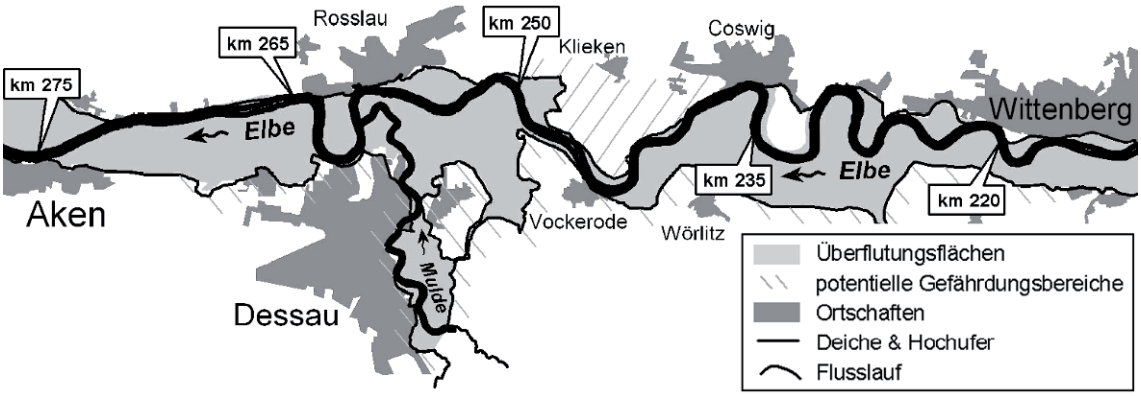


Abb. 1: Modellgebiet.

Aufgrund dieser komplexen Situation mit stark zweidimensionalem Abflussverhalten auch zwischen den Deichen eignet sich diese Strecke ideal für die genannten Untersuchungsziele. Zudem liegen bei den zuständigen Behörden (Stadt Dessau-Rosslau, Land Sachsen-Anhalt) durch die Flut 2002 umfassende Erfahrungen zu den Randbedingungen eines Katastropheneinsatzes vor, wodurch eine realistische Einschätzung der Anforderungen an ein operationelles Simulationswerkzeug möglich ist.

4 Verfahrensgrundlagen

4.1 2D-HN-Verfahren

Das im Rahmen dieser Untersuchungen eingesetzte 2D-HN-Modell FLUMEN (www.fluvial.ch) löst die 2D-Flachwassergleichungen mittels eines Finite-Volumen-Verfahrens mit expliziter Zeitdiskretisierung basierend auf einem unstrukturierten Dreiecksgitter. Das Programm liefert u. a. detaillierte Aussagen über die lokalen Verteilungen von tiefengemittelter Fließgeschwindigkeit, Wasserstand und Sohlschubspannung im Untersuchungsgebiet. Das Verfahren garantiert hohe Stabilität, die volle Einhaltung der Erhaltungsgleichungen von Impuls und Kontinuität und ist auch zur Simulation überkritischer Abflusszustände einsetzbar (Fluvial.ch 2008). Zur Netzgenerierung kommt das Programm TRIANGLE (Shewchuk) zum Einsatz.

4.2 Gekoppeltes 1D-/2D-HN-Verfahren

Grundlagen des gekoppelten Verfahrens bilden das 2D-HN-Modul FLUMEN sowie ein zusätzliches 1D-HN-Modul basierend auf den 1D-Saint-Venant-Gleichungen. Zur Lösung der Erhaltungsgleichungen wird ein explizites Finite-Volumen-Verfahren eingesetzt (Beffa 1994). Zur Parametrisierung der Fließwiderstände kommt der Beiwert nach Manning-Strickler zum Einsatz.

Als Nahtstelle zwischen 1D- und 2D-Modellierung wird ein Wehrüberfall angenommen (Beffa 2002). Die Wehrhöhe wird dabei topographieabhängig entwe-

der über die Oberkante des jeweiligen Ufers aus dem Querprofil oder über die Geländehöhe aus dem 2D-Berechnungsnetz bestimmt. Die ausgetauschte Wassermenge wird über eine Poleni-artige Überfallformel (Gl. 1) unter Berücksichtigung von Rückstaueffekten (Gl. 2) abgeschätzt (Hager 1986):

$$Q = \frac{2}{3}\,\mu\,\varphi\,B\,\sqrt{2g}\,h^{3/2} \qquad [1]$$

$$\varphi = \left[1 - \left(\frac{H_u}{H_o}\right)^a\right]^{1/a} \qquad [2]$$

Dabei kommen als empirische Parameter der Überfallbeiwert μ, der Einstaufaktor φ sowie der Potenzfaktor a (a = 4,0 für breitkronige Wehre) zum Einsatz. Die Festlegungen bzgl. Überfallhöhe h sowie Energiehöhen H_u und H_o sind in Abb. 2 erläutert. Bei Strömung vom 2D- in den 1D-Bereich wird die Energiehöhe im Vorland anstelle der Wasserspiegelhöhe verwendet, wodurch die direktere Anströmung der Nahtstelle berücksichtigt wird.

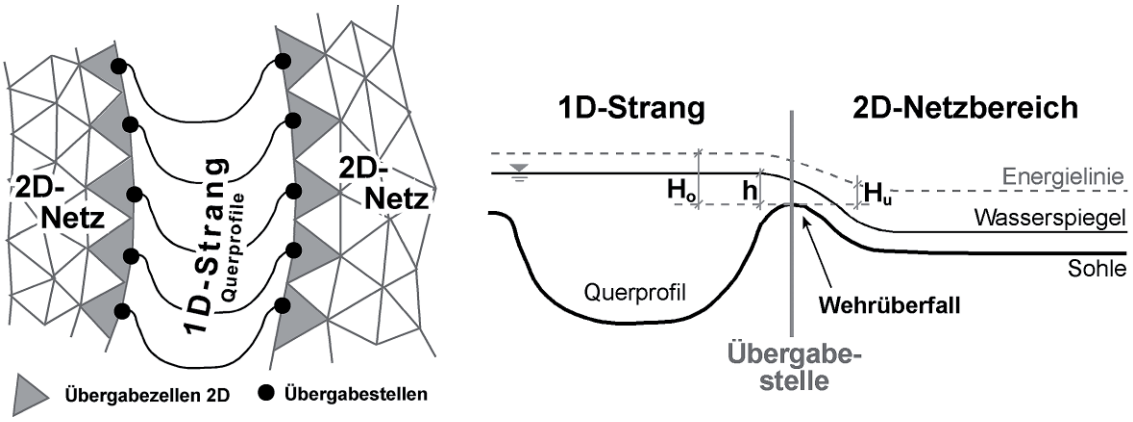


Abb. 2: Prinzipskizze zur 1D/2D-Modellkopplung.

Das Vorhandensein einzelner Nahtstellen zwischen 1D- und 2D-Modellbereichen wird über die räumliche Nähe einzelner Querprofile zu benachbarten 2D-Zellen auf der jeweiligen Uferseite selbsttätig erkannt. Überschreitet deren Abstand ein festgelegtes Maximum erfolgt kein Austausch. Idealerweise wird jedem Querprofil eine Randzelle zugeordnet, die Verbindung einer Randzelle mit z. B. 2 Querprofilen ist jedoch auch möglich.

Das Verfahren wurde im Verlauf der Untersuchung eingehend hinsichtlich der Praxistauglichkeit für den Einsatz an der Elbe getestet und weiterentwickelt.

5 Modellvalidierung

5.1 Vollständiges 2D-HN-Modell

Um die Strömungscharakteristik im Untersuchungsgebiet detailliert analysieren zu können, wurde zunächst ein relativ hoch aufgelöstes 2D-HN-Modell erstellt (220.000 Zellen bei 55 km Fließstrecke der Elbe). Dieses konnte für spätere Vergleiche hinsichtlich der konkurrierenden Modelleigenschaften Genauigkeit und Berechnungszeit sowie zur Validierung des gekoppelten Modells herangezogen werden. Es wurden dabei mehrere abgelaufene Hochwasserereignisse unterschiedlicher Größe berücksichtigt, die Berechnungszeiten lagen bei ca. 15 - 25 Stunden (Berechnung auf PC mit Intel® Core™ 2 CPU 2,4 GHz und 2 GB RAM).

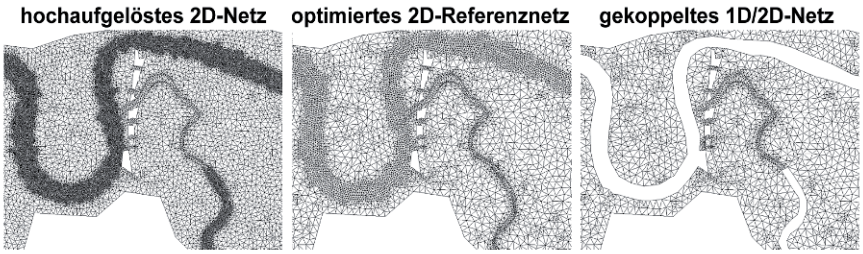
Zieht man nun einen operationellen Modelleinsatz in Betracht, sind die Berechnungszeiten dieser detaillierten Variante deutlich zu hoch. Eine Möglichkeit zur Reduktion der Berechnungszeit ist die Vergröberung des Netzes. Da das eingesetzte explizite Verfahren dem Courant-Kriterium unterliegt, gemäß dem sich ein Fluidpartikel pro Zeitschritt über maximal eine Zellenlänge bewegen darf, ist durch die Elimination kleiner Berechnungszellen insbesondere in Bereichen mit hohen Fließtiefen eine deutliche Reduktion der Berechnungsdauer möglich. Allerdings wird der Modellfehler durch die teilweise nun mangelhafte Topographierepräsentation infolge des groben Berechnungsnetzes signifikant erhöht.

Auf Basis diverser Voruntersuchungen sowie der Erkenntnisse der hochaufgelösten Modellierung wurde eine Optimierung des Berechnungsnetzes durchgeführt und ein gröberes, für den operationellen Fall jedoch ausreichend genaues 2D-HN-Modell erstellt. Dieses hat ca. 68.000 Zellen und Berechnungszeiten im Bereich weniger Stunden. Eine weitere Beschleunigung der vollständigen 2D-Modellierung war nicht zielführend, da aufgrund der durch die Netzvergröberung erzeugten „künstlichen Rauheiten" Modellfehler entstehen, die auch für die reduzierten Genauigkeitsanforderungen im operationellen Einsatz unakzeptabel sind.

5.2 Gekoppeltes 1D-/2D-HN-Verfahren

Da die vollständige 2D-Berechnung für den operationellen Einsatz zu zeitaufwändig ist und die Strömungssituation mit einem (ebenfalls untersuchten) 1D-Ansatz nicht korrekt abgebildet werden kann (siehe auch Oberle et. al. 2008), wurde der Einsatz eines gekoppelten Verfahrens untersucht. Dazu wurde ein Modell erstellt, welches die Gewässergeometrie über Querprofile abbildet und im Vorland eine dem optimierten 2D-Modell vergleichbare Diskretisierung aufweist. Für die Kalibrierung wurde die Widerstandsparametrisierung im Vorland aus dem 2D-Modell übernommen. Die Kalibrierung konnte dabei mit einer der

vollständigen 2D-Modellierung vergleichbaren Genauigkeit durchgeführt werden. Abb. 3 stellt die Kennzahlen der unterschiedlichen, im Rahmen der Untersuchung eingesetzten Netze gegenüber.



2D-Zellen	222.000	68.000	27.7000
1D-Profile	-	-	715
Δt HW$_{1995}$	0,55 sec	0,9 sec	1,5 sec
Δt HW$_{08/2002}$	0,45 sec	0,75 sec	1,1 sec
Rechenzeit HW 1995	16 h	3,5 h	0,5 h
Rechenzeit HW 08/2002	25 h	5,5 h	1,5 h

Abb. 3: Kennzahlen der untersuchten Netze für Simulationsdauer von 80 Stunden (Berechnung auf PC mit Intel® Core™ 2 CPU 2,4 GHz und 2 GB RAM).

Wichtiges Gütekriterium ist insbesondere auch das naturgetreue Abbilden der Ausuferung aus dem Flusslauf (1D-Bereich) in die Vorländer (2D-Bereich). Abb. 4 zeigt exemplarisch anhand von Geschwindigkeitsvektoren die Überströmung einer Mäanderschleife im Bereich Coswig beim HW 08/2002 im Modellvergleich. Man erkennt eine gute Übereinstimmung hinsichtlich der sich einstellenden Fließwege. Die Geschwindigkeiten im Vorland werden vom gekoppelten Modell geringfügig unterschätzt, was sich jedoch nicht signifikant auf die Prognosefähigkeit im operationellen Einsatz auswirkt.

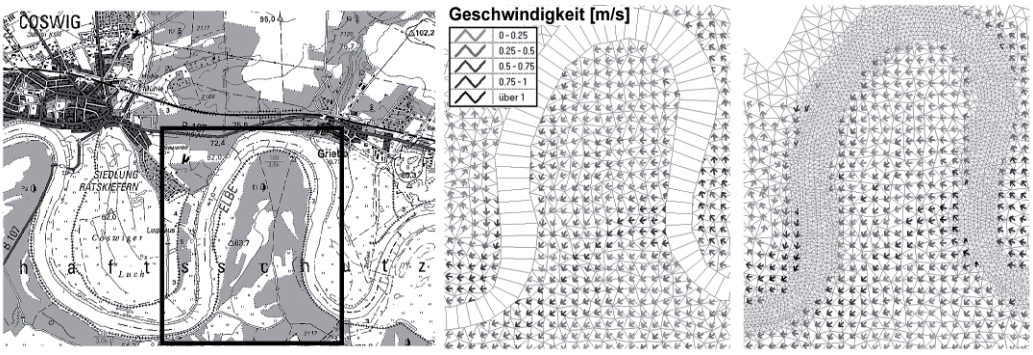


Abb. 4: Vergleich der Fließvektoren im Bereich Coswig.

Des Weiteren werden die berechneten Scheitelwasserstände verglichen. Abb. 5 zeigt flächenhaft ermittelte Differenzenverteilungen sowie exemplarisch eine punktuelle Auswertung an einem Deichabschnitt bei Wörlitz. Man erkennt, dass die Differenzen zu ca. 80 % im Bereich ±10 cm und nahezu vollständig im Bereich ±20 cm liegen. Größere Abweichungen, wie sie z. B. bei HW 1995 auftreten, resultieren meist aus gering überströmten Deich- bzw. Uferabschnitten, bei denen wenige Zentimeter Wasserspiegelunterschied im Fluss entscheidend für einen mehr oder weniger starken Einstau angrenzender, tief liegender Vorlandbereiche sind. Insbesondere vor dem Hintergrund des operationellen Einsatzes ist die erreichte Genauigkeit als ausreichend und das eingesetzte Modell als praxistauglich zu bewerten.

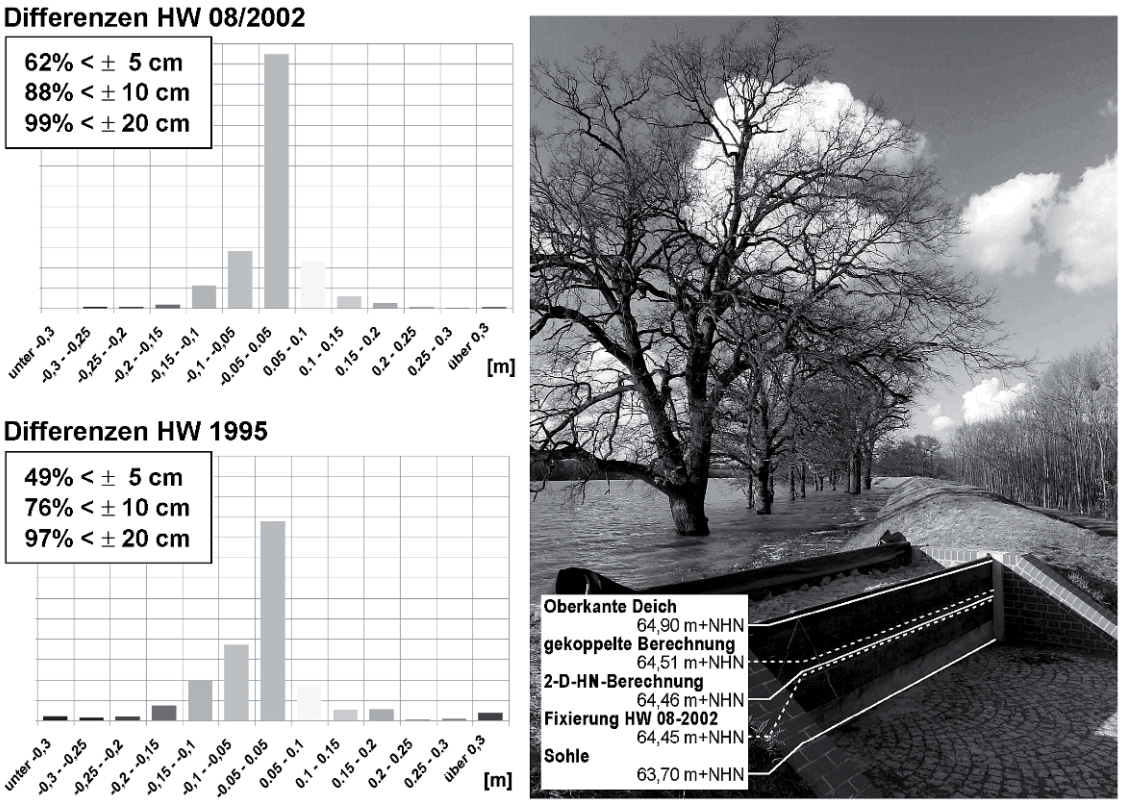


Abb. 5: Wasserstandsdifferenzen 2D - 1D/2D.

Nachteilig gegenüber einem vollständigen 2D-HN-Modell ist die Tatsache, dass an den Schnittstellen der beiden Modelltypen der Impulsaustausch sowie die inneren Reibungskräfte an den Scherflächen nicht modelliert werden. Stattdessen gibt es beim gekoppelten Modell zwei zusätzliche „Stellschrauben“, die das Berechnungsergebnis u. U. maßgeblich beeinflussen können:

- Lage der virtuellen Überfallkrone und
- Abstand der Querprofile des 1D-Bereichs zur Kantenlänge der angrenzenden 2D-Gitterzellen.

Entsprechende Erfahrung des Modellierers vorausgesetzt, sind die hierdurch entstehenden Unsicherheiten bezogen auf die im Vorland bzw. entlang der Deiche liegenden Zielgrößen jedoch gering. Dies gilt insbesondere vor dem Hintergrund einer gesamtheitlichen Bewertung der vorhandenen Modellunsicherheiten. Eine eingehende Voranalyse des Untersuchungsgebietes mit klarer Definition der für die Untersuchung entscheidenden Zielbereiche ist jedoch Voraussetzung für den gekoppelten Modelleinsatz.

Dem Nachteil eines erhöhten Abstraktionsgrades steht eine deutliche Verringerung der Berechnungszeit gegenüber. So konnten im vorliegenden Fall durch die Anwendung des 1D-Ansatzes auf größere Bereiche des Flussbettes, welches aus hydraulischen Gründen im 2D-Fall mit hoher Auflösung abgebildet werden muss, 60 % an Gitterzellen eingespart werden. Hinzu kommt, dass sich durch den Wegfall kleinster Zellen größere Berechnungszeitschritte einstellen (explizite Zeitdiskretisierung). Insgesamt ließ sich die Berechnungszeit gegenüber einem vergleichbaren 2D-HN-Modell um 70 bis 85 % auf ca. 0,5 bis 1,5 Stunden reduzieren, so dass das Modell als für den operationellen Einsatz geeignet angesehen werden kann.

5.3 Szenarienberechnung

Mit dem gekoppelten Modell wurden anschließend diverse hydrologische und topographische Szenarien berechnet. Abb. 6 zeigt Ergebnisse einer Untersuchung zu den Auswirkungen der beim Hochwasser 2002 aufgetretenen Deichbrüche auf die Wasserstände im Untersuchungsgebiet. Dabei wurde in einem Szenario die theoretische Strömungssituation ohne Deichbrüche im Oberlauf von Elbe und Mulde berechnet. Man erkennt deutlich die größeren Maxima in den Zufluss- und den berechneten Wasserstandsganglinien, welche exemplarisch für zwei Deichpunkte im Bereich der Stadt Dessau dargestellt sind. Die Differenzen betragen maximal ca. 0,5 m.

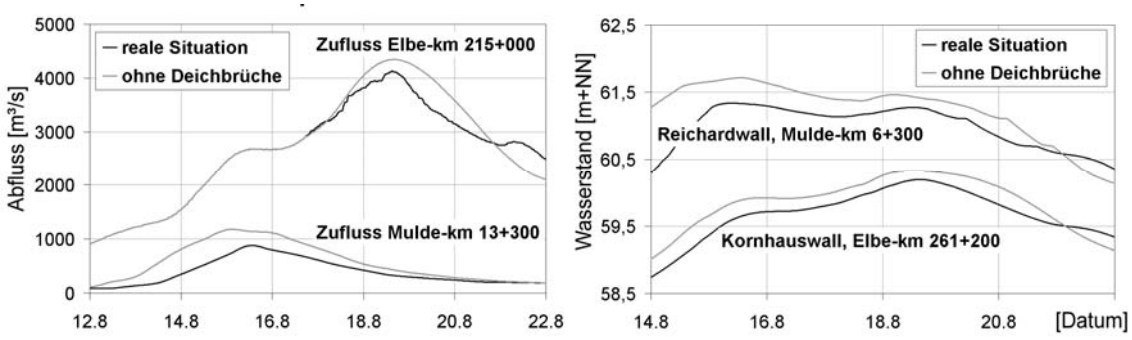


Abb. 6: Ganglinien einer Szenarienberechnung mit und ohne Deichbrüche.

6 GIS-Kopplung für operationellen Einsatz

Voraussetzung für den operationellen Einsatz ist die Implementierung des Simulationsmodells in eine nutzerangepasste Bedienumgebung, da im Hochwasserfall neben den kurzen Berechnungszeiten auch die intuitive Bedienbarkeit der Berechnungssteuerung (z.B. hydrologische Randbedingungen, evtl. Deichbrüche) sowie der Ergebnisvisualisierung entscheidend sind. Zu diesem Zweck wurde das numerische Strömungsmodell in eine speziell für den Katastrophenschutz konzipierte GIS-Fachschale implementiert, wobei die Verantwortlichen und späteren Anwender aus der Katastrophenschutzbehörde direkt in die Entwicklung eingebunden wurden. Über diese Fachschale ist es nun auch für den hydraulisch und modelltechnisch weniger erfahrenen Benutzer möglich eigene HN-Berechnungen durchzuführen, deren Ergebnisse direkt am PC zu visualisieren und dort mit anderen lagebezogenen Daten (z.B. topographischen Karten oder Luftbildern) zu überlagern. Das System beinhaltet in seinem derzeitigen Entwicklungsstand folgende Möglichkeiten:

Durchführung von 1D/2D-gekoppelten Simulationen mit:

- Vorgabe (z.B. vorhergesagter) hydrologischer Zuflussganglinien (instationär, editierbar),
- Auswahl eines beliebigen Berechnungszeitraums,
- Option zur Berücksichtigung von Deichbruchszenarien (Änderung der Modellgeometrie).

Visualisierung von Berechnungsergebnissen:

- flächig im GIS (z.B. Wassertiefen, Fließvektoren),
- linienhaft in Diagrammform (z.B. Längsschnitte entlang von Deichen, Ganglinien an beliebigen Stellen).

Automatisierte Deichbewertung:

- alle im Modellgebiet vorhandenen Deiche sind im System hinterlegt und können per Knopfdruck hinsichtlich ihrer Überströmungsgefährdung analysiert werden,
- über eine Schnittstelle kann ein direkter Datenaustausch mit einem Deichbewertungstool des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik (IBF) der Universität Karlsruhe erfolgen. Somit können auch Versagensszenarien, die nicht durch Überströmung verursacht sind, z.B. infolge Durchfeuchtung, in der Analyse berücksichtigt werden,
- für gefährdete Bereiche können teilautomatisiert Deichbrüche erstellt werden, welche in weitere Berechnungen integriert werden können.

Wesentliche Schnitte und Pegelstandorte werden dabei vom System automatisch vorgehalten, beliebige weitere können menügeführt erzeugt werden.

Als GIS-System wurde ARC-GIS 9 ausgewählt, da sich zum Einen die zugrundeliegende Produktfamilie durch ihre weite Verbreitung auszeichnet und andererseits die zukunftsorientierte Ausrichtung des Systems eine Vielzahl an programmtechnischen Optionen ermöglichte. Eine Anbindung an ein anderes GIS-System ist aufgrund der modularen Programmierung der Werkzeuge bei Bedarf jedoch realisierbar. Abb. 7 zeigt eine Prinzipskizze zum operationellen Einsatz des Werkzeugs basierend auf aktuellen Randbedingungen, 1D/2D-gekoppelter HN-Berechnung und operationeller Analyse der Ergebnisse.

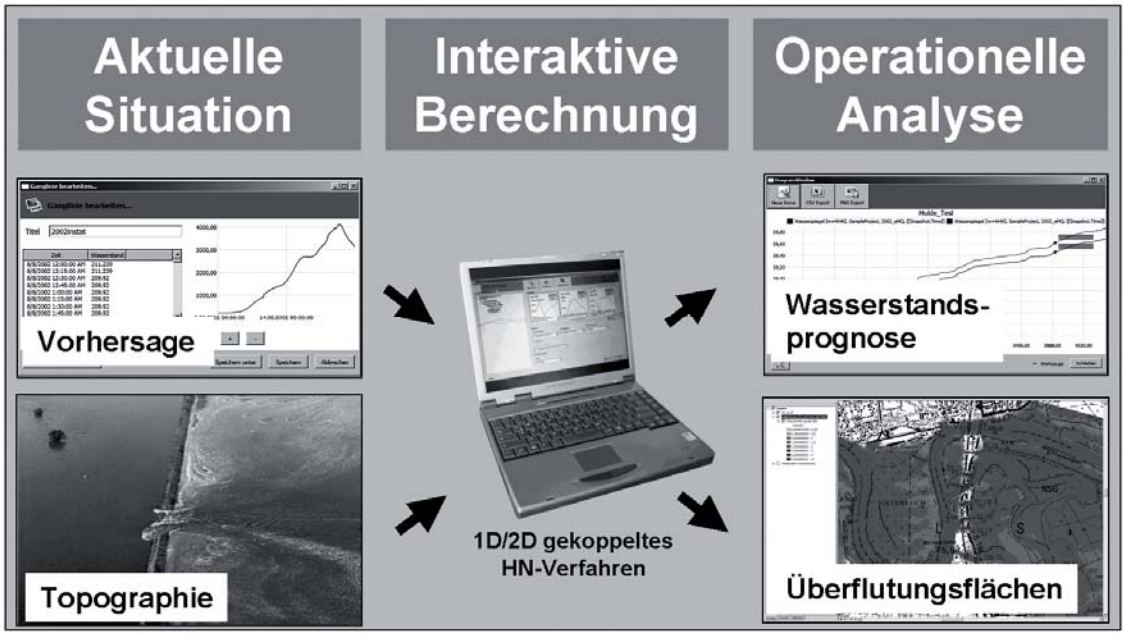


Abb. 7: Prinzipskizze zum Einsatz des operationellen Werkzeugs.

Abb. 8 zeigt die Benutzeroberfläche des Werkzeugs für den Bereich Berechnung. In der Ansicht links erfolgt die Auswahl des Berechnungsszenarios, rechts werden die Randbedingungen festgelegt und die Berechnung gestartet.

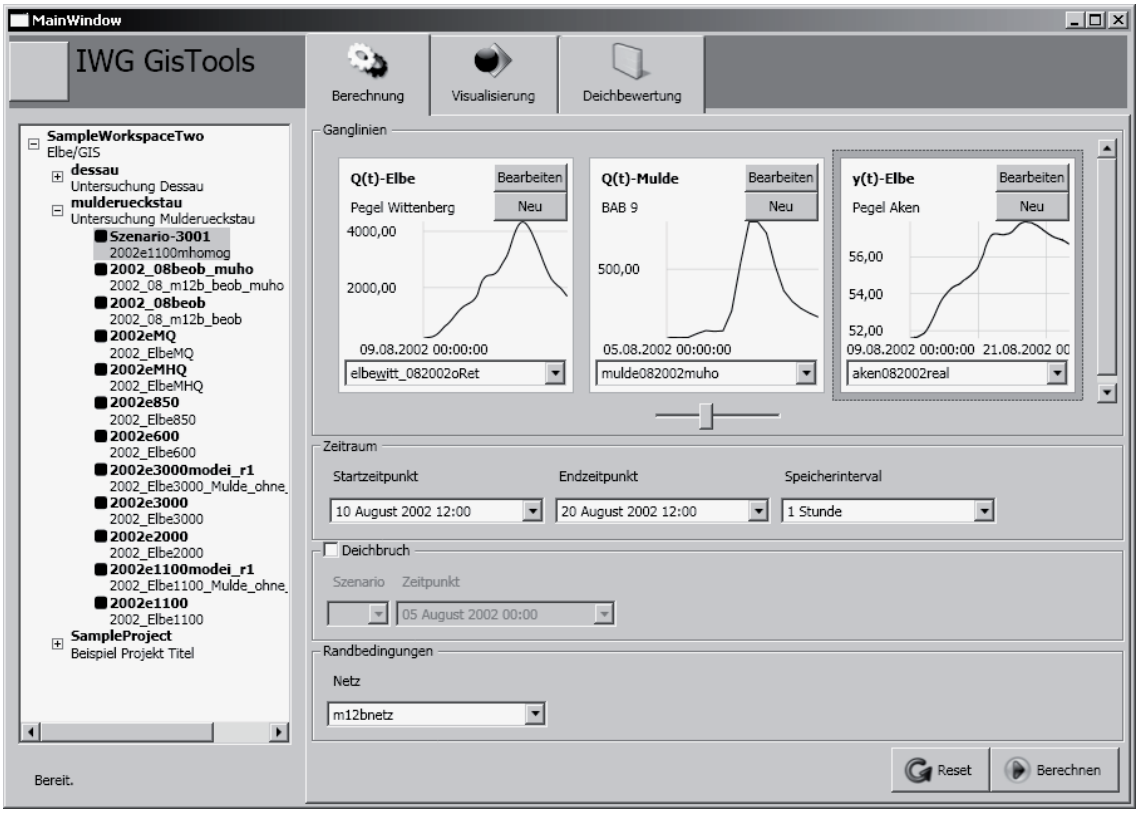


Abb. 8: Benutzeroberfläche des operationellen Werkzeugs.

Durch Einsatz des Systems wird der Benutzer in die Lage versetzt binnen kurzer Zeit basierend auf jeweils aktuellen hydrologischen Vorhersagen und realen Gefährdungssituationen z.B. an Deichen individuelle, hydraulisch fundierte und zeitabhängige Strömungszustände zu errechnen. Damit wird den Entscheidungsträgern vor Ort im Katastrophenfall ein Werkzeug an die Hand gegeben, mit dem sie z.B. die Reihenfolge der Überflutungsgefährdung einzelner Deichscharten oder im Extremfall auch Fließwege innerhalb bebauter Bereiche ermitteln und darauf aufbauend den Einsatzplan der Hilfskräfte optimieren können. Aufgrund der kurzen Berechnungszeiten ist zudem eine Simulation unterschiedlicher Katastrophenschutzmaßnahmen mit anschließender Bewertung der Wirksamkeit möglich, z.B. Deichsicherung durch Sandsackaufbauten oder Entlastung durch gezielte Flutungen von Notpoldern.

7 Zusammenfassung und Ausblick

Im Rahmen der Untersuchung konnte am Beispiel der Mittleren Elbe bei Dessau gezeigt werden, dass gängige hydrodynamisch-numerische Verfahren zur Strömungssimulation aufgrund der hohen Berechnungszeiten (2D-Verfahren) bzw. der mangelhaften Prognosefähigkeit (1D-Verfahren) für den operationellen Einsatz in hydraulisch komplexen Flussgebieten nicht geeignet sind. Demgegenüber konnten durch den Einsatz eines 1D-/2D-gekoppelten Modellansatzes viel versprechende Ergebnisse erzeugt werden, die einen zielführenden Kompromiss zwischen Berechnungszeit und Genauigkeit darstellen.

Das gekoppelte Modell wurde anschließend in eine speziell an die Anforderungen des Katastrophenschutzes angepasste GIS-Fachschale implementiert und so für den Einsatz in der Praxis verfügbar gemacht. Zukünftig wird eine Übertragung auf weitere Untersuchungsgebiete angestrebt.

Referenzen

Beffa, C. (1994): Praktische Lösung der tiefengemittelten Flachwassergleichungen. Mitteilung 133 der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie. ETH Zürich.

Beffa, C. (2002): Integration ein- und zweidimensionaler Modelle zur hydrodynamischen Simulation von Gewässersystemen. In: „Moderne Methoden und Konzepte im Wasserbau“. Mitteilung 174 der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie. ETH Zürich.

DVWK (1999): Numerische Modelle von Flüssen, Seen und Küstengewässern. Schriften Nr. 127.

Fluvial.ch (2008). FLUMEN User Manual. (http://www.fluvial.ch/m/FlumenMan.pdf).

Hager, W. H. (1986): Discharge Measurement Structures. Communication 1, Chaire de Construction Hydrauliques. EPFL Lausanne.

Oberle, P., Musall, M., Kron, A. und Nestmann, F. (2008): 1-D-/2-D-gekoppelte Simulation von Hochwasserabflüssen an der mittleren Elbe, Wasserwirtschaft (in Druck).

Shewchuk, J. R.: TRIANGLE. Computer Science Division, University of California at Berkeley.

Adresse der Autoren

Dipl.-Ing. Mark Musall
Institut für Wasser und Gewässerentwicklung
Bereich Wasserwirtschaft und Kulturtechnik
Universität Karlsruhe (TH)
Kaiserstraße 12
D-76128 Karlsruhe
E-Mail: musall@iwg.uka.de



Dr.-Ing. Andreas Kron
Institut für Wasser und Gewässerentwicklung
Bereich Wasserwirtschaft und Kulturtechnik
Universität Karlsruhe (TH)
Kaiserstraße 12
D-76128 Karlsruhe
E-Mail: kron@iwg.uka.de



Dr.-Ing. Peter Oberle
Institut für Wasser und Gewässerentwicklung
Bereich Wasserwirtschaft und Kulturtechnik
Universität Karlsruhe (TH)
Kaiserstraße 12
D-76128 Karlsruhe
E-Mail: oberle@iwg.uka.de



Dr. sc. techn. Cornel Beffa
fluvial.ch
Laubstrasse 9, Postfach 28
CH-6431 Schwyz
E-Mail: cbeffa@fluvial.ch



Strategien im Umgang mit extremen Hochwasserereignissen

G. Overhoff, U. Kleber-Lerchbaumer

1 Einführung

Das Hochwasserereignis Pfingsten 1999 und die Ereignisse der letzten Jahre haben die Notwendigkeit einer Neuausrichtung der bayerischen Hochwasserschutzstrategie verdeutlicht. Bewusst werden seitdem Auswirkungen extremer, die Bemessungsansätze übersteigender Abflüsse sowie klimatische Veränderungen berücksichtigt und öffentlich diskutiert. Die dem laufenden Hochwasseraktionsprogramm 2020 zugrunde liegende „Drei-Säulen-Strategie“ der bayerischen Wasserwirtschaft umfasst folgerichtig die Maßnahmen:

- technischer Schutz (linearer Hochwasserschutz, Speicherretention),
- natürlicher Rückhalt (Deichrückverlegungen, Auenretention),
- weitergehende Vorsorge (Hochwassernachrichtendienst mit Hochwasservorhersage, Flächensicherung, Gefahrenpläne, Versicherung).

Der Freistaat Bayern betreibt planmäßigen Hochwasserschutz durch:

- 23 Talsperren und Hochwasserrückhaltebecken mit gesamt 180 Mio. m^3 Hochwasserrückhalteraum, 2 weitere staatliche Wasserspeicher sind derzeit im Bau,
- einen gesteuerte Flutpolder (6 weitere Polder mit insgesamt bis zu 44 Mio. m^3 Hochwasserrückhaltevolumen im Endausbau in Planung),
- 1400 km Hochwasserschutzdeiche und –mauern, lokale Ergänzungen durch mobile Elemente.

Darüber hinaus leisten große Stauanlagen in der Verantwortung Dritter (z.B. Forggensee, Walchensee, große Flussstaustufen) und viele dezentrale Maßnahmen an kleinen Gewässern einen guten Beitrag zum Hochwasserschutz.

2 Grundsätze

Hochwasserschutzanlagen müssen auf das Schutzobjekt bezogen nach einheitlichen Kriterien dimensioniert werden (Schutzgrad). Dies erfolgt im Rahmen einer Güterabwägung durch die Festlegung eines Bemessungshochwassers (BHW).

Da Hochwasserschutzanlagen im Versagensfall ein im Vergleich zu natürlichen Verhältnissen höheres Schadensrisiko bedingen, muss über den Schutzgrad hinaus die auf das Bauwerk bezogene Sicherheit gegen Bauwerksversagen (Sicherheitsgrad) bei außergewöhnlichen Hochwasserereignissen, d.h. Hochwasserabflüssen, die über das Bemessungshochwasser hinausgehen, nachgewiesen werden.

Deiche und Hochwasserschutzmauern werden nach DIN 19712 („Flußdeiche“) bemessen. Als Bemessungsereignis wird in Bayern für Siedlungsbereiche in der Regel ein HQ_{100} (Hochwasser mit 100-jährlicher Überschreitungswahrscheinlichkeit) gewählt. Die Kronenhöhe von Deichen und Mauern wird ermittelt aus dem Bemessungswasserstand, zuzüglich Freibord für Wellenschlag und ggfs einem konstruktiven Zuschlag bei Deichinnendichtungen. Seit November 2004 ist im Bemessungswasserstand eine Vorsorgehöhe für erwartete Auswirkungen des Klimawandels auf den Gebietsabfluss enthalten (Zuschlag 15 % bezogen auf Bemessungsabfluss BHQ). Neben dem statischen Nachweis für die Standsicherheit beim Bemessungsabfluss werden auch Restsicherheiten bei größeren Hochwasserabflüssen bis hin zum Kronenstau verlangt. Um ein plötzliches Versagen der Schutzeinrichtung aufgrund Überströmen der Deich-Krone zu verhindern, können nach DIN 19712 besondere Sicherungen der luftseitigen Böschung, gesicherte (planmässige) Überlaufstrecken oder kleinere Flutpolder luftseitig des Dammes vorgesehen werden. Durch die allmähliche Flutung des Hinterlands sollen die Deiche statisch entlastet und ihre Rest-Standsicherheit gegen Versagen verbessert werden.

Technische Hochwasserspeicher wie Talsperren, Hochwasserrückhaltebecken und so genannte Flutpolder werden nach DIN 19700 („Stauanlagen“) bemessen. Die hierbei nachzuweisenden Bemessungslastfälle zielen neben einem ausreichend bemessenen Hochwasserrückhalteraum (Lastfall $BHQ_3 = HQ_{100}$) auf die Bemessung der Hochwasserentlastung (BHQ_1, bei großen Stauanlagen HQ_{1000}) und den Nachweis der Anlagensicherheit bei wesentlich größeren HW Ereignissen (BHQ_2, bei großen Anlagen $HQ_{10.000}$).

Die in den letzten Jahren verstärkt in städtischen Bereichen eingesetzten mobilen HW-Schutzelemente werden nach BAW Merkblatt 6 auf den Bemessungsabfluss, in der Regel HQ_{100} (incl. Klimaänderungsfaktor) zzgl. Freibord bemes-

sen. Eine wesentliche hydraulische Überlastung durch Überstau ist bei diesen Anlagen nicht zulässig, da sonst mit einem schlagartigen Versagen eines Systems zu rechnen wäre. Um einer plötzlichen Flutwelle vorzubeugen, ist für die geschützten Flächen bei Überschreitung des Bemessungswasserstands eine systematische Flutung vorzusehen.

3 Maßnahmen gegen Versagen der Hochwasserschutzeinrichtungen bei Überlastung

Der Ertüchtigung und Instandsetzung bestehender Deiche kommt eine große Bedeutung zu. Der Großteil der Deichstrecken befindet sich an der Donau und ihren alpinen Zuflüssen. Sie wurden im Zuge der Flusskorrektionen und Wasserkraftnutzung zwischen 1880 und 1925 errichtet und bestehen häufig aus unverdichteten quartären Kiesschottern der Alluvionen, überzogen von einer geringen Auflage aus feinkörnigem Material, manchmal auch einer Humusauflage als „Dichtung“. Strömungsexponierte Deichabschnitte sind teilweise mit unbewehrten Ortbetonplatten abgedeckt. Viele der alten Deichabschnitte erfüllen die heutigen geotechnischen Nachweise nicht. Ursache sind meist die ungenügenden Profilabmessungen und Materialkennwerte. Dies gilt für die Lastfälle Bemessungshochwasser (Lastfall 2 nach DIN 19712) und insbesondere Kronenstau (Lastfall 3 nach DIN 19712).

Um die statische Sicherheit der Deiche zu verbessern, wurden Bauverfahren mit einer nachträglichen Einbringung einer Innendichtung entwickelt, die unter Beibehaltung der Deichquerschnitte die Standsicherheit wesentlich verbessern und bei Überströmung eine Restsicherheit gegen plötzliches Versagen bieten.



Abb. 1: FMI/MIP-Verfahren (Kempten).

Hierbei kommen erosionsstabile Innendichtungen zum Einsatz. Als Alternative für teure Stahlspundwände haben sich seit etwa 2000 wirtschaftliche Verfahren der Bodenvermörtelung (Fräs-Misch-Injektions- (FMI) oder Mixed-in-Place-Verfahren (MIP), Abb. 1) durchgesetzt und bautechnisch bewährt. Die Erdbetonwand als vergüteter Bereich im kiesigen Deichkörper mit geringen fein-körnigen / organischen Bodenanteilen und im überwiegend kiesig-sandigem Untergrund (Terrassenschotter) erreicht eine relativ hohe Endfestigkeit und Dichtheit. Das Bodenmaterial wird dabei mittels Schnecken oder Grabenfräsen mit der Zement-Bentonit-Suspension intensiv durchmischt und härtet im Schlitz aus. Die Erdbetonwände werden in besonderen Abschnitten, bei denen Gehölzen auf den Deichen aus Gründen des Landschafts- und Naturschutzes erhalten werden sollen, zusätzlich mit senkrecht eingestellten Stahlträgern armiert. Die sich zwischen den Träger ausbildende Gewölbewirkung ermöglicht in geringem Umfang die Aufnahme von Zug- und Biegekräften und erlaubt rechnerisch auch freistehende Wände (z.B. Verlust der wasserseitigen Böschung bei Windwurf). Muss die Dichtwirkung bis in die Deichkrone sichergestellt werden, wird die Dichtwand auf Frosttiefe mit einem Stahlbetonkopfbalken versehen.



Abb. 2: überströmter Deich mit Innendichtung bei Fischen/Allgäu beim HW 2005.

Sanierungen mit Erdbetonwänden sind kostenneutral zu konventionellen Sanierungen in Erdbauweise. Sie reduzieren aber den Flächenbedarf und führen wegen geringerer Ausgleichs- und Ersatzleistungen zu insgesamt günstigen Projektkosten. Gegenüber konventionellen Erddeichen besitzen die Erdbetonwände durch ihren Erosionswiderstand eine Restsicherheit gegenüber Bauwerksversagen infolge Überströmung, wie sich beim Hochwasser 2005 an den mit unbewehrten Erdbetonwänden sanierten Illerdeichen oberhalb von Fischen gezeigt hat (Abb. 2).

Als Alternative für Restsicherheit bei Überströmen sind massive Deckwerke bei begrenzten Überlaufstrecken möglich. Bei einer geringen Strömungsbelastung kann auch ein Abflachen und Armieren der Binnenböschungen mit Geotextilien ausreichen. Geotextile Sicherungen der Deichquerschnitte bleiben als Ausnahmefälle auf Deichneubauten beschränkt. Großtechnische Versuche haben ergeben, dass hierfür in erster Linie Verbundbauweisen mit Schlaufen- oder Schlauchvarianten wirksam sind. Diese Bauweisen scheiden bei Ertüchtigungen bestehender Deichquerschnitte weitgehend aus.

Bei Hochwasserschutzwänden kann die Überlaufstrecke einfach realisiert werden durch lokales Herunternehmen der Maueroberkante und einer angemessenen Befestigung der dahinter liegenden Aufprallfläche (Abb. 3). Die Bedenken der Anlieger wegen eines vermeintlichen geringeren Schutzgrads sind bei der wasserrechtlichen Genehmigung der Schutzmaßnahmen vorab zu klären.



Abb. 3: Überlaufstrecke in HW Schutzmauer Wörth/Main.

Im weiteren Sinne können auch die Vorbereitung und Durchführung von Maßnahmen der Deichverteidigung bzw. –Verstärkung im Rahmen des Katastrophenschutzes als Baustein des Managements extremer Hochwasserereignisse betrachtet werden.

Hochwasserschutzbauwerke sind Bestandteile einer integralen Schutzkonzeption, deren Wirksamkeit oder Funktionsfähigkeit neben der eigentlichen Bauwerkssicherheit auch durch die hydraulischen Randbedingungen im Flussschlauch und den Vorländern definiert wird. Änderungen der Abflussverhältnisse können einen Anstieg der Wasserspiegellagen beim Bemessungsabfluss bewirken und damit den Schutz- und Sicherheitsgrad von Hochwasserbauwerken reduzieren. Zu einem ordnungsgemäßen Zustand der technischen An-

lagen gehört auch ein den Bedingungen des Genehmigungsbescheides entsprechender Zustand der abflusswirksamen Bereiche (SUMAD = Sustainable Management of alluvial plains in diked river areas, EU-Geförderte Untersuchung zum nachhaltigen Management des Vorlandbewuchses in bedeichten Flussabschnitten). Dies schränkt Nutzungen und natürliche Entwicklungen ein und erfordert gezielte Pflege- und Entwicklungsmaßnahmen (Abb. 4), die in Vorlandmanagementplänen dargelegt werden. Diese sind bei neu erbauten Deichen Bestandteil der Planfeststellung und damit rechtlich verbindlich.



Abb. 4: SUMAD Gehölzfreistellungen bei Straubing (vor und nach der Maßnahme).

Nicht steuerbare Rückhaltemaßnahmen (Deichrückverlegungen) und flussbauliche Maßnahmen haben abgesehen von möglichen Auswirkungen auf die Gewässermorphologie und die Gefährdung durch Totholzverdriftung hydraulisch

keine über den lokalen Bereich hinaus gehenden Auswirkungen bei Extrem-Ereignissen und können in diesem Zusammenhang vernachlässigt werden.

Bei den technischen Hochwasserrückhalteanlagen hat die Neufassung der DIN 19700 (Juli 2004) der Bewertung des Restrisikos bei Überschreiten des Bemessungshochwassers mehr Bedeutung beigemessen. Neben der Anpassung der Überschreitungswahrscheinlichkeit der Bemessungshochwasser auf europäische Standards und dem Ausfall des leistungsfähigsten Entlastungsorgans mit beweglichen Verschlüssen ((n-1)-Fall) sind auch Überlegungen zur Minderung des verbleibenden Risikos durch konstruktive, bewirtschaftungstechnische und organisatorische Maßnahmen gefordert. Dazu zählen bei den Hochwasserspeichern neben einer möglichen Vorabsenkung des Wasserstands zur Vergrößerung des Rückhalteraums auch die Aufklärung der Unterlieger über die verbleibende Gefahr und etwaige Vorsorgemaßnahmen bei Extremereignissen. In der Praxis hat dies bei einigen Stauanlagen zur Anpassungen des Freibords, geringen Dammerhöhungen und zur verstärkten Einbeziehung von Niederschlags-Abfluss (N-A)-Modellen bei der Hochwasserbewirtschaftung der Speicher geführt.

Überlaufstrecken an Deichen in die dahinter liegenden Binnenflächen lassen sich zeitlich und räumlich nicht ohne weiteres eingrenzen. Bei offenen Deich-Systemen ist die Flutung von Binnenflächen nur begrenzt möglich. Auswirkungen und Folgen von Entlastungen lassen sich häufig nicht mit letzter Sicherheit ermitteln oder erfordern nachgelagerte Schutzanlagen für bebaute Bereiche.

Obwohl Entlastungen erst bei Ereignissen über BHW erfolgen (der Sicherheitsgrad also unverändert gewährleistet ist), lassen sich planmäßige Überlaufstrecken in besiedelten Bereichen in öffentlich-rechtlichen Verfahren insbesondere im Rahmen von Ertüchtigungen bestehender Deiche somit kaum durchsetzen. In Bevölkerung und Politik wird mit dem Argument eines einheitlich konzipierten Hochwasserschutzes die Differenzierung zwischen Schutz- und Sicherheitsgrad nicht verstanden und letztlich ein in der Realität über den Schutzgrad hinausgehender Hochwasserschutz eingefordert.

4 Strategische und administrative Vorkehrungen gegen extreme Hochwasserereignisse

Mögliche Auswirkungen des Klimawandels auf den Hochwasserabfluss wurden anhand von Klimamodellen analysiert. Die zu erwartenden Verschärfungen sollen bei der Bemessung neuer bzw. Sanierung bestehender Schutzeinrichtungen berücksichtigt werden. In der Bayerischen Wasserwirtschaft wurde

als Vorsorgemaßnahme ein Klimazuschlag von 15 % auf das Bemessungshochwasser HQ_{100} eingeführt.

Neben der Bauwerkssicherheit bei Extrem-Ereignissen kommt der Gewinnung zusätzlicher Hochwasserrückhaltekapizitäten wo immer möglich eine hohe Bedeutung zu. Hierzu gehört die Schaffung von gezielt bewirtschafteten Flut-Poldern und Stauanlagen. Im Rahmen des Hochwasseraktionsprogramms 2020 beabsichtigt der Freistaat Bayern, neben dem verfügbaren Speicherraum hinaus weitere 100 Mio. m^3 Speichervolumen durch technischen Rückhalt (Stauanlagen) und Deichrückverlegungen herzustellen. Dazu gehört auch die Vergrößerung des bewirtschaftbaren Hochwasserrückhalteraumes am Sylvensteinspeicher (Obere Isar) durch eine Absenkung des Normalstaus um 2 m.

Bei Hochwasserabflüssen an großen Flüssen kommen gesteuerte Flutpolder als weitere Option für das strategische Hochwassermanagement in Extremsituationen zum Einsatz. Flutpolder (lt. DIN 19700-12 Hochwasserrückhaltebecken im Nebenschluss) beanspruchen im Einstaufall land- und forstwirtschaftlich genutzte Flächen in räumlich und zeitlich begrenztem Umfang. Durch ihre gezielte Flutung sollen Abflussspitzen (im Regelfall oberhalb HQ_{100}) zugunsten unterhalb liegender Siedlungsbereiche gekappt werden. Die Bauwerke der Flutpolder einschließlich der Umfassungsdämme sind auf eine höhere hydrologische Sicherheit als Deichbauwerke bemessen. Vertragliche Lösungen mit den Grundeigentümern vorausgesetzt (wie z.B. finanzieller Ausgleich für die Flächeninanspruchnahme und Entschädigung im Einstaufall) finden Flutpolder trotz häufiger Befürchtungen einer nachteiligen Veränderung der Grundwasserverhältnisse bei ortsnahen Polderaussendeichen grundsätzlich Zustimmung.

Die Einbeziehung einer gezielten Bewirtschaftung von Stauhaltungen an Flüssen (Vorabsenkung bei anlaufender Hochwasserwelle) wurden - von Ausnahmefällen (Lech) abgesehen - wegen der geringen aktivierbaren Volumen und der damit verbundenen baulichen Risiken (schnelle Absenkung der Wasserspiegel bei oberflächengedichteten Stauhaltungsdämmen mit nachfolgender Hochwasserwelle) nicht weiter verfolgt.

Über die steuerbaren Rückhaltemaßnahmen hinaus wurden im Rahmen einer Konzeptstudie räumlich begrenzte Notüberlaufräume mit geringem Schadenspotential ermittelt, in die bei kritischer Belastung bestehender Hochwasserschutzanlagen eine gezielte Entlastung zum Schutz hochwertiger Schutzgüter erfolgen kann. Eine gezielte Entlastung kann durch feste Überlaufstrecken oder durch differenzierte Schutz- (d.h. unterschiedlich festgelegte Bemessungsabflüsse) bzw. Sicherheitsgrade (Restsicherheiten, „Sollbruchstellen“) bewirkt werden. Ein entsprechendes Konzept ist aber wasserrechtlich behandlungspflichtig. Notüberlaufräume können im Zuge eines Katastropheneinsatzes als

Opferräume (Aufgabe von Deichverteidigungsmaßnahmen, Deichsprengungen) angesehen werden und setzen eine kritischen Prüfung und Schadensabwägung im Sinne einer „ultima ratio“ voraus.

Zu den administrativen Vorkehrungen zählt in erster Linie der Schutz der überschwemmungsgefährdeten Bereiche vor weitergehender Bebauung und steigendem Schadenspotential durch die Ausweisung von Überschwemmungsflächen sowie die Bewusstseinbildung eines nach wie vor gegebenen Restrisikos durch Hochwassergefahrenkarten. Mit letzteren kann in Extremsituationen ein konsequentes und zielgerichtetes Handeln ermöglicht werden.

Zu den administrativen Zielsetzungen zählt letztlich auch die Verbesserung der Vorhersage (Prognosesicherheit). Hierzu wurde mit dem DWD das bayerische meteorologische Messnetz ausgebaut (Messnetz Bayern 2000) und flussgebietsbezogene Hochwasservorhersagezentralen geschaffen.

Hochwasserschutzanlagen gewähren einen technisch-konstruktiven Schutz gegen Hochwasserereignisse bis zum Bemessungshochwasser. Darüber hinausgehende Schutzansprüche können nicht mehr mit dem Argument der Daseinsvorsorge der Gesellschaft auferlegt werden, für sie muss in Analogie zur Elementarschadensversicherung bei Gebäuden ein Weg zur Deckung des individuellen Risikos durch Versicherungen gefunden werden.

Notwendige Unterhaltungsmaßnahmen der Bauwerke und Vorländer werden in Pflege- und Managementplänen Bestandteil der Genehmigungsunterlagen und damit auch gegen konkurrierende Ansprüche rechtlich verbindlich festgeschrieben. Nutzungsbeschränkungen der Vorlandnutzung bedeichter Flussabschnitte (z.B. das Anbauverbot hoch wachsender landwirtschaftlicher Produkte (Mais, Sonnenblumen) werden über Allgemeinverfügungen durchgesetzt.

Notüberlaufräume werden in den Gewässergefahrenkarten dargestellt und von weiterer Bebauung freigehalten.

5 Zusammenfassung

Hochwasserschutzanlagen gewähren einen planmäßigen aber begrenzten Schutz. Wirtschaftliche, rechtliche, technisch-konstruktive und gestalterische Kriterien sind bei der Festlegung des Schutzgrades zu beachten. Die normierten Anforderungen an die Bauwerkssicherheit (Sicherheitsgrad) dürfen nicht als eine über den Schutzgrad hinausgehende Sicherheit interpretiert werden. Dies gilt auch bei Erhöhung der Restsicherheit der Bauwerke mit statisch tragenden Dichtungen oder erosionsstabilen Böschungen.

Hochwasserschutzanlagen sind darüber hinaus als integrales System zu betrachten. Gewässer und technische Anlage sind als funktionale Einheit zu inter-

pretieren. Unterhaltung und Entwicklung der Gewässer und der Vorländer sind neben der Funktionssicherheit der technischen Bauwerke unabdingbare Voraussetzungen. Ihre Durchsetzung auch gegen konkurrierende Nutzungen ist zwingend sicherzustellen.

Bei Planung und Errichtung von Hochwasserschutzanlagen sind die Auswirkungen über das Bemessungshochwasser hinausgehende Ereignisse zu berücksichtigen. Hochwasserschutz ist letztlich eine Aufgabe der Kommunikation zwischen Behörden einerseits, den Kommunen und Bürgern andererseits.

Referenzen

DIN 19700-10/11/13 Stauanlagen (2004).

DIN 19712 Flussdeiche (1997).

DWA-M 507 Flussdeiche (2005, Gelbdruck).

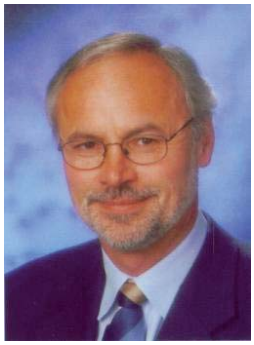
BAW-MSD Stauhaltungsdämme (2005).

SUMAD, Leitfaden für nachhaltige Vorlandbewirtschaftung.

(http://www.wwa-deg.bayern.de/service/infomaterial/index.htm)

Adresse der Autoren

Gregor Overhoff
Dipl.-Ing. Baudirektor
Bayerisches Landesamt für Umwelt
Lazarettstr. 67
D-80636 München
E-Mail: poststelle@lfu.bayern.de



Uwe Kleber-Lerchbaumer
Dipl.-Ing.
Bayerisches Landesamt für Umwelt
Lazarettstr. 67
D-80636 München
E-Mail: poststelle@lfu.bayern.de





Bau unterirdischer Bahnhof Löwenstrasse: Massnahmen zur Minimierung des Hochwasserrisikos der Sihl am Hauptbahnhof Zürich

M. Schatzmann, A. Inderwildi, M. Lüthi, P. Angehrn, H. Weiss

1 Einleitung

Zur Erhöhung der Kapazität des Zürcher Hauptbahnhofes sowohl für den Regionalen wie auch den Internationalen Bahnverkehr wird zwischen Herbst 2007 bis 2013 zwischen Altstetten und Zürich Oerlikon eine neue durchgehende Bahnverbindung geschaffen (Projekt Durchmesserlinie). In diesem Zusammenhang wird im Hauptbahnhof, auf demselben Niveau wie der nördlich angrenzende bestehende S-Bahnhof Museumsstrasse, der neue viergleisige unterirdische Bahnhof Löwenstrasse erstellt. Zwischen dem Oberbahnhof und dem 2 Etagen tiefer gelegenen neuen Bahnhof quert die Sihl den Bahnhof in 5 Durchlässen (Tunnels) à je 180 m Länge, 12 m Breite und knapp 4 m Höhe.

Die Erstellung der Abstützungen und der Decke des neuen Bahnhofes erfolgt aus der Sihl heraus und beeinflusst die bereits ohne Baustelle bestehende Hochwasserrisikosituation im Bereich des Zürcher Hauptbahnhofes.

Ausgehend von der Beschreibung der Ist-Situation und der Bau-Situation gibt der vorliegende Artikel Einblick in die durchgeführten hydraulischen und geschiebetechnischen Untersuchungen sowie über die ergriffenen Massnahmen zur Verbesserung der Hochwassersicherheit am Zürcher Hauptbahnhof.

2 Situation heute

Der über der Sihl und dem einmündenden Schanzengraben angeordnete Hauptbahnhof sowie die flussaufwärts angrenzenden Stadtteile liegen am Rande resp. auf dem natürlichen Schwemmkegel der Sihl, der über die vergangenen 10'000 Jahre geschüttet wurde. Der Bereich um den Hauptbahnhof liegt deshalb a priori in einer potenziellen Risikozone, was auch durch die Chroniken der verschiedenen Hochwasserereignisse in der Sihl im Laufe der letzten Jahrhunderte belegt ist. Letztmals stand der Hauptbahnhof während dem Ereignis von Juni 1910 unter Wasser. Damals waren die Gleisanlage und die gesamte Situation des Bahnhofes allerdings noch etwas anders als heute.

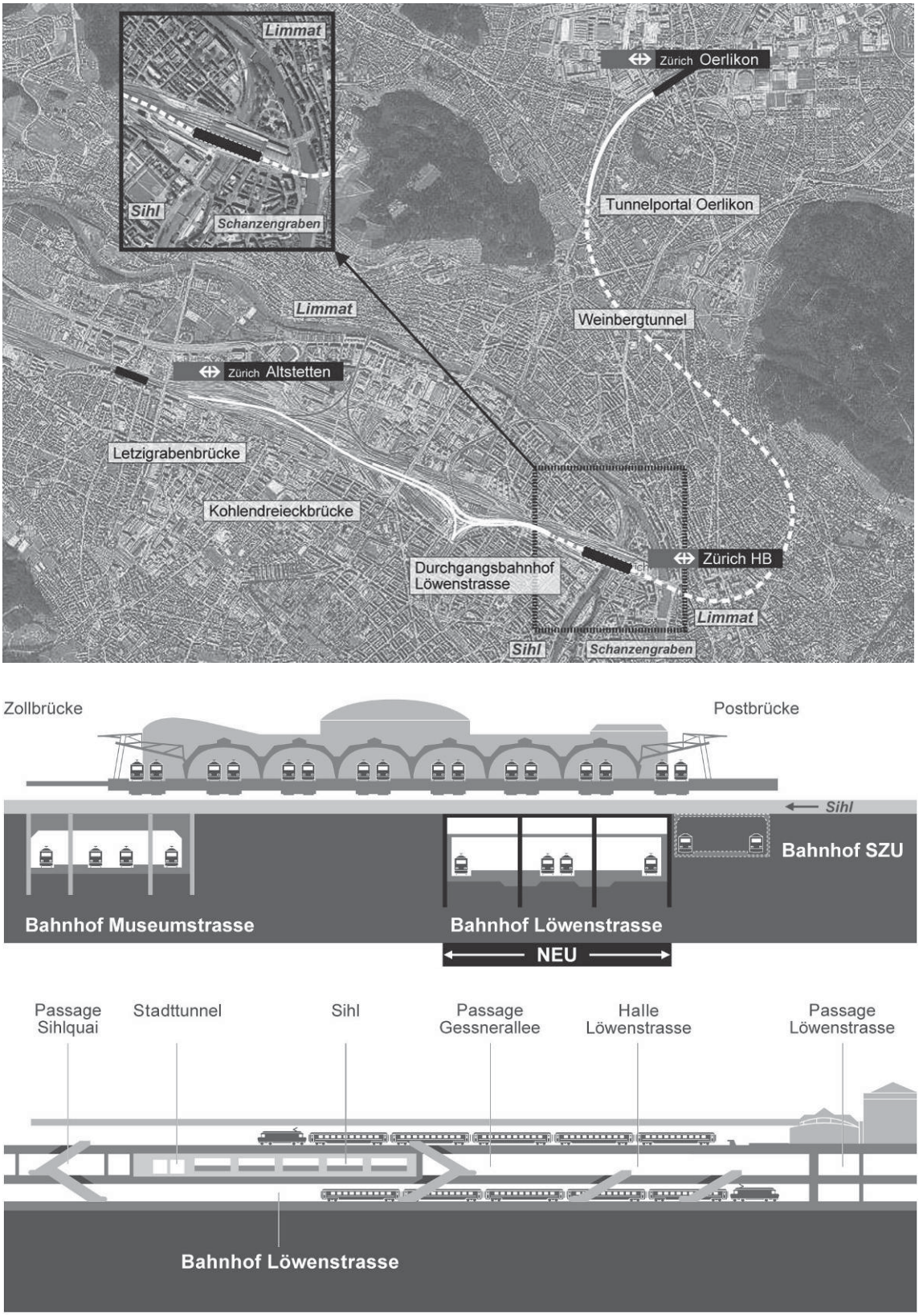


Abb. 1: Übersicht Stadt Zürich, Zürcher Hauptbahnhof und Projekt Durchmesserlinie. Oben: Situation. Mitte: Längsschnitt durch die Sihl im Abschnitt Hauptbahnhof. Unten: Querschnitt durch die Sihl im Bereich Hauptbahnhof.

Die Anordnung des Hauptbahnhofes über Sihl und Schanzengraben resp. die Führung der Sihl inkl. Schanzengraben durch fünf 180 m lange Tunnels stellt aus Sicht der Hochwassersicherheit ein besonderes Risiko dar, da eine solche Anordnung gegen oben keinen Raum lässt und Blockierungen und Verklausungen durch Schwemmholz und anderem Treibgut begünstigt.

Wie im Rahmen der durchgeführten hydraulischen Untersuchungen sowie der Gefahrenkartierung aufgezeigt wurde, bestehen für die heutige Situation die folgenden Hauptrisiken im Rahmen von Hochwasserereignissen mit einer Wiederkehrperiode von 100 Jahren und grösser (>HQ_{100}):

- Ausuferungen der Sihl und Flutung des Hauptbahnhofareals (unterirdische Bahnhöfe S-Bahn/SZU und Ladenpassage RailCity) und angrenzender Bereiche aufgrund Teil- oder Vollverklausung eines resp. mehrerer Durchlässe mit Schwemmholz.
- Unterspülung der Längspfeiler und Absenkung der oberirdischen Geleise sowie des Hallendaches aufgrund Strömungskonzentration infolge Verklausung von Schwemmholz und anderem Treibgut in den Durchlässen.
- Unter Druck gehen der Durchlässe und Schäden an Träger- und Pfeilerkonstruktion sowie an Geleisetrögen des Oberbahnhofes.
- Rückstau der Sihl in den Schanzengraben und Wassereintritt via Lüftungs- und Lichtschächte in Innenräume der Schanzengrabenanstösser.

Das Schadenpotenzial für solche Szenarien ist sehr gross. Groben Abschätzungen zu Folge kann von direkten und volkswirtschaftlichen Schäden in der Grössenordnung von mehreren 100 Mio. Franken bis mehreren Milliarden Franken ausgegangen werden. Ebenso besteht bei grossen Ereignissen eine direkte Gefahr für den Menschen.

3 Situation während Bau

In einer vorbereitenden Bauphase C1 werden zwischen Herbst 2007 bis Frühjahr 2008 zwecks Baustelleninstallation ober- und unterstrom der Durchlässe Hilfsbrücken erstellt, die die bestehenden Durchlässe stromauf- und stromabwärts verlängern. Zwischen Frühjahr 2008 und Herbst/Winter 2010 erfolgt im Rahmen der Bauphasen C2 bis C5 der eigentliche Bau der Abstützungen und der Decke des neuen Bahnhofs. In dieser Periode sind jeweils nacheinander zwei der insgesamt fünf Durchlässe der Sihl (inkl. Schanzengraben) geschlossen, wie nachfolgende Abb. 2 verdeutlicht.

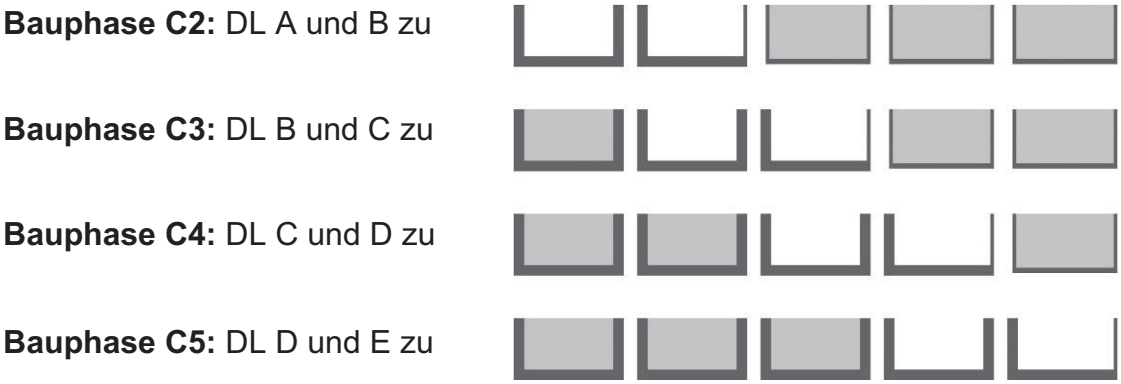


Abb. 2: Geschlossene und geöffnete Durchlässe (DL) der Sihl unter dem Hauptbahnhof während den Bauphasen C2 bis C5 (Querschnitt zur Sihl im Bereich Hauptbahnhof).

In den jeweils geschlossenen Durchlässen befindet sich die Baugrube. Die Baugrube ist stromauf- und abwärts mit frontalen Fluttoren sowie seitlich mit Spundwänden gegen Wassereintritt geschützt. Bis zu einem Abfluss von maximal 300 m^3/s (in etwa HQ_{40}) wird der Abfluss der Sihl durch die drei noch verbleibenden Durchlässe abgeführt. Spätestens ab einem Abfluss von 300 m^3/s sind die Fluttore jedoch geöffnet (die Baugrube wird geflutet), um den Abfluss auf alle fünf Durchlässe zu verteilen resp. den Abfluss unter dem HB Zürich noch zu gewährleisten. Um den Geschiebetransport der Sihl in allen vier Bauphasen nicht zu behindern, wird die Trennmauer zwischen Sihl und Schanzengraben stromaufwärts der Durchlässe auf einer Länge von 70 m abgebrochen.

Diese Disposition der Baustelle führt gegenüber der heutigen Situation zu einer Erhöhung des Hochwasserrisikos der Sihl im Bereich des Hauptbahnhofes. Gründe:

- Reduktion der Abflussbreite in den 2 Durchlässen der Baugrube um knapp 5 m, d.h. Reduktion der totalen Flussbreite von heute 60 auf 55 m.
- Möglichkeit der Abflussblockierung eines Durchlasses durch Nichtöffnen eines der 4 Fluttore (2 Oberwasser, 2 Unterwasser) aufgrund zeitlicher oder mechanischer Probleme.
- Erhöhte Verklausungswahrscheinlichkeit in den Durchlässen aufgrund (1) vorgelagerter Baukonstruktion (Fluttore, Spundwände, etc.), (2) eventuell weggerissener Teile dieser Baukonstruktionen im Zusammenspiel mit Schwemmholz und (3) aufgrund allenfalls nicht zeitgerechter Entfernung grosser Baumaschinen in der Baugrube resp. in den Durchlässen, die nach Öffnung der Fluttore geflutet werden.

4 Flussbauliche Untersuchungen

4.1 Hydraulik

Mit dem Programm Mike 11 und Mike 21 des Delft Hydraulics Institute wurden stationäre 1D- und 2D-Berechnungen der Sihl durchgeführt. Die 1D-Berechnungen erstreckten sich von der Limmat bis Sihlhölzli, die 2D-Berechnungen unterhalb Mündung Limmat und Militärbrücke (ca. 400 m oberstrom Durchlässe). Geometrische Grundlage für die 1D-Berechnungen waren die Querprofilvermessungen vom August 2006 mit Querprofilen im Abstand von ca. 20 bis 100 m. Geometrische Grundlage für die 2D-Berechnungen bildete ein interpoliertes Gitter mit 0.8 m Zellgrösse. Ausgehend von Eichberechnungen des Hochwassers 2005 mit einem Spitzenabfluss von Q_{max} = 280 m^3/s wurden anschliessend die Ist-Situation und die Bauzustände der Bauphasen C2, C3 und C4 modelliert. Die Simulationen erfolgten für die verschiedenen Hochwasserabflüsse 290 m^3/s (HQ_{30}), 300 m^3/s (Grenzabfluss Öffnen Fluttore, ca. HQ_{40}), 360 m^3/s (HQ_{100}), 450 m^3/s (HQ_{300}) und 550 m^3/s (EHQ) je für entsprechende Unterwasserbedingungen resp. Abflüsse der Limmat und Szenarien bezüglich Anzahl geöffneter Durchlässe (5, 4 oder 3).

Die Berechnungen erfolgten auf heutiger Sohle, sowie auf einer um 0.6 m und einer um 1.0 m abgesenkten Sohle in, ober- und unterstrom der Durchlässe. Die Berechungen zeigten insbesondere, dass durch die Einengung von 5 auf 3 Durchlässe (Bauphasen C2 – C4) unterstrom der Durchlässe bei heutiger Sohle kritische Abflussbedingungen vorherrschen, welche somit massgeblich die Wasserspiegel oberstrom der Durchlässe bestimmen. Es zeigte sich, dass eine Sohlenabsenkung um mind. 0.6 m nötig war, um im Bereich der Abflüsse mit Wiederkehrperioden von 10 bis 40 Jahren (= Abflüsse vor bis und mit Öffnen der Fluttore) die ungünstigen Abflussverhältnisse mit der heutigen Sohle zu verbessern und entsprechend das Hochwasserrisiko gegenüber der heutigen Situation nicht deutlich zu verschlechtern.

4.2 Geschiebe, Kolk und Schwemmholz

Die geschiebe-, kolk- und schwemmholztechnische Untersuchung umfasste:

- Bestimmen der Kornverteilung resp. massgebenden Korndurchmesser des Sohlenmaterials für die Ermittlung der Sohlenrauigkeit, für die Durchführung von Geschiebetransportrechnungen, für die Abschätzung der Kolktiefen und für die Bemessung von Sohlen- und Ufersicherungen.

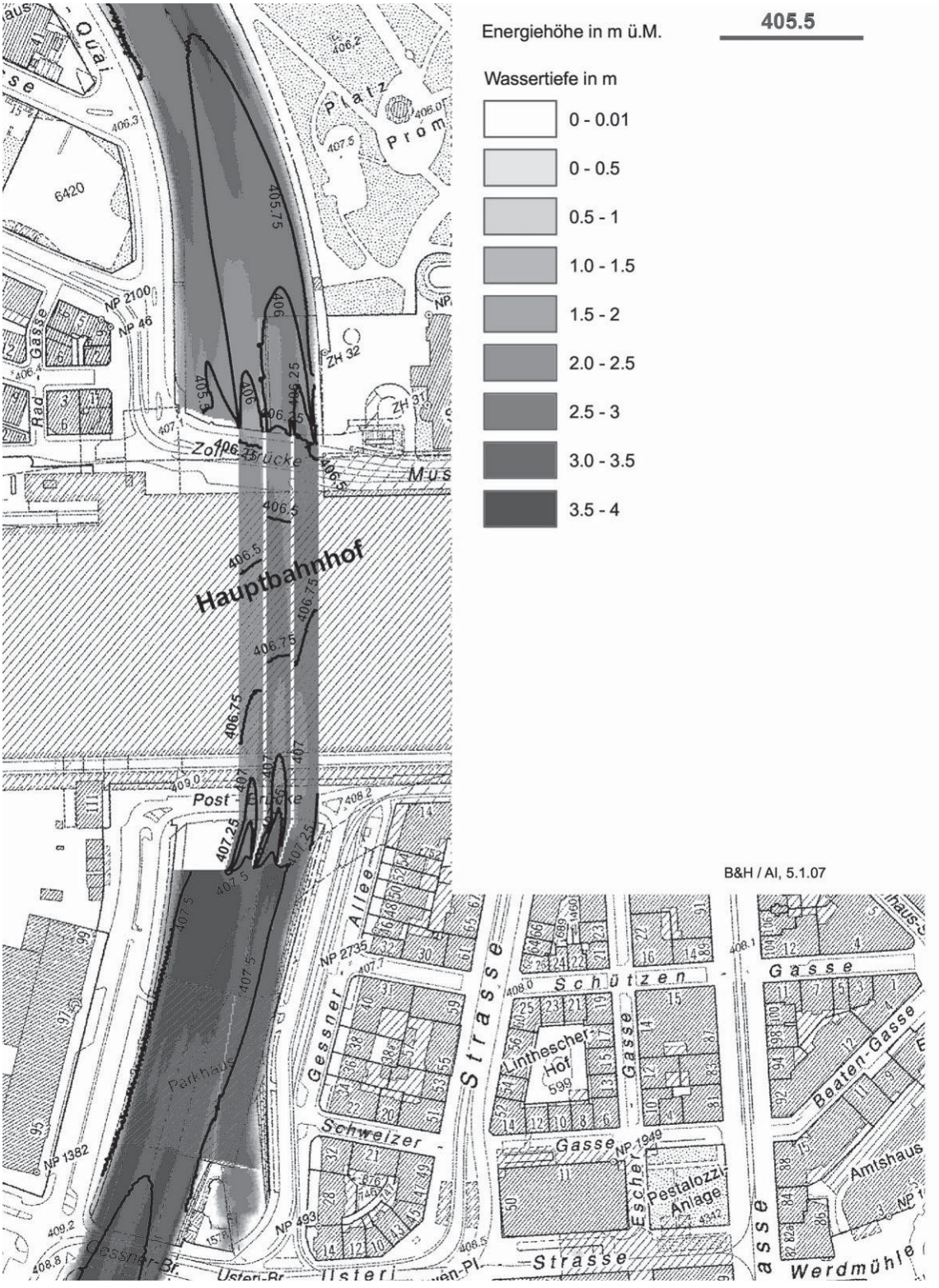


Abb. 3: Numerische 2D-Modellierung der Sihl für die Situation der nicht abgesenkten Sohle in den Durchlässen und einen Sihlabfluss von 300 m^3/s kurz vor der Baustellenflutung.

- Durchführen von abschnittsweise fraktionierten Geschiebetransportrechnungen und Ermitteln der massgebenden Geschiebefrachten für die verschiedenen Ereignisszenarien HQ30, (HQ40), HQ100, HQ300 und EHQ je für die heutige Situation und die Situation während der Bauzeit.
- Abschätzen der Ablagerungskubaturen oberstrom Hauptbahnhof für die verschiedenen Ereignisszenarien und die Situation Bauphasen C2 bis C5.
- Kolkberechnungen mit einschlägigen Kolkformeln.
- Prozessanalyse Schwemmholz im Bereich der Durchlässe.

Aufgrund der aufgelisteten Untersuchungen zeigte sich, dass die Sohlenabsenkung oberstrom bis Militärbrücke (ca. 400 m oberstrom Durchlässe) fortgesetzt werden sollte, um einen Geschieberückhalteraum von 7'000 m^3 zu schaffen, damit Ablagerungen in den Durchlässen bis zu einem 100-jährlichen Hochwasser verhindert werden. Ebenso wurden wichtige Erkenntnisse gewonnen hinsichtlich dem optimalen Ableiten und Durchleiten von Schwemmholz am Eingang der Durchlässe im Bereich der Fluttore und der Spundwandkonstruktionen.

5 Massnahmen

5.1 Übersicht der Massnahmen

Im Rahmen des Projekts Durchmesserlinie kommen folgende Hochwasserschutzmassnahmen zur Ausführung:

- Vorabsenkung des Sihlsees bei prognostizierten Starkniederschlagsereignissen.
- Grossräumige Sohlenabsenkung zwischen Sihlbrücke und Mattensteg mit einer durchgehenden Sohlenabsenkung im Bereich der Durchlässe von 0.6 m und der Schaffung eines Geschiebeablagerungsraumes im Umfang von ca. 7'000 m3 oberstrom Hauptbahnhof.
- Durchgehende Betonierung der Durchlässe zur Verhinderung resp. Verminderung des Kolkrisikos.
- Ergänzende Sohlen- und Uferstabilisierungen oberstrom und unterstrom Hauptbahnhof aufgrund abgesenkter Sohle.
- Fluttore für die Notflutung der Baustelle bei Abflüssen grösser als Q = 300 m3/s.

- Schwemmholzabweiser oberstrom Spundwände/Fluttore in Verlängerung der Längspfeiler und Schwemmholzentnahme während Hochwasser von der Hilfsbrücke.
- Alarmplan für die Überwachung der Sihlabflüsse, für die Durchführung der Baugrubenflutung und für die Entnahme von Schwemmholz oberstrom der Durchlässe.
- Entwicklung eines Notfallplanes für die Errichtung von mobilen Hochwasserschutzmassnahmen zur Verhinderung einer Flutung des Zürcher Hauptbahnhofes in Zusammenarbeit mit Bund, Kanton, Stadt und SBB.



Abb. 4: Situation oberstrom der Durchlässe am Hauptbahnhof während vorbereitender Bauphase C1 im Februar 2008 (von links nach rechts die 5 Durchlässe A, B, C, D und E unter dem Hauptbahnhof Zürich): Die Durchlässe A und B sind betoniert. Oberstrom Durchlass A werden Uferschutzarbeiten ausgeführt, der Durchlass A ist daher trocken gelegt und der Abfluss von Sihl und Schanzengraben wird durch Durchlass B abgeführt. In den Durchlässen C und D ist die Sohlenabsenkung um 0.6 m ausgeführt und die bevorstehende Betonierung der Sohle wird vorbereitet. In Durchlass E ist die Sohlenbetonierung kurz vor Abschluss.

5.2 Vorabsenkung Sihlsee

Im Rahmen dieses Artikels kann auf die in Abschnitt 5.1 aufgeführten Massnahmen mit Ausnahme der Vorabsenkung Sihlsee nicht näher eingegangen werden. Die Vorabsenkung Sihlsee stellt insgesamt die wichtigste, in der Durch-

führung aber auch die komplexeste Massnahme dar. Wie Abb. 5 zeigt, bedeckt das Teileinzugsgebiet des Sihlsees gut 45 % der gesamten Einzugsgebietsfläche der Sihl bis zum Zürcher Hauptbahnhof. Ziel der Vorabsenkung Sihlsee ist es, durch eine dem Niederschlagsereignis vorauseilende Absenkung im Sihlsee soviel Speicherraum zu schaffen, dass der im Teileinzugsgebiet anfallende Hochwasserabfluss während dem Hochwasserereignis vollständig zurückgehalten werden kann. Die Absenkung erfolgt rund 1 bis 3 Tage vor dem Ereignis und erfolgt aufgrund der Niederschlagsprognosen der MeteoSchweiz, der Vorfeuchte im Einzugsgebiet und aufgrund des aktuellen Pegelstandes des Sihlsees.

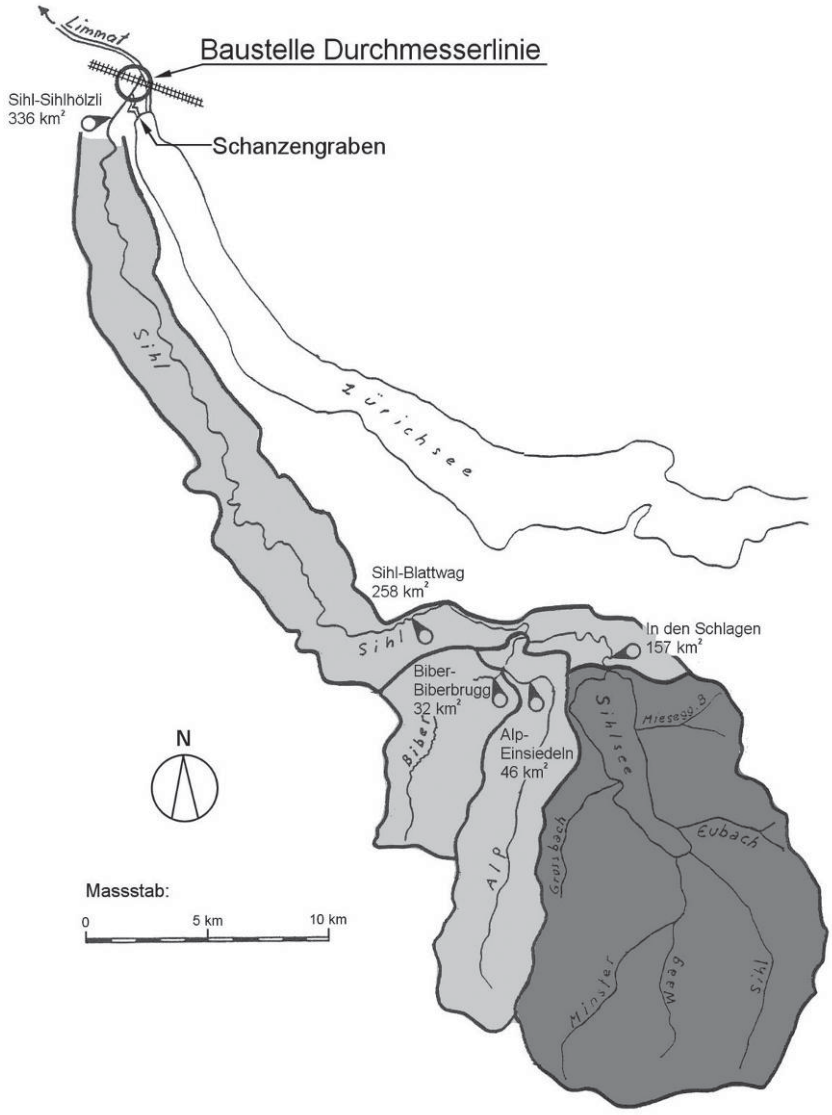


Abb. 5: Überblick Einzugsgebiet Sihlsee (hell- & dunkelgrau) mit Teileinzugsgebieten Sihlsee (dunkelgrau), Alp, Biber und Sihl unterhalb Sihlsee (hellgrau). Ferner sind eingetragen die via Internet abrufbaren Messstationen entlang der Sihl, der Alp und der Biber.

Die wichtigsten Meilensteine bis zur Durchführung der Vorabsenkung können wie folgt zusammengefasst werden:

- SBB interne Vereinbarung zwischen SBB Projektmanagement Durchmesserlinie und SBB Energie vertreten durch die Etzelwerk AG (Kraftwerkbetreiber Sihlsee).
- Zustimmung Kantone und Bezirke.
- Festsetzen und Institutionalisieren einer Beratungsgruppe als zentrales Organ, welches entscheidet, ob resp. wann eine Vorabsenkung in definiertem Umfang durchgeführt wird.
- Entwicklung einfacher Modelle zur Definition von Niederschlagsschwellenwerten sowie zur Bestimmung des notwendigen Absenkvolumens resp. der in die Sihl entlasteten Abflüsse in Zusammenarbeit mit der Uni Bern, der WSL und der Firma TK Consult.
- Definition des Hochfahrens des Entlastungsabflusses, damit insbesondere bei schönem Wetter entlang der ganzen Sihl keine Flutwelle erzeugt wird (in Zusammenarbeit mit der Firma TK Consult).
- Erlernen von Know-how im Umgang mit der Interpretation von Niederschlagsprognosen.
- Kommunikation an die Behörden, die Bevölkerung und die Medien.

6 Zusammenfassung

Vorliegender Artikel gibt Einblick in die Hochwasserproblematik am Zürcher Hauptbahnhof durch die Sihl sowohl in der heutigen Situation als auch während dem Bau des unterirdischen Bahnhofes Löwenstrasse im Zusammenhang mit dem Projekt Durchmesserlinie. Der Artikel zeigt auf, welche Untersuchungen im Zusammenhang mit dem Projekt Durchmesserlinie durchgeführt wurden und welche Massnahmen zur Ausführung gelangten, um das Hochwasserrisiko zu reduzieren. Die Massnahmen reichen von der grossräumigen und tiefreichenden Sohlenabsenkung, der Sohlenversiegelung in den Durchlässen unter dem Hauptbahnhof, der Konstruktion von Fluttoren zur Baustellenflutung bis hin zur Vorabsenkung des Sihlsees im Zusammenhang mit prognostizierten Starkniederschlagsereignissen.

Adresse der Autoren

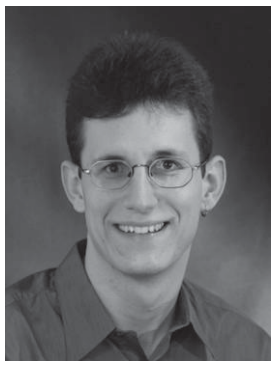
Markus Schatzmann
dipl. Kulturingenieur ETH, Dr. sc. ETH Zürich
Basler&Hofmann Ingenieure und Planer AG
Bachweg 1
CH-8133 Esslingen
E-Mail: markus.schatzmann@bhz.ch



Andreas Inderwildi
dipl. Kulturingenieur ETH
PlüssMeyer&Partner
Landenbergstrasse 34
CH-6005 Luzern
E-Mail: inderwildi@pmpartner.ch



Marcel Lüthi
dipl. Bauingenieur FH
Basler&Hofmann Ingenieure und Planer AG
Bachweg 1
CH-8133 Esslingen
E-Mail: marcel.luethi@bhz.ch



Philipp Angehrn
dipl. Bauingenieur ETH
Basler&Hofmann Ingenieure und Planer AG
Bachweg 1
CH-8133 Esslingen
E-Mail: philipp.angehrn@bhz.ch



Heinz Weiss
dipl. Bauingenieur ETH, Dr. phil.
Basler&Hofmann Ingenieure und Planer AG
Bachweg 1
CH-8133 Esslingen
E-Mail: heinz.weiss@bhz.ch





Zur Hydraulik von Deichbrüchen

L. Schmocker, W.H. Hager

1 Einleitung

Deiche sind Erdbauwerke, die vor allem im Flussbau eingesetzt werden und dem Hochwasserschutz dienen. Im Gegensatz dazu werden Dämme als Sperrenbauwerke eingesetzt, um einen künstlichen Aufstau des Flusses zu erzeugen. Deiche sind somit meist viel kleiner als Dämme, erstrecken sich jedoch über grosse Distanzen. Während Hochwasser sind Deiche nur kurzzeitig einem hohen Wasserdruck ausgesetzt und bestehen deshalb meist aus locker geschüttetem Material und besitzen deshalb keine Dichtung. Dämme stellen wasserstauende und wasserdichte Bauwerke dar und besitzen meist eine Oberflächendichtung sowie ein Kern aus tonigem Material. Obwohl Flussdeiche selten mehr als zehn Meter hoch sind, kann ein Deichbruch meterhohe Überschwemmungen der Umgebung zur Folge haben.

Ein Deich kann grundsätzlich auf verschiedene Arten versagen, nämlich durch: Überströmung, interne Erosion (*Piping*), statisches Versagen der Böschung und Strukturversagen der Fundation. Da Erddeiche grösstenteils infolge einer Überströmung versagen (Singh, 1996), wird in der vorliegenden Arbeit nur auf diesen hydraulischen Versagensmechanismus eingegangen.

Die Überströmung eines Deichs erfolgt meist an der Stelle mit der tiefsten Deichkrone, z.B. infolge lokaler Setzungen. Sobald Wasser über die luftseitige Böschung des Deichs fliesst, wird diese durch die Strömung beansprucht. Wird die kritische Schubspannung des Böschungsmaterials überschritten, setzt die Oberflächenerosion ein. Der Erosionsprozess infolge Überströmung des Deichs resultiert somit nur durch Sedimenttransport. Der Anwendung von üblichen Sedimenttransportformeln sind jedoch Grenzen gesetzt, da Deiche üblicherweise Böschungsneigungen von 20 bis 50 % aufweisen. Sedimenttransport-Formeln für steile Gerinne etwa nach Smart und Jaeggi (1983) sind für ein maximales Gefälle von 20 % gültig. In der Natur wird vor allem bei Gerinnen mit Gefällen steiler als 20 % ein stark steigender Sedimenttransport beobachtet.

Bei einer Überströmung erodiert der Deich von der Krone aus sowohl in die Tiefe als auch zur Seite. Vor allem der grundlegende Prozess der seitlichen Erosion ist bis heute nicht geklärt. Bevor der seitliche Erosionsprozess jedoch be-

trachtet werden kann, muss die Tiefen-Erosion bei entsprechenden Gefällen untersucht werden. Die folgenden Modellversuche beziehen sich deshalb nur auf den vertikalen Erosionsprozess (ebene Erosion). In einem zweiten Schritt soll dann der seitliche Erosionsprozess miteinbezogen werden, um Aussagen über die räumliche Erosion eines Deichs zu erlauben.

Abb. 1 zeigt einen Deichbruch in New Orleans während des Hurrikans Katrina im Jahre 2005. Insgesamt sind im Gebiet von New Orleans ca. fünfzig Deichbrüche aufgetreten, vierzig davon infolge Erosion durch Überströmung (Daniel, 2007). Deiche aus Sand und Silt wiesen dabei die grössten Schäden auf und wurden zum Teil komplett weggespült. Deiche, die aus verdichtetem Ton mit einem Grasbewuchs gebaut wurden, zeigten den grössten Widerstand gegen die Überströmung. Die Auswirkungen solcher Deichbrüche sind, wie im Falle von New Orleans, katastrophal. Die Siedlungen hinter den Deichen waren ungeschützt und 80 % der Stadt New Orleans wurden innert kürzester Zeit überschwemmt. Bis jetzt ist es nicht möglich genau vorherzusagen, wie schnell ein Deichbruch abläuft und mit welchen Abflüssen zu rechnen ist.



Abb. 1: Deichbruch in New Orleans während des Hurrikans Katrina 2005 (www.wwltw.com).

2 Stand des Wissens

Die Untersuchung von Deicherosionen begann um 1960, als die ersten Grundlagen zum Sedimenttransport vorlagen. Mittels Versuchen im Labor und an Prototypen untersuchten Tinney und Hsu (1961) die Seitenerosion und die Auswaschung von erodierbaren Schotterdeichen. Powledge et al. (1989 a, b) führten eine umfangreiche Untersuchung zur Überströmung und Erosion von Deichen

durch. Der erste Teil behandelt verschiedene Möglichkeiten, die Erosion infolge Überströmung durch Oberflächenschutz zu verhindern, während der zweite Teil Beobachtungen während Deichüberströmungen und bekannte Schadensfälle zusammenfasst. Coleman et al. (2002) untersuchten in Laborversuchen die Überströmung von homogenen Deichen. Die Versuche lieferten Erkenntnisse über die Entwicklung des Deichbruchs, die Erosionsraten sowie den Abfluss beim Bruch. Cao et al. (2004) entwickelten ein Berechungsmodell für die Hydraulik von erodierbaren Deichen. Das Modell basiert auf Sedimenttransport und der morphologischen Entwicklung des Bruchs. An der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) wurde kürzlich eine Diplomarbeit zum Thema Deicherosion durchgeführt (Lüthi, 2005). Dabei wurde die Möglichkeit einer vereinfachten Annäherung des vertikalen Erosionsprozesses untersucht. Durch Variation des Zuflusses, der Deichhöhe, der Böschungsneigung und des Korndurchmessers wurden ca. vierzig Versuche durchgeführt.

3 Erste Modellversuche

In einem Versuchskanal an der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) wurden erste Vorversuche durchgeführt, um die vertikale Erosion eines Deichs besser zu verstehen. Der Versuchskanal hatte eine Breite von 0.40 m, eine Länge von 8.0 m und erlaubte den Einbau von Deichhöhen bis zu 0.30 m. Die Deicherosion konnte sowohl von oben als auch seitlich durch Glasscheiben beobachtet werden. Der trapezförmige Modelldeich bestand aus homogenem, inkohäsivem Material (Sand oder Kies), wobei auf einen Oberflächenschutz oder einen Dichtungskern bewusst verzichtet wurde. Kohäsive Materialien würden eine optische Ermittlung des hydraulischen Vorgangs während eines Deichbruchs verunmöglichen und liessen sich zudem auch nicht massstabsgerecht analysieren, da viskose Effekte massgebend werden. Der Modelldeich wies somit für ein Versagen infolge Überströmung die kleinste Sicherheit auf und stellt einen *worst case* Szenario dar. Ein in der Praxis angewandter Oberflächenschutz mittels Vegetation oder Geotextilien kann als zusätzliche Sicherheit gegenüber einer reinen Erosion angesehen werden.

Um eine ausschliesslich ebene Erosion (nur vertikal) zu erreichen, wurde die Deichbreite auf b = 0.10 m beschränkt. Der durch die seitliche Glaswand zu sehende Deichquerschnitt war somit repräsentativ für den gesamten Deich. Bei breiteren Deichen wurde vor allem bei grobem Sediment ein mäanderhaftes Überströmen der luftseitigen Böschung beobachtet, was die seitliche Beobachtung des Erosionsvorganges verunmöglichte. Abb. 2 zeigt die Definitionsskizze des Deichs während der Überströmung.

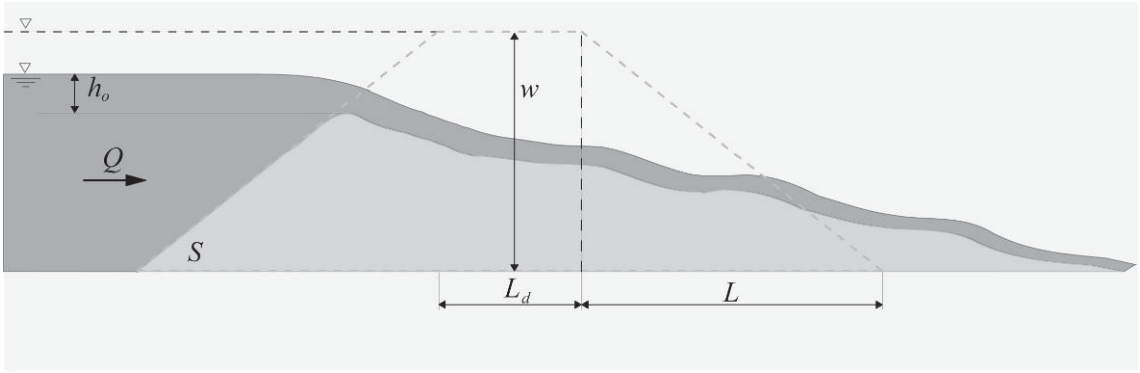


Abb. 2: Definitionsskizze des Deichs bei ebener Erosion.

Bei den hier vorgestellten Versuchen betrug die Höhe des Deichs w = 0.20 m, die Böschungsneigung $S = w/L$ = 1:2 (sowohl für die wasserseitige als auch für die luftseitige Böschung), die Kronenlänge L_d = 0.10 m und der mittlere Korndurchmesser d_{50} = 1.50 mm. In den vorliegenden Versuchen wurden keine Sediment-Mischungen verwendet. Die Überfallhöhe wurde mit h_o bezeichnet. Der Durchfluss wurde während eines Versuches konstant gehalten und vom Unterwasser her fand kein Einstau statt.

Der Erosionsprozess wurde mittels Kamera seitlich durch die Glasscheibe beobachtet. Aus den Aufnahmen konnten die Wasser- sowie die Sediment-Oberfläche bestimmt werden. Die Erosionsprofile zu verschiedenen Zeitpunkten erlaubten dann die Untersuchung des physikalischen Mechanismus einer Deicherosion. Abb. 3 zeigt die Erosionsprofile zu verschiedenen Zeiten t.

Der konstante Zufluss resultiert in einer Überströmung des Deichs zum Zeitpunkt t = 0 s. Nach 6 Sekunden hat die Erosion der Böschung bereits eingesetzt und die überströmende Wassermenge erreicht den luftseitigen Deichfuss. Die Deichkrone ist zu diesem Zeitpunkt bereits gerundet. Nach 10 Sekunden ist die Erosion stark fortgeschritten und der Deich erreicht noch die Hälfte seiner anfänglichen Höhe. Ab t = 20 Sekunden ist die stromabwärts gerichtete Deichoberfläche fast gerade und die Erosion schreitet nur noch langsam voran. Der Deichquerschnitt ändert sich ab diesem Zeitpunkt nur noch schwach. Zu Beginn der Erosion sind der Durchfluss sowie die Überfallhöhe über den Deich sehr klein. Der Durchfluss über den Deich nimmt dann schnell zu und steigt über den konstant gehaltenen Zufluss. Mit zunehmender Erosion nimmt der Durchfluss über den Deich wieder ab, bis ein konstanter Durchfluss erreicht wird. Bei allen Versuchen wurde beobachtet, dass die Überströmung des Deichs ungefähr dem Abfluss über ein breitkroniges Wehr entspricht. Im Bereich der wasserseitigen Böschung ist der Zufluss strömend. Nahe der Deichkrone im Übergangsbereich zur luftseitigen Böschung stellt sich dann ein Fliesswechsel vom strömenden zum schiessenden Abfluss ein. Beim Erreichen des schiessenden Ab-

flusszustandes steigen auch die Schubspannungen an. Der Kontrollpunkt befindet sich dabei etwa an der höchsten Stelle des Deichs. Während allen Versuchen wurde beobachtet, dass der Kontrollpunkt bei der Erosion entlang der wasserseitigen Böschung nach unten wandert. Auf der luft-seitigen Böschung nimmt die Geschwindigkeit stark zu bis sich ein stationärer Zustand einstellt. Aufgrund des grossen Energiegefälles sind die Schubspannungen hoch und die Erosion schreitet dementsprechend schnell voran.

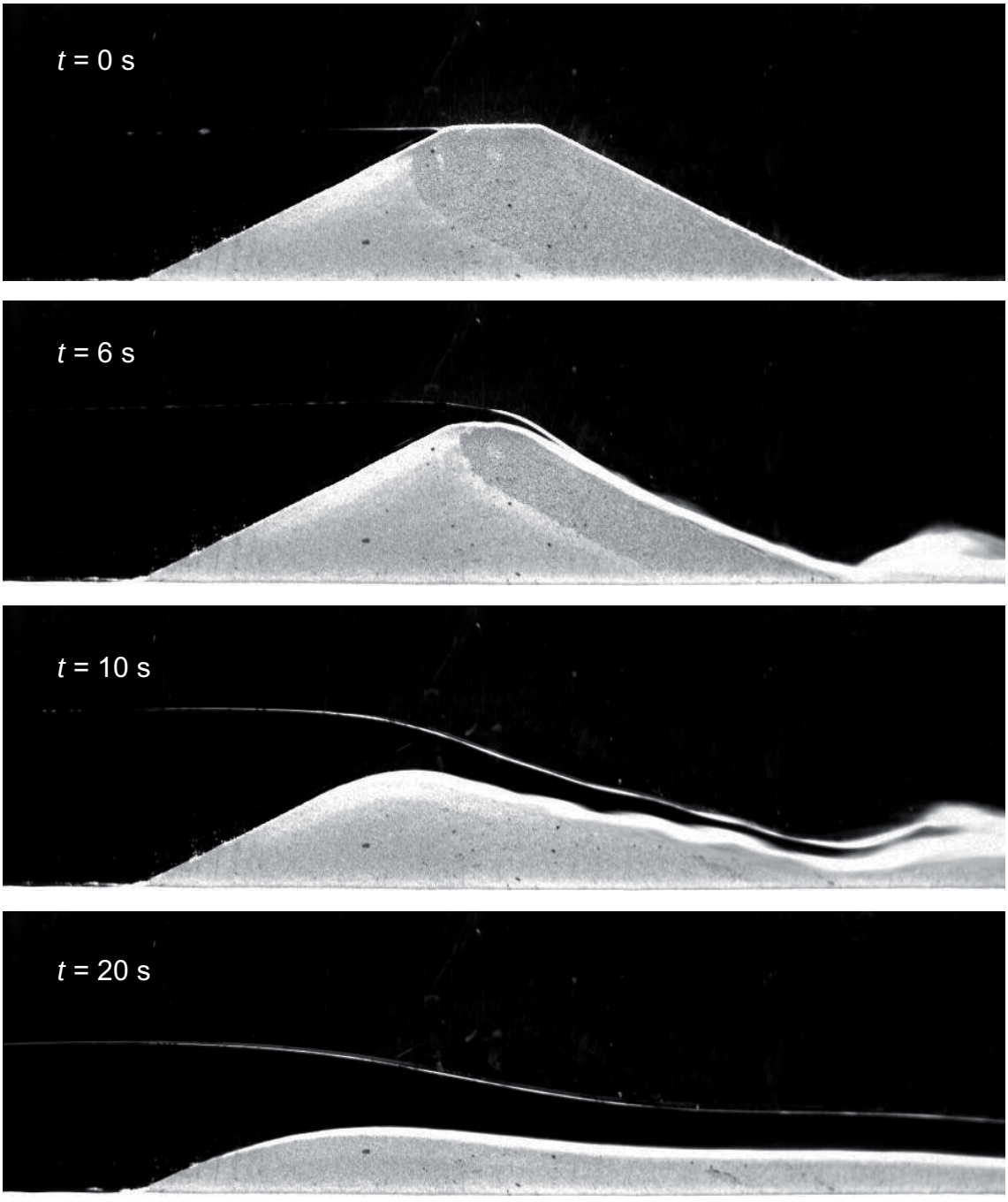


Abb. 3: Deicherosion zu verschiedenen Zeiten t bei Q = 5 l/s, b = 0.10 m und d_{50} = 1.50 mm.

Im weiteren Verlauf der Arbeit sollen nun die Erosionsvorgänge des Deichs systematisch untersucht werden. Um Massstabseffekte auszuschliessen und Modellähnlichkeit zu erreichen, wird in einem ersten Schritt eine Modellfamilie untersucht (Heller, 2007). Dies erfolgt anhand von drei Modelldeichen mit verschiedenen Massstabsfaktoren. Der kleinste Deich hat dabei eine Höhe von 0.10 m und eine Länge von 0.45 m, der grösste eine Höhe von 0.40 m und eine Länge von 1.80 m. Im Weiteren wird der Einfluss folgender Parameter auf den Erosionsvorgang mittels des Ähnlichkeitsgesetzes nach Froude untersucht:

- Durchfluss Q = 1 bis 75 l/s,
- Deichhöhe w = 0.05 bis 0.50 m,
- Böschungsneigung S = 1:2 bis 1:5,
- Mittlerer Korndurchmesser d_{50} = 1.5, 2.0, 4.0 und 8.0 mm.

Ziel ist es, die Erosionen und die Ablagerungen sowohl in wie auch quer zur Fliessrichtung zu bestimmen. Dies bedeutet die Erarbeitung einer angepassten Sedimenttransportformel, da die derzeitigen Formeln hauptsächlich für uniforme Strömung über eine praktisch horizontale, schwach geneigte Sedimentfläche gültig sind. Deiche besitzen jedoch Böschungsneigungen von 1:5 bis 1:2 und der Neigungseinfluss ist somit nicht zu vernachlässigen. Eine noch grössere Herausforderung wird die Beschreibung der seitlichen Erosion darstellen. Zurzeit sind keine Möglichkeiten vorhanden, diesen Effekt für nicht-kohäsives Material vollständig zu berücksichtigen.

4 Einfluss der Durchsickerung

Erste Versuche zeigen, dass die Deich-Durchsickerung einen massgebenden Einfluss auf die Versagensentwicklung hat. Erreicht die Sickerlinie die luftseitige Deichböschung, erfolgt ein schlagartiges Abgleiten eines grossen Teils des Deichkörpers. Der Deich wird somit massgeblich infolge geotechnischen Versagens und nicht in Folge der Überströmung zerstört. In Abb. 4 ist der Abgleitprozess während eines Modellversuches dargestellt. Der Effekt des schlagartigen Abgleitens verstärkt sich, wenn das Deichmaterial feucht eingebaut wird. Bei grobem Material (d_{50} = 8 mm) ergibt sich das zusätzliche Problem, dass die Sickerlinie den luftseitigen Böschungsfuss erreicht, bevor die Überströmung beginnt. Infolgedessen erodiert der luftseitige Deichfuss, was ebenfalls ein Abgleiten der Böschung zur Folge hat.

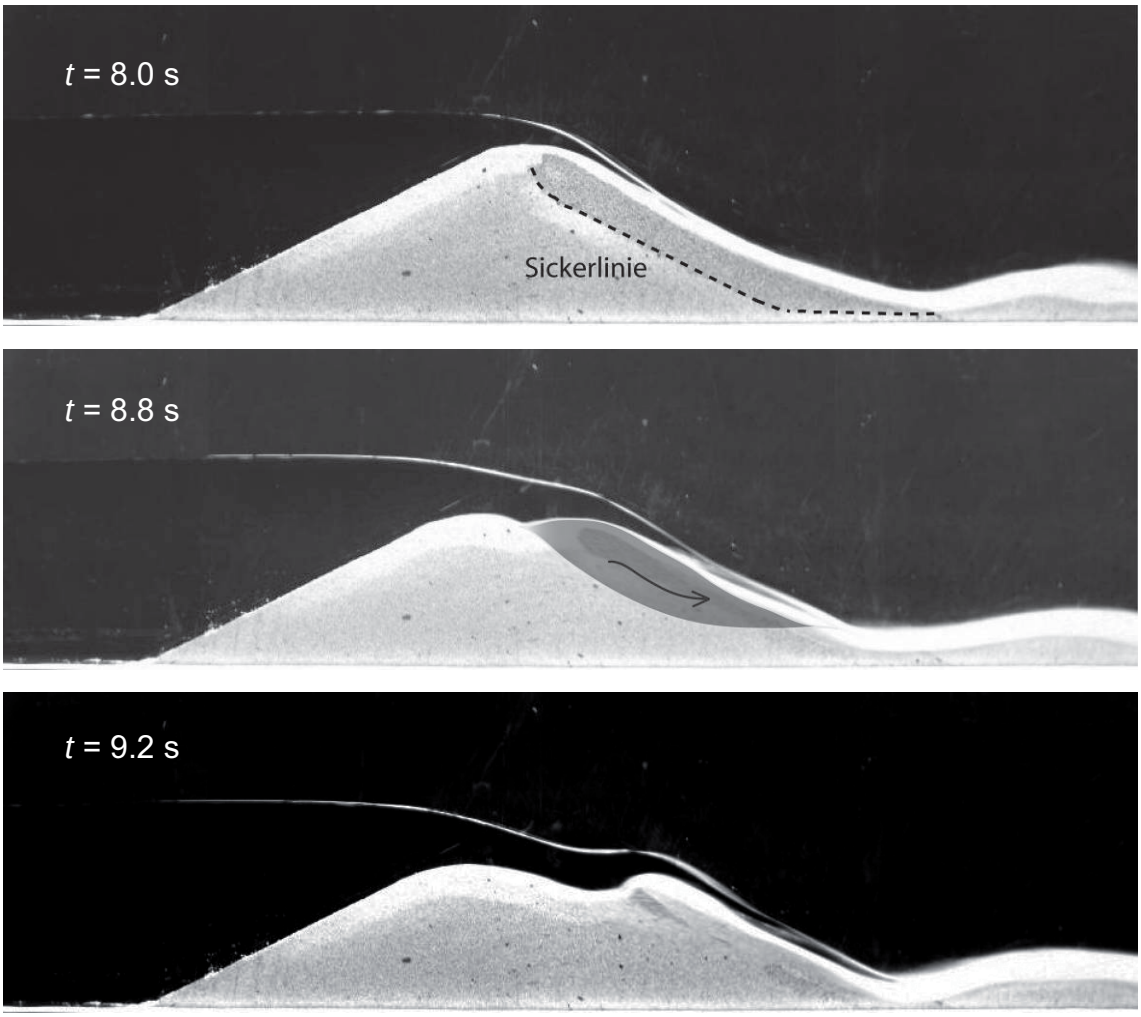


Abb. 4: Abgleiten der luftseitigen Deichböschung zu verschiedene Zeitpunkten t bei Q = 5 l/s, b = 0.10 m und d_{50} = 1.50 mm.

Um Versuche mit verschiedenen Deichabmessungen und Korndurchmessern vergleichen zu können, muss ein Abgleiten verhindert werden. In weiteren Versuchen wurde deshalb mittels Drainagen versucht, die vollständige Durchsickerung des Deichs zu verhindern und so den Deichbruch auf eine reine Erosion infolge Überströmung zu reduzieren. Dazu wurde über den bestehenden Kanalboden ein zweiter Boden eingebaut, der im Bereich der wasserseitigen Böschung Drainageöffnungen aufweist. Beim Einstau des Deichs wurde das Sickerwasser direkt durch diese Bodendrainage abgeführt. Die Sickerlinie erreichte während eines Versuchs die luftseitige Böschung nicht mehr. Ein engmaschiges Netz verhinderte die Auswaschung des Sediments. Die Abb. 5 und Abb. 6 zeigen eine Prinzipskizze der Drainage sowie die Sickerlinie während eines Versuchs. Somit konnte gewährleistet werden, dass allein die Erosion infolge Überströmung zum Versagen des Deichs führte.

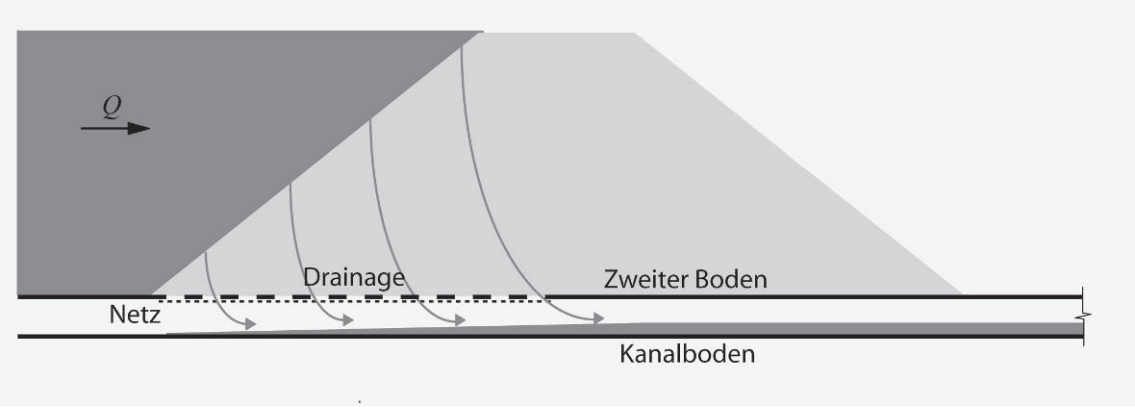


Abb. 5: Prinzipskizze der Bodendrainage zur Verhinderung der vollständigen Durchsickerung des Deichs.

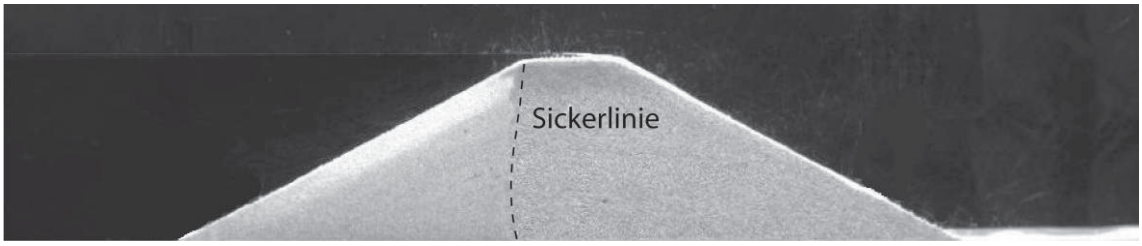


Abb. 6: Verlauf der Sickerlinie mit Bodendrainage.

5 Räumliche Deicherosion

Die Schwierigkeit bei der Untersuchung der räumlichen Deicherosion ist die simultane Bestimmung der Sediment- sowie der Wasseroberfläche zu jeder Zeit des Überströmungsprozesses. Intrusive Messinstrumente stören sowohl die Sediment- als auch die Wasser-Oberfläche stark. Die Wassertiefen speziell zu Beginn der Überströmung und gegen Ende des Erosionsprozesses sind extrem klein und können nur mit einem optischen Messsystem aufgezeichnet werden. Infolge der räumlichen Erosionsstrukturen auf der Deichoberfläche ist jedoch eine Visualisierung durch die seitlichen Glaswände des Kanals unmöglich. Das beschriebene VAW-Messsystem, das die Deicherosion mittels Kamera seitlich durch die Glaswand aufzeichnet, kann somit nur für ebene, jedoch nicht für räumliche Erosion angewendet werden.

Falls das Wasser keine Trübung aufweist, kann zur Bestimmung einer unter Wasserabfluss liegenden Sedimentoberfläche das von Godding et al. (2003) beschriebene videometrische Messsystem der Firma AICON GmbH, Braunschweig angewendet werden. Dazu wird optisch ein rechteckiges Gitter durch die Wasseroberfläche auf die Sedimentoberfläche projiziert. Die Erosions-Oberfläche reflektiert ein verzerrtes Gitter, das mittels Kameras aufgezeichnet wird und aus dem die lokalen Sedimentstrukturen berechnet werden. Die Ge-

nauigkeit dieses Messverfahrens hängt dabei von der Wasserqualität, der Reflektionsqualität der Wasseroberfläche sowie der Adsorptions-Charakteristik des Sediments ab. Um die Sedimentoberfläche unter den gegebenen Lichtverhältnissen aufzuzeichnen, wird eine spezielle Kameratechnik benötigt. Die Abb. 7 zeigt die räumliche Erosion bei einem Testversuch an der VAW. Die mit AICON aufgenommene Sedimentoberfläche ist dabei als 3D-Punktdiagramm dargestellt. Infolge Störungen an den Kanalwänden wurden während des Versuchs kleine Stosswellen beobachtet. Die Aufnahmen geben jedoch einen guten Überblick über den Ablauf der räumlichen Deicherosion. Die weiteren Versuche sollen nun mit Deichbreiten von bis zu 1.00 m durchgeführt werden, um so die Randeinflüsse zu eliminieren.

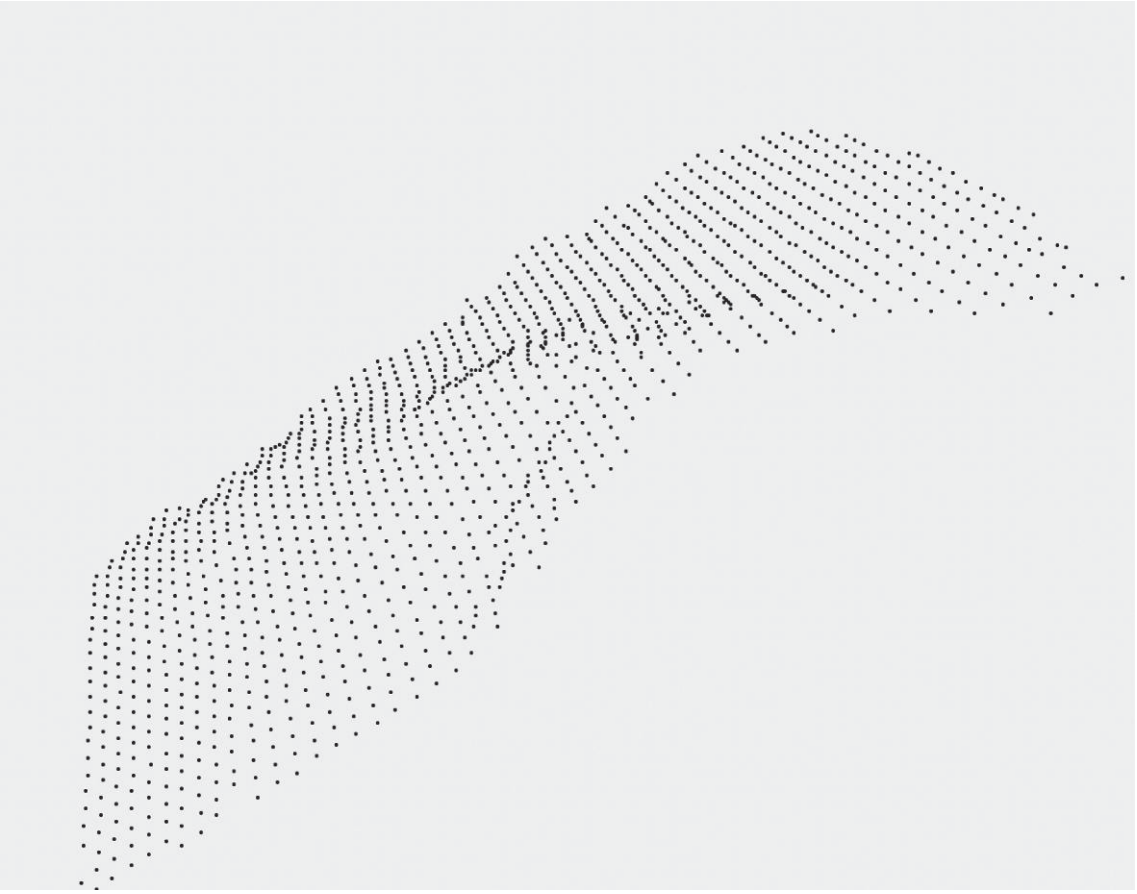


Abb. 7: Topographie der Deichoberfläche aus der AICON Messung als 3D-Punktdiagramm.

6 Bedeutung für die Praxis

Die physikalischen Modellversuche sollen die Wissenslücke betreffend den verschiedenen Prozessen während eines Deichbruchs schliessen. Die Arbeit ist dabei eng mit den Gebieten Sedimenttransport und Seitenerosion verknüpft und soll auch die Grundlage für eine numerische Modellierung liefern. Durch das

Verstehen und die Vorhersage eines Deichbruchs und dessen Folgen können bereits im Voraus Massnahmen getroffen werden. Diese beinhalten:

- Evakuationsszenarien für die Bevölkerung sowie Schutzmassnahmen für Infrastruktur,
- Bauwerke, die eine Überschwemmung in vorher definierte Retentionszonen leiten,
- Optimierung der Alarmsysteme und Notfallmassnahmen und
- Zusammenarbeit zwischen Hydraulik-, Geotechnik- und Umweltingenieuren sowie den Behörden beim Bau neuer Hochwasserschutzmassnahmen oder der Beurteilung von Gefahrenkarten.

Durch diese Arbeit soll das Phänomen des Deichbruchs besser verstanden werden und so die Sicherheit erhöht und damit das Risiko von Überflutungen gesenkt werden.

7 Schlussfolgerung

Die Hochwasserereignisse der letzten Jahre mit vermehrt auftretenden Deichbrüchen geben Anlass, die physikalischen Vorgänge und die Hydraulik eines Deichbruchs systematisch zu untersuchen. Nur bei bekanntem Ablauf eines Deichbruchs können auch die entsprechenden Evakuationsszenarien und Alarmschemas geplant und umgesetzt werden. Hydraulische Versuche an einem Modelldeich sollen sowohl über die vertikale als auch die räumliche Erosion Auskunft geben. Der betrachtete Modelldeich besteht aus inkohäsivem Sediment und weist weder einen Oberflächenschutz noch einen Dichtungskern auf. Die laufende Aufzeichnung der Wasser- und Sedimentoberfläche erlaubt die detaillierte Untersuchung des Deichbruchs. Erste Versuche haben gezeigt, dass die Durchsickerung einen massgebenden Einfluss auf die Deich-Stabilität hat. Mittels Bodendrainage wurde die Durchsickerung verhindert um so einen Deichbruch infolge reiner Überströmung zu erreichen. Die weiteren wichtigen Schritte beinhalten systematische Deichbruchversuche sowie die Definition der relevanten Sedimenttransportformel.

8 Zusammenfassung

Deiche entlang von Flüssen schützen Siedlungen und Landschaften vor Überflutungen. Überschwemmungen infolge Überströmung eines Deichs haben in den letzten Jahren aufgrund der steigenden Hochwasserintensität zugenommen. Obwohl diese Überflutungen immense Infrastrukturschäden und finanzielle Konsequenzen zur Folge haben, ist die Hydraulik von Deichbrüchen nur wenig erforscht. Um Gefahrenkarten und Überflutungsszenarien zu definieren und

entsprechende Evakuationsszenarien zu planen, müssen hydraulische Angaben über den Ablauf eines Deichbruchs bekannt sein. Dieses Forschungsprojekt soll mittels hydraulischen Modellversuchen und deren hydraulischer Analyse zum Verständnis des Deichbruchs beitragen sowie Ansätze zur zeitlichen und örtlichen Entwicklung eines Deichbruchs liefern. In ersten Versuchen wurde der Einfluss der Durchsickerung auf den Erosionsprozess des Deichs untersucht.

Referenzen

Cao, Z., Pender, G., Wallis, S., Carling, P. (2004): Computational dam-break hydraulics over erodible sediment bed. Journal of Hydraulic Engineering, 130(7), 689-703.

Coleman, S.E, Andrews, D.P., Webby, M.G. (2002): Overtopping breaching of noncohesive homogeneous embankments. Journal of Hydraulic Engineering, 128(9), 829-838.

Daniel, D.E. (Chair) (2007): The ERP Report: What went wrong and why? Civil Engineering, 77(6), 54-76.

Godding, R., Hentschel, B., Kauppert, K. (2003): Videometrie im wasserbaulichen Versuchswesen. Wasserwirtschaft, 93(4), 36-40.

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

Lüthi, N. (2005): Deicherosion, Diplomarbeit VAW, ETH Zürich, unveröffentlicht.

Powledge, G.R., Ralston, D.C., Miller, P., Chen, Y.H., Cloppner, P.E., Temple, D.M. (1989 a): Mechanics of overflow erosion on embankments: I Research activities. Journal of Hydraulic Engineering, 115(8), 1040-1055.

Powledge, G.R., Ralston, D.C., Miller, P., Chen, Y.H., Cloppner, P.E., Temple, D.M. (1989 b): Mechanics of overflow erosion on embankments: II Hydraulic and design considerations. Journal of Hydraulic Engineering, 115(8), 1056-1075.

Singh, V.P. (1996): Dam breach modeling technology. Kluwer, Dordrecht.

Smart, G.M., Jaeggi, M. (1983): Sedimenttransport in steilen Gerinnen. Mitteilung 64, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie. ETH, Zürich.

Tinney, E.R., Hsu, H.Y. (1961): Mechanics of washout of an erodible fuse plug. Journal of the Hydraulics Division ASCE 87(3), 1-29.

Danksagung

Dieses Projekt ist der Finanzierung durch den Schweizerischen Nationalfonds, Projekt Nr. 200020-116680 zu verdanken.

Adresse der Autoren

dipl. Bauing. ETH Lukas Schmocker
Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie
und Glaziologie (VAW)
ETH Zürich
CH-8092 Zürich
E-Mail: schmocker@vaw.baug.ethz.ch



Prof. Dr. sc. techn. Willi H. Hager
Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie
und Glaziologie (VAW)
ETH Zürich
CH-8092 Zürich
E-Mail: hager@vaw.baug.ethz.ch





Verringerung des Hochwasserrisikos durch gesteuerten Hochwasserrückhalt bei Speichern – Fallstudie Welsberg

D. Theiner, M. Zößmayr, G. Premstaller, P. Rutschmann

1 Einleitung

Für die Bewirtschaftung von Speichern im Hochwasserfall war es bisher üblich, auf standardisierte Verhaltensregeln (Tabellenwerke, Absenkdiagramme) zurückzugreifen. Diese Verhaltensregeln spezifizierten die Operationsmodi der verschiedenen Betriebsorgane, wie Grundablässe, regelbare Hochwasserüberläufe, in Abhängigkeit weniger, einfach zu bestimmender Parameter, wie zum Beispiel Niederschlagssummen innerhalb bestimmter Zeitintervalle, gegenwärtige Speicherfüllung und Regelabgaben.

Derart starre Betriebsregeln erlauben allerdings in Ihrer Anwendung zu wenig Flexibilität, um alle wesentlichen hydraulischen und hydrologischen Randbedingungen zu berücksichtigen und somit den Speicher optimal zu bewirtschaften. Eine Erhöhung der Zahl der Parameter vergrößert auch die Zahl der Fehlermöglichkeiten der Verantwortlichen (Madsen et al., Verringerung des Hochwasserrisikos dul., 2007).

Es besteht daher ein Potential für ein Bewirtschaftungsmodell, welches dem zuständigen Betreiber die bestmögliche Anpassung an eine komplexe Situation ermöglicht.

Ein derartiges Modell besteht jedenfalls aus zwei Teilmodellen:

- ein robustes hydrologisches Modell für die Eingangsdatenbereitstellung,
- ein hydraulisches Modell des Speichersystems.

Die technologische Entwicklung, wie verlässliche Sensorik, Datenübertragungssysteme in Echtzeit, leistungsfähige Rechner und Zugänglichkeit von Daten über das Internet (Guillaud et al., 2007) erlauben sowohl die zeitgerechte Bereitstellung der Eingangsdaten für ein derartiges Modell als auch praktisch verwendbare Rechenzeiten.

In diesem Artikel sollen Methoden und Ergebnisse einer Studie vorgestellt werden, in deren Rahmen ein Hochwasserbewirtschaftungsmodell für einen Ta-

gesspeicher im Einzugsgebiet der Rienz (Provinz Bozen - Südtirol, Italien) entwickelt wurde.

2 Projektgebiet und Aufgabenstellung

2.1 Beschreibung des Projektgebiets

Im Bereich der oberen Rienz führte großer Siedlungsdruck zum Bau von Wohn- und Industriegebieten in potentiell hochwassergefährdeten Zonen. Eine Erhöhung des Schutzgrades dieser Zonen auch gegen Hochwässer geringer Wiederkehrwahrscheinlichkeit durch bauliche Maßnahmen würde einen erheblichen finanziellen Aufwand darstellen. Seitens der zuständigen Behörden wurden daher auch alternative Lösungen ins Auge gefasst.

Oberhalb dieser gefährdeten Siedlungs- und Industriegebiete befindet sich der Speicher Welsberg des Kraftwerks Bruneck. Der Speicher Welsberg wird seit dem Jahr 1958 von der Edison AG betrieben.

Die wichtigsten technischen Daten des Speichers sind in nachfolgender Tabelle (Abb. 1) angeführt:

Kote Hochwasserüberlauf	1056,0 m ü.d.M.
Kote Stauziel	1055,0 m ü.d.M.
Ausbauwassermenge Turbinen	22,0 m³/s
Abfuhrleistung Schussrinne	552,0 m³/s
Abfuhrleistung Grundablass 1	43,2 m³/s
Abfuhrleistung Grundablass 2	211,5 m³/s
Nutzraum	4,8 Mio. m³
Fassungsvermögen	6,1 Mio. m³

Abb. 1: Anlagendaten Speicher Welsberg.

Neben dem Direkteinzugsgebiet der Rienz (ca. 400 km²) erfolgt eine Beileitung aus mehreren nahe gelegenen Einzugsgebieten (Antholzerbach, Furkelbach, Wielenbach), so daß das Einzugsgebiet des Speichers auf ca. 600 km² anwächst.

Gemessen an der Größe des Einzugsgebiets und der Ausbauwassermenge der Kraftwerks handelt es sich beim Speicher Welsberg um einen Tagesspeicher

(spezifischer Speicherrückhalt ohne Berücksichtigung der Beileitungen 120.000 m³/ km² Einzugsgebietsfläche.

Die hydrogeologischen Verhältnisse im Einzugsgebiet (Dolomitengebiet, Karsterscheinungen) führen zu einer vergleichsweise gedämpften Reaktion des Gebiets auf Niederschläge, da ein Großteil der Niederschläge versickert. Im Mittel relativ geringe Hangneigungen und ein hoher Waldanteil im Einzugsgebiet führen zusätzlich zu relativ moderaten Hochwasserspenden.

2.2 Aufgabenstellung

Das Institut für Infrastruktur der Universität Innsbruck wurde seitens der Abteilung Wasserschutzbauten mit der Durchführung einer Studie mit nachfolgenden Zielvorgaben beauftragt:

1. Potentialstudie Hochwasserretention: Es ist zu untersuchen, inwieweit sich Hochwasserspitzen durch eine optimierte Steuerung des Speichers Welsberg reduzieren lassen.
2. Hydrologisches Modell: Entwicklung eines hydrologischen Modells des Einzugsgebiets, welches für Echtzeitanwendung geeignet ist.
3. Hydraulisches Modell: Entwicklung eines hydraulischen Modells des Kraftwerks, welches die Simulation verschiedener Bewirtschaftungsszenarien in Echtzeit erlaubt.

Methodik und Ergebnisse der Studie sollen in diesem Artikel zusammenfassend wiedergegeben werden.

3 Potentialstudie Hochwasserretention

Die Beauftragung sah die Generierung von Hochwasserereignissen definierter Jährlichkeit mittels eines konzeptionellen, ereignisbasierten N-A- Modells vor.

3.1 Eingangsdaten für das konzeptionelle N-A Modell

Die Niederschlagsmesswerte an relevanten meteorologischer Stationen wurden mit den Methoden der Extremwertstatistik extrapoliert.

Um die Auswirkungen der unterschiedlichen zeitlichen Verteilung eines Niederschlagsereignisse einschätzen zu können, wurden jeweils Blockregenereignisse, endbetonte Ereignisse sowie affine Niederschlagsereignisse untersucht (Gutknecht et al., 2003).

3.2 Ereignisbasiertes hydrologisches Modell

Zur Modellierung der Abflussbildung wurde ein konzeptionelles Modell mit zwei Speicherkaskaden gewählt. Der Anteil des Oberflächenabflusses wurde über

das SCS – Verfahren ermittelt. Somit kann ein nichtlineares Verhalten des Einzugsgebiets vereinfacht berücksichtigt werden. Das verwendete Modell ist im Programmsystem TALSIM (Sydro, 2006) implementiert.

Für die Niederschlags-Abfluss Modellierung wurden Teileinzugsgebiete abgegrenzt und jedem Teilgebiet ein CN- Wert zugewiesen. Die Kalibrierung erfolgte mit Hilfe von Ereignissen, die an den Pegelmessstellen Welsberg und Gsies aufgezeichnet worden waren.

Zur Abschätzung von Hochwasserspitzen erstellte Rosso (2000) im Rahmen des Projektes VAPI VAPI (*Progetto Speciale di Valutazione delle Piene*) regionalstatistische Ansätze auf Basis der Jahreshöchsthochwässer. Die damit ermittelten Abflusswerte wurden als Vergleichswerte herangezogen.

3.3 Hydraulisches Modell des Kraftwerks - Randbedingungen

Seitens der Abteilung Wasserschutzbauten wird gefordert, dass der Abfluss im Unterwasser des Speichers Welsberg nach Möglichkeit 50 m³/s nicht überschreitet. Bei einem Hochwasserereignis muss dazu der Stauraum rechtzeitig abgesenkt werden.

Für die durchzuführende Beispielbewirtschaftung wurde angenommen, dass der Speicher zum Beginn des Niederschlagsereignisses bis zum Stauziel gefüllt ist (1.055,0 m ü.d.M.). Dies stellt eine realistische Annahme dar, da Hochwasserereignisse laut den hydrologischen Voruntersuchungen in diesem Gebiet im Zeitraum Mai bis Oktober auftreten, also in Zeiten mit relativ hohen Abflüssen.

Eine Vorabsenkung des Speichers kann auf folgenden Wegen erreicht werden:

- mit Hilfe des Kraftwerksbetriebes,
- mit Hilfe der beiden Grundablässe (bevorzugt Grundablass 1),
- über die Hochwasserentlastungsanlage.

Die Kapazität des Grundablasses Nr. 2 ist zwar deutlich höher als die von Grundablass Nr. 1., allerdings verfügt der Grundablass Nr. 2 nicht über ein redundantes Verschlusssystem, weswegen auf dessen Verwendung bei Möglichkeit verzichtet werden sollte.

Es wurde weiters angenommen, dass das Beileitungssystem während eines Hochwassers außer Betrieb gesetzt wird, um einen zu starken Feststoffeintrag zu vermeiden.

3.4 Ergebnisse der Simulationen – Speicherrückhalt (Synthetische Hochwasser)

Für alle Szenarien wurde von einer Vorwarnzeit von 72 Stunden ausgegangen, bei sofortigem Einsetzen von Maßnahmen zur Reduzierung der Speicherfüllung. Ausgangsereignis ist ein Bemessungsregen mit einer Dauer von 48 Stunden.

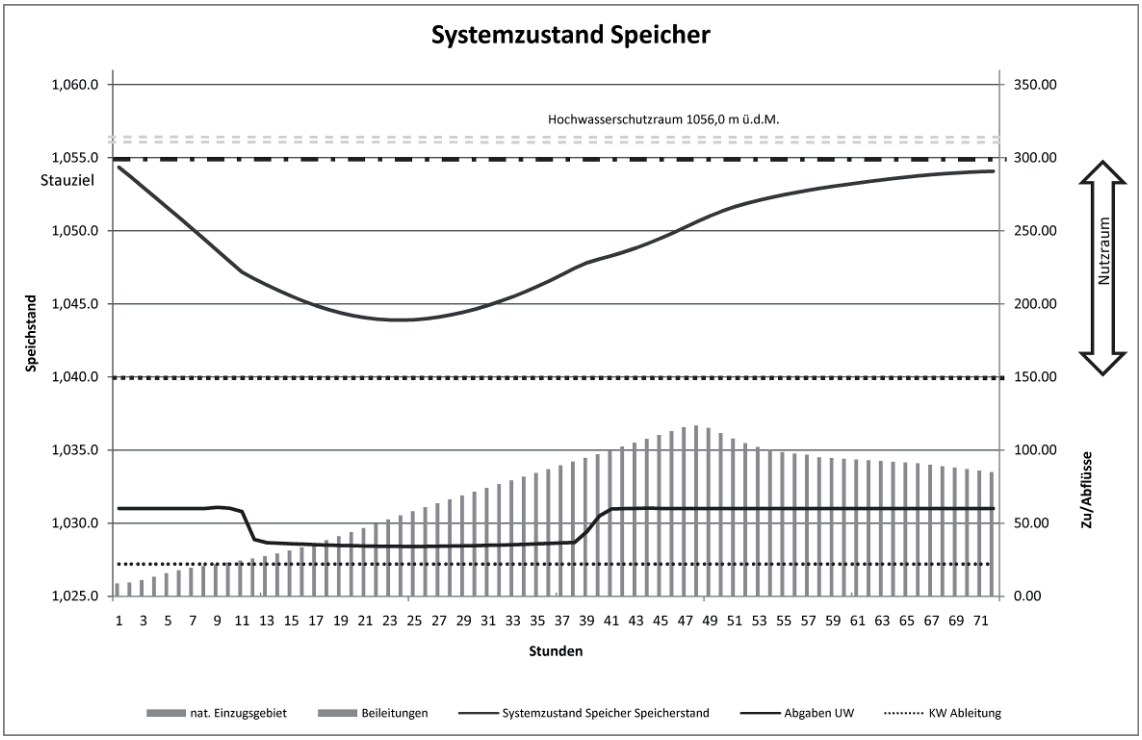


Abb. 2: Beispielbewirtschaftung HQ100 Blockregenereignis.

Speicherstand 0 h	1055,0 m ü.d.M.
Speicherstand 72 h	1054,9 m ü.d.M.
Minimaler Speicherstand	1043,9 m ü.d.M.
Max. Scheitelzufluss	116,9 m³ (nach 48 h)
Abgaben Unterwasser	0 h - 11 h: 60 m³/s HWE 12 h - 48 h: 35 m³/s GA1 49 h - 72 h: 60 m³/s HWE
Abgaben durch Kraftwerksbetrieb	0 h - 72 h: 22 m³/s

Abb. 3: Systemzustand Speicher Blockregenereignis HQ 100.

Abb. 2 stellt den Zufluss zum Speicher und den Stauspiegel infolge Vorabsenkung anhand eines 100 jährlichen Abflussereignisses (Blockregen) graphisch dar. In Abb. 3 sind die Einsatzzeiten der einzelnen Betriebsorgane angeführt, die mit Hilfe des hydraulischen Modells des Speichers durch mehrere Simulationen ermittelt wurden.

4 Hydrologisches Modell auf Basis von KNN

4.1 Allgemeines

Das hydrologische Modell beruht auf Künstlichen Neuronalen Netzen (KNN). KNN können als parametrische oder auch „Black – Box“ Modelle klassifiziert werden, die hinsichtlich ihrer räumlichen Diskretisierung generell zu den homogenen Modellen gezählt werden (Dawson und Wilby, 2001). Für deren Verwendung sprechen unter anderem folgende Gründe:

Im Gegensatz zu physikalisch – heterogenen Modellen, die eine große Zahl schwierig zu bestimmender Parameter benötigen (Blöschl, 1996), kann die Modellierung auf Basis von KNN flexibel an die jeweilige Datensituation angepasst werden. Durch den bei der Modellerstellung notwendigen Lernprozess wird Information über das Einzugsgebietsverhalten modellintern auf effiziente Weise gespeichert.

Thirumalaiah und Deo (1998) führen als weiteren wichtigen Vorteil die Fehlertoleranz von KNN an, die sich aus der redundanten Struktur ergibt. Fehlerbehaftete Messwerte oder Ausfälle von Eingabewerten führen nicht zu einem Ausfall des Modells oder zu einer signifikanten Änderung des Ausgabewerts. Dies ist besonders bei Echtzeitvorhersagen im Hochwasserfall relevant.

4.2 Bestimmung der Eingabedaten

Bei der Auswahl der Eingabedaten wurde folgende Vorgangsweise gewählt:

- Bestimmung der für das Modell relevanten meteorologischen Parameter,
- Bestimmung der meteorologischen Stationen, deren Daten in das Modell einfließen,
- Festlegung, bis zu welcher Zeitverschiebung Werte der meteorologischen Zeitreihen bzw. der Abflussganglinien berücksichtigt werden müssen,
- Aufarbeiten möglicher Zusatzinformationen zur Erhöhung der Simulationsgüte.

Zur Beschreibung des Schneeschmelzprozesses wurden bei den Eingabedaten auch die tägliche Minimum- und Maximumtemperatur (T_{min}, T_{max}) berücksichtigt.

Da das hydrologische Verhalten des Einzugsgebiets wesentlich durch die Schneeakkumulation im Winter und die darauf folgende Schneeschmelze geprägt ist, muss das Modell auch Informationen über weiter zurückliegende hydrologisch relevante Ereignisse erhalten. Allerdings ist es nicht notwendig, diese Informationen in hoher zeitlicher Auflösung in das Modell einzubringen. Die Autoren haben daher weitere Eingangsdaten in das Modell eingebracht, zum Beispiel Niederschlagssummen $P_{acc,i}$ für eine Anzahl vorangegangener Tage oder die Durchschnittstemperatur für eine Anzahl vorangegangener Tage T_{av}.

Ein Indikator für die Schneeakkumulation im Einzugsgebiet konnte mit dem *PTI* – Index (Precipitation – Temperature – Index) erstellt werden:

$$PTI = \sum_{i=1}^{365} T_{med,neg}(t-i) \cdot P(t-i) \qquad [1]$$

$T_{med,neg}$ sind mittlere Tagestemperaturen unter 0°C.

4.3 Entwicklung eines Staffel - Vorhersagemodells

Die Hochwasservorhersage dient vor allem zu einer frühzeitigen Einsatzplanung an der Staustufe (Blöschl, 2007). Vom Auftraggeber war ein Vorhersagezeitraum von 48 h bis 72 h gefordert worden. Die zeitliche Auflösung der zur Verfügung gestellten Eingangsdaten nimmt allerdings mit größer werdendem Prognosezeitraum ab:

- Von Seiten der zuständigen Ämter können Niederschlagsvorhersagen für die ersten 48 h mit einer Auflösung von 1h Intervall zur Verfügung gestellt werden,
- Für den Zeitraum 48 h – 72 h können von Seiten des Hydrografischen Amtes Vorhersagen für einen 6 h - Zeitschritt gewährleistet werden,
- Die minimalen und maximalen Tagestemperaturen können für einen Vorhersagezeitraum von drei Tagen zur Verfügung gestellt werden.

Es schien daher zielführend, das Modell so aufzubauen, dass kurzfristig möglichst hochaufgelöste Informationen verarbeitet und ausgegeben werden, während über längere Vorhersagezeiträume gröbere Informationen verwendet wurden Verringerung des Hochwasserrisikos du. Es kam daher ein gestaffelter Vorhersageansatz zur Verwendung, der in Abbildung 2 schematisch dargestellt ist. Die zeitliche Auflösung der meteorologischen Vorhersagen von Niederschlag (N) und Temperatur (T) werden dabei den Ausgabewerten (Q) gegenübergestellt.

<table>
<tr><td>Intervall [h]</td><td>2</td><td>2</td><td>2</td><td>2</td><td>2</td><td>2</td><td>2</td><td>2</td><td>2</td><td>2</td><td>2</td><td>2</td><td>2</td><td>2</td><td>2</td><td>2</td><td>2</td><td>2</td><td>2</td><td>2</td><td>2</td><td>2</td><td>2</td><td>2</td><td>2</td><td>2</td><td>2</td><td>2</td><td>2</td><td>2</td><td>2</td><td>2</td><td>2</td></tr>
<tr><td>T</td><td colspan="12">T_{min} / T_{max}</td><td colspan="12">T_{min} / T_{max}</td><td colspan="12">T_{min} / T_{max}</td></tr>
<tr><td>N</td><td colspan="24">1h Niederschlagsprognosen</td><td colspan="12">6 h Niederschlagsprognosen</td></tr>
<tr><td>Q</td><td colspan="2">2 h</td><td colspan="2">2 h</td><td colspan="3">4 h</td><td colspan="3">4 h</td><td colspan="6">12 h</td><td colspan="6">12 h</td><td colspan="6">12 h</td><td colspan="12">24 h</td></tr>
</table>

Abb. 4: Zeitliche Auflösung der meteorologischen Vorhersagen zu Niederschlag (N) und Temperatur (T) sowie Vorhersagewerte (Q).

Die erstellten KNN – Modelle decken einen Vorhersagezeitraum von 72 h ab.

4.4 Erstellung der KNN – Modelle

Das entwickelte Modell basiert auf mehrschichtigen, vorwärtsgerichteten neuronalen Netzen, so genannten „multilayer feedforward neural networks“ (MFNN). Gupta et al. (2000) haben gezeigt, daß bereits „seichte“ MFNN mit lediglich einer inneren Schicht Neuronen in hydrologischen Anwendungen befriedigende Ergebnisse liefern (Gupta et al., 2000).

Für die zu entwickelnden KNN Modelle werden die im Programm SNNS (Stuttgart Neural Network Simulator) implementierten Algorithmen von Zell et al. (1996) verwendet. SNNS wurde bereits für die Erstellung zahlreicher hydrologischer Anwendungen verwendet (Abrahart und Kneale, 1997; Campolo et al., 1999; Imrie et al., 2000, Zößmayr et al., 2006).

4.5 Ergebnisse der Simulationen – Hydrologisches Modell auf KNN - Basis

Die Prognosefähigkeit des erstellten, gestaffelten KNN – Modells wurde anhand aufgezeichneter Hochwasserereignisse getestet (ex - post – Prognose). Die verwendeten Testdatensätze wurden für das Training des Modells nicht herangezogen.

In der nachfolgenden Abbildung stellen die dreieckförmigen Messpunkte den Vorhersagewert dar, den das KNN Modell für einen Zeitpunkt t + n angibt. Die durchgezogene Ganglinie besteht aus gemessenen Werten.

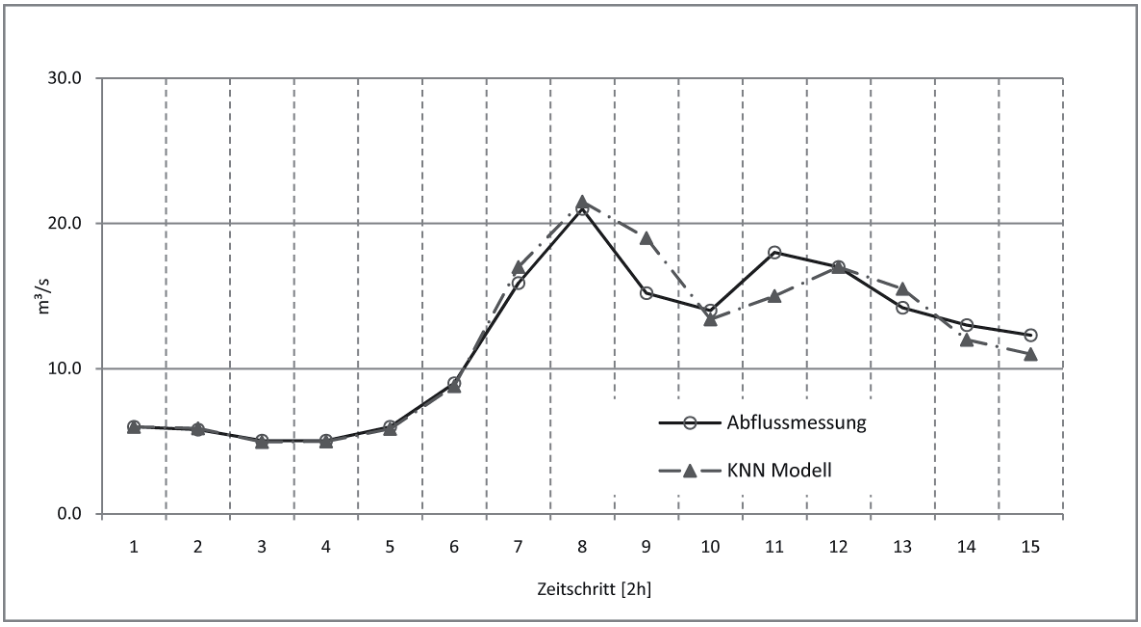


Abb. 5: Auszug Testdatensatz Abflussvorhersage Gsies Zeitschritt 0 - 2 h.

Für weiter in der Zukunft liegende Hochwasserereignisse kann die Form der Hochwasserwelle nur näherungsweise vorhergesagt werden. Die zeitliche Auflösung der Eingangsdaten ist zu grob, die Beifließzeiten im Einzugsgebiet zu gering für eine detailliertere Berechnung. Dagegen kann das Volumen der Hochwasserwelle bereits frühzeitig abgeschätzt werden, was für die rechtzeitige Absenkung des Speichers ausschlaggebend ist.

5 Hydraulisches Modell des Speichers

Die Regelungsmaßnahmen am Speicher stellen ein Optimierungsproblem dar, welches grundsätzlich nach rein physikalischen Verfahren allein aufgrund der Eingangsdaten (Stauspiegel, Leistungsfähigkeit und Öffnung der Betriebsorgane, vorhergesagter Zufluss) lösbar wäre (Wurbs, 1993).

Ein entsprechender Ansatz wurde mit Hilfe eines VBA- Moduls implementiert Anschließend wurden verschiedene Betriebsszenarien simuliert.

6 Ausblick

Das entwickelte Modell wurde der Abteilung Wasserschutzbauten der Autonomen Provinz Bozen zur Verfügung gestellt und soll dort im Laufe des Jahres 2008 in Echtzeit getestet werden.

7 Zusammenfassung

Anhand eines Fallbeispiels zeigen die Autoren, dass auch verhältnismäßig kleine Speicher eine wirksame Minderung des Hochwasserrisikos der Unterlieger bewirken können. Die hier vorgestellte Studie behandelt die Entwicklung und Implementierung eines kombinierten Abflussvorhersage- und Speicherbewirtschaftungsmodells für den Speicher Welsberg im oberen Pustertal (Provinz Bozen - Südtirol, Italien).

Zuerst wurden im Rahmen einer Potentialstudie synthetische Hochwasser unterschiedlicher Jährlichkeit generiert, mit welchen der Speicher belastet wurde. Es konnte unter anderem gezeigt werden, dass Hochwasser bis hin zu einer Wiederkehrwahrscheinlichkeit von T = 100 a ausreichend stark gedämpft werden können, um die Zielvorgaben der Abteilung Wasserschutzbauten zu erfüllen.

Der Artikel beschreibt unter anderem das erstellte hydrologische Modell, welches auf Künstlichen Neuronaler Netzen (KNN) in Feedforward- Architektur basiert. Der Vorhersagezeitraum beträgt bis zu 72 Stunden.

Die berechneten Abflüsse bilden die Eingangsdaten für das Speicherbewirtschaftungsmodell, mit dessen Hilfe die optimalen Abgaben ins Unterwasser (Turbinenbetrieb, Grundablässe, Hochwasserentlastung) ermittelt werden können.

Die entwickelten Modelle werden gegenwärtig im Echtzeitbetrieb getestet.

Referenzen

Abrahart, R.J. and Kneale, P.E. (1997): Exploring Neural Network Rainfall-Runoff Modelling, Sixth National Hydrology Symposium, University of Salford, 15 -18 September 1997.

Blöschl, G., Reszler, C., Komma, J. (2007) : Operationelle Hochwasservorhersage im Kampgebiet, Wasserwirtschaft, 5/2007, 11 – 15.

Campolo, M., Andreussi, P. and Soldati, A. (1999): River flood forecasting with a neural network model, Water Resources Research, 35, 1191-1197.

Dawson, C.W. and Wilby, R.L. (2001): Hydrological modelling using artificial neural networks, Progress in Physical Geography, 25(1), 80-108.

Guillaud, C., Manisy, B., Boonlue, C. (2007) : The AWARE-FMS flood forecasting system and its use in Thailand, Hydropower and Dams, Issue One, 2007, 84-88.

Gupta, H.V., Hsu, K., Sorooshian, S. (Editor) (2000): Effective and efficient modeling for streamflow forecasting, Artificial Neural Networks in Hydrology. Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, Boston, London, 2000.

Gutknecht, D., Reszler, C., Blöschl, G., Merz, R. (2003): Leitfaden zum Nachweis der Hochwassersicherheit von Talsperren - Entwurf. 2003, Institut für Wasserbau und Ingenieurhydrologie, Wien.

Imrie, C.E., Durucan, S., Korre, A. (2000): River flow prediction using artificial neural networks: generalisation beyond the calibration range. Journal of Hydrology, 233, 138-153.

Madsen, H., Høst-Madsen, J., Ngo. L. L. and Rosbjerg, D. (2007): Combined flow prediction and reservoir control system optimizes production at Hoa Binh, Hydropower and Dams, Issue One, 2007, 80-83.

Rosso (2000): Italia Nord-Occidentale: Bacino del fiume Po e Liguria Tirrenica – Rapporto VAPI, Rapporto del CNR-GNDCI..

Sydro Consult (2006): TALSIM Programmpaket zur Flussgebietsmodellierung, Sydro Consult, Darmstadt.

Thirumalaiah, K. and Deo, M.C.(1998): Real-Time Flood Forecasting Using Neural Networks. Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering, 13, 101 – 111.

Wurbs, R. A. (1993): Reservoir-System simulation and Optimization models, Journal of Water Resources Planning and Management 119 (1993), 445 – 472.

Zell, A. Mamier, G., Vogt, M., Mache, N., Hübner, R. Verringerung des Hochwasserrisikos du (1996): SNNS - Stuttgart Neural Network Simulator, User Manual, Version 4.2, Wilhelm-Schickard-Institute for Computer Science, University of Tübingen, Tübingen.

Zößmayr, M., Theiner, D., Rutschmann, P. (2006): Rechnergestütztes Hochwassermanagement am Beispiel des Kraftwerks Naturns, SYNAP 2006 - Analyse und Modellierung der Niederschlags – Abfluss – Prozesse, Technische Universität Dresden, 5. - 6. Oktober 2006.

Adresse der Autoren

Dr. Dieter Theiner
SEL AG
Kannonikus Michael Gamper Str. 9
I-39100 Bozen
E-Mail: theiner@gmx.at



Dr. Markus Zößmayr
EWS Ingenieure
Flahwiesenweg 3
I-39040 Vahrn
E-Mail: markus@EWS-Ingenieure.com



Dr. Georg Premstaller
ILF Beratende Ingenieure ZT GmbH
Feldkreuzstraße 3
A-6063 Rum bei Innsbruck
E-Mail: georg.premstaller@ibk.ilf.com



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



Hochwasserrückhaltebecken an der Kammlach – ein Beispiel aus der Praxis

S. Vogel

1 Problemstellung

Die an der Kammlach gelegene Gemeinde Oberrieden im Unterallgäu war in den letzten Jahren immer wieder von Hochwasserereignissen betroffen, die mehrfach größere Überschwemmungen und Schäden im Ortsbereich verursachten. Auf Grundlage einer groß angelegten Machbarkeitsstudie (Kling, 2004; 2005) wurde Steinbacher-Consult daher mit der Planung eines Hochwasserrückhaltebeckens südlich von Oberrieden beauftragt.

Der Standort des geplanten Absperrbauwerkes liegt an der Kammlach auf Höhe der Einmündung des Elbenbaches. An dieser Stelle befindet sich außerdem eine baufällige Wehranlage, über die ein Teil des Wassers aus der Kammlach in den Mühlkanal ausgeleitet wird.



Abb. 1: Sanierungsbedürftige Wehranlage.

Das erforderliche Retentionsvolumen bei einem HQ_{100}-Ereignis beträgt laut Studie 270.000 m³, der HQ_{100}-Zufluss von 57,2 m³/s (inklusive Klimafaktor) wird auf 40,0 m³/s gedrosselt. Zusammen mit flussbegleitenden Schutzmaßnahmen im Ort kann so ein Schutz vor einem 100-jährlichen Ereignis für die Gemeinde Oberrieden aufgebaut werden.

Die besondere Problematik besteht in der Kombination aus dem doppelten Zufluss (Kammlach und Elbenbach) und der sanierungsbedürftigen Wehranlage, die der Funktion nach erhalten bleiben muss. Zudem ist die Nähe der Ortschaft bei der Dammgestaltung zu beachten.

2 Randbedingungen

Das Hochwasserrückhaltebecken wird als Trockenbecken ohne Dauerstau betrieben. Abb. 2 zeigt die maßgebliche Abflussganglinie bei einem HQ_{100}-Ereignis. Im Becken wird der Abfluss, der über den Drosselabfluss von 40 m³/s hinaus geht, gespeichert und nach Abklingen der Hochwasserwelle ins Unterwasser abgegeben.

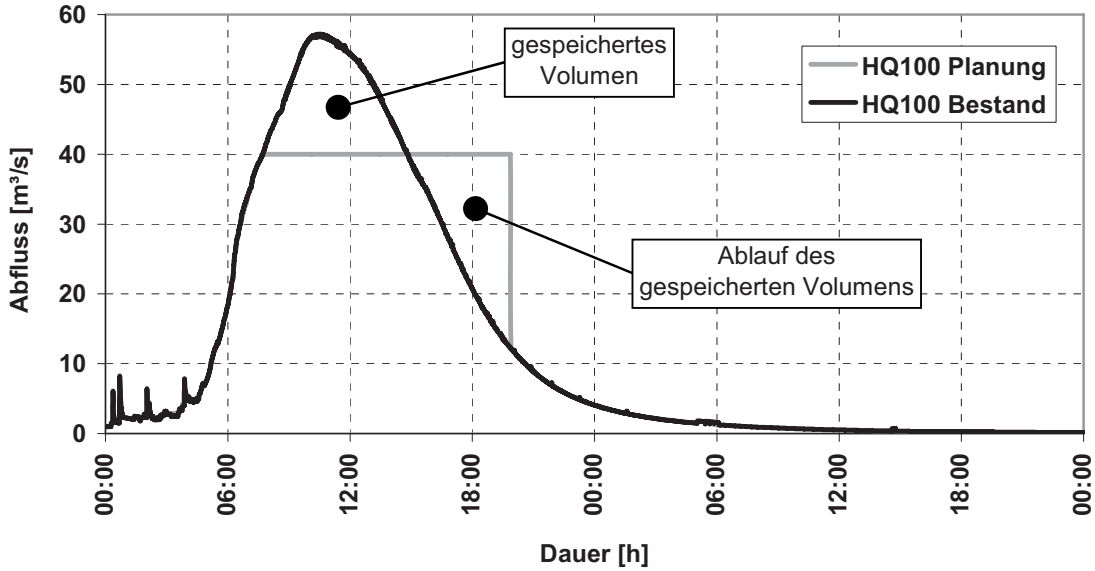


Abb. 2: Abflussganglinie HQ_{100} – Bestand und Planung.

In der Abflussganglinie ist ein Klimazuschlag von 15% berücksichtigt. Der Klimaänderungsfaktor wurde 2004 in Bayern eingeführt, um eventuell zukünftig eintretende Klimaänderungen im Sinne des Vorsorgegedankens einzukalkulieren.

Die Höhe des Absperrbauwerkes über dem tiefsten Punkt der Gründungssohle sowie das Retentionsvolumen klassifizieren das Hochwasserrückhaltebecken

nach DIN19700-12:2004-07 als mittleres Becken. Die Kriterien für die Klassifizierung bilden die Abmessung und Konstruktion des Absperrbauwerkes, die Stauraumgröße sowie das Gefährdungspotential. Aus der Eingruppierung des Beckens folgen die Jährlichkeiten für die Bemessungshochwasserzuflüsse 1 und 2 mit 500 a bzw. 5000 a.

3 Varianten

3.1 Projektrisiko

Die Planung eines Hochwasserrückhaltebeckens setzt eine intensive Zusammenarbeit mit der Bevölkerung voraus. Der Grunderwerb ist unter Umständen ein gewichtiger Bestandteil des Projektrisikos.

In Oberrieden musste der bereits festgelegte Standort des Dammes aufgrund unüberwindlicher Schwierigkeiten bei den Grundstücksverhandlungen um ca. 100 m in Richtung unterstrom verschoben werden. Der Damm fällt bei der neuen Variante deutlich länger aus und das Drosselbauwerk ist um einiges höher.

3.2 Varianten der konstruktiven Gestaltung

Im Vordergrund der Planung steht die Erarbeitung einer möglichst wirtschaftlichen und gestalterisch unauffälligen Lösung. Dazu müssen unterschiedliche Varianten untersucht werden, vor allem im Hinblick auf die Dimensionierung des Drosselbauwerks und des Dammes sowie auf die Gestaltung der Hochwasserentlastung. Auch eine Kombination der Alternativen ist denkbar.

4 Konstruktive Gestaltung

Der Standort des geplanten Dammes wurde bei der neuen Variante ca. 70 m unterhalb der bestehenden Wehranlage gewählt, die Anlage selbst wird abgebrochen.

Der Gefällesprung von ca. 2,5 m hinter dem Absperrbauwerk wird mittels einer rauen Sohlrampe überwunden. Die Rampe soll in aufgelöster Bauweise ausgeführt werden, die die Durchgängigkeit im Gewässer sicherstellt.

Vor der Rampenkrone wird über ein entsprechendes Bauwerk der Mühlbach in den Werkskanal zur Sägemühle ausgeleitet. Der Damm muss bei dieser Lösung mit einer Rohrleitung gequert werden, die am Einlauf durch ein Schütz geschlossen werden kann.

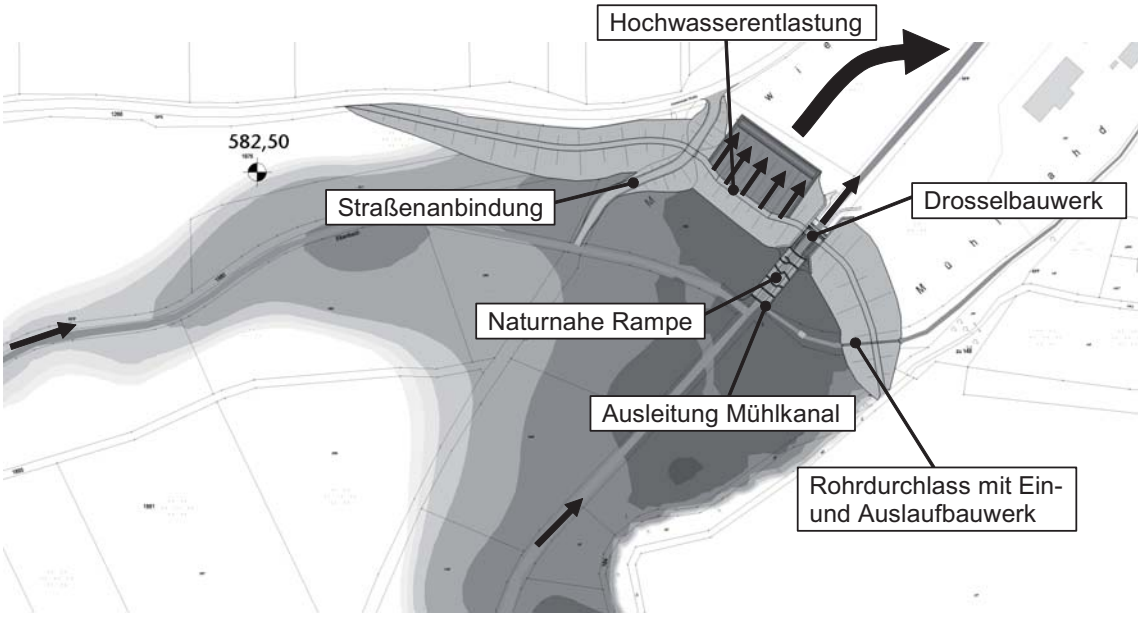


Abb. 3: Lageplan Damm – Hochwasserrückhaltebecken Oberrieden.

4.1 Dammbauwerk

Als Absperrbauwerk ist ein homogener Erddamm mit einer Höhe von ca. 4,5 m über dem Gelände vorgesehen. Da der Damm in unmittelbarer Nähe zur Ortschaft Oberrieden gebaut werden soll, empfiehlt es sich, den Damm möglichst niedrig und mit flacher Böschungsneigung zu planen.

4.2 Hochwasserentlastung

In einer Variante erfolgt daher die Hochwasserentlastung über einen überströmbaren Dammbereich mit der Breite 55 m. Die Dammhöhe kann hier um die Freibordhöhe von über 1,80 m reduziert werden. Die Böschung im Überströmungsbereich auf der Luftseite des Dammes wird mit 1:8 relativ flach ausgebildet, um den Strömungsangriff im Überlastfall zu reduzieren. Hier kommt eine neuartige Bauweise zum Einsatz, die an der Universität Karlsruhe entwickelt wurde (Queißer, 2006): die Sicherung des Dammkörpers mit einem begrünbaren, selbsttragenden Deckwerk aus Mastix-Schotter (Abb. 4).

Das Deckwerk besteht aus bituminös gebundenem Einkornsplit, der sich durch seine Eigenschaften sehr gut für die Anwendung zum Erosionsschutz eignet.

Ein großer Vorteil dieser Dammsicherung besteht in der unauffälligen Gestaltung des Dammes durch die Begrünung, die flache Böschungsneigung und die im Überlaufbereich reduzierte Höhe des Dammes.

Die Bauweise wurde bereits mehrfach erfolgreich angewendet. Abb. 5 zeigt ein Beispiel des Hochwasserrückhaltebeckens Gemmingen. Das Foto wurde freundlicherweise von Herrn Dr. Queißer zur Verfügung gestellt.

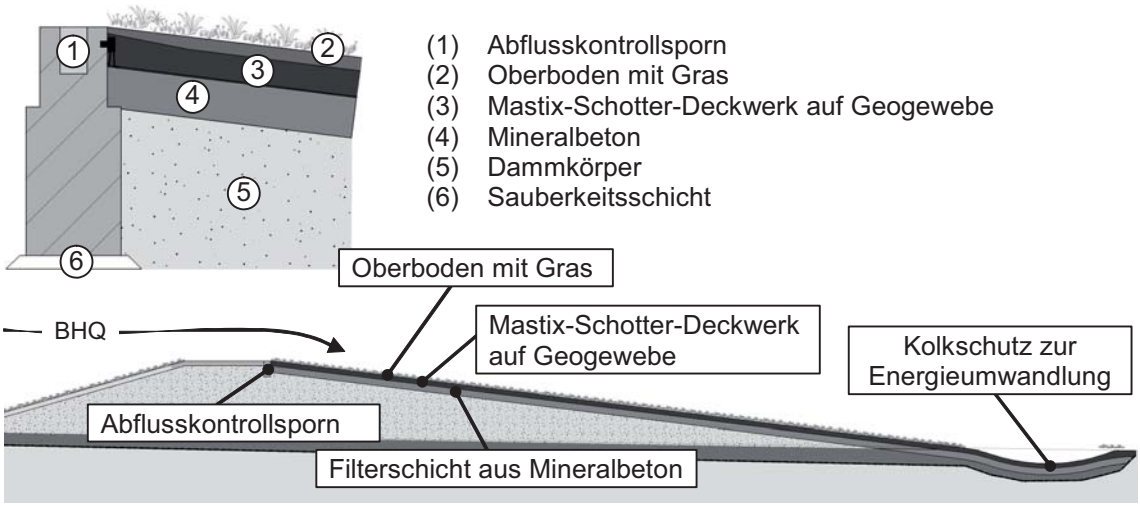


Abb. 4: Querschnitt durch überströmbaren Dammbereich mit Mastix-Schotter-Deckwerk und Detail Abflusskontrollsporn.



Abb. 5: Hochwasserrückhaltebecken Gemmingen (Foto: Queißer, 10/2005).

4.3 Drosselbauwerk

Die Steuerung des zweifeldrigen Betriebsauslasses erfolgt jeweils über ein Schütz. Bei Abflüssen bis 40 m³/s steht der gesamte vorhandene Abflussquerschnitt der Öffnung im Durchlassbauwerk zur Verfügung. Bei Abflüssen über 40 m³/s wird der Abflussquerschnitt durch ein Herablassen des Schützes verringert. Die Lage des Schützes ist abhängig von der Einstauhöhe im Rückhaltebecken. Je größer die Einstauhöhe ist, desto weiter fährt das Schütz zu und verringert somit den Abflussquerschnitt. Das Querprofil im Gerinne wird strukturiert und mit einer Ökoberme versehen, um die Durchgängigkeit in Zeiten geringerer Abflüsse für aquatische und Landlebewesen zu gewährleisten.

Abb. 6 zeigt einen Längsschnitt durch den Betriebsauslass mit gesteuertem Schütz.

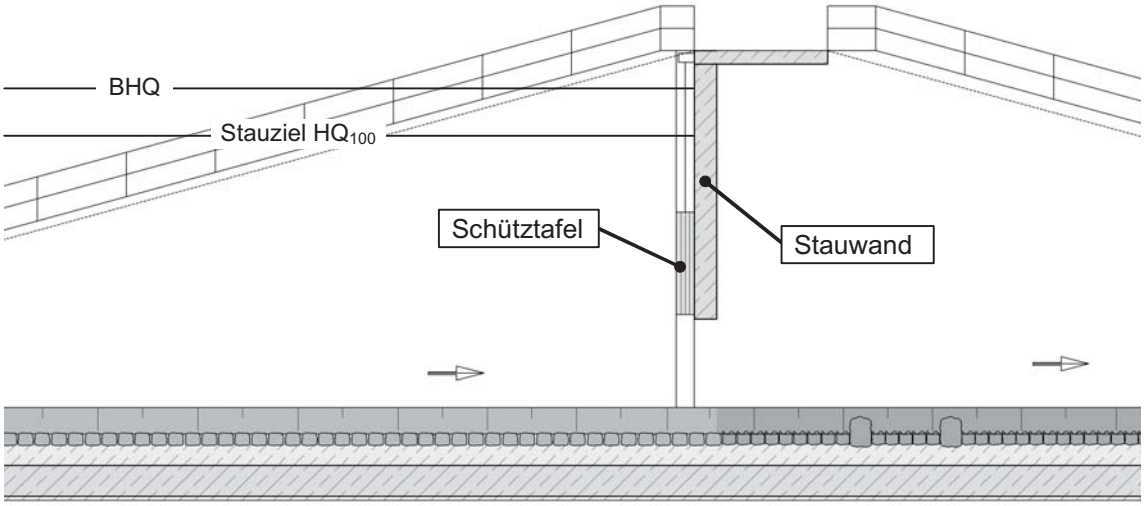


Abb. 6: Längsschnitt Betriebsauslass mit Schütz.

Zwei weitere Varianten sehen eine Kombination der Drosselfunktion mit der Hochwasserentlastung vor:

Die erste Möglichkeit besteht in der Ausbildung eines festen Wehrüberfalls über die Stauwand (Abb. 7). Die Vorteile liegen hier in der Reduzierung der Stauwandhöhe (optische Gründe) und einer Alternative zur Hochwasserentlastung über den Damm (Kosten). Nachteilig ist die größere Dammhöhe, da das Hochwasserstauziel höher liegt, als bei einer sehr breiten Hochwasserentlastung und die Dammoberkante immer um den Freibord f über diesem Stauziel liegt.

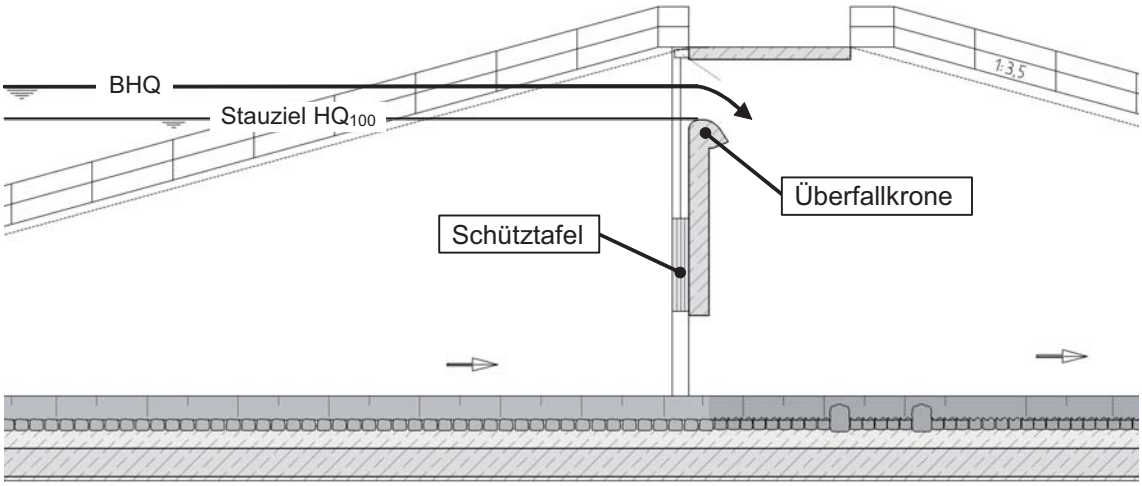


Abb. 7: Längsschnitt Betriebsauslass mit Schütz und Wehrüberfall.

Die zweite Möglichkeit ist der Einsatz eines automatisch wirkenden, schwimmergesteuerten Klappenwehres (Abb. 8). Die Klappe bleibt so lange geschlossen, bis das Stauziel HQ_{100} überschritten wird. Nun füllt sich die Schwimmerkammer mit Wasser, der Schwimmer treibt auf und öffnet die Wehrklappe, immer in Abhängigkeit vom Wasserstand. Die Klappe ist nur geöffnet, wenn das Stauziel überschritten wird.

Der Vorteil ist hier vor allem in einer Verminderung der Dammhöhe zu sehen, weil der außergewöhnliche Stauraum nahezu auf Null reduziert werden kann.

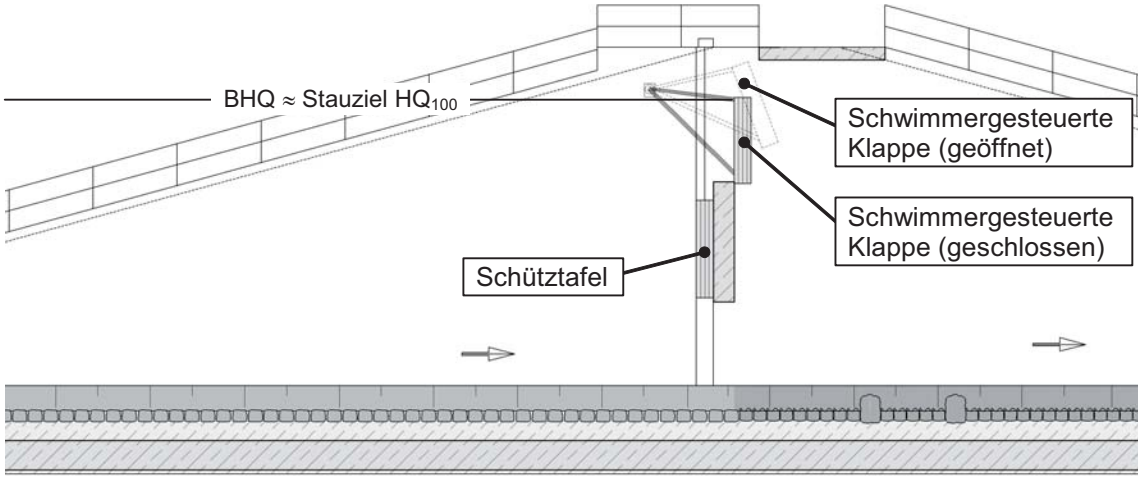


Abb. 8: Längsschnitt Betriebsauslass mit Schütz und schwimmergesteuertem Klappenwehr.

4.4 Ausführung der Rampe

Die Rampe ersetzt die baufällige Wehranlage und muss einen Gefällesprung von ca. 2,5 m überwinden. Mit einer Neigung von 1:15 erreicht die Rampe somit eine Länge von ca. 37 m (Abb. 9).

Die naturnahe Ausführung als aufgelöste Riegelrampe (Vogel, 2003) gewährleistet eine gute Durchgängigkeit im Gewässer für aquatische Lebewesen, auch bei Niedrigwasserabflüssen. Die naturnahe Gestaltung ermöglicht zudem eine Deklarierung als Ausgleichsmaßnahme.

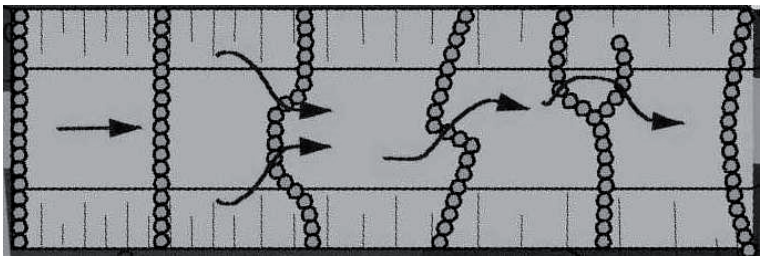


Abb. 9: Hauptströmung auf der Riegelrampe.

Die Ausführung der aufgelösten Rampe lehnt sich an natürliche Strukturen an, wie sie zum Beispiel in Gebirgsbächen anzutreffen sind. Das so genannte Step-Pool-System wurde in Form der Riegelbauweise übernommen, deren einzelne Riegel sich aus Absturz-Becken-Sequenzen zusammensetzen.

Die Höhe der Riegel kann durch Lücken und unterschiedlich hoch gesetzte Steine variiert werden. Die Riegel werden in Form und Länge so ausgerichtet, dass sich bei Niedrigwasser eine abwechslungsreiche Hauptströmung entwickeln kann (Abb. 11)

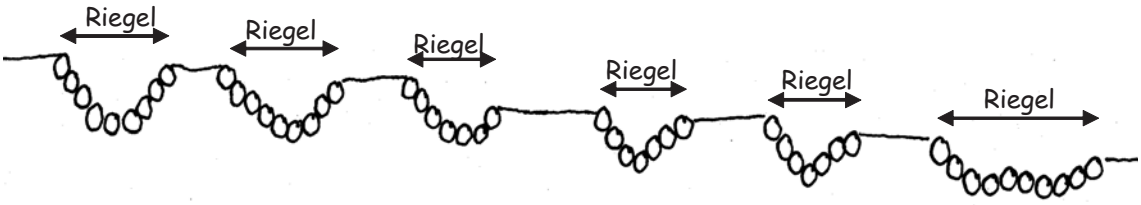


Abb. 10: Schematischer Längsschnitt durch eine Riegelrampe.

Der schematische Aufbau ist im Längsschnitt Abb. 10 dargestellt.

Der Rampenkörper ist in unterschiedlich geformte Riegel gegliedert, die sich jeweils aus einer "Absturzreihe" in Höhe der Flusssohle, einem darauf folgenden, mit Steinen ausgelegten Kolkbereich und einer Endreihe zusammensetzen. Das Prinzip kann auch entfernt mit einem Tosbecken verglichen werden.

Eine Herausforderung bilden die unterschiedlichen Abflussverhältnisse, die über der Rampe angesetzt werden müssen:

Der Mittelwasserabfluss wurde in der Kammlach hinter der Einmündung des Elbenbachs zu 450 l/s ermittelt. Die wasserrechtlich zugesicherte Ausleitung am Mühlbach beträgt 800 l/s bei einer festgelegten Restwassermenge von 90 l/s in der Kammlach.

Der naturnah gestaltete Abflussbereich in der Mitte der Rampe muss also bei der sehr geringen Beaufschlagung von 90 l/s noch eine Durchgängigkeit mit ausreichender Fließtiefe aufweisen und gleichzeitig der Abflussbelastung bei 40 m³/s standhalten.

Zusätzlich ist die Krone so zu gestalten, dass eine gesicherte Ausleitung der Wassermenge bis zu 800 l/s möglich ist. Angedacht ist hier ein Staubalken im Bereich der Rampenkrone, unter dem die Restwassermenge abfließen kann und der gleichzeitig den nötigen Aufstau für die Ausleitung erzeugt.

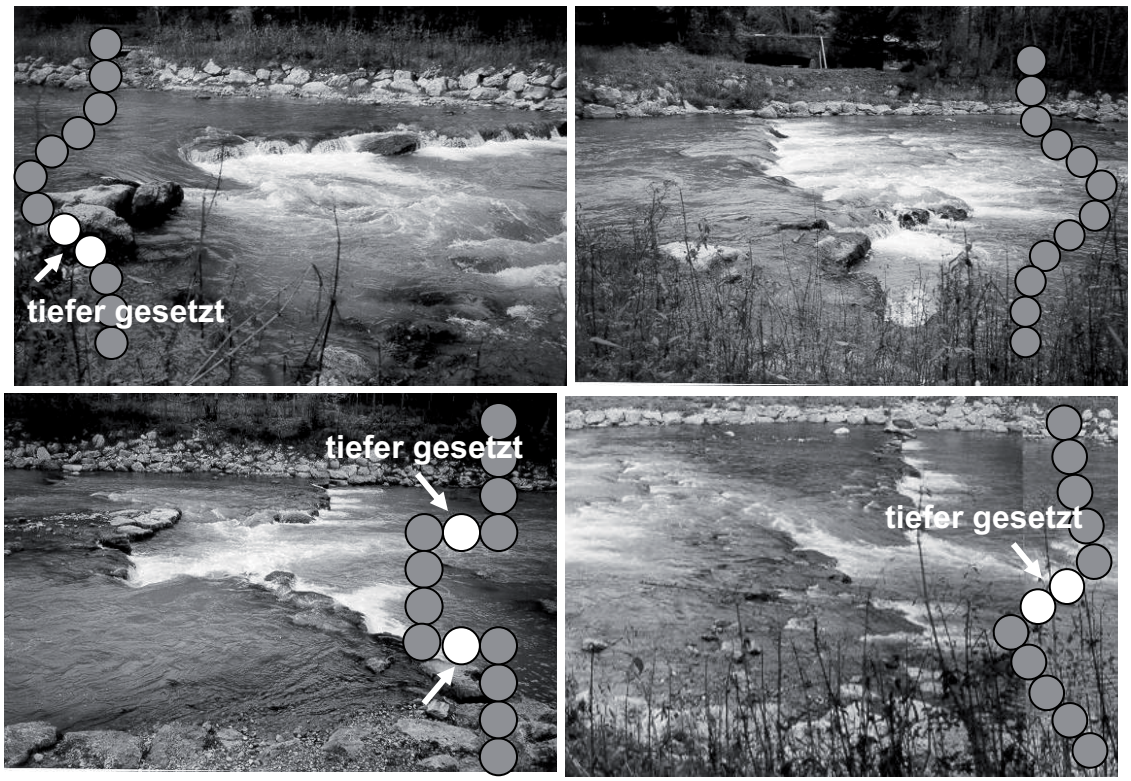


Abb. 11: Riegelformen am Beispiel der Mangfall-Rampe Grubmühle.

5 Zusammenfassung

Die in den letzten Jahren gehäuft auftretenden Hochwasserereignisse haben den Sinn der Öffentlichkeit für die Gefahren, die von solchen Ereignissen ausgehen, geschärft.

Flächendeckend müssen die Hochwassergefahren untersucht und ausgewertet werden.

Vorliegendes Beispiel zeigt anhand einer aktuellen Planung für ein Hochwasserrückhaltebecken einen Ausschnitt der Möglichkeiten, die im Hochwasserschutz zur Verfügung stehen. Die Probleme, die während der Planung auftreten können bzw. aufgetreten sind werden aufgezeigt und Alternativen erläutert, mit denen in Zusammenarbeit mit dem Auftraggeber und der Fachbehörde Lösungen erarbeitet werden.

"Neue Anforderungen an den Wasserbau" beinhalten hier nicht nur die technischen Maßnahmen, die für den Hochwasserschutz ergriffen werden müssen, sondern auch Maßnahmen im naturnahen Wasserbau, mit denen oft die gleichen Ziele zu erreicht werden.

Referenzen

Kling Consult (2004): Studie zur Hochwasserreduzierung der Gemeinde Oberrieden.

Kling Consult (2005): Ergänzung Studie zur Hochwasserreduzierung der Gemeinde Oberrieden.

Queißer, J. (2006): Entwicklung landschaftsverträglicher Bauweisen für überströmbare Dämme, Mitteilungen Heft 233, Institut für Wasser und Gewässerentwicklung, Universität Karlsruhe.

Vogel, S. (2003): Ansätze zur Bemessung rauer Rampen in aufgelöster Bauweise, Mitteilungen Heft 88, Universität der Bundeswehr München, Institut für Wasserwesen.

Adresse des Autors

Dr.-Ing. Susanne Vogel
Steinbacher-CONSULT
Ingenieurgesellschaft mbH & Co. KG
Richard-Wagner-Str. 6
D-86356 Neusäß
E-Mail: susanne.vogel@steinbacher-consult.com





Neue Anforderungen an den Flussbau
Teil 1

(Session 5)

Sessionsleiter:
Prof. Dr.-Ing. M. Aufleger
Universität Innsbruck





Sanierung Untere Salzach – Weiche Ufer

M. Aufleger, T. Hafner, M. Hengl

1 Einleitung

Die Untere Salzach an der Grenze zwischen Bayern und Österreich befindet sich seit vielen Jahrzehnten in einem Erosionsregime, das infolge Sohldurchschlag in die um mehr als eine Zehnerpotenz feinkörnigere Unterschicht weiter verstärkt wurde. Neben flächigen Sohlsicherungen und aufgelösten Sohlrampen sind in großem Umfang Uferrückbaumaßnahmen erforderlich (WRS, 2001).

Im Zuge der aktuellen Planungen für das Freilassinger Becken konnte das ursprünglich ausgearbeitete Konzept zum Erreichen einer deutlich größeren Gewässerbreite in ökologischer, ökonomischer und auch planungsrechtlicher Sicht verbessert werden. Anstelle von technischen Verbreiterungsmaßnahmen sind nun durchwegs eigendynamische Aufweitungen auf in Summe ca. 8 km Flusslänge vorgesehen. Nach dem vollständigen Rückbau der Ufersicherungen in den betreffenden Bereichen werden bei größeren Abflussereignissen seitliche Erosionsvorgänge einsetzen und so zu einer Verbreiterung und in Teilbereichen auch zur gezielten Umlagerung des Gewässerlaufs führen.

Für die Planungsarbeiten war es notwendig, geeignete Werkzeuge zur Abschätzung der lateralen Flussentwicklung zu verwenden. Hierbei konnte man zum einen auf Ergebnisse von Modellversuchen des Bundesamtes für Wasserwirtschaft in Wien zurückgreifen, zum anderen wurde das an der Technischen Universität München entwickelte Programm UFERLOS angewandt. Dieses musste im Rahmen des Salzach-Projektes an die geplanten Krümmungssituationen angepasst werden. Auch hier war die Verwendung der Ergebnisse eines großen physikalischen Modells von erheblicher Bedeutung. Nach umfangreichen Untersuchungen konnte ein Konzept entwickelt werden, mit welchem über einen Streckenabschnitt von mehr als 2 Kilometern aus dem aktuell geradlinigen Verlauf der Salzach eine natürlich wirkende Kurvenfolge durch eigendynamische Gewässerentwicklung erreicht werden soll.

Im Projektgebiet können drei Teilstrecken hinsichtlich ihrer grundlegenden Tendenz zur Aufweitung unterschieden werden. Die tatsächliche zukünftige Entwicklung hängt naturgemäß vom im Detail nicht prognostizierbaren Abflussgeschehen ab. Im Rahmen der Planungen mussten dennoch klare Vorgaben hin-

sichtlich des langfristigen Raumbedarfs und auch dem Umgang mit größeren Bewuchselementen gemacht werden. Damit ist es möglich, ohne Gefahr für den Hochwasserschutz, auf mehreren Kilometern Flusslänge auf Ufersicherungen vollständig zu verzichten.

2 Modellversuche Mäanderstrecke

Während des Sohlhebungsprozesses flussauf der geplanten Rampen würde flussab das bestehende Geschiebedefizit temporär weiter verschärft werden. Zum Defizitausgleich und zur Flussverbreiterung wird auf großen Strecken die Ufersicherung entfernt und eine eigendynamische Gewässerentwicklung initiiert. Um zu prüfen, wie diese Gewässerentwicklung ablaufen kann und welche Maßnahmen erforderlich sind, führte das Bundesamt für Wasserwirtschaft von 1998-2000 einen wasserbaulichen Modellversuch im Labor der TU Wien durch.

Modellversuchsziele bezüglich Gewässerentwicklung waren die Ermittlung erforderlicher Maßnahmen zur Lenkung der Seitenerosion, der zeitliche Prozessablauf, die Analyse der Laufentwicklung und Ableitung der daraus erforderlichen Ufersicherungen (WRS, 2001a).

Die Entwicklung der Salzach vom gestreckten zum geschwungenen Lauf erfolgte durch die Simulation von mehreren Hochwasserereignissen unterschiedlicher Jährlichkeiten und Zwischenphasen mit konstanten Abflüssen über dem Geschiebetransportbeginn. Dabei zeigte sich, dass erst über dem einjährlichen Hochwasser eine wesentliche Breitenentwicklung zu erwarten ist.

Regelmäßige Sohlvermessungen waren Grundlage für die Analyse der Laufentwicklung. Darüber hinaus konnten aus diesen Daten wertvolle Informationen betreffend Tiefenvarianz gewonnen werden, die deutlich zunimmt (siehe Abb. 1, oben) und damit die Ökomorphologie deutlich verbessert. Die morphologische Gewässerentwicklung und die Abdeckung des temporären Geschiebedefizits kann mit Lenkungsbuhnen maßgeblich gesteuert werden (siehe Abb. 1, unten). Mit der Seitenerosion nimmt auch die Sohlbreite zu, wodurch Sohlbeanspruchung und Wasserspiegellagen bei Hochwasser sinken.

Im Modellversuch waren in den Außenbögen Ufersicherungen vorgesehen um den Raumbedarf zu begrenzen. In diesem Zusammenhang als wichtig erwies sich die Ufersicherung vor der Furtstrecke um den Fluss wieder einzufangen. Alle weiteren Ufersicherungen sind erst bzw. nur dann erforderlich, wenn die betroffenen Grundflächen nicht zur Verfügung stehen.

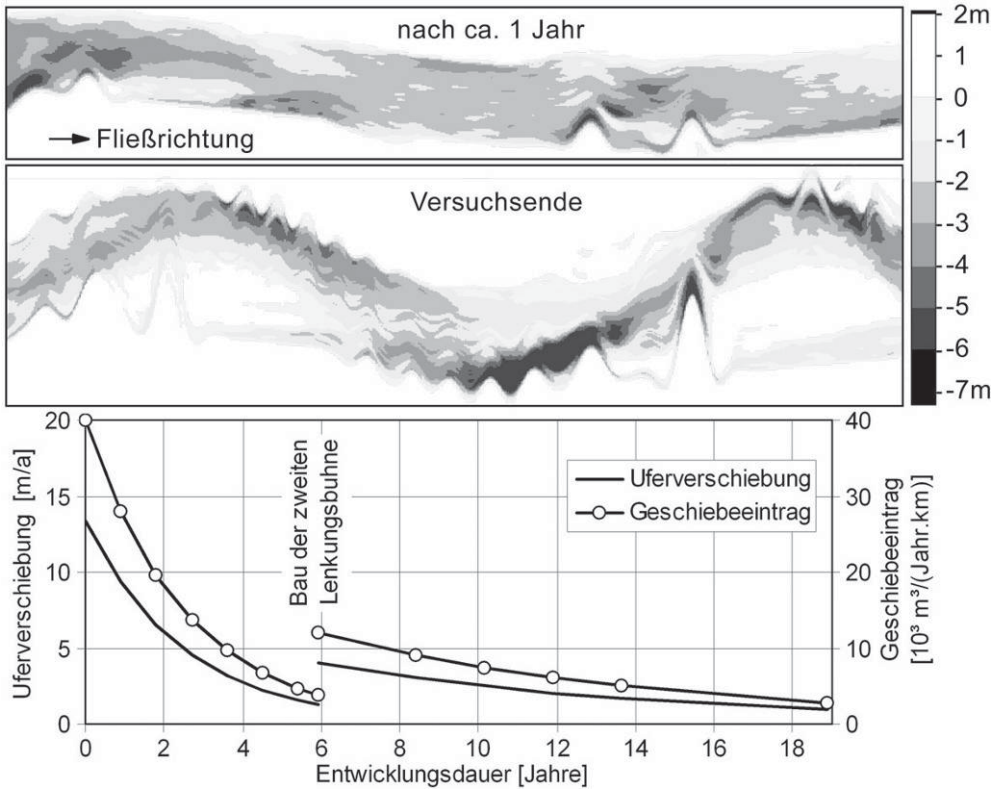


Abb. 1: Tiefenvarianz bei Abfluss ca. 2 MQ = 500 m³/s (oben). Mittlere Uferverschiebung und Erosionsvolumen bei ca. 3 m Kiesmächtigkeit (unten).

3 Weiterentwicklung des Programms UFERLOS

Neben den physikalischen Modellversuchen sollte auch ein zweidimensionales tiefengemitteltes Simulationsmodell zur Abschätzung der Seitenerosionsvorgänge zum Einsatz kommen. Das 2D-Modell zeigte im Vergleich zu physikalischen Modellversuchen der Versuchsanstalt Obernach in geraden Versuchsabschnitten gute Übereinstimmungen (Schmautz, 2003). Bei einem Vergleich mit einem physikalischen Modellversuch einer S-Kurve (Aufleger und Niedermayr, 2004), zeigten sich allerdings deutliche Schwächen wie z.B. eine zu schwache Pralluferausbildung, welche im Fehlen jeglicher Sekundärströmungseffekte im 2D-Programm vermutet wurden. Hierauf wurden weitere Anpassungen am Programm durchgeführt. Zunächst wurden die hydraulischen 2D-Ergebnisse bzw. die tiefengemittelte Geschwindigkeitsverteilung in einer Kurve mit dreidimensionalen numerischen Modellen verglichen. Es zeigte sich, dass das Geschwindigkeitsmaximum im 2D-Modell tendenziell zu weit an der Kurveninnenseite lag. Über eine Kalibrierung des Turbulenzmodells konnten die Schwächen nicht korrigiert werden. Erst durch die Berücksichtigung von so genannten Dispersionstermen, in denen die Abweichung der tatsächlichen Strömungskomponenten von den tiefengemittelten Geschwindigkeiten eingeht,

konnte eine Verbesserung erreicht werden. Neben der Anpassung in der Hydraulik des 2D-Modells erfolgte auch eine Veränderung der Berechnung der Geschiebebewegungen. Aufgrund der Sekundärströmungswalze in einer Flusskurve kommt es in Sohlnähe zu einer an die Kurveninnenseite gerichteten Strömungskomponente. Diese ist im Vergleich zur Hauptströmung zwar um gut eine Zehnerpotenz geringer, lenkt aber dennoch das transportierte Geschiebe um einige Grad von der Hauptströmung zur Gleituferseite hin ab. Analytische Ansätze zu diesem Effekt wurden bereits von Rozovskii (1957) aufgeführt, welche für die Korrektur der Geschiebetransportrichtung in 2D-Modellen verwendet werden können. Erst mit diesen Anpassungen konnte in dem 2D-Modell ein zu den physikalischen Modellversuchen der Versuchsanstalt in Obernach ähnliches Aufweitungsverhalten beobachtet werden (Hafner, 2006 sowie Hafner und Aufleger, 2007).

Bei den anschließenden numerischen Untersuchungen zur Sanierung der Salzach wurde vor allem darauf wertgelegt, verschiedene Varianten miteinander zu vergleichen und Unterschiede im Prozessverhalten herauszustellen, um hieraus Empfehlungen für die Umsetzung abzuleiten. Die Simulationsergebnisse wurden primär qualitativ beurteilt. Die Absolutzahlen zur Breitenentwicklung wurden daher lediglich als grobe Schätzwerte angesehen. In einem ersten Optimierungsschritt (Geo-1) wurden die Uferverbauungen in der Simulation beidseitig auf ca. 3 km entfernt. In den Simulationen ließen sich bei anhaltendem Geschiebedefizit zwar Erosionen an beiden Ufern erkennen, es zeigte sich aber nicht die gewünschte Abkehr von der fast geraden Strecke hin zu Mäanderstrukturen. Ähnliches Verhalten ließ sich auch in dem in Kapitel 2 beschriebenen physikalischen Modellversuch erkennen, bei dem erst nach zusätzlichen Lenkungsbuhnen die Mäanderentwicklung ausgelöst werden konnte. In einem zweiten Schritt (Geo-2) wurde daher die Uferverbauung lediglich wechselseitig entfernt, um die Aufweitungskraft und die Breitenzunahme jeweils auf einer Seite zu konzentrieren. Die Abb. 2 zeigt für einen Rechengang mit konstanter hydraulischer Belastung von 1500 m³/s die Ufererosionen bis 35 Tage getrennt für das linke und rechte Ufer. Aufgrund des fehlenden Geschiebeeintrags kommt es neben der Seitenerosion auch zu Sohlerosionen, welche sich vom linken Rand bei Fkm 51,1 allmählich nach unterstrom ausbreiten. Aufgrund der einhergehenden Gefällereduktion reduziert sich auch die Seitenerosion im oberen Abschnitt im Vergleich zum unteren. Bei weiteren Varianten wurde der Geschiebeeintrag erhöht, wodurch die Sohlerosion zurückging und sich die Breitenentwicklung in den ersten beiden Kurven verstärkte. Durch die wechselseitige Entnahme der Uferverbauung wird dem Fluss letztendlich die Seite mit der freien Entwicklung vorgegeben. Die Simulationen zeigten, dass je nach Entwicklungsstadium der Fluss aber genau die andere Seite als Entwicklungsufer

bevorzugen würde. Dies macht sich in ausgeprägten Kolken und Rinnen am weiterhin befestigten Ufer bemerkbar. Abb. 3 zeigt dies für eine Querschnittsentwicklung nach 5 Tagen und nach 35 Tagen. Die vom Fluss bevorzugte Pralluferseite liegt nach 5 Tagen eigentlich auf der linken Seite und verlagert sich erst allmählich an die rechte Seite.

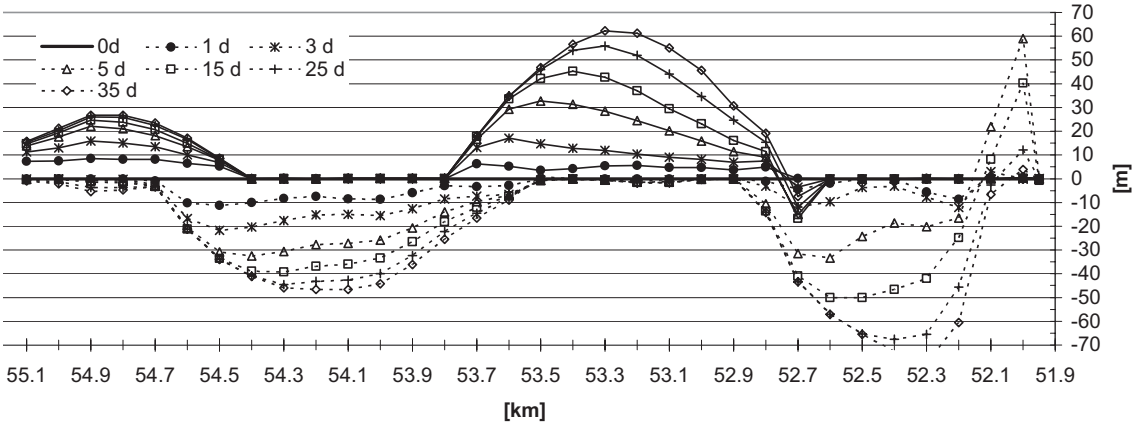


Abb. 2: Berechnete Ufererosion in [m] getrennt nach linkem (durchgezogene Linie) und rechtem (gestrichelte Linie) Ufer für 0 bis 35 Tage unter konstanter Abflussbelastung von 1500 m³/s.

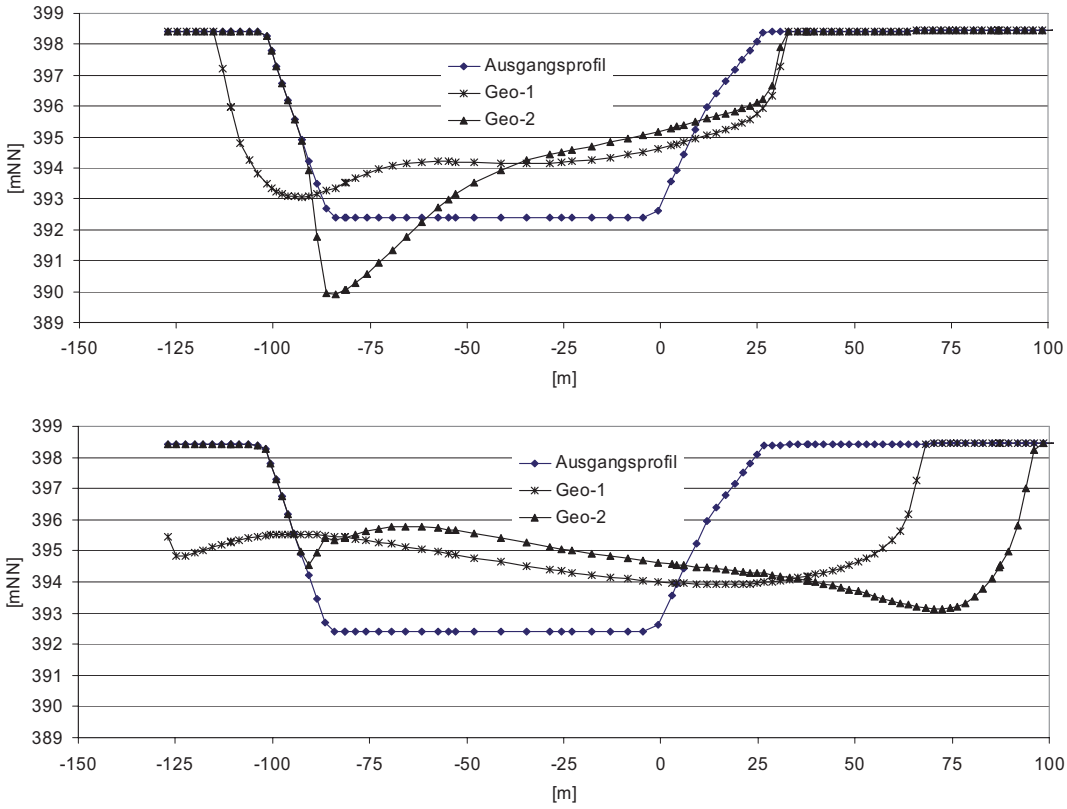


Abb. 3: Berechnete Querschnittsentwicklung bei Fkm 52,3 nach fünf Tagen (oben) und nach 35 Tagen (unten) für die Variante Geo-1 (beidseitige Entnahme der Uferbefestigung) und für die Variante Geo-2 (Uferbefestigung nur rechts entnommen).

In weiteren Simulationsvarianten wurden Ganglinien, verschiedene Geschiebeeintragsraten und Geometrien untersucht, um letztendlich Anhaltswerte für die Entwicklung der Seitenerosionsgeschwindigkeiten und der daraus resultierenden Geschiebemobilisierung abzuleiten.

4 Umsetzung der Untersuchungsergebnisse

In den Planungen der WRS (2001) war über weite Strecken des Projektgebietes nach technischer Aufweitung des Flussbettes eine erneute feste Ufersicherung vorgesehen. Basierend auf den oben genannten Untersuchungen und unter Verwendung besserer Planungswerkzeuge ist eine in ökologischer, wirtschaftlicher und planungsrechtlicher Hinsicht deutlich verbesserte Lösung möglich. Nach dem Rückbau der Uferbefestigungen erfolgt nun die Aufweitung des Gewässerbettes in allen Flussabschnitten im Wesentlichen durch eigendynamische Seitenerosion als natürlicher Prozess. Es ist zwischen den Flussabschnitten mit gestrecktem Verlauf (Fkm 59,2 bis Fkm 56,8 sowie Fkm 51,6 bis Fkm 49,6) der Mäanderstrecke (Fkm 56,8 bis Fkm 51,9) zu unterscheiden. Der Rückbau der Uferverbauungen steht in direktem Zusammenhang mit der Errichtung der Sohlabstufungen und wird zeitlich gestaffelt erfolgen (Abb. 4). Durch den Bau einer Sohlabstufung wird das Geschiebedefizit in deren Unterwasser verstärkt. Als Gegenmaßnahme wird die Ufersicherung in dieser Strecke unmittelbar nach dem Bau der Sohlabstufung entfernt werden. Der vorübergehende Geschiebeeintrag infolge der Seitenerosion wird zu einer temporären Sohlanhebung bzw. zumindest zu einer Verminderung der Sohleintiefung führen.

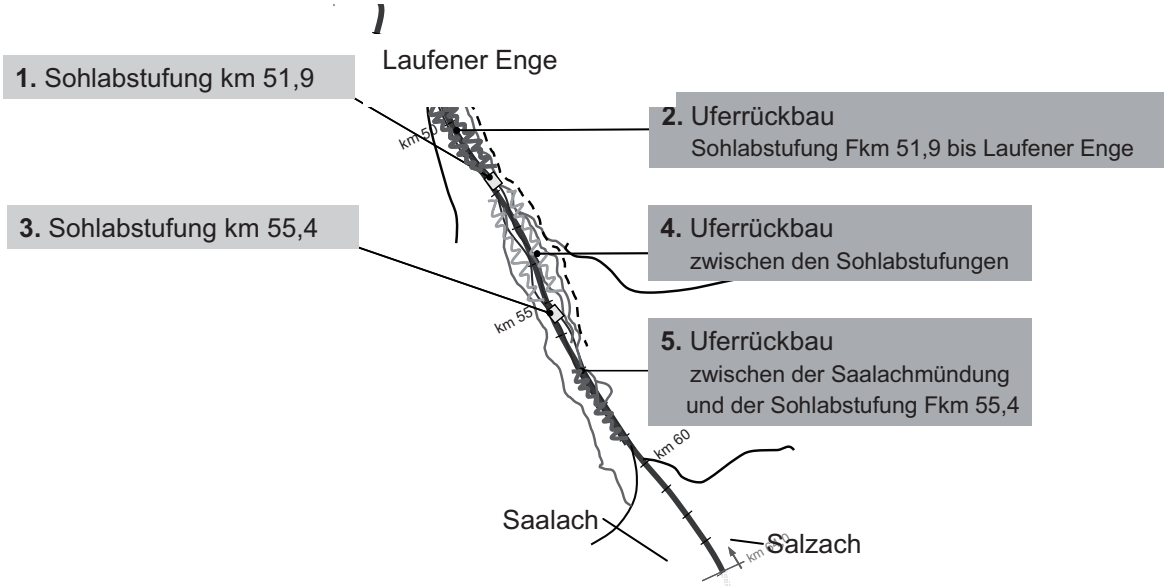


Abb. 4: Zeitliche Abfolge der Uferrückbaumaßnahmen in Abhängigkeit vom Bau der Sohlabstufungen.

Die Verwendung der Planungswerkzeuge erlaubt eine vorsichtige Ermittlung der Breitenentwicklung innerhalb der drei Rückbaustrecken. Diese weisen hinsichtlich der zu erwartenden Entwicklung deutliche Unterschiede in ihrem grundsätzlichen Aufweitungscharakter auf.

Die Laufener Enge (Abb. 4.) verursacht bei hohen Abflüssen einen deutlichen Rückstaueffekt, der die Aufweitungstendenz im gestreckten Abschnitt bis zur Sohlabstufung Fkm 51,9 wirksam begrenzt. Die hier zu erwartende Breitenentwicklung ist vergleichsweise klein und hängt im hohen Maße von der Wechselwirkung zwischen Sohl- und Ufererosion ab. Zur Anregung der Seitenerosion werden am rechten Ufer Initialmaßnahmen (Abgrabungen) in einer Breite von etwa 10 - 20 m angelegt. Unter Beachtung der beidseitigen Entwicklungsmöglichkeiten und dem damit verbundenen zusätzlichen Freiheitsgrad (leichtes Pendeln des Stromstriches) wird auf der rechten Flussseite einschließlich der Initialmaßnahmen) ein zusätzlicher Raumbedarf von 40 m angesetzt. Auf der linken Seite beträgt dieses Maß 30 m.

In der Mäanderstrecke zwischen den Sohlabstufungen (siehe Kapitel 2 und 3) soll die langfristige Entwicklung ausgeprägter Flusskurven durch die Kombination von wechselseitigem Uferrückbau und initialen Gleitufern (Vorschüttungen bzw. Buhnenstrukturen in den zukünftigen Innenkurven) erreicht werden. In den Außenkurven ist langfristig eine erhebliche Verschiebung der Uferlinie zu erwarten (bis zu 100 m). Unter Beachtung der notwendigen Vereinfachungen und im Sinne eines zusätzlichen Entwicklungsspielraums wird der insgesamt notwendige Raum in den Außenkurven auf 150 m ab der derzeitigen Uferlinie angenommen.

Zwischen der Saalachmündung und der Sohlabstufung Fkm 55,4 ist der Uferrückbau nur auf der linken Uferseite möglich. Infolge der zukünftigen Ablagerungen im Oberwasser des Querbauwerkes wird die Aufweitungstendenz hier lange anhalten. Im Sinne eines Zeithorizontes von mehreren Jahrzehnten kann ein langfristiger Raumbedarf von 75 m ermittelt werden. In einer anschließenden ingenieurmäßigen Betrachtung wurde unter Berücksichtigung eventueller Strukturbildungen bzw. beschränkter Laufverlagerungen ein zeitlich unbefristeter Raumbedarf von 150 m ab der heutigen Uferlinie erarbeitet.

Folgende Zusammenhänge gelten für alle Gewässerabschnitte:

- Die eigendynamische Aufweitung benötigt Zeit. Nennenswerte Aufweitungen sind zumindest in den gestreckten Gewässerabschnitten erst bei größeren Abflüssen (> 1000 m^3/s) zu erwarten.
- Die Geschwindigkeit der eigendynamischen Aufweitung (Aufweitungsrate) wird von der Häufigkeit und der Höhe der Spitzenabflüsse, d.h. von der

Hydrologie, bestimmt. Die Vorhersagbarkeit des zeitlichen Ablaufs der Breitenentwicklung ist daher äußerst schwierig bzw. nicht möglich.

- Im Verlauf eines einzelnen Extremereignisses sind Aufweitungen in der Größenordnung von etwa 10 m zu erwarten.
- Alle Angaben zu wahrscheinlichen Aufweitungen beziehen sich auf Uferstrecken, welche zumindest in ihrem unteren Bereich aus Kies bestehen. Örtliche Gegebenheiten wie geologische Schwachstellen (Sand), ungewollte Strömungslenkungen durch entwurzelte Bäume usw. können lokal zu deutlich größeren Uferverschiebungen führen.
- Geologische Schwachstellen (z.B. mit Sand verfüllte Vorlandrinnen) im lateralen Erosionsbereich können bei ungünstigen Randbedingungen ein unerwünschtes Ausbrechen zumindest eines Teilabflusses verursachen. Der gesamte Erosionsbereich ist daher hinsichtlich seiner geologischen Strukturen zu überprüfen. Gegebenfalls sind lokale Kiesauffüllungen vorzunehmen.
- Im Hinblick auf die Belange der Hochwassersicherheit im weiteren Verlauf der Salzach ist ein unkontrollierter Eintrag von Treibholz, insbesondere von größeren Bäumen, im Hochwasserfall zu vermeiden. Dies muss durch einen mehrere Meter breiten Schlägerungsstreifen oder alternative Maßnahmen wie z.B. Bestandsverjüngung durch Entfernen großer Bäume sichergestellt sein. Hierzu wurde ein detailliertes Konzept erarbeitet.
- Der Übergang von einer unbefestigten Uferstrecke zu einer bestehenden oder neuen Ufersicherung (in Fließrichtung gesehen) erfordert eine wirksame Anschlusskonstruktion, welche deutlich ins Vorland einbindet.

5 Zusammenfassung

Eigendynamische Gewässeraufweitungen sind zentraler Bestandteil des Sanierungskonzeptes an der Unteren Salzach. Sie bieten erhebliche ökologische, ökonomische aber auch äußerst wichtige planungsrechtliche Vorteile. Die Planungswerkzeuge zur Abschätzung der morphologischen Entwicklung nach dem Uferrückbau konnten im Zuge dieses Projektes in erheblichem Umfang weiterentwickelt werden. Erst hierdurch wurde die Entwicklung der Rückbaukonzepte möglich. Nichtsdestotrotz verlangt die Umsetzung der Modellergebnisse im hohen Umfang ergänzende ingenieurpraktische Einschätzungen.

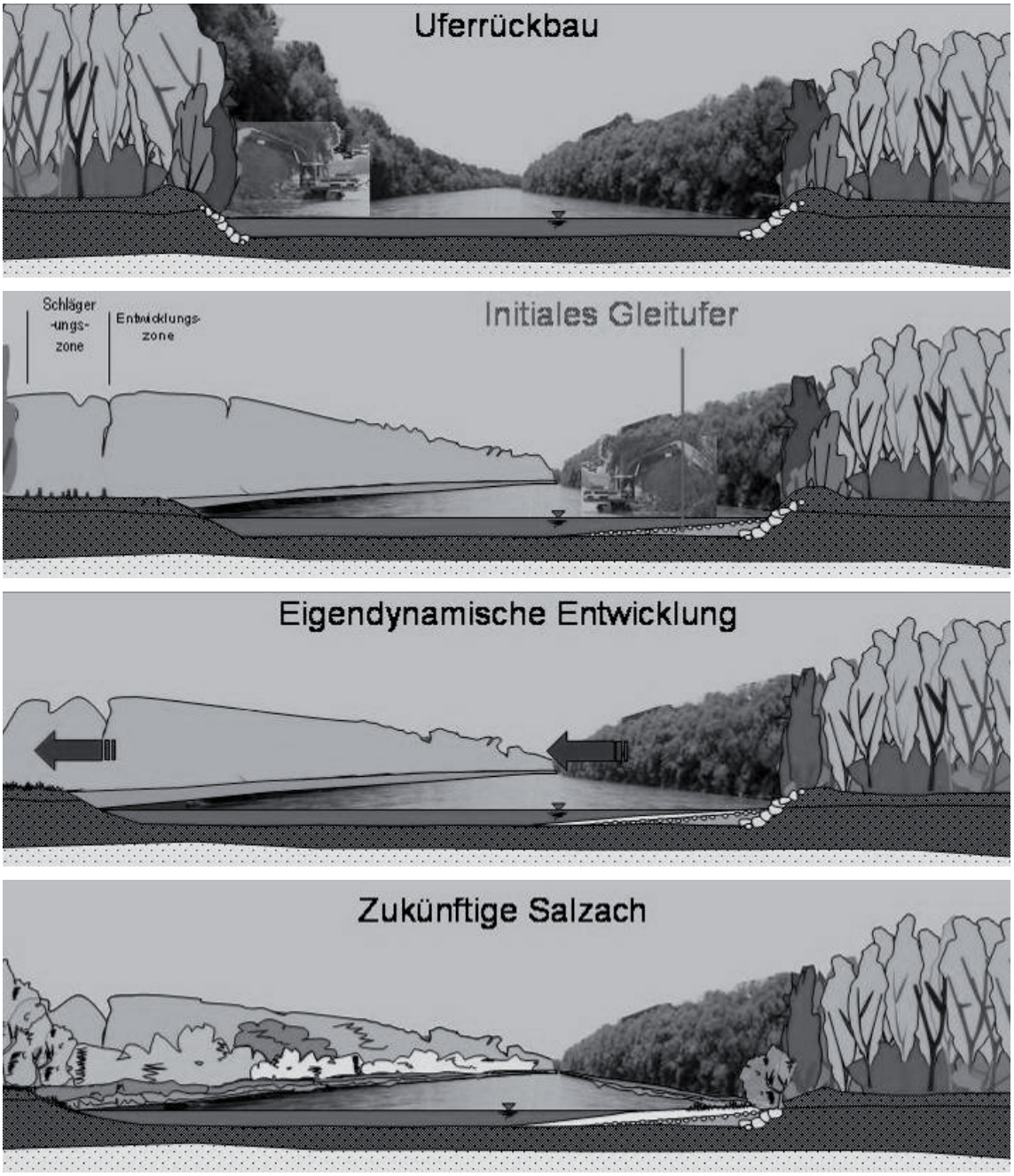


Abb. 4: Eigendynamische Gewässeraufweitung in der Mäanderstrecke [Stark vereinfachende Visualisierung der wichtigsten Bau- und Entwicklungsphasen – das initiale Gleitufer ist hier exemplarisch als eine mit Offenem Deckwerk gesicherte Kiesschüttung dargestellt].

Referenzen

Aufleger, M. und Niedermayr, A. (2004): Large Scale Tests for Gravel-Bed River Widening. River Flow 2004, Second International Conference on Fluvial Hydraulics, University of Napoli, Italien, 23.-25. Juni 2004.

Hafner, T. (2006): Die Modellierung von Kurvenströmungen und Mäanderentwicklung in einem 2D-tiefengemittelten Modell. Workshop „Modelle“, 29./30. 9. 2005 in Wallgau, Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau der TU München, Nr. 104.

Hafner, T. und Aufleger, M. (2007): Eigendynamische Aufweitung voralpiner Kiesflüsse – experimentelle und numerische Untersuchungen; „Flussaufweitungen – Möglichkeiten und Grenzen”, Workshop der VAW vom 4. 10. 2006, Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich, Nr. 200, S. 105-117.

Rozovskii, I. L.. (1957): Flow of water in bends of open channels. Academy of Sciences of the Ukrainian SSR, Kiew.

Schmautz, M. (2003): Eigendynamische Aufweitung in einer geraden Gewässerstrecke – Entwicklung und Untersuchungen an einem numerischen Modell, Berichte des Lehrstuhls und er Versuchsanstalt für Wasserbau der TU München, Nr. 96

WRS. (2001): Wasserwirtschaftliche Rahmenuntersuchung Salzach – Zusammenfassende Darstellung und Bewertung der Lösungsvarianten. Amt der Salzburger Landesregierung, Salzburg.

WRS. (2001a): Wasserwirtschaftliche Rahmenuntersuchung Salzach – Physikalisches Modell Sohlrampe mit Mäanderstrecke. Amt der Salzburger Landesregierung, Salzburg.

Adresse der Autoren

Markus Aufleger
Arbeitsbereich Wasserbau
Universität Innsbruck
Technikerstraße 13
A-6020 Innsbruck
E-Mail: markus.aufleger@uibk.ac.at



Tobias Hafner
Wasserwirtschaftsamt München
Heßstrasse 128
D-80797 München
E-Mail: tobias.hafner@wwa-m.bayern.de



Michael Hengl
Bundesamt für Wasserwirtschaft
Institut für Wasserbau und hydrometrische Prüfung
Severingasse 7
A-1090 Wien
E-Mail: michael.hengl@baw.at



Renaturierung Kander Augand - Monitoring Flussmorphologie

S. Durrer, L. Hunzinger

1 Das Renaturierungsprojekt

Die Kander floss seit den Korrektionsbauten der 1950er Jahre unterhalb des Zusammenflusses mit der Simme in einem stark verbauten Gerinne. Mit Buhnen war der Fluss in ein enges und kanalähnliches Gerinne gezwungen. Die Kander unterlag einer starken Erosionstendenz. Die auentypischen Lebensräume waren weitgehend verschwunden und die bestehenden Sperrenbauten oberstrom waren durch die tiefe Sohlenlage gefährdet. Lediglich im unteren etwas breiteren Abschnitt teilte sich der Abfluss bei Niederwasser in mehrere Arme auf und umfloss einzelne stationäre Kiesbänke.

In den Wintern 2004/2005 und 2005/2006 wurden auf rund 1300 m Länge die Ufersicherungen entfernt und das Gerinne von 30 m auf 60 m aufgeweitet (Abb. 1). Die Sohle wurde beim Zusammenfluss von Kander und Simme um rund 2 m angehoben und mit einer aufgelösten Blockrampe gesichert (Mueller & Wagner, 2005; Künzi et al., 2005). Mit dem Renaturierungsprojekt sollen die Sohle der Kander stabilisiert und die flussaufwärts liegenden Bauwerke gesichert werden. Damit wird der auentypische, dynamische Lebensraum im Augand erhalten bzw. gefördert.

Das Renaturierungsprojekt und die hier vorgestellte Erfolgskontrolle konnten im Auftrag des Fischereiinspektorates und des Renaturierungsfonds des Kantons Bern durchgeführt werden.

2 Ziele des Monitorings

Mit Hilfe eines flussmorphologischen Monitorings sollte der fortlaufende Renaturierungsprozess im Augand dokumentiert und die Wirkung des Projektes quantifiziert werden. Dazu wurde eine Methodik angewandt, welche erst kürzlich im Rahmen des Rhone-Thur-Projektes entwickelt worden war (Woolsey et al., 2005) Die Kander ist somit eines der ersten grösseren Gewässer, bei welchem die Methode angewandt wurde und das Monitoring diente auch dazu, die Methoden zu überprüfen.



Abb. 1: Die Kander im Augand nach den Renaturierungsmassnahmen.

3 Methodik

3.1 Handbuch

Verschiedene Indikatoren dienen als Werkzeuge zur qualitativen und quantitativen Charakterisierung der Ziele von Renaturierungen. Für die Erfolgskontrolle der Kander wurden Indikatoren herangezogen, welche den Geschiebehaushalt, die Überflutungsdynamik, die hydraulische Variabilität, die Sohlenstruktur, die Uferstruktur und -länge sowie die Stabilität der Blockrampe beschreiben. Sie werden jeweils im Zustand vor und nach Realisierung des Projektes untersucht und mit einem standardisierten Wert quantifiziert. Die Veränderung jedes Indikators wird anhand einer vorgegebenen Matrix bewertet. Für die Beurteilung der Projektziele werden jedem Projektziel ein oder mehrere Indikatoren zugeordnet und die Veränderung der je Projektziel gemittelten Indikatorwerte bewertet.

3.2 Projektziele

Für die Kander im Augand wurden im Rahmen des Renaturierungsprojektes aus flussmorphologischer Sicht sechs Hauptziele definiert:

1. In der Aufweitung soll sich ein morphologisch vielfältiges und verzweigtes Gerinne entwickeln.
2. Das Gerinne im Augand soll sich dynamisch entwickeln und sich durch Seitenerosion innerhalb vorgegebener Grenzen selbsttätig verbreitern.

3. Die Geschiebedynamik soll wieder gewährleistet werden.
4. Die auentypischen Lebensräume sollen durch die Aufweitung erhalten und gefördert werden.
5. In der Aufweitung soll sich eine gegenüber dem Ausgangszustand höhere Sohlenlage einstellen. Damit soll ein Teil der Sohlenerosion der letzten Jahrzehnte kompensiert werden.
6. Die Blockrampe soll die Sohle beim Zusammenfluss von Kander und Simme stabilisieren und damit die flussaufwärts liegenden Schutzbauten (Sperrentreppen) sichern.

3.3 Indikatoren

Für die flussmorphologische Erfolgskontrolle wurden 11 Indikatoren aus dem Handbuch des Rhone-Thur-Projektes (Woolsey et al., 2005) zu den Themen Geschiebe, Hydraulik, Sohle und Ufer herangezogen und den oben genannten Projektzielen zugeordnet (Abb. 2). Zwei zusätzliche Indikatoren zur Stabilität der Blockrampe wurden neu definiert.

Thema	Indikator	Zuordnung Projektziele
Geschiebe	Geschiebehaushalt (12)	1, 3, 5
Hydraulik	Überflutungsdynamik: Dauer, Häufigkeit & Ausmass von Überflutungen (13)	4
	Quantitative Ausprägung der Wasserspiegelbreiten-variabilität (15)	1
	Variabilität der Fliessgeschwindigkeit (16)	1
	Variabilität der maximalen Abflusstiefe (17)	1
Sohle	Dynamik der Sohlenstruktur (33)	2, 3
	Qualität und Korngrössenverteilung des Substrats (35)	1, 3
	Sohlenstruktur (36)	1, 3, 5
Ufer	Dynamik der Uferstruktur (43)	2
	Länge der Grenzlinie zwischen Wasser und Land (44)	1, 4
	Uferstruktur (45)	1, 4
Stabilität	Stabilität der Blockrampe (neu)	6
	Stabilität der Sohle im Oberwasser (neu)	6

Abb. 2: Im Monitoring beurteilte Indikatoren aus Woolsey et al. (2005) und ihre Zuordnung zu den Projektzielen. In Klammer steht die Nummer des Indikators gemäss Handbuch.

3.4 Erhebungen des Ausgangszustands

Der Zustand des Projektabschnittes vor der Renaturierung wurde nicht systematisch erhoben. Einige Indikatoren liessen sich jedoch aus Querprofilaufnahmen und Korngrössenanalysen vor der Realisierung sowie - für den unteren

Teil der untersuchten Strecke - aus einem Bildflug zwischen den zwei Bauetappen (Dezember 2005) herleiten. Hydraulische Grössen wurden mit einer Staukurvenberechnung auf den Sohlen von 1944 und 1999 ermittelt. Der Zustand von 1944 bildet den Referenzzustand für den natürlichen Zustand vor den Flusskorrektionen ab, und wurde aus Längenprofilen und alten Karten bestmöglich rekonstruiert. Die Überflutungsflächen wurden mit einem Verschnitt der berechneten Wasserspiegel mit dem Terrainmodell von 1999 bestimmt.

3.5 Erste Erhebung nach der Realisierung

Die Auswertung der Indikatoren des Zustandes nach der Realisierung basiert auf Feldaufnahmen, 2d-Berechnungen des Abflusses und dem Luftbild vom Dezember 2006. Grundlagen für die Abflussrechnungen sind die im Oktober 2006 und im März 2007 aufgenommenen Querprofile im Abstand von 10 bis 60 m. Aus diesen Querprofilen wurde ein Terrainmodell des Flussbettes abgeleitet. Dieses wurde mit den Terrainaufnahmen von 1999 ergänzt, da das umliegende Terrain durch das Projekt nicht massgeblich verändert wurde. Das 2d-Abfluss-Modell wurde anhand der benetzten Flächen bei Niederwasser geeicht.

4 Ergebnisse

4.1 Veränderung der Indikatoren

Der *Geschiebehaushalt* hat sich durch die Renaturierung sehr positiv verändert. In der Projektstrecke wird er nicht mehr durch eine starke Erosionstendenz bestimmt. Die Kander kann durch Seitenerosion und Gerinneverlagerung Geschiebe mobilisieren und sich selbsttätig verbreitern (Abb. 3). Das Einzugsgebiet ist jedoch unverändert anthropogen beeinflusst.

Die *Überflutungsdynamik* im Augand hat sich verstärkt. Die Fläche, die bei einem 2-jährlichen Hochwasser überflutet wird, hat sich durch die Renaturierung um den Faktor 1.7 vergrössert. Diese Vergrösserung ist hauptsächlich auf die Verbreiterung des Flussbettes zurückzuführen. Ausserdem wird der links-ufrige Auenwald durch die Hebung der Sohlenlage häufiger überflutet als früher. Im Frühsommer 2007 konnten entsprechende Spuren beobachtet werden (Abb. 3).

Änderungen der *Wasserspiegelbreitenvariabilität* und der *Variabilität der Fliessgeschwindigkeit* können nicht nachgewiesen werden. Einerseits stellt die Staukurvenrechnung, wie sie für die Beschreibung des Ausgangszustandes verwendet wurde, eine ungenügende Grundlage dar, um die Indikatoren plausibel zu beurteilen, andererseits haben die Bankstrukturen im unteren Projektabschnitt schon vor der Renaturierung zur Variabilität der Fliessgeschwindigkeiten beigetragen. Neue Furt-Kolk–Sequenzen lassen jedoch den Schluss zu, dass

die Strömung nach der Renaturierung tatsächlich vielfältiger ist als im Zustand vor den Renaturierungsmassnahmen.

Der Indikator *maximale Abflusstiefe* hat sich durch die Renaturierung positiv verändert. Die Verbesserung ist vor allem auf die stärkere Verzweigung des Flusses und die Verlängerung des verzweigten Abschnittes zurückzuführen.

Auch die *Qualität und Korngrössenverteilung des Substrates* hat sich durch die Aufweitung der Kander verbessert. Die Bewertung dieses Indikators ist allerdings mit Unsicherheiten behaftet, weil die Korngrössenverteilung im Ausgangszustand nicht direkt erhoben wurde und anhand der damaligen Sohlenstrukturen rekonstruiert werden musste.

Die *Sohlenstruktur* ist gegenüber dem Ausgangszustand wesentlich vielfältiger. Zwar hatten sich im unteren Abschnitt der Projektstrecke schon vor der Renaturierung stationären Kiesbänke gebildet. Durch die Verbreiterung des Flussbettes sind die Sohlenstrukturen aber ausgeprägter geworden. Es haben sich vor allem mehr Rinnen und Schnellen gebildet. Es kommen nun alle morphologischen Strukturen einer Furt-Kolk-Sequenz vor (Abb. 4). Zudem wurde durch die Massnahmen der Abschnitt, in dem sich ein verzweigtes Gerinne entwickelt, länger und breiter.

Die *Länge der Grenzlinie zwischen Wasser und Land* beim Mittelwasserabfluss hat sich mit der Renaturierung um einen Faktor 1.5 vergrößert. Früher floss die



Abb. 3: Ufer vor und nach der Renaturierung. Links: auf grossen Strecken mit Buhnen verbautes Ufer. Das Flussbett liegt weit unterhalb des Vorlandes (2003). Rechts: Ufererosion im Frühsommer 2007, frische Sandablagerungen weisen auf eine Überflutung der Aue hin.

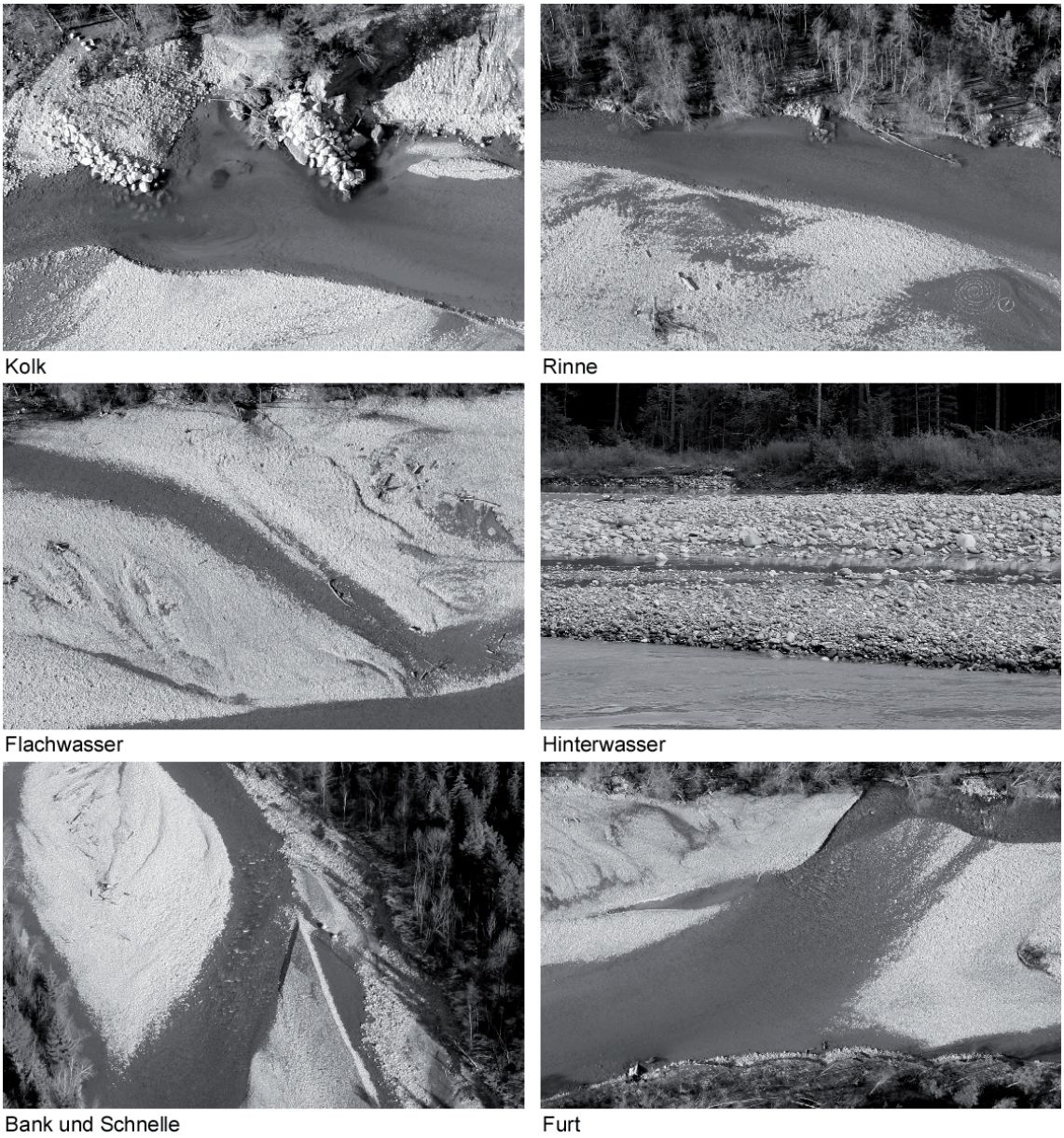


Abb. 4: Sohlenstrukturen im Augand nach der Renaturierung.

Kander kanalisiert oder um einzelne Kiesbänke durch die Augand, heute teilt sich der Abfluss in mehrere Arme auf.

Der Indikator *Uferstruktur* hat mit der Renaturierung sowohl eine positive als auch eine negative Veränderung erfahren. Zum Schutz der Blockrampe wurden die Ufer beidseits der Rampe auf einer Länge von 120 m mit einem Blocksatz verbaut. Im Ausgangszustand waren die Ufer nicht mit einem Längsverbau sondern mit Buhnen geschützt. Durch die Buhnen und die dazwischen liegenden Buchten waren auch im Ausgangszustand einige Uferstrukturen vorhanden. Nach der Renaturierung trat als neue Uferstruktur das Wurzelwerk hinzu und es können je Einheits-Gewässerlänge mehr Strukturelemente beobachtet

werden. Die beobachtete qualitative Verbesserung der Uferstrukturen im Augand wird mit dem Indikator jedoch ungenügend abgebildet. Durch die Messgrösse Anzahl Strukturtypen pro Einheitslänge wird die neue Vielfältigkeit des Ufers im Augand zu wenig gut beschrieben.

Die *Blockrampe* im oberen Abschnitt des Projektperimeters hat sich als stabil erwiesen. Sie wurde kurz nach der Fertigstellung mit dem ausserordentlichen und lang andauernden Hochwasser vom August 2005 belastet. Durch die veränderten Anströmbedingungen aufgrund einer Gerinneverlagerung in der Simme hat sich die Rampe zwar in Form eines Kolkes deformiert, das Bauwerk hat aber insgesamt elastisch reagiert und der Belastung standgehalten (Hunzinger, 2007). Die *Sohle im Oberwasser* der Rampe ist auf hohem Niveau stabil.

Die *Dynamik der Sohlenstruktur* bzw. die *Dynamik der Uferstruktur* im Zustand nach der Renaturierung können erst nach einer weiteren Erhebung ermittelt und beurteilt werden.

4.2 Bewertung

Der Erfolg des Renaturierungsprojektes wird qualitativ als sehr gross beurteilt. Die Kander im Augand zeigt heute ein morphologisch vielfältiges und verzweigtes Gerinne. Bei einer Begehung im Frühsommer 2007 konnten frische Ablagerungen von Überflutungen im Auenwald beobachtet werden. Der Fluss verbreitert sich zudem bei Hochwasser selbsttätig durch Seitenerosion (im Sommer 2007 um rund 10 m). Auch die aufgelöste Blockrampe kann als erfolgreiches Bauwerk bezeichnet werden. Die Rampe hat beim Hochwasser 2005 elastisch reagiert und trotz der hohen Belastung nicht versagt.

Die quantitative Bewertung des Renaturierungsprojektes nach der Methode von Woolsey et al. (2005) ist strenger. Das Ergebnis ist in der Abb. 5 zusammengefasst. Bei allen Projektzielen wird die mittlere von drei Verbesserungskategorien (kleiner, mittlerer und grosser Erfolg) erreicht.

5 Diskussion der Methode und Schlussfolgerung

Bei einzelnen Indikatoren sind die Indikatorwerte vom Abfluss abhängig. Die Arbeiten mit dem Handbuch haben gezeigt, dass je nach betrachtetem Abfluss ein Indikator eine unterschiedlich starke Änderung erfährt und der Erfolg unterschiedlich bewertet wird. Eine genauere Definition der zu untersuchenden Abflüsse könnte diese Unsicherheiten vermindern und die Vergleichbarkeit verschiedener Erfolgkontrollen gewährleisten. Jede Erfolgskontrolle sollte deshalb plausibilisiert und nachvollziehbar dokumentiert werden.

Die Bewertungen der Indikatoren sind teilweise sehr streng. Besonders die hydraulischen Indikatoren (Variabilität der Fliessgeschwindigkeit, der maximalen Abflusstiefe und der Wasserspiegelbreiten) werden auch für den Zustand nach der Renaturierung mit 0.5 bzw. 0.4 relativ schlecht bewertet. Eine grössere hydraulische Variabilität als im heutigen Gerinne ist jedoch auch in einem sehr natürlichen Gerinne dieses Gewässertyps nicht zu erwarten.

Indikator	Standardisiert		Bewertung Indikator	Standardisiert		Bewertung Ziel
	vor	nach		vor	nach	
Morphologisch und hydraulisch vielfältiges Gerinne						
(12) Geschiebehaushalt	0.2	0.8	++	0.4	0.7	++
(15) quantitative Ausprägung der Wasserspiegelbreitenvariabilität	0.4	0.4	0			
(16) Variabilität der Fliessgeschwindigkeit	0.5	0.5	0			
(17) Variabilität der maximalen Abflusstiefe	0.3	0.4	+			
(35) Qualität und Korngrössenverteilung des Substrates	0.3	0.6	+			
(36) Sohlenstruktur	0.5	0.8	++			
(44) Länge der Grenzlinie zwischen Wasser und Land	0.6	1.0	+++			
(45) Uferstruktur	0.6	0.8	+			
Dynamisches Gerinne						
(33) Dynamik der Sohlenstruktur	0.8	n.b.	n.b.	0.4	n.b.	n.b.
(43) Dynamik der Uferstruktur	0.0	n.b.	n.b.			
Geschiebedynamik						
(12) Geschiebehaushalt	0.2	0.8	++	0.3	0.7	++
(33) Dynamik der Sohlenstruktur	0.8	n.b.	n.b.			
(35) Qualität und Korngrössenverteilung des Substrates	0.3	0.6	+			
(36) Sohlenstruktur	0.5	0.8	++			
Auentypische Lebensräume/Ufer						
(13) Überflutungsdynamik: Dauer, Häufigkeit und Ausmass von Überflutungen	0.6	0.9	++	0.6	0.9	++
(44) Länge der Grenzlinie zwischen Wasser und Land	0.6	1.0	+++			
(45) Uferstruktur	0.6	0.8	+			
Sohlenlage						
(12) Geschiebehaushalt	0.2	0.8	++	0.4	0.8	++
(36) Sohlenstruktur	0.5	0.8	++			
Blockrampe						
Stabilität bei Belastung	-	-	+	-	-	++
Stabilität Sohle oberstrom	-	-	+++			

Abb. 5: Erfolgskontrolle anhand der projektspezifischen Ziele. n.b. = nicht bewertet.

Die Dynamik der Sohlenstruktur im Ausgangszustand wurde hingegen unrealistisch gut bewertet. Bei diesem Indikator wird der Prozentsatz der veränderten Fläche bestimmt, nicht aber die Art der Veränderung. Im Augand hat sich zwischen den 1970er und 1990er-Jahren im oberen Abschnitt eine tiefe Rinne gebildet. Insgesamt haben sich 43 % der Sohlenfläche verändert, was mit einem Indikatorwert von 0.8 bewertet wird. Dass die Veränderung von Bänken und Flachwasserzonen zu einer Rinne eine negative Veränderung darstellt wurde nicht berücksichtigt.

Um die Sensitivität der Erfolgskontrolle aufzuzeigen, wurden einzelne Indikatoren mit alternativen Auswertungsmethoden beurteilt oder aufgrund der Unsicherheiten in der Auswertung nicht berücksichtigt. Zudem wurde das starke Gewicht der hydraulischen Parameter (15 und 17) reduziert, indem sie zu einem Indikator zusammengefasst wurden. Auf die Bewertung der Projektziele hat diese alternative Auswertung keinen Einfluss. Die Erfolgskontrolle ist durch die Mittelbildung der Indikatorwerte wenig sensitiv auf die Beurteilung einzelner Indikatoren.

Für eine aussagekräftige Erfolgskontrolle ist eine ausführliche Erhebung im Ausgangszustand ebenso wichtig wie die Erhebungen nach Realisierung der Massnahmen. Mit den in dieser Studie angewendeten Methoden konnten nicht alle Indikatoren zufrieden stellend rekonstruiert werden und die entsprechenden Indikatorwerte sind mit Unsicherheiten behaftet.

Die Renaturierung der Kander im Augand zeigt in der quantitativen Bewertung der Projektziele mittlere Erfolge. Einige Indikatoren wurden auch im Zustand vor der Renaturierung positiv beurteilt, weil die Bankstrukturen im unteren Abschnitt schon im Ausgangzustand lokal zu einer hohen Strömungsvielfalt geführt haben. Die umströmten Bänke waren aber stationär und der angrenzende Auenwald wurde durch das eingetiefte Flussbett nicht mehr überflutet.

Die Erfolgskontrolle des Ausgangszustandes und der Erhebung 1 nach der Realisierung ist eine erste flussmorphologische Beurteilung. Einige wichtige Indikatoren, welche die Dynamik von Sohlenstrukturen und Uferstrukturen beschreiben, können erst mit einer zweiten Erhebung beurteilt werden. Zudem ist der Renaturierungsprozess im Augand noch nicht abgeschlossen. Die Uferlinie und Sohlenstrukturen verändern sich bei jedem Hochwasser und das Flussbett wird sich durch Seitenerosion noch weiter verbreitern. Mit weiteren Erhebungen kann der fortlaufende Renaturierungsprozess dokumentiert und analysiert werden.

6 Zusammenfassung

Die Flusslandschaft an der Kander hat sich besonders im oberen Projektabschnitt sehr positiv verändert. Heute zeigt sich ein vielfältiges, verzweigtes Gerinne mit lebendigen, sich selbsttätig verbreiternden Ufern und einem angrenzenden Auenwald, der gelegentlich überflutet wird. Die Blockrampe hat auch bei Abflussspitzen weit über dem Bemessungsabfluss nicht vollständig versagt, sondern elastisch reagiert. Die hohe Sohlenlage ist stabil und damit ist die Stabilität der flussaufwärts liegenden Betonsperren gewährleistet.

In der quantitativen Erfolgskontrolle wird das Renaturierungsprojekt mit einem mittleren Erfolg bewertet. Das Resultat der Erfolgskontrolle hängt von den verwendeten Eingangsgrössen, der Wahl der Indikatoren sowie von deren Auswertungsmethode ab. Die Gesamtbewertung der Projektziele ist dank Mittelbildung weniger sensitiv auf die Eingangsgrössen. Eine Plausibilitätskontrolle der Indikatorbewertung und eine nachvollziehbare Dokumentation der Erfolgskontrolle sind deshalb unerlässlich.

Der Renaturierungsprozess der Kander im Augand steht immer noch am Anfang. Die Ufer- und Sohlenstrukturen unterstehen einer starken Dynamik und das Flussbett wird sich durch Seitenerosion noch weiter verbreitern. Mit weiteren Erhebungen soll der Renaturierungsprozess dokumentiert und untersucht werden.

Referenzen

Hunzinger L. (2007): Belastungstest Hochwasser 2005: Wie haben die Blockrampen standgehalten? in: Minor H.-E. (Ed.): Blockrampen: Anforderungen und Bauweisen. Workshop der VAW vom 05.10.06, Mitteilung der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH, 201, Zürich.

Künzi R., Hunzinger L. & Jahne D. (2005): Gesamtprojekt Augand - Umsetzung der flussbaulichen Massnahmen. wasser energie luft, 97 (9/10), 279-84.

Mueller W., Wagner T. (2005): Raum für die Kander. wasser energie luft, 97 (9/10), 285-88.

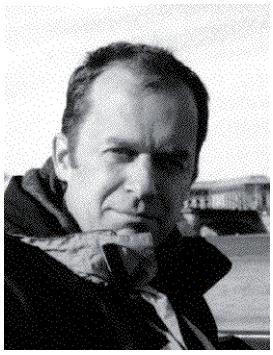
Woolsey, S., Weber, C., Gonser, T., Hoehn, E., Hostmann, M., Junker, B., Roulier, C., Schweizer, S., Tiegs, S., Tockner, K., Peter, A. (2005): Handbuch für die Erfolgskontrolle bei Fliessgewässerrevitalisierungen. Publikation des Rhone-Thur Projektes. Eawag, WSL, LCH-EPFL, VAW-ETHZ. 112 pp.

Adresse der Autoren

Sylvia Durrer
dipl. Umwelt-Ing. ETH
Flussbau AG SAH
Schwarztorstrasse 7
CH-3007 Bern
E-Mail: sylvia.durrer@flussbau.ch



Lukas Hunzinger
Dr. sc. techn., dipl. Kultur-Ing. ETH
Flussbau AG SAH
Schwarztorstrasse 7
CH-3007 Bern
E-Mail: lukas.hunzinger@flussbau.ch





Flussaufweitung an der Grenzmur - ein Beitrag zur Sohlstabilisierung

H. Habersack, R. Hornich, M. Klösch

1 Einleitung

Das Hauptproblem der „Grenzmur“ ist die Eintiefung der Flusssohle im Ausmaß von rund 0,5 m in den letzten 30 Jahren. Der Nettomaterialaustrag aus der Flusssohle in der Zeit von 1970 – 2000 beträgt rd. 0,9 Millionen m^3. Dadurch kam es zu einer Destabilisierung von Uferschutzbauten in den Ortsgebieten, zur Abtrennung alter Flussarme im Umland und in den angrenzenden Auwäldern sowie zur Absenkung des Grundwasserspiegels. Die Folge davon sind deutliche Beeinträchtigungen für den Wasserhaushalt. Dies führt auch zu Problemen bei der Wasserversorgung und zu Veränderungen im angrenzenden Auwaldbestand und in der Auwalddynamik.

2 Das Flusssystem der Mur

Im europäischen Gewässernetz gehört die Mur zum Einzugsgebiet der Donau. Sie entspringt im Bundesland Salzburg auf ca. 1.900 m ü. A. Mit einer Länge von ca. 300 km ist die Mur der Hauptfluss des Bundeslandes Steiermark. Nach etwa 260 km bildet die Mur auf einer Länge von rund 34 km die Staatsgrenze zwischen Österreich und Slowenien. Sie mündet nach insgesamt 445 km bei Legrad (130 m ü. A.) an der kroatisch–ungarischen Grenze in die Drau. Die Mur entwässert ein Einzugsgebiet von 13.800 km^2. Das ehemals verzweigte Mursystem wurde zwischen 1875 und 1894 in ein geradliniges Flussbett zusammengefasst („Hohenburger-Regulierung“).

Erwähnenswert ist das Längskontinuum. Von der „Grenzmur“ bis zur Drau und in weiterer Folge bis in die Donau ist das longitudinale Fließkontinuum auf einer Länge von rd. 1000 km nicht unterbrochen. Aus naturräumlicher Sicht sind besonders die Auwälder entlang beider Murufer hervorzuheben. Auf österreichischem Staatsgebiet sind dieser Murabschnitt und der begleitende Auwaldbereich als Europaschutzgebiet (Natura2000) ausgewiesen.

3 Die Mur im Wandel der Zeit

Im heutigen Grenzraum der Republiken Slowenien und Österreich nahm die Mur bis Ende des 19. Jahrhunderts weite Teile des Talraumes in Anspruch, wobei es nach dem Mittelalter zu einer Verschiebung des Flusslaufes nach Norden kam. Das Flussbett der „Grenzmur“ bestand zu dieser Zeit aus einem über weite Strecken aufgezweigten Gerinnesystem mit zahlreichen Nebenarmen und einer außerordentlich hohen Strukturvielfalt. Das gesamte Flusssystem mit Seitenarmen und Inseln war hier bis zu etwa 1,2 km breit. Die „Hohenburger-Regulierung“ von Graz bis zur ungarischen Grenze erfolgte gleichzeitig an bis zu 15 Abschnitten. Diese Maßnahmen hatte den Zweck, das Mittelwasser innerhalb eines festgelegten Hauptbettes von etwa 76 m Breite abzuführen (Mittelwasserregulierung), ein umfassender Hochwasserschutz war dadurch jedoch nicht gegeben.

Die anhand historischer Karten feststellbaren häufigen Wechsel des Flussbettes der Grenzmur im 19. Jahrhundert sind ein Indiz für Geschiebeüberschuss zu dieser Zeit. Der Fluss befand sich entweder in einem dynamischen Gleichgewichts-, wenn nicht sogar in einem latenten Auflandungszustand. Heute besteht in der Murstrecke an der Grenze zwischen Österreich und Slowenien ein akutes Geschiebedefizit.

Die Fischfauna der Grenzmur weist mit 51 ehemals vorhandenen Arten eine im Vergleich zu ähnlichen Fließgewässern außerordentlich hohe Artenvielfalt auf (Zauner et al., 2000). Dies ist vor allem auf das Vorkommen von Fischarten mit unterschiedlichsten ökologischen Ansprüchen zurückzuführen. Das nachhaltige Vorkommen all dieser Arten mit intakten Populationen setzt daher das Vorliegen entsprechender Lebensräume und somit hohe Lebensraumvielfalt bzw. offene Kontinuumsverhältnisse zu flussab gelegenen Flussabschnitten voraus.

4 Das Problem der Sohleintiefung

Grund für die Eintiefung ist zum Großteil die sogenannte „Hohenburger Regulierung“ Ende des 19. Jahrhunderts. Durch Mäanderdurchstiche und Laufverkürzungen wurde die Sohlschubspannung des Flusses erhöht und die Uferverbauung verhinderte die Seitenerosion. Die Sohlbreite wurde von ehemals über 1 km auf 76 m reduziert (Habersack & Schneider, 2000). Eine weitere Ursache ist in der Kraftwerkskette flussaufwärts der Grenzstrecke gegeben. Auf österreichischem Staatsgebiet wurden im 20. Jahrhundert insgesamt 28 Kraftwerksanlagen errichtet. Diese Anlagen älterer Bauart unterbinden nahezu vollständig den Geschiebeinput in den Unterlauf, wodurch das Geschieberegime in der „Grenzmur“ massiv beeinträchtigt wird. Laufende Messungen an ausgewählten

Kontrollprofilen, welche seit 1970 durchgeführt werden, ergaben eine Eintiefung der Flusssohle von maximal 1,20 m mit den in der Einleitung erwähnten Problemen.

5 Wasserwirtschaftliches Grundsatzkonzept

Aufgrund der Problemstellung wurde im Auftrag der ständigen österreichisch – slowenischen Kommission für die Mur 1998 ein Grundsatzkonzept (BMLFUW, 2001) beauftragt, welches Entscheidungsgrundlagen für die Verhinderung der Eintiefungstendenz liefern sollte.

5.1 Ergebnisse und Untersuchungen

Die Zusammenstellung und Auswertung der Daten über die Veränderungen der Sohllagen der Mur hat ergeben, dass die Flusssohle im Bereich des „Grenzmur"-Abschnittes als instabil mit signifikantem Trend zur Sohlerosion bezeichnet werden muss. Die Erosionserscheinung ist in der gesamten Strecke nachweisbar, ihre Größe entlang des Gewässers unterschiedlich und beträgt seit dem Jahre 1970 im Mittel 0,5 m, wobei in bestimmten Abschnitten die Kiesmächtigkeit (oberhalb des Tertiärs) nur mehr 0,5 m beträgt. Der Nettomaterialaustrag in der Zeit von 1970 – 2000 wurde mit 0,9 Millionen m^3 ermittelt. Mit Hilfe des Geschiebetransportmodells MORMO wurde dargestellt, wie sich die Flusssohle der „Grenzmur" in Zukunft entwickelt (Nachtnebel et al., 2000). Entsprechend der Aufgabe eines wasserwirtschaftlichen Grundsatzkonzepts bleiben die Aussagen dabei auf genereller Ebene. Für die konkrete Umsetzung von Vorhaben sind weitere Planungsschritte (Detailprojekte) mit Überprüfung durch das Geschiebetransportmodell erforderlich. Aus den Zukunftsprognosen des Geschiebetransportmodells ist abzulesen, dass die Eintiefung kontinuierlich fortschreitet, wenn keine Maßnahmen gesetzt werden (Nullvariante). Die Entkoppelung von Fluss und Aue nimmt von Jahr zu Jahr zu. Die Untersuchungen ergaben, dass eine Maßnahmenkombination von positiver Beeinflussung des Geschiebehaushaltes und Verbreiterung des Flusses erforderlich ist. Aufgrund der Ergebnisse der Modellrechnungen erweist es sich am günstigsten, über Seitenerosion eine morphologische Entwicklung des Gewässers in die Breite anzustreben. Gleichzeitig dient das Geschiebepotential aus den Aufweitungsstrecken zur Verbesserung des Geschiebehaushaltes. Dabei ist eine Erhöhung der geschiebewirksamen Breite auf etwa das doppelte der heutigen Flussbreite vorgesehen.

5.2 Maßnahmen

Das Ziel „Schaffung einer dynamischen Bettstabilität" bzw. „Verhinderung einer weiteren Sohleintiefung" soll durch Maßnahmen erreichbar sein, die möglichst

wirtschaftlich umgesetzt werden können. Unter Nutzung des Selbstentwicklungspotentials und der Eigendynamik der Mur wird eine Verbesserung der flussbaulichen und ökologischen Situation unter Berücksichtigung des erforderlichen Hochwasserschutzes angestrebt.

Unter mehreren Möglichkeiten von Maßnahmen (z.B. Querbauwerke, Buhnenfelder, Stauanlagen) erfüllte die Variante Sohlbreitenerhöhung auf ca. 200 bis 250 m, verbunden mit Seitenerosion am besten die Anforderungen aus wasserwirtschaftlicher und gewässerökologischer Sicht.

Für die Maßnahmenentwicklung wurde eine Potenzialkarte erstellt, welche die Eignung der Vorlandflächen für Aufweitungen bewertet, wobei besonders die Lage der Kiesober- und -unterkante relativ zur Mursohle bedeutend ist.

Es zeigte sich mit Hilfe des Geschiebetransportmodells, dass damit eine weitere Sohleintiefung für den Zeitraum von rund 60 Jahren in der Grenzmur verhindert werden kann, wenn eine dynamische Umsetzung der Sohlbreitenerhöhung durch Seitenerosion kontinuierlich über einen längeren Zeitraum erfolgt (Nachtnebel et al., 2000).

5.3 Pilotmaßnahmen

Zur Überprüfung der Ergebnisse für die praktische Umsetzung wurden Pilotmaßnahmen an ausgewählten Abschnitten der Mur umgesetzt, die Aufschluss darüber geben sollten, wie rasch die Seitenerosion an sicherungslosen Böschungsbereichen stattfindet und wie rasch Auswirkungen einer Geschiebedotation nachweisbar sind.

5.4 Projekt Gosdorf

Im Herbst 2006 wurde mit den Baumaßnahmen für die Aufweitung Gosdorf begonnen. Die Maßnahme in Gosdorf ist die erste von insgesamt 6 gemäß Grundsatzkonzept geplanten größeren Flussaufweitungen auf österreichischer und slowenischer Seite. Auf einer Länge von rd. 1,1 km war die Aufweitung der Mur von rd. 85 m auf die doppelte Breite geplant (Plattner, 2005). Zu diesem Zweck wurde ein Nebenarm maschinell hergestellt und das Aushubmaterial in die Mur verfrachtet (Abb. 1). Die restliche Geschiebemobilisierung soll durch die Mur bei höheren Wasserführungen erfolgen. Von insgesamt rd. 900.000 m^3 verfügbaren Geschiebematerial – welches die Mur über Jahrhunderte seitlich des heutigen Flussverlaufes im Auwald abgelagert hat - wurden rund 150.000 m^3 maschinell in die Mur eingebracht.



Abb. 1: links: Funktion der Maßnahme an der Grenzmur, rechts: Öffnung des Nebenarms.

Der Erfolg der Maßnahmen wird durch ein Monitoringprogramm der Universität für Bodenkultur kontrolliert. Die morphologische Veränderung wird über zwei Webcams, die am Beginn und am Ende des neu errichteten Seitenarmes aufgestellt wurden beobachtet und dokumentiert (www.wasserwirtschaft.steiermark.at/cms/beitrag/10434544/13210968).

Die Baumaßnahmen sind als Initialmaßnahmen anzusehen. In weiterer Folge soll der Fluss das Schottermaterial, das über Jahrhunderte seitlich abgelagert wurde, wieder bei höheren Wasserführungen oder Hochwasser mobilisieren, flussab transportieren und so zur Stabilisierung und teilweise sogar zur Anhebung der Flusssohle selbst beitragen. Neben den positiven wasserbaulichen Effekten wird auch ein Beitrag zur Verbesserung der ökologischen Situation erreicht (z.B. wurden 2008 neu entstandene Laichplätze für die Nase genutzt). Die Gesamtkosten von rd. 500.000 € wurden zu 50 % von der EU im Rahmen eines Interreg IIIA Projektes sowie über die Republik Österreich, das Land Steiermark und Gemeinden finanziert.

6 Das flussmorphologische Monitoring

Um die Funktionalität der Maßnahme zu überprüfen, wird ein umfassendes flussmorphologisches Monitoring durchgeführt. Dieses beinhaltet:

- Geometriemonitoring (flächenhafte Sohlaufnahmen und tachymetrische Umlandvermessungen, Webcam-Bilder),
- Geschiebemessungen (Geschiebefänger und Tracermessungen),

- Ufererosionsmonitoring,
- Substratproben,
- Fließgeschwindigkeitsmessungen.

Diese Messungen werden wiederholt bzw. laufend durchgeführt, um die morphologische Entwicklung der Grenzmur im Aufweitungsbereich festzuhalten. Darüber hinaus dienen die Messungen als Grundlage für numerische Simulationen, mit denen die Projektsannahmen überprüft werden sollen. Anhand eines Monitorings ist es möglich, den Erfolg einer Maßnahme zu diskutieren und gegebenenfalls Optimierungen vorzuschlagen (Habersack et al., 2006).

6.1 Das Geometriemonitoring

Räumlich detaillierte Vermessungen werden mit Informationen aus Webcam-Bildern ergänzt, um ein möglichst kontinuierliches Monitoring der stattfindenden morphologischen Veränderungen zu gewährleisten.

Flächenhafte Sohlaufnahme und tachymetrische Umlandvermessungen

Die räumlich detaillierten Vermessungen werden mindestens einmal jährlich durchgeführt und beinhalten:

- Flächenhafte Aufnahmen der Flusssohle mittels Echolotmessungen,
- Scans von Uferböschungen mittels reflektorloser Vermessung,
- GPS-Umlandvermessungen.

Aus den Punktdaten wird mithilfe eines Geoinformationssystems für jede Vermessung ein Geländemodell generiert (Abb. 2).

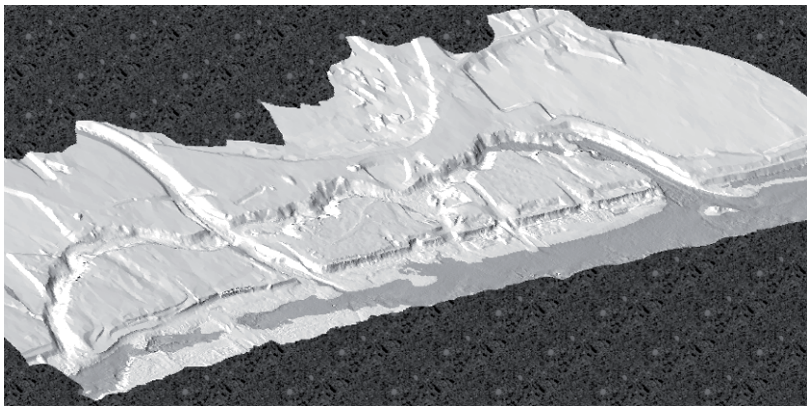


Abb. 2: Aus den Vermessungsdaten vom Dezember 2007 generiertes Geländemodell.

Anhand der Geländemodelle verschiedener Vermessungszeitpunkte können Differenzenkarten erstellt werden, um Anlandungen und Erosionen darzustellen und Massenbilanzen zu berechnen.

Webcam-Bilder

Eine höhere zeitliche Auflösung in der Beobachtung der Morphologie bieten 4 installierte Webcams. Sie erlauben auch die Beobachtung der Ufererosion während der Abflussereignisse und geben so einen Einblick in den Ablauf der Erosionsprozesse.

6.2 Das Geschiebemonitoring

Ein besonderes Augenmerk wird auf das Geschiebe gelegt, da es für die Bekämpfung der Sohleintiefung entscheidend ist. Als Methoden zur Messung des Geschiebetransports wurden Telemetrie und Messungen mittels Geschiebefänger gewählt, die sich bezüglich der Aussagekraft der Messergebnisse ergänzen (Habersack et al., 2008).

Messungen mittels Geschiebefänger

Als Geschiebefänger kommt ein Helley-Smith-Sampler zum Einsatz. Die Messung erfolgt von einer Brücke 2 km flussaufwärts von der Maßnahme und wird einmal jährlich während eines Hochwassers durchgeführt. Die Messung ermöglicht die Berechnung der Geschiebefracht für den jeweiligen Abfluss.

Tracermessungen

Mithilfe der Tracermessungen sollen zusätzlich folgende Fragen beantwortet werden (Habersack und Klösch, 2008):

- Wie wird das Material aus der Seitenerosion in den Fluss transportiert?
- Wann (bei welchen Abflüssen) wird das Geschiebe an der Mursohle bewegt?
- Wie weit wird das Material verfrachtet?
- Wie erfolgt die Interaktion mit der Morphologie (wo wird das Material abgelagert)?

Es werden Kunststeine mit Radiosendern versehen (Abb. 3). Die Steine werden in den Fluss eingesetzt (Abb. 4) und regelmäßig, auf jeden Fall nach jedem größeren Abflussereignis, mithilfe eines Empfängers und einer Antenne vom Boot aus geortet.



Abb. 3: Naturstein im Vergleich mit Kunststein und Bauweise.



Abb. 4: links: Einsatz der Tracer am Ufer, Mitte: Suche der Tracer vom Boot aus, rechts: Antenne und Empfangsgerät.

Im Mai 2007 wurde mit den Tracermessungen an der Grenzmur begonnen. Insgesamt wurden zwischen Mai 2007 und Oktober 2007 11 Tracer eingesetzt und regelmäßig geortet. Abb. 5 zeigt die Zeitpunkte mit festgestellter Tracerposition in Zusammenhang mit der Wasserstandsganglinie des Pegels Mureck.

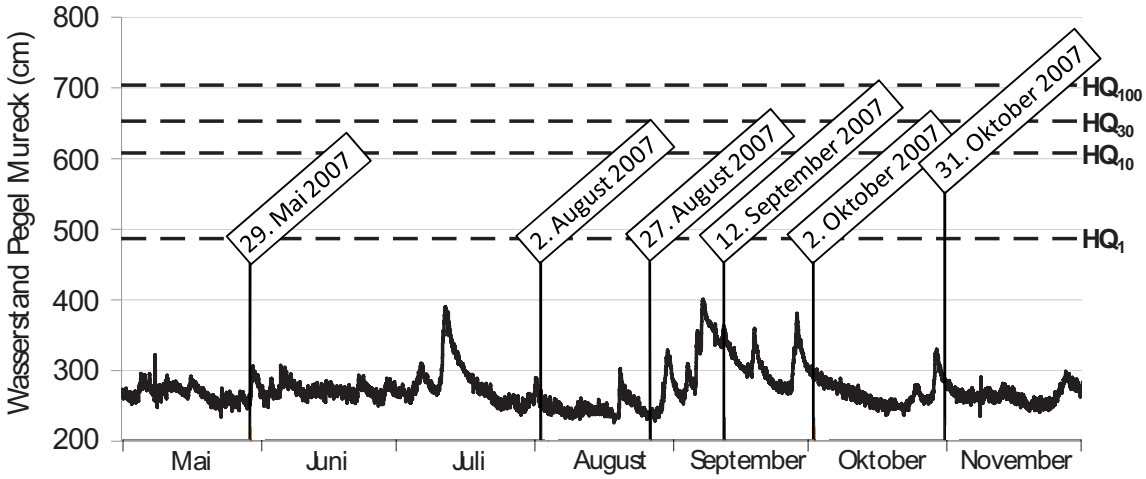


Abb. 5: Wasserstandsganglinie des Pegels Mureck und Suchzeitpunkte (Quelle: Hydrographischer Dienst Steiermark).

In Abb. 6 sind die Positionen der Tracer dargestellt. Während der größeren Ereignisse wurden die Tracer über große Distanzen (bis zu über 2,5 km) transportiert, wogegen die kleinere Abflussspitze Ende Oktober nur wenig bis gar keinen Transport bewirkte.

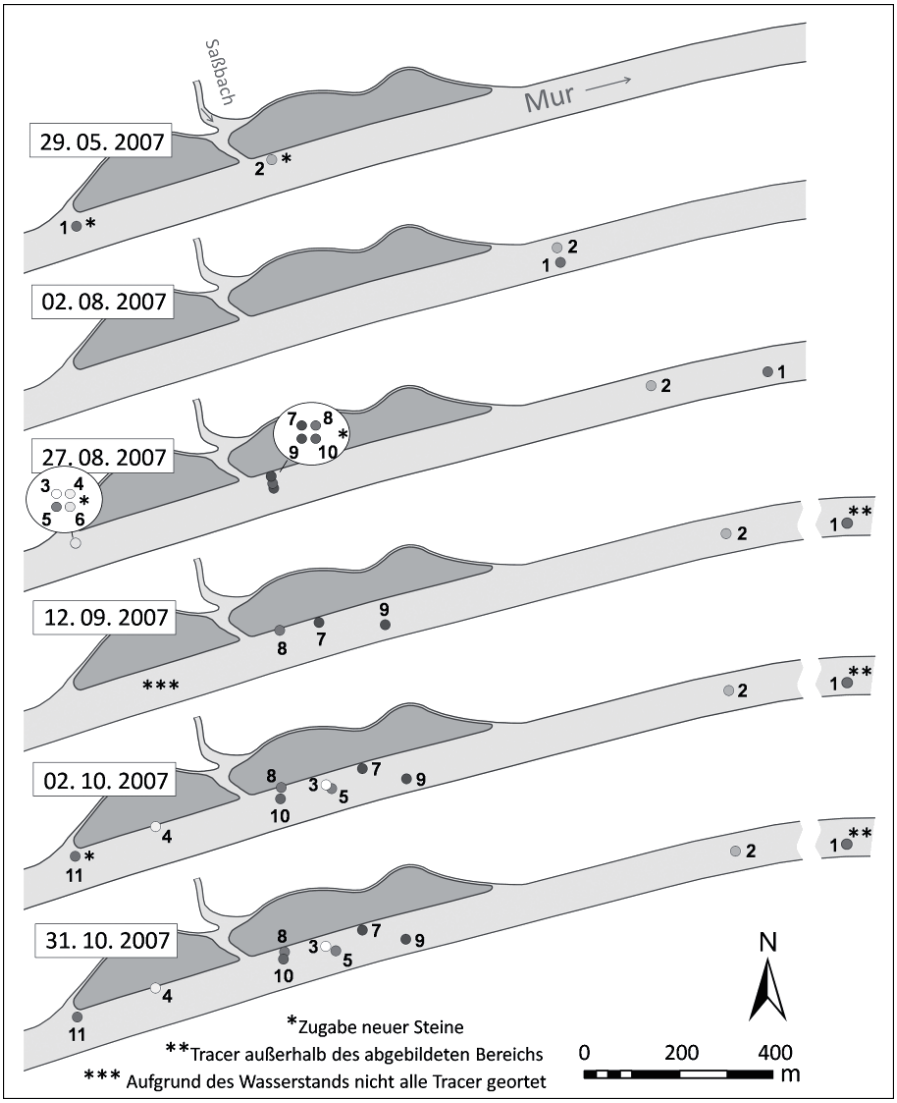


Abb. 6: Darstellung der Positionen der Tracer zu verschiedenen Zeitpunkten. Die Tracer wurden am 29. 05. 2007 (2 Stk.), am 27. 08. 2007 (8 Stk.) und am 2. 10. 2007 (1 Stk.) eingesetzt. Tracer Nr. 1 hat während des Ereignisses Anfang September den hier dargestellten Kartenausschnitt verlassen (insgesamt zurückgelegter Weg: ca. 4,5 km).

6.3 Ufererosionsmonitoring

Die Uferböschungen an der Grenzmur bestehen aus Kies mit einer Auflage aus Feinmaterial. Verfestigung des Materials durch Wurzeln und scheinbarer Kohäsion durch Bodenwasserspannungen erlauben die Entstehung senkrechter Uferanbrüche. Die Ufererosion erfolgt während Abflussereignissen durch eine Kombination aus Strömungserosion und Böschungsbrüchen. Die Standsicherheit der Böschung wird maßgeblich von der Hydrologie beeinflusst. Um Daten für eine Simulation der Ufererosion zu gewinnen, werden Messungen des Flusswasserstands, des Grundwasserstands, des Niederschlags und der Bodenwasserspannungen, sowie bodenphysikalische und bodenmechanische Untersuchungen durchgeführt.

7 Zusammenfassung und Ausblick

Bereits die ersten Ergebnisse der Tracermessungen zeigten (in der Zusammenschau mit den morphologischen Aufnahmen), dass sich die Maßnahme positiv entwickelt und das eingetragene Geschiebematerial einerseits das Defizit vermindert und andererseits durch die festgestellte Morphodynamik ein Beitrag zur Verbesserung des ökologischen Zustandes geleistet werden kann.

In den Jahren 2008 und 2009 werden die Tracermessungen und sonstigen Monitoringaktivitäten fortgesetzt sowie eine numerische Simulation zur Überprüfung der Projektsannahmen durchgeführt. Dabei erfolgt der Einsatz weiterer Tracersteine. Wesentlich ist die Kombination der Tracermessungen mit dem Monitoring der eigendynamischen Seitenerosion. Diese soll nach der einmaligen Zugabe von Geschiebematerial aus den Nebenarmen eine Kompensation des Geschiebedefizits bewirken. Durch die damit verbundene Gerinneaufweitung mit Sohlschubspannungsreduktion soll der Sohleintiefung weiterhin entgegengewirkt werden. Die Analyse der Seitenerosion, morphologischen Veränderungen und Tracerbewegung wird dann eine Aussage über die Wirkung der Maßnahme ermöglichen. Die dabei gewonnenen Erkenntnisse können in weiterer Folge bei der Detailplanung der nächsten Maßnahmen an der Grenzmur verwendet werden.

Durch die bisher positiven Erfahrungen und Ergebnisse der Pilotprojekte und der Maßnahmen in Gosdorf bestärkt, sind in den nächsten Jahren auf österreichischer und auch auf slowenischer Seite weitere Flussaufweitungen vorgesehen. Die Umsetzung ist im Rahmen eines Interreg-Projektes mit einer Kofinanzierung durch die EU vorgesehen. Für alle Maßnahmen ist ein umfangreiches wasserwirtschaftliches und ökologisches Monitoring angedacht.

Die bisher umgesetzten Projekte haben bei der Bevölkerung eine hohe Akzeptanz gefunden. Der Flussraum wird wieder als Lebens- und Erlebnisraum entdeckt und an Wochenenden von Einheimischen und Touristen für Freizeitaktivitäten genutzt.

..

Referenzen

BMLFUW (2001): Wasserwirtschaftliches Grundsatzkonzept Grenzmur PHASE I. Ständige österreichisch-slowenische Kommission für die Mur; Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft.

HABERSACK, H., SEITZ, H., LIEDERMANN, M. (2008): Integrated automatic bedload transport monitoring, International Bed Load Surrogate Monitoring Workshop, in Druck.

HABERSACK, H., KLÖSCH, M. (2008): Beobachtungen des Geschiebetransports mittels Tracermessungen an der Grenzmur. Wasserland Steiermark, 1/2008, ISSN 0043-0978.

HABERSACK, H.M., SCHNEIDER, J. (2000): Ableitung und Analyse flussmorphologisch relevanter Parameter von historischen Karten, Wasser&Boden, 52. Jg., 6/2000, S. 55-59.

HABERSACK, H. M., FORMANN, E., MUHAR, S., KRAPESCH, G., HAUER, C., KLÖSCH, M. (2006): Hydraulische, flussmorphologische und ökologische Auswirkungen von Gewässeraufweitungen, Proceedings zum workshop Flussaufweitungen an der VAW der ETH Zürich, Schriftenreihe der VAW-ETH Zürich.

NACHTNEBEL, H.-P., HENGL, M., HABERSACK, H.M., SCHNEIDER, J. (2000): Wasserwirtschaftliches Grundsatzkonzept an der Grenzmur von km 95,0 bis km 129,5. Abschlußbericht zu Arbeitspaket 1.6, Geschiebetransportmodell, im Auftrag der Österreichisch-Slowenischen Murkommission.

PLATTNER, J. (2005): Einreichprojekt Mur Gemeinde Gosdorf Flussaufweitung. Im Auftrag des BMLFUW und der Bundeswasserbauverwaltung, Amt der Steiermärkischen Landesregierung, Fachabteilung 19B, Schutzwasserwirtschaft und Bodenhaushalt.

ZAUNER, G., PINKA, P., JUNGWIRTH, M. (2000): Fischökologie. Wasserwirtschaftliches Grundsatzkonzept Grenzmur Phase I. Studie i.A. der Stmk. LR, Fachabt. IIIa. Projektträger: Ständige Österreichisch-Slowenische Kommission für die Mur.

Adresse der Autoren

Helmut Habersack
Institut für Wasserwirtschaft, Hydrologie und konstruktiven Wasserbau
Universität für Bodenkultur Wien
Muthgasse 18
A-1190 Wien
E-Mail: helmut.habersack@boku.ac.at



Rudolf Hornich
Amt der Steiermärkischen Landesregierung
Leiter der Fachabteilung 19B
Schutzwasserwirtschaft und Bodenwasserhaushalt
Stempfergasse 7
A-8010 Graz
E-Mail: rudolf.hornich@stmk.gv.at



Mario Klösch
Institut für Wasserwirtschaft, Hydrologie und konstruktiven Wasserbau
Universität für Bodenkultur Wien
Muthgasse 18
A-1190 Wien
E-Mail: mario.kloesch@boku.ac.at



Sanierung Untere Salzach – Aufgelöste Sohlrampe als Mehrzweckbauwerk

M. Hengl, M. Aufleger, A. Niedermayr, M. Spannring

1 Einleitung

Die Untere Salzach an der Grenze zwischen Bayern und Österreich befindet sich seit vielen Jahrzehnten in einem Erosionsregime, das infolge Sohldurchschlag in die um mehr als eine Zehnerpotenz feinkörnigere Unterschicht weiter verstärkt wurde. Für die Anhebung und Stabilisierung der Flusssohle stellen Sohlrampen, neben den geplanten Aufweitungen, ein wesentliches Bauelement dar. Um allen aktuell an den Wasserbau gestellten Anforderungen gerecht zu werden, wurde der Bautyp „aufgelöste Sohlrampe“ gewählt. An einem voralpinen Fluss dieser Größenordnung wurde ein derartiges Bauwerk bisher noch nie realisiert. Aufbauend auf Planung und Bau einer aufgelösten Sohlrampe an der Saalach (Hengl et al., 2007) sowie weiterer Erfahrungen mit diesem Rampentyp, erfolgte mittels numerischer Vordimensionierung und physikalischen Modellversuchen (Schnittmodell und Vollmodell im Maßstab 1:30) die Entwicklung einer aufgelösten Rampe beispielhaft für den Standort bei Flusskilometer 51,9 (ca. 13 km flussab der Stadt Salzburg).

2 Planungsvorgaben

Das Bauwerk dient zwar primär der Sohlstabilisierung, muss aber auch für andere Zwecke funktionell geeignet sein. Daraus ergeben sich neben dem Aspekt der Wirtschaftlichkeit im Bau und Betrieb Vorgaben für die Planung.

2.1 Sohlhebung und damit verbundene Ziele

Die mittlere Flusssohle soll flussauf der Rampe um ca. 1,8 m angehoben werden. Diese Anhebung ist notwendig, damit die feinkörnige Unterschicht ausreichend mit Kies überdeckt ist und ein weiterer Sohldurchschlag auszuschließen ist. Mit der Sohlhebung geht auch eine Hebung des Grundwasserspiegels einher. Die ökologische Vernetzung zwischen Fluss und Aue (Nebengewässeranbindung und Überflutungshäufigkeit) wird dadurch wieder möglich. Reaktivierte Lebensräume im Nebengewässer liefern einen Beitrag zur Verbesserung des ökologischen Zustands der Salzach im Sinne der EU-Wasserrahmenrichtlinie.

2.2 Fischwanderung

Das Bauwerk muss die Wandermöglichkeit von Fischen über ein breites Abflussspektrum ermöglichen. Im Planungsraum ist die Salzach vom ursprünglichen Typ her der Äschen- und Barbenregion zuzuordnen (WRS, 1995). Für diesen fischbiologischen Lebensraum typische Fische können Hindernisse nicht springend überwinden und deren Schwimmgeschwindigkeit bzw. Leistungsfähigkeit ist begrenzt. Daraus ergibt sich die Forderung nach einem möglichst flachen Bauwerk mit Ruhezonen (Becken) zwischen kurzen Abschnitten mit höheren Fließgeschwindigkeiten (Querriegel). In den Querriegeln sind Tiefenrinnen vorzusehen, so dass Fische ohne zu springen, schwimmend wandern können.

2.3 Bootspassierbarkeit

Im Projektabschnitt wird die Salzach vom Schifferschützencorps Oberndorf mit Plätten befahren. Zusätzlich gibt es Motorbootverkehr für Rettungseinsätze und im Rahmen der Instandhaltung. Die Rampe soll für diese Fahrzeuge in Fließrichtung passierbar sein.

2.4 Hydrologie

Die Hydrologie wirkt auf die Bauwerksausbildung betreffend Fischaufstieg, ausreichender Wassertiefe im Bootsweg und Stabilität bei Hochwasser. Der maßgebende Niedrigwasserabfluss für die untere Grenze des Fischaufstiegs beträgt 55 m³/s. Plättenverkehr findet zwischen ca. 160 m³/s und 600 m³/s (ca. 2 *MQ*) statt. Als Bemessungshochwasser für den Nachweis der Stabilität wird das HQ_{100} mit einem Zuschlag von 15 % zur Abdeckung der Unsicherheiten infolge Klimawandel verwendet. Der sich daraus ergebende Abfluss von 3565 m³/s wird um den vorwiegend im rechtsufrigen Vorlandbereich abfließenden Anteil verringert. Daraus ergibt sich für die Rampe ein maßgebender Maximalabfluss von 2831 m³/s. Ab ca. 2200 m³/s auf der Rampe beeinflusst der Einstau vom Unterwasser den Wasserspiegel flussauf des Bauwerks.

3 Bauwerksentwicklung

Ausgehend von den Planungsvorgaben sowie Erfahrungen mit kleineren aufgelösten Sohlrampen wurde das Bauwerk in einem mehrstufigen Planungsprozess entwickelt.

3.1 Generelle Gestaltung des Bauwerks

Die Grundkonzeption der aufgelösten Sohlrampe wurde auf Basis theoretischer Vorüberlegungen und Erfahrungen mit diesem Rampentyp durchgeführt. Dabei ergab sich eine Rampenbreite von 140 m bei einer Neigung von 1:50 (2 % Gefälle) unter Betrachtung der folgenden vier Gesichtspunkte:

- Fischpassierbarkeit,
- Bootspassierbarkeit,
- Erforderliche Steingrößen,
- Wirtschaftlichkeit.

Bei einer Neigung der Sohlrampe von 1:50 ergibt sich ein Minimum an erforderlichen Baukosten. Eine steilere Rampe geht zwar mit einer geringeren Bauwerkslänge einher, die erforderlichen Steine für die Riegel und die Becken sind allerdings größer und bewirken einen höheren Gesamtpreis.

Zur Gewährleistung der Fischpassierbarkeit beträgt der Höhenunterschied zweier aufeinander folgender Querriegel 30 cm. Die Höhe der Längsriegel liegt zwischen den Höhen der jeweiligen Querriegel, so dass der mittlere Höhenunterschied zwischen Quer- und Längsriegel ca. 15 cm beträgt. Die einzelnen Riegel sind in der Höhe abgestuft um bei niedrigen Abflüssen einen pendelnden Stromstrich zu initiieren.

Die Voruntersuchungen zur Fisch- und Bootspassierbarkeit der Sohlrampe erfolgten mit Hilfe eines zweidimensionalen numerischen Modells. Die Rampe wurde mit ihrer Riegel- und Beckenstruktur zusammen mit der mittig liegenden Bootsgasse schematisch im Modell abgebildet (Abb. 1). Damit konnte die Abflussaufteilung zwischen Bootsgasse und dem restlichen Rampenbereich optimiert werden. Insbesondere konnte auch nachgewiesen werden, dass die Rampe in einem relativ großen Abflussspektrum für die in der Salzach vorkommenden Leitfischarten passierbar ist. Ein wesentliches Kriterium dabei ist die Energiedichte. Die Einhaltung bestimmter Grenzwerte gewährleistet, dass sich die Fische in den Becken ausruhen und Kraft sammeln können für den Sprint in das nächst höher gelegene Becken. Hier konnte gezeigt werden, dass auch bis zu relativ hohen Abflüssen die Energiedichte in den Becken entlang möglicher Fischwanderwege kleiner ist als 100 W/m^3. Für die Fischpassierbarkeit der Rampe bei Niedrigwasser werden entlang eines gedachten Wanderwegs die Quer- und Längsriegel auf einer Breite von 2 m um 20 bis 40 cm abgesenkt. Dadurch ist eine ausreichende Fließtiefe gewährleistet, damit die Fische die Riegel passieren können.

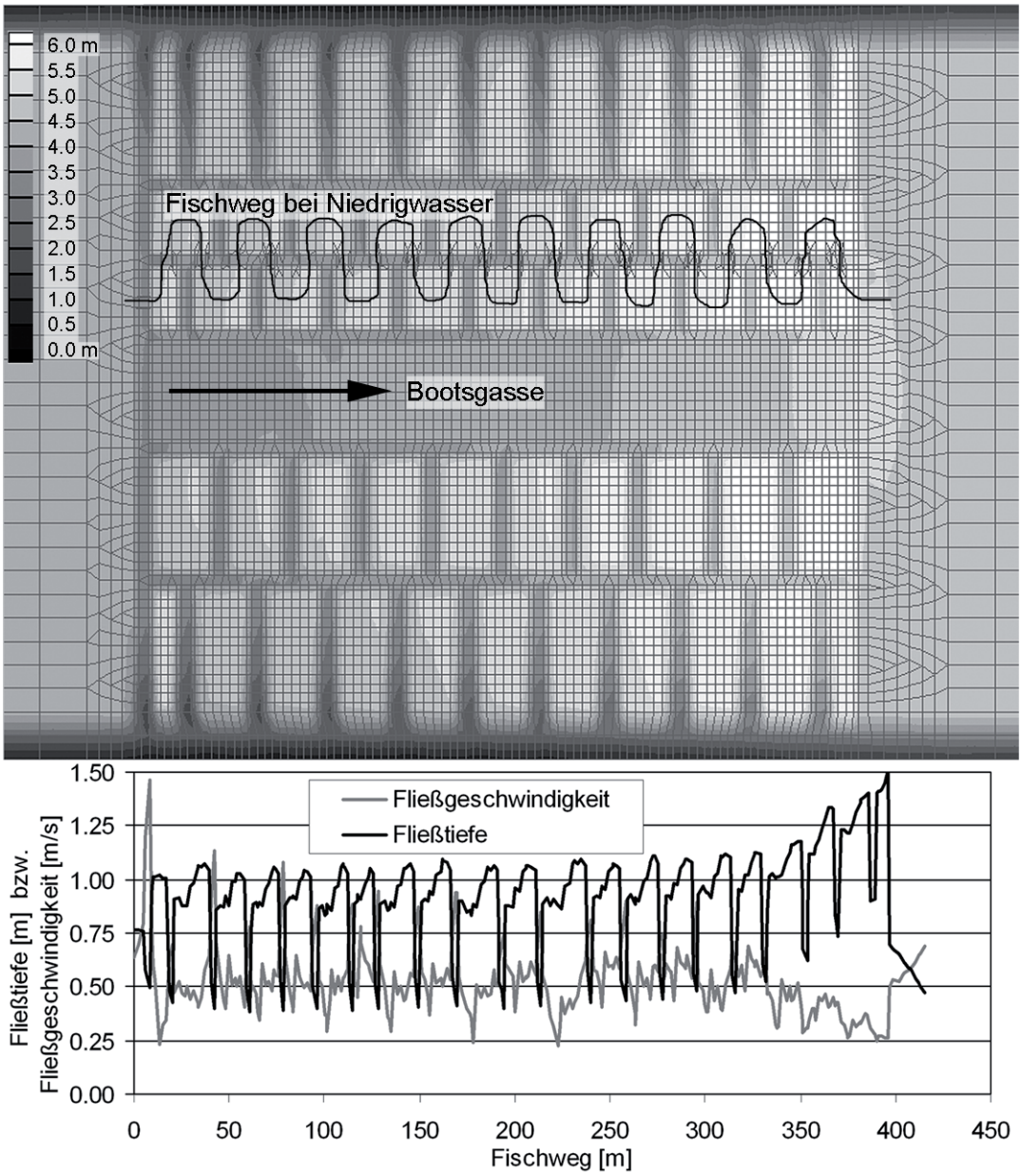


Abb. 1: Ausschnitt aus 2d-Modell der Sohlabstufung sowie Fließtiefe und Fließgeschwindigkeit entlang des Fischwegs bei 55 m^3/s.

3.2 Schnittmodellversuch

Im Schnittmodell wurden die für die Stabilität der Becken- und Riegelstruktur erforderlichen Mindeststeingrößen experimentell ermittelt. Als Basis für die Versuche diente eine Vorbemessung mit dem kritischen Shields-Parameter θ_{crit} (Hengl, Stephan, 2007). Dazu wurde der Fließwiderstand der Konstruktion mit einem Stricklerbeiwert von 14 bis 15 $m^{1/3}$/s abgeschätzt und für die Riegelsteine θ_{crit} = 0,03 bis 0,04 sowie für die Beckensteine θ_{crit} = 0,08 bis 0,10 angesetzt. Daraus ergaben sich für 2 % Gefälle und q = 15,7 m^3/(sm) Riegelsteingrößen

zwischen 1,5 und 3,5 t sowie Beckensteine von 100 bis 200 kg. Im Modell wurden Riegelsteine bis 4 t und Beckensteine bis 370 kg verwendet.

Die Versuchsrinne weist eine Breite von 0,7 m und eine Länge von annähernd 9,0 m auf (Abb. 2, links). Die experimentelle Untersuchung erfolgte im Maßstab M = 1:30. Riegel- und Beckensteine wurden auf Filtermaterial verlegt.

Wesentliche Variablen im Schnittmodell waren die Steingrößen, die Beckentiefen, die Beckenlängen und die Fließverhältnisse im Unterwasser. Die hydraulische Belastung wurde so weit gesteigert, bis ein Versagen der aufgelösten Rampen beobachtet werden konnte.

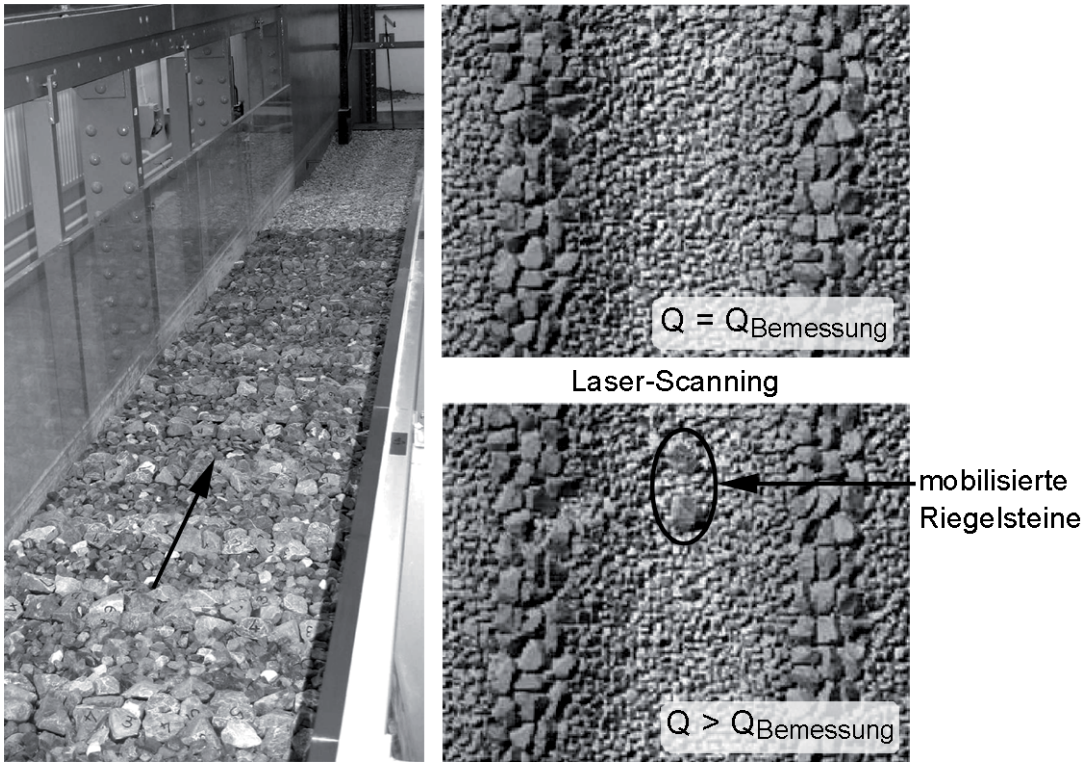


Abb. 2: Rinnenversuch M = 1:30 (links: grundsätzlicher Aufbau, rechts: Visualisierung mit Laserscan-Verfahren).

Die Untersuchungen bestätigten grundsätzlich die Vorbemessung. Wenn die Riegelsteine einzeln, ohne Verbundwirkung verlegt werden, ergeben sich allerdings etwas schwerere Steine. Insgesamt hat sich eine abgestufte Dimensionierung der Steingrößen über die Rampenlänge als wohl begründet erwiesen (Abnahme der Steingrößen in Richtung Unterwasser). Die Versagensart zeigt sich als sehr gutmütig. Einzelne losgelöste Riegel- oder Beckensteine beeinträchtigen keinesfalls die Gesamtstabilität des Bauwerkes (Abb. 2, rechts).

Als Vorschlag für das Vollmodell wurde eine Struktur mit insgesamt 11 Riegeln in einem mittleren Abstand von 15 m, einer Beckentiefe von maximal 1,5 m und in Fließrichtung abgestuften Steingrößen erarbeitet.

3.3 Vollmodell

Im Vollmodell lagen die Untersuchungsschwerpunkte bei der Frage der Steinstabilität im Zusammenwirken mit der Dreidimensionalität der Strömung infolge unregelmäßiger Riegel-Becken-Struktur einschließlich Bootsgasse, die Beurteilung von Bootspassierbarkeit und Fischaufstieg sowie die Ausbildung des Nachbettschutzes im Kolkbereich unmittelbar flussab der Rampe.

Dazu wurde an der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU München die rund 150 m lange und 140 m breite Rampe sowie ein Bereich von etwa 500 m oberstrom bzw. 700 m unterstrom der Salzach im geometrischen Maßstab M = 1:30 abgebildet (Abb. 3). Die aufgelöste Rampe setzt sich wie bereits erwähnt aus 11 Hauptriegeln mit dazwischen liegenden Becken zusammen. Jeder Riegel besteht aus drei parallel liegenden Steinreihen. Quer zur Fließrichtung werden die Becken zusätzlich durch Längsriegel unterteilt. Die Nachbettsicherung besteht aus einem umgerechnet zehn Meter langen zweilagigen Steinwurf und einem anschließenden 150 m langen offenen Deckwerk.

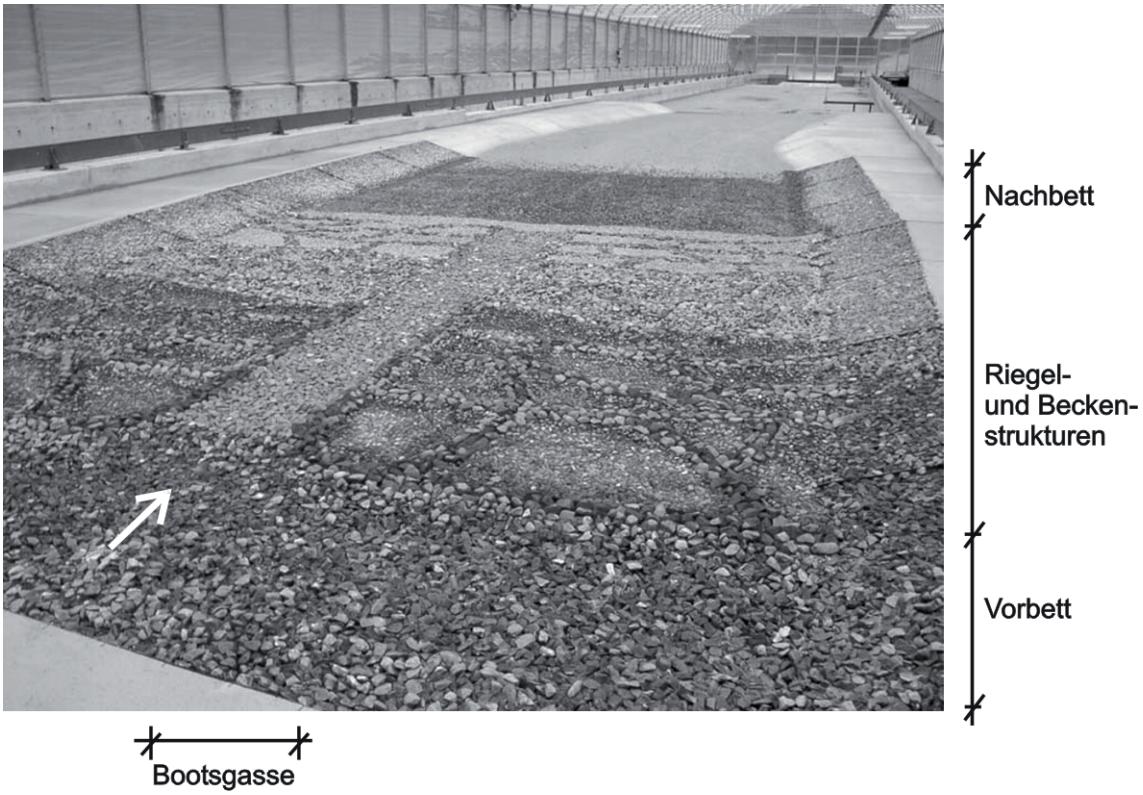


Abb. 3: Vollmodell der Salzach-Rampe bei Fluss-km 51,9 – M = 1:30.

Für den Versuchsaufbau wurden die Riegel- und Beckensteine sortiert und klassenweise farbig markiert. Bei lokalem Versagen der Rampenstruktur waren dadurch das Erkennen ungünstiger Steine und der Wiederaufbau erleichtert.

Mit einer halbautomatischen Messeinrichtung, bestehend aus einem Laser-Distanz-Messgerät und einem Ultraschallsensor erfolgte querschnittsweise die Aufmessung von Versuchsgeometrie bzw. Wasserspiegel.

Die Riegel- bzw. Beckensteine wurden bewusst ohne kraftschlüssigen Verbund zueinander auf eine zwei- bzw. einstufige Filterschicht gesetzt. Die zweite, gröbere Filterschicht unter den Riegelsteinen muss dabei eine ausreichende Einbindung unter die Beckensteine aufweisen.

Im Vollmodell konnte der geplanten Bauweise analog zum Rinnenversuchsergebnis ein prinzipiell gutmütiges Verhalten bescheinigt werden. Vereinzelte Becken bzw. Riegelsteinumlagerungen sowie das lokale Freilegen von Filtermaterial schädigen das Rampengefüge und damit die Gesamtstabilität nicht. Eine Überdimensionierung der Steingrößen ist aber ebenfalls auszuschließen.

Die Eignung des offenen Deckwerks als flexible, anpassungsfähige und kostengünstige Variante des Nachbettschutzes wurde im Versuch bestätigt.

4 Untersuchungsergebnisse

4.1 Stabilität Rampensteine

Aus den Versuchsergebnissen ist es möglich die mindestens erforderlichen Steingrößen mit der Fließrichtung abgestuft zu wählen (siehe Abb. 4).

Aus dem Modellversuch ergeben sich Steingrößen, die über der Vorbemessung liegen. Ursache ist, dass im Modell die Steine ohne Verbundwirkung locker gelegt wurden, während der Vorbemessungsansatz von einer wechselseitigen Steinabstützung ausgeht. Daraus ergibt sich eine Sicherheitsreserve für die Umsetzung, wenn durch entsprechend enge und sorgfältige Schlichtung eine größere Stabilität erzielt wird.

4.2 Nachbettschutz

Der Nachbettschutz in Form eines 10 m langen zweilagigen Steinwurfs nach dem untersten Riegel mit anschließendem 150 m langem offenen Deckwerk zur Begrenzung der Kolktiefe sowie zum Schutz von Rampenfuß und Ufersicherung hat sich im Modellversuch bewährt. 100 bis 200 kg schwere Steine mit einer Belegungsdichte von 20 % (1 bis 1,6 Steine/m²) bieten ausreichende Stabilität. Eine Verlängerung des Nachbettschutzes um 100 m würde zusätzlichen Schutz gegen Sohldurchschlag in die feinkörnigen Unterschichten bieten.

		Vorbemessung Steinmasse [t]	Aus Versuch Steinmasse [t]
Riegel	1 bis 4	1,5 bis 3,5	2,75 bis 4
	5 bis 7	gleich	2,25 bis 3,5
	8 bis 11	gleich	2 bis 3
Becken	1 bis 4	0,1 bis 0,2	0,2 bis 0,37
	5 bis 7	gleich	0,1 bis 0,37
	8 bis 10	gleich	0,1 bis 0,2
Bootsgasse		0,8	0,8
		Durchmesser [mm]	Durchmesser [mm]
Filtermaterial	für Becken	0 bis 120	0 bis 120
	für Riegel	120 bis 360	120 bis 360

Abb. 4: Mindeststeingrößen für die Rampe und Vergleich mit Vorbemessung.

4.3 Sohlstützung im Oberwasser

Die im Oberwasser der Rampe gemessenen Wasserspiegelhöhen lagen etwa 20 cm tiefer als in der generellen Planung angenommen. Ursache ist, dass in der Vorplanung noch keine Bootsgasse vorgesehen war. Diese ist glatter und zieht damit verstärkt Wasser an sich. Daher muss in der Ausführungsplanung die Rampenkrone um 20 cm angehoben werden.

4.4 Fischdurchgängigkeit

Eine mäandrierende Strömung entsprechend der Tiefenrinnen von Becken zu Becken konnte im Modellversuch selbst bei kleinen Abflüssen nicht beobachtet werden. In den Becken wird aber die Strömung deutlich beruhigt, so dass hier ausreichende Ruhezonen entstehen. Die Becken fallen auch bei Niedrigwasser nicht trocken. Die Tiefenrinnen an den Höhenstufen sind immer durchströmt, so dass Fische ohne zu springen durchschwimmen können. Um bei größeren Abflüssen ruhigere Bereiche (Rückzugszonen) zu schaffen, können entlang der Böschungen Querrippen (ähnlich Kurzbuhnen) gebaut werden. Es ist allerdings

zu beachten, dass im oberen Bereich der Rampe in der Umgebung dieser Rippen größere Riegel- und Beckensteine erforderlich sind.

4.5 Bootspassierbarkeit

Die Bootsgasse kann im Abflussbereich von *MNQ* = 78 m³/s bis 2 x *MQ* = 500 m³/s problemlos mit Plätten befahren werden. Wichtig ist die runde strömungsgünstige Ausgestaltung des Einlaufs in die Bootsgasse um ein Hängen bleiben der Plätten zu verhindern. Bei der Umsetzung ist zu beachten, dass die Einfahrt deutlich gekennzeichnet wird. Ein Befahren der Rampe mit Plätten außerhalb der Bootsgasse ist mit erheblichen Gefahren (Kentern bzw. Hängen bleiben an Riegelsteinen) verbunden.

5 Zusammenfassung und Generalisierung

Der Bautyp aufgelöster Sohlrampe in Kombination mit einer Bootsgasse ist für die flussmorphologische Sanierung der Salzach sehr gut geeignet. Die aufgelöste Rampe ist aus einer Kombination von in einem unregelmäßigen Gitter angeordneten Riegeln (Stufen) und ca. 1,5 m tiefen Becken (bezogen auf die Riegeloberkante) zusammengesetzt. Für die Riegel wird eine 3er-Reihe von Steinen auf Filtermaterial verwendet. Höhendifferenzen von ca. 15 cm zwischen den Becken und Tiefenrinnen in den Riegeln ermöglichen die Fischwanderung. Die Becken und die Bootsgasse bestehen aus einer dicht gelegten Schlichtung von Einzelsteinen auf Filtermaterial.

Das Bauwerk mit 140 m Sohlbreite, 2 % Gefälle und 3,3 m Höhe ist für einen Maximalabfluss von 2831 m³/s (ca. 20,2 m³/s und Meter Rampenbreite) ausgelegt. Für den Bau der Riegel und Becken wurden Bereiche mit unterschiedlich hohen Belastungen identifiziert und dementsprechend angepasste Steingrößen gewählt. Aus den Versuchen ergeben sich Mindeststeingrößen für die Riegel von etwa 2 bis 4 t und für die Becken von 100 bis 370 kg. Zum Schutz vor einem Kolk im unmittelbaren Anschluss an die Rampe dient ein Nachbettschutz ähnlich einem offenen Deckwerk mit 100 bis 200 kg schweren Steinen und 20 % Belegungsdichte auf zumindest 150 m Länge.

Die für den einen Standort entwickelte Lösung kann auf weitere Standorte entlang der Salzach übertragen werden. Insbesondere ist die zweite Sohlrampe im Freilassinger Becken nahezu baugleich. Eine Anwendung auf andere Flüsse in der Größenordnung der Salzach ist unter Beachtung der örtlichen Randbedingungen und der sich daraus ergebenden Änderungen in den Steingrößen möglich. Bauwerke dieser Art dienen nicht nur wasserwirtschaftlichen Funktionen, sie bieten auch wertvollen ökologischen Lebensraum, sind für Freizeitaktivitäten verwendbar und wirken auf den Betrachter optisch ansprechend.

Die Planungsarbeiten wurden aus Mitteln des europäischen Fonds für regionale Entwicklung kofinanziert.

Referenzen

WRS. (1995): Wasserwirtschaftliche Rahmenuntersuchung Salzach, Bericht zu Phase I: Bestandsanalyse, Stand der Untersuchung zu Phase II: Maßnahmenplanung. Bayer. Landesamt für Wasserwirtschaft, München.

Hengl M., Stephan U. (2007): Aufgelöste Blockrampen zur Stabilisierung von Fließgewässersohlen unter Berücksichtigung der Fischdurchgängigkeit. VAW Mitteilung 201 – Blockrampen, Anforderungen und Bauweisen, ETH-Zürich.

Hengl M., Krouzecky N., Baumer A., Ulmer, B. (2007): Aufgelöste Rampe in der Saalach – Entwicklung und Bau. Wasser und Abfall, Heft 10/2007, S. 44-48.

Adresse der Autoren

Michael Hengl
Bundesamt für Wasserwirtschaft, Institut für Wasserbau
und hydrometrische Prüfung
Severingasse 7
A–1090 Wien
E-Mail: michael.hengl@baw.at



Markus Aufleger
Arbeitsbereich Wasserbau
Universität Innsbruck
Technikerstraße 13
A–6020 Innsbruck
E-Mail: markus.aufleger@uibk.ac.at



Andreas Niedermayr
Hunziker, Zarn & Partner AG
Ingenieurbüro für Fluss- und Wasserbau
Schachenallee 29
CH–5000 Aarau
E-Mail: aniedermayr@hzp.ch



Michael Spannring
SKI GmbH + Co.KG
Lessingstraße 9
D–80336 München
E-Mail: spannring@ski-ing.de



Sanierung Untere Salzach – ein innovatives Konzept

G. Hopf, K. Staton, J. Eggertsberger, B. Ulmer

1 Einführung

Die Salzach entspringt in den Kitzbühler Alpen auf einer Höhe von ca. 2.300 m. Nach einer Fließlänge von ca. 226 km mündet sie nahe Simbach bzw. Braunau in den Inn. Von der Quelle bis zur Mündung überwindet die Salzach fast 2.000 Höhenmeter. Auf ihrem Weg nimmt sie Wasser aus einem Einzugsgebiet von rund 6.700 km² auf. Als typischer alpiner Fluss mit stark schwankenden Abflüssen treten die Hauptabflüsse zwischen Mai und August auf. Das 100-jährliche Hochwasser beträgt 3.100 m³/s, das mittlere Niedrigwasser dagegen nur 78 m³/s.

Die Sanierung der Untere Salzach konzentriert sich auf eine ca. 60 km lange Strecke zwischen der Saalachmündung, nördlich von Salzburg bis zur Mündung in den Inn. Dieser Abschnitt bildet zugleich die Grenze zwischen Bayern und Österreich.



Abb. 1: Übersichtskarte.

Die Sanierungsstrecke (vgl. Abb. 1) erstreckt sich von Süden nach Norden, vom Freilassinger Becken (nördlich der Saalachmündung) über die Laufener Enge, Tittmoninger Becken, Nonnreiter Enge bis zum Mündungsbereich in den Inn.

Der derzeitige Planungs- und Umsetzungsraum ist das Freilassinger Becken mit einer Länge von ca. 10 km.

2 Historische Entwicklung

Bis vor ca. 200 Jahren bot die Salzach in diesem Bereich das typische Bild eines voralpinen verzweigten Flusses. Das rund einen Kilometer breite Flussband veränderte zwar stetig sein Gesicht, befand sich vermutlich in einem dynamischen Gleichgewicht.

Zur besseren Schiffbarkeit, zum Hochwasserschutz, zur Definition der Staatsgrenze und anderen Zielen, wurde die Salzach in zwei Korrektionsphasen, etwa zwischen 1820 und 1930 begradigt und auf eine Breite von ca. 114 m eingeengt (vgl. Abb. 2). Diese massive Einengung von ehemals bis zu mehreren Kilometern Gewässerbreite blieb nicht ohne Folgen.

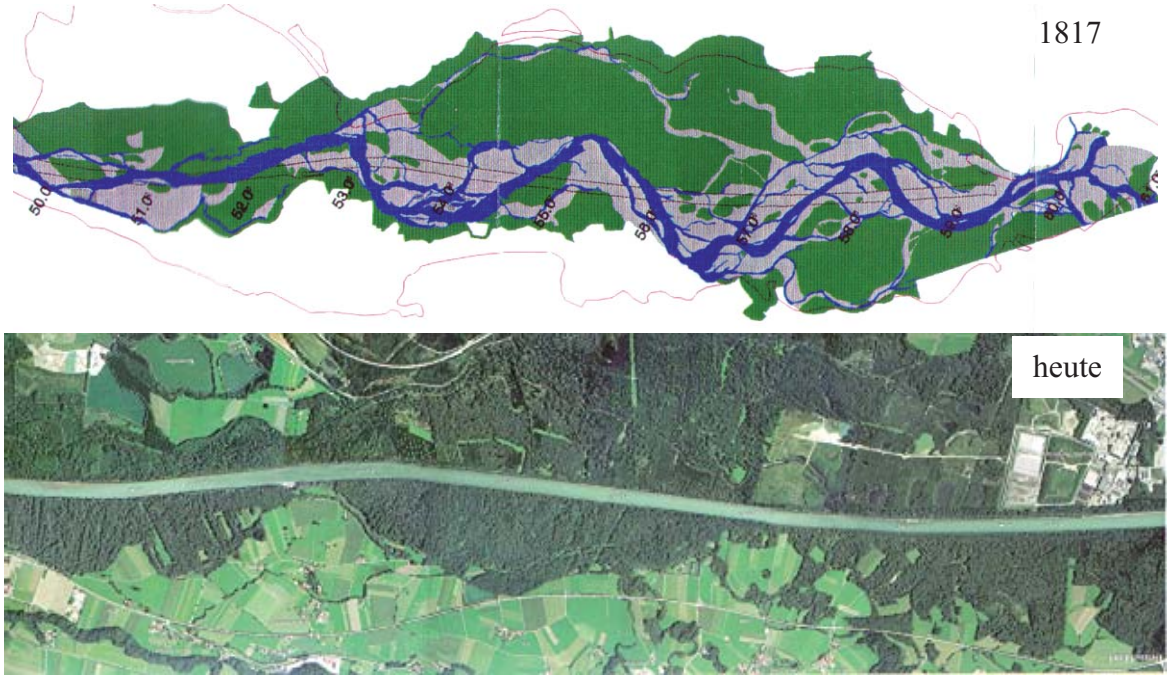


Abb. 2: Salzach früher und heute im Freilassinger Becken.

Hinzu kam, dass durch den Bau von Wasserkraftwerken in der Salzach sowie in den Zubringern (z.B. der Saalach) das Geschiebedargebot aus den Oberläufen deutlich reduziert wurde. Kiesentnahmen zur Freihaltung des Hochwasserabflussprofils und zur Baustoffgewinnung verschärften das Geschiebedefizit der Unteren Salzach.

All die Eingriffe bewirkten in einer Summenwirkung über die Jahrzehnte hinweg eine massive Eintiefung der Gewässersohle.

3 Geologie und Folgen der Eintiefung

Verschärft wird die Situation durch eine geologische Besonderheit: die unter dem Schotterkörper anstehenden sehr erosionsempfindliche Sande und Tone aus postglazialen Seen in den Seenlandschaften (sog. Seetone). Sobald der Kies über diesem feinen Material ausgeräumt ist, kommt es zu einer schlagartigen, kaum prognostizierbaren Eintiefung der Salzachsohle. Mittlerweile hat die Eintiefung der Salzach ein Ausmaß erreicht, so dass die vorhandene Kiesauflage bereits ausgeräumt ist bzw. nur mehr eine relativ dünne Schutzschicht über dem Seeton bildet.

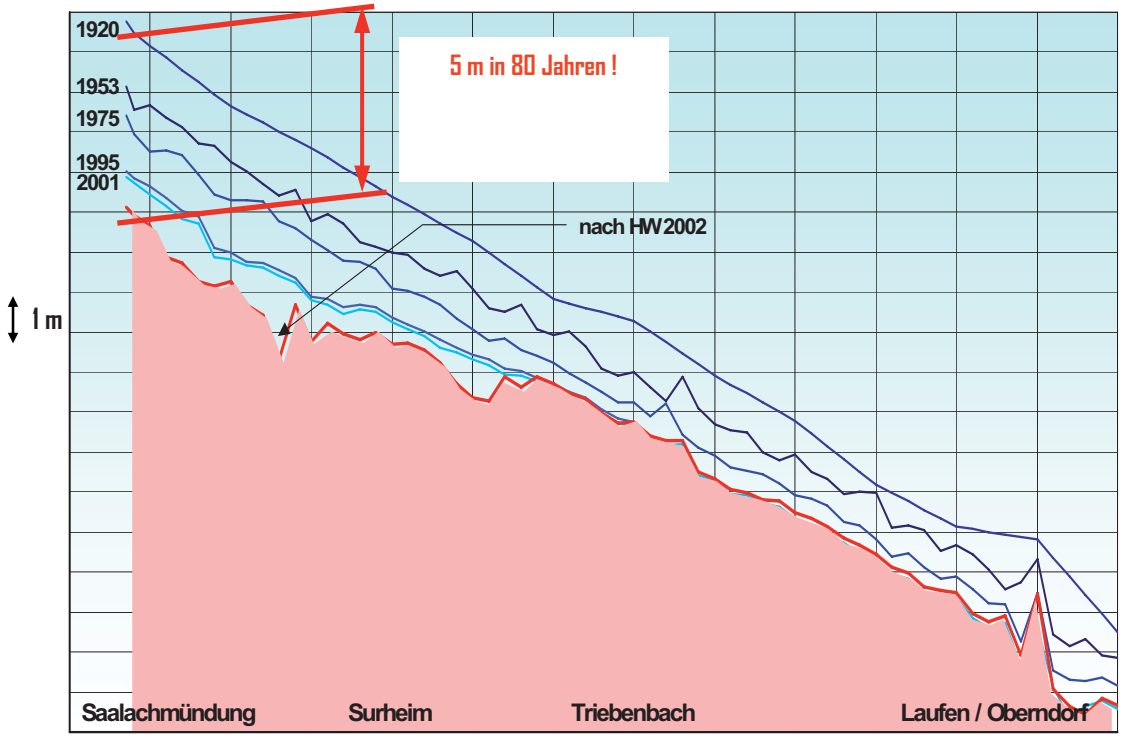


Abb. 3: Entwicklung der Salzachsohle.

Beim Hochwasser 2002 ist es an der Salzach unterhalb der Saalachmündung bereits zum befürchteten Sohldurchschlag auf einer Strecke von mehreren Kilometern gekommen (vgl. Abb. 3).

Neben enormen Schäden an Gebäuden und Infrastruktur sind mit einer massiven Sohleintiefung und den daraus resultierenden Folgen auch Gefahren für Leib und Leben der ansässigen Bevölkerung verbunden (vgl. Abb. 4). Eine massive Eintiefung im Ortsbereich von Laufen und Oberndorf kann bereits innerhalb der nächsten 10 Jahre nicht ausgeschlossen werden, so dass die Sanierung in diesem Bereich als vordringlich gilt.



Abb. 4: Autobahnbrücke Liefering nach dem Hochwasser 1959 (Quelle: WRS, 2000a).

Da der Grundwasserspiegel an den Wasserspiegel der Salzach gekoppelt ist, verlieren auch die begleitenden Auwälder mit zunehmender Eintiefung ihren natürlichen Grundwasseranschluss mit all den negativen Folgen für dieses sensible Ökosystem und seine Strukturvielfalt. Die Auen werden zudem seltener bei Hochwasser überflutet. Die in die Salzach einmündenden Seitengewässer werden von der Salzach entkoppelt, so dass die Fische und Kleinlebewesen nicht mehr zwischen Salzach und Nebengewässern wandern können.

4 Planungsprozess und Untersuchungen

Da die Salzach im Sanierungsbereich ein Grenzgewässer ist, basiert die länderüberschreitende Zusammenarbeit auf einem Staatsvertrag. dem sog. Regensburger Vertrag. Dieser regelt die wasserwirtschaftliche Zusammenarbeit im Einzugsgebiet der Donau zwischen der Europäischen Union, der Bundesrepublik Deutschland und der Republik Österreich.

Auf der bayerischen Seite wickelt das Wasserwirtschaftsamt Traunstein die Unterhaltungs- und Ausbauarbeiten ab, auf österreichischer Seite die Bundeswasserbauverwaltungen Salzburg und Linz bzw. Braunau.

Die flussmorphologische Sanierung soll das weitere Eintiefen der Sohle stoppen, den Hochwasserschutz entlang der Salzach sichern und eine ökologische Verbesserung des Flusssystems erreichen. Alles nach dem Grundprinzip, den

Fluss in ein neues und nachhaltiges dynamisches Gleichgewicht zu überführen und dabei möglichst wirtschaftliche Lösungen zu finden.

Das Projekt benötigte daher ein Planungsteam, dass den interdisziplinären, aber auch zweistaatlichen Besonderheiten des Projektes Rechnung trug und hierfür innovative Lösungsansätze anbieten konnten. Die Widerspiegelung der Abhängigkeiten zwischen Hydraulik und ingenieurtechnischem Wasserbau bei Beachtung gewässerökologischer Zwänge in einem Fluss mit seinem Nebengewässersystem, gebunden an einen naturschutzfachliche Rahmen in einem FFH - und SPA- Gebiet mit zwei getrennten rechtstaatlichen Systemen steckte den Aufgabenbereich ab.

Auf Grund der Vielschichtigkeit der Fragen hat es sich als sinnvoll erwiesen, weitere Fachkompetenz einzubinden. Daher wurden seitens der Wasserbauverwaltungen Experten für naturschutzfachliche, gewässerökologische und wasserbauliche Fragestellungen von Universitäten und Forschungseinrichtungen als Berater hinzugezogen.

Im weiteren Planungsprozess war neben fachlicher Leistungsfähigkeit auch Teamfähigkeit, Kooperationsfähigkeit und insbesondere die Abstimmung mit weiteren Fachbehörden, betroffenen Privaten und der allgemeinen Öffentlichkeit zur Akzeptanz des Projektes besonders wichtig. Daher wurden erforderliche Leistungen nicht separat, sondern durch Auswahl in einem mehrstufigen EU-weiten Vergabeverfahren durch eine Jury aus den beiden Auftraggebern Salzburg und Bayern sowie Experten an ein leistungsfähiges Planungsteam aus Gewässerökologen, Landschaftsarchitekten und Ingenieuren vergeben.

Die grundlegenden Voraussetzungen hinsichtlich der Untersuchung verschiedener Varianten bzw. der dafür erforderlichen einzelnen Maßnahmen zur Sanierung der Salzach wurden im Rahmen der Wasserwirtschaftlichen Rahmenuntersuchung Salzach (WRS) erarbeitet. Gefolgt von einer Risikoanalyse. Danach lagen folgende Ergebnisse vor:

– Würde die Salzach im jetzigen Ist-Zustand belassen werden und die derzeitigen Unterhaltungsstrategien weiterverfolgt werden, ist mit mittleren Eintiefungen bis zu 12,0 m im Freilassinger Becken, bis zu 6,5 m in der laufener Enge, bis zu 13,5 m im Tittmoninger Becken und bis zu 1,5 m in der Nonnreiter Enge in einem Beobachtungszeitraum von 80 Jahren (vgl. Abb. 5) zu rechnen. Dabei sind lokal durchaus weit größere Eintiefungen möglich.

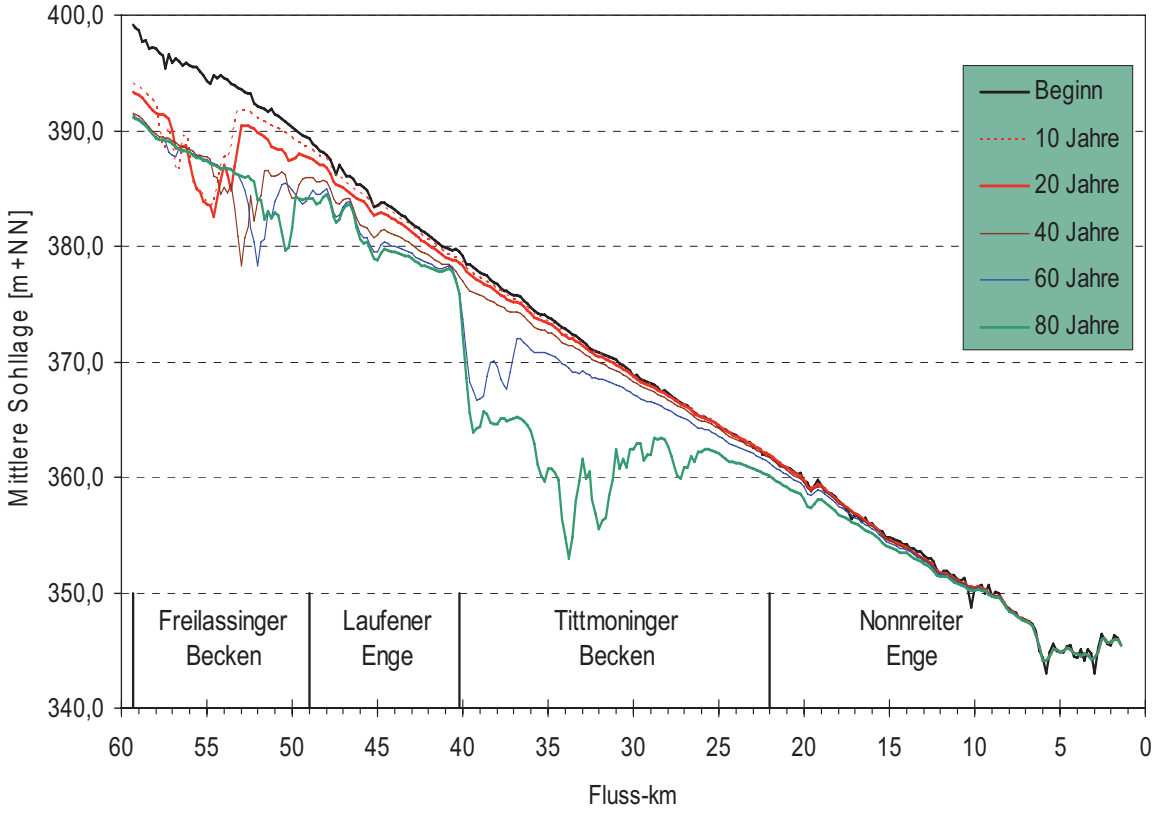


Abb. 5: Entwicklung der Eintiefung ohne Sanierungsmaßnahmen.

– Mit der Eintiefung der Salzach ist ein signifikantes Absinken der mittleren Grundwasserspiegel verbunden (Freilassinger Becken bis 1,40 m, Tittmoniger Becken bis 1,80 m, Punktuell bis 7,00 m).

– Durch die Eintiefung der Sohle wird die Au in beiden Becken selbst bei einem hundertjährigen Hochwasserereignis nicht mehr überflutet.

Kosten–Nutzen-Untersuchungen ergaben, dass im Laufe eines Betrachtungszeitraums von 80 Jahren ohne Sanierungsmaßnahmen durch die fortschreitende Eintiefung Kosten für Unterhalts- und Sicherungsmaßnahmen mit rund 300 Mio. € entstehen. Die zusätzlichen Kosten für Schäden infolge unbeherrschbarer (plötzlicher) lokaler Eintiefungen werden mit rund 100 Mio. € abgeschätzt.

5 Sanierungskonzept und Stand der Umsetzung

Basierend auf den Ergebnissen der WRS wurde in Bayern ein Raumordnungsverfahren in Verbindung mit einer Raumverträglichkeitsprüfung in Österreich durchgeführt. Die landesplanerische Beurteilung als Ergebnis des Raumordnungsverfahrens sieht für das Freilassinger Becken auf Grund des bereits eingetretenen Sohldurchschlags nur mehr die so genannte Hauptvariante als ziel

führend. Diese ist im Wesentlichen durch den Bau zweier Sohlabstufungen sowie einer Aufweitung der Salzach gekennzeichnet.

Alle wesentlichen Einzelmaßnahmen wurden aber hinsichtlich wasserbaulicher, flussbaulicher und wirtschaftlicher Aspekte, aber auch hinsichtlich naturschutzfachlicher und gewässerökologischer Kriterien und Ziele optimiert. Diese Optimierungen basieren zum Teil auf wissenschaftlichen Untersuchungen, die seit Abschluss der WRS durchgeführt wurden. Speziell seien hier die Arbeiten der Technische Universität München zum Thema der eigendynamischen Seitenerosion (Weiche Ufer) sowie der physikalische Modellversuch für eine aufgelöste Sohlrampe an der Saalach durch die Technischen Universität Wien in Zusammenarbeit mit dem Bundesamt für Wasserwirtschaft in Wien genannt.

In einem Umsetzungskonzept wurden für die Laufener Enge und das Freilassinger Becken die örtliche und zeitliche Abfolge für die flussmorphologische Sanierung unter Beachtung der Gefährdungsbereiche und damit verbundener Hochwasserschutzprobleme erarbeitet.

Daraus entstand ein „Generelles Projekt“, welches in Österreich wasserrechtlich verhandelt wurde sowie zu Feststellung der Notwendigkeit einer Umweltverträglichkeitsprüfung (UVP) diente. Daraus ergab sich, dass keine Erfordernis zur Durchführung einer UVP besteht. Auf bayerischer Seite wird jeweils im wasserrechtlichen Verfahren der Einzelbausteine eine UVP durchgeführt.

Das Gesamtkonzept setzt sich aus offenen Deckwerken und aufgelösten Rampen in Verbindung mit weichen Ufern sowie einer Wiederanbindung der Nebengewässer zusammen (vgl. Abb. 6). Somit erfüllt die Schutz- und Sanierungsmaßnahme gleichzeitig die Anforderung einer Renaturierung und trägt dazu bei, den „guten Zustand“ nach Wasserrahmenrichtlinie zu erreichen. Ferner wurde ein Grundwassermodell erstellt.

Darauf aufbauend wurden einzelne Bausteine (vgl. Abb. 6, nächste Seite) und Bauabschnitte ausgeplant.

5.1 Lokale Sicherungsmaßnahmen, Ortsdurchgang Laufen/Oberndorf

Im Ortsbereich Laufen / Oberndorf haben sich auf Grund der extremen Kurvenströmung ausgeprägte Kurvenkolke mit Tiefen von mehreren Metern entwickelt. Um der Gefahr einer schlagartigen weiteren Eintiefung der Kolke bei Hochwasser zu begegnen, wurden auf österreichischer Seite bereits in den Jahren 1997 und 2000 Buhnen errichtet, um die Strömung und den Krümmungskolk zur Flussmitte zu drängen, und damit das Ufer und den Hochwasserschutzdeich zu schützen.



Abb. 6: Bausteine im Freilassinger Becken und der Laufener Enge.

5.2 Lokale Sicherungsmaßnahmen, Ortsdurchgang Laufen/Oberndorf

Im Ortsbereich Laufen / Oberndorf haben sich auf Grund der extremen Kurvenströmung ausgeprägte Kurvenkolke mit Tiefen von mehreren Metern entwickelt. Um der Gefahr einer schlagartigen weiteren Eintiefung der Kolke bei Hochwasser zu begegnen, wurden auf österreichischer Seite bereits in den Jahren 1997 und 2000 Buhnen errichtet, um die Strömung und den Krümmungskolk zur Flussmitte zu drängen, und damit das Ufer und den Hochwasserschutzdeich zu schützen.

Auf bayerischer Seite wurde der Uferverbau im Jahre 2000 und nach dem Hochwasser im August 2002 von Fkm 47,50 bis 46,5 instand gesetzt und ein massiv ausgebildeter Steinvorfuß errichtet. Zusätzlich wurden zwischen Fkm 46,9 und 46,5 fünf Buhnen zum Schutz des Ufers errichtet.

Um die Hochwasserschutzdeiche in Laufen und Oberndorf zu schützen wurden Ende 2006 eine Grobkornanreicherung und Teilverfüllung des Kolkes auf Bayerischer Seite durchgeführt und Anfang 2008 die Buhnen im Salzburger Außenbogen ergänzt um die Tiefenrinne Richtung Flussmitte abzulenken, sowie der Oberndorfer Deichfuß gesichert.

5.3 Flächige Sohlsicherung bei Laufen/Oberndorf

In Hinblick auf eine in wirtschaftlicher und ökologischer Hinsicht optimierte technische Ausführung der ursprünglich vorgesehenen Rollierungsstreifen wurden am österr. Bundesamt für Wasserwirtschaft, Institut für Wasserbau Modell-

untersuchungen zur Entwicklung und Überprüfung verschiedener Sohlsicherungen durchgeführt. Hierbei wurden zunächst in einem Rinnenversuch folgende technische Lösungsmöglichkeiten überprüft:

- Geschlossene Deckwerke (Rollierungen),
- Deckschichtbildungen,
- Offene Deckwerke,
- Schwellen,
- Flache aufgelöste Sohlabstufungen (Aufgelöste Rampen).

Insbesondere unter Beachtung der Stabilität der Sohlsicherungen wurden die flachen aufgelösten Sohlabstufungen (Neigung h:l ~ 1:100) und die offenen Deckwerke als potenzielle Konzepte für die damaligen Rollierungsstreifen weiter verfolgt.

Im Bereich der Laufener Enge, ist der Einbau eines offenen Deckwerks bei Fkm 46,2 bis 45,4 und je nach Entwicklung der Plansohle ein weiteres südlich von Laufen/Oberndorf vorgesehen. Ein Offenes Deckwerk bietet hier hinsichtlich der flussbaulichen (u. a. Stabilität), ökologischen (u. a. Fließcharakter) und wirtschaftlichen (u. a. Materialbedarf) Kriterien an dieser Stelle die bestmögliche Lösung.

Durch das Merkmal, dass zwischen größeren aufgelegten Belegungssteinen ein Teil der ursprünglichen Sohle frei bleibt und dennoch der Sedimentaustrag unterbunden wird, stellt das Offene Deckwerk eine naturnahe Lösung zur Sohlstabilisierung von Kiesflüssen dar. Der Schutz der Kiessohle vor Erosion erfolgt durch den Strömungsschatten der deutlich größeren Belegungssteine, die hier mit einer Belegungsdichte von ca. 40 % eingebaut werden. Für die notwendigen Belegungssteine ergibt sich ein erforderliches Steingewicht von 70 kg bis 100 kg. Die Ausschreibung und Vergabe der Baumaßnahme ist bereits erfolgt. Die bauliche Umsetzung im Gewässer wird ab Oktober 2008 beginnen und soll bis März 2009 abgeschlossen sein.

5.4 Sohlabstufungen, Weiche Ufer und Nebengewässersystem

Die Sohlabstufungen zusammen mit der Aufweitung der Salzach infolge der Weichen Ufer bewirken zum einen eine Anlandung von Geschiebe auf der Sohle. Damit wird der Seeton wieder mit Geschiebe überdeckt. Die Sohle der Salzach wird einem neuen dynamischen Gleichgewichtszustand zustreben.

Die Sohlabstufungen sollen in Form von aufgelösten Rampen mit Riegeln- und Beckenstrukturen, sowie mit einer Bootsgasse ausgeführt werden. Diese Ausführung ermöglicht die ökologische Durchgängigkeit der Bauwerke. Durch die

Rampen besteht auch die Möglichkeit Wasser in alte Rinnen in die Aue zu bringen und so ehemalige Nebenarme der Salzach als flussbegleitende Nebengewässer wieder herzustellen.

Die rechtlichen Genehmigungsverfahren für die Rampe bei Fkm 51,9 samt Weichen Ufer unterstrom der Rampe und Anbindung eines Nebengewässers auf österreichischer Seite (Reitbach) laufen bereits (Stand April 2008). Im Vorgriff auf die Maßnahmen konnte auf bayerischer Seite bereits der sog. Mittergraben als Nebengewässer reaktiviert werden. Die erforderlichen Verfahren für die Rampe bei Fkm 55,4 und die dazugehörigen Begleitmaßnahmen werden im Laufe 2008 beantragt werden.

6 Zusammenfassung

Die flussmorphologische Sanierung der Unteren Salzach ist eine Herausforderung an den modernen Wasserbau. Ziel ist ein Gesamtkonzept, das dem neuesten Stand der gesellschaftlichen, wissenschaftlichen und technischen Entwicklungen entspricht. Deshalb wurde ein Gesamtkonzept aufgestellt, dass nicht nur grenzüberschreitend, sondern auch interdisziplinär erarbeitet wurde.

Die stark fortschreitende Eintiefung der Salzach soll, orientiert an einem gewässerökologischen Leitbild, durch ein Zusammenwirken folgender Bausteine gestoppt werden:

- Aufgelöste Rampen zur Stützung und Anhebung der Flusssohle,
- Weiche Ufer zur eigendynamischen Aufweitung und Geschiebezufuhr,
- Offene Deckwerke zur Sohlsicherung und
- Anbindung des Flusses an die Au.

Zudem wird durch eine Hebung der Flusssohle der Grundwasserspiegel beeinflusst und so die Standortbedingungen für den Auwald und somit für die europäischen Schutzgebiete verbessert. Durch eine zukünftig wieder naturnahe Entwicklung des Flusses und seiner teils neu geschaffenen Nebengewässer werden auch wichtige Voraussetzungen zur Zielerreichung nach Eu-Wasserrahmenrichtlinie geschaffen.

Ein Großteil des Projekts konnte bisher über das INTERREG IIIA - Programm von somit aus Mitteln des europäischen Fonds für regionale Entwicklung kofinanziert werden.

Weitere Informationen zum Projekt sind unter http://www.sanierung-salzach.info/ zu finden.

Referenzen

ad-hoc Arbeitsgruppe „Wasserwirtschaftliche Rahmenuntersuchung Salzach“ der Ständigen Gewässerkommission nach dem Regensburger Vertrag (WRS), (2000): Zusammenfassender Bericht, Wasserwirtschaftliche Rahmenuntersuchung Salzach.

WRS, (2000): Untersuchungen zur Flussmorphologie der Unteren Salzach, Wasserwirtschaftliche Rahmenuntersuchung Salzach.

WRS, (2000): Vegetation der Salzachauen im Bereich der Bundesländer Bayern, Oberösterreich und Salzburg, Wasserwirtschaftliche Rahmenuntersuchung Salzach.

WRS, (2002): Geschiebetransportmodellierung, Wasserwirtschaftliche Rahmenuntersuchung Salzach.

WRS, (2000): 2d-Abfluss-Simulation, Wasserwirtschaftliche Rahmenuntersuchung Salzach.

WRS, (2001): Simulation des Bodenwasserhaushaltes und der Grundwasserverhältnisse in den Salzachauen, Wasserwirtschaftliche Rahmenuntersuchung Salzach.

WRS, (2002): Morphologische Auswirkung von Aufweitungen in der Salzach – ingenieurpraktische Berechnung und physikalische Modellierung, Wasserwirtschaftliche Rahmenuntersuchung Salzach.

WRS, (2002): Physikalisches Modell Sohlrampe mit Mäanderstrecke, Wasserwirtschaftliche Rahmenuntersuchung Salzach.

WRS, (2001): Wasserwirtschaftliche Planungs- und Bewertungsmethodik sowie Variantenvorauswahl, Wasserwirtschaftliche Rahmenuntersuchung Salzach.

WRS, (2001): Grundlagen, Methoden und Anwendung der ökologischen und naturschutzfachlichen Bewertung, Wasserwirtschaftliche Rahmenuntersuchung Salzach.

WRS, (2002): Land- und forstwirtschaftliche Nutzung der Salzachauen Bewertung - der Auswirkungen, Wasserwirtschaftliche Rahmenuntersuchung Salzach.

WRS, (2001): Zusammenfassende Darstellung und Bewertung der Lösungsvarianten, Wasserwirtschaftliche Rahmenuntersuchung Salzach.

Adresse der Autoren

Dipl.-Ing. (Univ.) Günter Hopf
Wasserwirtschaftsamt Traunstein
Rosenheimer Straße 7
D - 83278 Traunstein
E-Mail: guenter.hopf@wwa-ts.bayern.de



Dipl.-Ing. (Univ.) Kerstin Staton
Wasserwirtschaftsamt Traunstein
Rosenheimer Straße 7
D - 83278 Traunstein
E-Mail: kerstin.staton@wwa-ts.bayern.de



Dipl.-Ing. (Univ.) Josef Eggertsberger
Bundeswasserbauverwaltung Salzburg
Michael-Pacher- Straße 36
A-5020 Salzburg
E-Mail: josef.eggertsberger@salzburg.gv.at



Dipl.-Ing. (FH) Bert Ulmer
Bundeswasserbauverwaltung Salzburg
Michael-Pacher- Straße 36
A-5020 Salzburg
E-Mail: bert.ulmer@salzburg.gv.at



Uferrückbau und Buhnenoptimierung an der Donau östlich von Wien

G. Klasz, R. Schmalfuß, R. Schlögl

1 Die österreichische Donau östlich von Wien

Der mehr als 40 km lange Abschnitt zwischen der Staustufe Wien-Freudenau (Strom-km 1921) und dem Stauraum der slowakischen Staustufe Gabčikovo (Stauwurzel in der gemeinsamen österreichisch-slowakischen Grenzstrecke bei Strom-km 1880) ist neben der Wachau die letzte freie Fließstrecke der österreichischen Donau. Die Donau steht dort unter hohen und teilweise widersprüchlichen Anforderungen seitens unterschiedlichster Interessensgruppen.

Drei Aspekte sind dominant: Erstens die Schifffahrt und das Ziel, Fahrwassertiefen bei Niederwasser zu erhöhen; zweitens der Nationalpark Donau-Auen und die Anforderung, die ökologischen Verhältnisse zu verbessern und jedenfalls menschliche Eingriffe zu minimieren; drittens das in dieser Strecke vorherrschende Geschiebedefizit und die Forderung, die daraus resultierende Sohlerosion zu beenden, also die mittlere Sohllage zu stabilisieren.

Die Schifffahrt hat primär bei Niederwasser Schwierigkeiten. Wenn die Fahrwassertiefen auch nur in einzelnen Furten zu gering werden, so schränkt dies die nutzbare Abladetiefe und damit die Wirtschaftlichkeit der Wasserstraße ein. Verbesserungen der Fahrwassertiefen bei Niederwasser werden seitens des Bundesministeriums für Verkehr, Innovation und Technologie bzw. der via donau - Österreichische Wasserstraßen-Gesellschaft m.b.H. mit dem (derzeit zur UVP eingereichten) „Flussbaulichen Gesamtprojekt“ angestrebt.

Die Donau ist aber nicht nur eine internationale Wasserstraße, sondern Teil des Nationalparks Donau-Auen. Auch die Fahrrinne liegt über weite Strecken innerhalb dieses Schutzgebietes. Der Nationalpark wurde im Jahr 1997 gegründet und hat eine starke symbolische Bedeutung. Immerhin ist es im Winter 1984/85 der Ökologiebewegung gelungen, ein bei Hainburg vorgesehenes Flusskraftwerk während der ersten Rodungsarbeiten durch eine Baustellenbesetzung und eindrucksvolle publizistische Aktionen zu verhindern. Heute geben strenge Nationalparkgesetze (Landesgesetze in Wien und Niederösterreich) ein extrem hohes Schutzniveau vor. Dazu kommen ältere naturschutzrechtliche Vorgaben (mehrere Naturschutz- bzw. Landschaftsschutzgebiete, Ramsar-Schutzgebiet,

Biosphärenreservat) und neuere, in nationales Recht übernommene EU-Richtlinien (Vogelschutz-, Fauna-Flora-Habitat-, Wasserrahmenrichtlinie).

Neben dem Schutz von Tieren, Pflanzen und deren Lebensräumen ist für einen Nationalpark ein noch weiter reichendes Ziel relevant, der sogenannte „Prozessschutz". Dabei sollen jene natürlichen Prozesse, welche die Landschaft und die Lebensräume erst geschaffen und geprägt haben, möglichst gut erhalten werden. In einer Fluss- und Auenlandschaft sind das primär hydrologische und geomorphologische Prozesse, also Überflutungen, Erosion und Sedimentation. Naturschutz ist unter diesen Voraussetzungen nicht als statisch oder konservierend zu verstehen, sondern dynamisch, dynamisierend. Dort liegt übrigens auch der letztlich unüberwindbare Widerspruch zwischen Staustufen und Nationalpark. Für den Flussbau bedeutet dies, dass baulich vorgegebene Zwänge, wie sie durch Ufersicherungen und Regulierungsbauten (Buhnen, Leitwerke) seit langem bestehen oder neu geplant werden, grundsätzlich hinterfragt werden und zu minimieren sind. Überall dort, wo bestehende Fixierungen nicht unbedingt notwendig sind, sollen sie entfernt werden (Rückbau).

Die schwierigste flussbauliche Herausforderung betrifft die seit Jahrzehnten ablaufende Sohlerosion. Das Transportvermögen der Donau, das in den meisten Untersuchungen (u.a. Zottl, 1988; DonauConsult, 2003; TU München, 2000; Klasz, 2002) im langjährigen Mittel zwischen etwa 300.000 und 400.000 m^3/Jahr (bei Wien) eingeschätzt wird, übersteigt die Geschiebezulieferung, die durch Staustufen und andere Maßnahmen in der Oberliegerstrecke stark reduziert wurde, also kommt es zur Tiefenerosion. Die an den Pegelstellen zu beobachtenden Eintiefungsraten (Veränderung von NW-ständen) haben in den 1980er- und 1990er-Jahren ein Ausmaß von 2 bis 3,5 cm/Jahr erreicht, im bergwärtigen Teil der Strecke (zwischen Wien und etwa Orth) etwas weniger, im talwärtigen (etwa Orth bis Hainburg) etwas mehr (u.a. Kresser, 1988; DonauConsult, 2003; TU-München, 2000; Strobl, Schmautz, Aufleger, 2002; Klasz, 2002).

2 Uferrückbau: Zielsetzung, Restriktionen, Konzeption

Als Uferrückbau wird im Folgenden der teilweise oder vollständige Abtrag von Uferdeckwerken und sonstigen Ufersicherungen und die damit geschaffene Möglichkeit der eigendynamischen Veränderung der Ufer bezeichnet, wobei steuernde bauliche Eingriffe nicht grundsätzlich ausgeschlossen werden. Das primäre Ziel ist die Verbesserung der ökologischen Funktionsfähigkeit der Uferzonen, also ihrer Habitatqualität. Damit ist auch eine Verbesserung des Landschaftsbildes verbunden, also eine Entwicklung in Richtung eines möglichst ur-

sprünglichen Stromufers. Daneben gibt es aber auch das Ziel einer zumindest leichten Absenkung der Hochwasserspiegel, sh. auch Pkt. 0.

An den meisten Flüssen besteht das Problem, dass die angrenzenden Flächen, die durch Seitenerosion gefährdet sind, nicht oder kaum zur Verfügung stehen. Das ist im vorliegenden Fall nicht relevant. Die benötigten Flächen, die vom Nationalpark verwaltet werden, sind für ökologische Verbesserungen grundsätzlich und entschädigungsfrei verfügbar.

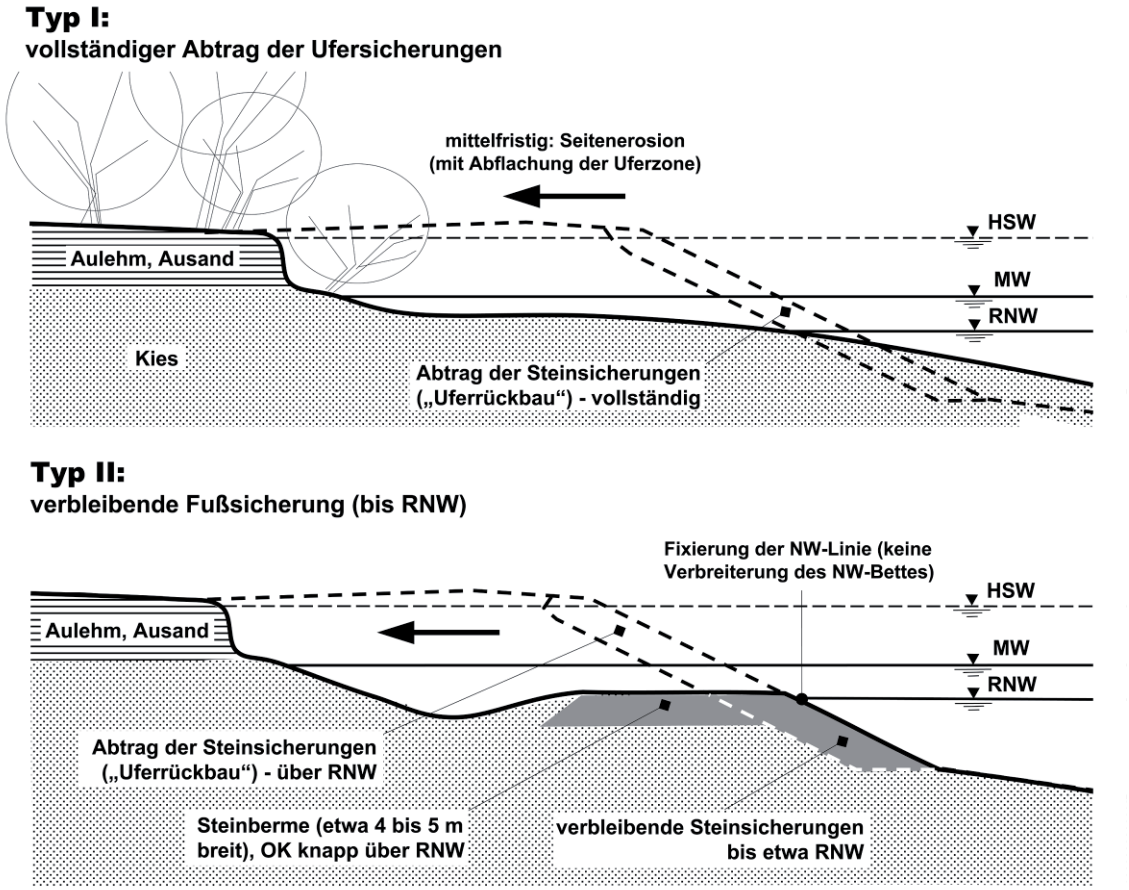


Abb. 1: Uferrückbau, zwei Grundtypen.

Starke Restriktionen sind mit der Donauschifffahrt verbunden, und mit der selbstverständlichen Vorgabe, dass angrenzende Hochwasserschutzdämme, Siedlungsgebiete und Anlagen (Infrastruktur) nicht gefährdet werden dürfen. Für die Schifffahrt ist vor allem relevant, dass innerhalb des Niederwasserbettes keine stärkeren Aufweitungen über längere Strecken zulässig sind, weil dadurch der Niederwasserspiegel abgesenkt und möglicherweise auch Anlandungen initiiert würden, was die Fahrwassertiefen (bei Niederwasser) reduzieren würde. Daher muss die Niederwasserstreichlinie weitgehend fixiert bleiben. Die höheren Teile der Uferböschungen dürfen und sollen hingegen erodieren (vgl.

auch Abb. 1). Diese Überlegungen führen zu einer Differenzierung bezüglich des Ausmaßes des Uferrückbaues:

- wenn eine Verbreiterung des Niederwasserbettes über längere Strecken nicht zu erwarten ist, werden die Steinsicherungen vollständig abgetragen: Typ I,
- wenn eine Verbreiterung des Niederwasserbettes wahrscheinlich ist, soweit jedenfalls, dass die Fahrwassertiefen bei Niederwasser reduziert würden, bleiben die Steinsicherungen am Böschungsfuß (bis knapp über RNW) bestehen, sie werden sogar in Form einer 4 bis 5 Meter breiten (und etwa 1 Meter mächtigen) Steinberme verstärkt; alle höher liegenden Ufersicherungen werden abgetragen: Typ II.

Das Regulierungsniederwasser (RNW) wird an 94% der Zeit überschritten, die gewählte obere Bautoleranz für die Steinberme liegt auf einer Höhenlage von RNW+0,5 m (Überschreitungsdauer etwa 76%), die Fußsicherung bleibt daher den größten Teil des Jahres unter Wasser.

3 Uferrückbau: Flussmorphologische Indikation

Im Rahmen laufender Projekte (speziell: Flussbauliches Gesamtprojekt) soll ein an die jeweilige flussmorphologische Situation abgestimmter Rückbau der Steinsicherungen und damit eine natürliche und möglichst eigendynamische Umformung der Flussufer realisiert werden.

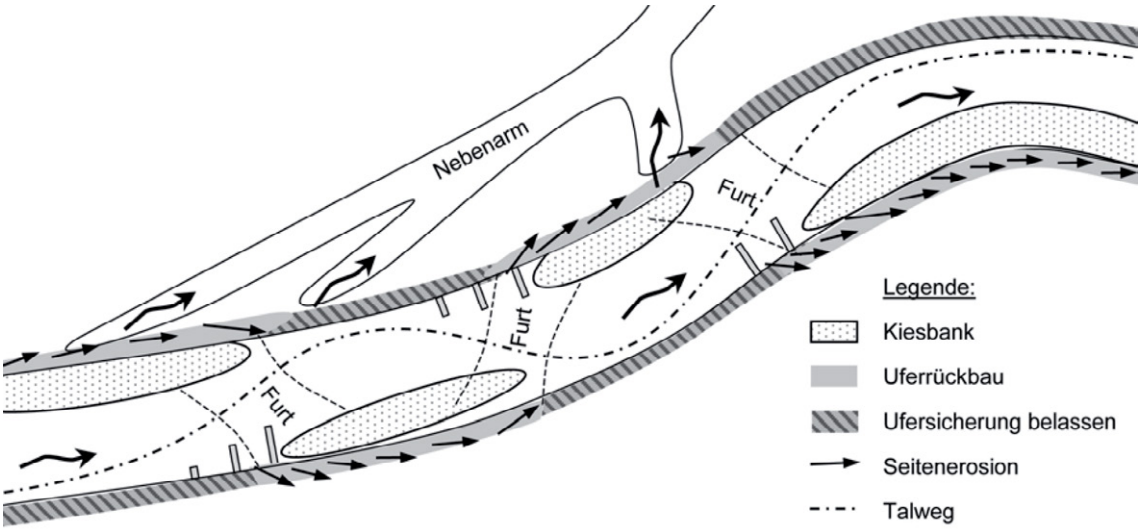


Abb. 2: Prinzipskizze zum Uferrückbau im Rahmen des Flussbaulichen Gesamtprojektes.

Der Flusslauf soll und darf aber im großen Maßstab nicht verändert werden. Uferrückbau ist daher vor allem an Gleitufern und im Schutz vorgelagerter und flussbaulich fixierter Kiesbänke möglich, aber auch in Uferabschnitten, die durch vorgelagerte Buhnen schwächer angeströmt werden, (Abb. 2).

Nach vorliegenden Planungen ist vorgesehen, ca. 40% der Uferlinie morphologisch „weich" zu machen, das sind etwa 36 km (Uferlinie bei Mittelwasser).

4 Erstes Uferrückbau-Pilotprojekt: Thurnhaufen

Ein erstes Pilotprojekt zum Uferrückbau wurde im Winter 2005/2006 in einem 2,5 km langen Uferabschnitt bei Hainburg (Strom-km 1885,5 bis 1883,0) realisiert. Projektträger waren die via donau - Österreichische Wasserstraßen-Gesellschaft m.b.H. und die Nationalparkverwaltung; mit Planung und Bauaufsicht wurde das Ingenieurbüro DonauConsult beauftragt. Die Baukosten, die aus EU-Mitteln (LIFE) mitfinanziert wurden, lagen bei etwa 500.000 Euro (netto). Mit diesem Projekt wurden flussbauliche und ökologische Erfahrungen gewonnen, die dann für ähnliche Streckenabschnitte genutzt werden können. Im Prinzip war es ein 1:1-Modellversuch.

Der Projektsabschnitt umfasst das Gleitufer eines ausgeprägten Linksbogens, reicht aber auch in angrenzende Furten, sh. Abb. 3. Ein wichtiges Argument, diesen ersten Uferrückbau gerade in dieser Strecke durchzuführen, war das dort sehr breite Vorland: der Hochwasserschutzdamm verläuft in einer Entfernung von deutlich über 1000 m, und innerhalb des Vorlandes gibt es keine technische Bauwerke oder sonstige schützenswerte Objekte. Schäden durch Seitenerosionen konnten also von vornherein ausgeschlossen werden.

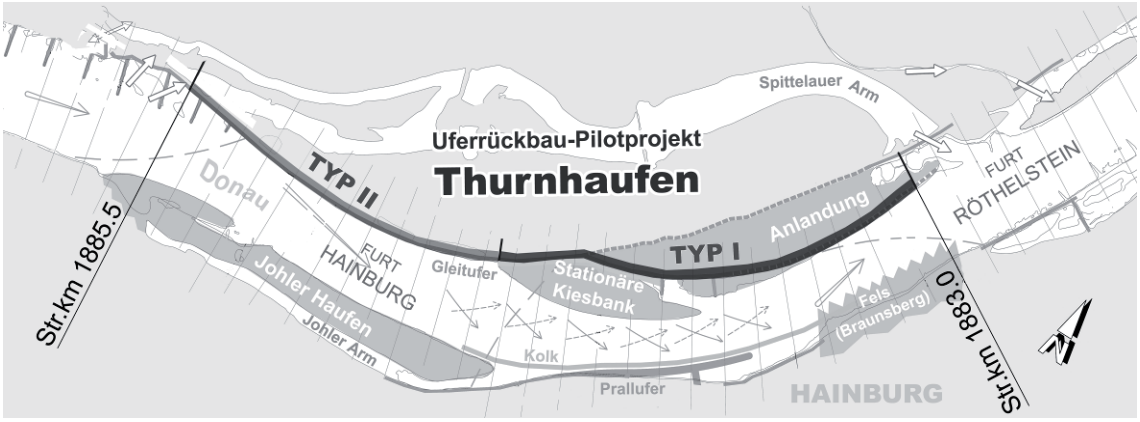


Abb. 3: Uferrückbau Thurnhaufen (Strom-km 1885,5 bis 1883,0, linksufrig).

Im obersten Teilabschnitt wird das Ufer stark angeströmt, es zeigt dort beinahe schon wieder Merkmale eines Prallufers. Dort sind zwei widersprüchliche Anforderungen relevant: einerseits soll das Niederwasserbett nicht breiter werden,

aus den unter Pkt. 0 genannten Gründen, andererseits sollen Uferaufweitungen eigendynamisch ablaufen. Deshalb wurde dort Typ II (mit verbleibender Fußsicherung und Steinberme knapp über RNW) ausgeführt.

Im längeren Gleituferabschnitt wurde weniger Seitenerosion erwartet und insbesondere keine Verbreiterung des Niederwasserquerschnittes. Das Ufer liegt dort über weite Strecken hinter einer sehr dominanten und für einen Innenbogen typischen Kiesbank (point bar). Die Steinsicherungen wurden in diesem Abschnitt vollständig abgetragen (Typ I), (Abb. 1).

Über die gesamte, 2,5 km lange Uferstrecke wurden knapp über 50.000 m^3 Wasserbausteine abgetragen und mittels Schiff abtransportiert. Diese Steine können für andere Projekte wiederverwendet werden (Recycling). Im ersten Jahr nach Baufertigstellung (Winter 2005/2006 bis Ende 2006) kam es zu Seitenerosionen (Verschiebung der oberen Böschungskante) von etwa 5 bis 20 m, was den ursprünglichen Erwartungen im Wesentlichen entsprach. Allerdings fielen diese Uferanbrüche im obersten Teilabschnitt geringer, im Gleituferabschnitt hingegen stärker als erwartet aus. Generell hat sich der Böschungsfuß abgeflacht, es ist dort ein (grob)kiesiges Flachufer entstanden. In den oberen Böschungsteilen, wo sich während der letzten Jahrzehnte bei Hochwasser ausandige bzw. aulehmige Auflandungen gebildet haben, ist eine steilere, teilweise fast lotrechte Steilstufe entstanden, (Abb. 4, rechts).



Abb. 4: links: Ufer bei Strom-km 1885 (knapp stromauf) vor dem Rückbau, rechts: Ufer bei Strom-km 1885 (knapp stromab) nach Rückbau (etwa ein halbes Jahr nach dem Bauende).

5 Zum Buhnenumbau und Buhnenrückbau

Geänderte Anforderungen und Ziele (vgl. Pkt. 0) haben auch Konsequenzen für den Entwurf neuer Regulierungsbauwerke. Für die laufenden Planungen zur gesamten Strecke (Flussbauliches Gesamtprojekt) wurde daher entschieden, die Entwurfsgrundsätze für Buhnen zu überarbeiten, und zwar unter besonderer

Berücksichtigung gewässerökologischer Aspekte. Darüber hinausgehend sollen auch bestehende Buhnen an die geänderten Zielvorgaben angepasst, also umgebaut werden. Es sind folgende Maßnahmen vorgesehen:

- die Buhnenkronen, die zumeist 1 bis 2 m über dem heutigen RNW-Niveau liegen, werden abgesenkt, auf ein Niveau „knapp über“ RNW,
- die Abstände (der Buhnen zueinander) werden vielfach erhöht,
- die Anordnung im Grundriss (rechtwinkelig zum Ufer bzw. schwach inklinant) wird verändert, hin zu einer deklinanten Konfiguration,
- die Buhnen werden ufernah auf kurzer Strecke zusätzlich abgesenkt („Buhnenwurzelabsenkung“), um die Verbindung zwischen den Buhnenfeldern (für Fische und sonstige Wasserorganismen) zu verbessern.

Die zu hohen Oberkanten der Bestandsbuhnen sind auch eine Folge der starken Sohlerosion (vgl. Pkt. 0): Als diese Regulierungsbauwerke gebaut wurden, lagen die Niederwasserstände deutlich höher als heute. Die Buhnen sind dann allmählich und relativ zum Niederwasser „herausgewachsen“. Vereinzelt reichen sie auch schon über das MW-Niveau, sie sind in solchen Fällen dicht mit Strauchweiden bestockt, wodurch sie bei Hochwasser starke Strömungswiderstände entwickeln. Derart hohe Buhnen sind weder gewässerökologisch noch schutzwasserwirtschaftlich (vgl. Pkt. 0) zweckmäßig, sie sollen daher auf jene Höhenlage abgesenkt werden, bei der sie ihre nautisch begründete Wirkung gerade noch erfüllen können.

Bezüglich der Buhnenabstände konnten neuere Untersuchungen berücksichtigt werden. Derzeit liegt das Verhältnis zwischen dem Buhnenabstand a und der Buhnenlänge L (Abb. 5) zumeist bei 1, man findet also annähernd quadratische Buhnenfelder mit teilweise sehr ausgeprägten Verlandungen.

Nach neueren Erkenntnissen (Spannring, 1999; Krouzecky, 2004), die sich u.a. auch auf Modellversuche stützen, kann das Verhältnis a : L aber vergrößert werden, etwa auf 2:1. Bei noch größeren Abständen werden dann die Strömungsverhältnisse in der Fahrrinne durch verstärkte Querströmungen unruhig. Etwas geringere Abstände erhält man (zumindest für dieses Projektsgebiet) nach Jansen (1979), der eine hydromechanische Bedingung für die Ausbildung der Kehrströmung im Buhnenfeld formuliert hat:

$$_{\max} a = \alpha \cdot \frac{k_{st}^2 \cdot H^{4/3}}{2 \cdot g} \qquad [1]$$

mit dem Strickler-Rauhigkeitsbeiwert k_{st} und der mittleren Fließtiefe H, beide Parameter für das Buhnenfeld, und dem Beiwert $\alpha \leq 1$ (empfohlen: α=0,6). Für

die Donau bei RNW mit k_{st}=38 $m^{1/3}/s$ und H=2,0 m erhält man $_{max}a \approx 110$ m, unabhängig von der Buhnenlänge. Alle hier genannten Überlegungen (zum Abstand) gelten für Niederwasser, wenn die Buhnen nicht überströmt werden und sich in den Buhnenfeldern ausgeprägte Wirbel bilden sollen, damit die hydraulische Wirkung möglichst stark ausfällt.

Werden hingegen die Buhnen bei mittleren oder höheren Wasserführungen überströmt, dann soll einerseits die hydraulische Wirkung (im Besonderen die Anhebung der Wasserspiegel) möglichst gering sein, und es sollen auch die aus gewässerökologischer Sicht gewünschten morphologischen Verhältnisse erreicht werden: möglichst viel Morphodynamik in der Uferzone, wenig Buhnenfeldverlandung und flache Strömungs- und Tiefengradienten. Diese Anforderungen, die sich von früheren Vorgaben deutlich unterscheiden, sind mit der üblichen Buhnenkonfiguration (rechtwinkelig zum Ufer bzw. schwach inklinant) nicht zu erreichen. Stattdessen werden die Buhnen deklinant angeordnet.

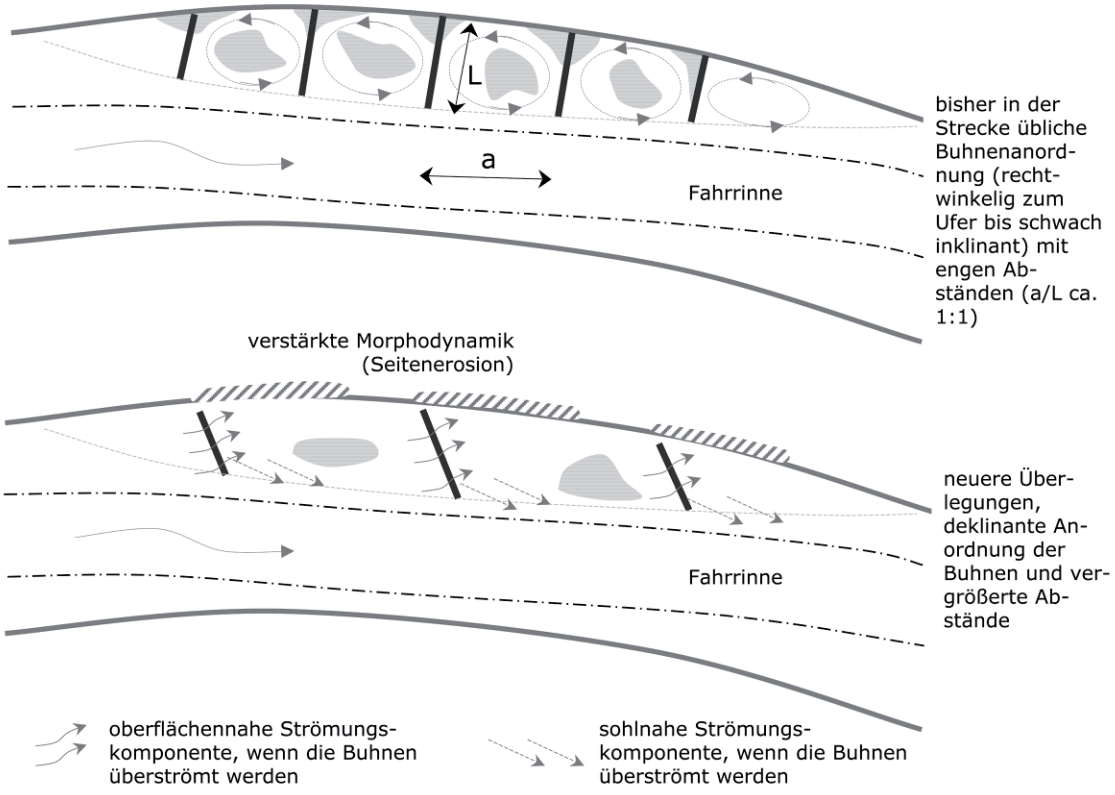


Abb. 5: Prinzipskizze, Anordnung der Buhnen im Grundriss.

Deklinante Buhnen lassen in ihren Buhnenfeldern im Allgemeinen eine weniger ausgeprägte Auflandungstendenz erwarten (Schoklitsch, 1930; Lange, Lechner, 1989). Vor allem bewirken sie, sobald ihre Kronen stärker überströmt werden, eine Strömungskomponente zum Ufer, wodurch dort Uferanbrüche (Seitenerosionen) initiiert werden können. Aus diesem Grund wird in der älteren flussbau-

lichen Fachliteratur davon abgeraten (Schoklitsch, 1930). Was aber früher als nachteilig galt, kann nun, mit geänderten Zielvorgaben, sinnvoll sein.

In Ufernähe soll die Buhnenkrone auf kurzer Strecke (über etwa 10 bis 20 m) etwas abgesenkt werden, ca. 2 bis 4 dm unter RNW, derart, dass dort auch bei niederen bis mittleren Wasserständen eine gewisse Durchströmung und Durchgängigkeit (für Fische und andere Wasserorganismen) gegeben ist.

6 Zweites Pilotprojekt: Witzelsdorf (Uferrückbau und Buhnenoptimierung)

Derzeit (Baubeginn: November 2007) wird querab von Witzelsdorf, zwischen Strom-km 1893,3 und 1891,8, also auf ca. 1,5 km Länge ein weiteres Pilotprojekt realisiert, vgl. Abb. 6. Projektträger ist die via donau - Österreichische Wasserstraßen-Gesellschaft m.b.H.; mit Planung und Bauaufsicht wurde das Ingenieurbüro DonauConsult beauftragt. Mit diesem Projekt werden erstmals Uferrückbau und Buhnenoptimierung miteinander kombiniert. Es soll vor allem geprüft werden, in welchem Ausmaß damit die gewässerökologisch gewünschte Dynamisierung der Uferzonen erreicht werden kann. Im Einzelnen sind die folgenden Maßnahmen vorgesehen (und teilweise auch bereits realisiert):

- die in diesem Abschnitt seit Jahrzehnten bestehenden sieben Buhnen werden abgetragen und durch vier Buhnen in deklinanter Anordnung und mit deutlich tieferen Kronen ersetzt (bei unveränderter NW-Streichlinie),
- die Kronen der neuen Buhnen werden ufernah (über ca. 20 m Länge) auf etwa 3 bis 4 dm unter RNW abgesenkt („Buhnenwurzelabsenkung“),
- die Ufersicherung im oberen Abschnitt wird vollständig abgetragen (Typ I),
- im unteren Abschnitt wird Uferrückbau nach Typ II ausgeführt, also mit verbleibender Fußsicherung (bis knapp über RNW) und Steinberme,
- auf einem kürzeren (ca. 200 m langen) Abschnitt wird getestet, ob die Steinberme (Typ II) durch Grobkies (Fraktion 40/120 mm) ersetzt werden kann (Stabilität des Materials),
- das stromauf der Strecke mit Uferrückbau befindliche Leitwerk wird teilweise abgesenkt, auf Höhenlage RNW+0,5 m.

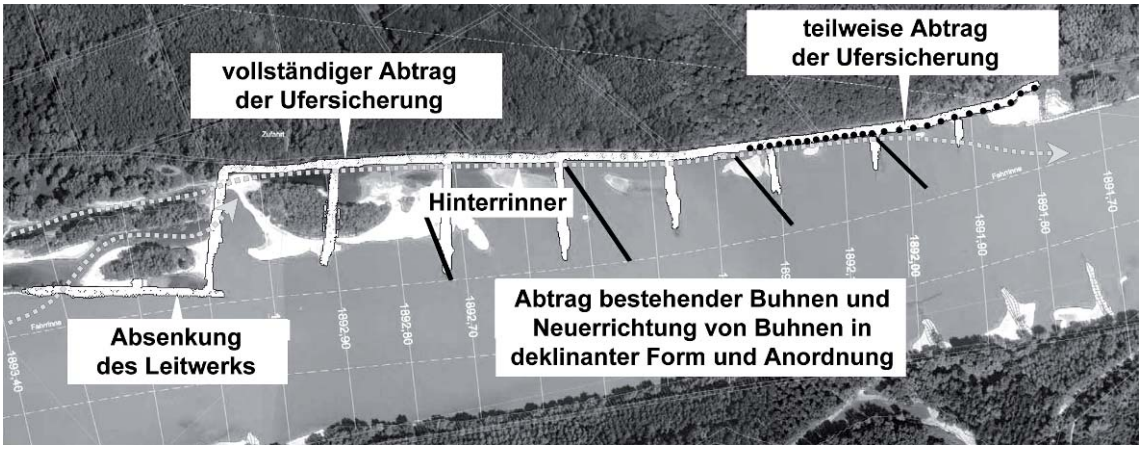


Abb. 6: Pilotprojekt Witzelsdorf, Lageplan.

Abb. 6 zeigt die Situation im Lageplan. Aus dem Abtrag von Ufersicherungen, dem Rückbau der Buhnen (sowohl bezüglich ihrer Zahl als auch ihrer Höhe) und der Absenkung des Leitwerkes sollen ungefähr 31.000 m^3 Wasserbausteine gewonnen und mittels Schiff aus dem Projektsgebiet abtransportiert werden. Sie können für andere wasserbauliche oder bautechnische Zwecke wiederverwendet werden. Abb. 7 zeigt entsprechende Baumaßnahmen.



Abb. 7: Umbau einer bisher rechtwinkelig zum Ufer angeordneten Buhne (Strom-km 1892,5) in eine deklinante Form (Strömungsrichtung von rechts nach links).

7 Hochwasserschutz: Herausforderungen, Chancen

Am 15. August 2002 erreichte die Donau bei Wien mit knapp über 10.250 m^3/s beinahe ein HQ_{100}. Die Tatsache, dass die zugehörigen Wasserstände in der Strecke vielfach über dem bisher angenommenen HW_{100}-Spiegel lagen, und zwar um bis zu etwa 0,6 m (DonauConsult, 2004), muss beunruhigen. Ursachen dafür dürften bei den flächigen Feinsedimentablagerungen in den Donauvorländern und bei der geänderten forstlichen Bewirtschaftung im Nationalpark zu suchen sein.

Dazu kommt, dass zum Zweck der Sohlstabilisierung für die gesamte Strecke das Schütten einer im Mittel ca. 25 cm starken Grobkieslage (40/70 mm) über die stärker strömungsexponierten Teile der Stromsohle vorgesehen ist („granulometrische Sohlverbesserung“). Dadurch - und auch durch den örtlich für die Schifffahrt erforderlichen Neubau von Buhnen - wäre zu erwarten, dass die Hochwasserspiegel um etwa 1 bis 2 dm angehoben werden. Maßnahmen, mit denen die Hochwasserspiegel wieder gesenkt werden können, im Sinn einer Kompensation, kommt somit große Bedeutung zu.

Wenn mit dem Uferrückbau über längere Strecken Seitenerosionen verbunden sind, vor allem in der obersten, meist 2 bis 3 m mächtigen Aubodenschicht, und wenn zweitens in solchen Zonen dichter Gehölzbewuchs (Auwald) durch kiesige Uferstreifen ersetzt wird, vgl. Abb. 4 rechts, dann kann dadurch die Abflusskapazität günstig beeinflusst werden. Einfache hydraulische Abschätzungen zeigen, dass unter Annahme langfristig für realistisch eingeschätzte Seitenerosionen der HW_{100}-Spiegel um etwa 2 dm abgesenkt werden kann, sofern das ausreichend lange Strecken umfasst. (angenommene Verbreiterung um 30 m; in dieser Zone Erosion der Aubodenauflage im Ausmaß von 2,5 bis 3,0 m; Veränderung des k_{st}-Wertes in diesem Streifen von 10 $m^{1/3}/s$ für dichten Gehölzbewuchs auf etwa 30 $m^{1/3}/s$ für Kies mit Unregelmäßigkeiten).

Auch die Absenkung bestehender Buhnen (und Leitwerke) wirkt wasserspiegelsenkend. Die durch Störkörper - also auch durch Buhnen - bedingten Wasserspiegelanhebungen Δh können (zumindest im Prinzip) mittels Gl. (2) abgeschätzt werden, vgl. Naudascher (1987), wenn man sich auf Formwiderstände beschränkt und Reibungswiderstände vernachlässigt:

$$\Delta h = \zeta \cdot \frac{v_1^2}{2g} = \frac{A_{quer}}{A_{gesamt}} \cdot c_W \cdot \frac{v_1^2}{2g} \qquad [2]$$

mit dem Formbeiwert c_W, der Fließgeschwindigkeit v_1, der Fläche A_{quer} des Störkörpers (Buhne) quer zur Strömung und der gesamten durchströmten Fläche A_{gesamt}. Da der Formbeiwert c_W mit den üblichen Bauweisen (Steinschüttbuhnen) wenig oder überhaupt nicht abgemindert werden kann, ist die Reduktion der Fläche A_{quer} (und auch die Erhöhung der Buhnenabstände) wesentlich.

8 Zusammenfassung und Ausblick

An der österreichischen Donau östlich von Wien, die zum größten Teil im Nationalpark Donau-Auen verläuft, sind (verkehrs-)wasserbauliche Ziele nur dann zu erreichen, wenn gleichzeitig strenge ökologische bzw. naturschutzrechtliche Anforderungen erfüllt werden. In diesem Zusammenhang ist in vielen Uferabschnitten (insgesamt über ca. 40% der Uferlinie) ein an die jeweilige flussmorphologische Situation angepasster Uferrückbau vorgesehen, also der teilweise oder vollständige Abtrag von Steinsicherungen, und zwar mit dem Ziel, eigendynamische Umformungen der Uferzonen zu ermöglichen. Weiters sollen bestehende Buhnen so umgebaut, teilweise auch rückgebaut werden, dass die morphologischen Verhältnisse in den Buhnenfeldern und Uferzonen verbessert werden, im Sinn einer Dynamisierung. Konkret bedeutet das: tiefer liegende Buhnenkronen, vergrößerte Buhnenabstände und deklinante Buhnenanordnungen. Diese Entwurfsgrundsätze gelten für den Umbau bestehender Buhnen ebenso wie für den Neubau von Buhnen.

Im Zuge zweier Pilotprojekte wurden bzw. werden diese Konzepte erprobt, die dabei gewonnenen Erfahrungen können für die Gesamtstrecke zwischen Wien und Marchmündung, wo ähnliche Maßnahmen geplant sind, genutzt werden.

Uferrückbau bewirkt Seitenerosionen und eine Rückführung stark gehölzbewachsener und daher (im Hochwasserfall) sehr rau wirkender Uferstreifen in Richtung tiefer (unter Mittelwasser) gelegener Kiesflächen; mit der Buhnenabsenkung und der Erhöhung des Buhnenabstandes ist eine Reduktion von Formwiderständen verbunden. Diese Maßnahmen helfen somit, Hochwasserspiegel etwas abzusenken und sind auch aus diesem Grund im größeren Umfang für die gesamten Donaustrecke vorgesehen.

Projekte der hier dargestellten Art zeigen, dass unter bestimmten Randbedingungen wasserbauliche Hartstrukturen erheblich vermindert werden können. Das bedeutet aber auch, dass der Flussbau immer mehr vor der Herausforderung steht, mit „weichen“ Strukturen (z.B. Kiesbänken), deren morphologische Entwicklung nicht sicher prognostiziert werden kann, zu arbeiten.

Referenzen

DonauConsult (2003): Untersuchung zur Nullvariante - Zusammenfassende Darstellung (Teil der Umweltverträglichkeitserklärung zum Flussbaulichen Gesamtprojekt östlich von Wien). Im Auftrag der Wasserstraßendirektion.

DonauConsult (2004): Ergänzende Wasserspiegellagenberechnungen, Donau, Strom-km 1921 bis 1908. Im Auftrag der Donauhochwasserschutzkonkurrenz.

Jansen, P.P. (1979): Principles of River Engineering. Pittman Publishing Ltd., London.

Klasz, G. (2002): Ein Beitrag zur flussmorphologisch orientierten Untersuchung der Sohlstabilität der Donau zwischen Wien und Marchmündung. Diplomarbeit an der Technischen Universität Wien, Institut für Hydraulik, Gewässerkunde und Wasserwirtschaft.

Kresser, W. (1988) : Die Eintiefung der Donau unterhalb von Wien. In: Perspektiven, Heft 9/10, S. 41-43.

Krouzecky, N. (2004): Buhnen - Wasserspiegelhebung zufolge nicht überströmter Buhnen bei fester Sohle. Institut für Konstruktiven Wasserbau, Technische Universität Wien. Verlag Publish Factory Medienproduktion GmbH, Wien.

Lange, G., Lecher, K. (1989): Gewässerregelung, Gewässerpflege: naturnaher Ausbau und Unterhaltung von Fließgewässern. Verlag Paul Paray Hamburg Berlin.

Naudascher, E. (1987): Hydraulik der Gerinne und Gerinnebauwerke. Springer Verlag Wien.

Schoklitsch, A. (1930): Der Wasserbau, Zweiter Band. Verlag von Julius Springer Wien.

Spannring, M. (1999): Die Wirkung von Buhnen auf Strömung und Sohle eines Fließgewässers. Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Nr. 86. Dissertation an der Technischen Universität München.

Strobl, T., Schmautz, M., Aufleger, M. (2002): Anthropogene Einflussnahme auf die Flussmorphologie der Donau in Österreich. Österreichische Ingenieur- und Architekten-Zeitschrift (ÖIAZ), Heft5-6, S. 171-178.

TU München (2000) : Wissenschaftliche Untersuchung der Geschiebe- und Eintiefungsproblematik der österreichischen Donau. Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München, Verfasser: Strobl, T.; Aufleger, M.; Schmautz, M.; Im Auftrag der Verbund - Austrian Hydro Power AG.

Zottl, H. (1988): Staustufe Wien-Freudenau - Sohlstabilität im Raum Wien bis Bad Deutsch Altenburg. In: Perspektiven, Heft 9/10, S. 46-51.

Adresse der Autoren

Dipl.-Ing. Gerhard Klasz
DonauConsult Zottl & Erber ZT-GmbH
Klopstockgasse 34
A-1170 Wien
E-Mail: gerhard.klasz@donauconsult.at



Dipl.-Ing. Dr. Roland Schmalfuß
DonauConsult Zottl & Erber ZT-GmbH
Klopstockgasse 34
A-1170 Wien
E-Mail: roland.schmalfuss@donauconsult.at



Dipl.-Ing. Reinhard Schlögl
via donau - Österreichische
Wasserstraßen-Gesellschaft m.b.H.
Am Stein 6
A-2405 Bad Deutsch-Altenburg
E-Mail: reinhard.schloegl@via-donau.org



Die neu berechneten Wasserspiegellagen am Inn und die dadurch notwendigen Maßnahmen zur Gewährleistung der Hochwassersicherheit im Bereich Rosenheim

G. Loy

1 Historie und Randbedingungen

Die E.ON Wasserkraft GmbH betreibt am Inn zwischen Nußdorf (Inn km 198,7) und Egglfing (Inn km 35,3) 13 Wasserkraftanlagen und ist verantwortlich für 143 km Flussstrecke mit 180 km Stauhaltungsdämmen und Deichen. Im Verantwortungsbereich liegt auch die sichere Hochwasserabfuhr für den Bemessungsabfluss. Die Staustufen wurden im Zeitraum von 1919 – 1982 errichtet, so dass lange Betriebserfahrungen mit einem stark sedimentführenden Fluss- und Stauraumverlandung existieren.

1.1 Bescheidsgrundlagen und Hochwasserereignisse

Die 1960 oberstrom der Stadt Rosenheim errichtete Stufe Rosenheim Inn km 196,0 als auch die 1970 fertig gestellte Stufe Feldkirchen Inn km 173,1 wurden neben der Wasserkrafterzeugung auch für die Sicherstellung des Hochwasserschutzes des Bereiches Rosenheim errichtet. Um die Randbedingungen des Hochwasserschutzes zu definieren, wurden für den Bemessungsabfluss von (2000/2650 m³/s; oberhalb/unterhalb der Mangfallmündung) ein einzuhaltender Wasserstand mit 444.75 (altes bayerisches Höhensystem) im Bescheid explizit definiert. Nach dem Hochwasserereignis 1985, das am Oberen Inn größer war, als das Bemessungshochwasser der Staustufen, das schließlich auch 1994 zur Festlegung eines neuen hundertjährigen Abflussereignisses HQ_{100neu} (2300/2750 m³/s) mündete, wurden systematisch alle Berechnungen der Stauräume verifiziert und Defizite identifiziert. Die Problematik, dass insbesondere im Bereich Rosenheim das Bemessungshochwasser um 300 m³/s auf 2300 m³/s erhöht wurde und auch die ursprünglichen Bescheidswasserspiegellagen nicht mehr eingehalten werden konnten, führte bei dem hohen Schadenspotential zu einem unmittelbaren Handlungsbedarf.

1.2 Historische Berechnungsannahmen und Veränderungen

Die Staustufen am Inn sind geprägt von hohen Schwebstofftransporten aus dem alpinen Einzugsgebiet die zu großen Sandablagerungen in den stufennahen Bereichen führen. Diese Erfahrung des Betreibers wurde beim Entwurf der Stufen berücksichtigt und die Berechnungsverfahren entsprechend den Erfahrungen verfeinert. So wurde mit der sog. „Ahammer“ Methode dem Phänomen Rechnung getragen, dass es bei höheren Hochwasserereignissen zu massiven beobachteten Sandaustragungen kommt und somit die gemessenen Wasserspiegellagen (WSP - Lagen) niedriger sind, als mit den damals üblichen Berechnungsmethoden erzielten Ergebnisse. Die sog. „Ahammer“ Sohle stellte die Erosionssohle dar, die zu schlüssigen Fließbeiwerten führte. Die Entwurfsverfasser des Einreichprojektes konnten natürlich nicht wissen, dass die Auenholzbewirtschaftung vernachlässigt wird und damit die Rauheitsannahmen in den Vorländern sich ändert. Zudem führen die Sandablagerungen bei Hochwasser in den Vorländern neben dem dichten Bewuchs zu immer fließunwirksameren Vorländern.

1.3 Modellierung und Naturmessungen

In den 90er Jahren wurde betreiberinterne Berechnungsverfahren, beruhend auf der „Ahammer Methode“, verfeinert, durchgeführt und Defizite im Bereich der Mangfallmündung bis 0,5 m identifiziert. Die aufkommenden hydrodynamisch numerischen Modelle erlaubten auch den Sedimenttransport direkt zu berechnen und anhand der immer besser werdenden Naturmessungen und Datengrundlage eine feinere Kalibrierung der Modelle durchzuführen. Als Daten als auch durch Naturmessungen standen und werden laufend folgende Eichgrößen erhalten.

Aktuelle Befliegungsdaten:

- Echolotpeildaten als Querprofilen (alle 200 m) und seit 2000 als Fächerecholot,
- WSP – Fixierungen für zwei große Ereignisse nahe einem HQ_{100} mit Stauraumpegeln, die eine Aussage über WSP (t) erlauben und damit auch der Dokumentation der Ausräumung der Sande bei Hochwasser,
- Bohrungen und Aufschlüsse zu den Ablagerungssedimenten,
- Bestimmung des Bewegungsbeginns der Ablagerungssedimente durch Natur- und Modellversuche,
- Betrachtungen zu abflussabhängigen Rauheiten der Sohle durch den Auf- und Abbau von Transportkörpern an der Sohle (Dünen).

Die dann durchgeführte hydrodynamisch numerischen Sedimenttransport- modellierung (Kohane 1999) führte zwar zu einer Präzisierung, aber das Aufsetzen eines Maßnahmenpaketes blieb erforderlich.

2 Variantenuntersuchungen

In der ersten Phase wurden von der Staustufe stromauf systematisch Dämme und Deiche und die zugehörige Dichtung, in Anbetracht des hohen Schadenspotentiales, erhöht. Das Problem das sich aber stellte, war die verbleibende **nicht** Einhaltung der Bescheidauflage – „Einhaltung Pegel Mangfall“. Die Beeinflussung der in den Inn mündenden Seitengewässer Mangfall Inn km 184,5 und Rohrdorfer Ache Inn km 185,8 konnte bezgl. dieser Bescheidsauflage nicht verneint werden. Wobei der Staustufenbau Feldkirchen mit Sohlbaggerungen und der Errichtung zweier Flutrinnen die Wasserspiegel-lagen im Bereich Rosenheim nicht erhöhten, sondern für HQB (Bemessungs-hochwasser) sogar um 1 m real abgesenkt wurden.

In der zweiten Phase wurde klar, dass durch Deicherhöhungen zwar die HW – Sicherheit in großen Bereichen sichergestellt ist, aber der Einfluss der WSP-Lagendefizite nicht beseitigt werden konnte und für den tiefliegenden Siedlungsbereich an der Rohrdorfer Ache eine konstruktive Lösung sehr schwierig zu erreichen war. Als Planungsziel wurde durch die EWK die Einhaltung des Pegels Mangfall bei gleichzeitiger Gewährleistung des Schutzzieles 1,2 m Freibord für das $HQ_{100\ neu}$ festgelegt.

2.1 Anpassung der Dämme und Deiche

Die links- und rechtsseitigen Dämme und Deiche am Inn wurden in den Vorjahren auf ein Mindestfreibordmaß von 1,2 m für das $HQ_{100\ neu}$, beruhend auf den ursprünglichen Berechnungsergebnissen, erhöht und nur konstruktive und „abstimmungsrelevante“ Problembereiche, die sich nicht in dieser Phase „lösen“ ließen, ausgespart. Für die jetzt vorliegenden WSP – lagen unter Einbeziehung der Baggerlösung sind die Freiborde und ist damit auch die Sicherheit in diesen Bereichen wesentlich höher.

2.2 Baggervarianten

Um die WSP- lagen an der Mangfallmündung einzuhalten, aber auch um die UW – Randbedingung für die Mündung der Rohrdorfer Ache wesentlich zu verbessern, wurden umfangreiche Variantenuntersuchungen durchgeführt:

- **Vertiefung der Flutmulden**

  Ausschlusskriterien: derzeitige Freizeitnutzung, riesige erforderliche Querschnitte (niedrige Fließgeschwindigkeiten) die hohen Unterhalt im Hinblick auf die Dauerhaftigkeit erfordern -> regelmäßige Beseitigung der Sandablagerungen durch dann erforderliche Nassbaggerungen und zusätzlich ggf. Grundwasserbeeinflussung.

- **Sohlbaggerung zur Querschnittsaufweitung**

  Ausschlusskriterien: Hoch liegende zu schützende Seetonlagen die mit hohem Aufwand (Behördenforderung), durch ein stabiles Deckwerk zu schützen wäre. Folglich müsste eine Nassbaggerung mit Wiedereinbringung einer stabilen Deckschicht (Kosten, technische Durchführbarkeit?) ausgeführt werden. Die Ausführung würde sich auf den Zeitraum, bei dem kein Sandsedimenttransport stattfindet, beschränken. Hierbei entsteht das Problem, der Überlagerung des Baggerbereiches mit remobilisierbaren Feinsedimenten. Ausführungsproblem durch teilweise nur geringe erforderliche Baggertiefen.

- **Querschnittsaufweitung um ~ 18 m am rechten Ufer – die Lösung!**

  Bei der schließlich auch in 2007 realisierten Uferaufweitung um ~ 18 m auf einer Länge von 2,3 km wurde zwar in den Auwaldsaum entlang des Inn im Bereich der rechten Flutmulde eingegriffen, es konnten aber durch Umbau und Verbesserungen der Auenstandorte sowie der Schaffung weiterer Flächen für Trockenstandorte sowohl die Waldflächen, als auch Eingriffe in die Natur ausgeglichen werden. Bei den Ufern wurde in den Innenkrümmungsbereichen auf die harten Uferversteinungen verzichtet, so dass auch hier naturähnlichere Standorte geschaffen wurden. Offensichtlich ist, dass eine Uferbaggerung logistisch einfacher ist. Auch im Hinblick auf den möglichen Bieterkreis, der ausführenden Firmen, ergibt sich eine günstigere Wettbewerbssituation. Insgesamt ergeben sich gegenüber den anderen Varianten folgende Vorteile: Einfach zu kontrollierende Baggerquerschnitte, keine Einschränkung des Ausführungszeitpunktes, damit kürzere Bauzeit und dies auch fast unabhängig vom Abflussgeschehen. Die Abnahme konnte in Teilbereichen erfolgen, so dass die im Fluss transportierten Feinsedimente die Ausführung nicht behinderten. Es wird ein zusätzlicher aktiver Abflussquerschnitt hergestellt der bei Hochwasser hohe Fließgeschwindigkeiten erlaubt und damit real eine kleinere Aufweitung bedingt, keine Veränderung der Sohlrauheit (gegenüber Deckwerklösung), späteres Anspringen der Flutmulden und damit weniger Ablagerungssedimente (bestehender Unterhalt).

2.3 Sedimentmanagement

Für die Aufweitungsquerschnitte wurde nachgewiesen, dass der Querschnitt langfristig stabil bleibt und es zu keinen nicht wieder remobilisierbaren Ablagerungen kommt. Eine Besonderheit dieser Baumaßnahme ist, dass die v.a. oberhalb der Mittelwasserlinie sich befindenden meterdicke Sandablagerungen im Baggerbereich, die aus dem Inn stammen, nach Aufbereitung, diesem wieder gezielt zugeführt werden durften. In Anbetracht der hohen Transportkapazität des Inn war dies auch bei insgesamt 70.000 m³ morphologisch unbedenklich.

3 Umsetzung

Die Planung und Genehmigungsunterlagen waren faktisch fertig gestellt und mit den Behörden abgestimmt, als am 23. August 2005 ein Hochwasser mit einem Spitzenabfluss ungefähr dem HQ_{100neu} entsprechend, den Inn beaufschlagte. Das Wissen, das bekannte Defizite in Teilbereichen noch nicht beseitigt waren, sorgte an diesem Tag nicht unbedingt für Freude beim Betreiber, ein weiteres „Eichereignis“ für das Prognosemodell zu erfahren. Klar war, dass durch die bereits ausgeführten Dammerhöhungen am Inn, bis auf den Bereich der ehemaligen Innschiffersiedlung Hofleiten (andere Flussseite) ausreichende Freiborde für die Stadt Rosenheim vorhanden waren. Da aber auch im Einzugsgebiet der Mangfall ein Starkregenereignis nieder ging und sich die Abflussmaxima im Scheitel trafen, wurde durch die trainierten Katastropheneinsatzkräfte (Behörden) im Bereich der Mangfalldeiche aktiv durch temporäre Deicherhöhung eine weitere Sicherheit geschaffen. Die Mangfalldeiche sind in Teilbereichen wesentlich unter einem Wert HQ_{100} (Mangfall) ausgebaut. Das Einzugsgebiet der Rohrdorfer Ache, rechtsseitig hatte aber ein wesentlich geringeres Abflussereignis, so dass der Rückstau des Inn auch durch aktive Verteidigung der lokalen Einsatzkräfte zu keinen größeren Schäden führte.

Die Modellannahmen und die Planung wurden anhand der neuen Erkenntnisse verifiziert, angepasst und in enger, vorbildlicher Zusammenarbeit mit allen beteiligten Behörden vorabgestimmt. Die wasserrechtliche Plangenehmigung wurde in sehr kurzer Zeit behandelt, so dass die Bevölkerung die Beseitigung von Schwachstellen noch im Lichte der Erinnerung des Hochwassers verfolgen konnte.

3.1 Staugebiet bis Mangfallmündung

Uferaufweitung und Transportkonzept

Um die Transporte der immerhin 120.000 m³ Kies und Wasserbausteine, 70.000 m³ rückgeführten Sandes auf Wege und Fahrten innerhalb des Gebietes

zu beschränken und damit die Beeinträchtigung für die Bevölkerung zu minimieren, wurden Möglichkeiten gesucht und gefunden eine Verwertung v.a. des Kieses zu finden. Der Leitdamm von Inn km 179,4 – km 182 wurde verbreitert, erhöht und gleichzeitig Ausgleichsflächen geschaffen. Eine Dammfußfahrt rechts so auf ein Niveau erhöht, das diese auch bei einem HQ_{100} noch durchgehend vom Kraftwerk Feldkirchen (~ 5 km) befahren werden kann und als Nebeneffekt die Dammstabilität verbessert wurde. Ein Uferkolk und Uferschäden, die nach dem HW 2005 entstanden, konnten mit den gewonnen Innkiesen und Uferdeckwerken stabilisiert werden.

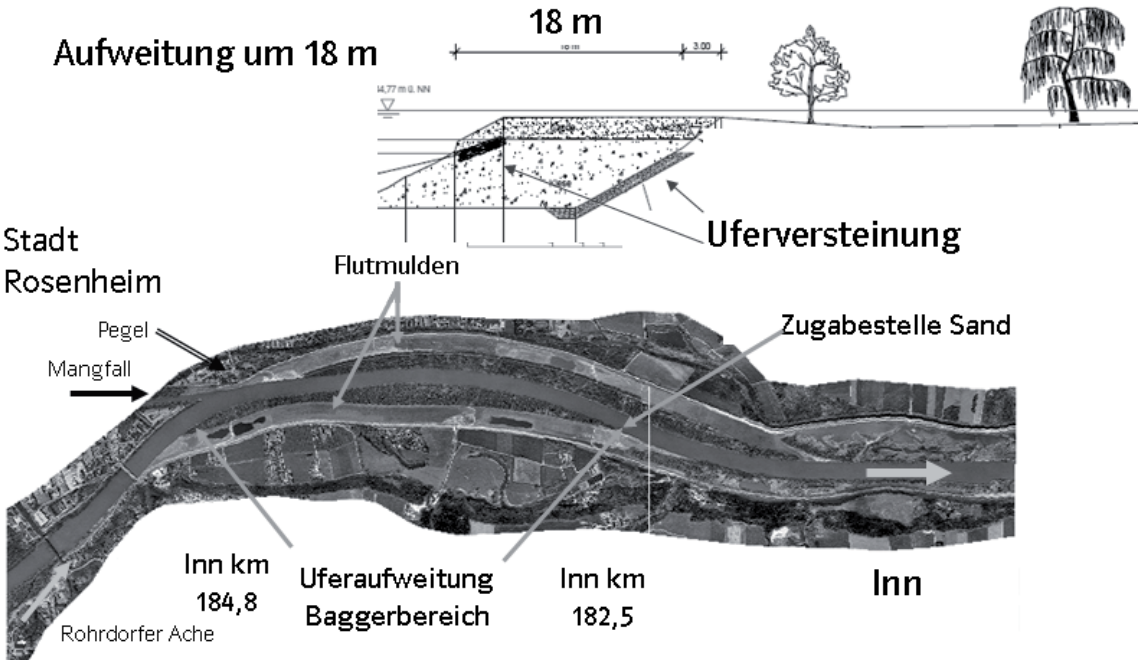


Abb.1. Luftbild der Aufweitung mit einem exemplarischen Querprofil.

Die Flussbaggerung wurde planmäßig vom Ufer aus durchgeführt, siehe Abb. 1. Bestehende Uferbefestigungen, vermutlich noch aus der Zeit der Treidlschifffahrt, in den Bereichen wo offensichtlich kein Uferangriff erfolgte, dauerhaft entfernt und nur an zu sichernden Außenufern und der Trasse der Gas- und Wasserleitung wieder eingebaut. Es entstehen so „weiche“ Kiesufer, die sich entsprechend einem natürlichen Kiesufer durch den Fluss verändern. Die Kontrolle der notwendigen Querschnitte während der Baumaßnahme ergab jedoch, dass der Unternehmer, in den dann nicht mehr vom Ufer zugänglichen Bereichen, mit Bagger auf Ponton aufwändig nacharbeiten musste.

Im Bereich der Aue wurden als Ausgleichsmaßnahmen, neben dem Umbau der standorttypischen Gehölze, zur zukünftigen Beaufschlagung bei Hochwasser

mehrere Sekundärgerinne geschaffen, die zu einer regelmäßigen, aber nicht dauerhaften Vernässung führen.

3.2 Sedimentrückführung

Den größten Effekt bei der Reduzierung der Transportentfernungen und damit auch eine wesentliche Verminderungen von Emissionen (Lärm, Abgase, Staub) war die behördliche Genehmigung zur Rückführung der Ablagerungssande aus dem Aufweitungsbereich. Dies war nicht nur ein finanzieller Vorteil, sondern es konnten die Anzahl und Weite der Transporte und damit die Beeinträchtigung der Bevölkerung wesentlich reduziert werden. Die Sande hätten sonst abtransportiert und deponiert werden müssen. Die Untersuchung der Sedimente nach Schadstoffklassen und Zusammensetzung ergab keine andere Zusammensetzung als die aktuellen Innsedimente. Wesentlich war jedoch, dass diese stark durchwurzelt und mit Ästen der überschütteten Bäume und Sträucher versehen waren. Die Auflage für den Unternehmer war daher den Sand aufzubereiten, so dass:

- keine organischen Bestandteile in den Fluss gelangen,
- die Korngröße beschränkt wurde (Sand kein Kies),
- Überkörner und Ablagerungen im Fluss wieder beseitigt werden,
- Die Einbringzeit entsprechend der Periode mit natürlich hoher Sedimentfracht beschränkt war - mit einer maximalen Einbringung von 15% der Gesamttransportkapazität des Flusses,
- Der Sand unter Wasser zugeführt wird, um eine Fahnenbildung im Gewässer zu vermeiden.

Als Einbringmethode bewährte sich, nach den üblichen Anfangsschwierigkeiten, die Sedimente in einem Trommelsieb aufzubereiten und Grobfraktionen, Äste zu entfernen, zu entsorgen und anschließend ein an einem Bagger befestigtes langes Förderband mit Einfülltrichter in den aktiven Strömungsbereich des Flusses zuzugeben siehe Abb. 2. Die durchgeführten Peilungen der EWK bestätigten den Weitertransport und die liegen geblieben Grobfraktionen wurden vom Unternehmer laufend mit dem Seilbagger wieder entfernt.

Ein Verhandlungspunkt war der anzunehmende Fischereischaden durch die Baggermaßnahme und die Sedimentrückführung. Auch hier konnte sowohl mit den amtlichen Sachverständigen, als auch den Fischereiberechtigten ohne kostenintensives Beweissicherungsverfahren, ein zu leistender Fischbesatz und eine Entschädigung einvernehmlich geschlossen werden.



Abb. 2: Sandrückführung und Aufbereitung mit Trommelsieb.

3.3 Mangfallmündung bis Rohrdorfer Ache

Im Bereich Hofleiten wurden bestehende Stützmauern an den bestehenden aber zu niedrigen Deich mit einer Spundwandübergangskonstruktion angeschlossen und der Deich mit einem Freibord von 1,2 m zum HQ_{100} neu hergestellt. Die Baggerlösung führte auch in diesem Bereich zu einer günstigeren Konstruktion, da in das statische System der bestehenden historischen Mauern an der die Straße entlang führt, nichts geändert werden musste. Die Bevölkerung in diesem Bereich konnte das Hochwasser sehr akut, mit einem Restfreibord mit weniger als 40 cm erleben, so dass Baumfällarbeiten und Anpassungen auf keinerlei Bedenken stießen. Um auch optisch nicht unterschiedliche Freiborde in Deich und Mauerbereichen zu erhalten und damit ggf. auf Unverständnis bei der lokalen Bevölkerung zu stoßen, entschloss man sich konstruktiv einen Deckstein auf die Mauer zu legen, der das Eindringen von Niederschlagswasser in die historische Nagelfluhwand verhindert. Die bestehende Wand wurde ausgebessert und verwitterte Einzelsteine ausgetauscht.

3.4 Rohrdorfer Ache

Die Rohrdorfer Ache floss ursprünglich in der Innaue und war sicher immer durch die Innhochwässer geflutet und beeinflusst. Durch den Bau der Stufe Rosenheim wurde dieser Bereich sowohl durch die OW – Dämme als auch durch die UW – Leitdeiche geschützt und abgeriegelt. Im hinteren Bereich erlebte man nur noch selten Hochwasserereignisse, so dass ein tiefliegendes grund- und hochwassernahes Baugebiet ausgewiesen wurde. Im Bescheid der Stufe Rosenheim wurden Ausbauquerschnitte und Wasserspiegellagen für das Zusammentreffen des Bemessungshochwassers Inn mit einem Ereignis der Rohrdorfer Ache beigelegt. Fazit nach langjähriger Diskussion mit Anliegern, Gutachtern und Behörden war, dass Defizite vorhanden sind, die zu beseitigen waren. Auch hier ergaben sich aus der damaligen WSP – Berechnung zu güns-

tige Annahmen bezüglich der Rauheiten (k_{str} = 40 $m^{1/3}$/s tatsächlich gemessen: 31 $m^{1/3}$/s) und zudem wurde der Ausbauquerschnitt in der Bauausführung verändert und nicht behördlich dokumentiert.

Es wurde klar, dass zwar die Innbaggerung und eine Leitdammerhöhung die UW – Randbedingung wesentlich um 35 cm verbessert, aber trotzdem die im Bescheid (ROH) angegeben WSP – Koten nicht erreicht werden konnten. Auch hier wurde mit den Behörden und Anliegern ein Kompromiss erarbeitet, der ein definiertes Schutzziel darstellt. In diesem Fall keine Überflutung für die Bescheidszenarien (40 m³/s, (2000/2600 m³/s) aber auch die im oberen Bereich dominierenden HW – Sicherheit für einen Abfluss von 62 m³/s ~ HQ_{100} der Rohrdorfer Ache sicherzustellen. Auch hier wurde eine Tieferlegung des aktiven Fließgerinnes durch Baggerung aber auch eine wesentliche Vergrößerung des Hochwasserquerschnittes durch Rodung, laufenden Unterhalt und Baggerung verwirklicht, siehe Abb. 3. Das Problem hierbei ist, dass der Hochwasserquerschnitt durch regelmäßige Mahd freigehalten und Feinablagerungen in der Ache regelmäßig zu entfernen sind, um diese HW - Sicherheit dauerhaft aufrechtzuerhalten.

Auch bei diesem Teilprojekt wurden mit der Bevölkerung, allen beteiligten Behörden und lokalen Bürgermeistern in vorbildlicher Weise die Maßnahmen auch zum Öko. - und Waldausgleich abgestimmt und zielgerichtet der Hochwasserschutz für die Gemeinde Thansau in 2008 erreicht.

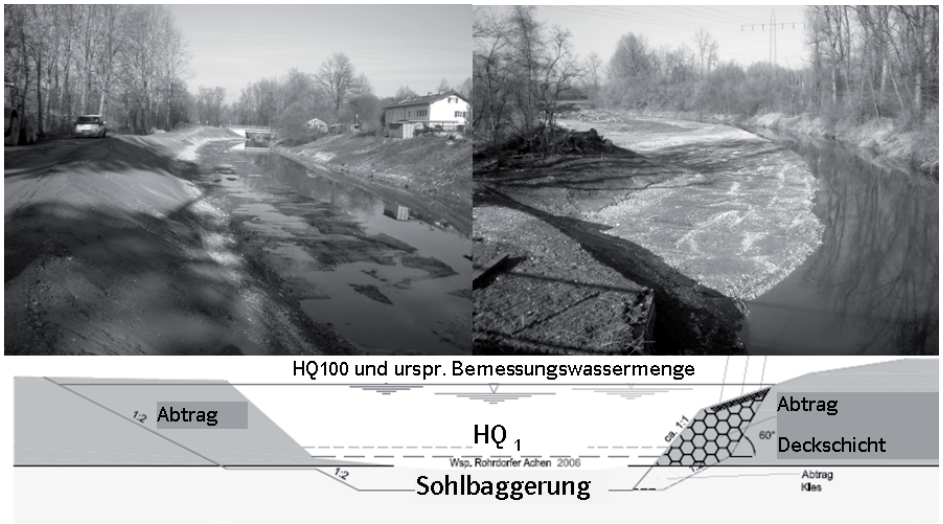


Abb. 3. Signifikante Vergrößerung des Hochwasserabflussquerschnittes; Rohrdorfer Ache.

4 Zusammenfassung

Die E.ON Wasserkraft GmbH betreibt am Inn zwischen Nußdorf (Inn km 198,7) und Egglfing (Inn km 35,3) 13 Wasserkraftanlagen. Im Verantwortungsbereich liegt ebenso die sichere Hochwasserabfuhr für den Bemessungsabfluss. Nach dem Hochwasserereignis 1985 und 2005, die am oberen Inn im Bereich des derzeit gültigen Bemessungshochwassers der Staustufen waren, wurden systematisch alle Berechnungen der Stauräume verifiziert. Zentral dabei sind die Annahmen zur Mobilisierung der Ablagerungssedimente in den Stauräumen. Die nach 2005 zügig umgesetzten Baumaßnahmen konnten in enger Kooperation mit den Behörden nunmehr abgeschlossen werden.

Die Problematik, das die ursprünglichen Bescheidswasserspiegellagen nicht mehr eingehalten werden konnten, führte im Vorfeld bereits zu umfangreichen Variantenuntersuchung und Deicherhöhungen die immer nur Teilaspekte befriedigend abdecken konnten. Das vorgestellte Maßnahmenpaket, unter anderem Uferaufweitungen, beseitigt die erhöhten Wasserspiegellagen, die berechneten Freiborddefizite und garantiert die Durchgängigkeit der Sedimente.

Referenzen

Loy, G.; (2006): Erfahrungen eines Wasserkraftbetreibers beim Katastrophenschutz während der letzten Hochwasserereignisse; Fachtagung Deichertüchtigung und Deichverteidigung in Bayern, Wallgau, 165-174.

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.

Roberto Kohane, (2008) Hydraulische Modellierung mit beweglicher Sohle für Stauhaltungen am Inn, Symposium Zürich.

Adresse des Autors

Georg Loy
E.ON Wasserkraft GmbH
Anlagenmanagement Donau/Inn
Luitpoldstrasse 27
D-84034 Landshut
E-Mail: Georg.Loy@eon-energie.com



INTERNATIONALES SYMPOSIUM 2008 ZÜRICH

NEUE ANFORDERUNGEN AN DEN WASSERBAU

VERSUCHSANSTALT FÜR WASSERBAU,
HYDROLOGIE UND GLAZIOLOGIE, ETH ZÜRICH



Numerische Modellierung im Rahmen der Gefahrenkartierung von Hochwassergefahren

R. Lüchinger, R. Hollenstein

1 Generelles Vorgehen bei der Gefahrenkartierung

Die Gesetzgebung von Bund und Kanton verlangt von den Gemeinden, die Naturgefahren bei der Ortsplanung und beim Bau von Schutzmassnahmen zu berücksichtigen. Dazu ist eine Gefahrenabklärung durchzuführen und eine Gefahrenkarte für das besiedelte, erschlossene oder künftig zu erschliessende Siedlungsgebiet und die Verkehrswege zu erstellen sowie Massnahmen zum Schutz vor Naturgefahren vorzuschlagen.

Die Gefahrenkartierung konzentriert sich auf die empfindlichen Siedlungsgebiete mit grossem Schadenpotential, auf sensible Objekte in den einzelnen Gemeinden und neuralgische Schwachpunkte im betrachteten Gebiet.

Das methodische Vorgehen ist durch die Bundesempfehlungen [1] weitgehend vorgegeben. Das Vorgehen lässt sich in drei Schritte gliedern:

- Gefahrenerkennung: Aufarbeitung historischer Ereignisse und bestehender Unterlagen, Abschätzung anfallender Wasser- und Geschiebemengen, Ermitteln der Gerinnekapazität, Überprüfung der Hinweisprozesse.
- Gefahrenbeurteilung: Ort und Grösse von Wasser- und Geschiebeaustritten festlegen, potenzielle Überschwemmungsflächen und –intensitäten bestimmen und auf der Gefahrenkarte Wasser darstellen.
- Massnahmenplanung: Mögliche Massnahmen zur Reduktion der Schutzdefizite aufzeigen und bewerten.

2 Numerische Modelle bei der Gefahrenkartierung

Innerhalb des definierten Perimeters der Gefahrenkarte und bei vorhandenem Schadenpotential ist die Bearbeitungstiefe in der Regel hoch, d.h. Prozesse werden detailliert analysiert und die Gefahrenbereiche parzellengenau abgegrenzt. Aus diesem Grund reichen vereinfachte, lineare Verfahren nicht mehr aus, um die Gefährdung im Siedlungsgebiet abzuschätzen. Die numerische Modellierung leistet hierbei in verschiedener Form zweckdienliche Hilfe.

Im Rahmen der Gefahrenkartierung konzentriert sich der Einsatz der numerischen Modellierung im Wesentlichen auf die Schwachstellenanalyse (1d-Modellierung) und die Wirkungsanalyse (2d-Modellierung).

Die Schwachstellenanalyse basiert auf klar definierten Szenarien für die Hochwasserabflüsse (Überschwemmung, Verklausung und Erosion, bzw. Geschiebeauflandung und –austritt), welche mittels einer 1d-Modellierung in ausreichendem Masse durchgeführt werden kann.

Die Wahl der Berechnungsmethode für die Wirkungsanalyse, bzw. für die Beurteilung der Überschwemmungsflächen mit den entsprechenden Intensitäten, erfolgt grundsätzlich in Abhängigkeit der Topographie. Im flachen Gelände mit einem Gefälle kleiner als 1 bis 2 % und bei grösseren Flächen mit hohem Schadenpotential ist eine 2d-Strömungsmodellierung sinnvoll. In steilerem Gelände mit eindeutigen Fliesswegen sind die Überschwemmungsflächen eingegrenzt und lassen sich dadurch direkt auf Grund der Topographie bestimmen (Methode der Fliesswege).

Schlussendlich zeigt sich der sinnvolle Einsatz der numerischen Modellierung erst im Rahmen der Bearbeitung.

3 Beispiel Gefahrenkartierung Reppischtal

3.1 Projektgebiet/Untersuchungsperimeter

Der Untersuchungsperimeter wurde in gemeinsamer Absprache zwischen dem Auftraggeber (Baudirektion Kanton Zürich, AWEL) und dem Planerteam eingegrenzt. Der Untersuchungsperimeter umfasst generell sämtliche Bauzonen, das Bauerwartungsgebiet, das Eisenbahnnetz, die National- und Kantonsstrassen und Verbindungsstrassen von kommunaler Bedeutung sowie Objekte, die einen besonderen Schutz erfordern.

In den folgenden Kapiteln wird auf die Gewässer eingegangen für welche Numerische Modellierungen durchgeführt wurden, diese sind die Reppisch, der Wüeri- und der Lunnerenbach in Birmensdorf, der Fischbach und Friedgraben in Bonstetten und Wettswil sowie der Schäflibach in Urdorf.

4 Schwachstellenanalyse (1d-Staukurvenberechnung)

4.1 Vorgehen

Um die Abflusskapazität der Talbäche zu bestimmen, wurde mit dem Programm HEC-RAS 4.0 BETA [2] eine Staukurvenrechnung mit den vorhandenen Querprofilen der Fliessgewässer durchgeführt. Ergänzend zur Staukurvenberechnung wurden Geschiebe- und Schwemmholzpotential abgeschätzt und deren

Wirkung mittels Geschiebetransport bzw. bestimmter Verklausungsgefahr abgeschätzt. Diese Abschätzungen erfolgten nach den Ansätzen von Meyer-Peter und Müller [3], Smart und Jäggi [4] bzw. Lange [5].

4.2 Gerinnekapazität und Kapazität bei Brücken

Der grösste berechnete Abfluss, bei dem die Wasserspiegellage tiefer ist als die Uferlinie entspricht der Gerinnekapazität an der entsprechenden Stelle.

Aus dem Vergleich der Abflusskapazität mit den Hochwasserabflussmengen resultieren entsprechende Schwachstellen. Diese werden nach der Häufigkeit, mit der Ausuferungen zu erwarten sind, in 4 Klassen eingeteilt: Ausuferung bis HQ30, bis HQ100, bis HQ300 und bis EHQ.

Einstaueffekte die durch die Brücken verursacht werden, haben vor allem bei flachen Gerinnen einen grossen Einfluss auf die Gerinnekapazität und können zu Ausuferungen führen, die es ohne Brücken nicht gäbe. Als Grenzkriterium für die Abflusskapazität unter einer Brücke gilt, dass die Lage der Energielinie, im Bereich der Unterkante der Brücke liegt.

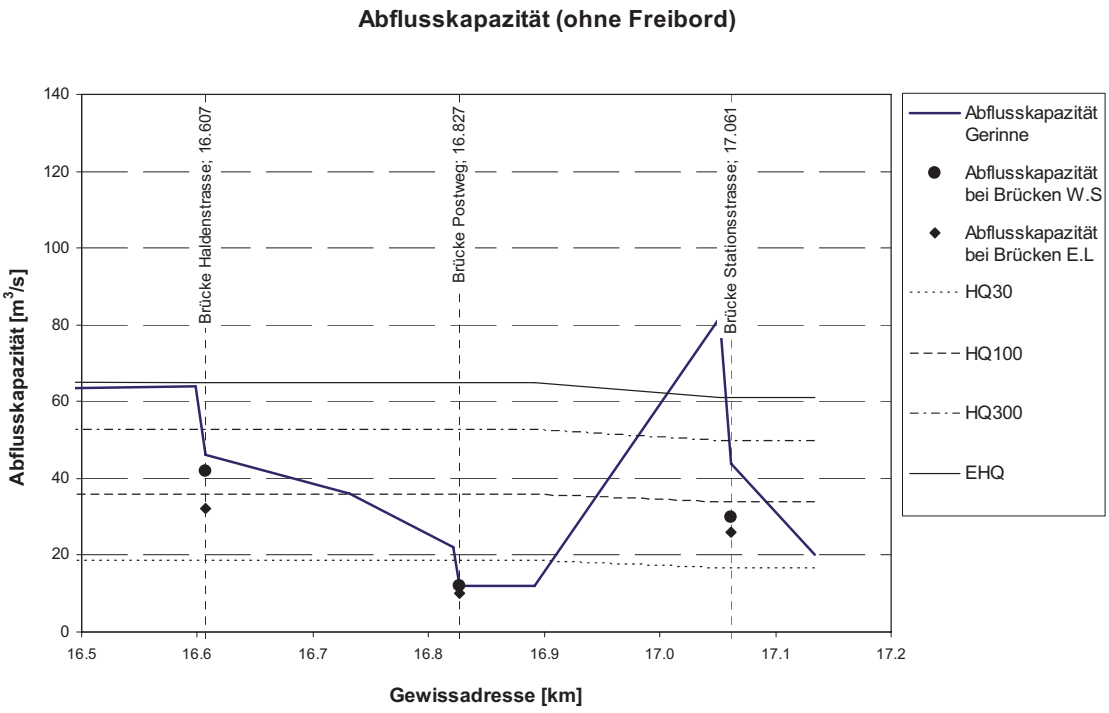


Abb. 1: Resultat Schwachstellenananlyse der Reppisch in Stallikon.

5 Wirkungsanalyse (2d-Überflutungsmodellierung)

5.1 Anwendungsbereiche

Im flachen Gelände (Gefälle ca. < 2%) und speziell bei grossen Wasseraustritten sind die Fliesswege von Auge oft schwer erkennbar und die Abgrenzung der Überflutungsflächen ist mit grossen Unsicherheiten verbunden. In solchen Fällen gibt die 2-dimensionale Überflutungsberechnung Aufschluss über Hauptfliessrichtungen sowie über die Überflutungsintensitäten.

5.2 Modellaufbau

Das für die Überflutungsberechnungen erstellte Berechnungsnetz (Abb. 2) basiert auf dem digitalen Geländemodell, welches aus einem regelmässigen Gitter mit einem Punktabstand von 2x2 m besteht. Gebäude werden bei der Aufbereitung der Daten herausgefiltert und das Gelände wird an diesen Stellen interpoliert. Dies hat zur Folge, dass das Höhenmodell im Siedlungsgebiet nur bedingt anwendbar ist (vgl. untenstehenden Abschnitt Ergebnisse und Verifikation).

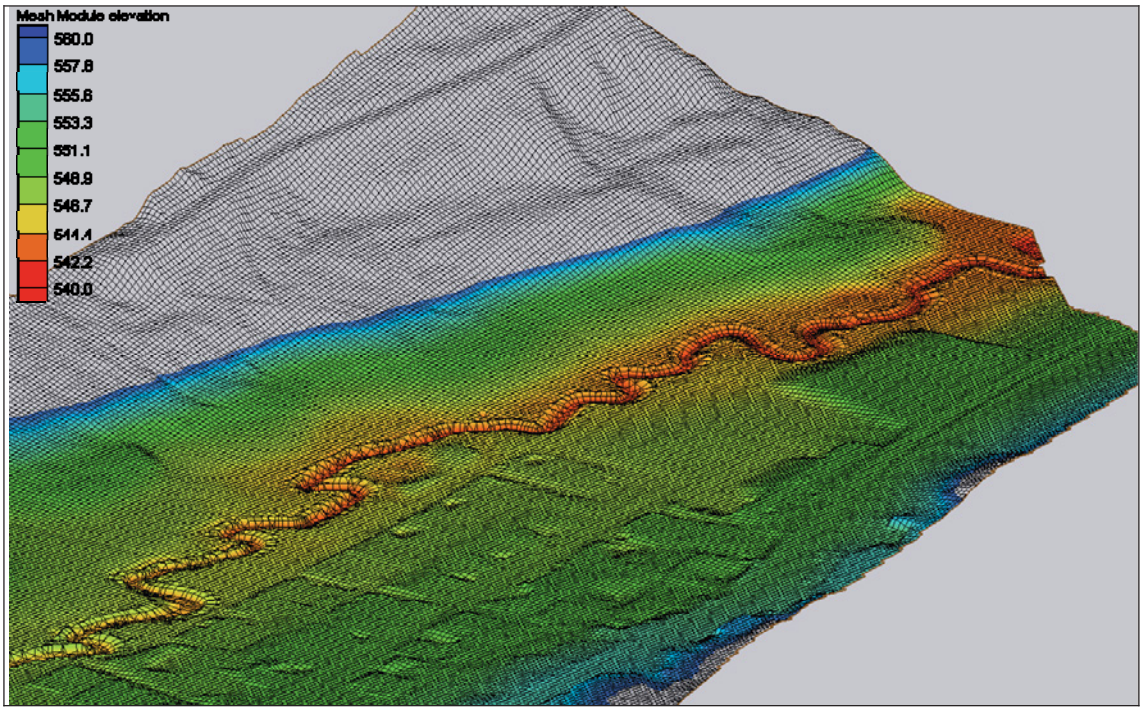


Abb. 2: Digitales Geländemodell Stallikon, bestehend aus dem Flussschlauch der Reppisch (Querprofildaten) und dem Digitalen Terrainmodell (Luftbildaufnahmen).

Die Gerinne der Talbäche, die Brücken/Durchlässe und andere Feinstrukturen (z.B. Mauern, Fahrbahnränder, usw.) sind im Geländemodell nicht enthalten und müssen, wo notwendig, nachträglich integriert werden. Die Gerinne der Talbäche werden als Flussschläuche mit Bauwerken im digitalen Geländemo-

dell hinzugefügt. Als Grundlage dafür dienen die gemessenen Querprofile, welche auch im Rahmen der Schwachstellenanalyse verwendet werden.

5.3 Berechnungen

Die im Rahmen der Szenarienbildung bestimmten Austrittswassermengen werden als so genannte Quellen im 2-dimensionalen Überflutungsmodell simuliert. Dabei wird für jede Jährlichkeit die entsprechende Wassermenge angesetzt und ein separater Berechnungsgang durchgeführt. Es werden jeweils ein HQ30, ein HQ100, ein HQ300 sowie ein EHQ und deren Überschwemmungsflächen simuliert.

5.4 Ergebnisse und Verifikation

Das Programm ermittelt die von der Überschwemmung betroffenen Flächen und berechnet für jeden Netzpunkt die Wassertiefe, die Fliessgeschwindigkeit und die Intensität (Produkt aus Wassertiefe und Fliessgeschwindigkeit). Die Ergebnisse werden grafisch dargestellt und analysiert (Abb. 3). Anschliessend werden die Berechnungsresultate mit dem Ereigniskataster und den Resultaten der Schwachstellenanalyse plausibilisiert und im Feld verifiziert. In diesem Schritt werden die Fliesswege überprüft und vorhandene relevante Feinstrukturen (kleine Mauern etc.) im digitalen Geländemodell hinzugefügt.



Abb. 3: Satellitenbild (Google Earth), überlagert mit Wassertiefen und Geschwindigkeitsvektoren (EHQ), Stallikon.

Aus den 2d-Modellierungen werden Wassertiefenkarten generiert, welche für die Bestimmung der Intensitäten (Geschwindigkeit x Abflusstiefe, bzw. Abfluss-

tiefe) mit den Fliessgeschwindigkeiten kombiniert werden. Entsprechend einer Gefahrenstufenmatrix (Wahrscheinlichkeit x Intensität) lassen sich aus den Intensitäten und Wahrscheinlichkeiten die gesuchten Gefahrenstufen festlegen (Abb. 4).

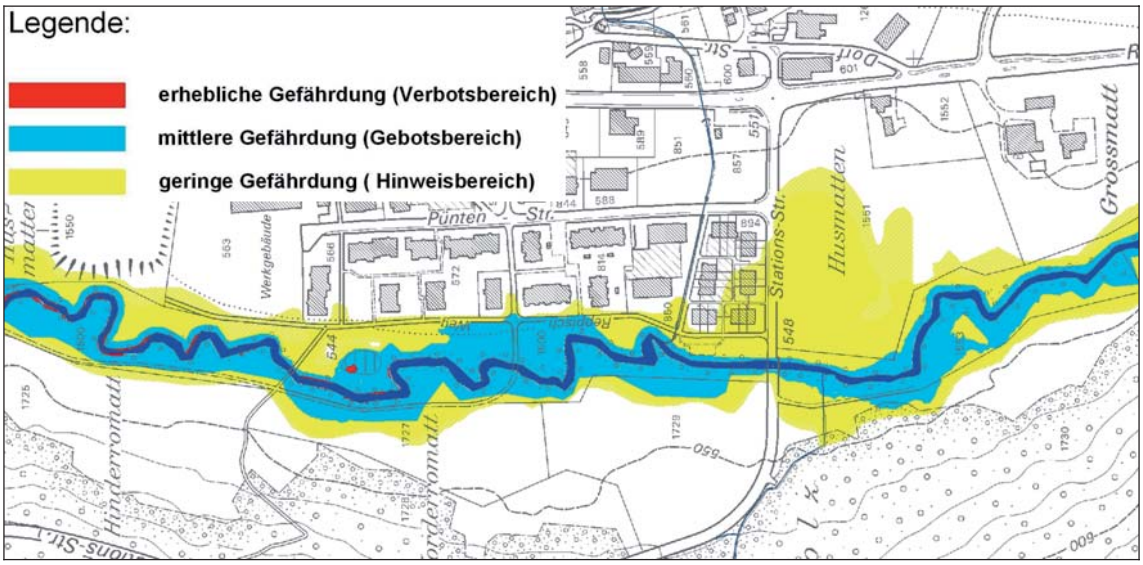


Abb. 4: Ausschnitt Gefahrenkarte Stallikon.

6 Knacknüsse bei der Modellierung

6.1 Allgemeine Hinweise

Für die einzelnen Talbäche und Brücken/Durchlässe sind nur bedingt Querprofilaufnahmen, bzw. Höhenkoten vorhanden. Aufnahmen mit Nivellement bedingen bekannte Fixpunkte, welche oft nicht ausreichend zur Verfügung stehen. Eine elegante Lösung bietet die Aufnahme mittels GPS-Navigationssystem, wobei vor allem Bäume und Gebüsche die Verwendung terrestrisch basierter Messverfahren erfordern.

Eine spezielle Beachtung gilt den im Bau oder in der Projektierungsphase befindlichen Projektabschnitten. Diese Projekte sind in die Modellierung mit einzubeziehen. Am Friedgraben wurden zwei Durchlässe erneuert, welche problemlos in die Modellierung einbezogen werden konnten, da die Ausführung mit den Projektplänen übereinstimmte. An der Reppisch wurden Umbauarbeiten an zwei Abschnitten ausserhalb des stark besiedelten Gebietes durchgeführt. Da es sich um Revitalisierungsprojekte handelte, stimmten die ausgeführten Projekte nur bedingt mit den Bauprojektplänen überein, wobei die Pläne des ausgeführten Bauwerkes und damit die aktuellsten Vermessungsdaten noch fehlten.

Die Genauigkeit der Höhenkoten des digitalen Geländemodells beträgt +/- 30 cm. Für die Beurteilung der Wassertiefen und Intensitäten ist diesem Umstand insofern Rechnung zu tragen, als dass realistische Aussagen nur für Abflusstiefen grösser als 50 cm plausibel sind.

6.2 Kalibrierung

Eine gute Basis für die Kalibrierung der Modelle bieten grundsätzlich Ausuferungen aus bekannten Ereignissen sowie Abflussmessstationen wo vorhanden. Des Weiteren sind die Modelle immer auch einer Sensitivitätsanalyse zu unterziehen, sodass die relevanten Berechnungsparameter, wie Gerinnerauhigkeit und Kontraktions- und Expansionsverluste ausreichend eingegrenzt werden können. Im vorliegenden Fall des Gebietes Reppischtal anerboten sich einerseits die Abflussmessstation an der Reppisch in Birmensdorf und andererseits die zahlreichen Ereignisdokumentationen, insbesondere des Ereignisses vom August 2007.

6.3 1d-Staukurvenrechnung

Versuchsweise wurde der Geschiebetrieb mit dem Programm HEC-RAS 4.0 BETA [2] berechnet.

Für kleinere Abflussmengen, wie beim Schäflibach, konnten ausreichend gute Ergebnisse erzielt werden. Es zeigte sich jedoch, dass bei grösseren Gewässern die Geschiebetransportmodellierung unrealistisch grosse Werte lieferte, was auf die Komplexität der Zusammenhänge zurückzuführen ist. Der Geschiebetransport wurde jeweils mittels Normalabflussberechnungen und den Formel nach Meyer-Peter, Müller [3], Smart und Jäggi [4] verifiziert.

6.3 2d-Überschwemmungsmodellierung

Die wesentliche Herausforderung bei 2d-Modellierungen ist die Organisation der riesigen Datenmengen der grossen Modellierungsgebiete. Dies erfordert einerseits leistungsfähige Rechner und andererseits eine geschickte Gebietseinteilung und -Auswahl. Aufgrund der Eichung/Plausibilisierung muss jedes Gebiet mehrmals berechnet werden, was zusätzliche Rechnerleistung erfordert.

Die Berechnungen der 1d- und der 2d-Modellierung stimmen teilweise nicht ausreichend überein, da für eine 2d-Modellierung das Gelände auf ein Raster vereinfacht werden muss. Durch dieses Raster könnten z.B. vertikale Wände nicht vertikal abgebildet werden. Je kleiner das Raster ist, umso grösser wird die Berechnungszeit. Dabei ist der kleinste Punktabstand im Netz massgebend. Vertikale Wände erhalten eine horizontale Ausdehnung von ca. 50 cm, wobei die obere Kante nach aussen und die Unterkante nach innen verschoben wird.

In der 1d-Berechnung können vertikale Wände berücksichtigt werden. Hier stellt sich die Herausforderung, dass der Abflussquerschnitt seitlich begrenzt ist und somit die Wassertiefen im Überschwemmungsfall nicht mehr mit dem 2d-Modell verglichen werden können. Es gibt somit teilweise leicht unterschiedliche Resultate, die mittels einer Plausibilisierung im einen oder anderen Modell angeglichen werden müssen.

7 Vorschlag für die Modellierung bei Gefahrenkartierungen

7.1 Grundlagen

Querprofildaten sind mit Koten und Lage im Plan einzuzeichnen, um bei der Begehung festhalten zu können, wo zusätzliche Aufnahmen nötig sind. Zusätzlich Querprofilaufnamen werden vorteilhaft vor der Vegetationszeit (wenig Laub) mit GPS durchgeführt. Markante Mauern und andere für die Modellierung relevante Feinstrukturen in Gewässernähe sind so weit wie ersichtlich während der Begehung zu erfassen.

Der zu untersuchende Perimeter ist vorgängig in die entsprechenden Flächen aufzuteilen, bei welchen eine Modellierung (1d- und 2d-Modellierung) und bei welchen eine gutachterliche Abschätzung (Methode der Fliesswege), durchgeführt wird.

7.2 Modellierung

In den Gebieten in denen eine 2d-Modellierung durchgeführt wird, soll mit Hilfe der aufgenommenen Querprofildaten ein explizites digitales Geländemodell des Flussschlauches erzeugt werden.

Dieser Flussschlauch soll nach Möglichkeit sowohl für die 1d- als auch die 2d-Modellierung zur Verfügung stehen. Im vorliegenden Fall lassen sich die Daten aus dem Programm SMS (GIS-Programm für Ortsdiskretisierung) [6] in das Programm HEC-RAS [2] exportieren. Somit können im 1d-Programm (HEC-RAS [2]) die einzelnen Querprofile einfach kontrolliert werden. Sowohl das 1d- als auch das 2d-Modell rechnen in diesem Fall mit denselben Grundlagen, was einerseits die Kalibrierung und Eichung vereinfacht und topographische und numerische Fehler schneller aufdeckt.

Im 2d-Modell kann nun das Überschwemmungsgebiet mitberücksichtigt werden, wobei das 1d-Modell zur Kontrolle herbeigezogen werden kann.

7.3 Schwachstellenanalyse

Für die Schachstellenanalyse gilt es die Abflusskapazität festzulegen. In den Gebieten, in denen für die Wirkungsanalyse eine 2d-Modellierung erforderlich

ist, lässt sich die Schwachstellenanalyse ohne Umweg über die 1d-Modellierung, mittels der 2d-Modellierung vornehmen.

Diese Berechnung ist jedoch nur mit dem Flussschlauch durchzuführen und dies so lange, bis sich für die verschiedenen Szenarien (HQ30 etc.) ein konstanter Abfluss einstellt. Da die Schwachstellenanalyse zur Koordination der Massnahmenplanung dient, ist es wichtig die lokale Abflusskapazität zu kennen. Um dies mittels der 2d-Modellierung zu erreichen, sind grössere Retentionsflächen bei der Modellierung auszuschliessen.

Der Geschiebetransport kann mit entsprechender Vorsicht mittels 1d-Berechnung (z.B. Programm HEC-RAS [2]) ermittelt werden. Eine 2d-Modellierung im Rahmen der Gefahrenkartierung ist zum heutigen Zeitpunkt lediglich für spezielle Anwendungen sinnvoll. In jedem Fall sind jedoch entsprechende Plausibilitätsüberlegungen anzustellen.

7.4 Wirkungsanalyse

Um eine möglichst realitätsgetreue Modellierung des Momentanzustandes zu erreichen, wird in der Wirkungsanalyse der Flussschlauch mit dem digitalen Geländemodell ergänzt. Diese Ergänzung ist soweit auszudehnen, dass die Ausuferungen im Rahmen des Modellperimeters ablaufen.

In der Wirkungsanalyse sind die Folgen einer Überschwemmung möglichst realitätsgetreu abzuschätzen. Grundsätzlich sollte deshalb mit einer Abflussganglinie der Szenarien gerechnet werden. Ausuferungen und Retentionsräume, die während Hochwasserereignissen eine relevante Wirkung haben, werden unzureichend berücksichtigt. In der Regel stehen gesicherte Aussagen über Ganglinien jedoch nicht zur Verfügung, sodass konstante Hochwasserabflussmengen verwendet werden.

8 Zusammenfassung

Numerische Modelle unterstützen die Gefahrenkartierung in verschiedenen Bereichen. Im Rahmen der Schwachstellenanalysen, kann durch 1d-Staukurvenberechnungen der Einfluss von Durchlässen, Wehren etc. bei der Berechnung der Gerinnekapazität berücksichtigt werden, was vor allem in flachem Gelände massgebend ist. Im Rahmen der Wirkungsanalyse können die Fliesswege der Ausuferungen aus dem Gerinne mittels 2d-Überflutungsmodellierung abgeschätzt werden. Diese Modellierungen liefern im flachen Gelände im Vergleich zur Methode der Fliesswege genauere Resultate. Im Allgemeinen kann gesagt werden, dass vor allem im flachen Gelände, numerische Modelle, im Vergleich zu den anderen angesprochenen Verfahren, genauere Resultate liefern und deshalb im Rahmen der Gefahrenkartierten dort eingesetzt werden sollten.

Zentral bleibt die Plausibilisierung der Resultate. Durch die teilweise automatisierte Erstellung der digitalen Modelle und die verschiedensten Grundlagen für die Erstellung, ist es unumgänglich, sowohl die Modelle wie auch die Resultate der Berechnung zu eichen bzw. zu plausibilisieren. Die Modelle müssen mit der Realität verglichen werden. Die Resultate müssen mit Überschwemmungen aus der Vergangenheit verglichen und durch Begehungen im Feld plausibilisiert werden. Nach der Begehung im Feld, müssen die Erkenntnisse in das Modell einfliessen und die Berechnungen neu durchgeführt werden.

Leistungsfähigere Rechner und eine zweckmässige Modellierungsmethodik ermöglichen eine weitergehende Modellierung im Rahmen der Gefahrenkartierung. Eine grössere Rechnerleistung ermöglicht insbesondere die Berechnung von grösseren Flächen, was neben der geringeren Rechenzeit die entsprechenden Zusammenhänge des Gewässereinzugsgebietes deutlicher aufzeigt. Ebenso könnten Geschiebeberechnungen in die Modellierung integriert werden. Eine optimale Modellierungsmethodik erlaubt es, die Modelle schneller zu erstellen, Berechnungen einfacher zu eichen sowie zu kontrollieren und dadurch den Aufwand für numerische Modellierungen zu minimieren.

Referenzen

Empfehlungen zur Berücksichtigung der Hochwassergefahren bei raumwirksamen Tätigkeiten, BUWAL et al, 1997, Biel (CH).

HEC-RAS 4.0 beta, US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center, 2006, Davis, CA 95616 (USA).

Meyer-Peter E. & Müller R. 1948. Formulas for bedload transport. Proc, IAHR 3rd Congress, Stockholm (S).

VAW Mitteilung Nr. 64, Sedimenttransport in steilen Gerinnen, Smart, G.M. und Jäggi, M., 983, Zürich (CH).

VAW Mitteilung 188, Schwemmholz – Probleme und Ansätze, Daniela Lange, 2005, Zürich (CH).

SMS 9.0, Brigham Young University, Enviromental Modelling System, 2005, Utah (USA)

Adresse der Autoren

Remo Lüchinger
dipl. Bauingenieur ETH
HOLINGER AG
Etzbergstrasse 23
CH - 8405 Winterthur
E-Mail: remo.luechinger@holinger.com



Roland Hollenstein
Dr. dipl. Bauingenieur ETH
HOLINGER AG
Etzbergstrasse 23
CH - 8405 Winterthur
E-Mail: roland.hollenstein@holinger.com



INTERNATIONALES SYMPOSIUM 2008 ZÜRICH

NEUE ANFORDERUNGEN AN DEN WASSERBAU

VERSUCHSANSTALT FÜR WASSERBAU,
HYDROLOGIE UND GLAZIOLOGIE, ETH ZÜRICH



Fischökologische Anforderungen an den Wasserbau

A. Peter, E. Schager, C. Weber

1 Einleitung

Weltweit sind Fliessgewässer einem starken Nutzungsdruck ausgesetzt und besonders in ihrer Morphologie und Hydrologie beeinträchtigt. Ein zusätzliches Problem ist die Gewässerfragmentierung. Bezüglich Morphologie besteht in der Schweiz für rund 24 % der Fliessgewässer Handlungsbedarf (Notter et al., 2007). Daneben gilt es, mindestens 80'000 künstliche Überfälle zu entfernen, um die Fischwanderung markant zu verbessern. Für die Umsetzung geeigneter Massnahmen braucht es Zeit und die nötigen finanziellen Mittel. Die nächsten Jahrzehnte werden daher als Periode der Gewässerrevitalisierung angesehen.

Ein effizienter Einsatz der zur Verfügung stehenden Mittel ist prioritär. Dies bedingt eine exakte Zieldefinition für die geplanten Massnahmen. Das frühe Einbinden aller betroffenen Interessensgruppen in den Planungsprozess reduziert das Konfliktpotenzial. Auch kann viel aus bereits durchgeführten Projekten gelernt werden. Sowohl die Entscheidungsfindung als auch eine umfassende Erfolgskontrolle waren jedoch bisher aufgrund fehlender Methoden erschwert.

Die im Rahmen des Rhone-Thur-Projekts erarbeiteten Praxishandbücher bieten eine erste Wegleitung. Das Handbuch „Wasserbauprojekte Gemeinsam Planen“ ermöglicht die Identifikation der wichtigsten Akteure und liefert Entscheidungshilfen zur Konsensfindung (Hostmann et al., 2005). Im „Handbuch für die Erfolgskontrolle bei Fliessgewässerrevitalisierungen“ sind 50 Indikatoren beschrieben, mit denen der ökologische, wirtschaftliche sowie gesellschaftliche Erfolg bewertet werden kann (Woolsey et al., 2005). Beide Handbücher dienen als Grundlagen für die Neugestaltung des Finanzausgleichs und der Aufgabenteilung zwischen Bund und Kantonen (NFA).

Viele der Indikatoren wurden an der unteren Thur (Kantone TG, ZH) entwickelt und erprobt. Hier werden seit mehr als 14 Jahren Flussrevitalisierungen durchgeführt. Anders als an der unteren Thur gehören Durchgängigkeitsprobleme und deren Behebung in vielen Gewässern zu den zentralen Massnahmen der Gewässerrevitalisierung. Dabei kommt dem Bau von Blockrampen eine hohe Bedeutung zu. In diesem Artikel diskutieren wir Resultate fischökologischer Studien an der Thur sowie die ökologischen Anforderungen an Blockrampen.

2 Fallbeispiel Thur

Ein weit verzweigter Fluss in einem breiten Kiesbett: So präsentiert sich die Thur bei Niederneunforn auf der 150-jährigen Wild-Karte. Ende des 19. Jahrhunderts wird die Thur zwecks Hochwasserschutz und Landgewinnung grossflächig kanalisiert. Trotz der Korrektion verursachen Hochwasser weiterhin enorme Schäden (Hochwasser 1965, 1977, 1978). Ein Umdenken im Wasserbau führt ab 1990 zur Realisierung von 15 zunehmend grösser dimensionierten Revitalisierungsprojekten. So entsteht im Jahre 2002 die über 1.5 km lange und bis zu 120 m breite Aufweitung Schäffäuli bei Niederneunforn.

Im Rahmen des Rhone-Thur Projekts wurde die fischökologische Entwicklung der aufgeweiteten Thurabschnitte eingehend untersucht. Die wichtigsten Resultate sowie Schlussfolgerungen für den Wasserbau sind im folgenden Abschnitt dargestellt.

3 Fischökologische Analysen in der Thur

Zwischen den Jahren 2003 und 2008 führte die Eawag an der Thur zahlreiche fischökologische Untersuchungen durch (Hörger und Keiser, 2003; Capelli, 2005; Schager & Peter, 2005; Weber et al., 2008; Schager & Peter, 2008). Ausgewählte Flussabschnitte in den drei grössten Aufweitungen (Niederneunforn, Gütighausen, Pfyn) sowie in den angrenzenden kanalisierten Abschnitten wurden elektrisch befischt und die Fischlebensräume mit abiotischen Kenngrössen beschrieben (Tiefe, Fliessgeschwindigkeit, Unterstandsangebot etc.). Zusätzlich wurde der naturnahe Gewässerzustand anhand alter Quellen rekonstruiert: Von der 150-jährigen Wild-Karte des Kantons Zürich (Massstab 1:25'000) wurde der historische Flusslauf mittels GIS digitalisiert. Einen umfassenden Beschrieb der historischen Fischfauna gibt Wehrli (1892). Ausführlich dokumentiert er Vorkommen und relative Häufigkeit der einzelnen Fischarten im Unterlauf der noch unkanalisierten Thur.

Unsere Datengrundlage ermöglicht eine Einschätzung des Erfolgs der Revitalisierungsmassnahmen aus Sicht der Fischökologie. Einerseits können aufgeweitete und kanalisierte Abschnitte miteinander verglichen werden. Andererseits lässt sich durch den Vergleich mit den historischen Verhältnissen bestimmen, wie naturnah die heutige Flussmorphologie und Fischfauna sind.

3.1 Vielfalt des aquatischen Lebensraumes

In den beiden bisher grössten Flussaufweitungen Niederneunforn (1'500 m) und Güttighausen (900 m) wird eine grössere Vielfalt an Fischlebensräumen beobachtet als in der deutlich kürzeren Aufweitung bei Pfyn (<300 m) sowie in den

kanalisierten Vergleichsstrecken. In letzteren dominieren monotone Fliessverhältnisse mit mittleren Tiefen zwischen 30 und 90 cm und mittleren Fliessgeschwindigkeiten zwischen 10 und 50 cm/s (Abb. 1). In den beiden längeren Aufweitungen finden sich dagegen auch seichte, strömungsarme Uferzonen, tiefe Schnellen und tiefe Stillwasserbereiche. Gut strukturierte Lebensräume mit einem reichen Angebot an Fischunterständen sind aber sowohl in den kanalisierten Strecken wie auch in den Aufweitungen in der Minderheit (9 resp. 5 % der gesamten Wasserfläche im Winter 2005).

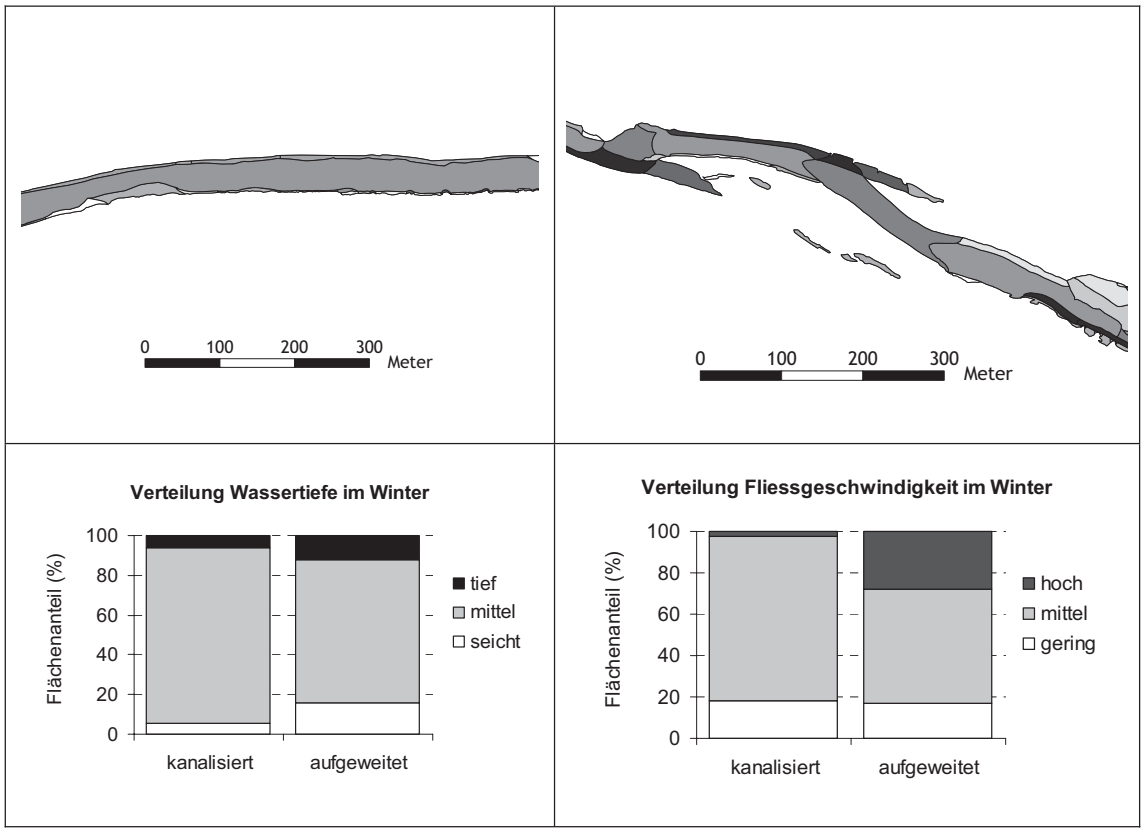


Abb. 1: Resultate einer GPS-Kartierung der Fischlebensräume. Oben: Habitatsvielfalt im kanalisierten Abschnitt bei Frauenfeld (links) und in der Aufweitung Schäffäuli bei Niederneunforn (rechts). Unterschiedliche Habitatstypen sind unterschiedlich schattiert. Unten: Vorkommen verschiedener Wassertiefen resp. Fliessgeschwindigkeiten über die gesamte kartierte Fläche.

Ein Zusammenhang zwischen der Länge der Aufweitungen und ihrem Lebensraum-Potential liegt nahe, lässt sich aber mit der kleinen Stichprobengrösse nicht statistisch erhärten. In Laborexperimenten zeigte Hunzinger (1998) jedoch, dass in einem System wie der Thur ein Abschnitt von mindestens 420 m Länge aufgeweitet werden muss, um die ursprünglich verzweigte Morphologie zu initiieren. Die Aufweitung in Pfyn ist kürzer, was anstelle einer Verzweigung zur Entwicklung von alternierenden Kiesbänken führt. Die hier vorherrschende Morphologie wird zusätzlich durch das Geschiebedefizit (Schälchli, 2005) sowie

durch die Lage der Aufweitung in einer leichten Kurve stabilisiert (L. Hunzinger, persönliche Mitteilung).

3.2 Fischartenspektrum und Individuendichte

Zwischen 2003-2008 sind für die Thur im Abschnitt Pfyn und Niederneunforn insgesamt 22 Fischarten dokumentiert (Schager & Peter, 2008). Trotz der unterschiedlichen Habitatsvielfalt unterscheidet sich das Artenspektrum in den kanalisierten und aufgeweiteten Abschnitten kaum. Die geringfügigen Unterschiede sind durch den Fang von einzelnen Individuen begründet.

Auch bezüglich Fischdichte besteht kein genereller Unterschied zwischen kanalisierten und revitalisierten Abschnitten. In beiden Abschnittstypen werden mehrheitlich geringe Dichten beobachtet (Abb. 2), nur im Herbst 2004 bzw. im Winter 2005 liegen in den Aufweitungen deutlich höhere Gesamtwerte vor. Die Variabilität zwischen den einzelnen befischten Strecken ist hoch.

Ein zeitlicher Trend ist nicht erkennbar. Die höchsten bisher dokumentierten Fischdichten in den einzelnen Strecken sowie auch die gemittelten Gesamtdichten sind im Herbst 2004 zu beobachten. Die letzten bislang durchgeführten Befischungen im Winter 2008 zeigen, dass sowohl in den Aufweitungen als auch in den kanalisierten Abschnitten extrem wenige Fische vorhanden sind.

Die verschiedenen Strukturtypen sind unterschiedlich dicht besiedelt: Generell beherbergen die gut strukturierten Lebensräume mehr Fische, unabhängig davon, ob sie in kanalisierten oder revitalisierten Abschnitten liegen. Strukturen wie Totholz, grosse Blöcke und unterspülte Ufer sind entsprechend wichtig. In Gewässern wie dem Unterlauf der Thur, der mehrheitlich von Cypriniden, d.h. Karpfenfischen wie Barben, Nasen, Schneidern oder Strömern, bewohnt wird (Übergang Äschen-Barbenregion), stellen diese vielfältig strukturierten Lebensräume wichtige Winterhabitate und Unterstände dar. Damit diese Strukturen ihre ökologische Funktion erfüllen können, müssen sie das ganze Jahr über verfügbar und für die Fische zugänglich sein, so auch bei extremen Abflussverhältnissen wie einem winterlichen Niederwasser. In einem natürlichen System ändert sich aufgrund der zeitlichen Dynamik zwar die Lage der einzelnen Habitats- und Unterstandstypen, ihr relativer Anteil bleibt aber über die Jahre ziemlich stabil (Arscott, 2002).

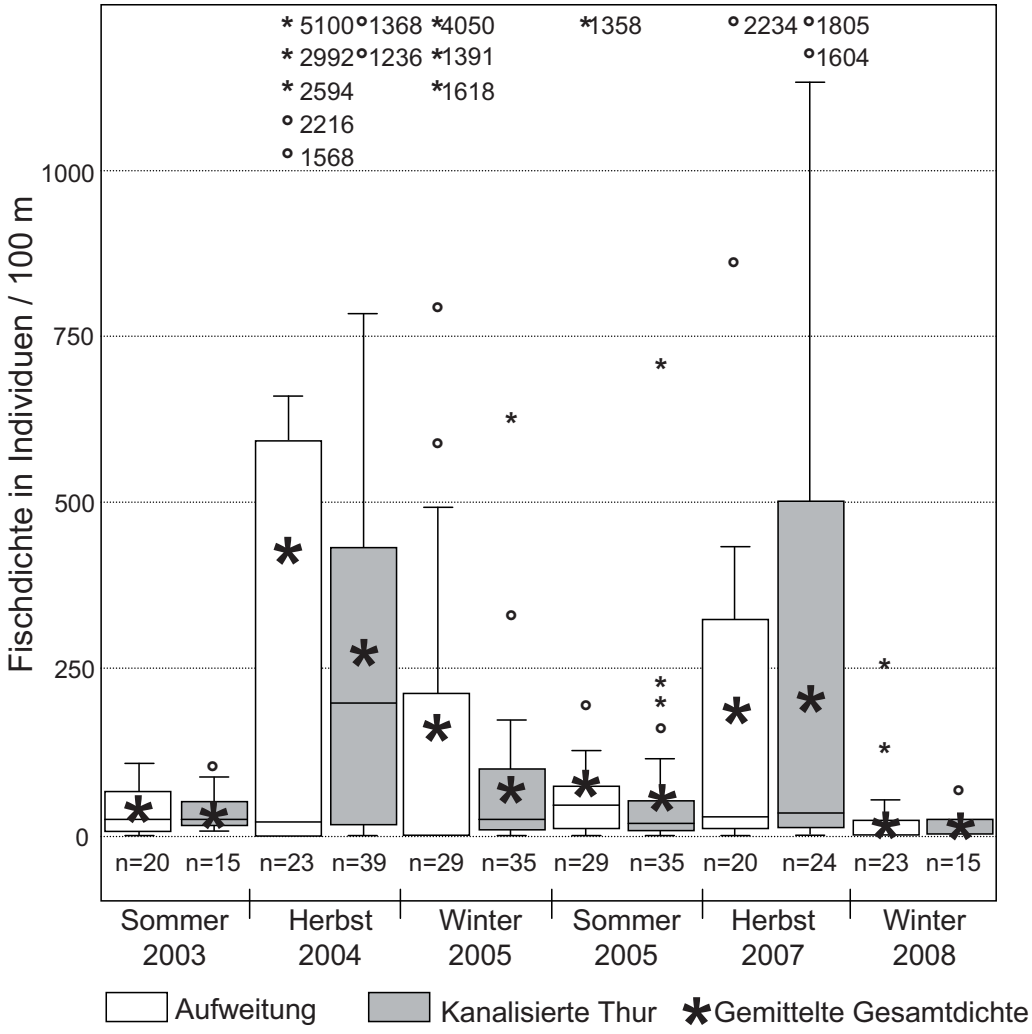


Abb. 2: Boxplot der Fischdichten in Ind/100 m getrennt nach Aufweitungen und kanalisierten Abschnitten. Die gemittelte Gesamtdichte ergibt sich aus der gesamten befischten Länge und der dazugehörigen Summe aller gefangenen Individuen.

Tiefe, strömungsberuhigte Hinterwasser werden in der Thur ausschliesslich in den Aufweitungen gefunden. In allen Untersuchungsjahren beobachten wir hier die höchsten Fischdichten, im Herbst 2004 beispielsweise 5'100 Individuen pro 100 m. Hinterwasser sind wichtige Rückzugsorte für Fische bei Hochwasser (Lusk et al., 2001) oder im Winter (Cunjak, 1996; Lusk et al., 2001). Sie tragen damit wesentlich zur Fähigkeit eines Fliessgewässers bei, sich nach Störungen wieder zu erholen (Sedell et al., 1990, Townsend et al., 1997).

Juvenile Nasen sind im Herbst 2007 nahezu ausschliesslich auf die Hinterwasser beschränkt. Diese für die Thur typische Zeigerart benötigt je nach Jahreszeit und Altersstadium unterschiedliche Lebensräume, die eng miteinander vernetzt sein müssen (Abb. 3). Zauner et al., (2001) zeigen dies deutlich anhand neu gestalteter Lebensräume im Stauwurzelbereich eines Kraftwerks an der Donau.

		Nase			
		Larve	Juvenil	Subadult	Adult
Strömung:	gering	**S**	**S+W**	**W**	
	mittel			**S**	
	stark			**S**	**S+W**
Tiefe:	gering	**S**	**S**	**S**	
	mittel		**W**	**W**	**S+W**
	gross		**W**	**W**	**S+W**
Habitat:	Flusshabitat				**S+W**
	Ufer	**S**	**S**	**S**	**S+W**
	Hinterwasser	**S**	**W**	**W**	
Strukturbezug:	gering				**S+W**
	mittel	**S**	**S+W**	**S+W**	
	gross				

Abb. 3: Überblick über die wichtigsten Lebensraumansprüche der Nase sowie die jahreszeitliche Habitatsnutzung (S = Sommer, W = Winter, S + W = saisonal unabhängig).

3.3 Naturnähe erreicht?

Mit einer Revitalisierung wird eine Verbesserung des ökologischen Zustands bezweckt, d.h. ein Flussabschnitt soll sich im Laufe der Zeit von einem beeinträchtigten Zustand in Richtung naturnaher Bedingungen entwickeln. Der Grad dieser Annäherung lässt sich mittels biologischer oder morphologischer Indikatoren bestimmen. Die Uferlinie ist ein Indikator für den Austausch des Flusses mit dem umgebenden Land (z.B. Eintrag von Totholz) sowie für die Habitatsvielfalt im Uferbereich (Tockner & Stanford, 2002; Woolsey et al., 2005). In den beiden längsten Aufweitungen ist die Uferlinie deutlich länger als in der kürzesten Aufweitung bei Pfyn sowie in den kanalisierten Vergleichsstrecken. Jedoch liegen alle heutigen Uferlängen markant unter jenen der unkanalisierten, verzweigten Thur um 1850. So erreicht auch die Aufweitung Schäffäuli nur ⅓ der ursprünglichen Uferlänge. Dieses Beispiel verdeutlicht den Stellenwert von naturnahen Referenzbedingungen in der Erfolgskontrolle: Erst die Gegenüberstellung mit der naturnahen Situation erlaubt die Abschätzung, ob mit der Revitalisierung tatsächlich eine erhöhte Naturnähe erreicht wurde (Chapman, 1999). Mit einem alleinigen Vergleich zwischen kanalisierten und revitalisierten Abschnitten ist dies nicht möglich.

Vergleicht man die aktuelle Fischartengemeinschaft mit der historisch dokumentierten, dann unterscheiden sich Artenvorkommen und Dominanzstruktur deutlich. Generell sind heute die anspruchsvollen Arten untervertreten: Um 1892 dominierten die strömungsliebenden Barben, Nasen, Schneider und Strömer die Gemeinschaft. Heute ist der wenig anspruchsvolle und gegenüber anthropogenen Einflüssen tolerante Alet neben dem Schneider die häufigste Fischart. Nasen und Barben sind heute nur noch unterrepräsentiert vorhanden.

Lachs und Flussneunauge, die früher aus der Nordsee über den Rhein zum Laichen in die Thur einwanderten, kommen nicht mehr vor. Die oligostenothermen, d.h. auf kühles Wasser angewiesenen Bachforellen und Groppen sind nur noch in sehr geringen Dichten bzw. nur als Einzeltiere vertreten.

Diese Analyse der spezifischen Ansprüche der einzelnen Fischarten an ihre Umwelt (Gildenansatz) ermöglicht interessante Rückschlüsse auf anhaltende Defizite oder unterbrochene Ökosystemprozesse. Beispielsweise liegt die Vermutung nahe, dass das oben erwähnte geringe Vorkommen der oligostenothermen Arten durch die monotonen Temperaturverhältnisse, d.h. das Fehlen von Kalt- und Warmwasserbereichen in der Thur (Frey et al., 2003) mitverursacht wird. An Sommertagen übersteigt die Wassertemperatur regelmässig 21 °C, ein Effekt, der in den vergangenen zwanzig Jahren weiter zugenommen hat (BUWAL et al., 2004). Deutliche Temperaturunterschiede gibt es heute nur noch bei den Einmündungen der Grundwasser-gespiesenen Binnenkanäle oder in seichten, langsam fliessenden Abschnitten an Kiesbänken (Frey et al., 2003). In naturnahen verzweigten Gewässern dagegen werden laterale Temperaturunterschiede von bis zu 15 °C beobachtet (Arscott et al., 2001).

Die Besiedlung des revitalisierten Lebensraumes durch die Fische ist in der Thur möglicherweise noch nicht abgeschlossen. Eine mehrjährige Erfolgskontrolle ist deshalb sinnvoll.

3.4 Vernetzung von Lebensräumen

Neben den lokalen Gegebenheiten muss auch die Lebensraumsituation in der gesamten Thur beachtet werden. In 65 % der unteren 90 km des Flusses ist die Ökomorphologie nach wie vor deutlich beeinträchtigt. Der Fluss ist durch Stauwehre fragmentiert oder führt Restwasser. Zahlreiche der typischen Fischarten der Thur unternehmen in ihrem Lebenszyklus längere Wanderungen und sind entsprechend auf eine funktionierende Längsvernetzung angewiesen. Somit sind Massnahmen zur Wiederherstellung der Vernetzung und Projekte in bereits gut vernetzten Flussabschnitten besonders erfolgsversprechend. Von isolierten Revitalisierungsmassnahmen ist dagegen abzusehen.

4 Durchgängigkeit

Im Handbuch zur Erfolgskontrolle wurde auch ein Indikator für die Beurteilung der Durchgängigkeit formuliert (Woolsey et al., 2005). Eine Verbesserung der Durchgängigkeit beinhaltet, die Aufwanderung der Fische und Makroinvertebraten sicherzustellen. Ist dies mit einer naturnahen Lösung, wie einer Aufweitung, nicht möglich, kann der Bau einer Blockrampe in Betracht gezogen werden.

Blockrampen werden dann als funktionsfähig betrachtet, wenn sie neben den wasserbaulichen Kriterien auch die ökologischen Anforderungen erfüllen. Alle aktuell im Gewässer vorkommenden Fischarten und deren verschiedene Altersstadien müssen entsprechend ihrer Dominanz das Bauwerk überwinden können (DVWK, 1996). Ebenfalls ist die potenziell natürliche Fischfauna zu berücksichtigen.

Eigene Untersuchungen an neugestalteten Blockrampen im Kanton Aargau zeigen, dass diese nur eingeschränkt passierbar sind. Die untersuchten Rampen in Wyna, Uerke und Rüederchen weisen ein Gefälle zwischen 3 und 10 % auf. Adulte Bachforellen schaffen den Aufstieg, junge Bachforellen jedoch nur teilweise. Für Kleinfische wie Groppe und Schmerle verläuft die Funktionskontrolle negativ.

Abb. 4 gibt einen groben Überblick über mögliche Gefälle der Blockrampen in den unterschiedlichen Fischregionen der Gewässer. Für die Rampenpassage setzen die Fische ihre maximale Schwimmgeschwindigkeit (Sprint) sowie ihr Sprungvermögen ein. Die Sprintgeschwindigkeit für Fische mit guter Schwimmleistung (z. B. Forelle) entspricht zirka 10-12 Körperlängen pro Sekunde, für Fische mit reduzierter Schwimmleistung (z. B. Brachse) nur 3-4 Körperlängen pro Sekunde. Sprintgeschwindigkeiten können nur über wenige Sekunden (< 20 s) aufrechterhalten werden. Für eine 30 cm lange Bachforelle beträgt die Sprintgeschwindigkeit zirka 3.6 m/s, für eine 30 cm lange Brachse hingegen nur 1.3 m/s. Diese unterschiedlichen Schwimmleistungen sind abhängig von der Fischregion speziell zu berücksichtigen.

Fischregion	**Typische Fischarten**	**Rampenanforderungen**
Forellenregion	nur Bachforelle Bachforelle und Begleitarten (v.a. Groppe, Elritze, Schmerle)	Gefälle: maximal 1:8 bis 1:10 Gefälle: < 1:15 generell: lockere Bauweise
Äschenregion	Äsche, Bachforelle, Groppe, Elritze, Schmerle, Strömer, Schneider, Hasel, Aal	Gefälle: 1:20 bis 1:30 lockere Bauweise mit Abflusshindernissen
Barbenregion	Barbe, Nase, Alet, Gründling, Egli, Rotauge, Laube, Aal, Trüsche, Hecht	Gefälle: 1:40 bis 1:100 lockere Bauweise mit Abflusshindernissen

Abb. 4: Anforderungen an Blockrampen in Fliessgewässern. Das empfohlene Rampengefälle ist vor allem von den vorkommenden Fischarten abhängig. Nähere Angaben zur fischereilichen Zonierung sind in Schager & Peter (2004) zu finden. Diese Angaben sind Richtwerte und in jedem Fall der aktuell vorhandenen Fischfauna anzupassen.

5 Zusammenfassung

Weltweit werden Fliessgewässer mit grossem finanziellen und personellen Aufwand revitalisiert, so auch in der Schweiz. Meist steht dabei die Wiederherstellung einer naturnahen Gewässerstruktur im Vordergrund, von der man sich eine positive Wirkung auf die aquatischen Lebewesen erhofft. In zahlreichen Projekten ist diese biologische Reaktion aber bisher ausgeblieben (Roni, 2005).

Aus den fischökologischen Arbeiten an der Thur sowie den Blockrampenuntersuchungen ergeben sich folgende Empfehlungen für die Revitalisierungspraxis und insbesondere für den Wasserbau:

- **Prioritäre Strecken auswählen**: Isolierte Gewässerabschnitte können durch Organismen schwerlich besiedelt werden, auch wenn sie eine gute Struktur aufweisen. Revitalisierungen sollen speziell dort durchgeführt werden, wo lange zusammenhängende Strecken mit naturnahem Charakter entstehen können.
- **Längsvernetzung sicherstellen**: Eine rasche Besiedlung ehemalig monotoner Strecken durch Fische ist nur bei gegebener Längsvernetzung möglich. Der jeweiligen Fischregion angepasste Blockrampen beschleunigen die Besiedlung.
- **Flusstypspezifische Leitbilder formulieren**: Der Erfolg einer Revitalisierungsmassnahme lässt sich nur im Vergleich mit einer naturnahen Referenz messen. Für jedes Projekt braucht es ein flusstypspezifisches Leitbild, welches für alle ökologisch relevanten Gewässermerkmale langfristige Entwicklungsziele festhält (z.B. Abflussregime, Raum, Flora, Fauna). Ziel der Revitalisierungsmassnahme ist ein dynamisches, sich selbst regulierendes Gewässer.
- **Grossräumig planen**: Revitalisierungen sind möglichst grossräumig zu planen (z. B. Aufweitungen von mehreren Kilometern Länge), bei kleinräumigen Revitalisierungen stellt sich der ökologische Erfolg selten ein.
- **Konfliktsituationen frühzeitig erkennen**: Durch den frühen Einbezug aller betroffenen Interessensgruppen werden Konfliktsituationen entschärft.
- **Synergien nutzen**: Erfolgreiche Projekte berücksichtigen wasserbauliche und ökologische Ansprüche bereits in der Planungsphase.
- **Erfolg dokumentieren**: Mit einer Erfolgskontrolle ist die Entwicklung einer Revitalisierung anhand zielspezifischer Indikatoren zu dokumentieren. Diese beinhaltet einen Vorher-Nachher Vergleich sowie ein langfristiges Monitoring.

Referenzen

Arscott, D.B., Tockner, K., Ward, J.V. (2001): Thermal heterogeneity along a braided floodplain river (Tagliamento River, NE Italy). Can. J. Fish. and Aquat. Sciences, 58, 2359 - 2373.

Arscott D.B., Tockner K., Ward J.V. (2002): Aquatic habitat dynamics along a braided alpine river ecosystem (Tagliamento River, NE Italy), Ecosystems, 5, 802-814.

Baumann, M., Enz A. (2007): Die 2. Thurkorrektion im Thurgau - ein Fluss verändert sich. Mitteilungen der Thurg. Naturforschenden Gesellschaft, 62, 34 - 57.

BUWAL, BWG, MeteoSchweiz (2004): Auswirkungen des Hitzesommers 2003 auf die Gewässer. Schriftenreihe Umwelt, 369, 173 S.

Capelli, F. (2005): Indikatoren für die Evaluation von Revitalisierungsprojekten in der Praxis - eine Pilotstudie an der Thur, Dipl.arbeit ETHZ, 83 S.

Chapman, M.G. (1999): Improving sampling designs for measuring restoration in aquatic habitats, Journal of Aquatic ecosystem stress and recovery, 6, 235 - 251.

Cunjak, R.A. (1996): Winter habitat of selected stream fishes and potential impacts from land-use activity. Can. J. Fish. and Aquat. Sciences, 53, 267 - 282.

DVWK (1996): Fischaufstiegsanlagen - Bemessung, Gestaltung, Funktionskontrolle. 110 S.

Frey, M., Schmid, M., Wüest, A. (2003): Einfluss von Aufweitungen auf das Temperaturregime der Thur, Eawag Kastanienbaum, 36 S.

Hörger, C., Keiser, Y. (2003): Verbreitung und Habitatansprüche der Fische in der Thur unter spezieller Berücksichtigung des Strömers (Leuciscus souffia), Dipl.arbeit ETHZ, 107 S.

Hostmann, M., Buchecker, M., Ejderyan, O., Geiser, U., Junker, B., Schweizer, S., Truffer, B., Zaugg Stern, M. (2005): Wasserbauprojekte gemeinsam planen. Handbuch für Partizipation und Entscheidungsfindung bei Wasserbauprojekten, Eawag, WSL, LCH-EPFL, VAW-ETHZ 48 S.

Hunzinger, L.M. (1998): Flussaufweitungen - Morphologie, Geschiebehaushalt und Grundsätze für die Bemessung, VAW-Mitteilungen, 159, 206 S.

Lusk, S., Halacka, K., Luskova, V. (2001): Annual dynamics of the fish stock in a backwater of the River Dyje, Regulated Rivers - Research & Management, 17, 571 - 581.

Notter, B., Aschwanden, H., Klauser, H., Staub, E., v. Blücher, U. (2007): Ökomorphologischer Zustand der Schweizer Fliessgewässer: Zwischenauswertung aufgrund der Erhebungen aus 18 Kantonen, Bundesamt für Umwelt, 9 S.

Roni, P., Hanson, K., Beechie, T.J., Pess, G.R., Pollock, M.M., Bartley, D.M. (2005): Habitat rehabilitation for inland fisheries. Global review of effectiveness and guidance for rehabilitation of freshwater ecosystems, FAO Rome, 116 S.

Schager, E., Peter, A. (2004): Methoden zur Untersuchung und Beurteilung der Fliessgewässer. Fische Stufe F (flächendeckend), Mitteilungen zum Gewässerschutz, 44, 63 S.

Schager, E., Peter A. (2005): Bedrohte strömungsliebende Cypriniden in der Thur: Status und Zukunft. Studie im Auftrag von: AWEL Zürich, Departement für Bau und Umwelt Thurgau, Amt für Jagd und Fischerei St. Gallen; Eawag Kastanienbaum, 76 S.

Schager, E., Peter, A. (2008): Fischökologisches Monitoring Thur - Aufweitung Schäffäuli 2007/2008, Eawag Kastanienbaum, ca. 35 S.

Schälchli, U. (2005): Mathematische Modellierung des Geschiebehaushalts der Thur und des Sitter-Unterlaufs, VAW-Mitteilungen, 190, 121 - 135.

Sedell, J. R., Reeves, G.H., Hauer, F.R., Stanford, J.A., Hawkins, C.P. (1990): Role of refugia in recovery from disturbances: modern fragmented and disconnected river systems, Environmental Management, 14, 711 - 724.

Tockner, K., Stanford, J.A. (2002): Riverine flood plains: present state and future trends." Environmental Conservation, 29, 308 - 330.

Townsend, C.R., Scarsbrook, M.R., Dolédec, S. (1997): The intermediate disturbance hypothesis, refugia, and biodiversity in streams, Limnology and oceanography, 42, 938 - 949.

Weber, C., Schager, E., Peter, A. (2008): Habitat diversity and fish assemblage structure in local river widenings: a case study on a Swiss river." River Res. and Applic. (in press).

Wehrli, E. (1892): Fischleben der kleineren thurg. Gewässer. Beitrag zu einer Fauna des Kantons Thurgau, Mitteilungen der Thurg. Naturforschenden Gesellschaft, 10, 61 - 104.

Woolsey, S., Weber, C., Gonser, T., Hoehn, E., Hostmann, M., Junker, B., Roulier, C., Schweizer, S., Tiegs, S., Tockner, K., Peter, A. (2005): Handbuch für die Erfolgskontrolle bei Fliessgewässerrevitalisierungen, Eawag, WSL, LCH-EPFL, VAW-ETHZ, 112 S.

Zauner, G., Pinka, P., Moog, O. (2001): Gewässerökologische Evaluierung neugeschaffener Schotterstrukturen im Stauwurzelbereich des Kraftwerks Aschach, BOKU Wien, 132 S.

Adresse der Autoren

Armin Peter, Biologe, Dr. sc. nat.
Abteilung Fischökologie und Evolution
Eawag
CH-6047 Kastanienbaum
E-Mail: armin.peter@eawag.ch



Eva Schager, Biologin, MSc
Abteilung Fischökologie und Evolution
Eawag
CH-6047 Kastanienbaum
E-Mail: eva.schager@eawag.ch



Christine Weber, Biologin, Dr. sc. nat.
Abteilung Fischökologie und Evolution
Eawag
CH-6047 Kastanienbaum
E-Mail: christine.weber@eawag.ch



Wertach vital – Gesamtkonzept zur Verbesserung von Ökologie, Hochwasserschutz und Landschaftsbild

W. Schilling, R. Zimmermann, A. Ringler, A. Hartlieb

1 Einleitung

Die Wertach ist ein linker Nebenfluss des Lechs mit einer Gesamtlänge von rund 150 km. Sie entspringt im Allgäu nahe der Grenze zu Österreich, die Größe des Gesamteinzugsgebietes beträgt 1.260 km².

Wie viele andere Flüsse auch, wurde die Wertach im 19. und Anfang des 20. Jahrhunderts begradigt. Dies führte unmittelbar vor den Toren der 250.000 Einwohnerstadt Augsburg zu immer größeren Uferanbrüchen und einer nicht aufzuhaltenden Sohleintiefung und zwang die zuständigen Behörden Ende der 90'er Jahre zu handeln.

Das Projekt Wertach vital wurde vom Wasserwirtschaftsamt Donauwörth ins Leben gerufen, um die Sohllage zu sichern sowie Ökologie und Hochwasserschutz nachhaltig zu verbessern.

2 Projektgebiet

Das Projektgebiet erstreckt sich von der rund 5 km südlich von Augsburg befindlichen Staustufe Inningen bis zur Mündung der Wertach in den Lech in Augsburg. Die Gesamtlänge des Projektgebietes beträgt rund 13 km.

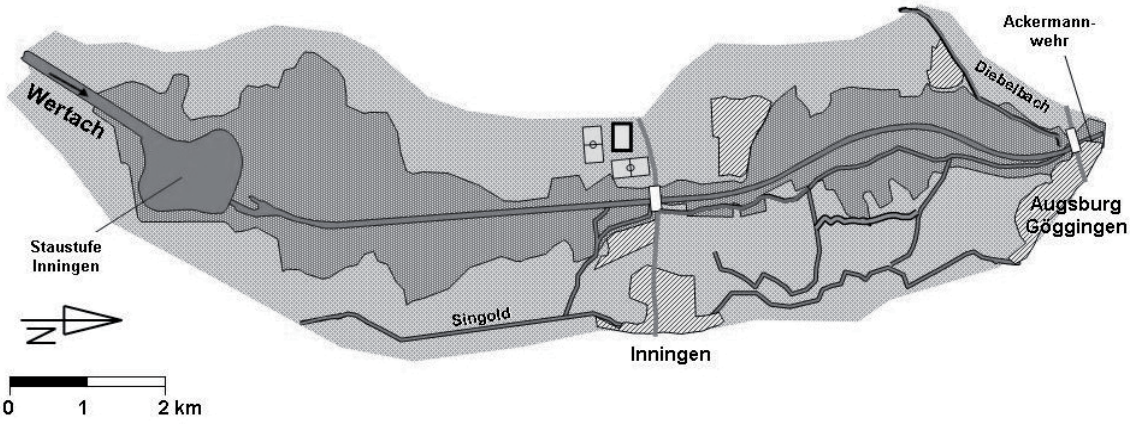


Abb. 1: Projektgebiet Wertach vital, südlicher Bereich.

Im Rahmen dieses Beitrages wird auf den zwischenzeitlich nahezu fertig gestellten 5 km langen, südlichen Bereich zwischen der Staustufe Inningen und dem sogenannten Ackermannwehr in Augsburg-Göggingen eingegangen.

3 Problemstellung

3.1 Abfluss und Morphologie

Der wesentliche Teil des Einzugsgebietes der Wertach befindet sich im bayerischen Voralpenland. Im Bereich des Projektgebietes weist die Wertach folgende gewässerkundliche Hauptwerte auf:

- MNQ 6 m³/s,
- MQ 20 m³/s,
- HQ_1 185 m³/s,
- HQ_{100} 470 m³/s.

Zu Beginn der Projektplanung im Mai 1999 ereignete sich das sogenannte Pfingsthochwasser (Q = 430 m³/s), bei dem infolge einer Verklausung des Ackermannwehres große Teile Augsburgs überflutet wurden.

Eine Veränderung des natürlichen Abflussgeschehens findet durch den im Oberlauf befindlichen Grüntensee statt. Der Grüntensee wurde im Jahr 1962 in Betrieb genommen, um den Hochwasserschutz an der Wertach zu verbessern.

Das Projektgebiet befindet sich in einem etwa 3 km breiten, flachen Tal. Der Talraum ist im Mittel 2,7 ‰ in Richtung Norden geneigt.

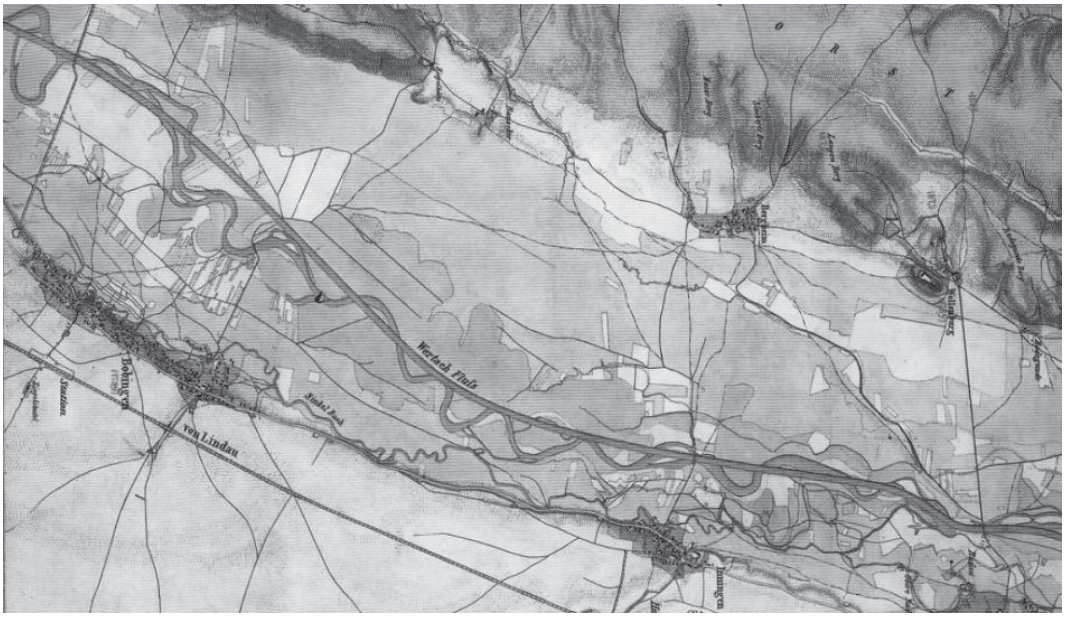


Abb. 2: Projektgebiet um das Jahr 1862.

Die Wertach war ehemals durch einen starken Geschiebetrieb mit einem verzweigten und mäandrierenden Flusssystem gekennzeichnet. In der obigen Abbildung ist neben dem ursprünglichen Verlauf auch bereits die Begradigung und Einengung des Flussbettes durch Korrektionsmaßnahmen dargestellt.

Um die nach der Korrektion rasch voranschreitende Eintiefung der Flusssohle zu kontrollieren, wurden im Anschluss feste Wehre und Staustufen errichtet. Der Geschiebetrieb kam dadurch nahezu vollständig zum Erliegen, lediglich im Projektgebiet war noch ansatzweise ein Geschiebetrieb gegeben, der eine fortschreitende Eintiefung des Flussbettes mit sich brachte. Das erwähnte Pfingst-Hochwasser 1999 führte im Mittel zu einer Eintiefung um 60 cm und trug rund 60.000 m³ Geschiebematerial aus.

Durch den jahrzehntelangen Austrag an Geschiebe hatte sich das mittlere Sohlgefälle der ersten 2,5 km bereits von 2,7 ‰ auf 1,0 ‰ reduziert.

Dennoch war die Endeintiefung noch bei weitem nicht erreicht. Das Grenzgefälle, bei dem das vorhandene Bettmaterial mit einem mittleren Korndurchmesser von 0,025 m (90 % des Materials sind kleiner als 0,065 m) stabil bleibt, liebt bei unter 0,25 ‰.



Abb. 3: Wertach bei Fkm 13,0 (unterstrom Staustufe Inningen) vor Baubeginn.

Die Wertach fließt im Projektgebiet in quartären Schotterschichten. Im Bereich der Staustufe Inningen sind die quartären Schotter nahezu aufgebraucht, weiter unterstrom liegt noch eine Mächtigkeit von 5 m und mehr vor.

Die Wertach ist im gesamten Bereich Vorflut für das anstehende Grundwasser und steht mit diesem in direktem Kontakt.

Unterhalb der quartären Schichten stehen tertiäre Schichten an, die sowohl als harte Flinzschichten als auch als hoch erosionsgefährdete Feinsande auftreten können.

3.2 Ökologie und Naherholung

In ökologischer Hinsicht war an der Wertach im Projektgebiet vor Beginn der Maßnahmen erheblicher Handlungsbedarf gegeben. Die Gewässerstruktur war verarmt, die Vernetzung von Gewässer und Auwald war unterbrochen, der Grundwasserstand im Auwald zu tief, die periodischen Überflutungen des Auwaldes fehlten, die ökologische Durchgängigkeit war unterbrochen und noch vorhandene Magerstandorte waren in ihrem Bestand bedroht.

Die Naherholung beschränkte sich vor der Durchführung der Maßnahmen im Wesentlichen auf die uferbegleitenden Wege im Auwald. Die Wertach selbst war aufgrund der sehr steilen, zum Teil sogar überhängenden Ufer nur schwer erreichbar.

3.3 Hochwasserschutz

Aufgrund der starken Eintiefung tritt die Wertach nur noch bei seltenen Ereignissen über die Ufer, teilweise wird sogar ein 100-jährliches Hochwasser noch mit einem ausreichenden Freibord innerhalb des Gewässerbetts abgeführt.

Dennoch sind in einigen Bereichen noch Deiche mit einer Höhe von bis zu 3 m erforderlich. Wie sich aus dem Pfingsthochwasser 1999 und entsprechenden hydraulischen Berechungen ergab, entsprachen die bestehenden Deiche, die im Wesentlichen in den 1960er Jahren errichtet wurden, nicht mehr den heutigen Regeln der Technik. Die Böschungen waren steil, der Aufbau der Deiche stark inhomogen, die Böschungskrone schmal und der Freibord zu gering.

4 Planungskonzept

4.1 Flussbau

Die Entwicklung des Planungskonzeptes wurde unter Führung des Wasserwirtschaftsamtes Donauwörth von der Versuchsanstalt für Wasserbau der TU München in Obernach (VAO) zusammen mit den Planungsbüros EDR aus München, Ökoplan aus Kösching und dem Geotechnischen Büro aus Augsburg durchgeführt.

In einem ersten Schritt wurde erwägt, die Gewässersohle der Wertach wieder anzuheben, um die Zeitintervalle der periodischen Überflutungen des Auwaldes

zu verkürzen und den Grundwasserstand im Auwald anzuheben. Aufgrund der großräumigen Auswirkungen auf Wohnbebauung war dieses Konzept jedoch nicht umsetzbar.

Als nächstes wurde in Betracht gezogen, die Gewässersohle durch in regelmäßigen Abständen angeordnete Rampen zu stabilisieren. Als Konsequenz aus dieser Lösung hätte sich eine Aneinanderreihung von kleinen Stauseen ergeben, was insbesondere aus ökologischen Gründen nicht mehr zeitgemäß ist und nur noch dort angewendet werden sollte, wo keine andere Möglichkeit gegeben ist.

Um den Fließgewässercharakter beizubehalten wurde weiterhin untersucht, den gesamten Streckenabschnitt so stark aufzuweiten, dass keine weitere Eintiefung mehr stattfindet. Diese Überlegung wurde aufgenommen, konnte aber nicht auf der gesamten Länge umgesetzt werden, da eine nicht mehr realisierbare Breite des Flussbetts erforderlich gewesen wäre.

Als dritte Möglichkeit kam nun der Einsatz eines sog. „Offenen Deckwerks“ zur Sprache. Dieses wurde Ende der 1990er Jahre an der VAO unter Leitung von Herrn Prof. J. Knauss im Rahmen der Promotion des Mitautors A. Hartlieb entwickelt und sollte nun zum ersten Male in größerem Umfang zum Einsatz kommen (Hartlieb, 1999).

Unter mehreren Varianten wurde dann eine Mischung aus den drei beschriebenen Möglichkeiten gemäß der folgenden Schemadarstellung gewählt.

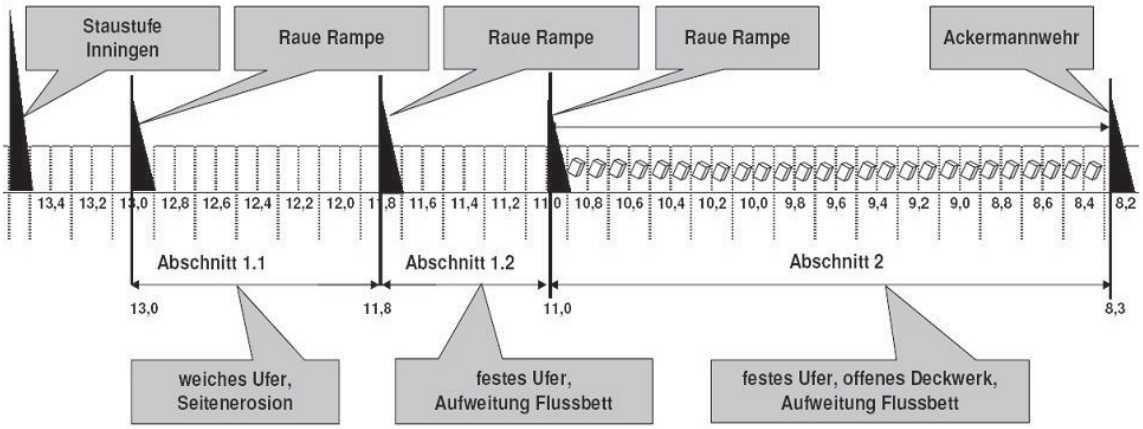


Abb. 4: Schemaübersicht der Sanierungsstrecke.

4.2 Hochwasserschutz

Um den Hochwasserschutz für die Stadt Augsburg zu gewährleisten waren einerseits bestehende Deiche zu sanieren und zu erhöhen, andererseits wurden die Deiche auch nach Möglichkeit zurückverlegt, um zusätzlichen Retentions-

raum zu schaffen. Als einheitliches Schutzziel wurde ein 100-jährliches Hochwasser zuzüglich eines Freibordes von 1 m angenommen.

Im Zusammenhang mit den Deichbaumaßnahmen wurde bereichsweise eine Verlegung von Seitengewässern erforderlich.

4.3 Ökologie

Die beschriebenen flussbaulichen und hochwasserschutztechnischen Konzepte wurden ergänzt durch verschiedene Maßnahmen, die der ökologischen Verbesserung im Planungsgebiet dienen.

Ziele waren insbesondere die Herstellung der Quervernetzung der Wertach mit der Aue, die Entwicklung einer Struktur- und Strömungsvielfalt mit Kiesinseln und Uferabbrüchen, eine periodische Überflutung von Auwald und die Herstellung der ökologischen Durchgängigkeit.

5 Maßnahmen

Aus den konzeptionellen Überlegungen und Festlegungen wurde schließlich die Entwurfsplanung für die einzelnen Maßnahmen erarbeitet.

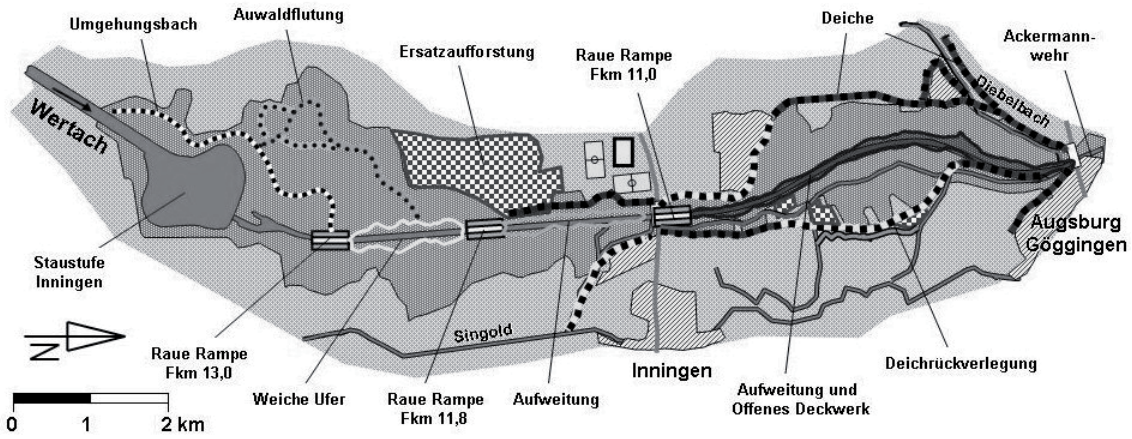


Abb. 5: Darstellung der Maßnahmen

Diese umfassen im dargestellten Projektgebiet im Wesentlichen:

- 3 Raue Rampen mit Höhen zwischen 1 m und 3 m,
- weiche Ufer auf einer Länge von 1,2 km,
- Flussaufweitungen auf einer Länge von 3,5 km,
- ein Offenes Deckwerk auf einer Länge von 2,7 km,
- Deichrückverlegungen auf einer Länge von 1,5 km und 0,5 km,

- Deichsanierungen auf einer Länge von rund 5 km,
- Umgehungsbach um die Staustufe Inningen,
- System zur Auwaldflutung aus der Staustufe Inningen.

6 Umsetzung

6.1 Raue Rampen

Die Rauen Rampen wurden als Schüttsteinrampen jeweils halbseitig während der Niedrigwasserperiode in den Wintermonaten hergestellt. Die beiden höheren Rampen bei Fkm 13,0 und 11,0 mit Höhen von 2 bzw. 3 m wurden mit einer Längsneigung von 1:25 und einem Tosbecken mit Nachbettversteinung hergestellt.



Abb. 6: Bau der Rauen Rampe Fkm 13,0.

Um eine optimale ökologische Durchgängigkeit zu gewährleisten, wurde jeweils ein Wanderkorridor angelegt. Bei Rampe Fkm 13,0 wurde aufgrund der anstehenden Feinsande zudem ein Filtergeotextil eingebaut.

Die mittlere Rampe bei Fkm 11,8 wurde mit einer Neigung von 1:33 hergestellt, hier wurden auf das Deckwerk zudem Riegelsteine aufgebracht, um die Strömungsvielfalt noch weiter zu erhöhen.

6.2 Flussaufweitung und Offenes Deckwerk

Zwischen Rampe Fkm 13,0 und Fkm 11,8 wurde die Uferversteinung entnommen und so der freien Entwicklung bis zu 100 m Breite je Uferseite übergeben. Daran anschließend wurde die Wertach zwischen Fkm 11,8 und Fkm 11,0 von ursprünglich rund 35 auf bis zu 70 m aufgeweitet.



Abb. 7: Einbau Offenes Deckwerk mit Hydraulikbagger.

Unterstrom von Fkm 11,0 erfolgte nach der Aufweitung des Flussbetts auf bis zu 100 m der Einbau eines Offenen Deckwerks. Das Offene Deckwerk wurde mit dem aus der Uferaufweitung gewonnenen Kiesmaterial überdeckt. Aufgrund der Gewässeraufweitung und der Bauzeit während des Niedrigwasser-Zeitraums in den Wintermonaten war es möglich, das Offene Deckwerk auf wirtschaftliche Art und Weise mit Hydraulikbaggern herzustellen. Im Zuge der Aufweitung wurde auch die Uferversteinung neu hergestellt und wieder mit Kiesmaterial überdeckt.

6.3 Deichbaumaßnahmen

Sowohl die Deichneubauten als auch die Deichsanierungen wurden mit dem aus den Flussaufweitungen vor Ort gewonnenen, bindigen Material hergestellt, so dass ein Großteil des Materials innerhalb der Baustelle mit entsprechenden Großgeräten verbaut werden konnte. Dadurch blieb die Belastung für die Anwohner gering, zudem ergab dies auch deutliche Kostenvorteile.

6.4 Erste Erfahrungen

Mehrere mittlere Hochwasserabflüsse (HQ_3 – HQ_{20}) zeigen bislang eine sehr gute Wirksamkeit der Maßnahmen. Der erste Abschnitt ohne Ufersicherung setzt bei größeren Abflüssen dosiert Geschiebe frei. Dieses führt zumindest vorübergehend zu einer Sohlaufhöhung in diesem Abschnitt. In den aufgeweiteten Bereichen unterhalb unterstützt der Eintrag die dynamischen Bettbildungsprozesse. Untersuchungen der TU München bestätigen die Belastbarkeit des Offenen Deckwerks.

7 Akzeptanz

Die gesamte Maßnahme wurde als offene Planung von Beginn an mit den beteiligten Fachbehörden und Institutionen aus Wasserwirtschaft, Naturschutz, Fischerei, Forst und Landwirtschaft betrieben. Hierzu fanden in regelmäßigen Abständen Arbeitsgruppensitzungen statt, in denen die jeweiligen Planungsalternativen aufgezeigt und die weitere Vorgehensweise festgelegt wurde.

Parallel fanden auch Bürgergruppensitzungen statt, bei denen interessierte und betroffene Bürger aktiv am Planungsprozess beteiligt wurden.

Aufgrund der frühzeitigen Einbindung der entsprechenden Fachstellen konnten die Genehmigungsverfahren ohne Einwände von fachlicher Seite durchgeführt werden.

Die anfänglich von Anwohnern vorgebrachten Proteste gegen die Maßnahme sind zwischenzeitlich breiter Zustimmung gewichen.



Abb. 8: Luftbild mit ausgeweitetem Flussbett.

8 Zusammenfassung

Als Folge von Korrektionsmaßnahmen und Geschiebedefizit hat sich die Wertach im vergangenen Jahrhundert massiv eingetieft und so zu einem monotonen Kanal entwickelt.

Im Rahmen des Projektes Wertach vital wurde in den vergangenen Jahren im Bereich südlich von Augsburg auf einer Länge von 5 km ein ganzheitliches Konzept zur Stabilisierung der Gewässersohle, zur Schaffung von zusätzlichem Retentionsraum, zur Verbesserung des Hochwasserschutzes für die Stadt Augsburg sowie zur Aufwertung von Ökologie und Landschaft umgesetzt.

Erstmals kam im großen Umfang ein Offenes Deckwerk zum Einsatz, das eine wirtschaftliche Alternative zur klassischen Sohlstützung durch Querbauwerke darstellt.



Abb. 9: Flussbett nach Umsetzung der Maßnahme.

Referenzen

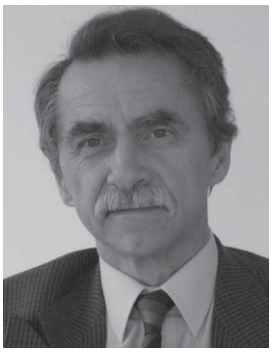
Knauss, J., (2000): Theoretische Untersuchungen zur naturnahen Sanierung der eingetieften Wertach zwischen der Staustufe Inningen und dem Gögginger Wehr (Fluss-km 13,5 bis 8,275), Technische Universität München, im Auftrag des Wasserwirtschaftsamtes Donauwörth.

Hartlieb, A., (1999): Offene Deckwerke, eine naturnahe Methode zur Sohlstabilisierung eintiefungsgefährdeter Flussabschnitte, Bericht Nr. 85 des Institutes für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TUM.

Grebmayer, T., (1999): Geologische Untersuchungen der Flusssohle zwischen Fkm 8 und 14, Bayerisches Landesamt für Wasserwirtschaft.

Adresse der Autoren

Ltd. Baudirektor Wolfgang Schilling
Wasserwirtschaftsamt Donauwörth
Förgstraße 23
D-86609 Donauwörth
E-Mail: poststelle@wwa-don.bayern.de



Bauoberrat Rainer Zimmermann
Wasserwirtschaftsamt Donauwörth
Förgstraße 23
D-86609 Donauwörth
E-Mail: poststelle@wwa-don.bayern.de



Dipl.-Ing. Univ. Andreas Ringler
Ingenieurbüro EDR GmbH
Dillwächterstraße 5
D-80686 München
E-Mail: a.ringler@edr-muc.de



Dr.-Ing. Arnd Hartlieb
Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft
Technische Universität München
Obernach
D-82432 Walchensee
E-Mail: a.hartlieb@bv.tum.de



INTERNATIONALES SYMPOSIUM 2008 ZÜRICH

NEUE ANFORDERUNGEN AN DEN WASSERBAU

VERSUCHSANSTALT FÜR WASSERBAU,
HYDROLOGIE UND GLAZIOLOGIE, ETH ZÜRICH



Sanierung Untere Salzach: Naturschutz im Spannungsfeld zwischen Erhaltung und Veränderung

W. Schuardt, S. Raudaschl, M. Fuchs

1 Einführung

Die Untere Salzach ist Grenzfluss zwischen Deutschland und Österreich. Die Salzachauen gehören mit ihrer einzigartigen Vogelwelt und der Vielzahl an geschützten und bedrohten Tier- und Pflanzenarten zu den artenreichsten Auengebieten beider Länder. Schutzgebietsverordnungen und die Aufnahme in das europäische Schutzgebietsnetzwerk Natura 2000 sollen die dauerhafte Erhaltung dieser Landschaft sichern.

Das Fundament einer langfristigen Erhaltung dieses artenreichen Auen-Ökosystems bilden naturnahe flussmorphologische Verhältnisse. Die rasch fortschreitende Eintiefung der Salzachsohle bewirkt jedoch eine Entkopplung von Fluss und Aue und stellt somit auch für die Pflanzen- und Tierwelt eine Gefährdung dar. Mit den geplanten Sanierungsmaßnahmen wird eine Wiederherstellung des – aktuell gestörten - Gleichgewichts zwischen der Salzach und ihrer Aue angestrebt. Sie sind somit ein Beitrag zur Redynamisierung der Auen im Sinne der Schutzziele der flussbegleitenden FFH- und SPA-Gebiete und dienen der Umsetzung der Wasserrahmenrichtlinie (WRRL).

Die Ansprüche an ein Gebiet derartiger Ausprägung sind vielfältig und jegliche Maßnahmen und Veränderungen stehen in einem gesellschaftlichen Kontext. Neben dem Naturschutz sind vor allem auch die Belange der Forstwirtschaft, der Landwirtschaft und der Fischerei zu berücksichtigen. Darüber hinaus bieten die Salzachauen vielfältige Möglichkeiten für Freizeit- und Erholung.

Sowohl für das Bundesland Bayern (Deutschland) als auch für das Bundesland Salzburg (Österreich) sind im Rahmen der Genehmigungsverfahren landschaftsplanerische Fachbeiträge und Einreichunterlagen wie Umweltverträglichkeitsstudie, Landschaftspflegerischer Begleitplan, spezielle artenschutzrechtliche Prüfung, Natura 2000–Verträglichkeitsstudie, ökologische Begleitplanung und Forstoperat erforderlich. In den Genehmigungsunterlagen werden die Auswirkungen der wasserbaulichen Maßnahmen insbesondere auf Lebensräume sowie Tiere und Pflanzen dargestellt.



Abb. 1: Auwald, Fluss und Kiesbank als typische Lebensräume der Aue.



Abb. 2: Äskulapnatter, Fischotter und Gelbbauchunke in den Salzachauen.

2 Leitbild

Leitbild des Projektes „Sanierung Untere Salzach“ ist die Salzach vor der Regulierung im 19. Jahrhundert. Damals war die Untere Salzach ein typischer dealpiner Fluss mit einem verzweigten, durch ständige Umlagerung geprägten Flussbett. Die Dynamik war das Wesen der Aue. Sie befand sich in einer ständigen Veränderung. Immer wieder entstanden neue Gewässer und bestehende landeten auf. So formte sich ein vielgestaltiges System aus Haupt- und Seitenarmen, Rinnen und Altwassern mit unterschiedlichen Fließgeschwindigkeits- und Substratsverhältnissen.

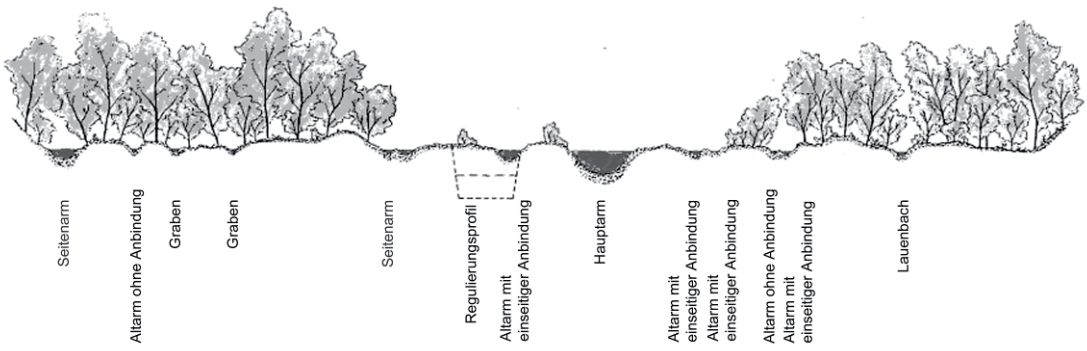


Abb. 3: Die Salzach im Bereich von Anthering 1817 (schematische Darstellung).

Die Vielfalt der Standortsbedingungen spiegelte sich in der Vielfalt der Lebensräume mit ihren charakteristischen Tier- und Pflanzenarten wider. Größtenteils unbewachsene Kies- und Sandbänke wechselten mit Annuellenfluren, Brennen, Hochstaudenfluren und lückigen oder dichter geschlossenen Weidengebüschen ab und ergaben ein mosaikartig ineinander greifendes Gesamtbild.

Dieser Zustand kann durch die Maßnahmen des Projektes nicht wiederhergestellt werden. Zu gravierend sind die Folgen der Korrektionen seit 1820 und die bestehenden Restriktionen durch z. B. Siedlungen und Verkehrswege. Trotzdem soll im Rahmen der heutigen Gegebenheiten eine Annäherung an das Leitbild mit Wiederherstellung der Vernetzung von Fluss und Aue und Zulassen einer Dynamik wenigstens in Teilbereichen erreicht werden.

3 Wasserwirtschaftliche Ziele

Die Sanierung der Unteren Salzach ist ein wasserwirtschaftliches Projekt, das aus entsprechenden Haushaltsmitteln der beiden Anliegerstaaten sowie aus EU-Fördermitteln finanziert wird. Durch die Wiederherstellung langfristig stabiler flussmorphologischer Verhältnisse soll der fortschreitenden Flussbetteintiefung Einhalt geboten werden.

Das Projekt entspricht den Zielvorgaben der WRRL und trägt wesentlich dazu bei, den „guten ökologischen Zustand“ bzw. „das ökologische Potenzial“ zu erreichen.

4 Naturschutzfachliche Ziele

Innerhalb von Naturschutzkreisen bestehen grundsätzlich unterschiedliche Auffassungen hinsichtlich der naturschutzfachlichen Ziele. So kann die statische, konservierende Auffassung vertreten werden, bei der es vor allem um die Erhaltung bestehender Lebensräume in der gegenwärtigen Ausprägung geht oder es

kann eine dynamische Haltung eingenommen werden, die eher das Gesamtsystem über einen längeren Zeitraum betrachtet und entsprechend seiner ökologischen Charakteristik Veränderungen zulässt oder fördert.

Mit der Aufnahme weiter Teile der Salzachaue in das europäische Schutzgebietsnetzwerk Natura 2000 wurden entsprechende Erhaltungsziele konkretisiert.

Erhaltungsziele (Auswahl):

- Sicherung der natürlichen Entwicklung der ungenutzten Auwaldbereiche, insbesondere an den Innstauseen, an der Salzachmündung und im Deichvorland sowie auf neu entstehenden Waldblößen in den Au- und Leitenwäldern.
- Erhaltung der naturnahen Struktur und Baumartenzusammensetzung der Auwälder (Erlen-Eschen-Auwälder prioritär) mit ausreichendem Alt- und Totholzanteil.
- Erhaltung des Wasserhaushaltes, des natürlichen Gewässerregimes und der natürlichen Dynamik auf extremen Standorten.
- Erhaltung von Sonderstandorten wie Flutrinnen, Altwässer, Seigen und Verlichtungen. Erhalt der feuchten Staudensäume.

Unter dem Begriff “Erhaltung“ ist auch die “Wiederherstellung“ entsprechend der Begriffsdefinition der FFH-RL zu verstehen.

5 Wasserwirtschaft und Naturschutz

5.1 Sohlabstufung Fkm 51,9 und 55,4

Um die fortschreitende Sohleintiefung im Freilassinger Becken zu unterbinden, ist die Errichtung von zwei Sohlabstufungen vorgesehen, die das Sohlgefälle und damit die Sohlschubspannungen verringern. Dadurch wird die Anhebung der Sohle durch im Laufe der Zeit anlandendes Geschiebe erreicht. Die Sohlabstufungen sind flach geneigt und in eine Abfolge von Riegeln und Becken gegliedert, sodass die Passierbarkeit für Fische gegeben ist. Angesichts der insgesamt gleichförmigen Sohle der Salzach stellen sie dadurch bereichernde Strukturen im Gewässer dar.

Mit der Errichtung der beiden Sohlabstufungen ist die Veränderung der derzeitigen Gewässersohle und der Verlust von Auwald verbunden.

Gleichzeitig bilden die beiden Sohlabstufungen die Voraussetzung, den Grundwasserstand anzuheben und die Überflutungshäufigkeit zu erhöhen.



Abb. 4: Die Saalach-Rampe bei Feldkirchen als Beispiel für eine aufgelöste Sohlabstufung.

Obwohl die Sohlabstufungen technische Bauwerke darstellen, wird durch sie einer der wichtigsten naturschutzfachlichen Ziele, nämlich die Wiederanbindung der Aue an die Salzach erreicht und damit der Austrocknung der Aue entgegen gewirkt.

Trotz der positiven Wirkungen auf das Gesamtauensystem, ergab sich im Rahmen der Behördenabstimmung, dass für technische Bauwerke ein naturschutzrechtlicher Ausgleich zu erbringen ist.

5.2 Deichbauwerke als naturschutzfachlich hochwertigeLebensräume in der Aue

Die mageren Böschungen von Deichen (beispielsweise am Triebenbacher Deich auf bayerischer Seite des Projektgebietes) stellen in der insgesamt nährstoffreichen und intensiv landwirtschaftlich genutzten Aue wertvolle Standortsbedingungen dar. Im Laufe der Zeit haben sich vor allem auf den sonnenexponierten Deichböschungen hochwertige und blütenreiche Magerrasen entwickelt, die zahlreichen Tierarten wie Eidechsen, Schmetterlingen und Heuschrecken Lebensraum bieten.



Abb. 5: Triebenbacher Deich.

Bei der im Rahmen des Vorhabens notwendigen Sanierung bestehender Deiche werden die entstandenen und geschützten Magerrasen samt ihrer vielfältigen Tierwelt zunächst beseitigt. Sie können jedoch durch Verpflanzung der Grasnarbe wieder hergestellt werden.

Die Anlage von Deichbauwerken auf landwirtschaftlicher Nutzfläche schafft Potenzial für eine Aufwertung dieses artenarmen Lebensraums. Dazu werden die Deichböschungen mit nur geringer Humusandeckung hergestellt und bieten deshalb eine ideale Voraussetzung für die Entwicklung von Magerrasenflächen. Durch die Ansaat von Samen, die im Heudruschverfahren gewonnen werden, ist gewährleistet, dass sich die Magerrasen in einer für die Region standortstypischen und natürlichen Artenzusammensetzung entwickeln. Verglichen mit der insgesamt verarmten Flur stellt beispielsweise der Triebenbacher Deich als Hochwasserschutzbauwerk ein naturschutzfachlich hochwertiges Strukturelement dar und bietet Lebensraum für eine Vielfalt an bedrohten Tier- und Pflanzenarten.

5.3 Anbindung des Nebengewässersystems

Die Aue der ehemals furkierenden Salzach ist von einem verästelten System aus Rinnen und Mulden durchzogen, das infolge der fortgeschrittenen Gewässereintiefung nur noch selten vom Hochwasser durchströmt wird. Das Ausbleiben der Überflutungen und der abgesenkte Grundwasserspiegel hat die Ent-

wicklung von Auwald in den unter natürlichen Bedingungen waldfreien Rinnen ermöglicht.



Abb. 6: Reaktivierung des Mittergrabens in der Salzachaue.

Mit der Verlängerung des Laufes des Mittergrabens auf bayerischer Seite und der Anbindung der Kleinen Salzach an die Salzach durch Aktivierung vorhandener Rinnen auf der Salzburger Seite wird wieder mehr Wasser in die Aue gebracht.

Für die Umsetzung der Maßnahmen ist es erforderlich, den mehr oder minder dicht geschlossenen Auwald in den Rinnen zu beseitigen und die aufgelandeten Rinnen durch Maschineneinsatz zu vertiefen. Schon bald nach der Dotierung der Rinnen werden neue Lebensräume vor allem für Fische mit verbesserten Laichmöglichkeiten entstehen.

Trotz des Verlustes von Auwald, erfolgt mit der Wiederanbindung der Aue an die Salzach eine Annäherung an das Leitbild. Mit den Maßnahmen werden gleichermaßen die Vorgaben der WRRL und wesentliche Erhaltungsziele des FFH-Gebietes erreicht.

5.4 Weiche Ufer

Mit der Entfernung der Ufersicherung wird die selbstständige Aufweitung des Flussquerschnitts ermöglicht und die Salzach kann sich durch die beginnende eigendynamische Seitenerosion einen erheblichen Anteil des Kieses holen, den sie für die Auffüllung ihres eingetieften Bettes vor allem vor der Laufener Enge braucht („weiche Ufer“).

Keine andere Maßnahme benötigt mehr Fläche als die Weichen Ufer und keine andere Maßnahme führt zu mehr Verlust von Auwald. Die Salzach wird aber in diesen Teilbereichen aus ihrem engen Korsett befreit und erhält den Raum, den sie benötigt, um sich auf ihren ausgeglichenen Flussquerschnitt einzustellen. Ein natürlicher Vorgang, dem der Mensch in der Vergangenheit mit hohem Aufwand durch die Errichtung der Uferbefestigungen massiv entgegengewirkt hat.

Anstelle des Auwaldes entstehen Lebensräume neu, die ehemals den Charakter der Aue geprägt haben, jedoch infolge der fehlenden Dynamik nahezu gänzlich verschwunden sind. So ermöglichen die Weichen Ufer die Ausbildung eines vielgestaltigen Flusslebensraumes mit strukturreicher Sohle, Kiesbänken, unterschiedlichen Uferbereichen und “weiche“ Übergänge von Annuellenfluren über lückige Gebüschvegetation bis hin zum vorhandenen Auwald.

Der von den Weichen Ufern beanspruchte Auwald ist ein sekundärer Auwald, der sich in den flussnahen Bereichen erst durch die Uferverbauungen infolge der unterbundenen Umlagerung und Veränderungen der ehemaligen Uferbereiche entwickeln konnte. Nun kann sich der Fluss wieder den Raum nehmen, der ihm einst gehörte. Mit den „weichen Ufern“ kehrt ein Lebensraumtyp zurück, der einst ein Charakteristikum der dynamischen Aue war.

6 Ohne Veränderung keine Verbesserung

Die Salzachaue, zwar geschützt als FFH- und SPA-Gebiet sowie als Landschaftsschutzgebiet, weist derzeit statische Verhältnisse mit Tendenz zur weiteren Verschlechterung auf. Die Entkopplung der Aue von der Salzach führt zu einer Entwicklung der Auwälder zu Landwald und zur Verarmung der Aue an ihren natürlicherweise vorkommenden unterschiedlichen Lebensräumen und ihren charakteristischen Tier- und Pflanzenarten.

Das Zulassen von Veränderung ist die Voraussetzung für die Überführung der derzeit statischen Verhältnisse in ein dynamisches System. Veränderung bedeutet auch, gegebenenfalls hochwertige Lebensräume durch andere derzeit defizitäre, auetypische Lebensräume zu ersetzen und dynamische Prozesse als das charakteristische Merkmal der Aue wieder zuzulassen. Nur dadurch ist eine Verbesserung des Gesamtauensystems entsprechend dem Leitbild zu erreichen.

Es muss jedoch darauf hingewiesen werden, dass mit dem Verlust von Auwald zu Gunsten anderer Lebensraumtypen im Freilassinger Becken nur deshalb genehmigungsrechtlich keine erheblichen Auswirkungen auf den Lebensraumtyp Auwald verbunden sind, weil der Lebensraumtyp Auwald in ausreichender

Flächengröße vorhanden bleibt und keine erheblichen negativen Wirkungen auf das “Gebiet als solchem“ gesehen werden. Die Ergebnisse der Untersuchungen im Freilassinger Becken lassen sich deshalb nicht pauschal auf Gebiete mit anderen Vegetations- und Nutzungsverhältnissen übertragen.

7 Kommunikation

Die zunehmend häufiger auftretenden Hochwasser-Ereignisse machen wasserbauliche Maßnahmen an Flüssen nötig. Gleichzeitig sind Flusslebensräume wertvolle Bereiche in der meist ausgeräumten Landschaft, weil sie auf Grund ihrer Standortsbedingungen nur schwer land- oder forstwirtschaftlich nutzbar sind.

Planungen erfordern deshalb in erhöhtem Maße die intensive Zusammenarbeit von Wasserbau und Naturschutz. Dadurch können Synergien genutzt und eine insgesamt auf beide Belange abgestimmte Gesamtplanung erreicht werden. Gemeinsame Veranstaltungen, Diskussionen und der Gedankenaustausch tragen deshalb wesentlich dazu bei, Verständnis und Vertrauen auf beiden Seiten zu erzeugen.

8 Ergebnis

Alles ist im Fluss - auch die gesellschaftlichen Sichtweisen ändern sich. Vor allem hat der Mensch aus seinen Erfahrungen gelernt, dass die Natur nicht ohne Folgen zurückgedrängt und in ein Korsett gezwängt werden kann.

Im Rahmen der Sanierung der Unteren Salzach werden aus einem gesamtheitlichen Verständnis heraus neue Wege beschritten und man gibt dem Fluss wieder mehr Raum und Entwicklungsmöglichkeit.

Die Erfahrungen zeigen, dass sich durch gegenseitige Information und ständige Kooperation zwischen Wasserwirtschaft und Naturschutz der Planungsprozess optimieren lässt. Die Untere Salzach ist ein Beispiel dafür, wie aus einem Sanierungsfall win-win-Lösungen möglich werden, die in angemessener Weise den Anforderungen des Wasserbaus und Gewässerschutzes und denen des Naturschutzes gerecht werden können.

Referenzen

WRS. (2001): Wasserwirtschaftliche Rahmenuntersuchung Salzach, Fachbericht 10, Grundlagen, Methoden und Anwendung der ökologischen und naturschutzfachlichen Bewertung, Bayerisches Landesamt für Umwelt, Hof.

Wiesbauer H., Dopsch H. (2007): Salzach macht Geschichte, p 254, Salzburg.

Zusammenfassung

Die Salzachauen gehören mit ihrer einzigartigen Vogelwelt und der Vielzahl an geschützten und bedrohten Tier- und Pflanzenarten zu den artenreichsten Auengebieten Österreichs und Deutschlands. Leitbild des Projektes „Sanierung Untere Salzach“ ist die Salzach vor der Regulierung im 19. Jahrhundert mit dynamischen Verhältnissen und einem verzweigten, durch ständige Umlagerung geprägten Flussbett. Die Vielfalt der Standortsbedingungen spiegelte sich in der Vielfalt der Lebensräume mit ihren charakteristischen Tier- und Pflanzenarten wider.

Die Sanierung der Unteren Salzach entspricht den Zielvorgaben der WRRL und trägt wesentlich dazu bei, den „guten ökologischen Zustand“ bzw. „das ökologische Potenzial“ zu erreichen. In Naturschutzkreisen bestehen unterschiedliche Auffassungen hinsichtlich der Erhaltung bestehender Lebensräume oder dem Zulassen von Veränderung mit Blick auf das Gesamtsystem über einen längeren Zeitraum.

Anhand ausgewählter Maßnahmen wird aufgezeigt, dass das Zulassen von Veränderung die Voraussetzung für die Überführung der derzeit statischen Verhältnisse in ein dynamisches System ist. Veränderung bedeutet dabei auch, gegebenenfalls hochwertige Lebensräume durch andere derzeit defizitäre, auetypische Lebensräume zu ersetzen und dynamische Prozesse als das charakteristische Merkmal der Aue wieder zuzulassen. Nur dadurch ist eine Verbesserung des Gesamtauensystems entsprechend dem Leitbild zu erreichen. Es wird darauf hingewiesen, dass die Ergebnisse aus dem Freilassinger Becken nicht pauschal auf Gebiete mit anderen Vegetations- und Nutzungsverhältnissen übertragen werden können.

Im Rahmen der Sanierung der Unteren Salzach werden aus einem gesamtheitlichen Verständnis heraus neue Wege beschritten. Angesichts der Erfahrungen zeigt sich, dass sich durch gegenseitige Information und ständige Kooperation zwischen Wasserwirtschaft und Naturschutz der Planungsprozess optimieren lässt. Die Untere Salzach ist ein Beispiel dafür, wie aus einem Sanierungsfall win-win-Lösungen möglich werden, die in angemessener Weise den Anforderungen des Wasserbaus und Gewässerschutzes und denen des Naturschutzes gerecht werden können.

Adresse der Autoren

Wolfgang Schuardt
Landschaftsarchitekt
Marienstraße 9
D-83278 Traunstein
E-Mail: wolfgang.schuardt@buero-schuardt.de



Sabine Raudaschl
REVITAL Ziviltechniker GmbH
Nußdorf 71
A-9990 Nudorf-Debant
E-Mail: s.raudaschl@revital-zt.com



Manfred Fuchs
Akademie für Naturschutz und Landschaftspflege
Seethalerstraße 6
D-83410 Laufen
E-Mail: manfred.fuchs@anl.bayern.de





Monitoring nach der EU-Wasserrahmenrichtlinie an kleinen Gewässerabschnitten

K. Schwarzwälder

1 Einleitung

Die Wasserrahmenrichtlinie (WRRL) der EU, die im Dezember 2000 in Kraft getreten ist, fordert, die Gewässer innerhalb von 15 Jahren ab Inkrafttreten in einen potentiell natürlichen Zustand mit einer Gewässerstrukturgüte von mindestens zwei zu versetzten. Ebenso wird ein Monitoring der Gewässer vorgeschrieben. Dabei ist zu beachten, dass dies nicht nur für natürliche Gewässer gilt, die somit renaturiert werden müssen, sondern auch für künstliche, die folglich erstmalig „naturiert“ werden.

2 Überwachung nach der WRRL

Während die biologischen und chemischen Komponenten recht detailliert beschrieben sind, sowohl was die Zustandsbeschreibung als auch das Monitoring betrifft, wird der Bereich der Hydromorphologie eher kurz gehalten. Wie ein solcher guter hydromorphologischer Zustand auszusehen hat ist festgelegt, die Überwachung wird jedoch eher allgemein behandelt. So ist in Art. 8 (EG, 2000) lediglich festgelegt, welche Zustandsparameter von den Überwachungsprogrammen erfasst werden müssen und wann die Überwachung in Kraft tritt.

Bezüglich der Überwachung prioritärer Stoffe gibt es gleich mehrere europäische, nationale und internationale Normen oder Normentwürfe (BMU, 2004) zu Vorgehen, Art und Umfang eines Monitorings. Bei den hydromorphologischen Zustandskomponenten, wie z.B. Abfluss und Gewässerstruktur, wird in (EG, 2000) lediglich darauf verwiesen, dass diese im Rahmen einer operativen Überwachung betrachtet werden sollen. Darüber hinaus sind für den Fall, dass Umweltqualitätsnormen nicht eingehalten werden, sogenannte Überwachungen zu Ermittlungszwecken, also Sonderuntersuchungen der betreffenden Komponenten, durchzuführen.

Wo eine Überwachung stattfinden soll ist wesentlich genauer definiert und zwar muss dies überall dort geschehen, wo Gewässer die für sie geltenden Umweltziele nicht erreichen oder Maßnahmenprogramme zur Veränderung des Gewässers durchgeführt werden, deren Erfolg bewertet werden muss.

Zustandsänderungen im hydromorphologischen Bereich sind im Gegensatz zu den anderen Veränderungsmöglichkeiten oft relativ einfach mit Erdarbeiten und allgemeinen Initialarbeiten zu erzielen und werden darum auch gerade bei kleinen Flächen örtlich begrenzt angewandt. Vor allem kleine Renaturierungen im Rahmen eines Ausgleichsflächenprojektes werden jedoch häufig von Gemeinden durchgeführt und müssen darum auch von diesen überwacht werden können. Darum ist es notwendig herauszuarbeiten, wie diese Überwachung möglichst kostengünstig und praktikabel durchgeführt werden kann.

Ein wichtiger Schwerpunkt liegt hier außer auf der Zustandsverbesserung auf der Beurteilung der aktuellen Hochwassersicherheit und der Beobachtung deren weiterer Entwicklung, da die geforderten Maßnahmen gewöhnlich mit einer relativ großen Bewegungsfreiheit des Gewässers einhergehen. Problemschwerpunkte liegen hierbei unter anderem bei eventuellen Geschwemmselansammlungen, Aufweitungen, Ausleitungen und der Entwicklung der Morphologie.

3 Projekt

Beispielhaft soll hier ein Monitoringkonzept für die Gemarkung Pfennigerswiesen der Stadt Stutensee an dem Gewässer Pfinz-Heglach erstellt werden (Abb.1). Hier wurde eine Ausleitung geschaffen, die sich eigendynamisch entwickeln soll. Im südlichen Bereich der angrenzenden Fläche soll eine Mahdwiese entstehen, beim nördlichen soll möglichst nicht eingegriffen werden.

Ziel ist es festzustellen, ob in diesem renaturierten, teils gepflegten, teils sich frei entwickelnden, Gebiet ein geforderter Durchfluss von 5 m³/s möglich ist, ohne die angrenzenden Grundstücke, darunter eine Gasverdichterstation, zu überschwemmen oder größere Erosion sowohl im Gewässerbett als auch im Gelände hervorzurufen.

Des Weiteren soll eine Kontrollmöglichkeit geschaffen werden, um diese Anforderungen auch künftig erfüllen und die allgemeine Entwicklung des Gebietes beobachten zu können, um beurteilen zu können, ob die im Gewässerentwicklungsplan beschriebenen gewünschten Verbesserungen eintreten.

3.1 Berechnungen

Um über die Abflussverhältnisse eine Aussage treffen und zukünftige Entwicklungen einschätzen zu können, wurden Strömungsberechnungen auf Grundlage der Gleichung nach Gaukler-Manning-Strickler (nach Lehmann, 2004/2) und Berechnungen mit HecRas durchgeführt.

Mögliche zukünftige Entwicklungen wurden berücksichtigt, indem verschiedene Berechnungen mit unterschiedlichen Vegetationsvarianten, sowohl für das Gewässer als auch für das Vorland, durchgeführt wurden.

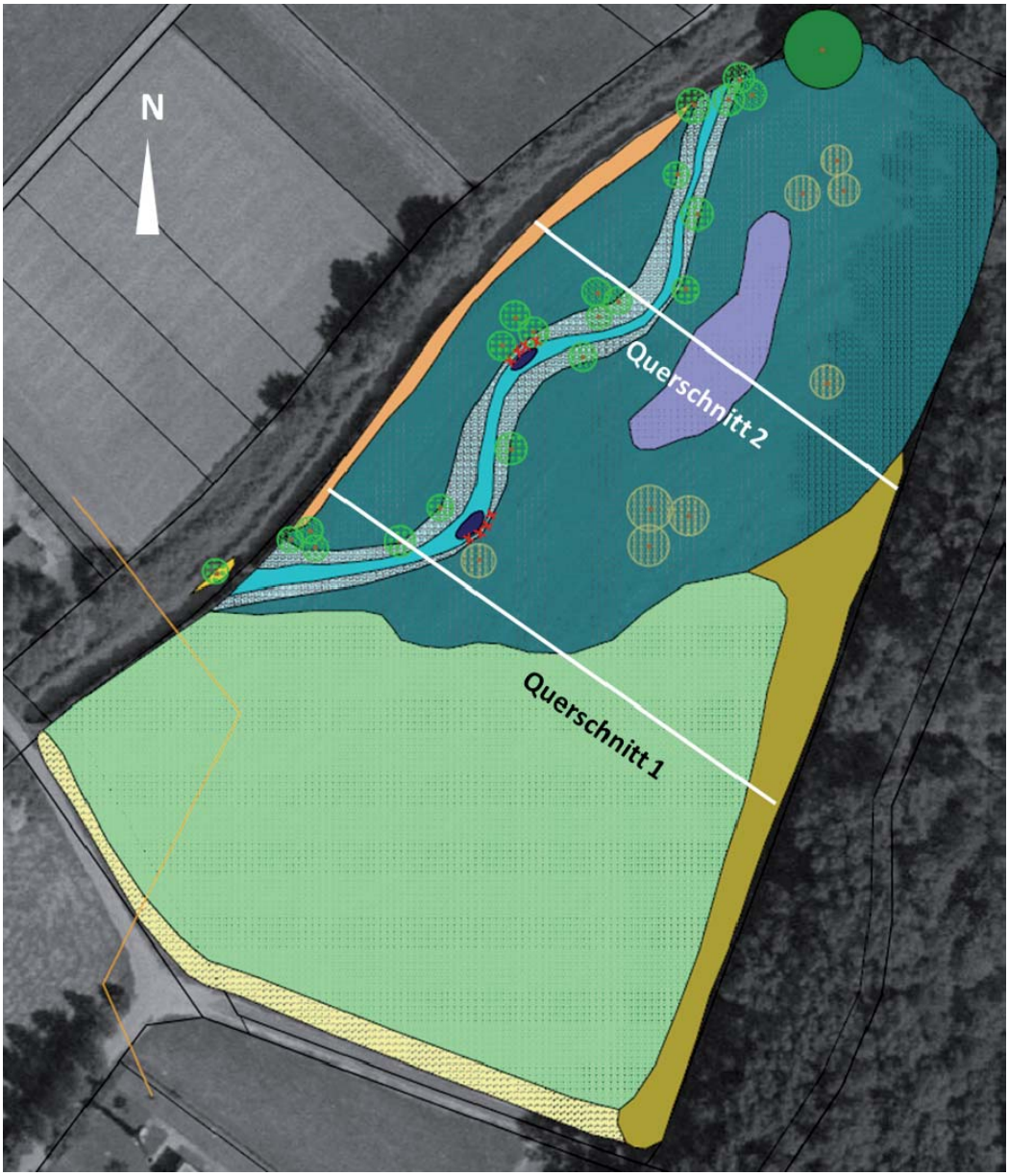


Abb. 1: Schematische Darstellung der Pfennigerswiesen nach der Renaturierung mit den Berechnungsquerschnitten 1 und 2 (nach Lehmann, 2005).

Darüber hinaus wurde die Bewegungstendenz des Sohlmaterials berechnet.

3.1.1 Strömungsberechnung

Zur Berechnung des Durchflusses wurde die Methode nach (Lehmann, 2004/2) gewählt.

Die Berechnung wird in drei Schritte geteilt:

- Gerinnegliederung und Erfassung der Parameter, bei der das Gerinne in beliebig viele Sektionen (sinnvoll) unterteilt wird.
- Berechnung der Teilwiderstandsbeiwerte, wobei jede im vorherigen Schritt definierte Sektion gesondert betrachtet wird und Interaktionserscheinungen einbezogen werden.
- Berechnung des Durchflusses, zuerst wieder für die einzelnen Sektionen und dann, unter Beachtung der Interaktionen, für das ganze Gewässer.

Als Ergebnis der Strömungsberechnung wurde festgestellt, dass über die gesamte Fläche betrachtet ein maximaler Durchfluss von Q = 5 m³/s mit den getroffenen Annahmen für Rauigkeit, Bewuchsabstand und Vegetationsdurchmesser möglich ist, wenn auch knapp. Um diesen Durchfluss auch tatsächlich sicher gewährleisten zu können ist es aber auf jeden Fall unerlässlich, im nord-östlichen Teil regelmäßig den Bewuchs zu kontrollieren und zu pflegen, so dass dieser nicht dichter wird als angenommen. Dies ist umso wichtiger, als gerade der Damm im Osten als erstes überflutet werden würde, der die Pfennigerswiesen von dem Wald und dem dahinterliegenden vor Hochwasser zu schützenden Baugebiet trennt.

3.1.2 Berechnung mit dem Programm HecRas

Hierfür wurde das „System Pfennigerswiesen“ zuerst in Haupt- und Nebengewässer aufgeteilt. Das Hauptgewässer wurde dann noch einmal unterteilt in:

- Hauptgewässer oberwasser der Ausleitung Nebengewässer,
- Hauptgewässer zwischen Aus- und Einleitung Nebengewässer,
- Hauptgewässer unterwasser der Einleitung Nebengewässer.

Mit dieser Aufteilung ergab sich die Darstellung in der Abb. 2.

Die Benennung der Profile in Abb. 2 erfolgte gemäß ihrer Lage im Flussgebietssystem nach der Vorlage von (Kern, 2001) und (Miksch, 2000) nach dem entsprechenden Kilometer, wobei die Vorgaben für die Pfennigerswiesen nicht vollständig waren und darum zum Teil durch eigene Berechnung ergänzt wurden.

Auch hier wurden verschiedenen Bewuchsmöglichkeiten mit unterschiedlichen Rauheiten als Geometrie-Dateien erstellt.

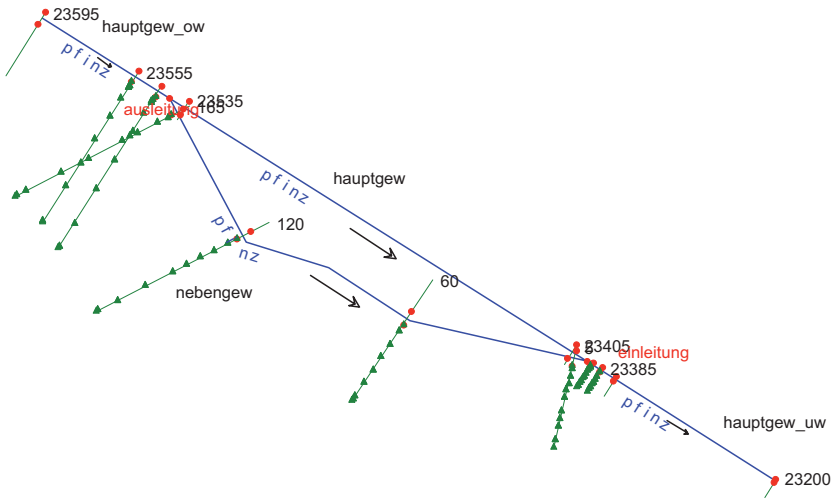


Abb. 2: Geometrie der Pfinz-Heglach im Bereich Pfennigerswiesen für die Berechnung mit HecRas.

Es wurde mit drei Profilen gerechnet, d.h. es wurden drei verschiedene *Q* zur Berechnung festgelegt (siehe Abb. 3):

- *MQ*, der mittlere Abfluss mit einer Abflussmenge von *MQ* = 1.5 m³/s,
- HQ_{ist}, der momentane maximale Abfluss mit einer Abflussmenge von HQ_{ist} = 3.5 m³/s,
- HQ_{soll}, der näherungsweise angestrebte maximale Abfluss mit einer Abfluss-menge von HQ_{soll} = 4.8 m³/s.

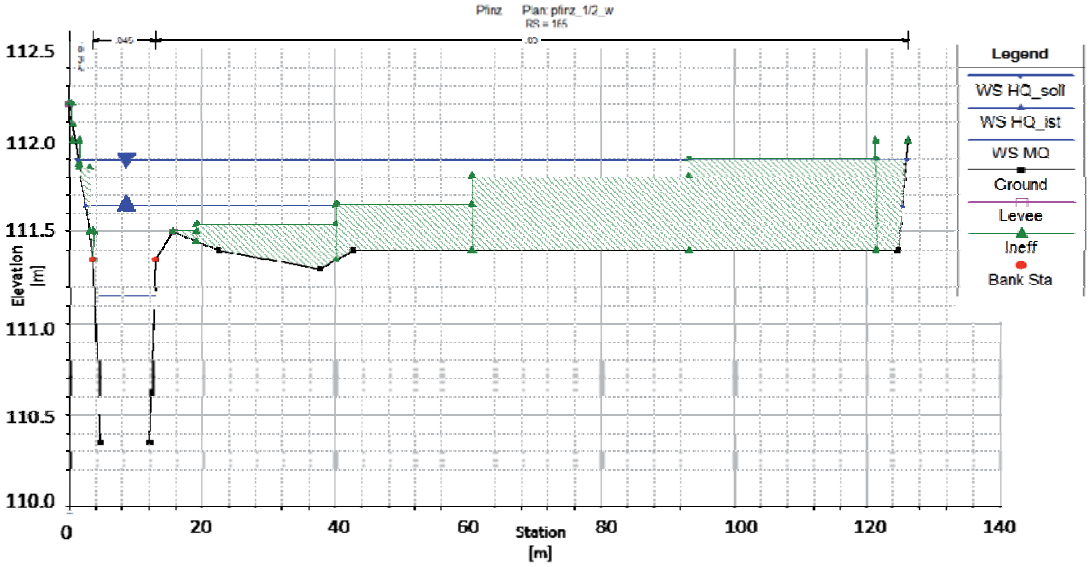


Abb. 3: Geometrie des Querschnittes bei km 165 des Nebengewässers im Winter (w) mit Darstellung der Totwasserzonen (schraffiert) und der Dämme.

Die Werte für *MQ* und HQ_{ist} wurden (Lehmann, 2005) und (Kern, 2001) entnommen. Der angestrebte maximale Abfluss liegt bei 5 m³/s. Der Wert für HQ_{soll} wurde jedoch geringer, bei 4.8 m³/s, angesetzt, da bereits bei diesem Wert die Höhe des begrenzenden Walles von 112 mNN erreicht wird.

Des Weiteren wurden zwei verschiedene Aufteilungen des Gesamtdurchflusses auf die beiden Arme berechnet. Zum einen eine Aufteilung halb / halb auf Haupt- und Nebengewässer und aufgrund der Tatsache, dass das Hauptgewässer an der Ausleitungsstelle bereits zum jetzigen Zeitpunkt durch Schwemmholz beeinträchtigt ist, wurde als zweite Möglichkeit eine ungleiche Aufteilung berechnet, bei der das Nebengewässer mit dreiviertel des Gesamtdurchflusses beaufschlagt wird und das Hauptgewässer nur mit einem Viertel.

Die Ergebnisse entsprechen denen der Strömungsberechnung. Der Abfluss kann auch hier ohne Überströmung des Dammes abfließen. Lediglich im Fall HQ_{soll} im Sommer bei drei viertel Beaufschlagung liegt der Wasserspiegel bei 112,03 m ü NhN. Dies muss im Rahmen der Mess- und Rechengenauigkeit noch nicht zwingend eine Überflutung bedeuten, aber es wird, wie schon bei der Strömungsberechnung gezeigt, knapp und bedarf dringender Überwachung des Bewuchses.

3.1.3 Feststofftransport

Das Bett von Haupt- und Nebengewässer besteht aus dem anstehenden Erdreich. Dabei handelt es sich um Lehm, genauer um lehmig-sandiges Substrat (Lehmann, 2005) das aus den Ablagerungen des Rheins und seiner Seitenflüsse stammt (Kern, 2001).

Die im Gewässer herrschende Schubspannung τ errechnet sich nach (Lehmann, 2004/1) nach der Formel

$$\tau = \rho_W \cdot g \cdot r_{hyd} \cdot I_{So} \qquad [1]$$

Der Wert des hydraulischen Radius r_{hyd} des Gewässers und des mittleren Sohlgefälles I_{So} wurden durch Messungen zu r_{hyd} = 1.43 m und I_{So} = 0.16 $^{0}/_{00}$ ermittelt.

Mit der für das anstehende Sohlsubstrat ermittelten kritischen Schubspannung τ_{crit} = 2.5 N/m² ergibt sich, dass bei einem berechneten Wert von τ = 2.24 N/m² die Sohle nicht in Bewegung gerät.

Der in Berechnungen ermittelte Wert der Schubspannung lässt zwar den Schluss zu, dass keine Erosion stattfinden wird, allerdings steht zu befürchten, dass, wenn anderswo Feststoffe in das Gewässer eingetragen werden, diese

im Gewässer aussedimentieren oder bei Überflutung auf dem Vorland, wo die Geschwindigkeiten geringer sind als im Gewässerbett.

3.2 Zukünftige Beobachtung des Projektgebietes

Da es sich bei den vorgenommenen Berechnungen ja eben nicht um eine einmal getroffene und nie weiterverfolgte Feststellung handeln soll, müssen Angelpunkte erarbeitet werden, an denen sich eine weitere Beobachtung orientieren sollte, um eine sinnvolle Ergebnisreihe zu erhalten. Dazu gehört sowohl die direkte visuelle Kontrolle, die sich gut mit Photos dokumentieren lässt, als auch die Kontrolle mit Hilfe von Messungen und Berechnungen.

Die unterschiedlichen Methoden können nicht völlig getrennt betrachtet werden, da es wesentlich effektiver ist, wenn sie ineinandergreifen und einige auch gar nicht voneinander unabhängig ausgewertet werden können. Darum ist es auch sinnvoll, bestimmte Überprüfungstermine festzulegen, an denen Messungen, Bestimmungen, Bilder etc. durchgeführt werden, damit die Ergebnisse alle in einem engen Zeitrahmen aufgenommen sind.

Im Weiteren werden die einzelnen benötigten Maßnahmen vorgestellt und erläutert, wie sie sich sinnvoll verbinden lassen.

3.2.1 Photos

Photos können dazu genutzt werden, sich einen Überblick über die Bewuchsentwicklung des Vorlandes und, eingeschränkt, auch des Gewässers zu verschaffen. Dies ist wichtig, da der Bewuchs sich nicht überall völlig selbst überlassen werden soll, sondern im vorderen, süd-westlichen Teil eine Mahdwiese entstehen soll, so dass eventuell das Aufgehen von Bäumen und Sträuchern verhindert werden muss. Auch kann die Entwicklung der k_S-Werte, der Bewuchsabstände und Vegetationsdurchmesser überschlägig dokumentiert werden. Es ist allerdings nicht ausreichend, diese nur nach Ansicht von Photos zu bestimmen. Da die Rauheitswerte einen recht großen Einfluss auf den Durchfluss haben, ist dringend angeraten diese vor Ort durch Messungen zu bestimmen.

Damit die Photos als Entwicklungsbeobachtung auch eine Aussagekraft haben, müssen sie immer von bestimmten Stellen aus gemacht werden. Um diese ohne Messaufwand oder erst nach langem Suchen wiederzufinden, wählt man am besten markante Geländepunkte wie Bäume, Markierungspfosten etc. Auch bei der Wahl von Punkten, die bei niedrigem Bewuchs deutlich scheinen aber kein herausragendes Merkmal haben, wie Erhöhungen, ist das Setzten eines Steines oder Pfahles sinnvoll, da sonst das Auffinden nach längerer Zeit oder zu einer anderen Jahreszeit schwierig bis unmöglich werden kann.

Am besten werden von diesen Festpunkten aus Rundblicke photographiert die sowohl den von dort aus sichtbaren Teil des Gewässers als auch das Gelände erkennen lassen.

Dazu sollten auch einzelne wichtige Dinge wie Pflanzen, Rückströmzonen etc. als Detail aufgenommen werden.

Dies kann nicht immer an einer der oben genannten Stellen erfolgen, sondern muss unter Umständen einzeln dokumentiert werden.

Um Besonderheiten wie z.B. seltene, gewünschte oder aber auch unwillkommene Pflanzen, Anlandungen an einer Stelle oder sonstiges zu dokumentieren muss der Aufnahmeort wohl oder übel möglichst exakt bestimmt werden. Er kann in einer topographischen Karte markiert werden, in die dann alle derartigen Punkte mit klarer Nummerierung eingezeichnet werden, oder seine Koordinaten werden nur mit dem Bild zusammen abgelegt.

Es ist außerdem wichtig, dass Photos zu verschiedenen Jahreszeiten, dann aber immer ungefähr zum gleichen Termin gemacht werden. So erhält man Bilder über den Jahresverlauf, mit denen man recht schön die kurzfristige Entwicklung beobachten kann, aber auch Bilder, die das Gelände zur immer gleichen Zeit zeigen, um konkrete Aussagen über eine längerfristige Entwicklung treffen zu können. Es ist schließlich nicht weiterführend, ein Bild das im Winter gemacht wurde mit einem aus dem Juni zu vergleichen. Denn dass der Bewuchs im zweiten höher sein wird, dürfte auch dann zu erwarten sei, wenn er sich sonst tendenziell nicht verändert hat.

Die Bilder sollten immer mit dem Punkt, an dem sie gemacht wurden, deutlich markierter Reihenfolge innerhalb der an der betreffenden Stelle photographierten Aufnahmen und dem Datum abgelegt werden, damit sie später auch wirklich verglichen werden können.

3.2.2 Kennwerte der Rauheit und Vegetation

Bei der Bestimmung der Rauheit k_S für die Vorländer kann man prinzipiell sagen, dass der Wert von dem Bewuchs vorgegeben wird, der noch direkt zur Bodenrauheit gezählt werden kann wie z.B. das Gras zwischen Sträuchern, oder dem Bewuchs, der so dünn, zahlreich und damit auch biegsam ist, dass er sich bei Überflutung wie eine Bodenrauheit verhält, z.B. das Gras auf der Mahdwiese. Zur Ermittlung des Wertes kann dann einfach die Höhe in m über dem Boden genommen werden, die das Gras bei Überflutung erhält, also die Höhe, auf die es niedergedrückt wird. Als Richtwerte können die Ergebnisse empirischer Untersuchungen herangezogen werden. Hierbei ist natürlich darauf zu achten, dass die k_S-Werte für das Vorland jahreszeitlichen Schwankungen unterliegen, schließlich ist das Gras im Winter gewöhnlich niedriger als im

Sommer. Für eine vollständige Beobachtung ist daher eine gesonderte Betrachtung unterschiedlicher Jahreszeiten nötig.

Etwas schwieriger als auf dem Vorland gestaltet sich die Bestimmung des k_S-Wertes für das Gewässer. Die Rauheiten der Sohle sowie die Höhe von aquatischem Bewuchs können nur mit größerem Aufwand exakt bemessen werden. Da dies vergleichsweise kostspielig ist, muss es genügen nur dann exakt zu messen, wenn sich Änderungen ergeben. Ansonsten kann anhand der vorhandenen Ergebnisse abgeschätzt werden, eventuell mit Hilfe von vergleichbaren Stellen ober- und unterwasser. Man kann aber davon ausgehen, dass aufgrund des Sohlmaterials Lehm eine eher geringe Oberflächenrauheit vorherrscht. Auch Riffel oder Pools bilden sich eher im sandigen Untergrund. Das bedeutet, dass für den k_S-Wert in erster Linie die Pflanzen im Gewässer zum tragen kommen. Gerade darum müssen aber auch hier unterschiedliche Bestimmungen zu verschiedenen Jahreszeiten erfolgen, um Vollständigkeit gewährleisten zu können.

Auch die Rauheitswerte sollten mit dem Datum ihrer Bestimmung archiviert werden.

Zur Ermittlung der Vegetationsparameter im Gelände ist es sinnvoll, sich an den vorhandenen Vorschriften zu orientieren (DVWK, 1991), da diese auch für eine Gemeinde recht gut durchzuführen sind.

Die Ermittlung der Vegetationsparameter ist verhältnismäßig aufwändig, da regelmäßig überprüft werden muss, wie stark die Veränderungen sind und ob sie dem Wunsch und den Vorgaben der Hochwassersicherheit noch entsprechen.

3.2.3 Querprofile

Die Querprofile dienen zum einen der Festlegung der Geometrie für die Strömungsberechnung, zum anderen aber auch der Beobachtung der Höhenentwicklung der Gewässersohle und des Vorlandes, so dass Auflandungen und Erosionszonen erkannt werden können. Aufgrund dieser verschiedenen Aufgaben, die ein Querschnitt sozusagen zu erfüllen hat, ergeben sich auch ganz unterschiedliche Kriterien der Bestimmung, wo ein solcher eingemessen werden muss.

Für die Strömungsberechnung muss auf jeden Fall jede Fläche einen eigenen Querschnitt erhalten, die einen anderen Bewuchs und damit einen neuen k_S-Wert, Vegetationsdurchmesser oder Bewuchsabstand aufweist. Das gilt sowohl für das Vorland als auch für das Gewässer.

Auch müssen starke Einengungen bzw. Aufweitungen im Gewässerbett berücksichtigt werden, da diese große Auswirkungen auf die Strömungsge-

schwindigkeit haben. Momentan sind solche Sprünge in der Gewässerbreite noch nicht vorhanden, wenn sie sich aber bilden, müssen an diesen Stellen neue Querprofile eingefügt werden. Da bis jetzt eine Überflutung nur an den Ufern des Nebengewässers stattfinden kann, müssen für die Strömungsberechnung auch nur hier Querprofile gelegt werden. Sollte aber aus irgendeinem Grund, z.B. eine Verringerung der Wallhöhe, das Gewässer vor der Ausleitung oder nach der Einleitung an der Überflutung beteiligt werden, muss auch dort ein Querschnitt vermessen werden. Das gleiche gilt, falls das Hauptgewässer zwischen Aus- und Einleitung den Durchfluss von mindestens 2.5 m³/s, also der Hälfte des geforderten Durchflusses von 5 m³/s nicht mehr aufnehmen kann. Bis jetzt liegt die bordvolle Abflussleistung für das Hauptgewässer allerdings bei ca. 4.5 m³/s (Kern, 2003) ohne Nebengewässer, so dass diese Möglichkeit nicht aktuell sein dürfte.

Je nach Möglichkeit der Verwirklichung solcher Messungen ist es aber sinnvoll, sich bei der genauen Vermessung auf einige wenige wichtige oder repräsentative Stellen zu beschränken und die anderen entweder seltener oder nur überschlägig zu vermessen.

3.2.4 Weitere mögliche Maßnahmen

Von diesen allgemeinen Beobachtungen abgesehen, gibt es noch einige Dinge, die im Bezug auf die möglichen weiteren Unterhaltungsmaßnahmen sinnvoll sind.

Eine Mahd steht mindestens einmal im Jahr auf dem vorderen, als Wiese gedachten Teil der Fläche an, je nach Entwicklung können auch eine Mahd der Wasserpflanzen bei Problemen mit dem entsprechenden k_S-Wert oder eine Räumung der Sohle an bestimmten Stellen bei Auflandung nötig werden. Hierbei ist darauf zu achten, dass nicht alle Erfolge der Renaturierung von Flora und Fauna durch die Mahd oder Räumung wieder zunichte gemacht werden, es ist also ein schonendes Vorgehen angeraten, sowohl im Hinblick auf den Zeitpunkt als auch die Methode.

Wichtig ist es, die Entwicklung im Auge zu behalten, damit Entkrautung oder Räumung rechtzeitig in die Wege geleitet werden können und nicht erst, wenn es fast zu spät ist und das Gewässer völlig verstopft.

4 Zusammenfassung

Wenn erst einmal ein Konzept und ein Zeitplan für das Monitoring erstellt ist, dann kann die von der WRRL geforderte Überwachung auch von kleinen Gemeinden halbwegs einfach und günstig durchgeführt werden. Allerdings können ab und an größere Maßnahmen, wie eine exakte Vermessung von einzelnen Querschnitten nicht ausgeschlossen werden. Bei Änderungen der Verhältnisse sollten zur Sicherheit Berechnungen durchgeführt werden.

Für das Projekt im besonderen kann festgehalten werden, dass trotz gewünschter freier Entwicklung diese auf keinen Fall unkontrolliert und notfalls ungehemmt erfolgen darf, da sonst die Hochwassersicherheit der Anlieger nicht gewährleistet werden kann. Darum ist eine regelmäßige und genaue Überwachung über die Überprüfung der planmäßigen Entwicklung der Natur hinaus notwendig.

Referenzen

Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz und Reaktorsicherheit (BMU), (2004): Umweltpolitik, Die Wasserrahmenrichtlinie – Neues Fundament für den Gewässerschutz in Europa, Langfassung.

DVWK-Merkblatt, (1991): Hydraulische Berechnung von Fließgewässern, Merkblätter zur Wasserwirtschaft 220/1991.

Europäisches Parlament und Rat (EG), (2000): Richtlinie 2000/60/EG des europäischen Parlamentes und des Rates vom 23. Okt. 2000 zur Schaffung eines Ordnungsrahmens für Maßnahmen der Gemeinschaft im Bereich der Wasserpolitik, geändert durch Entscheidung Nr.2455/2001/EG am 20. Nov. 2001.

Kern, K. (2001): Gewässerentwicklungsplan Pfinz-Heglach / Alte Bach.

Kern, Ing.-Büro (2003): Hydraulische Fließgebietsuntersuchung der Pfinz-Heglach auf der Gemarkung Stutensee.

Lehmann, B. (2004/1): Morphodynamik von Fließgewässern, Kursbegleitendes Scriptum, Institut für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik.

Lehmann, B. (2004/2): Strömungsverhalten von Fließgewässern, Kursbegleitendes Scriptum, Institut für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik.

Lehmann, J. (2005): Kompensationsmaßnahmen im Gewann Pfennigerswiesen auf Gemarkung der Stadt Stutensee, Entwurf.

Miksch, H.: (2000): Gewässerentwicklungskonzept Pfinz und Alte Bach der Gewässerdirektion Nördlicher Oberrhein Bereich Karlsruhe.

Adresse des Autors

Dipl.-Ing. Kordula Schwarzwälder
Lehrstuhl für
Wasserbau und Wasserwirtschaft
TU München
D-80333 München
E-Mail: k.schwarzwaelder@bv.tum.de



Modellversuch zur Aktivierung des Sedimenttransports unterhalb von Flusskraftwerken

C. Sindelar, H. Knoblauch

1 Einleitung

Bei fünf Kraftwerken der Kraftwerkskette „Mittlere Salzach“ im Bundesland Salzburg, Österreich, wurde bei der Errichtung eine Unterwasser-Eintiefung vorgenommen, die das Gefälle auf 0,05 % reduzierte. Das bei Spülungen aus dem Stauraum ausgetragene Sediment sedimentiert aufgrund des reduzierten Sohlgefälles im Unterwasserbereich (UW-Bereich). Dadurch kommt es zu massiven Einbußen in der Energieproduktion. Aus ökologischen, wasserwirtschaftlichen und ökonomischen Gründen ist es nicht erwünscht, diese Anlandungen durch Baggerungen zu entfernen. Im Allgemeinen soll die Durchgängigkeit des Sediments durch alle Anlagen der Kraftwerkskette gegeben sein. Anstatt Baggerungen soll durch konstruktive Maßnahmen der Sedimenttransport aktiviert werden. In der Laborhalle des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft wurden in einem Modellversuch verschiedene Maßnahmen zur Aktivierung des Sedimenttransportes untersucht. Exemplarisch für die gesamte Kraftwerkskette wurden die Untersuchungen für das Kraftwerk St. Veit durchgeführt. Die annähernd baugleichen Anlagen der Kraftwerkskette bestehen jeweils aus einem Krafthaus mit zwei horizontalen Kaplan-Rohrturbinen und einer Wehranlage mit drei Wehrfeldern mit je 10 m Breite. Das Kraftwerk St. Veit ist das zweite Kraftwerk in der Kraftwerkskette. Bei einer Ausbauwassermenge von 183 m³/s und einer Fallhöhe von 10 m hat es eine Engpassleistung von 16,5 MW. Das 1-jährliche Hochwasser beträgt 220 m³/s, das 100-jährliche Hochwasser 770 m³/s.

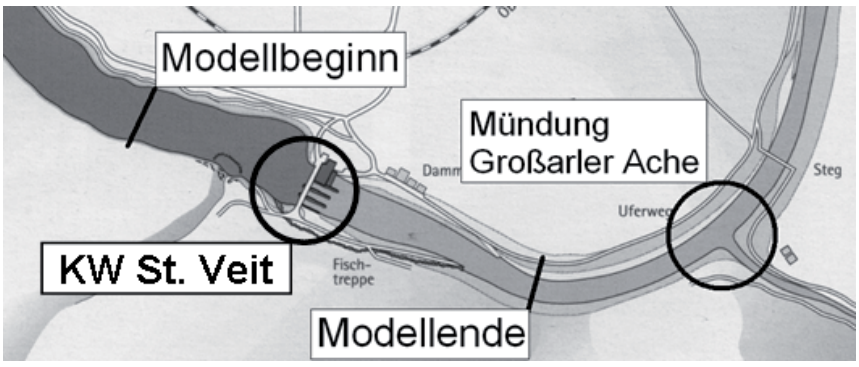


Abb. 1: Lageplan des Kraftwerks St. Veit samt Modellgrenzen.

1.1 Geschieberäumungs-Projekt

Im Jänner 2007 wurden bei allen Kraftwerken der Kette im Unterwasser-Bereich Baggerungen durchgeführt. Dies wurde behördlich bewilligt, da durch die großen Anlandungen die Wasserspiegellagen so hoch angestiegen waren, dass die Hochwassersicherheit nicht mehr gegeben war. Bei den Baggerungen wurde ein Sohlgefälle von 0,15 % (statt ursprünglich 0,05 %) hergestellt. Damit sollten im Spülfall größere Sohlschubspannungen erzielt werden.

2 Modellaufbau KW St. Veit

Das nicht überhöhte Modell für das Kraftwerk St. Veit wurde im Jahre 2002 im Maßstab 1:40 in der Laborhalle des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU Graz aufgebaut. Es umfasst den Oberwasserbereich auf einer Länge von ca. 250 m, die Wehranlage samt Krafthaus und den Unterwasserbereich von rund 400 m. Das Modell wurde mit fester Beton-Sohle hergestellt. Im Jänner 2007 wurde die Sohlneigung von 0,15 % laut o.a. Geschieberäumungs-Projekt im Modell eingebaut.

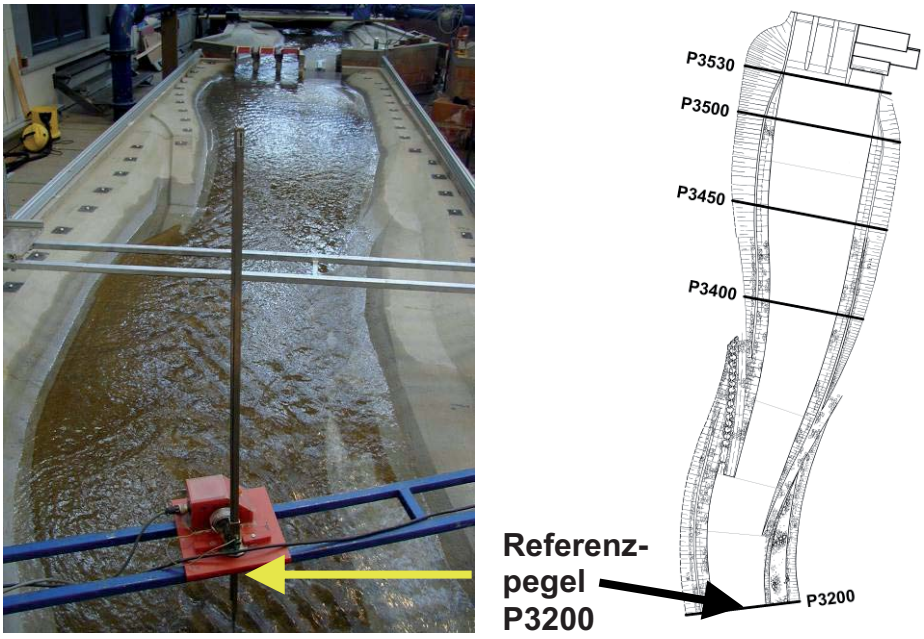


Abb. 2: Unterwasser-Bereich Modell St. Veit, Modell (Blickrichtung flussauf) und Lageplan.

2.1 Modell

Die Versuche wurden gemäß dem Froude'schen Ähnlichkeitsgesetz betrieben. Die Rauigkeiten wurden durch die Einhaltung vorgegebener Pegelschlüssel korrekt abgebildet. Die Wasserstände für den Referenzpegel im Querprofil wurden mittels einer pneumatisch betriebenen Klappe am Modellende eingestellt. Die Klappe regulierte sich automatisch auf den vorgegeben Wasserstand am Refe-

renzpegel, der mittels Steuerrelais mit der Klappe verbunden war. Die Geschwindigkeitsmessungen wurden mittels einer 3D-ADV-Sonde (Nortek, Vectrino+) durchgeführt. Diese wurden indirekt auch zur Berechnung von auftretenden Sohlschubspannungen herangezogen. Bei den Versuchen mit Geschiebezugabe wurde die verlandete Sohle fotogrammetrisch ausgewertet. Dies erlaubte eine einfache Berechnung der Volumina des im Unterwasser-Bereich angelandeten Geschiebes.

2.2 Geschiebe in Natur und Modell

Als Basis für die Wahl des geeigneten Modell-Geschiebes wurden die vom Auftraggeber bereit gestellten Sieblinien von Sedimentproben im Unterwasser-Bereich herangezogen. Aus der Abb. 3 ist ersichtlich, dass sich im Jahr 2006 eine Deckschicht gebildet hat. Durch die Geschieberäumung im Jänner 2007 wurde diese Deckschicht aufgerissen und abgetragen, die Geschiebeproben 2007 weisen keinen Hinweis auf eine Deckschichtbildung auf.

Für die Umrechnung eines Modell-Korndurchmessers d_M in den entsprechenden Natur-Korndurchmesser d_N gilt für nicht überhöhte Modelle laut Kobus (1984):

$$d_N = \frac{L_r}{\Delta\rho_r} \cdot d_M \qquad [1]$$

mit

$$\Delta\rho_r = \frac{(\rho_S - \rho_W)_N}{(\rho_S - \rho_W)_M} \qquad [2]$$

Dabei ist L_r der Längen- bzw. Höhenmaßstab und $\Delta\rho_r$ das Verhältnis des Dichteunterschiedes von Sediment und Wasser in der Natur $(\rho_S–\rho_W)_N$ zu jenem im Modell $(\rho_S-\rho_W)_M$.

Das Strahlgranulat ist umgerechnet auf Naturmaße das gröbste Modellgeschiebe. Bei den Geschiebeversuchen im Spülbetrieb (geöffnete Wehrfelder) sedimentierte das Strahlgranulat im Tosbecken und wurde von dort nicht weiter transportiert. Da dies nicht den tatsächlichen Vorgängen in der Natur entspricht, wurde das Strahlgranulat als Modellgeschiebe ausgeschieden. Der verwendete Keramiksand zeigte in den Versuchen ein realistisches Anlandungs- bzw. Transportverhalten.

Allerdings ist die Gleichung [1] nur unter Vernachlässigung der Korn-Reynolds-Ähnlichkeit (Re*-Ähnlichkeit) gültig. Dies ist nur zulässig, wenn gewährleistet werden kann, dass Re* > 60 gilt. Die folgende Abbildung zeigt, dass dies für die beiden oben erwähnten Geschiebe nicht zutrifft. Um Re* bei vorgegebener Geometrie und fixen Strömungsbedingungen zu erhöhen, muss der Durchmesser

des Sediments erhöht werden. Daher wurde schlussendlich ein Kunststoffgranulat verwendet, das ähnlichen Natur-Korngrößen entspricht wie der Keramiksand, aber wesentlich größere Korndurchmesser (2-3 mm) hat. Es besitzt eine Rohdichte von 1,28 kg/dm³.

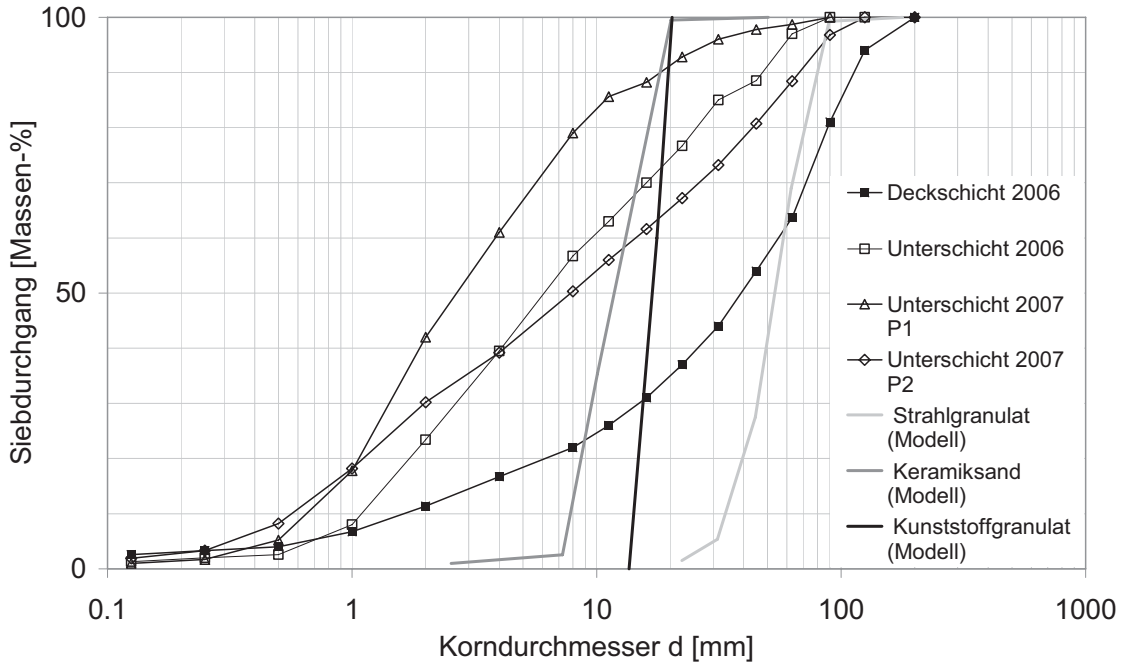


Abb. 3: Korngrößenverteilung von Natur- und Modellgeschiebe.

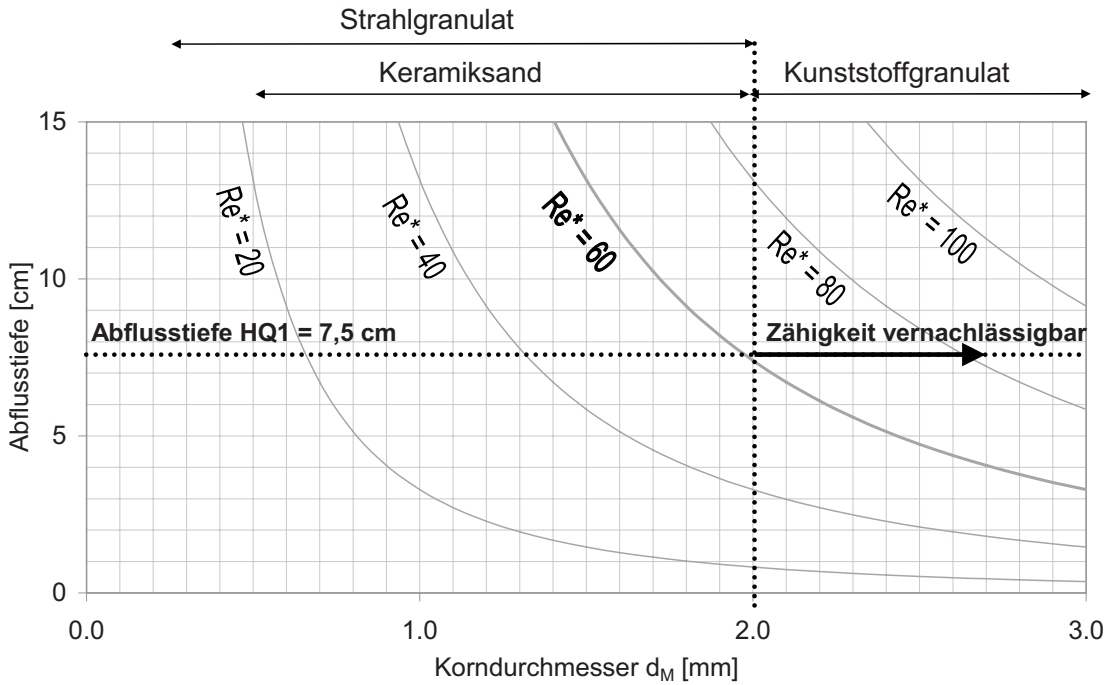


Abb. 4: Einfluss der Zähigkeit - Re* in Abhängigkeit von Korndurchmesser und Abflusstiefe.

3 Maßnahmen im Oberwasserbereich

3.1 Ausgangszustand

In den Modellversuchen zeigte sich, dass im Spülfall bei HQ1 die Zuströmung zu den Wehrfeldern im Oberwasserbereich (OW-Bereich) hydraulisch ungünstig verläuft. Kurz oberhalb der Wehrfelder kommt es zu einem gewellten Abfluss (Übergangsbereich von Schießen zu Strömen). Dadurch landet sich das Geschiebe unmittelbar vor den Wehrfeldern ab, die Strömung wird durch eine Sekundärströmung abgelenkt, so dass das Sediment fast ausschließlich über das turbinennächste Wehrfeld abgeführt wird. Dadurch verlandet der Turbinenauslauf sehr stark. Eine Luftaufnahme des Kraftwerks im Spülbetrieb belegt, dass sich dieses ungünstige Verhalten auch in der Natur zeigt.

3.2 Variante Leitwerke

Zunächst wurde versucht, mit dem Einbau von Leitwerken im OW-Bereich die Strömungssituation zu verbessern. Dies gelang zwar, denn das Geschiebe wurde mithilfe der Buhnen hauptsächlich über das mittlere Wehrfeld abgeführt. Allerdings wären der Arbeitsaufwand und die Kosten für den Einbau von Leitwerken im OW-Bereich außerordentlich groß gewesen, darüber hinaus bestünde die Gefahr, dass die Buhnen verlanden. Daher wurde nach anderen Lösungen gesucht.



Abb. 5: Wehrfelder OW-seitig: Ausgangszustand (links), Leitwerke (Mitte), geschlossenes.

3.3 Wehrfeldstrategie

In einem weiteren Schritt wurde die Strömungssituation bei geschlossenem linkem Wehrfeld untersucht. Dabei zeigte sich, dass das Geschiebe nun großteils über das rechte turbinenfernste Wehrfeld abgeführt wird. Dadurch wird der Turbinenauslaufbereich weitestgehend von freigehalten. Für die Praxis ist der Verschluss eines Wehrfeldes nur für Durchflüsse bis HQ5 geplant. Bei höheren

Abflüssen reichen die Schleppspannungen aus, um das mitgeführte Geschiebe in ausreichendem Maß durch den UW-Bereich weiter zu transportieren.

4 Maßnahmen im Unterwasserbereich

4.1 Verlängerung des Unterwasser-Trennpfeilers

Im Jahr 2002 wurde im Modellversuch eine Verlängerung des Trennpfeilers zwischen turbinennächstem Wehrfeld und Turbinenausgang im UW-Bereich zur Aktivierung des Geschiebetransports untersucht. Die Trennpfeiler-Variante ergab eine deutliche Reduktion der Anlandungen im UW-Bereich. Bei der Planung dieser Variante durch den Auftraggeber stellte sich heraus, dass der nachträgliche Einbau des Trennpfeilers an der bestehenden Anlage sehr kostspielig wäre. Daher wurde von einer Umsetzung abgesehen.

4.2 Buhnen-Varianten

Im Jahr 2006 wurde das Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft erneut beauftragt, Maßnahmen zur Verbesserung des Geschiebetransports im Unterwasserbereich zu untersuchen. In dieser Versuchsserie sollten verschiedene Buhnenvarianten im UW-Bereich des Kraftwerks untersucht werden. Ideen dazu stammen von der Baubezirksleitung (BBL) Bruck/Mur, die mit dem Einbau überströmter Buhnen im UW-Bereich eines Kleinkraftwerks an der Mürz in der Steiermark (Engpassleistung ~ 500 kW, Ausbauwassermenge ~ 20 m³/s) bereits gute Erfahrungen vorweisen konnte. Die Buhnen werden in der Natur aus großen Wasserbausteinen (Durchmesser ca. 1,5-2 m) hergestellt, die etwa zur Hälfte in die Sohle eingegraben werden. Im Modell werden die Buhnen durch Stahlelemente dargestellt.

Im Rahmen der Modellversuche wurden insgesamt 15 verschiedene UW-Varianten getestet.

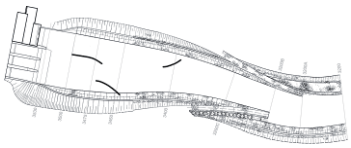
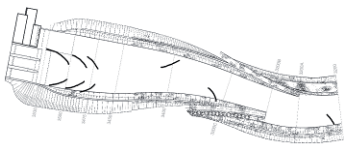
OW0 bzw. UW0	**OW1**	**OW2**
Unverbauter Referenzzustand im Ober- bzw. Unterwasser	Buhnen oberwasserseitig	linkes Wehrfeld geschlossen
UW3	**UW4**	**UW17**
		

Abb. 6: Auszug aus den getesteten OW- bzw. UW-Varianten inkl. verwendeter Abkürzungen.

Bei den UW-Varianten UW3 und UW4 wurde durch die Anordnung der Buhnen an der abwechselnd linken und rechten Seite versucht, das Wasser in eine Pendelbewegung zu versetzen. Bei UW4 sollte durch die Anordnung der Buhnen eine Düsenwirkung erzeugt werden. Die linksufrige Buhnen-Anordnung von UW17 sollte die Hauptströmung mittig bzw. auf der rechten Seite halten.

5 Versuchsablauf und Ergebnisse

Es wurde ein 1-jährliches Hochwasser simuliert. Das ist der minimale Abfluss, bei dem eine Spülung laut behördlich genehmigter Verordnung möglich ist. Der Ab- bzw. Aufstauvorgang wurde nicht simuliert. Es wurde ein mittlerer Geschiebeaustrag aus dem Stauraum pro Stunde angenommen. Das Geschiebe wurde mittels einer vibrierenden Zugaberinne gleichmäßig über den Querschnitt verteilt am Modellbeginn zugegeben. Es war geplant, eine Hochwasserdauer von 48 h zu simulieren. Es stellte sich jedoch schon etwa zur Halbzeit ein stationärer Zustand der Sohle im Unterwasser ein. Daher ergaben sich folgende Versuchsbedingungen (Abb. 7).

Versuchsannahmen	**Natur**	**Modell**
Abfluss HQ1 konstant	220 m³/s	21,74 l/s
Geschiebeaustrag / h	500 m³/h	50 dm³/h
Dauer Geschiebetrieb	25,3 h	4 h
Nachspülphase über Wehrfelder ohne Geschiebezugabe	6,3 h	1 h

Abb. 7: Versuchsbedingungen.

Nach dem Versuch wurde die verlandete Sohle fotografiert und mittels Fotogrammetrie die Verlandungsstrukturen ausgewertet.

Die Wahl der Oberwasser-Variante hat einen entscheidenden Einfluss auf die Verlandungssituation im UW-Bereich. Ohne OW-Buhnen und mit allen drei Wehrfelder geöffnet (OW0) konnte keine untersuchte UW-Buhnenvariante den Geschiebetrieb entscheidend verbessern. Teilweise verschlechterte sich das Ergebnis durch den Einbau der Buhnen sogar (bspw. bei Variante UW4). Bei den Versuchen mit OW-Buhnen (OW1) konnte bei manchen UW-Buhnenvarianten eine minimale Verringerung der Anlandungen im Unterwasser festgestellt werden. Bei geschlossenem linkem Wehrfeld (OW2) hingegen konnte mithilfe der Buhnen die Verlandung reduziert werden. Als Lösungsansatz wurde dem Auftraggeber die UW-Buhnenvariante UW3 in Kombination mit geschlossenem linkem Wehrfeld (OW2) vorgeschlagen.

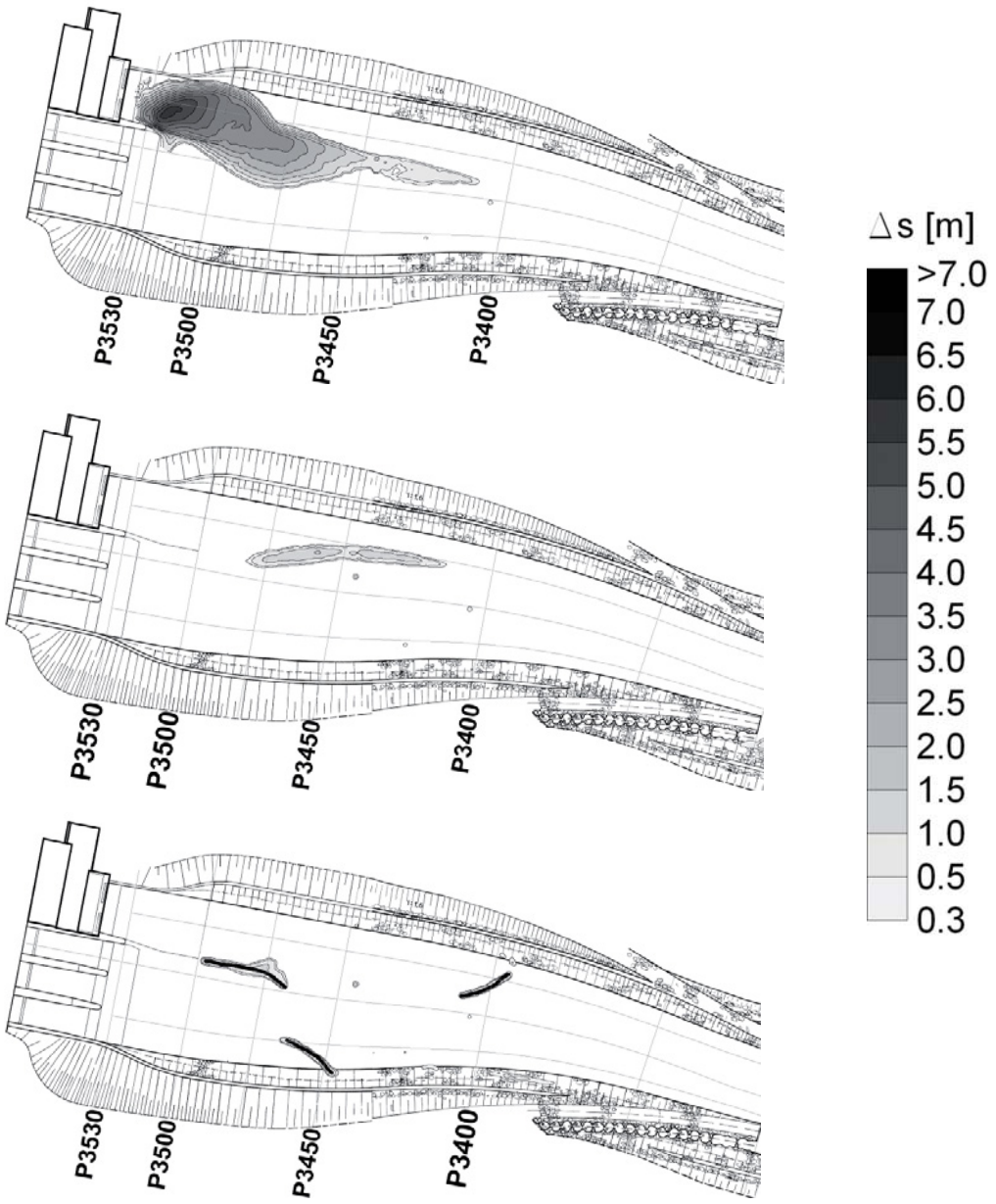


Abb. 8: Verlandung im UW: Vergleich OW0-UW0 (oben), OW2-UW0 (Mitte) und OW2-UW3 (unten, Ausführungsvorschlag).

6 Spülung im Juli 2007

Nach Abschluss der oben beschriebenen Versuche fand im Juli 2007 ein Hochwasserereignis statt, bei dem die gesamte Kraftwerkskette gespült wurde. Beim Spitzenabfluss handelte es sich in etwa um ein HQ1. Im Sinne unserer Empfehlungen blieb das linke Wehrfeld während des Spülvorgangs geschlossen. Nach der Spülung war demnach mit einer Verlandungssituation zu rechnen, die der Modellversuchsvariante OW2-UW0 entsprach. Bei dieser Variante (siehe Abb. 8) stellte sich eine Sedimentablagerung von etwa 50m Länge, 6 m

Breite und einer Höhe von ca. 1 m ein. In der Natur jedoch verlandete der gesamte UW-Bereich um bis zu 3 m. Auf der Suche nach den Ursachen für diese eklatanten Unterschiede zwischen Modell und Natur stellte sich heraus, dass ein Zubringerbach, die Großarler Ache (siehe Abb. 8), etwa 600 m flussab des Kraftwerks massiv Geschiebe in die Salzach einträgt, wodurch sich ein Rückstau bis zum Kraftwerk ergibt. Der Wasserspiegel beim Referenzprofil P3200 (siehe Abb. 2) lag aufgrund dieses Rückstaus um rund 60 cm höher als jener, der vom Auftraggeber vorgegeben war und der in den Modellversuchen eingestellt wurde. Daraufhin wurde in einer weiteren Versuchserie der Einfluss der Wasserspiegellage im Referenzprofil P3200 untersucht. Es stellte sich heraus, dass die Wasserspiegellage einen entscheidenden Einfluss auf die Verlandungssituation hatte. Bei einem erhöhten Wasserspiegel von 60 cm konnte im Modell annähernd die gleiche Verlandung wie in der Natur erzielt werden. Die Buhnenvariante UW3 erwies sich für diesen hohen Wasserspiegel allerdings als nahezu wirkungslos. Vom Auftraggeber wurden daraufhin mehrere Lösungsvorschläge erarbeitet, um mithilfe von konstruktiven Maßnahmen beim Zubringerbach den Rückstau in den UW-Bereich des Kraftwerks St. Veit zu verhindern bzw. zu minimieren. Mit diesen Maßnahmen ist zu erwarten, dass der Wasserspiegel am Referenzprofil auf die ursprünglich angenommene Höhe abgesenkt werden kann. Für diesen Wasserspiegel konnte die Wirksamkeit der Buhnenvariante OW2-UW3 nachgewiesen werden.

7 Zusammenfassung

In einem Modellversuch wurden Maßnahmen zur Aktivierung des Sedimenttransportes im Unterwasser-Bereich des Flusskraftwerkes St. Veit an der Salzach untersucht. Die Verlängerung des Trennpfeilers erwies sich als wirkungsvoll, war jedoch in der Umsetzung zu teuer. Weitere Untersuchungen ergaben, dass die Zuströmung zu den Wehrfeldern oberwasserseitig ungünstig ist. In diesem Fall wird fast das gesamte ausgetragene Geschiebe über das turbinennächste Wehrfeld abgeführt, wodurch der Turbinenauslaufbereich stark verlandet. Weiters stellte sich der Einfluss der Wasserspiegellage im UW-Referenzprofil als entscheidend auf den Sedimenttransport heraus. Durch den Geschiebeeintrag einen Zubringerbaches in die Salzach 600 m flussab der Kraftwerksanlage wurde ein Rückstau erzeugt, der bei der Spülung im Juli 2007 zu großen Anlandungen führte. Durch konstruktive Maßnahmen im Bereich des Zubringerbaches soll der Rückstau in den UW-Bereich des Kraftwerks verhindert werden. Unter dieser Voraussetzung führt das Geschlossen-Halten des turbinennächsten Wehrfeldes in Kombination mit einer überströmten Buhnenvariante im UW-Bereich dazu, dass ein Großteil des Sediments im Spülfall weiter transportiert werden kann.

Referenzen

Friedrich, J. (2008): Naturmessungen über die Funktionsweise von Buhnen an der Mürz. Diplomarbeit am Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU Graz, Graz.

Geisler, T. (2007): Optimierung der Geschiebetrift unterhalb von Flusskraftwerken. Bericht zum gleichlautenden Forschungsprojekt, Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU Graz, Graz.

Hackl, R. (2008): Glasgerinne-Grundlagenversuch über die Funktionsweise von Buhnen an der Mürz. Diplomarbeit am Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU Graz, Graz.

Kobus, H. (1984): Wasserbauliches Versuchswesen, DVWK Schriften, 39, 49 - 63, Verlag Paul Parey, Hamburg und Berlin.

Mulley, M. (2007): Buhnen zur Verbesserung des Geschiebetransports bei Flusskraftwerken. Diplomarbeit am Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU Graz, Graz.

Wolf, K. (2008): Entwicklung von Buhnen und Leitwerken zur Aufrechterhaltung des Geschiebetransports. Diplomarbeit am Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU Graz, Graz.

Adresse der Autoren

Mag. DI Christine Sindelar
Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft
TU Graz
Stremayrgasse 10 / II
A-8010 Graz
E-Mail: christine.sindelar@tugraz.at



DI Dr. Helmut Knoblauch
Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft
TU Graz
Stremayrgasse 10 / II
A-8010 Graz
E-Mail: helmut.knoblauch@tugraz.at



Sanierung Untere Salzach – Wieder Wasser in die Au

M. Spannring, S. Raudaschl, M. Mühlbauer, S. Muhar

1 Einleitung

Vor den Korrektionsmaßnahmen war die Untere Salzach in den Beckenlagen durch eine hohe Dynamik sowie einen hohen Geschiebeeintrag und somit einer ständigen Umlagerung des Flussbetts geprägt. Ebenso war die Au einer ausgeprägten Dynamik und damit regelmäßigen Umbildungsvorgängen unterworfen.

Die hohe Sohllage der Salzach sorgte zum einen für periodische Überflutungen der Au, zum anderen auch für einen hohen Grundwasserstand. Die Au wurde durch Neben- und Seitenarme der Salzach durchflossen, ebenso wie durch ständig dotierte Seitenzubringer. Die dynamischen Vorgänge in der Au sorgten aber auch dafür, dass z.B. Seitengewässer abgeschnitten wurden und dadurch Stillgewässer entstanden, die vom Grundwasser gespeist wurden und nur bei größeren Wasserführungen der Salzach dotiert wurden.

Entsprechend diesen Standortbedingungen war eine kleinräumig differenzierte Vegetationszusammensetzung vorzufinden. Die Fischfauna war durch eine hohe Artenvielfalt gekennzeichnet. Offensichtlich hat das Gewässersystem der Salzach eine breite Palette von Lebensräumen geboten, wie diese für die einzelnen Arten erforderlich ist (WRS; 2005).

Die Begradigung der Salzach in Verbindung mit der Einengung des Flussbetts hatte u.a. eine Eintiefung der Salzach und das Abtrennen der Neben- und Seitenarme zur Folge. Dadurch wurde ein Prozess in Gang gesetzt, der die Entkopplung der Au von der Salzach zur Folge hatte und sich im Laufe der Zeit immer mehr verstärkte. Einerseits ist die Sohleintiefung der Salzach im Laufe der Zeit immer weiter vorangeschritten. Dadurch ist der Grundwasserspiegel gesunken, gleichzeitig werden die Auen weniger häufig überflutet. Andererseits führen die relativ seltenen, aber doch immer wieder stattfindenden Überflutungen der Au zu einer Anlandung von Schwebstoffen. Wegen mangelnder Dynamik im Gesamtsystem bleiben die Schwebstoffe dauerhaft liegen und trennen die Au somit noch mehr von der Salzach ab.

Die vorgesehenen Maßnahmen, insbesondere die Anhebung der Salzachsohle sowie des Wasserspiegels durch die Sohlrampen, ermöglichen nun eine Wie-

deranbindung der Au an die Salzach und damit wieder vermehrt Wasser in die Au zu bringen. Das vorhandene Grabensystem kann wieder aktiviert und mit Wasser aus der Salzach ständig dotiert werden. Das ansteigende Grundwasser sorgt für eine Wiederbenetzung von tiefer liegenden Mulden.

Bei der Planung dieser Maßnahmen wurde darauf geachtet, dass möglichst standorttypische Lebensräume entstehen. Gleichzeitig sind bauliche Eingriffe in vorhandene wertvolle Lebensräume zu minimieren und vorhandene Nutzungsinteressen zu berücksichtigen. Vor allem ist das neue Nebengewässersystem so zu planen, dass es nachhaltig wirksam ist und nicht bereits nach dem ersten Hochwasserereignis mit eingetragenen Schwebstoffen verlandet.

Zudem werden durch die eigendynamische Seitenerosion (Weiche Ufer) die vorhandenen Uferrehnen abgeschnitten, die Uferhöhe wird dadurch reduziert und die Salzach kann bereits bei kleineren Hochwasserereignissen wieder in die Au ausufern.

2 Leitbild- Defizite- Anforderungen und Ziele

2.1 Gewässerspezifisches Leitbild: Die Untere Salzach vor der Regulierung

Aus historischen Karten (Abb. 1) ist die Flusslandschaft der einstigen Unteren Salzach mit ihren hochdynamischen Prozessen gut rekonstruierbar, was durch ein altes Gemälde ebenfalls veranschaulicht wird (Abb. 2): Ein hoher Geschiebetrieb, jahreszeitlich stark schwankende Abflüsse und wiederkehrende Hochwässer prägten das verzweigte Flusssystem.

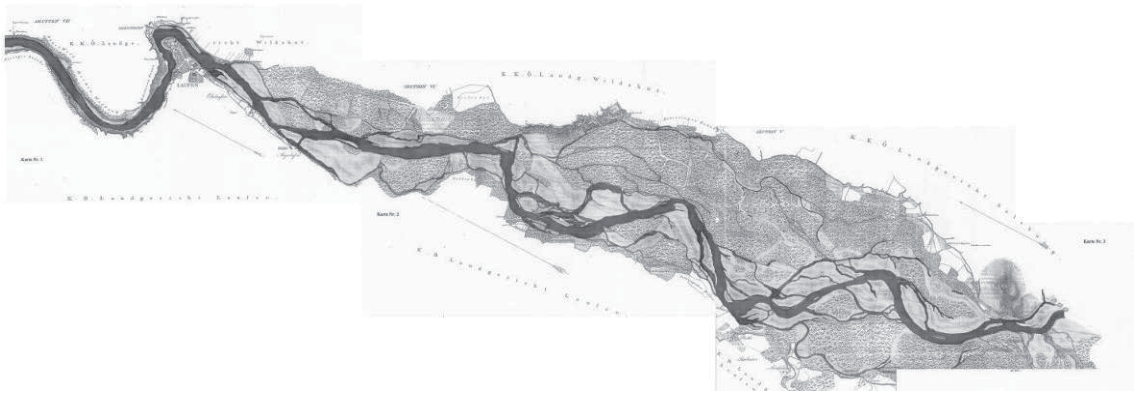


Abb. 1: Die Untere Salzach um 1817 (WRS, 2001).

Dynamische Geschiebeumlagerungsprozesse führten zu Ablagerungen in Form von Schotterbänken und Inseln. Das furkierende System verzweigte sich immer wieder neu in einen Hauptarm und zahlreiche Seiten- und Nebenarme. Dadurch

entstand eine Vielfalt an Lebensräumen. Unbewachsene Schotterinseln entwickelten sich neben bereits vorhandenen Inseln mit Bewuchs.

Heterogene Fließgeschwindigkeiten führten dazu, dass die Substrate in den verzweigten Gerinnen kleinräumig sortiert waren. Die Korngrößen reichten von großen Steinen über Kies bis zum Sand, wobei Steine und Grobkies die dominierenden Substrate bildeten.

Die leicht pendelnde Laufentwicklung des Hauptflusses begünstigt die Bildung von Gleit- und Prallufersituationen: Tiefe Kolke und seichte Furten, aber auch flache Uferbereiche mit Schotterbänken und steile Uferabrisse waren für die Morphologie des Flusses charakteristisch. Eindeutig festgelegte Ufer gab es nicht.



Abb. 2: Ausschnitt aus Salzburg-Panorama (Johann Michael Sattler unter Mitarbeit von F. Loos und J.J. Schindler, 1829 aus: Wiesbauer, Dopsch 2007).

Ein hoher Grundwasserspiegel und jahreszeitlich bedingte Hochwässer führten zu wiederkehrenden Überschwemmungen in der Aue.

Die Dynamik der Au förderte die Entstehung von Neben-, Alt- und Totarmen, aber auch von stehenden Gewässern wie Tümpeln, Weihern und Lacken, die sich mit jedem Hochwasser neu gestalteten: In Niederwasserzeiten fielen die Gewässer zum Teil trocken oder verlandeten, andere ebenfalls wertvolle neue Lebensräume entstanden. Diese natürlichen Störungen wirkten als Schlüsselelemente im Gewässersystem.

Die laterale Vernetzung, d.h. der Austausch zwischen Fluss und Auen sowie die longitudinale Vernetzung, d.h. die Verbindung innerhalb des Gewässersystems waren gegeben und nicht von anthropogenen Eingriffen beeinflusst.

2.2 Gewässerökologische Defizite

Heute, fast 200 Jahre nach Beginn der Salzachregulierung, stechen an der Unteren Salzach viele Defizite ins Auge:

Verminderte Strukturvielfalt:

Die Untere Salzach fließt im einheitlichen Trapezprofil und ist mittels Blockwurf durchgehend gesichert. Gleichförmige Böschungsneigungen und fehlende Strukturen führen zu steilen Strömungsgradienten und homogenen Fließgeschwindigkeiten im Abflussprofil.

Rhithralisierung:

Die massiven Regulierungen führten zu einer Einengung des Flussbettes und in Folge zu einer Rhithralisierung, d.h. zu einer Veränderung der Fisch- bzw. Fließgewässerregion: Aus der einstigen Barbenregion(Epipotamal) hat sich eine Äschenregion (Hyporhithral) entwickelt.

Verringerte Geschiebe- und Flussdynamik:

Die Geschiebedynamik hat sich aufgrund der Verbauungen im Einzugsgebiet der Salzach nachhaltig verändert. Geschiebesperren in den Zubringern reduzieren das Geschiebedargebot. Aufgrund der geringen Geschiebe- und Flussdynamik sind nur mehr wenige Schotterbänke und –inseln als wesentliche Strukturgeber und Lebensräume vorhanden.

Kolmatierung der Sohle:

Eine Verminderung von Geschiebeumlagerungen hat zwar kurzfristig nur geringe Auswirkungen, langfristig aber kann die Anreicherung feinkörniger Substanzen zur Kolmatierung des Schotterlückenraumes (hyporheisches Interstitial) führen. Auch die häufig schwankenden Abflüsse, - das Schwall-Sunk-Verhältnis beträgt an der Unteren Salzach 1:3, - und die Schwebstofffrachten der Stauraumspülungen führen durch die Ablagerung von feinkörnigem Substrat zur inneren Kolmation der Gewässersohle. Gleichzeitig bildet sich durch die verbleibenden grobkörnigen Substrate (äußere Kolmation) eine kompakte, unbewegliche Deckschicht.

Entkoppelung der Nebengewässer:

Ein verminderter Geschiebetransport und ein eingeengtes Gewässersystem führten zu massiven Eintiefungen der Salzachsohle. Mit der Eintiefung der Sohle um bis zu 5 m senkte sich auch der Grundwasserspiegel. In der Folge trockneten zahlreiche Nebengewässer aus, die wenigen noch vorhandenen sind von der Salzach entkoppelt.

2.3 Anforderungen und Ziele

Die Wasserrahmenrichtlinie (WRRL) legt grundsätzlich ein Verschlechterungsverbot des Gewässerzustandes fest und fordert gleichzeitig, dass bis 2015 bzw. spätestens 2027 alle Gewässer zumindest den „guten ökologischen und chemischen Zustand“, erreichen.

Der Wasserkörper der Unteren Salzach ist als „möglicher Kandidat für einen erheblich veränderten Wasserkörper“ eingestuft. Grund für diese Einstufung ist die morphologische Belastung durch flussbauliche Maßnahmen, insbesondere die durchgehende Uferverbauung an beiden Seiten und die Rhithralisierung als Folge der Regulierung.

Die Maßnahmen im Rahmen der Sanierung der Unteren Salzach schaffen die Voraussetzungen einerseits, den „guten ökologischen Zustand“ bzw. das „gute ökologische Potenzial“ nach WRRL an der Unteren Salzach wieder zu erreichen, andererseits den „günstigen Erhaltungszustand“ lt. FFH- und Vogelschutz-Richtlinie von Schutzgütern im Europaschutzgebiet an der Salzach wieder herzustellen.

3 Planerische Umsetzung

Auf der bayerischen Seite besteht durch die Reaktivierung des Mittergrabens vor einigen Jahren sowie der Mündung der Sur etwa in der Mitte des Freilassinger Beckens bereits eine dem Gewässertyp entsprechende laterale Anbindung der Auen an die Salzach.

Auf der österreichischen Seite ist im gesamten Freilassinger Becken zwischen der Mündung der Fischach und der Oichten auf mehr als 10 km Länge keine Verbindung in die Aue vorhanden. Zudem werden die Ufer erst bei Hochwasserereignissen im Bereich eines HQ_{20} bis HQ_{30} großflächig überströmt.

Eine deutlich verbesserte Anbindung der Aue auf der österreichischen Seite wird zum einen durch die so genannten Weichen Ufer und zum anderen durch die Aktivierung der Kleinen Salzach und des Reitbachs und die Wiederanbindung an die Salzach erreicht (siehe Abb. 3).

3.1 Weiche Ufer

Die Abb. 4 zeigt eindrücklich den Effekt der Reduzierung der Uferhöhen in Folge der Weichen Ufer (für eine genaue Beschreibung der Wirkungsweise der Weichen Ufer sei auf den Beitrag von Aufleger et al. verwiesen). Während im Istzustand die Aue bei einem 5-jährlichen Hochwasserereignis auf der österreichischen Seite praktisch trocken ist, wird diese im Planzustand großflächig überflutet. Die Ufer werden im Bereich der aufgeweiteten Bögen überströmt.

Über das vorhandene Rinnensystem verteilt sich das Wasser großflächig über die Au.

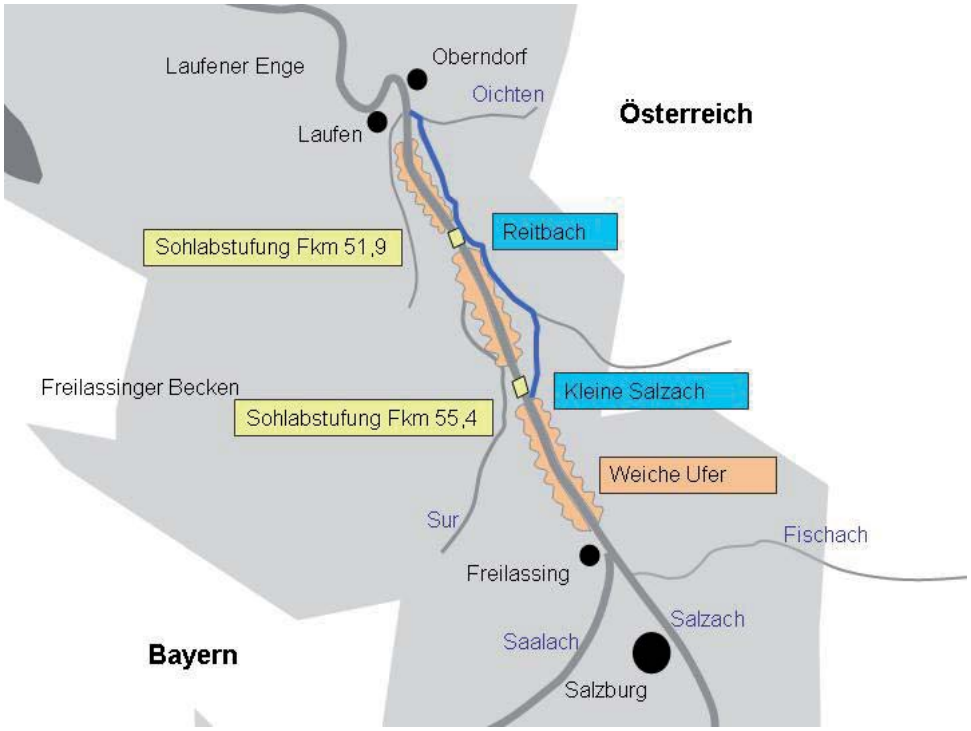


Abb. 3: Schematischer Lageplan mit neuem Nebengewässersystem Kleine Salzach-Reitbach.

3.2 Reaktivierung Nebengewässersystem

Anhand der Auswertung vorhandener Laserscan-Daten ist das vorhandene Rinnen- und Grabensystem in den Salzachauen zu erkennen (vgl. Abb. 5). Etwa in Nord-Süd-Richtung erstreckt sich die Kleine Salzach, ein ehemaliger Nebenarm der Salzach. Die Kleine Salzach wird oberstrom der Sohlabstufung bei Fkm 55,4 über ein Ausleitungsbauwerk mit der Salzach verbunden. Nach einer Fließstrecke von ca. 2200 m mündet die Kleine Salzach in den Reitbach. Der Reitbach wird aus einem Einzugsgebiet im Hinterland der Salzach gespeist und ist bereits derzeit ständig durchflossen. Nach einer Fließlänge von ca. 5700 m mündet das Nebengewässer in einem neu geschaffenen Mündungsbereich wieder in die Salzach.

Während die Kleine Salzach einen relativ großen Querschnitt mit einem bordvollen Abfluss von ca. 40 m^3/s aufweist, ist der Abflussquerschnitt des Reitbachs mit einem bordvollen Abfluss von 15 bis 20 m^3/s wesentlich kleiner (siehe dazu Abb. 6).

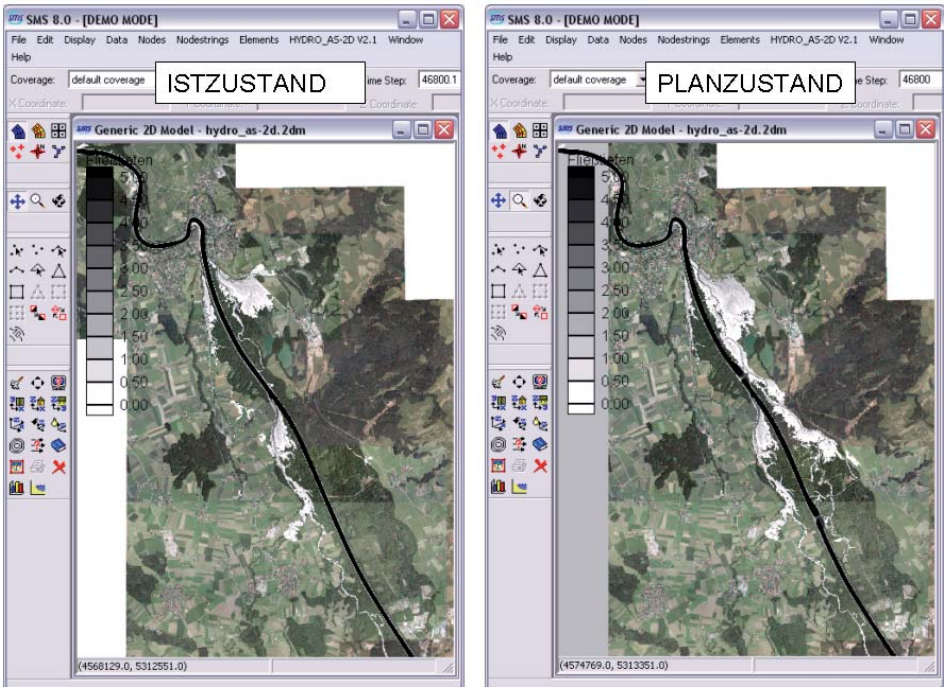


Abb. 4: Überflutungssituation im Istzustand und im Planzustand bei einem etwa 5-jährlichen Hochwasserereignis, Darstellung der Fließtiefen.

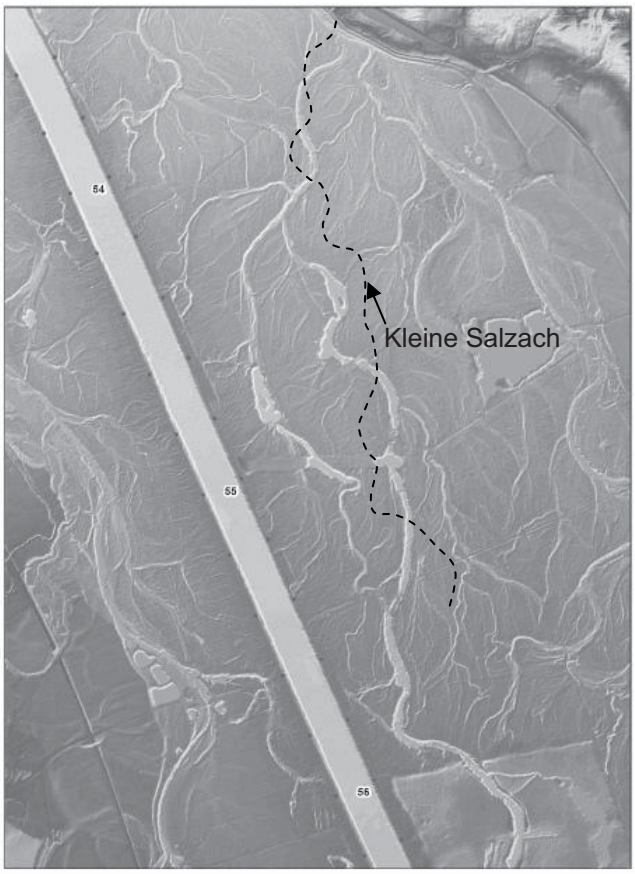
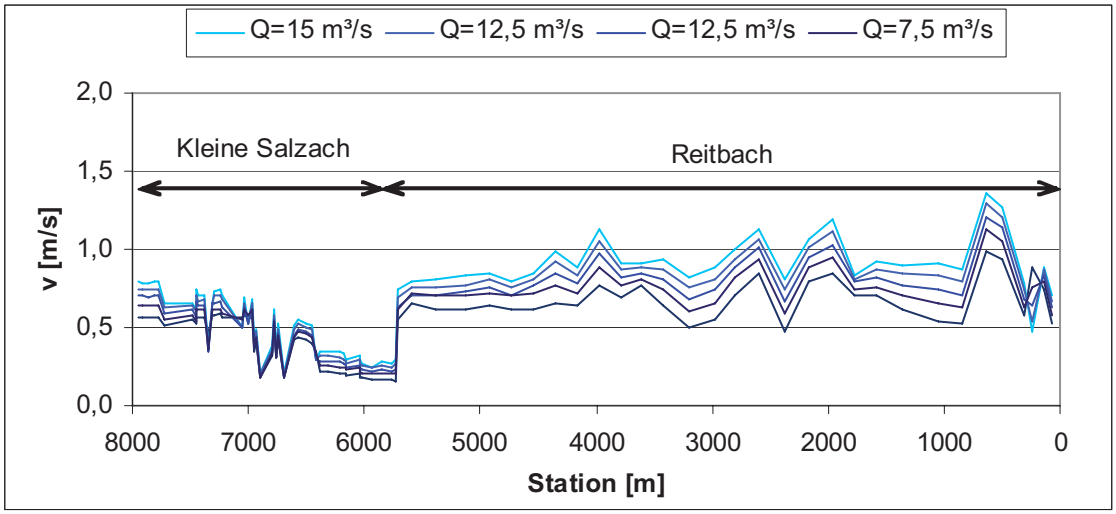


Abb. 5: Auswertung Laserscan-Daten, Kleine Salzach.



Abb. 6: links Kleine Salzach – rechts Reitbach.



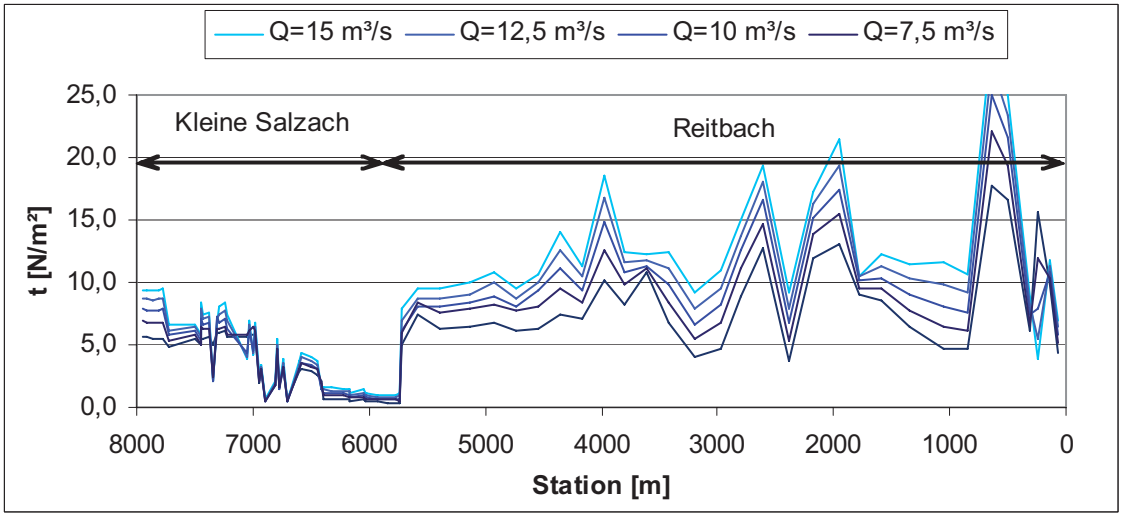


Abb. 7: Kleine Salzach reaktiviert, Reitbach Bestand, Ergebnisse 1d-Berechnung (oben: Fließgeschwindigkeit, unten: Schubspannung).

Zur Beurteilung der Situation wurde eine eindimensionale Wasserspiegellagenberechnung für das Nebengewässersystem durchgeführt. Zunächst wurde im Modell der Reitbach im Istzustand mit der reaktivierten Kleinen Salzach verbunden. Die Ergebnisse der Berechnung in Abb. 7 zeigen eindeutig, dass bei den verschiedenen Abflüssen der Reitbach mit seiner vergleichsweise geringen Leistungsfähigkeit in die Kleine Salzach zurück staut und im Übergangsbereich ein Bereich mit sehr niedrigen Fließgeschwindigkeiten bzw. Schubspannungen entsteht. Hier würden sich über eine relativ große Fließstrecke Feinsedimente sowohl an der Sohle als auch an den Böschungen anlanden. Als Lebensräume für Fische sind diese Bereiche absolut ungeeignet.

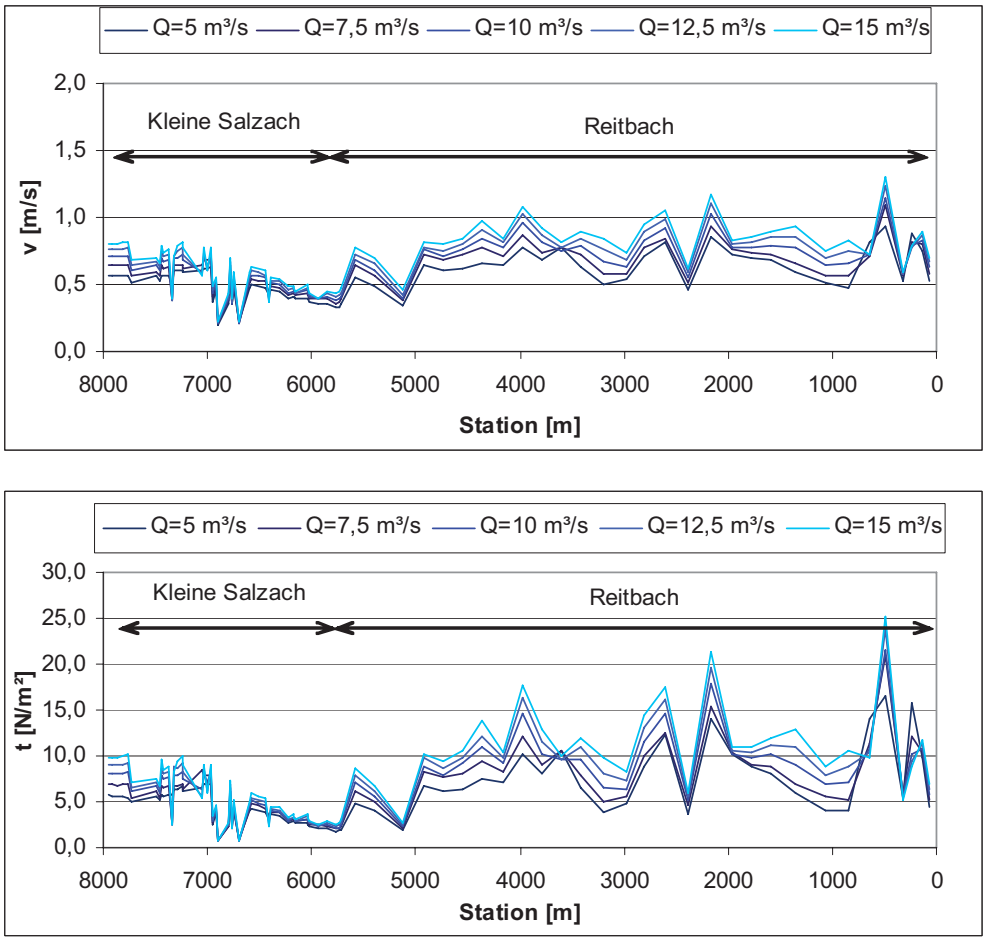


Abb. 8: Kleine Salzach reaktiviert, Reitbach teilweise aufgeweitet, Ergebnisse 1d-Berechnung (oben: Fließgeschwindigkeit, unten: Schubspannung).

Zur Verbesserung dieser Situation wird der Reitbach daher auf den ersten ca. 700 m aufgeweitet und damit die Leistungsfähigkeit erhöht. Abb. 8 zeigt die entsprechenden Ergebnisse der hydraulischen Berechnung mit einer deutlichen Anhebung der Fließgeschwindigkeit in dem kritischen Bereich.

4 Zusammenfassung

Infolge der Korrektionsmaßnahmen an der Unteren Salzach hat sich die Sohle der Salzach eingetieft. Der Grundwasserspiegel sinkt mit dem Wasserspiegel der Salzach ab, Seitengewässer wurden abgeschnitten, nur sehr seltene Hochwasserereignisse fluten die Au. Die Maßnahmen zur Sanierung der Unteren Salzach erlauben eine Wiederanbindung der Au an die Salzach. Auf Basis eines gewässerspezifischen Leitbildes werden die Auen wieder häufiger bei Hochwasser überflutet. Ständig dotierte Seitengewässer werden wieder an die Salzach angebunden.

Die Planungsarbeiten wurden aus Mitteln des europäischen Fonds für regionale Entwicklung kofinanziert.

Referenzen

WRS. (2001): Wasserwirtschaftliche Rahmenuntersuchung Salzach, Fachbericht 10, Grundlagen, Methoden und Anwendung der ökologischen und naturschutzfachlichen Bewertung, Bayerisches Landesamt für Umwelt, Hof.

Wiesbauer H., Dopsch H. (2007): Salzach macht Geschichte, p 254, Salzburg.

Adresse der Autoren

Dr.-Ing. Michael Spannring
SKI GmbH + Co.KG
Lessingstraße 9
D-80336 München
E-Mail: spannring@ski-ing.de



Dipl.-Ing. Sabine Raudaschl
REVITAL Ziviltechniker GmbH
Nußdorf 71
A-9990 Nudorf-Debant
E-Mail: s.raudaschl@revital-zt.com



Dipl.-Ing. Martin Mühlbauer
ezb - TB Zauner GmbH
Marktstrasse 53
A-4090 Engelhartszell
E-Mail: muehlbauer@ezb-fluss.at



Prof. Dipl.-Ing. Dr. Susanne Muhar
Institut für Hydrobiologie und
Gewässermanagement
Universität für Bodenkultur
Max Emanuel-Str. 17
A-1090 Wien
E-Mail: susanne.muhar@boku.ac.at





Monitoring of Fish Free Passage at the bottom ramp Kolbermoor in the river Mangfall

Funktionskontrolle der Rampe Kolbermoor am Mangfall nach Kriterien der Durchgängigkeit für Fische

R.W. Wang

1 Introduction

For the restoration of free passage for fish and other aquatic species in rivers, nature-like rough ramps and fish ramps are getting more and more importance. Though there are numerous hydraulic model tests conducted to suggest requirements and construction types of such nature-like ramps, effectiveness on restoration of fish migration free passage is seldom assessed through field investigations, in particular under different flow conditions.

The monitoring of fish free passage in aspects of hydraulic / geometric and biological investigations was conducted at the bottom ramps Kolbermoor and Plackermühle as well as fish ramps Schwaig and Leitner in the river system of Mangfall in Bavaria during 2006 and 2007 by Institute of Hydraulic and Water Resources Engineering at the Technische Universität München and Bavarian Fishing Association. In this article, the case study of the bottom ramp in Kolbermoor is presented. Adequate design principles and standard operating procedures of monitoring work at ramps are suggested and developed to ensure satisfactory ecological function at such nature-like structures.

2 Methodology

An evidence of the biological free passage at bottom ramps in nature is difficult to conduct (Gebler 1991). Many hydraulic field investigations at fish migration facilities or rough ramps were made only one time and were often during mean annual discharge, which provided relative good flow conditions for fish to move. However, such results can hardly demonstrate a convictive proof of the effectiveness under various flow conditions, particularly a common problem that ramps run dry during low discharge period. In regard to fish species which can pass through migration facilities, whether constructions have a strong selectivity on species should be assessed as well. Especially for small fish and benthic

fish, ramps which are not well designed still present as obstacles for fish movement.

To develop a free fish passage for all species in the river, it is necessary to provide flow conditions which are adequate to fish for at least 300 days/year at the appropriate cross sections (MUNLV 2005; Schwevers 2006; Dumont 2006; Görlach 2006, DWA-Themen 2006). Based on it, fieldwork should be carried out on ramps at least under three flow discharges: Q_{30} (30-days-nonexceedence-discharge) represents the low flow condition, Q_{330} (330-days-nonexceedence-discharge) represents the high flow condition and *MQ* (mean annual flow) represents the general condition.

As for the biological considerations on ramps, there are no specific target fish species, i.e. all species presented in the reach should be considered. Efficiency should not be constrained as percentage or number of successful upstream migrating fish. Instead, a qualitative level of assessment marked from *A* to *E* representing “very good” to “bad level” (DWA-Themen 2006) is introduced.

There are numerous factors which contribute influences on the performance of fish migration facilities. For an assessment in practice, simple and quantitative criteria should be given to make it possible on evaluation of the effectiveness of the constructions. fig. 1 shows the summarized criteria in aspects of hydraulic and geometric factors for various fish species based on the German experts’ report DWA-Themen 2006 “Funktionskontrolle von Fischaufstiegsanlagen (Monitoring on Fish Upstream Migration Facilities)” for analysis of results of field investigations.

Representative Species (with body length up to [cm])	Brown trout (40)	Grayling, Dace (60)	Barbel, pike(120)
Min. water depth [m]	0.4	0.45	0.5
Width of notches and narrow slots [m]	0.2 ~ 0.4	0.4 ~ 0.6	0.8
Max. water level difference [m]	0.2	0.15	0.13
Max. flow velocity in notches and narrow slots [m/s]	2.0	1.7	1.6

fig. 1: Assessment of the minimum water depth in fish migration facilities: level of assessment = B; definition of levels: very good (*A*), good (*B*), moderate (*C*), poor (*D*), bad (*E*).

Geometry of the bottom ramps / fish ramps, velocity and water depth of flow as well as the water level differences between pools or sills were measured at all the possible passage slots of each boulder sill. A slot is recognized as possible

passage if the water surface width is larger than 15 cm and water depth deeper than 10 cm. The velocity measurements should be conducted at positions where the highest velocity occurs, as shown in fig. 2. Velocities were measured at two depths, which were 2.8 cm and 10 cm above ramp bottom.

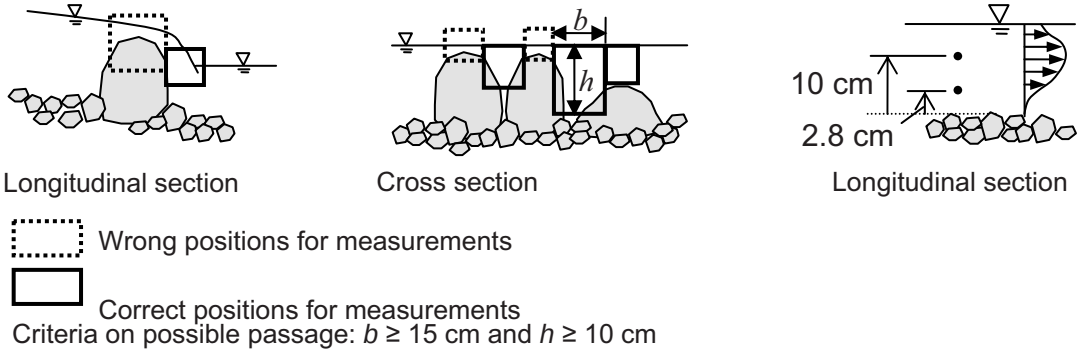


fig. 2: Positions for velocity measurements.

3 Case study

The bottom ramp Kolbermoor consists of two cascaded ramps, which replaced a six meter high spinnery weir to mitigate streambed erosion and to reestablish free passage and habitat for fish and other aquatic organics.

The upper bottom ramp is about 80 meters long and 45 ~ 50 meters wide formed by 12 boulder sills. The lower ramp is about 60 meters long and 33 ~ 42 meters wide, formed by 11 boulder sills. Between the two ramps there is a large resting area. The discharges of Q_{30}, MQ and Q_{330} at the study site are 3.06, 17.4 and 36.9 m³/s, respectively. The fish species nearby the ramp include chub, grayling, barbel, brown trout, nase and rainbow trout, etc.

3.1 First fieldwork: May. 2006, *Q*: 20.0 m³/s (≈ *MQ*)

The first field investigation was carried out in May 2006. The discharge measured on that day at the gauge station Mangfall / Rosenheim was 20.0 m³/s, corresponding to about annual mean flow.

The results show that more than 80% measured velocities are lower than 1.5 m/s. The measured slot widths are adequate for brown trout but for critical for grayling; only few slots are wide enough for barbel to pass. In regard to water depth, at most slots it was too shallow for all the three representative species (fig. 4). The histogram shows that water depth is the governing factor for the assessment of fish passage effectiveness at this ramp.

In fig. 5 illustrates the possible passage corridor for brown trout. Each square



fig. 3: Bird's eye view of the bottom ramp Kolbermoor (source: Bayern Viewer).

marked on sills represents height (water depth) and width (water surface width) of a possible passage slot. Values above squares show the measured maximum velocity at the slot. Square and their corresponding values of velocity in black demonstrate slots which satisfy all the requirements for brown trout. Those in gray color are recognized as failed for brown trout to ascend. Most of failed slots caused by too shallow water depth, therefore at bottom ramp Kolbermoor, even during mean flow condition, no continuous migration corridor can be traced.

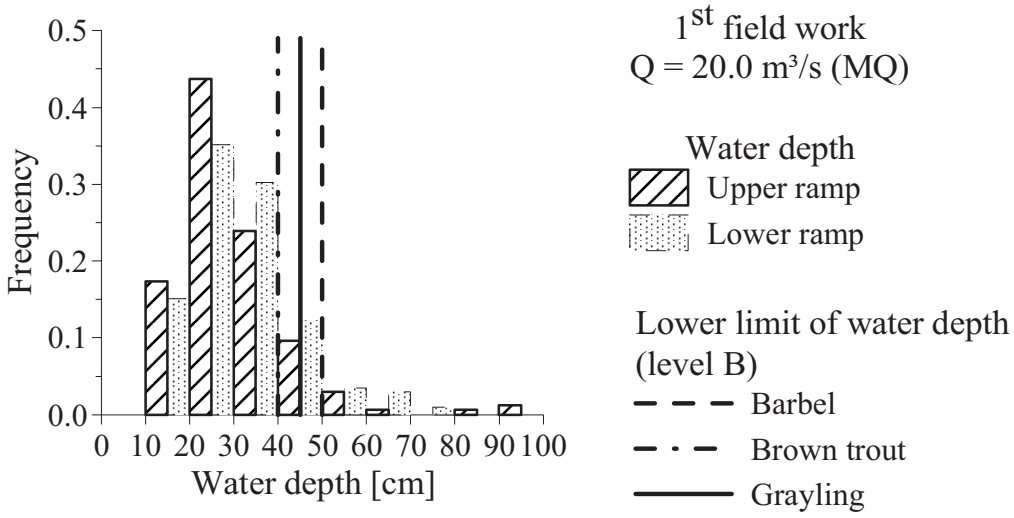


fig. 4: Water depth distribution of the measured possible passage slots at the bottom ramp Kolbermoor; Date: 1st fieldwork, May.2006; Discharge: Q = 20 m³/s (≈ MQ).

3.2 Second fieldwork: Oct. 2006, Q: 4.84 m³/s (≈ Q_{30})

The second fieldwork was carried out in October 2006, while the discharge was 4.84 m³/s corresponding to about Q_{30}. To reduce the load of fieldwork, about

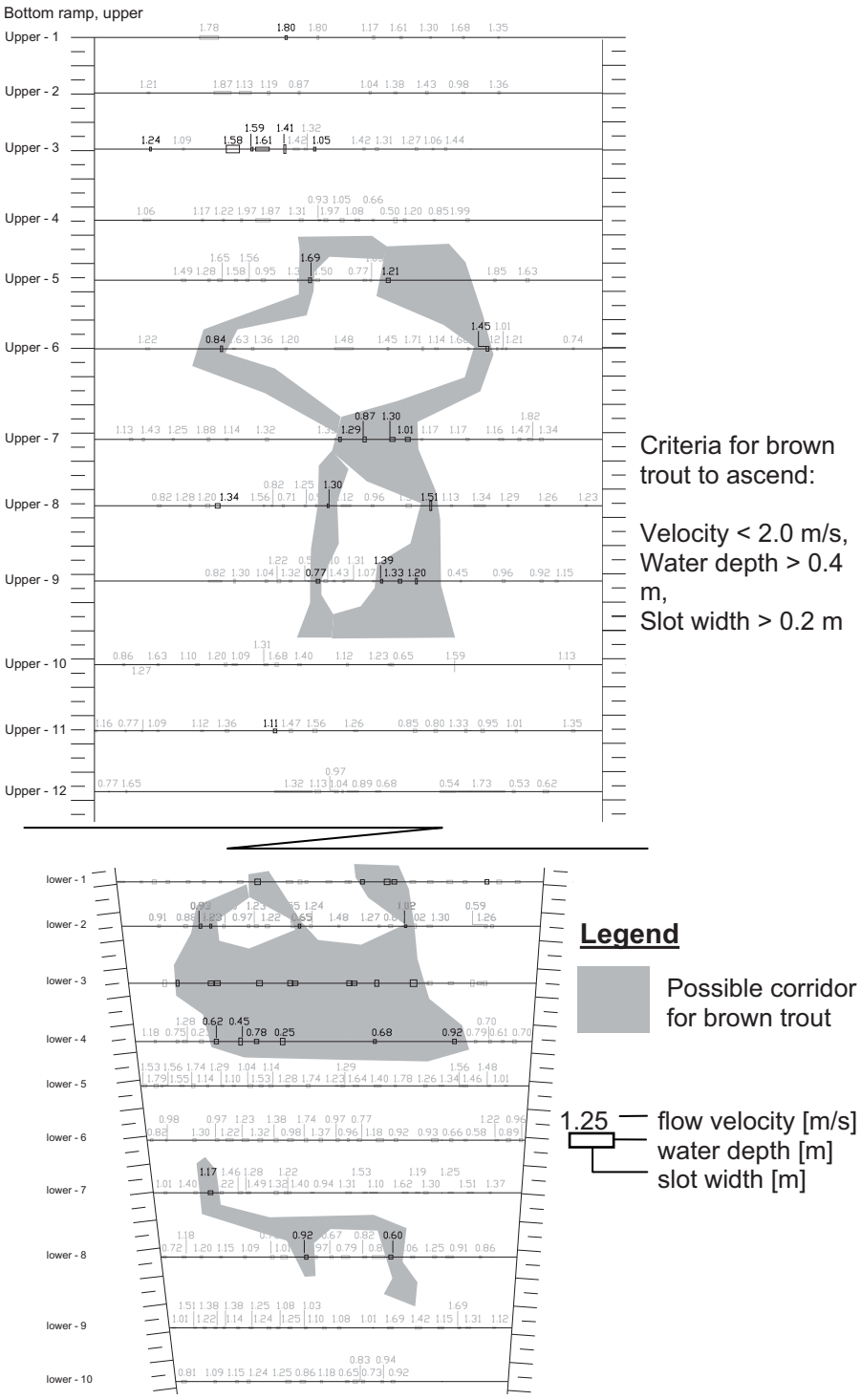


fig. 5: Distribution of possible passage slots and migrating corridor for brown trout at the bottom ramp Kolbermoor under mean flow (*MQ*) condition, fieldwork on May. 2006.

one half of all the boulder sills were selected to conduct the investigation in the second fieldwork. The boulder sills which consist of opening slots with too high

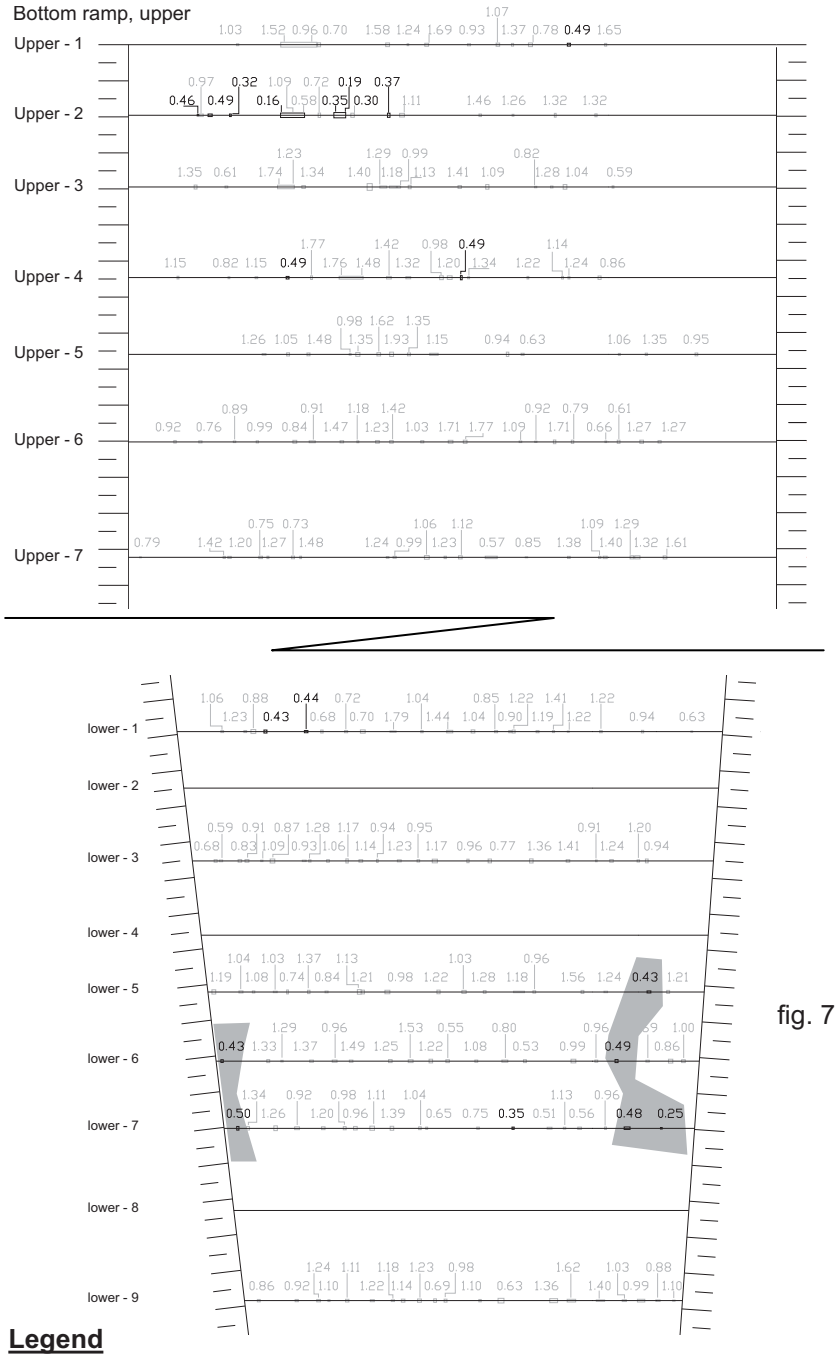
or too low velocities were selected; the first sill at the upstream side is usually at a control section position and must be included as well.

The velocity was obtained at each gap at two water depths: near bottom (2.8 cm above streambed) and 10 cm above streambed. The result shows no significant difference of velocities between the two depths. For further field investigations, velocity measurement at one depth position is suggested. Most measured velocities are under the upper limits for brown trout, grayling and barbel.

In fig. 6 illustrate the possible passage corridor for small fish species. Dimensions of the slots are most adequate for small fish and the dominant factor is the flow velocity. From the measurement results it shows, only at few slots the measured velocities were lower than 0.5 m/s, which indicates to a bad condition for a continuous migrating corridor but however leads to a misunderstanding. Because during the investigations, velocity measurements were conducted at slots where the maximum velocity occurred (see fig. 2). Slots with smaller dimension and lower flow velocity which were not recognized as possible passage and were not measured may provide corridor for small species and the results for small species were also underestimated.

3.3 Third fieldwork: Sep. 2007, Q: 56.4 m³/s, (≈ 1.5 × Q_{330})

The third fieldwork was carried out in September 2007 when the discharge in the river Mangfall came to be about Q_{330} for a high flow investigation. The discharge was 56.4 m³/s, which is about 1.5 times of Q_{330}. The water on the investigation day was very rapid and turbid. Only the river bank of the upper ramp was available to reach for conducting the work. The measurements were conducted at one point next to the right river bank at each boulder sill. It is commonly supposed that fish can use the near bank region to migrate during high flow condition because it provides relative low flow velocity. From the result in fig. 7 it shows that most velocities were between 0.8 and 1.3 m/s. The flow was impounded by the ramp and the sills were no more barriers in the water body. The flow velocity was probably appropriate for fish to migration, but the water was very turbulent. For fish they can hardly take rest in such long distance migration route.



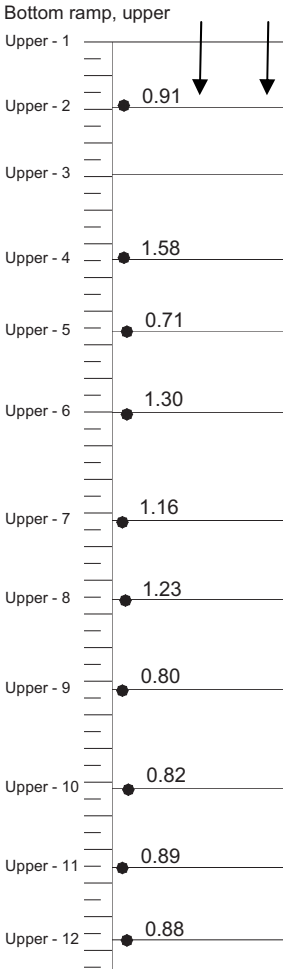


fig. 7: Velocity distribution at the leftbank side during high flow (≈ 1.5 × Q_{330}), field-work on Sep. 2007 (unit: m/s).

Legend

Possible corridor for small fish

1.25 — flow velocity [m/s]
water depth [m]
slot width [m]

Criteria for small fish t to ascend:

Velocity < 0.5 m/s,
Water depth > 0.1 m,

fig. 6: Distribution of possible passage for small fish at the bottom ramp Kolbermoor under low flow (Q_{30}) condition, fieldwork on Oct.25.2006.

4 Conclusion

A “Guideline” of geometrical / hydraulic monitoring is established according to the processes and results in these investigations, to suggest the engineers and authorities how to conduct an appropriate monitoring on such ramps, which carry functions on mitigation of riverbed erosion and rebuild of free passages in rivers.

To examine the effectiveness of a fish migration facility, the necessary fieldwork include investigations of flow velocity, water depth, slot widths (if passage exists at narrow slots) and water level difference (if the free surface line alone flow direction is not smooth but cascaded). The following equations can be developed:

$$\textit{Effectiveness} = \int_{Q_{30}}^{Q_{330}} (\textit{to trace}) \times (\textit{to pass}) \quad \text{(DWA-Themen 2006)} \qquad [1]$$

$$\textit{Level of effectiveness} = f(v, H, B, \Delta h) \qquad [2]$$

where Q_{330}: 330-days-nonexceedence-discharge [m³/s]
Q_{30}: 30-days-nonexceedence-discharge [m³/s]
v: flow velocity [m/s]
H: water depth [m]
B: slot width [m]
Δh: water level difference [m]
Level of effectiveness: *A* (very good), *B* (good), *C* (moderate), *D* (poor), *E* (bad)

Criteria (assessment level of effectiveness) depend on fish species.

The principles for a success construction of bottom ramp / fish ramp depend on properties of high spatial hydraulic diversity and low temporal variation of the structure itself and conduction of monitoring on geometric / hydraulic parameters.

References

Dumont, U. (2006): Hydraulic and geometrical requirements of fish passes, Proc. International DWA Symposium on Water Resources Management, Berlin, p. 31 – 41.

DWA (2006): Funktionskontrolle von Fischaufstiegsanlagen, DWA-Themen, p. 35, 41, 42, 45, 112 – 118.

Gebler, R.J. (1991): Naturgemäße Bauweisen von Sohlenbauwerken und Fischaufstiegen zur Vernetzung der Fließgewässer, Universität Karlsruhe, Heft 181/1991, p. 55.

Görlach, J. (2006): Evaluation of fish pass effectiveness, Proc. International DWA Symposium on Water Resources Management, Berlin, p. 130.

MUNLV (Ministerium für Umwelt und Naturschutz, Landwirtschaft und Verbraucherschutz des Landes Nordrhein-Westfalen). (2005): Handbuch Querbauwerke, p. 112, 129.

Schwevers, U. (2006): General requirements of fish passes. Proc. International DWA Symposium on Water Resources Management, Berlin, p. 24 - 30.

Adress of the Autor

Dr.-Ing. Ruey-wen WANG
Laboratoire d'Etudes Aérodynamiques
Université de Poitiers
Boulevard Marie et Pierre Curie
Téléport 2, BP 30179
F-86962 Futuroscope Cédex, FRANCE
E-Mail : ruey-wen.wang@lea.univ-poitiers.fr





Neue Anforderungen an den Flussbau
Teil 2

(Session 6)

Sessionsleiter:
Dr. A. Hartlieb
TU München





Hydraulische Konzeption des Hochwasserentlastungsstollens Thunersee

M. Andres, P. Billeter. P. Schmocker

1 Einleitung, heutige Situation und Grundlagen

Die Möglichkeiten zur Hochwasserbewältigung und Retention sind heute beim Thunersee beschränkt. Das Retentionsvolumen als Funktion von Seeoberfläche und Spiegeldifferenz zwischen dem Betriebspegel und der Schadensgrenze ist klein und die Entlastungskapazität durch die innere und die äussere Aare in Thun ist limitiert. Dies führte in den letzten Jahren zu häufigen Überschreitungen der Schadensgrenze und entsprechend grossen Schäden.

Nach dem für die Thunersee Anrainer verheerenden Hochwasser 1999 wurde die Projektierung von Massnahmen zur Kapazitätserhöhung des Thunersee-Ausflusses vom Tiefbauamt des Kantons Bern, vertreten durch den Oberingenieurkreis I initiiert. Als massgebende technische Anforderung an die Massnahmen wurde ein Schutzziel definiert, dass für Hochwasserzuflüsse wie im Jahr 1999 die Einhaltung einer Kote von 558.80 m ü.M. festlegt. Ab einer Überschreitung dieser Kote, die rund 1 m über dem heutigen Sommer-Seestand liegt, ist mit einer starken Zunahme der Schadenskosten zu rechnen.

Im Rahmen eines partizipativen Prozesses, in den Projektbeteiligte (Behörden, Interessenvertreter, Verbände, Anstösser und Eigentümer) eingebunden waren, wurde unterschiedlichste Varianten der Kapazitätserhöhung evaluiert und diese mittels Nutzwertanalysen bewertet. Werden nebst den Kosten noch zusätzliche Kriterien berücksichtigt, so weisst die Variante Entlastungsstollens bezüglich der Umweltauswirkungen, den Baurisiken, den Bauauswirkungen und Bauimmissionen sowie der hydraulischen Funktionstüchtigkeit (und damit der Hochwasserschutzwirkung) unter allen Varianten den grössten Nutzwert aus.

Die Evaluationsphase hat zudem gezeigt, dass nebst dem Schutzziel Seestand auch ein Schutzziel für die Unterlieger anzusterben ist: Mit der Erhöhung der Entlastungskapazität soll einerseits der Seestand tief gehalten werden, anderseits dürfen sich die Abflüsse zu den Unterliegern gegenüber heute nicht vergrössern. Damit muss für den Stollen ein Betriebsreglement geschaffen werden, dass ein effektives und zeitgerechtes Hochwassermanagement erlaubt.

2 Konzept Entlastungsstollen

Die hydraulische Funktionsweise des Entlastungsstollens entspricht einem Düker. Dieser nützt das Wasserspiegelgefälle von rund 6 m zwischen dem Schifffahrtskanal und der Aare unterhalb des Kraftwerks. Durch eine Tafelschütze beim Auslauf wird der Durchfluss reguliert. Der Stollen ist damit immer unter Druck und Beeinträchtigungen durch instationäre hydraulische Effekte (Lufteintrag, Pulsationen etc.) werden vermieden. Die zweite Tafelschütze beim Einlaufbauwerk ist im Normalfall geöffnet. Sie dient als oberes Abschlussorgan zur Stollenentleerung für den Unterhalt sowie als Notorgan, im Falle sich die Regulierschütze nicht schliessen lässt. Die Abflusskapazität des Stollens bei Vollöffnung der Schütze beträgt rund 110 - 120 m^3/s (je nach Wasserstand bzw. Wasserführung der Aare), womit sich im Stollen Strömungsgeschwindigkeiten im Stollen bis ca. 4.6 m/s ergeben.

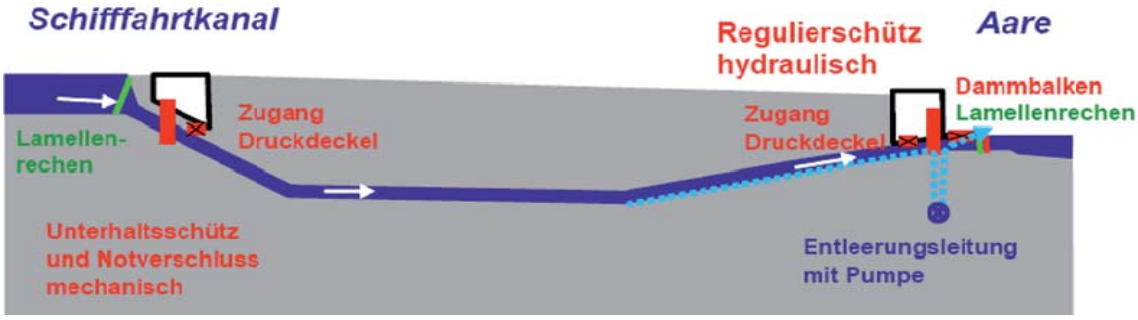


Abb. 1: Ausrüstung Entlastungsstollen.

3 Konstruktion und Auslegung

Der Entlastungsstollen weist eine Länge von rund 1'210 m und einen nominalen Innendurchmesser von 5.4 m auf. Er führt vom Ende des Schifffahrtskanals (in Verlängerung des Thunersees) entlang des Bahntrasses bis zur Aare unterhalb des Kraftwerks Thun.

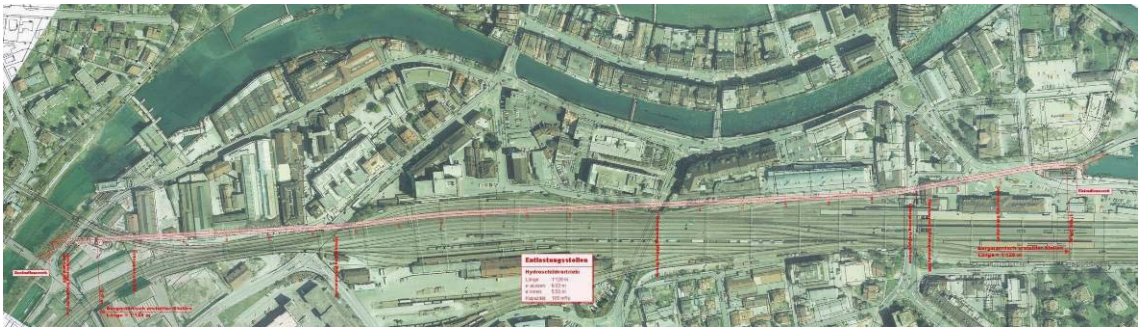


Abb. 2: Linienführung Entlastungsstollen auf Orthofoto der Stadt Thun.

Der Entlastungsstollen unterteilt sich in drei Abschnitte: das Einlaufbauwerk, den bergmännisch aufgefahrenen Stollen und das Auslaufbauwerk.

Das Einlaufbauwerk ist auf die parallele Anströmung und begrenzte Strömungsgeschwindigkeiten im Schifffahrtskanal ausgelegt, wodurch der Schiffsbetrieb möglichst wenig beeinträchtigt wird. Es ist hydraulisch so gestaltet, dass der Lufteintrag in den Stollen minimal ist und dass die Kapazität nicht durch Einlaufwirbel beeinträchtigt wird. Im Endzustand ist das Einlaufbauwerk komplett überdeckt und die Einlauföffnung mit den Rechenstäben ist nur in Ausnahmefällen bei Niederwasserständen sichtbar.

Ab dem Einlaufbauwerk taucht der Entlastungsstollen mit rund 12% Gefälle ab. Nach rund 60 m wird das mögliche zukünftige Trasse der Stadtumfahrung Süd unterquert. Die Bedingung, diese Tunnellösung als Option zu erhalten, bestimmt weitestgehend das Längenprofil des Entlastungsstollens. Gleichzeitig erreicht man damit, dass die Scheitelüberdeckung des Entlastungsstollens bereits nach 80 m rund 12 – 13 m beträgt und damit Konflikte mit bestehenden Bauwerken und Werkleitungen ausgeschlossen werden können.

Die Lage des Auslaufbauwerks berücksichtigt einerseits einen möglichst flachen Einleitwinkel in die Aare, andererseits die sehr engen örtlichen Verhältnisse. Im Auslaufbauwerk wird der Stollenquerschnitt aufgeweitet und so die Austrittsgeschwindigkeit auf die Fliessgeschwindigkeit der Aare gebracht. Das Auslaufbauwerk enthält eine Tafelschütze als Betriebsorgan, einen Aggregate- und Steuerraum sowie die Hilfsbetriebe für die Stollenentleerung. Der Auslauf ist mit einem Grobrechen versehen und so ausgelegt, dass bei Volllastbetrieb ein strömungstechnisch stabiler Übergang vom Druckabfluss im Stollen zum Freispiegelabfluss in der Aare stattfindet.

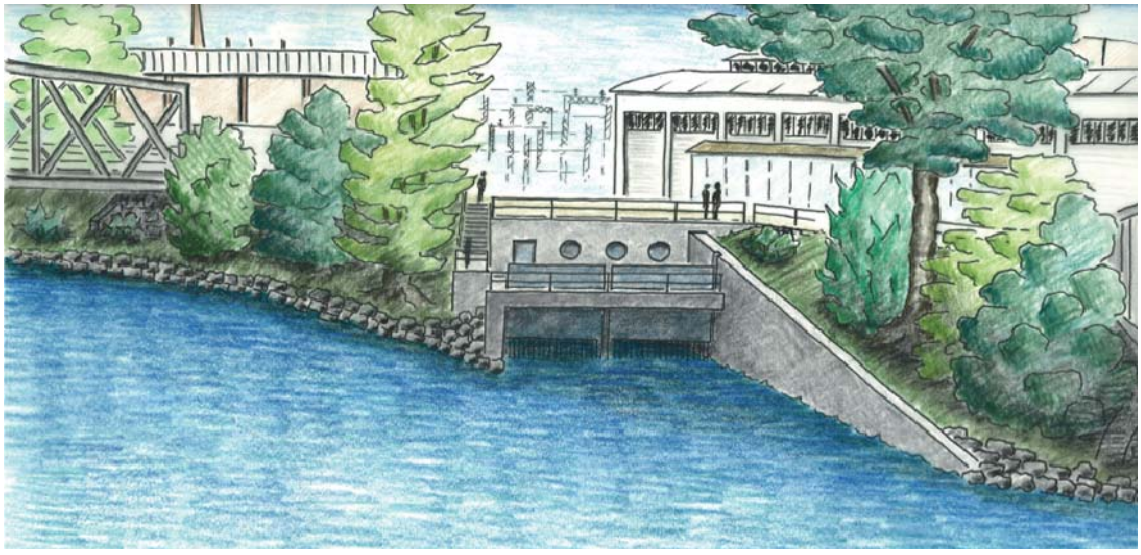


Abb. 3: Gestaltungsskizze Auslaufbauwerk.

Der Baugrund für den Entlastungsstollen besteht vorwiegend aus siltigen/sandigen Schottern (Kies mit variablem Silt-, Sandanteil, untergeordnet auch tonig). Sie sind mitteldicht bis dicht gelagert, gut tragfähig und i.a. gut durchlässig. Im Bereich des Einlaufbauwerks wird der Anteil an feinsandigen, locker gelagerten Silten immer grösser. Der Stollenscheitel liegt ca. 5 bis 6 m unter dem Grundwasserspiegel.

Das Auffahren des Stollens erfolgt mit einer Hydroschild – TBM. Dabei wird die Ortsbrust mit einem Wasser-/Bentonit-Gemisch gestützt und der Grundwasserspiegel muss nicht abgesenkt werden. Der Ausbau erfolgt einschalig mit vorfabrizierten Stahlbetontübbingen von 30 cm Stärke. Als Abdichtung dient ein Neoprenband in den Tübbingfugen.

Der Stollen wird von der Baugrube des Auslaufbauwerks ausgehend in Richtung Thunersee bzw. Einlaufbauwerk aufgefahren. Er unterquert mit vorerst fallendem und anschliessend mit Minimalgefälle steigendem Vortrieb die Gleisanlagen ausgangs des Bahnhofs Thun sowie drei Strassenunterführungen, ein Gebäude der SBB und zum Schluss den stark befahrenen Bahnhofplatz. Um Gefährdungen von Dritten während den Vortriebsarbeiten auszuschliessen, wurden die tangierten Bauwerke (Gebäude, Unterführungen, Gleisanlagen, Plätze) mit verschiedenen automatisierten Messanlagen überwacht, die bei grösseren Setzungen automatisch Alarm auslösen.

Nach einer Anlernzeit konnte die Vortriebsleistung auf durchschnittlich 8 m/Arbeitstag gesteigert werden, was eine Gesamtvortriebsdauer von rund sieben Monaten ergibt.

Beim Ein- und Auslauf sind tiefe Baugruben im Grundwasser zu erstellen. In den bis 20 m tiefen Baugruben liegt die Sohle bis zu 14 m unter dem Grundwasserspiegel. Dieser kann infolge Setzungsgefahr (feinkörnige Böden beim Einlauf) bzw. starkem Grundwasseranfall (durchlässige Schotter beim Auslauf) nicht abgesenkt werden. Die grosse Baugrubentiefe, die erforderliche Einbindtiefe (Dichtigkeit, Grundbruch) und die Nähe zu umliegende Gebäuden führten zur Wahl von überschnittenen Pfahlwände. In Baugrubenabschnitten geringerer Tiefe erfolgt ein Wechsel auf Spundwände.

Je nach Tragfähigkeit der Böden und dem Wasserdruck sind die Baugrubenabschlüsse mit Ankerlagen gesichert oder gespriesst. Das Grundwasser im Innern der Baugrube wird mittels Filterbrunnen entspannt. Eine zusätzliche Segmentierung der Baugrube reduziert die Pumpmengen. Die Wasserhaltung und die Baugrubendeformationen werden automatisch überwacht.

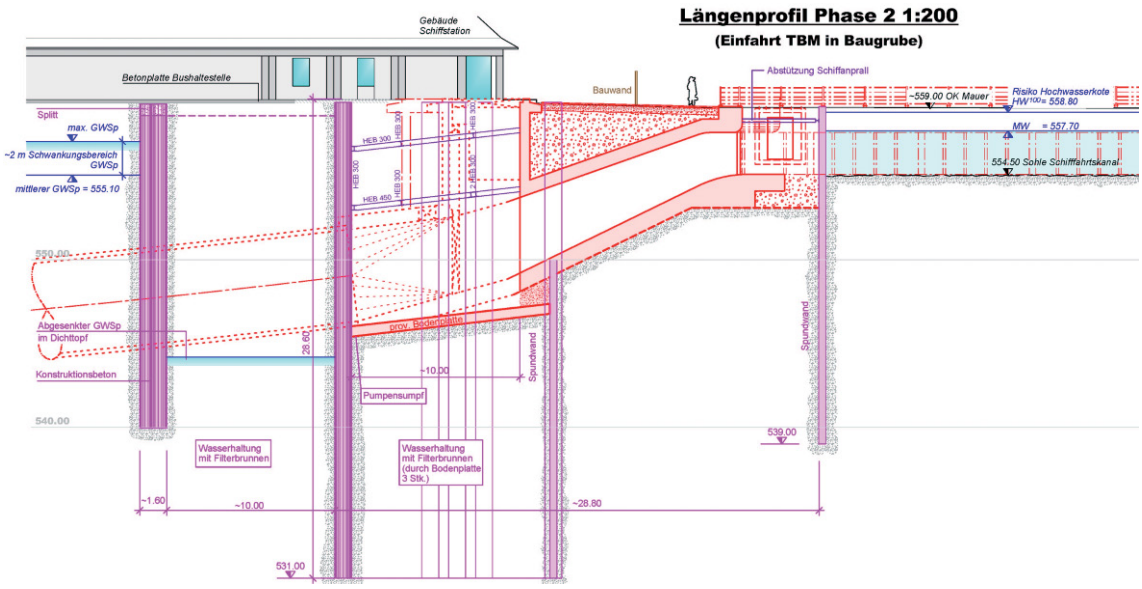


Abb. 4: Längsschnitt Einlaufbauwerk, Strömungsgeometrie und Baugrube.

Zu den technischen Aspekten kommt die Koordination der Arbeiten einer Grossbaustelle im städtischen Umfeld. Das Bauwerk bzw. der riesige notwendige Installationsplatz für den Hydroschildvortrieb ist mit der geplanten Grossüberbauung Selve Park ebenso abzugleichen, wie die vielfältigen Verkehrsströme auf dem Bahnhofplatz mit Bahnreisenden, Busverkehr, Schifffahrt und nicht zuletzt dem Individualverkehr.

4 Hydraulik, An- und Abströmung

Der Abfluss des Sees durch das Aaresystem in Thun ist mit dem 2D-Abflussmodell sms (surface modelling system) berechnet worden. Für die Kalibrierung des Modells haben detaillierte Pegelmessungen während dem Hochwasser 2005 zur Verfügung gestanden. Die Abweichungen der gemessenen Pegel zum Modell lagen im Bereich von wenigen Zentimetern.

Die Kapazität des Stollens wurde analytisch mit verschiedenen Rauhigkeitswerten ermittelt. Der Einfluss der Makrorauhigkeit infolge der Ausbuchtungen bei den Tübbingverschraubungen wurde mit einem 3D-CFD-Modell (FLUENT) abgeschätzt. Die Abflussminderung beträgt rund 2-3 % verglichen mit dem Durchfluss durch einen Stollen mit geschalter Betonoberfläche.

Das 2D-Modell ist anschliessend mit den Stollenberechnungen iterativ gekoppelt worden, womit sich der pegelabhängige Abfluss aus dem See ermittelt liess (p-Q-Beziehung). Es zeigte sich, dass mit dem Stollen die Entlastungskapazität des Thunersees um ca. 20 – 30 % gesteigert werden kann. Mit den p-Q-Kurven und einem Routingverfahren konnte anschliessen die Wirksamkeit des Stollen bei den bisherigen Hochwässern nachgewiesen werden (vgl. auch 6).

Die Abb. 5 und 6 zeigen die Strömungsverhältnisse beim Ein- und Auslaufbauwerk. Der Einlaufbereich wurde dahingehend optimiert, das während des Stollenbetriebs der Schifffahrtskanal für Kursschiffe befahrbar bleibt. Dazu darf die Strömungsgeschwindigkeit im Kanal maximal 1.5 m/s betragen.

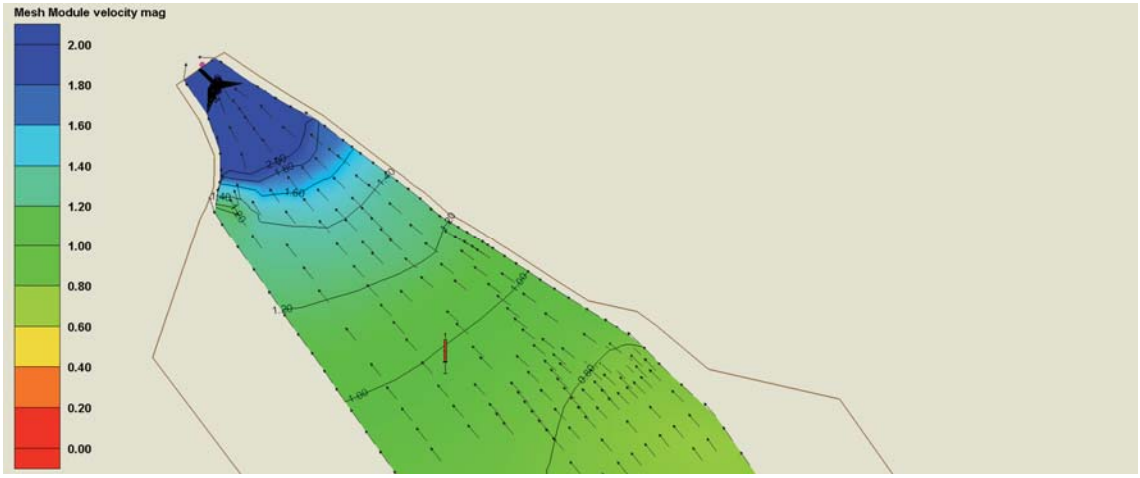


Abb. 5: Strömungsgeschwindigkeiten beim Einlauf ($Q_{Stollen}$ = 120 m^3/s).

Beim Auslaufbauwerk wurden die Öffnungsgeometrie und der Einleitwinkel so optimiert, dass für die massgebenden Bemessungsabflüsse (420 - 560 m^3/s) die Energielinienhöhen und Strömungsgeschwindigkeiten des Stollenauslaufs und der Aare möglichst wenig differieren und dass die hydraulische Belastung des Gegenufers limitiert ist.

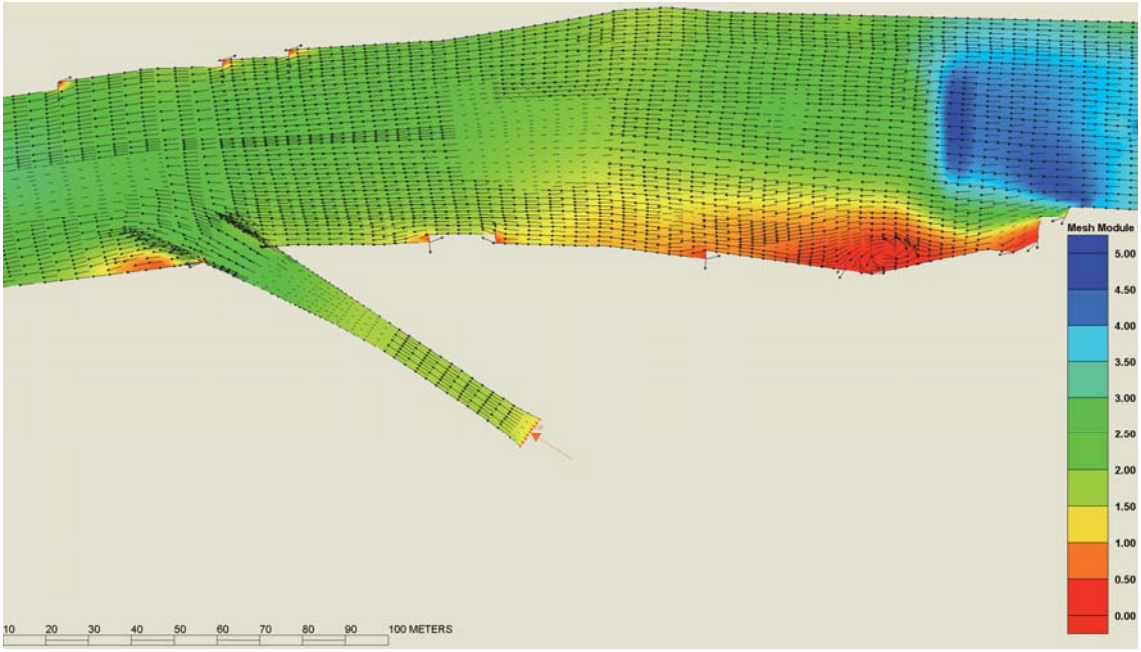


Abb. 6: Strömungsgeschwindigkeiten beim Auslauf (Q_{Aare} = 530 m^3/s).

5 Betriebsreglement

Mit dem durch den Entlastungsstollen verbesserten Ausfluss aus dem Thuner See muss auch das heutige Reglement zur Regulierung des Thunersees angepasst werden. Die Anpassung wird mit einem speziellen Betriebsreglement vorgenommen das sich auf die Bewältigung von Hochwasser-Risikosituationen beschränkt. Gleichzeitig wird mit einer neuen Seestands-Abfluss-Beziehung des gültigen Thunersee - Reglements in Zukunft der durchschnittliche Sommerwasserstand im Thunersee von heute ca. 557.80 m ü.M. um 10 cm tiefer gehalten damit zusätzliches Retentionsvolumen vorhanden ist, welches bei rasch ablaufenden Regenereignissen mithilft, die Hochwasserspitzen tief zu halten.

Damit der Stollen seine optimale Wirkung erreichen kann, sind eine frühzeitige Erkennung von Gefahrensituationen und der rechtzeitige Einsatz des Stollens unabdingbar (vgl. 6).

Das Betriebsreglement legt fest:

- welche Kriterien zur Voraussage von drohenden Hochwassern verwendet werden,
- bei welchen Schwellen der Kriterien eine Hochwassergefahr besteht,
- wie der Thunersee bei drohendem Hochwasser reguliert wird,
- wie die Unterlieger bei einem Hochwasser am Thunersee geschützt werden,
- wie der Brienzersee als zusätzliches Retentionsvolumen genutzt wird.

Für die Regulierung des Thunersees wurden folgende Gefahrenstufen festgelegt:

Gefahrenstufe	Beschreibung	Regulierung
Grün	Keine aktuelle Gefährdung	Nach Seestands-Abfluss-Beziehung gemäss Reglement
Regen Orange	Hochwassergefahr	Absenkung Thunersee auf die Bereithaltekote 557.70 m ü.M.
Regen Rot	Akute Hochwassergefahr	Absenkung Thunersee auf die Bereithaltekote 557.60 m ü.M.
Schnee Orange	Disposition für Hochwasser durch Schneeschmelze	Absenkung Thunersee auf die Bereithaltekote 557.60 m ü.M.
Schnee Rot	Ausgeprägte Disposition Hochwasser durch Schneeschmelze	Absenkung Thunersee auf die Bereithaltekote 557.45 m ü.M.

Abb. 7: Gefahrenstufen des Betriebsreglements.

Für die Regen-Gefahrenstufen werden diejenigen Kriterien verwendet, die durch Regen beeinflusst und im Einzugsgebiet gemessen werden:

- die Regenmengen: Niederschläge der letzten 12 Stunden resp. 20 Tage (Bodensättigung), Meteowarnungen,
- die Wassermengen in den Zuflüssen zum Thunersee (Aare, Kander, Simme, Lombach, Lütschine, Engstlige): die absolute Menge resp. die Steigerung der Menge pro Stunde,
- die Seekote im Thunersee und deren Anstieg pro Stunde.

Das Betriebsreglement legt die Schwellenwerte fest, bei denen ein Übergang von der Gefahrenstufe GRÜN in die Gefahrenstufe ORANGE oder ROT stattfindet. Dafür werden die Messwerte mit der aktuellen Seekote in Beziehung gesetzt.

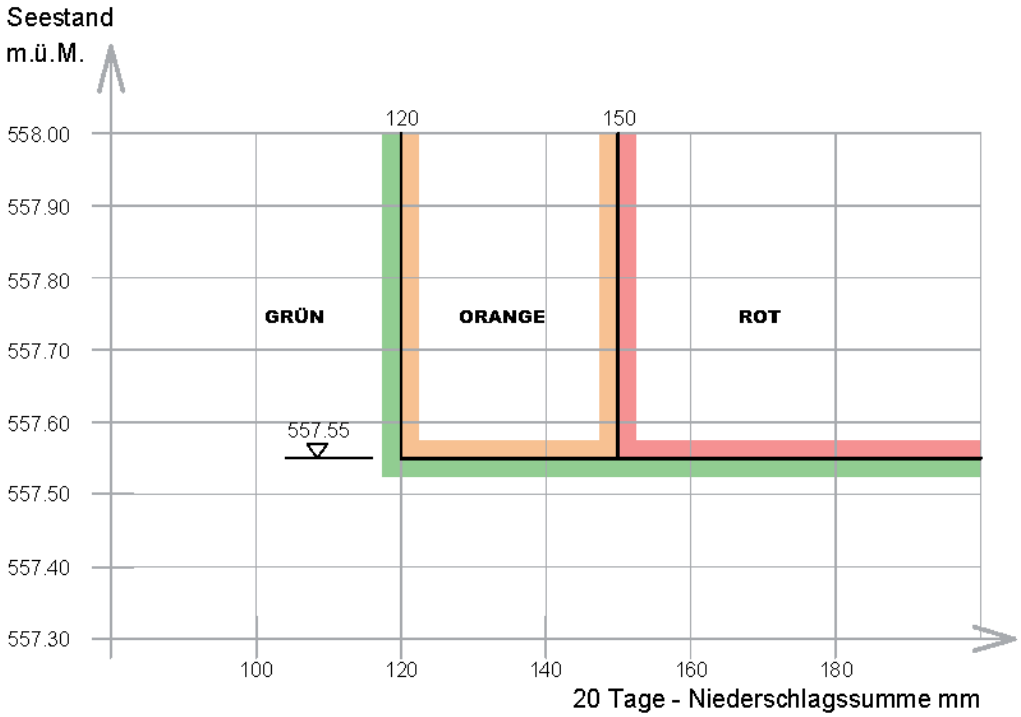


Abb. 8: Beispiel: Kriterium „Bodensättigung“ durch Niederschläge in den letzten 20 Tagen.

Verschiedene Kriterien werden nur in Kombination untereinander und unter Berücksichtigung der aktuellen Jahreszeit verwendet, um so unnötige Alarmierungen in den Gefahrenstufen ohne nachfolgende Hochwasser zu vermeiden. Die Schnee-Gefahrenstufen werden aktiviert, wenn 60 % oder mehr des Einzugsgebietes schneebedeckt sind und das Wasseräquivalent an ausgewählten Stationen Ende März über den definierten Schwellenwerten liegt.

Die regeltechnische Umsetzung des Betriebsreglements erfolgt in Zukunft mit einem Leitsystem für beide Oberlandseen und berücksichtigt alle relevanten

Meteo-, Niederschlags- und Abflussdaten im Einzugsgebiet. Entsprechend werden die notwendigen Daten in Niederschlagsmessstationen und Abflussmessstellen der Flüsse laufend und automatisch erfasst und im Rechencenter des Regulierdiensts des Kantons Bern ausgewertet. Die Auslösung einer Gefahrenstufe und die Steuerung des Entlastungsstollens erfolgen automatisch.

Die Schwellenwerte der einzelnen Kriterien und die Auswirkung des Betriebsreglements auf den Thunersee, die Umwelt, die Berufsschifffahrt und die Aare unterhalb von Thun wurden mit historischen Daten detailliert untersucht. Bei Extremereignissen am Thunersee wird der Betrieb des Entlastungsstollens die Abflussspitzen in der Aare nicht erhöhen. Die Summe der Abflüsse durch die Aare bei heutigen Hochwasserereignissen entspricht der Abflussmenge durch Aare und Entlastungsstollen bei zukünftigen Ereignissen mit tieferen Hochwasserständen im Thunersee.

In Zukunft werden jedoch häufiger „mittlere“ Hochwasserabflüsse auftreten, die bei gleichzeitigem Anschwellen von Flüssen im Zwischeneinzugsgebiet Thun – Bern (Rotache, Zulg, Gürbe) zu Schwierigkeiten in Bern führen können. Mit einer Drosselung des Abflusses in Thun, sofern am Thunersee selbst kein Hochwasserrisiko besteht, werden Nachteile der Unterliegergemeinden verhindert.

Der Einsatz des Entlastungsstollens geschieht nachgeschaltet zur Entlastung durch die Scherzlig- und die Mühleschleuse. Das Betriebsreglement, das eine bedürfnisgerechte Thunersee-Entlastung aufgrund von meteorologischen und hydrologischen Frühindikatoren erlaubt und die neue Seestands-Abfluss-Beziehung durchlaufen zur Zeit einen breit abgestützten Vernehmlassungs- und Genehmigungsprozess.

6 Hochwassermanagement

Wie in Abschnitt 4 erwähnt wurde das System der Oberlandseen mit dem Brienzer- und Thunersee, die Zuflüsse und der Aarelauf bis Bern mit den Zubringern aus dem Zwischeneinzugsgebiet mit einem hydrologischen Modell abgebildet (Flood-Routing-Modell, Routing System der EPFL). Damit wurde die Wirkung des Stollens und dessen Betriebsregime für vergangene Hochwassersituationen und synthetische Ereignisse simuliert und überprüft. Das Modell diente auch dazu, die Wirkung der Regulierkriterien (Indikatoren und Messgrössen) des Betriebreglements zu untersuchen und diese so zu setzen, dass die Anforderungen an den Hochwasserschutz eingehalten werden können. Die Abb. 9 zeigt als Beispiel die Wirkung des Stollens bzw. des Stollenbetriebs für die Hochwasser 1999 und 2005.

Wie sich eindeutig zeigte, kann das Ziel einer Seestandsreduktion auf die Schutzzielkote von 558.80 m ü.M. bei gleichbleibendem oder vermindertem Aa-

re-Abfluss nur dann in allen Fällen eingehalten werden, wenn entweder der See frühzeitig vorabgesenkt wird oder die Seekote in der Hochwassersaison tief gehalten wird. Letztere Forderung für ein effektives Hochwassermanagement am Thunersee kollidiert aber teilweise mit den Interessen der Schifffahrt und der Umwelt. Dies verlangt eine Interessenabwägung, die über die hydraulisch / technischen Aspekte des Hochwasserschutzes hinausgeht.

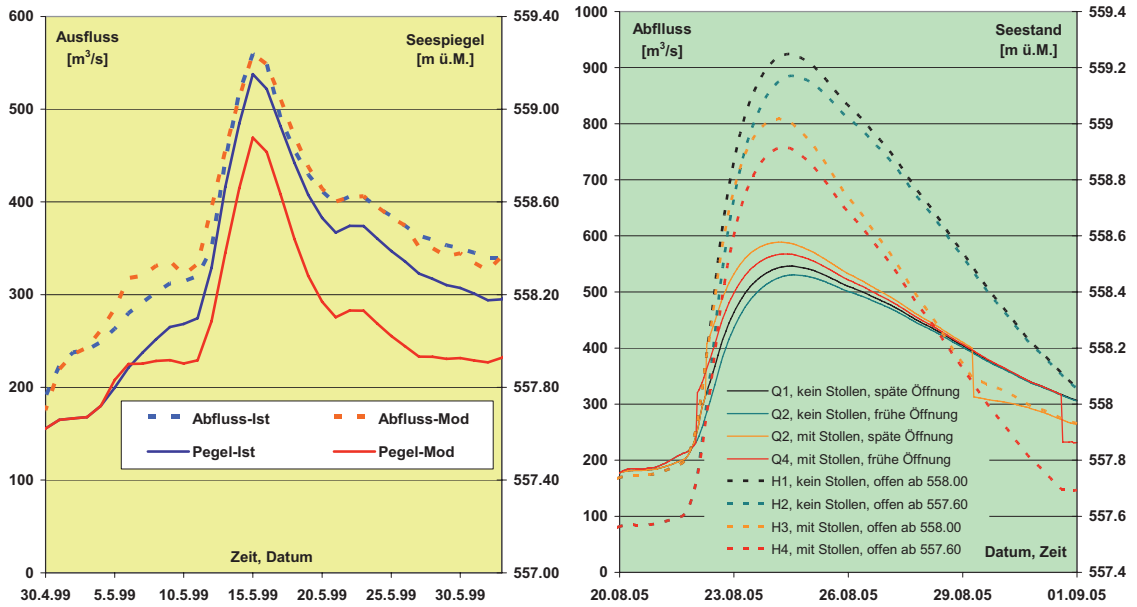


Abb. 9: (links) Auswirkung Entlastungsstollen auf See-stand und Abfluss beim HW 2005; (rechts) Auswirkung der Stollenregulierung (Zeitpunkt Inbetriebnahme)

7 Zusammenfassung

Der vorliegende Beitrag schilderte die Konzeption, Auslegung und hydraulisch bzw. hydrologische Wirkungsweise des derzeit im Bau stehenden Thunersee-Stollens. Mit grossem Ingenieuraufwand sowie umfangreichen hydraulischen und hydrologischen Modellierungen konnte ein Bauwerk und ein dazugehöriges Betriebsreglement entworfen werden, das – wenn realisiert und umgesetzt – einen stark verbesserten Hochwasserschutz am Thunersee ohne grössere Beeinträchtigung von Unterliegern, Umweltschutz und Schifffahrt gewährleisten wird. Für die Erstellung des Bauwerks wird mit einer Gesamtbauzeit von 2 Jahren gerechnet. Der Durchstich der TBM ist auf Mitte April 2008 geplant. Damit wird der Stollen auf die Frühlingshochwasser 2009 zum Schutz der Anliegergemeinden des Thunersees zur Verfügung stehen.

Adresse der Autoren

Martin Andres, dipl. Bauing. HTL
Kissling + Zbinden AG
Oberlandstrasse 15
CH-3700 Spiez
E-Mail: martin.andres@kzag.ch



Dr. Peter Billeter, dipl. Bauing. ETH
IUB Ingenieur-Unternehmung AG Bern
Thunstrasse 2, Postfach
CH-3005 Bern
E-Mail: peter.billeter@iub-bern.ch



Peter Schmocker, dipl. Kult.ing. ETH
bhc Projektplanung
CH-3752 Wimmis
E-Mail: info@bhc-projektplanung.ch



INTERNATIONALES SYMPOSIUM 2008 ZÜRICH

NEUE ANFORDERUNGEN AN DEN WASSERBAU

VERSUCHSANSTALT FÜR WASSERBAU,
HYDROLOGIE UND GLAZIOLOGIE, ETH ZÜRICH



Hochwasserschutzmaßnahmen in urbanen Bereichen an der Mulde und Elbe

D. Carstensen, H.-B. Horlacher, M. Schuckert, J. Wilhelm

1 Einleitung

Wetterlagen vom Typ Vb waren in den Jahren 1997, 2002 und 2005 an der Oder, der Moldau und Elbe sowie an der Isar und Donau kausal mit Starkniederschlägen und extremen Hochwasserereignissen verbunden, welche enorme ökonomische Schäden erzeugten (BfG, 2002). Innerhalb eines sehr kurzen Zeitraumes kann somit belegt werden, dass die Häufigkeit und Intensität von extremen Niederschlagsereignissen und damit im Zusammenhang stehenden Hochwassern in Mitteleuropa tendenziell zunimmt.

Das Hochwasserschutzsystem an der Oberelbe, speziell in Dresden, der Landeshauptstadt des Freistaates Sachsen, ist durch weiträumige Vorländer der Elbe und zwei Flutmulden (Flutrinnen) gekennzeichnet. Historische Hochwasserereignisse der Elbe haben in Dresden die Wirkungen von Eis (Eisgang, -stau) und Verklausungen an Brücken sowie des Verlustes an Abflussquerschnitt durch anthropogene (z. B. Sandsackverbau, Kleingartenanlagen) und geogene (z. B. Sedimentanlandungen im Vorlandbereich) Veränderungen auf den Wasserstand im Stadtgebiet verdeutlicht.

Unter Nutzung eines zweidimensionalen hydrodynamisch-numerischen (2D-HN) Modells wurden die Auswirkungen von historisch bedingten Flussregelungen, von errichteten Deichen und Flutmulden, von zivilisationsbedingten Versiegelungen der Geländeoberfläche innerhalb der Stadt, von Auflandungen in den Vorlandbereichen nach Hochwasserereignissen sowie von temporär eingeleiteten Schutzmaßnahmen auf die Ausbildung des Wasserstandes der Elbe auf die Überflutungsflächen und die Strömungsverhältnisse in speziellen Bereichen bei unterschiedlichen Hochwasserabflüssen ermittelt.

Die im Freistaat Sachsen gelegene Stadt Grimma erstreckt sich linksseitig der Vereinigten Mulde (Mulden-km 80+830 bis 79+000). Das Stadtgebiet ist gerade wegen seiner Lage in einem aufgeweiteten Talraum extrem hochwassergefährdet. An der Großmühle in Grimma sind die seit Jahrhunderten immer wiederkehrenden Überflutungen eindrucksvoll dokumentiert. Die Wasserstände und Schäden lagen beim Hochwasser im August 2002 weit über allen bisher aufge-

tretenen Ereignissen. In der Innenstadt stand das Wasser teilweise mehr als 3,50 m hoch. Grimma stellte die am schlimmsten betroffene Ortslage an der Mulde dar. Gewässerbett, Ufersicherungen und Brücken wurden zerstört oder beschädigt, unter anderem die bekannte Steinbrücke, die im Volksmund nach ihrem Erbauer auch mit Pöppelmannbrücke bezeichnet wird.

Im Auftrag der Landestalsperrenverwaltung Sachsen (LTV) wurden mittels mathematischer bzw. hybrider Modellierung verschiedene Planzustände der Hochwasserschutzanlagen für die geschilderten Flussabschnitte an der Elbe und Mulde am Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik (IWD) untersucht. Dies schloss die Optimierung der Trassierung und Gestaltung der Hochwasserschutzanlagen genauso ein, wie Maßnahmen zur lokalen Verbesserung der Abflussverhältnisse bei Hochwasser. Im Auftrag der Stadt Grimma bzw. der G.U.B. Ingenieur AG wurden ergänzend Versuche zu drei Varianten des Ersatz-Neubaus der Pöppelmannbrücke im dafür erstellten physikalischen und numerischen Modell der Mulde im Bereich Grimma durchgeführt. Diese stellten eine Entscheidungsgrundlage im Rahmen der Planfeststellung für dieses Projekt dar.

2 2D-HN-Modellierung der Elbe

Im Auftrag der LTV wurde unmittelbar nach dem Augusthochwasser 2002 im Rahmen des Hochwasserschutzkonzeptes (HWSK) Elbe ein 2D-HN-Modell von El-km 39+000 bis 71+500 erstellt (Horlacher et al., 2003). Die Berechnung der flächenhaften Ausdehnung von Hochwasserereignissen im Dresdner Elbtal für Wasserstände zwischen 3,50 m und 10,00 m (Inkrement 0,50 m) über Pegelnull (PN) am Pegel Dresden stand im Mittelpunkt der Untersuchungen. Die beim Extremhochwasser im August 2002 beobachteten Strömungsverhältnisse wurden für das Stadtgebiet der Landeshauptstadt in sehr guter Übereinstimmung simuliert. Ebenfalls konnte eine exzellente Deckung mit der Pegelcharakteristik des Pegels Dresden erzielt werden.

Nach Fertigstellung des HWSK ergaben sich weitere Einsatzmöglichkeiten für das mathematische Modell, wie die Ermittlung der hydraulischen Wirksamkeit vorgeschlagener Hochwasserschutzmaßnahmen und deren Auswirkung auf benachbarte Bereiche. Ebenso wurden alternative Ideen bei der Suche nach hydraulischen Potenzialen für einen besseren Hochwasserschutz in Dresden, beispielsweise die Einbindung von Altwassern, geprüft (Carstensen, 1999). Hier wurden sowohl die Strömungsbeschleunigung als auch das Retentionsvermögen diskutiert. Gerade für derartigen Betrachtungen und Variantenuntersuchungen erwies sich das 2D-HN-Modell als ein vielseitiges, zuverlässiges Werkzeug, mit dem ein breites Fragenspektrum kostengünstig beantwortet werden kann.

Um das potenzielle Überflutungsgebiet der Landeshauptstadt Dresden abbilden zu können, wurde das auf das Überflutungsgebiet des Augusthochwassers von 2002 und die Stadtgrenze Dresdens begrenzte Modell auf den Bereich von Elkm 30+000 bis 80+000 sowie seitlich so weit erweitert, dass die Ausbreitung eines Hochwasserereignisses in dem potenziellen Gebiet auch für größere Abflüsse als 2002 möglich ist (Horlacher et al., 2006 a).

2.1 Modellerstellung

Die Modellierung der Bathymetrie, welche die Geometrie der Gewässersohle und des Geländes abbildet, gründete sich auf mehrere Datenquellen. Für die Ermittlung der potenziellen Überflutungsflächen bildete das hochgenaue digitale Geländemodell (DGM) der Elbe der LTV Sachsen (Stand 12/2004) die Grundlage. Es basiert auf Laserscandaten sowie auf terrestrischen Vermessungen einiger für den Hochwasserschutz relevanter Strukturen (z. B. Deiche, Hochwasserschutzmauern, ...). Für die Modellierung des Flussbettes der Elbe werden ständig vom Wasser- und Schifffahrtsamt (WSA) Dresden Peildaten der Fahrrinne mit einer vergleichbar hohen Auflösung und Genauigkeit in das Modell eingepflegt. Für Uferabschnitte, die nicht durch das DGM oder die Peildaten abgedeckt werden, sind darüber hinaus Vermessungsdaten, die durch das WSA in Form von Querprofilen im Abstand von 100 m zur Verfügung gestellt wurden, eingearbeitet worden. Dazu wurden Bruchkanten generiert und so aufbereitet, dass in den betreffenden Bereichen eine optimale Interpolation von Sohlhöhen möglich wurde.

Die Diskretisierung der Geometrie und der Rauheitsverhältnisse wird in der Regel in 2D-HN-Modellen über eine Unterteilung des Modellgebietes in Teilflächen vorgenommen, deren Größe so zu optimieren ist, dass die Bathymetrie, die Rauheitsverhältnisse und die Strömungsverhältnisse (Wasserspiegel, Betrag und Richtung der Fließgeschwindigkeit) jeweils durch einen einzigen Wert für die gesamte Teilfläche ausreichend genau repräsentiert werden. Dies geschieht schrittweise, wobei Begrenzungen, Bruchkanten, Uferlinien, Bebauung, etc. aus dem Geoinformationssystem (GIS) übernommen werden und Teilnetze mit einheitlichen Rauheitsklassen und Gitterformen (Triangulationsmethoden) in Polygonen zusammengefasst werden. Diese Informationen basieren auf Orthofotos, Kartierungen von Überflutungsbereichen (Intensitätskarten), Strukturtypenkartierungen, Color-Infrarot-(CIR-)Biotoptypen- und Flächennutzungskartierung sowie automatisierten Liegenschaftskarten (ALK). Das Berechnungsnetz des aktuellen Modells besteht aus 531.890 Dreiecks- und Viereckselemente und 313.940 Knoten.

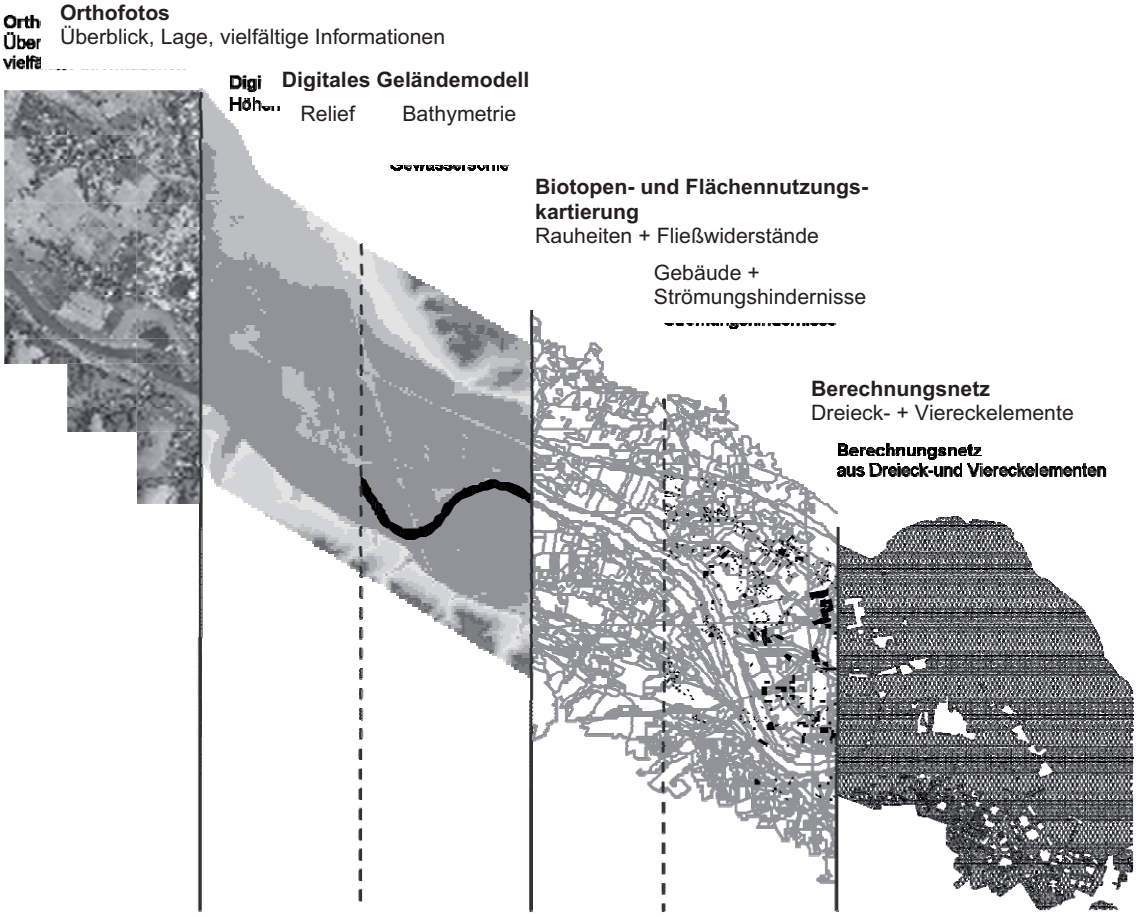


Abb. 1: Datengrundlagen und Schritte der 2D-HN-Modellierung.

2.2 Simulationsergebnisse

Die Berechnung des HN-Modells liefert für festgelegte Zeitpunkte für jeden Modellknoten u. a. die Werte der Wassertiefe, der Höhe des Wasserspiegels und den Vektor der tiefengemittelten Fließgeschwindigkeit. Nach der Überführung in ein GIS lassen sich die Berechnungsergebnisse auf mannigfaltige Weise weiter auswerten. Typisch sind hier beispielsweise hoch aufgelöste Verschnitte der Wasserspiegellage mit dem Gelände, Differenzbildungen zwischen Varianten für einzelne Parameter, die Identifizierung von Veränderungen der Überflutungsfläche, die Darstellung der Veränderung der Geschwindigkeitsverteilung und die Ermittlung von (verloren gegangenem) Retentionsraum.

2.3 Sohlabgrabungen im Vorland und in den Flutrinnen

Eine am IWD durchgeführte Untersuchung beschäftigte sich beispielsweise mit der Beseitigung von Anlandungen im Vorlandbereich des Königsufers und in den beiden Flutrinnen Kaditz und Großes Ostragehege (vgl.Abb. 2), wobei alle Kombinationen der Beteiligung der drei Maßnahmegebiete mit jeweils zwei Stufen unterschiedlicher Intensität der Abgrabungstiefe untersucht und in Ver-

gleiche einbezogen wurden. Im Ergebnis konnte eingeschätzt werden, dass die Wirkungen der untersuchten Maßnahmen deutlich unterhalb der erwarteten hydraulischen Wirkungen blieben. Im Fall der Abgrabungen lassen sich nur bei Beteiligung aller drei Abgrabungsgebiete mit der größeren Abgrabungstiefe (Richtwert 0,80 m) lokal Wasserspiegelabsenkungen von etwas mehr als 20 cm erzielen. Demgegenüber steht jedoch der hohe finanzielle Aufwand bei der Realisierung dieser Unterhaltungsmaßnahmen sowie der periodisch durchzuführenden Unterhaltungen, um die hydraulischen Auswirkungen auch zukünftig zu garantieren. Der Durchführbarkeit stehen weiterhin etliche Belange der jetzigen Nutzung, besonders der Infrastruktur, des Naturschutzes und nicht zuletzt des Denkmalschutzes entgegen.

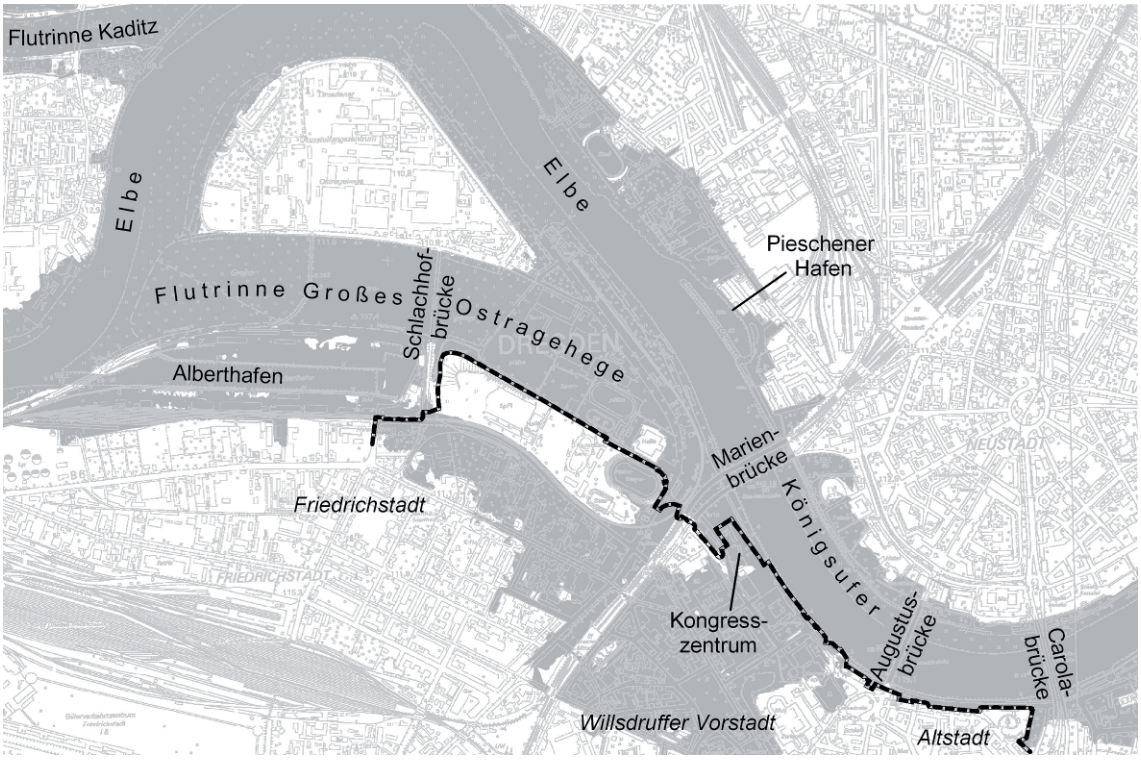


Abb. 2: Modellausschnitt Überflutungsfläche HQ100 im Ist-Zustand.

2.4 Hochwasserschutzanlagen Dresden - Altstadt bis Friedrichstadt

Andere Studien beschäftigen sich mit konkreten Planungen von Hochwasserschutzmaßnahmen im Rahmen der Umsetzung des HWSK. Ebenfalls wurden Untersuchung zur Auswirkung der permanenten und mobilen Hochwasserschutzmaßnahmen im Bereich Dresdner Altstadt, Wilsdruffer Vorstadt und Friedrichstadt bezüglich der Auswirkungen auf die Bundeswasserstraße Elbe und den Alberthafen durchgeführt. Hier wurde ein Nachweis angestrebt, der die Wasserspiegellagenneutralität für das Bemessungshochwasser (HQ100) im Bereich der Hafeneinfahrt belegen sollte. Während des Augusthochwassers 2002

war es infolge der Überflutung der Friedrichstadt zu einem Zustrom von der gegenüberliegenden Seite gekommen, verbunden mit einer Durchströmung des Hafenbeckens (siehe Abb. 3). Dies galt es bei den Planungen der Hochwasserschutzanlagen auszuschließen.



Abb. 3: Strömungssituation zwischen Trümmerberg und Hafen (ohne Verbau, HQ100).

Die Verbaulinie zum Hochwasserschutz Dresdner Altstadt, Wilsdruffer Vorstadt, Friedrichstadt erstreckt sich linkselbisch ausgehend von der Carolabrücke entlang dem Terrassenufer bis um das Kongresszentrum Dresden und setzt sich links der Flutrinne Großes Ostragehege bis zur Schlachthofstraße und damit bis an das Hafengelände fort (siehe Abb. 2Abb. 2).

Der Vergleich der Planungsvariante mit dem nicht verbauten Ist-Zustand zeigt, dass sich die Wasserspiegellage und die Fließgeschwindigkeiten im Bereich der Verbaulinie nicht signifikant ändern. Im Ergebnis der Untersuchungen konnten Änderungen des Wasserspiegels von wenigen Zentimetern und ebenso geringfügige Änderungen der Fließgeschwindigkeit vorwiegend in direkter Bauwerksnähe als Auswirkungen der Maßnahme auf die Hochwasserströmung bei HQ100 im Vergleich mit dem Ist-Zustand bestimmt werden.

Die bedeutendste Änderung der Strömungssituation betrifft das nordöstliche Ende der Verbaulinie am Alberthafen. Dort wird nun der Zufluss über überflutetes Gelände von der Friedrichstadt her verhindert. Somit sinken hier sowohl die Fließgeschwindigkeiten als auch der Wasserspiegel beträchtlich. Diese Tatsache kann anhand der Visualisierung der Strömungssituation für den Ist-Zustand in Abb. 3Abb. 3 verdeutlicht werden.

3 Hybride Modellierung der Mulde im Bereich Grimma

Das Bearbeitungsgebiet erstreckte sich im Bereich der Vereinigten Mulde von Mulden-km 83+000 bis 73+000. Es schloss den Flusslauf sowie angrenzende Vorlandbereiche mit ein. Die Grundlage für die physikalische und numerische Modellierung bildeten u.a. Datenerhebungen, die im Rahmen des HWSK Mulden (2005) vorgenommen wurden und inhaltlich den Angaben in 0 entsprechen.

Zusätzlich wurden durch das IWD ergänzende Vermessungsleistungen (Tiefenpeilungen und 2D-Geschwindigkeitsmessungen, Höhenvermessungen im Vorlandbereich mittels DGPS (Differential Global Positioning System) mit einem Peillot und Grande ZedHed Acoustic Doppler Current Profiler (ADCP)) erbracht, um die bestehende Datenbasis zu verdichten und zu vervollständigen bzw. um eine Kontrolle bestehender Lage- und Höhenkoordinaten vorzunehmen. Diese Vermessungsdaten wurden in einem Geoinformationssystem zusammengetragen und zur Erstellung eines DGM genutzt. Des Weiteren erfolgte eine Registrierung und fotodokumentarische Erfassung markanter Einbauten und Bebauungen im überflutungsgefährdeten Bereich der Innenstadt von Grimma, so dass diese vor allem bei der physikalischen Modellierung im Rahmen der Kalibrierung möglichst detailgetreu wiedergegeben werden konnten.

Der physikalische bzw. hydraulische Modellversuch (Horlacher et al., 2006 b) wurde durchgeführt, um primär Aussagen zur Ausbildung des Wasserstandes in Abhängigkeit vom Hochwasserereignis, den gewählten Varianten der Profilierung des Flussbettes und des Vorlandes sowie den implementierten Hochwasserschutzanlagen zu ermitteln. Sekundär wurden lokale Fließgeschwindigkeiten und Strömungsrichtungen gemessen bzw. mit Tracern ermittelt. Der von der LTV beauftragte physikalische Modellversuch wurde von Mulden-km 81+500 bis 78+500 im Maßstab 1:50 mit einer festen Sohle erstellt, d. h. Fragen des Sediment- und Geschiebetransportes konnten nicht betrachtet werden. Beurteilungen historischer Vermessungsdaten belegen, dass nur sehr langwierige Sedimentationsprozesse einen Einfluss auf die Strömungsausbildung in diesem Flussabschnitt haben. Die Untersuchung der Strömungsverhältnisse erfolgte im hydraulischen Modellversuch unter stationären Verhältnissen. Das Modell hatte eine flächenhafte Ausdehnung von 36 x 59 m (vgl. Abbildung 2).

Flüssigkeitsströmungen in natürlichen Gerinnen beruhen überwiegend auf der Wirkung der Trägheits- und Schwerekräfte. Effekte wie zähe Reibung, Oberflächenspannung und Kapillarität können vernachlässigt werden. Wenn das Verhältnis der Trägheits- und Schwerekräfte in der Natur und im Modell gleich ist, kann dem hydraulischen Modellversuch das Froude´sche Ähnlichkeitsgesetz zu Grunde gelegt werden. Aufgrund des gewählten Maßstabs von 1:50 (Faktoren

siehe Abb. 5) konnte bei den für ein HQ100 (1.990 m³/s) zu berücksichtigenden Wassertiefen von mehr als 3,50 m auf eine Überhöhung verzichtet werden. Dies führte zu einer relativ exakten Modellierung von Turbulenzerscheinungen, die bei der Beurteilung der Fließvorgänge im Bereich von Brücken und Bauwerken von besonderer Bedeutung sind.

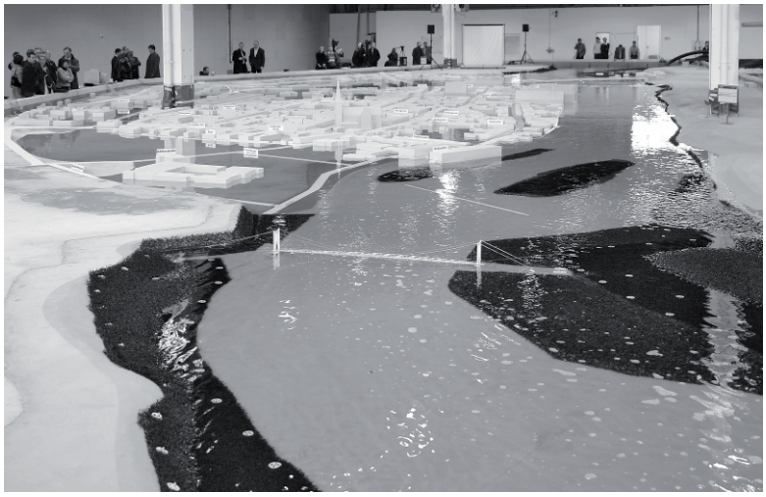


Abb. 4: Physikalischer Modellversuch M 1:50 [Quelle: UJ K. Eckhold].

Physikalische Größe	Maßstabsfaktor
Länge	$M_L = 50$
Fläche	$M_L^2 = 2.500$
Volumen	$M_L^3 = 125.000$
Kraft	$M_L^3 = 125.000$
Geschwindigkeit	$M_L^{1/2} = 7,071$
Durchfluss	$M_L^{5/2} = 17,678$

Abb. 5: Maßstabsfaktoren.

Die Versuche wurden im physikalischen Modell mit Durchflüssen zwischen 0,087 m³/s (HQ50) und 0,148 m³/s (HQ200) gefahren. Das Relief ist auf der Grundlage eines Triangulated Irregular Networks durch gezielte Schnittführungen und die Übertragung auf Edelstahlschablonen hergestellt worden. Ebenso konnte das Straßen, Brücken- und Oberflächensystem des urbanen Bereiches maßstabsgetreu entsprechend der in der Natur vorhandenen Höhenlage modellbautechnisch erstellt werden. Strukturell vereinfachte Modelle der Bebauung, mit Ausnahme der markanten Gebäude Rathaus, Gymnasium und Frauenkirche, welche naturgetreu auch als Orientierungshilfe für Besucher hergestellt wurden, komplettierten den Modellaufbau. Weitere Oberflächen- und Strukturrauheiten wurden z. B. mit Erosionsschutzmatten, die ansonsten im Straßen- oder Deponiebau eingesetzt werden, hergestellt. Gemäß der Aufgabenstellung waren im Modellversuch die Auswirkungen von Sohl- und Bö-

schungsabgrabungen zu untersuchen. Bei der Modellierung der Flusssohle wurden deshalb abschnittsweise Sohlvertiefungen eingebaut, welche den Einbau der Sohle im Ist- sowie in einem Planzustand mit eigens dafür gefertigten Sohlelementen ermöglichten.

Im Versuchsaufbau waren 22 Messstellen zur Wasserstandsmessung enthalten, die über den betrachteten Abschnitt der Mulde sowie der Altstadt von Grimma verteilt waren. Die Wasserstandsmessung erfolgte mit Ultraschallgeräten außerhalb des Modellaufbaus in Messtöpfen, die nach dem Prinzip kommunizierender Gefäße mit der jeweiligen Messstelle verbunden waren. Des Weiteren wurden bis zu 20 mobile Ultraschallsonden an markanten Gebäuden sowie an den Hochwasserschutzbauwerken im Modell eingesetzt. Fließgeschwindigkeiten konnten mobil mit Mikroflügeln sowie einer zweidimensionalen magnetisch-induktiven Messsonde gemessen werden.

Um Aussagen zur Ausbildung des Wasserstandes in Abhängigkeit vom Hochwasserereignis, den gewählten Varianten der Profilierung des Flussbettes, des Vorlandes und den implementierten Hochwasserschutzanlagen über einen längeren Flussabschnitt zu ermitteln, wurde parallel zum physikalischen Modell ein 2D-HN-Modell erstellt. Dieses Modell deckte einen räumlichen Ausschnitt von Mulden-km 83+000 bis 73+000 ab und wurde mit Hilfe von geometrischen und stofflichen Parametern beschrieben. Die topographischen Geländedaten aus dem DGM wurden auf die Knotenpunkte des Finiten-Elemente (FE) -Netzes übertragen und gewährleisteten somit eine gute Höhengenauigkeit. Weiterhin wurden für die Modellierung des FE-Netzes die Grenzen der Überflutungsfläche (eingemessene Geschwemmsellinie) vom Hochwasser 2002 gewählt.

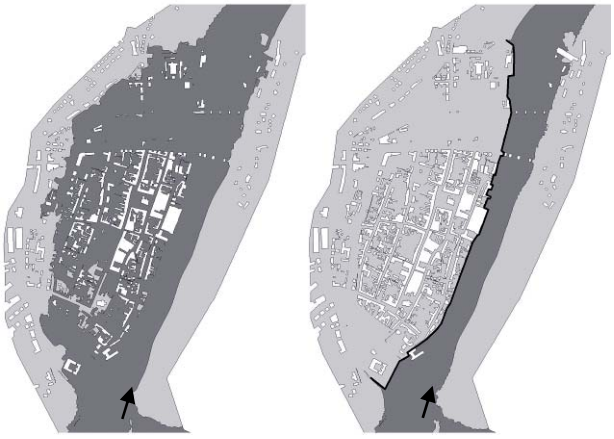


Abb. 6: Wasserspiegellagen bei HQ100 ohne und mit geplanter Hochwasserschutzanlage.

Die Simulation der Strömungs- und Wasserstandverhältnisse erfolgte im numerischen Modell unter quasistationären Bedingungen. Die Ergebnisse konnten mit den Ergebnissen des physikalischen Modells gekoppelt werden und ermög-

lichten eine Validierung des numerischen Modells bezüglich mehrdimensionaler Effekte (z. B. Krümmungsströmung, Pfeilerstaueffekte).

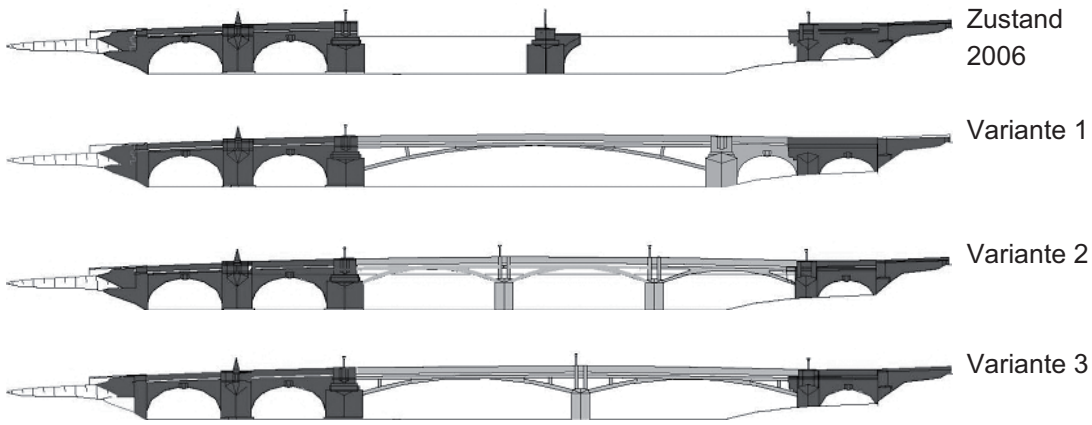


Abb. 7: Varianten der Steinbrücke Grimma (Quelle: G.U.B. Ingenieur AG; dunkelgrau – Bestand, hellgrau - Planung).

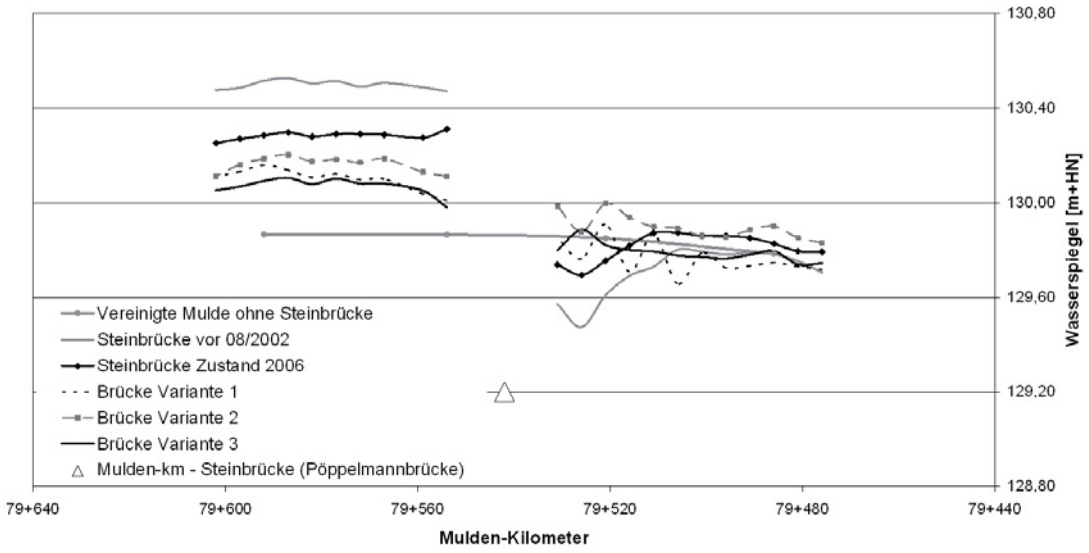


Abb. 8: Wasserspiegellagen in Tallinie für Brückenvarianten entspr. Abb. 7 im physikalischen Modell.

Spezielle Untersuchungen zur Wirkung der Steinbrücke in ihrem Originalzustand (vor 08/2002) sowie den Varianten entsprechend Abb.Abb. 7 auf die Strömungsausbildung in der Mulde wurden im Nachgang an die bereits geschilderten Untersuchungen vorgenommen.

Mittels flächenhafter Wasserspiegellagen- und Geschwindigkeitsmessungen konnten die stromauf und stromab der Brücke vorhandenen Beeinflussungen in Abhängigkeit von den jeweiligen Ausführungsvarianten analysiert werden. Diese Messwerte sowie die weiterhin vorgenommene Beurteilung der Brückenvarianten bei Eisgang stellten wesentliche Ergebnisse im Planfeststellungsverfahren für den Wiederaufbau der Brücke dar.

4 Zusammenfassung

Die im Rahmen der Hochwasserschutzkonzepte für die Mulden und die Elbe erstellten 2D-HN-Modelle der Ortslagen Grimma und Dresden stellen vielseitig nutzbare Instrumente für die Untersuchung komplexer Fragestellungen im Zusammenhang mit der Strömungssituation bei Hoch-, Mittel und Niedrigwasserereignissen dar. Betrachtungen zu den Auswirkungen des permanenten und mobilen Hochwasserschutzes auf die Wasserspiegellage für quasistationäre Abflussereignisse und das Retentionsvermögen infolge instationärer Ereignisse standen im Rahmen der beschriebenen Untersuchungen im Vordergrund. Ebenso konnten sowohl positive als auch negative Auswirkungen von Vorlandabgrabungen und naturnahen Gestaltungen von Seitenarmen sowie Auenbereichen auf die Morphodynamik der Bundeswasserstraße Elbe analysiert werden. Im Zusammenhang mit der Anwendung von 2D-HN-Modellen stellen physikalische Modelle gerade bei der Klärung mehrdimensionaler Effekte (Strömung im Bereich von Brückenpfeilern, Eisgang, ...) eine sinnvolle Ergänzung dar. Die hybride Modellierung am Beispiel der Mulde im Bereich Grimma hat sich vor allem durch die öffentlichkeitswirksame Visualisierung der komplexen hydraulischen Vorgänge als ein wichtiger Beitrag für einen konstruktiven und schnellen Planungsfortschritt erwiesen.

Referenzen

BfG, Bundesanstalt Für Gewässerkunde, Engel, H., Krahê, P., Nicodemus, U., Heininger,, P., Pelzer, M., Disse, M., Wilke, K. (2002): Das Augusthochwasser 2002 im Elbegebiet, Koblenz 2002.

Carstensen, D. (1999): Beanspruchungsgrößen in Fließgewässern mit geschwungener Linienführung, Wasserbauliche Mitteilungen, TU Dresden, Heft 16.

Horlacher, H.-B., Carstensen, D., Gierra, T. (2003): Zweidimensionale Analyse von Wasserständen und Fließvorgängen der Elbe und der Weißeritz bei definierten Abflussverhältnissen und Randbedingungen im Stadtgebiet von Dresden, Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik (IWD),TU Dresden, FO2003/14.

Horlacher, H-B., Carstensen, D., Wilhelm, J. (2006 a): Potenzielles Überflutungsgebiet der Elbe im Stadtgebiet der Landeshauptstadt Dresden bei ausgewählten Abflussszenarien, IWD, FO2006/09.

Horlacher, H.-B; Carstensen, D.; Buhr, St.; Haufe, H.; Schuckert, M. (2006 b): Hochwasserschutz Vereinigte Mulde, Stadt Grimma - Hydraulische Modellierung zur Erfassung der Hochwasserabflussverhältnisse und zur Ermittlung der Auswirkungen von Hochwasserschutzmaßnahmen, IWD, FO2006/11.

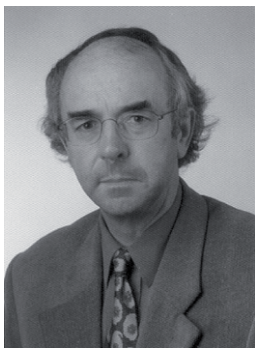
HWSK Mulden (2005): Hochwasserschutzkonzeption Mulden im Regierungsbezirk Leipzig, Planungsgesellschaft Dr. Scholz mbH.

Adresse der Autoren

Dr.-Ing. habil. Dirk Carstensen
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik
Technische Universität Dresden
D-01062 Dresden
E-Mail: dirk.carstensen@tu-dresden.de



Prof. Dr.-Ing. habil. Hans-B. Horlacher
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik
Technische Universität Dresden
D-01062 Dresden
E-Mail: hans-b.horlacher@tu-dresden.de



Dipl.-Ing. Markus Schuckert
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik
Technische Universität Dresden
D-01062 Dresden
E-Mail: markus.schuckert@mailbox.tu-dresden.de



Dipl.-Ing. Jens Wilhelm
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik
Technische Universität Dresden
D-01062 Dresden
E-Mail: jens.wilhelm@mailbox.tu-dresden.de



Einfluss der Modellierung der Deckschichtbildung auf die Feststofftransportsimulation bei Hochwasser

N. Efthymiou, K. Fiedler, M. Grünzner

1 Kurzfassung

In der Zeit vom 22. bis 25. August 2005 lief an der bayerischen Wertach ein Hochwasser mit erheblichem Feststofftransport ab. Kurz vor und nach dem Ereignis wurden Profilaufnahmen durchgeführt und Geschiebeproben entnommen. Aufgrund der guten Datengrundlage wurde das Ereignis herangezogen, um den Einfluss der Abpflasterung auf Geschiebetransportsimulationen zu untersuchen. In dem folgenden Beitrag werden verschiedene Modelle zur Abbildung der Deckschicht angewendet und der Einfluss der Modellwahl auf die Ergebnisse der Simulationen untersucht.

2 Einleitung

Die Wertach ist ein typischer voralpiner Fluss, dessen Morphologie stark durch seinen Geschiebehaushalt bestimmt wird. Sie entspringt in den Allgäuer Alpen und mündet nach 150 Fließkilometern im Stadtgebiet von Augsburg in den Lech. Durch anthropogene Eingriffe in die Flussmorphologie entstand in den letzten Jahrzehnten ein erhebliches Feststoffdefizit. Die Folge waren – und sind zum Teil noch immer – Erosionen der Sohle und Beeinträchtigungen der Uferstabilität (WWA Donauwörth und Stadt Augsburg, 2007).

Die Hochwasser der letzten Jahre hatten große Auswirkungen auf die Morphologie der Wertach. Beim Pfingsthochwasser 1999 wurde das Goggeleswehr bei Fkm 4,25 stark beschädigt, das Wehr wurde daraufhin rückgebaut. Aufgrund der fehlenden Stützwirkung kam es während des Hochwassers im August 2005 zu einer Sohlerosion im Staubereich des alten Goggeleswehrs. Als Konsequenz der Hochwasserschäden von 1999 und 2005 wurde der Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München vom Wasserwirtschaftsamt Donauwörth beauftragt, im Rahmen des Projekts Wertach Vital 2 die zukünftige morphologische Entwicklung der Wertach zwischen Fkm 4,5 und Fkm 8,25 (Abb. 1) abzuschätzen.

Die ersten Untersuchungen für die Beantwortung dieser Fragestellung wurden mit einem Einkornmodell durchgeführt. Das Sohlmaterial wird durch den mittle-

ren Durchmesser charakterisiert, und die klassischen Sedimenttransportformeln, die ursprünglich für Sohlen mit gleichförmiger Körnung entwickelt worden sind, werden verwendet. Entmischungs- und Sortierungsprozesse werden nicht berücksichtigt.

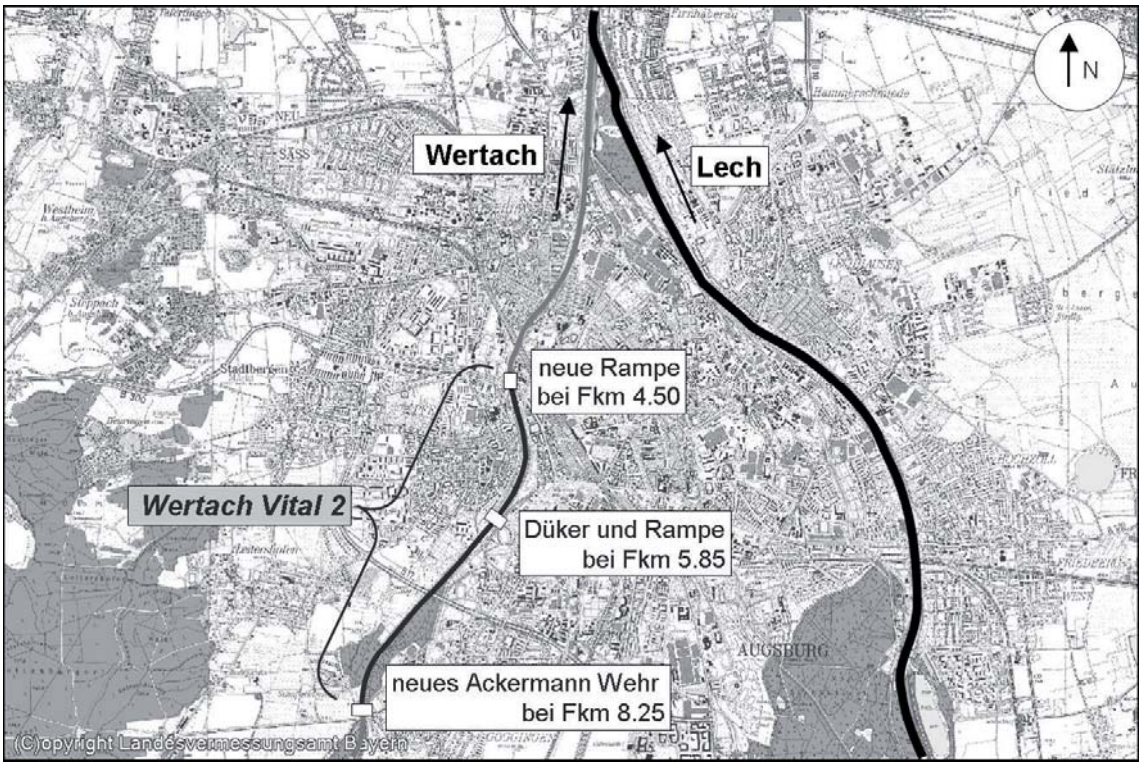


Abb. 1: Lageplan des Bearbeitungsgebietes von Wertach Vital 2.

Die ersten Ergebnisse haben gezeigt, dass Einkornmodelle in diesem Fall brauchbare Ergebnisse liefern können, jedoch kein geeignetes Werkzeug sind, wenn man den Einfluss der Deckschicht berücksichtigen möchte um Prognosen hinsichtlich der Sohlstabilität abzugeben. Analysen des Sohlmaterials haben gezeigt, dass dieses abpflasterungsfähig ist. Bei der Untersuchung der Widerstandsfähigkeit der Sohle gegen Erosionen kann die Deckschicht somit nicht vernachlässigt werden.

3 Praktische Anwendung

Im Rahmen des Projekts Wertach Vital 2 wurde am Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft ein eindimensionales Geschiebetransportmodell entwickelt (1D-SEP, Excel VBA). Die hydraulische Belastung der Sohle wird dabei durch stationäre 1D Berechnungen ermittelt. Nach der Bestimmung der Geschiebetransportkapazität anhand der Gleichung nach Meyer-Peter und Müller werden die Sohlhöhenänderungen durch Lösung der Exner Gleichung (Massenerhaltung) ermittelt.

Unter Verwendung des Shields-Diagramms wird – basierend auf den Beobachtungen, dass für den Flussbau nur der Bereich großer Reynoldszahlen von Bedeutung ist – der kritische Shieldsparameter des Korns mit θ_{crit} = 0,05 angesetzt (Shields, 1936). Für Geschiebetransport bei Ungleichgewicht wurde der Ansatz von Philips und Sutherland implementiert.

$$q_{B^*} = \rho_S \cdot \sqrt{\rho' \cdot g \cdot d_m^{\,3}} \cdot \Phi \qquad [1]$$

$$\Phi = k_1 \cdot \left(k_2 \cdot \theta - \theta_{crit}\right)^{3/2} \qquad [2]$$

q_B … Geschiebetransportvermögen
ρ' … bezogene Dichte ($\rho_S - \rho_W$)
d_m … maßgebender Korndurchmesser
Φ … dimensionslose Transportkapazität
k … Kalibrierkonstanten 1 und 2
θ … Shieldsparameter
θ_{crit} … kritischer Shieldsparameter

Die Abpflasterung der Sohloberfläche kann mit zwei unterschiedlichen Methoden abgebildet werden: Der erste Ansatz, der für die Bearbeitung des Projekts verwendet wurde, berücksichtigt die Verzögerung des Transportbeginns des maßgebenden Korns aufgrund der Abpflasterung des Sohlmaterials mit Hilfe des Günter-Faktors (Günter, 1971).

$$\theta_{cm} = \theta_{crit} \cdot \left(\frac{d_{ms}}{d_{mo}}\right)^{2/3} \qquad [3]$$

θ_{cm} … kritische dimensionslose Schubspannung bezogen auf d_{ms}
d_{ms} … maßgebender Korndurchmesser der Deckschicht
d_{mo} … maßgebender Korndurchmesser der Unterschicht

Nach Beendigung des Projekts wurde für Forschungszwecke ein weiterer Ansatz zur Berücksichtigung der Deckschicht, diesmal basierend auf einer fraktionierten Berechnung, in den 1D-SEP implementiert.

Dies erfolgte durch die Diskretisierung der Sohle in zwei Schichten (2 Layer Model) – der Deckschicht (Active Layer) und der Unterschicht. Für jede Kornfraktion wird die Geschiebetransportkapazität unter Verwendung einer geeigneten Transportformel berechnet. Ein integrierter Hiding Faktor erlaubt die Berücksichtigung der unterschiedlichen Exposition der einzelnen Körner in der Strömung. Die Geschiebetransportkapazität jeder Kornfraktion wird nach dem Ansatz von Hunziker (1995) berechnet.

$$q_{Bi} = \rho_S \cdot \sqrt{\rho' \cdot g \cdot d_{ms}{}^3} \cdot \Phi_i \quad [4]$$

$$\Phi_i = 5 \cdot p_i \cdot \left(\varphi_i \cdot (\theta_{dms} - \theta_{cm})\right)^{3/2} \quad [5]$$

$$\varphi_i = \left(\frac{d_i}{d_{ms}}\right)^{-a} \quad [6]$$

$$a = 0.011 \cdot \left(\theta_{dms}\right)^{-1.5} - 0.3 \quad [7]$$

$$\theta_{cm} = \theta_c \cdot \left(\frac{d_{mo}}{d_{ms}}\right)^{0.33} \quad [8]$$

q_{Bi} … Geschiebetransportvermögen der Fraktion *i*
Φ_i … dimensionslose Transportkapazität der Fraktion *i*
p_i … prozentualer Anteil der Fraktion *i* in der Gesamtmischung
φ_i … Ausgleichsfaktor zur überschüssigen Sohlschubspannung
θ_{dms}… dimensionslose Schubspannung bezogen auf d_{ms}

Die Exner Gleichung wird für jede Kornfraktion separat gelöst, und durch Summierung die Sohlhöhenänderungen ermittelt. Die Austauschvorgänge zwischen Deckschicht, Unterschicht und transportiertem Material lassen sich mit den Formulierungen von Parker (1991) und Toro-Escobar et al. (1996) beschreiben.

$$(1 - \lambda_p) \cdot \left[f_{li} \cdot \frac{\partial}{\partial t}(n - L_a) + \frac{\partial}{\partial t}(F_i L_a) \right] = -\frac{\partial q_{bT} \cdot p_{bi}}{\partial x} \quad [9]$$

$$f_{li} = \begin{cases} f_i \ \ldots \frac{\partial n}{\partial t} < 0 \\ a \cdot F_i + (1 - a) \cdot p_{bi} \ \ldots \frac{\partial n}{\partial t} > 0 \end{cases} \quad [10]$$

λ_p … Porosität
n … Sohlhöhe
L_a … Deckschichtdicke
F_i … prozentualer Anteil der Fraktion *i* in der Deckschicht
f_{li} … Austausch zwischen Deckschicht und Unterschicht im Fall einer Erosion oder einer Anlandung
f_i … prozentualer Anteil der Fraktion *i* in der Unterschicht
p_{bi} … prozentualer Anteil der Fraktion *i* in der transportierten Mischung
q_{bT} … gesamte Transportkapazität $q_{BT} = \sum q_{Bi}$

4 Ergebnisse und Diskussion

Für die hier präsentierten Untersuchungen standen Querprofilaufnahmen von Anfang August und Ende September 2005 zur Verfügung. Dies ermöglichte eine relativ genaue Bilanz der Sohländerungen aufgrund des Hochwassers im August 2005. Der Vergleich der beiden mittleren Sohllagen (Abb. 2) zeigt, dass das Hochwasserereignis in den ersten Querprofilen der Untersuchungsstrecke eine Anlandung von bis zu 15 cm und in den folgenden Profilen eine Erosion von ungefähr 5 cm zur Folge hatte.

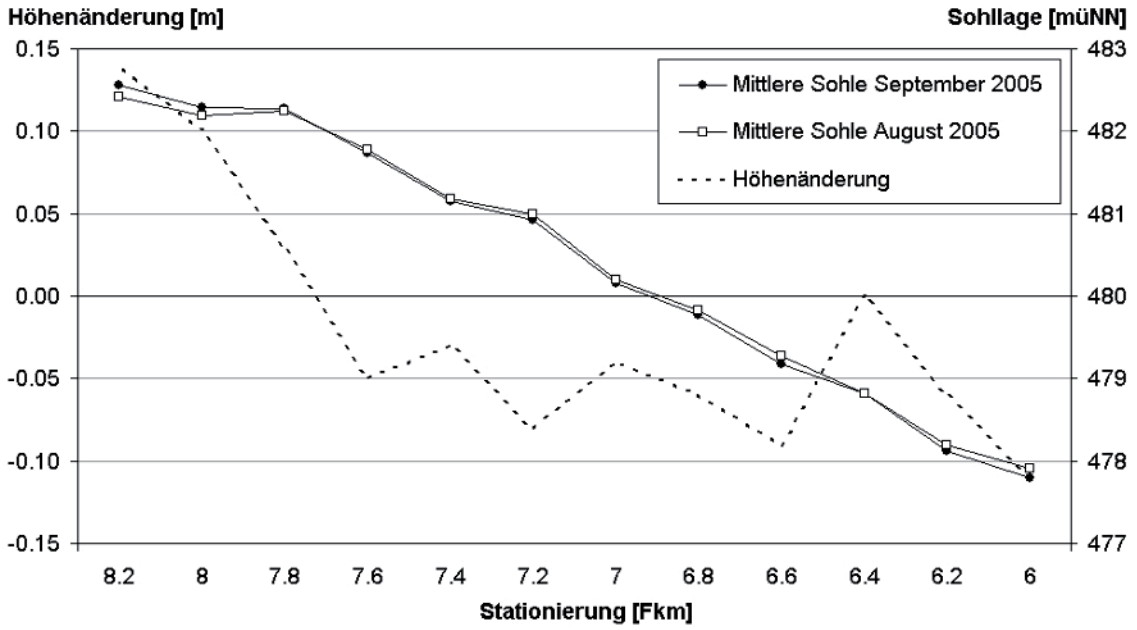


Abb. 2: Vergleich der mittleren Sohllagen vom August und September 2005.

Im Folgenden werden die Ergebnisse der numerischen Simulationen zwischen Fkm 8,2 und Fkm 5,85 dargestellt.

Als oberstromige hydraulische Randbedingung wurde der Abfluss am Pegel Türkheim bei Fkm 42,4 um 15 % erhöht, was dem Zufluss im Zwischeneinzugsgebiet entspricht (Abb. 3). In derselben Abbildung ist auch der Geschiebeeintrag in das Modellgebiet eingetragen, der die oberstromige morphologische Randedingung darstellt. Als unterstromige hydraulische Randbedingung wurde die kritische Fließtiefe auf der Rampenkrone bei Fkm 5,85 eingestellt. Als morphologische Randbedingung am Ende des Modells wurde die Sohllage im Bereich der Rampe fixiert.

Im April 2007 wurden an der Wertach zwischen Fkm 12,0 und der Mündung in den Lech zahlreiche Geschiebeproben entnommen und am Bayerischen Landesamt für Umwelt ausgewertet (LfU, 2007). Der mittlere Durchmesser der Grundschicht lag in dieser Strecke im Bereich von d_m = 17 - 19 mm, was auch

dem d_m des wandernden Geschiebes entspricht. Der mittlere Deckschichtdurchmesser der einzelnen Proben wurde mit $d_{m,DS}$ = 60 - 70 mm ermittelt.

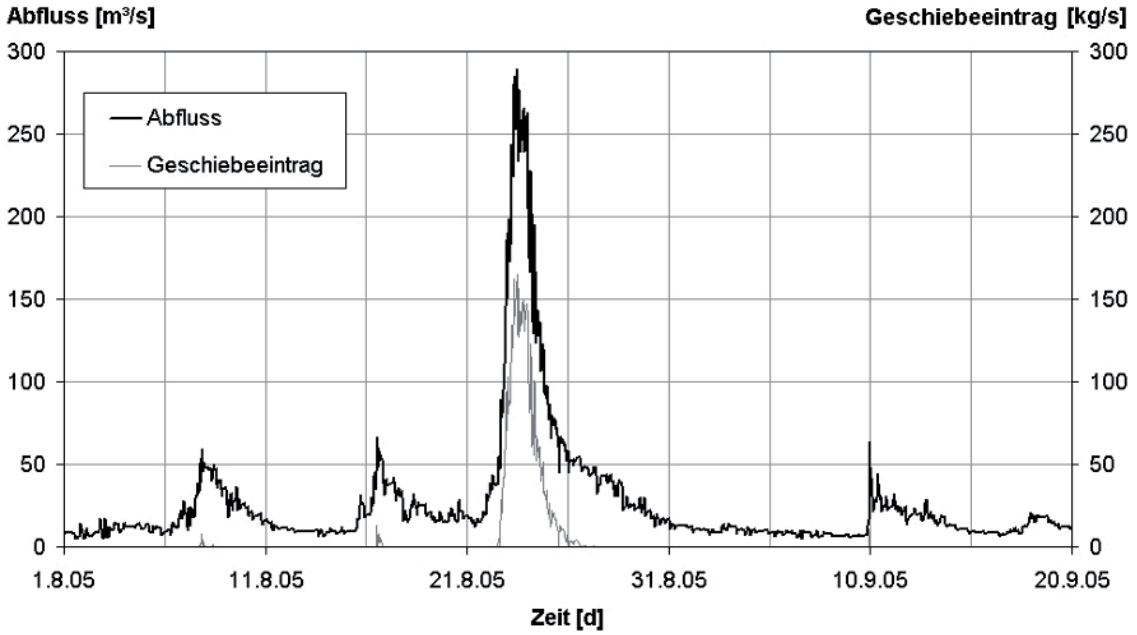


Abb. 3: Ganglinie des Augusthochwassers 2005 im Modellgebiet und Geschiebeeintrag.

Die Ergebnisse der Berechnungen zeigen, dass die drei verwendeten Modelle für das betrachtete Hochwasserereignis sehr unterschiedliche Ergebnisse liefern. Das Einkornmodell konnte die Anlandung im oberen Bereich der Untersuchungsstrecke nicht abbilden – stattdessen wurde in diesem Bereich eine Erosion berechnet. In den darauf folgenden Querprofilen konnte die in der Natur gemessene Erosion erfolgreich abgebildet werden. Als Kalibriergrößen dienten die Parameter der Transportformel k_1 und k_2. Sie wurden innerhalb der plausiblen, durch Literatur belegten Bereiche (Schmautz, 2003) kalibriert. Die Konstante k_1 wurde mit $k_1 = 5$ angesetzt, k_2 wurde mit $k_2 = 0{,}94$ angesetzt. Die Verwendung des originalen Ansatzes von Meyer-Peter und Müller mit $k_1 = 8$ und $k_2 = 1$ hatte zuvor zu einer wesentlich größeren Erosion in der gesamten Strecke geführt.

Die Berechnung mit dem Ansatz von Günter konnte die Anlandung in den ersten Profilen zwar nachvollziehen, hat aber eine zu große Anhebung der Sohlenlage im Vergleich zu den Messwerten ergeben. Der Grund dafür ist, dass sich bei der Modellierung mit dem Günter Ansatz nur zwei unterschiedliche Szenarien unterscheiden lassen. Als Grenzwert fungiert der Abfluss Q_{crit}, bei dem die voll entwickelte Deckschicht aufgerissen wird. Bei $Q < Q_{crit}$ findet kein Geschiebetransport statt. Steigt der Abfluss über diesen Grenzwert an, geht das Modell davon aus, dass die Deckschicht aufgerissen und abtransportiert

wird und berechnet den darauf folgenden Geschiebetrieb mit dem maßgebenden Durchmesser der Unterschicht.

Im Gegensatz dazu bildete sich in der Natur offensichtlich nicht die maximale Vergröberung der Oberfläche der Anlandungen aus, sodass diese auch bei kleineren Abflüssen abtransportiert werden konnten. Diese unzureichende Modellierung der Sohloberfläche in Zeiträumen, in denen die Deckschicht ihre maximale Vergröberung noch nicht erreicht hat, kann zu Abweichungen in den Simulationsergebnissen im Vergleich mit der Natur führen.

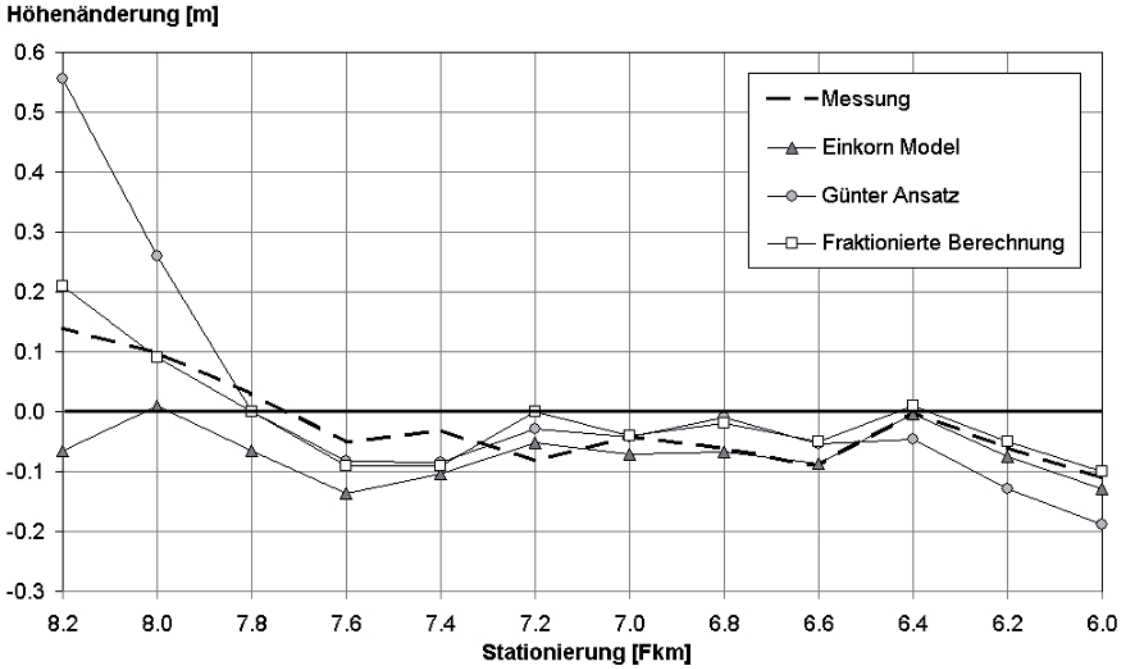


Abb. 4: Vergleich der berechneten und gemessenen Höhenänderungen.

Wie Abb. 4 zeigt, haben die Ergebnisse der fraktionierten Berechnung die beste Übereinstimmung mit den Messungen ergeben. Die Anlandung in den ersten Profilen konnte zufrieden stellend nachvollzogen werden. In den Bereichen, wo Sohlaustrag stattgefunden hat, liegen die Abweichungen zwischen Berechnung und Messung innerhalb akzeptabler Grenzen. Der Nachteil dieser Modellierung ist, dass sich im Fall einer Ablagerung nur die Kornzusammensetzung der Deckschicht und nicht auch der Unterschicht ändert. Bei Geschiebeablagerungen, deren Kornzusammensetzung von der der Deckschicht abweicht, wird im Modell die alte Unterschicht bis auf das neue Sohlniveau erweitert. Die neue Deckschicht wird nach dem Ansatz von Toro-Escobar (1996) aus dem Anlandungsmaterial und der alten Deckschicht gebildet. Komplexe Schichtaufbauten lassen sich daher nicht abbilden. Im Fall einer nachfolgenden Erosion kann der vereinfachte Sohlaufbau fehlerhafte Ergebnisse verursachen. In diesem kon-

kreten Fall spielt diese Vereinfachung aber keine Rolle, weil die Sieblinie des abgelagerten Geschiebes der der Unterschicht entspricht.

Um die Frage zu klären, ob sich die fraktionsweise Modellierung des Geschiebetransports auch für längerfristige Prognosen eignet, und um die Entwicklung der Deckschicht zu untersuchen, wurde eine weitere Simulation bis zum Sommer 2006 durchgeführt. In Abb. 5 wird für drei Querprofile die zeitliche Entwicklung des mittleren Deckschichtdurchmessers bei fraktionsweiser Berechnung des Geschiebetransports in diesem Zeitraum dargestellt.

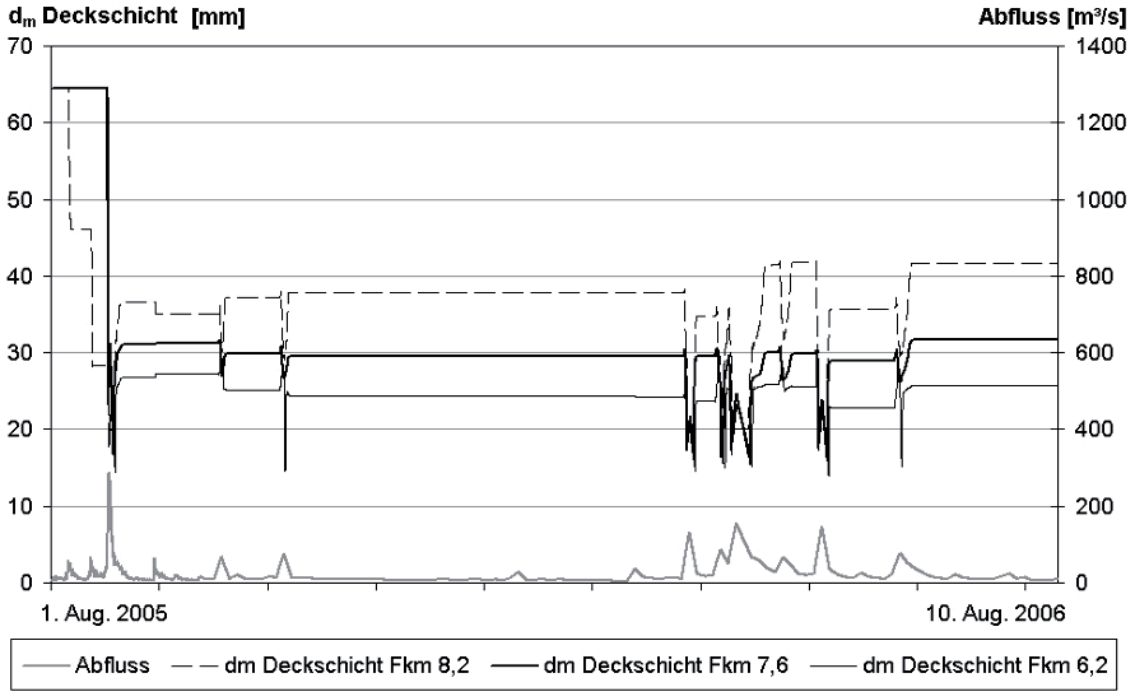


Abb. 5: Zeitliche Entwicklung der mittleren Deckschichtdurchmesser.

Qualitativ liefert das Modell gute Ergebnisse. Die Reaktion der Deckschichtzusammensetzung auf veränderliche Abflüsse ist deutlich erkennbar. Bei großen Abflüssen wird die vorhandene Deckschicht aufgerissen – nimmt der Abfluss wieder ab, setzt die Bildung einer neuen Deckschicht ein. Während der Perioden mit sehr kleinem Abfluss bleibt die Zusammensetzung der Deckschicht unverändert. Das Modell kann die Verfeinerung der Sohloberfläche im Fall von Anlandungen, wie dies in Fkm 8,2 der Fall war (Abb. 2), gut abbilden. Auch die Verfeinerung der Sohloberfläche mit fortschreitender Fließlänge wird durch die Simulation nachvollzogen. Betrachtet man den gesamten Simulationszeitraum, ist die Tendenz einer langsamen Rückbildung der Deckschicht nach dem Hochwasser 2005 in Richtung des maximalen Vergröberungszustandes, der der Ausgangsituation entspricht, erkennbar.

Quantitativ gesehen wird der mittlere Deckschichtdurchmesser unmittelbar nach Ablauf einer Hochwasserwelle stark unterschätzt. Die Veränderungen der Deckschichtzusammensetzung im Stadium der Rückbildung während dem abfallenden Ast einer Hochwasserwelle können nur sehr unzureichend abgebildet werden. Obwohl in der Fachwelt angenommen wird, dass der Prozess der Deckschichtrückbildung nach dem Aufreißen mehrere kleinere Hochwasser benötigt und sich über mehrere Monaten erstrecken kann, wird der hier berechnete Vorgang der Deckschichtbildung als zu langsam erachtet. Diese Annahme wird durch die Sohlproben im April 2007 bestätigt, deren Auswertung einen mittleren Deckschichtdurchmesser von $d_{m,DS}$ = 60 - 70 mm ergeben hat.

5 Zusammenfassung

Das Hochwasserereignis 2005 an der Wertach im Stadtgebiet von Augsburg wurde numerisch modelliert. Am Lehrstuhl für Wasserbau der TU München wurde dafür mit VBA ein eindimensionales Berechnungstool entwickelt. Es ermöglicht die Berechnung des Geschiebetransports mit drei verschiedenen Ansätzen: Die Einkornbetrachtung, basierend auf der Formel von Meyer-Peter und Müller, die Berücksichtigung von Abpflasterungsprozessen mit dem Günter Faktor, sowie die fraktionierte Geschiebetransportberechnung.

Die Ergebnisse haben gezeigt, dass das Einkornmodell zwar für ein singuläres Ereignis kalibriert werden kann, jedoch keine allgemeine Gültigkeit besitzt und daher für Prognoserechnungen nicht geeignet ist. Für die numerische Modellierung von Geschiebetransportprozessen an voralpinen Gewässern ist die Berücksichtigung der Deckschicht unerlässlich.

Berücksichtigt man die Abpflasterung der Sohloberfläche durch den Günter Faktor, passt sich das Modell der Natur etwas besser an. Der Ansatz geht jedoch immer von einer voll entwickelten Deckschicht aus. Der Zeitraum, in dem die Sohloberflächenzusammensetzung zwischen Unterschicht und voll entwickelter Deckschicht liegt, wird daher vernachlässigt. Dies ist auch der Grund für die beobachtete Überschätzung der Anlandungen.

Die fraktionierte Berechnung der Vorgänge hat an der Wertach die beste Übereinstimmung der Ergebnisse mit den Naturdaten gebracht. Allerdings kann der Prozess der Deckschichtrückbildung nur unzureichend abgebildet werden. Die Unterschätzung dieses Prozesses hat zur Folge, dass vor allem bei längeren Simulationszeiträumen die Deckschicht über weite Strecken zu feinkörnig dargestellt wird und deshalb die Vorgänge in der Natur nicht korrekt abgebildet werden können.

Referenzen

Günter, A. (1971): Die kritische mittlere Sohlenschubspannung bei Geschiebemischungen unter Berücksichtigung der Deckschichtbildung und der turbulenzbedingten Sohlenschubspannungsschwankungen, Mitteilung Nr. 3 der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zürich.

Hunziker, R. (1995): Fraktionsweiser Geschiebetransport, Mitteilung Nr. 138 der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zürich.

LfU (2007): Geschiebegutachten der Wertach, Geschiebeprobennahme am 16.04.2007 unterhalb Bobingen bis zur Mündung in den Lech. Bericht vom 22.06.2007, Schaipp, 63-4424-8-Wertach.

Parker, G. (1991): Selective sorting and abrasion of river gravel. I: Theory, Journal of Hydraulic Engineering, 117(2), p. 131-149.

Schmautz, M. (2003): Eigendynamische Aufweitung in einer geraden Gewässerstrecke – Entwicklungen und Untersuchungen an einem numerischen Modell. Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft TU München – Nr. 96.

Shields, A. (1936): Anwendung der Aehnlichkeitsmechanik und der Turbulenzforschung auf die Geschiebebewegung. Mitteilungen der Preußischen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau, Berlin,

Toro-Escobar, C. M., Parker, G. and Paola, C. (1996): Transfer function for the deposition of poorly sorted gravel in response to streambed aggradation, Journal of Hydraulic Research, 34(1), p. 35-53.

Adresse der Autoren

Dipl.-Ing. Nikos Efthymiou
Lehrstuhl und Versuchsanstalt für
Wasserbau und Wasserwirtschaft
TU München
D-80333 München
E-Mail: n.efthymiou@bv.tum.de



Dipl.-Ing. Katharina Fiedler
Lehrstuhl und Versuchsanstalt für
Wasserbau und Wasserwirtschaft
TU München
D-80333 München
E-Mail: k.fiedler@bv.tum.de



Dipl.-Ing. Markus Grünzner
Lehrstuhl und Versuchsanstalt für
Wasserbau und Wasserwirtschaft
TU München
D-80333 München
E-Mail: m.gruenzner@bv.tum.de





Study of bed roughness effect on flow characteristics in a curved open channel by means of numerical model

M. Eizel-Din, M.D. Bui, P. Rutschmann

1 Introduction

Flow characteristics in curved channels are much more complicated than those in straight reaches: the occurrence of the secondary flow (helical motion) is one of the dominant features of flows in bends. These flow characteristics have a great effect on erosion and sediment transport in rivers, and are particularly important in the design of river engineering and bank stabilization works. One of the important factors that affect the 3D velocity distribution in curved channels is bed roughness.

The computer code *FAST3D* has been developed at the Institute for Hydromechanics, University of Karlsruhe, to calculate flow and sediment transport in open channels Zhu (1992); Wu et al. (2000); Bui and Rodi (2006). In the code, the flow field is calculated by solving the 3D fully Reynolds-averaged Navier-Stokes equations with k-ε or k-ω turbulence model, using finite-volume method on an adaptive non-staggered grid. In the present paper, the *FAST3D* code was used to study the effect of the roughness on the flow field in a 193^0 sharp open-channel bend with rectangular cross-sections.

Numerous experiments in this open channel bend have been conducted in the Laboratory of Hydraulic Construction, Swiss Federal Institute of Technology, Lausanne to study the flow characteristics under different hydraulics conditions Blanckaert et al. (2001); Blanckaert (2002); and Duarte et al. (2007). The measured data from these experiments were used to calibrate the numerical model.

In the paper the k-ε turbulence model was used. The predicted velocities in normalized downstream, transversal and vertical directions were compared with measurements.

2 Numerical Model

2.1 Model Equations

The flow field is determined by the following Reynolds-averaged continuity and Navier-Stokes equations for incompressible fluid, written here in Cartesian co-ordinates x_i (i = 1, 2, 3):

$$\frac{\partial u_i}{\partial x_i} = 0 \qquad [1]$$

$$\frac{\partial u_i}{\partial t} + \frac{\partial (u_i u_j)}{\partial x_i} = -\frac{1}{\rho_w}\frac{\partial p}{\partial x_i} + \frac{1}{\rho_w}\frac{\partial \tau_{ij}}{\partial x_i} + F_i \qquad [2]$$

where u_i are the velocity components; F_i is the gravity force per unit volume; ρ_w is density of water; and p is pressure. The turbulent stresses τ_{ij} are calculated with the k-ε turbulence model Rodi (1980), which employs the eddy viscosity relation

$$\tau_{ij} = \rho_w \nu_t \left\{ \frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right\} - \frac{2}{3}\delta_{ij} k ; \quad \nu_t = c_\mu \frac{k^2}{\varepsilon} \qquad [3]$$

where the turbulent kinetic energy k and its dissipation rate ε determining the eddy viscosity ν_t are obtained from the following model equations:

$$\frac{\partial k}{\partial t} + \frac{\partial (u_j k)}{\partial x_j} = \frac{\partial}{\partial x_j}\left\{ \frac{\nu_t}{\sigma_k}\frac{\partial k}{\partial x_j} \right\} + \nu_t \left\{ \frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right\} \frac{\partial u_i}{\partial x_j} - \varepsilon \qquad [4]$$

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} + \frac{\partial (u_j \varepsilon)}{\partial x_j} = \frac{\partial}{\partial x_j}\left\{ \frac{\nu_t}{\sigma_\varepsilon}\frac{\partial \varepsilon}{\partial x_j} \right\} + c_{\varepsilon 1}\frac{\varepsilon}{k}\nu_t \left\{ \frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right\} \frac{\partial u_i}{\partial x_j} - c_{\varepsilon 2}\frac{\varepsilon^2}{k} \qquad [5]$$

The values of the constants in k-ε turbulence model are: c_μ =0.09, $c_{\varepsilon 1}$ =1.44, $c_{\varepsilon 1}$ = 1.92, σ_k=1.0, and σ_ε=1.3.

The value of c_μ =0.09 was chosen on the basis of experiments in flows which the production and the dissipation of the turbulence energy were in approximate balance. In weak shear flows, the production is significantly different from the dissipation and c_μ was found to take different values Rodi (1980), Rodi (1980) correlated the experimental data and proposed a function $c_\mu = f(p/\varepsilon)$ as shown in fig. 1. Also the c_μ constant can be determined from the velocity and turbulence energy close to the wall. For local-equilibrium shear layers, the constant c_μ may be in the range c_μ=(0.04-0.16) van Rijn (1983). In this paper different values of c_μ will be used to calibrate the model.

The water surface elevation is calculated from a 2D Poisson equation for the surface height. More details on the equation can be obtained from Wu et al. (2000).

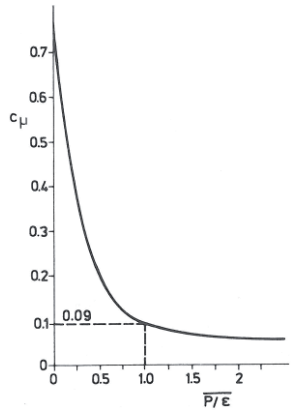


fig. 1: Empirical function $c_\mu = f\left(\overline{p/\varepsilon}\right)$ Rodi (1980).

2.2 Numerical method

The equations for the mean flow [1-2] and the turbulence model [4-5] given above in Cartesian coordinates are transformed to boundary-fitted curvilinear coordinates, but the velocity components u_i remain in the Cartesian coordinate system. The transformed equations can be written in conservative form in generalized curvilinear coordinates as follows:

$$J\frac{\partial \varphi}{\partial t}+\frac{\partial}{\partial y_i}\left(C_i\varphi + D_{i\varphi}\right)=JS_\varphi \quad ; \quad i=1,2,3 \qquad [6]$$

The Jacobean J describes the transformation between the general coordinate system y_i and the Cartesian system x_i (x_1=x, x_2=y, x_3=z). For the different dependent variables ϕ, the terms C_i and $D_{i\phi}$ relate to convection and diffusion respectively. S_ϕ is the source term for the variable ϕ. The detailed expressions for these terms can be found in Zhu (1992).

The above equations are solved numerically with a special version of the computer code *FAST3D* for free surface flow and sediment transport. In this code, the equations are discretized in the computational domain using the finite-volume technique with a curvilinear non-orthogonal grid and a non-staggered variable arrangement.

The second-order bounded HLPA differencing scheme is employed in treating the convective and diffusive fluxes. In order to avoid checkerboard splitting for the cell-centred arrangement, the momentum interpolation technique of Rhie and Chow Zhu (1992) is used for evaluating cell-face variables from centred quantities. The strongly implicit procedure of Stone is applied for solving the

system of algebraic difference equations. More details on the numerical solution procedure can be obtained from Zhu (1992).

3 Boundary conditions

3.1 Free Surface

At the free surface, the velocity components and turbulent kinetic energy are set to zero, and the pressure to the atmospheric value, while the dissipation rate ε is computed from the relationship given by Celik and Rodi (1988).

$$\varepsilon_p = \frac{k^{3/2}}{0.43h} \qquad [7]$$

where h = local water depth.

3.2 Inlet

A non-uniform flow distribution of velocity is applied at the inlet boundary. Here the resultant velocity $V_{(y,z)}$ is calculated as follows:

$$V_{(y,z)} = \begin{cases} 0, & z = 0 \\ 1.5\dfrac{U_*}{\kappa}\ln\left(\dfrac{30z}{k_s}\right)\left\{1-\dfrac{y^2}{(B/2)^2}\right\}, & z > 0 \end{cases} \qquad [8]$$

where B = the channel width; U_* = resultant friction velocity; κ =von Karman constant =0.40; k_s= equivalent roughness height of the channel bed.

Further, the values of other variables (i.e., small uniform values for k and ε, constant value for h) were prescribed.

3.3 Outlet

At the outlet, the normal gradients of all dependent variables are set to zero, i.e., variables at the downstream end are extrapolated from the interior domain. In order to calculate the water surface elevation the water depth h at this boundary was also specified.

3.4 Channel bed and walls

At these boundaries, the wall-function approach proposed by Launder and Spalding (1974) is used. The universal logarithmic law of the wall, which is applicable to the fully turbulent region outside the viscous sub-layer, is expressed as:

$$\frac{V_p}{U_*} = \frac{1}{\kappa}\ln(Ey_p^+) \qquad [9]$$

$$U_* = \sqrt{\tau_w/\rho} = c_\mu^{1/4} k_p^{1/2} \;;\quad y_p^+ = U_* y_p / \nu \qquad [10]$$

Where V_p= resultant velocity parallel to the wall at the first cell and the subscript E = Roughness parameter; y_p^+ = non-dimensional wall distance; y_p = normal distance to the wall; ρ =density; ν = kinematic viscosity, τ_w = The resultant wall shear stress and can be written as follows:

$$\tau_w = -\lambda_w V_p \qquad [11]$$

Where

$$\lambda_w = \begin{cases} \dfrac{\rho\nu}{y_p}, & y_p^+ \le 11.6 \\ \dfrac{\rho c_\mu^{1/4} k_p^{1/2} \kappa}{\ln\left(Ey_p^+\right)}, & y_p^+ > 11.6 \end{cases} \qquad [12]$$

The Roughness parameter E as in Wu et al. (2000)

$$E = \exp\left[\kappa\left(B - \Delta B\right)\right] \qquad [13]$$

where B = 5.20 additive constant; and ΔB = roughness function related to the roughness Reynolds number $R_* = U_* k_s / \nu$; and ΔB is determined by Cebeci and Bradshaw (1977)

$$\Delta B = \begin{cases} 0, & R_* < 2.25 \\ \left[B - 8.5 + \dfrac{1}{\kappa}\ln R_*\right]\sin\left[0.4258\left(\ln R_* - 0.811\right)\right], & 2.25 \le R_* < 90 \\ B - 8.5 + \dfrac{1}{\kappa}\ln R_*, & R_* \ge 90 \end{cases} \qquad [14]$$

In the wall-function approach, the near-wall values of the turbulent kinetic energy k and dissipation rate ε are given as:

$$k_p = \frac{U_*^2}{\sqrt{C_\mu}};\; \varepsilon_p = \frac{U_*^3}{\kappa y_p} \qquad [15]$$

3.5 Roughness height

The concept of Karman–Prandtl logarithmic velocity distribution and Nikuradse equivalent grain roughness apparently had considerable influence on the development of the estimation of the plane-bed roughness, bed shear, and resistance. In general, the bed roughness height of a flat and fixed bed is given in terms of the Nikuradse roughness height. It is assumed to have a value with an order of median grain diameter or of some larger grain size percentiles Yen (2002):

- Ackers and White (1973) – $k_s = 1.2\ d_{35}$
- Hammond et al. (1984) – $k_s = 6.6\ d_{50}$
- Engelund and Hansen (1967) – $k_s = 2.0\ d_{65}$
- Hey and Bray (1979) – $k_s = 3.5\ d_{84}$
- Mahmood (1971) – $k_s = 5.1\ d_{84}$
- Kamphuis (1974) – $k_s = 2.0\ d_{90}$
- Van Rijn (1982) – $k_s = 3.0\ d_{90}$

Based on different type of experiments for flat sand bed Liu (2001) found also that $k_s=\alpha_s d_{50}$ with α_s=(1-10). Due to the wide range of α_s, further research on this concept is necessary. In this paper, different values of α_s in this range will be used to calibrate the model.

4 Model Setup

Experiments were conducted in the Laboratory of Hydraulic Construction, Swiss Federal Institute of Technology, Lausanne. It consists of a 9 m long straight entry reach, followed by a 193^0 bend with constant centerline radius of curvature R=1.70 m and a 5 m long straight exit reach (fig. 2). The flume width is B=1.30 m. The vertical side-walls are made of Plexiglas and the bed of the flume has glued quasi-uniform sediments of d_{50}=2 mm. Blanckaert (2002) used horizontal bed for the entire domain during the experiments while Duarte et al. (2007) used a downstream bed slope of 0.22% for the 9 m long straight entry.

For the numerical modeling, a grid system of 398 grid points in the longitudinal direction, 35 grid points in the transverse direction and 8 grid points in the water-depth direction was used. The computation grid contains around 111440 grid points. The mesh with smallest spacing between adjacent node points of 5 cm in centerline of the downstream direction and 3.75 cm in lateral direction. The calculations have been carried out for flows with a discharge Q=89 l/s, flow

depth H=0.16 m and a cross-section averaged velocity U=0.427 m/s at the inlet. A non-uniform velocity distribution was used (fig. 3).

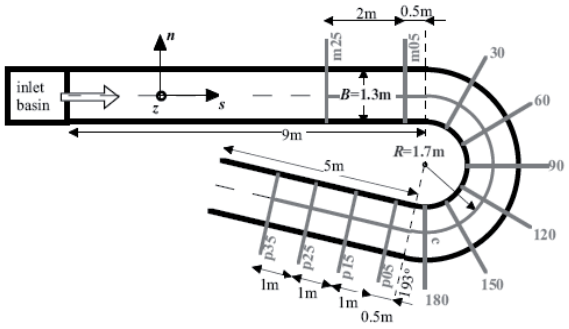


fig. 2: Flume Plan-view Blanckaert (2002).

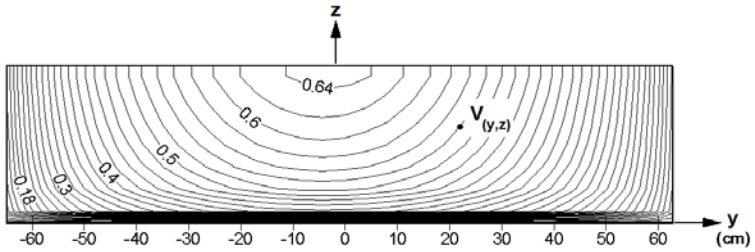


fig. 3: Non-uniform velocity distribution at the inlet.

Run No.	c_μ	α_s	Bed slope	Inlet Velocity distribution
1	0.09	1	horizontal bed	Uniform flow
2	0.09	1	horizontal bed	Non-uniform velocity
3	0.09	20	horizontal bed	Non-uniform velocity
4	0.15	6	horizontal bed	Non-uniform velocity
5	0.2	6	horizontal bed	Non-uniform velocity
6	0.2	6	sloped bed at entry	Non-uniform velocity

fig. 4: Input data for the different Runs.

5 Calculation results

5.1 Model calibration

The numerical model was tested first for the bed material with mean grain size d_{50}=2mm and smooth side-walls. Calculations have been done for different c_μ. The first five runs are for horizontal bed in the whole domain and the last one for the case with bed slopes in the straight entry reach (fig. 4).

Fig. 5 shows the normalized downstream velocity at profile θ=90^0. Using a uniform velocity distribution at inlet with the constant c_μ=0.09 and the bed roughness k_s=d_{50} (fig. 5b-Run#1), the calculated results show a qualitatively good agreement with the experimental data (fig. 5a). However, it can be seen that the calculated maximal downstream velocity is overestimated, the core is close to

inner bank, and the downstream velocity close to the outer bank is not gradually distributed like those in the measured data. Using the same values for c_μ and bed roughness k_s but with a non-uniform velocity distribution at the inlet, the calculated results (fig. 5c-Run#2) are lightly better, but for all that no great effect on the flow pattern was achieved. Increasing the bed roughness height to k_s=20d_{50} the model provides a fairly good agreement with the measurements (fig. 5d-Run#3). The core of the calculated maximal downstream velocity shifts to the water free surface and locates in the inner-bank region, about 0.20 m from the channel center line. However, considering the former studies on the range of the roughness height, it is arbitrary and physically not acceptable, when in the numerical model a value of 20d_{50} for the roughness is applied to get a better agreement with the measurement.

Further calculations were done by varying at the same time the values of bed roughness k_s and constant c_μ. By adjusting these parameters in the model and comparing with measured data in the flume, the following selection of parameters was obtained for best fit between calculated velocity distribution and measurement: k_s=6d_{50} and c_μ=0.20. The core of maximal velocity and the distribution of downstream velocity agree fairly well with the measurements (fig. 5f-Run#5).

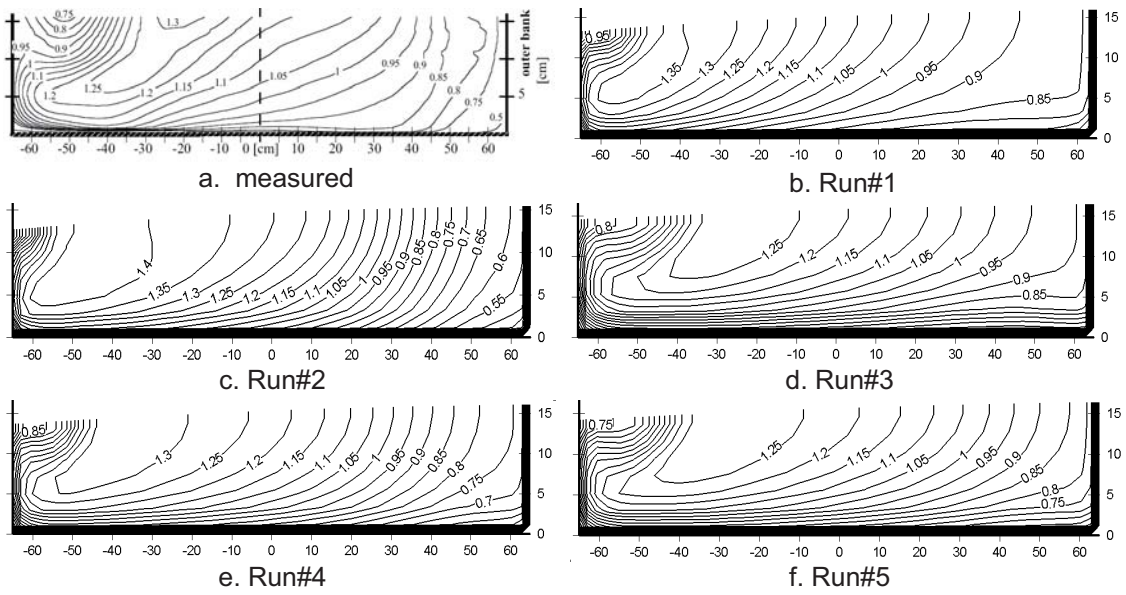
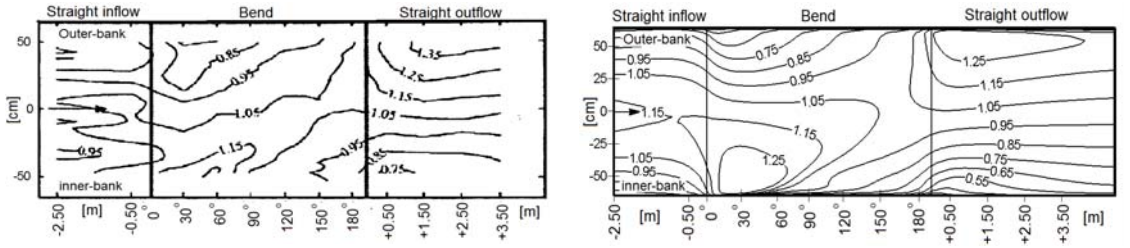


fig. 5: Normalized downstream velocity (v_s/U) at profile θ=90^0.

Fig. 6 shows a comparison between the predicted depth-averaged normalized downstream-velocity for the whole domain (fig. 6b-Run#5) and measurements (fig. 6a). Again a fairly good agreement between them was obtained; At the entry of the bend the maximal value of depth averaged normalized downstream velocities is 1.33 m/s and occurs at profile between θ=30^0 and θ=60^0 in the in-

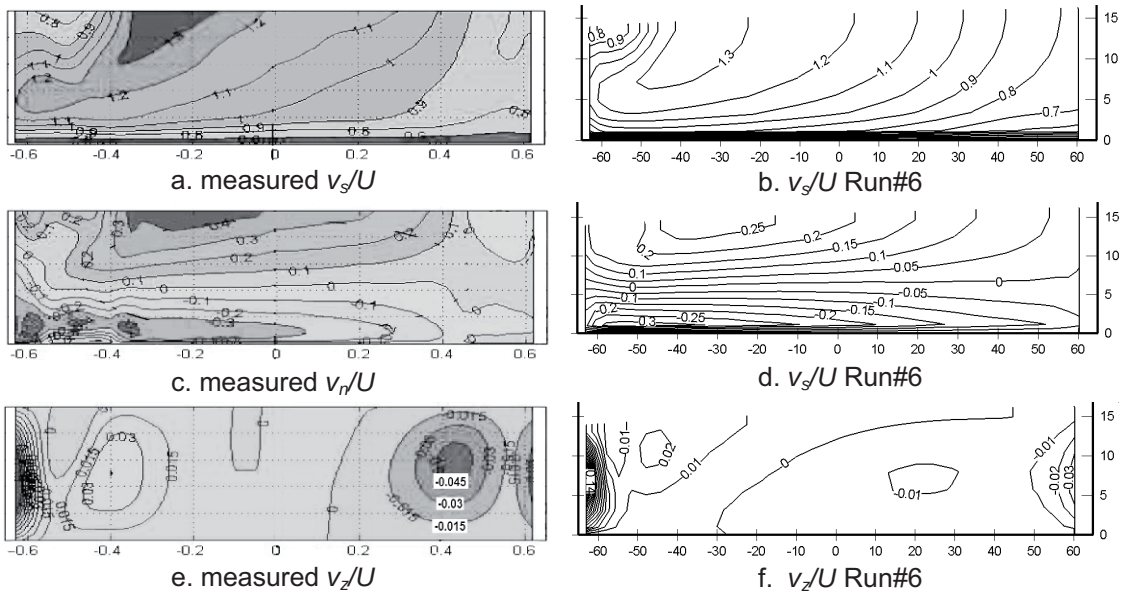
ner-bank region; along the flow domain the core of maximal values gradually shifts towards the outer bank.



a. measured b. Run#5

fig. 6: Depth-averaged normalized downstream velocity (v_s/U) along channel.

The numerical model was further validated using the measured data, which have been conducted by Duarte et al. (2007) for the channel flow with sloped straight entry. fig. 7 shows a comparison between the calculated *3D* distribution of normalized velocity components and measurements at profile θ=90^0.



a. measured v_s/U b. v_s/U Run#6

c. measured v_n/U d. v_s/U Run#6

e. measured v_z/U f. v_z/U Run#6

fig. 7: Normalized downstream velocity (v_s/U), normalized transversal velocity (v_n/U), and normalized vertical velocity (v_z/U) at profile θ=90^0.

For the downstream velocity (fig. 7b) the model provides a good agreement with the measurement (fig. 7a). A satisfactory agreement was obtained for the normalized transversal velocity (fig. 7c and fig. 7d). In comparison with the measurements data, the calculated maximal positive value at the surface is underestimated, while the same minimal negative value near the bed as in the experiment can be seen. Using an isotropic k-ε model, the fine turbulent flow structure could not be simulated. A deviation between calculations and measurements was observed in the upper-corner-region near the outer bank and in

the lower-corner-region near the inner bank, where transversal velocity components change the directions. A satisfactory agreement between the calculated normalized vertical velocity and measurements at this profile was also obtained (fig. 7e and fig. 7f).

5.2 Model application

Further, the calibrated model parameters were used to predict the flow characteristics due to the change of the bed roughness (smooth, d_{50}=0.5 mm, d_{50}=1 mm, and d_{50}=2 mm).

Fig. 8 shows the predicted distribution of the normalized downstream velocity at profile θ=90^0 for different values of bed roughness. Increasing the size of bed materials from zero (smooth bed) to d_{50}=2 mm, the maximal value of normalized downstream velocity at this profile reduces from 1.48 m/s to 1.28 m/s, the core of the maximal values locates on the free water surface in the inner-bank region and shifts towards the channel center line.

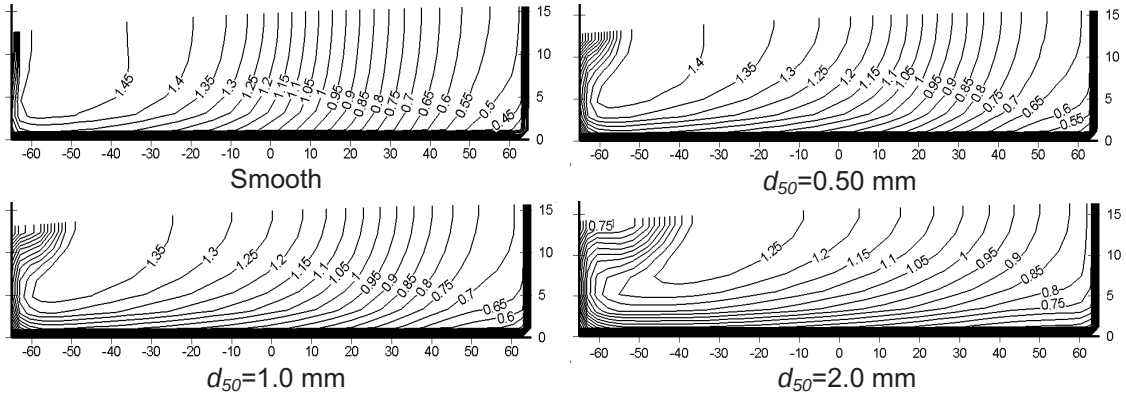


fig. 8: Predicted normalized downstream velocity (v_s/U) for different bed roughnesses for a horizontal bed with smooth walls at profile θ=90^0.

Fig. 9 shows the depth averaged normalized downstream velocity for the whole domain by magnifying bed roughnesses. At the entry of the bend close to the inner bank, the maximal value of depth averaged normalized downstream velocity reduces from 1.53 m/s to 1.33 m/s, however the core of the maximal values still locates in the flow domain between profile θ=30^0 and profile θ=60^0 closing to the inner bank. In this case, the peaks of depth averaged normalized downstream velocities along the bend shift towards the outer bank.

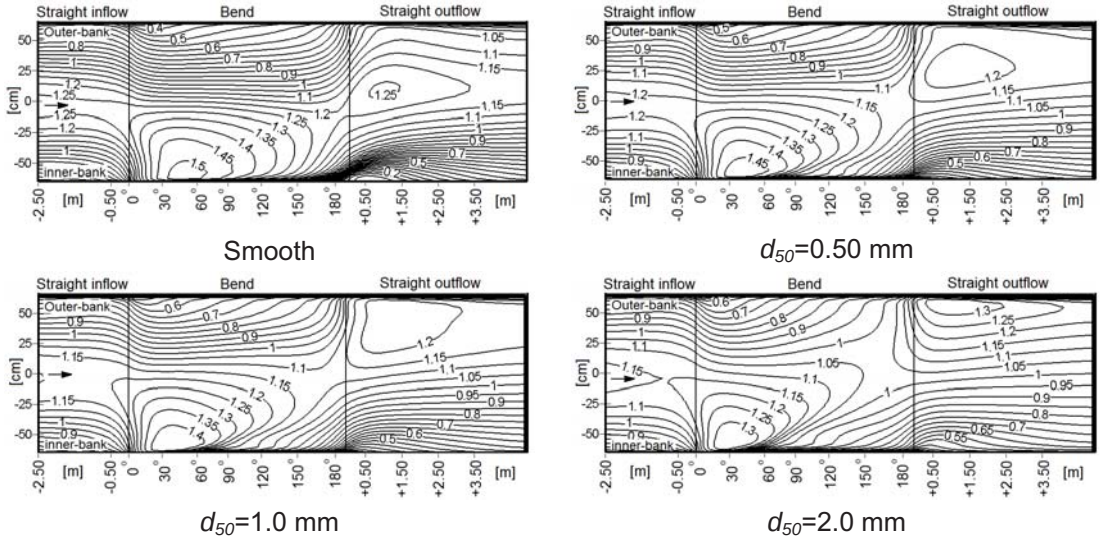


fig. 9: Predicted Depth-averaged normalized downstream velocity (vs/U) for different bed roughnesses along channel.

6 Conclusions

The *3D* numerical model *FAST3D* with a standard *k-ε* turbulence model was used to calculate the flow characteristics in a 193^0 sharp rectangular channel bend. Validation of the model was done using the measurement data at profile 90^0 and mean values for the whole domain. The model results can be summarized as follows:

- Using a non-uniform velocity distribution as inlet boundary condition, a bed roughness height ks=6d50 and constant cμ=0.20 in the k-ε turbulence model, the numerical model provides the best fit between calculated velocity distributions and measurements.
- The calibrated model was applied to study the effect of different bed roughnesses (smooth, d50=0.5 mm, d50=1 mm, and d50=2 mm) on the flow characteristics in the channel. Due to increasing the bed roughness, the maximal depth averaged velocity in the flow domain decrease; along the bend the peaks of depth averaged downstream velocities shift towards the outer bank; and the core of these maximal values locates in the domain between profile θ=300 and profile θ=600 closing to the inner bank.

Acknowledgments

The authors would like to express their gratitude to the Institute for Hydromechanics, Prof. W. Rodi; University of Karlsruhe, Germany, for placing the *FAST3D* code at our disposal.

References

Blanckaert, K.(2002): Flow and turbulence in sharp open-channel bends, PhD dissertation No.2545, Swiss Federal Institute of Technology, Lausanne.

Blanckaert, K., Graf, W. H.(2003): A Quasi-3D model for Flow in Sharp open-Channel Bends, 30th IAHR congress, Theme C, 317-324.

Bui, Minh Duc, Rodi, W.(2006): 3D-Modell zur Berechnung des Sedimenttransports bei Ungleichgewicht in Flüssen, Bericht Nr. 828, Institute for Hydromechanics, Karlsruhe University.

Cebeci, T., Bradshaw, P.(1977): Momentum transfer in boundary layers, Hemisphere, Washington, D.C.

Celik, I., Rodi, W.(1988): Modeling suspended sediment transport in non-equilibrium situations, Journal of Hydraulic Engineering, 114(10), 1157-1191.

Duarte, A., Blanckaert, K., and Schleiss, A.J.(2007): Influence of Outer-Bank Roughness on Flow Patterns in Open-Channel Bends, 32nd IAHR Congress, Theme A, (A2.a-128-O).

Launder, B., Spalding, D.(1974): The numerical computation of turbulent flows, Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 3, 269-289.

Liu, Z.(2001): Sediment Transport, Laboratory for Hydraulic, Institute for Vand, Aalborg University.

Rodi, W.(1980): Turbulence models and their applications in hydraulics, A state of the art, IAHR Monograph, Balkema, Rotterdam.

Rijn, L.C. van (1982): Equivalent Roughness of the Alluvial Bed, Journal of Hydraulic Engineering, 108(10), 1215-1218.

Rijn, L.C. van (1983): Two-Equation Turbulence Model for Flow in Trenches, Journal of Hydraulic Engineering, 109(7), 941-958.

Wu, W., Rodi, W., Wenka, T.(2000): 3D numerical modelling of flow and sediment transport in open channels, Journal of Hydraulic Engineering, 126(1), 4-15.

Yen, B.C.(2002): Open channel flow resistance,Journal of Hydraulic Engineering, 128(1), 20-39.

Zhu, J. (1992): An Introduction and Guide to the Computer Program FAST3D, Report No.691, Institute for Hydromechanics, Karlsruhe University.

Addresses of Authors

M.Sc. Mohamed Eizel-Din
Ph.D Student
Institute of Hydraulic and Water Resources Engineering
Technische Universität München
Obernach 59
D-82432 Walchensee
Deutschland
E-Mail: m.eizeldin@bv.tum.de



Dr. Minh Duc Bui
Senior Research Engineer
Institute of Hydraulic and Water Resources Engineering
Technische Universität München
Obernach 59
D-82432 Walchensee
Deutschland
E-Mail: m.bui@bv.tum.de



Prof.Dr. Peter Rutschmann
Chair of Institute of Hydraulic and Water Resources Engineering
Technische Universität München
Arcisstraße 21
D-80333 München
Deutschland
E-Mail: p.rutschmann@bv.tum.de



INTERNATIONALES SYMPOSIUM 2008 ZÜRICH

NEUE ANFORDERUNGEN AN DEN WASSERBAU

VERSUCHSANSTALT FÜR WASSERBAU,
HYDROLOGIE UND GLAZIOLOGIE, ETH ZÜRICH



Zweidimensionale Geschwindigkeits- und Abflusstiefenberechnungen für Gerinne mit unterschiedlichen Morphologien und Abflüssen

E. Ferrari, T. Meile, J.-L. Boillat, A. Schleiss

1 Einleitung

Die Gewässerkorrektionen bis Mitte des 20. Jahrhunderts hatten zum Ziel den Hochwasserschutz durch Einschränkung der Gewässerdynamik zu gewährleisten und den steigenden Bedarf an Landwirtschafts- und Siedlungsflächen zu decken (Vischer, 2003). Daraus resultierten begradigte Flussläufe mit prismatischen Querschnitten. Diese morphologische Verarmung wirkt sich auf die Gewässerökologie und besonders auf die Artenvielfalt negativ aus. Zudem weisen stark kanalisierte Gewässer auch betreffend dem Hochwasserschutz eine beschränkte Sicherheit mit hohem Restrisiko auf.

Zeitgemässe Hochwasserschutzprojekte in der Schweiz sollen Schutzmassnahmen und Flussrevitalisierungsprojekte kombinieren (Willi, 2002; IRKA, 2005). Flussrevitalisierungen bezwecken eine teilweise Wiederherstellung der natürlichen Flussmorphologie, was jedoch durch den Siedlungsdruck und die erstellten Infrastrukturen nicht mehr immer, oder nur teilweise, möglich ist. Lokale Flussaufweitungen oder eine generelle Verbreiterung des Gewässers über eine längere Distanz ermöglichen in geschiebeführenden Flüssen die Bildung von morphologisch interessanteren Strecken, so z.B. alternierende Kiesbänke oder verzweigte Gerinne (Hunzinger, 2004).

Durch den Bau der Speicherkraftwerke hat sich im 20. Jahrhundert zusätzlich zur Morphologie in vielen alpinen und voralpinen Gewässern auch das Abflussregime verändert. Im Einzugsgebiet der Rhone beispielsweise wurden die Stauanlagen mehrheitlich zwischen 1950 und 1975 gebaut (Meile et al., 2005). Zur Deckung der Nachfragespitzen an elektrischer Energie werden die Turbinen entsprechend an- und ausgeschaltet. Im Gewässer führt dies zu relativ schnell wechselnden Abflussbedingungen zwischen maximalen und minimalen Wasserspiegeln, auch als Schwall und Sunk bezeichnet. Diese täglichen Abflussschwankungen können sich, wie auch eine monotone Morphologie oder eine schlechte Wasserqualität, negativ auf die Gewässerökologie auswirken (Baumann und Klaus, 2003; Pellaud, 2007). In morphologischen Revitalisierungsprojekten stellt Schwall und Sunk eine erschwerende Randbedingung dar.

Um die Strömungsbedingungen bei sich ändernden Abflüssen quantitativ zu beschreiben, wurden zweidimensionale, numerische Berechnungen durchgeführt. Die für Gewässerökologische Fragestellungen massgebenden Strömungscharakteristiken wurden in drei verschiedenen Flussmorphologien, d.h. einem geraden Kanal mit prismatischem Querschnitt, einem Gerinne mit alternierenden Bänken und einem verzweigten Flusssystem für verschiedene stationäre Abflüsse bestimmt. Die Strömungscharakteristiken können beispielsweise als Inputdaten für Flusshabitatsmodelle (z.B. Lamouroux et Jowett, 2005) dienen, oder auch zur Definition eines hydraulisch-morphologischen Vielfältigkeitsindex verwendet werden (Schleiss, 2005).

2 Numerisches Modell

Die zweidimensionalen numerischen Berechnungen der Abflusstiefen und der Fliessgeschwindigkeiten erfolgten mit der Software *Basement V1.1* der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) (Minor et al., 2006). *Basement* berechnet stationäre und instationäre Gerinneströmungen mit fester oder beweglicher Sohle sowie den Transport von Geschiebe und Suspensionssedimenten. Die tiefengemittelten Strömungsgleichungen von de Saint-Venant werden mit Hilfe der finiten Volumen Methode gelöst. Das Pre- und Postprocessing der topographischen Daten sowie die Visualisierung der Resultate erfolgten im Programm *Surface-Water Modeling System* (*SMS*, 2008).

Die Berechnungen wurden mit stationären Abflussbedingungen durchgeführt. Talseitig wurde die „zero gradient“ Bedingung angewendet, was heisst, dass der Zufluss ohne Rückwirkung auf obenliegende Zellen das Modell verlässt. Die räumliche Auflösung der untersuchten Flussmorphologien betrug im Mittel eine Zelle pro 8.7 m^2 Gewässerfläche.

3 Flussmorphologien und gerechnete Fälle

Die Strömungsverhältnisse wurden in drei verschiedenen Morphologien simuliert (Abb. 1). Die Erste entspricht einem geraden Flusslauf mit einem trapezförmigen, konstanten Querschnitt. Die zweite Morphologie ist ein gerader Flusslauf, jedoch mit alternierenden Bänken. Innerhalb des Querschnitts pendelt der Talweg zwischen den seitlichen Abgrenzungen. Dadurch ergeben sich Vertiefungen und Geschiebebänke, welche sich abwechseln. Die dritte untersuchte Morphologie entspricht einem verzweigten Flusssystem mit mehreren Gerinnen. Die Daten der Gewässergeometrien stammen von Laborexperimenten der VAW (Requena et al., 2006; Ackermann, 2004).

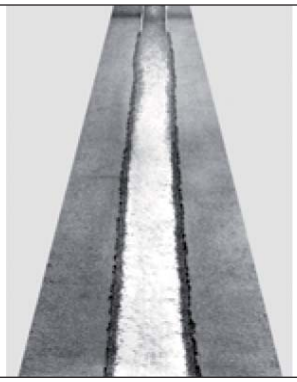
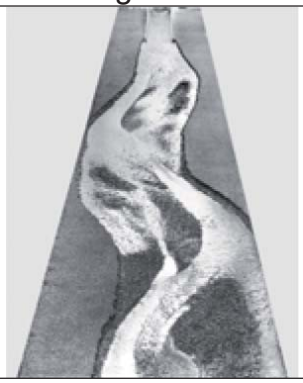
‘Kanal’	‘Alternierende Bänke’	‘verzweigtes Gerinne’
		
Länge: 1700 m Kanalbreite: 50 *m*	Länge: 2620 m Kanalbreite: 85 *m*	Länge: 1700 m Kanalbreite: variabel

Abb. 1: Die drei untersuchten Flussmorphologien (Requena et al., 2006; Ackermann, 2004). Länge und Kanalbreite beziehen sich auf den im numerischen Modell simulierten Abschnitt (Umrechnung auf Prototyp).

Die Daten der Laborexperimente wurden massstäblich umgerechnet um die hydraulisch relevanten Parameter in der Grössenordung eines reellen Gewässers zu erhalten. Als Referenzstrecke diente die Rhone unterhalb von Sierre im Wallis mit einer Flussbettbreite von rund fünfzig Metern. Bei der Umrechnung der Daten wurde darauf geachtet, dass die Kanalbreite der Morphologie mit alternierenden Bänken rund dem 1.7-fachen der Kanalbreite des Gerinnes ohne alternierende Bänke entspricht. Für diese Breite sind gemäss dem Verbreiterungskriterium $B / h > 30$ von Hunzinger (2004) Kiesbänke zu erwarten.

Um die Längsneigung an diejenige der Rhone unterhalb von Sierre anzupassen, wurden die Morphologien zusätzlich um eine horizontale, zur Gerinneachse rechtwinklige, Achse gedreht. Die zweidimensionalen, numerischen Simulationen wurden schliesslich mit einer mittleren Längsneigung von 1.5 ‰ durchgeführt.

Die Rauhigkeit des Flussbettes wurde anhand der Korngrössen der Rhone in Abhängigkeit der Längsneigung (Baumann und Meile, 2004) angepasst und einheitlich für das ganze Flussbett gewählt. Der Rauheitsbeiwert wurde nach Strickler mit $k_{st} = 21.1 / \sqrt[6]{d_{90}}$ ermittelt. Der so geschätzte und für die Berechnungen verwendete Stricklerbeiwert beträgt 33 $m^{1/3}s^{-1}$.

Die Abflussverhältnisse der Rhone sind geprägt durch den Betrieb der Speicherkraftwerke. Für genügend lange Turbinierdauern, wie sie in der Rhone im Normalfall vorherrschen, werden jedoch bis zum Abstellen der Turbinen jeweils annähernd stationäre Bedingungen erreicht. In erster Annäherung wurden daher die Simulationen mit verschiedenen, stationären Abflüssen durchgeführt. Diese wurden in der Bandbreite von 20 m^3/s bis 120 m^3/s in Schritten von

20 m^3/s variiert. Es handelt sich dabei um Abflüsse, welche an typischen Wintertagen mit Betrieb der Turbinen erreicht werden. Die Kombination der drei Morphologien mit den 6 Abflüssen führt zu 18 Fällen, für welche die Strömungsverhältnisse berechnet wurden.

4 Resultate und Diskussion

Die zweidimensionalen numerischen Berechnungen erlaubten die Abflusstiefe und Fliessgeschwindigkeit jeder Berechnungszelle zu quantifizieren. Des Weiteren konnten für den untersuchten Abschnitt gemittelte Werte der Abflusstiefen und der absoluten Fliessgeschwindigkeit bestimmt werden. Schliesslich wurde der Anteil der benetzten Fläche, ausgehend von einer für alle drei Morphologien gleich grossen Referenzlänge, sowie das im Abschnitt enthaltene Wasservolumen berechnet. Die Resultate dieser Werte sind in Abb. 2 zusammengefasst und in Abb. Abb. 33 graphisch dargestellt.

Abfluss [m^3/s]	**20**	**40**	**60**	**80**	**100**	**120**
Mittlere Abflusstiefe der durchströmten Zellen [*m*]						
Kanal	0.73	0.98	1.19	1.37	1.54	1.69
Alternierende Bänke	1.32	1.41	1.50	1.57	1.63	1.67
Verzweigtes Gerinne	1.31	1.38	1.44	1.52	1.57	1.60
Mittlere absolute Fliessgeschwindigkeit der durchströmten Zellen [m/s]						
Kanal	0.55	0.79	0.99	1.14	1.28	1.40
Alternierende Bänke	0.46	0.70	0.88	1.05	1.19	1.31
Verzweigtes Gerinne	0.29	0.44	0.54	0.64	0.74	0.80
Anteil benetzte Fläche bezüglich Referenzfläche [%]						
Kanal	23	24	25	25	25	25
Alternierende Bänke	24	26	27	28	29	30
Verzweigtes Gerinne	33	36	38	40	41	43
Im Abschnitt enthaltenes Wasservolumen [m^3]						
Kanal	60300	84000	103000	120000	134000	148000
Alternierende Bänke	109000	128000	143000	155000	166000	177000
Verzweigtes Ger.	150000	175000	193000	211000	227000	242000

Abb. 2: Mittelwerte der hydraulischen Parameter der verschiedenen Simulationen. Der Anteil der benetzten Fläche bezieht sich auf eine einheitliche Referenzfläche und das im Abschnitt enthaltene Wasservolumen auf einen Abschnitt gleicher Länge von 1700 *m*.

Für kleine Abflüsse zeigt sich, dass der Kanal mit prismatischem Querschnitt halb so grosse, mittlere Abflusstiefen aufweisst wie die anderen zwei Morphologien. Mit zunehmendem Abfluss nimmt dieser Wert aber im Kanal stärker zu und erreicht für Abflüsse von 120 m^3/s grössere Werte als in der Morphologie mit alternierenden Bänken oder verzweigten Gerinne.

Die mittleren, absoluten Fliessgeschwindigkeiten aller Zellen liegen im Kanal mit konstantem Querschnitt zwischen 0.55 m/s (Q = 20 m^3/s) und 1.4 m/s (Q = 120 m^3/s). Im Kanal mit alternierenden Bänken liegen die entsprechenden Werte rund zehn Prozent tiefer. Das verzweigte Flusssystem weist im Mittel der Zellen halb so grosse Geschwindigkeiten auf wie der prismatische Kanal.

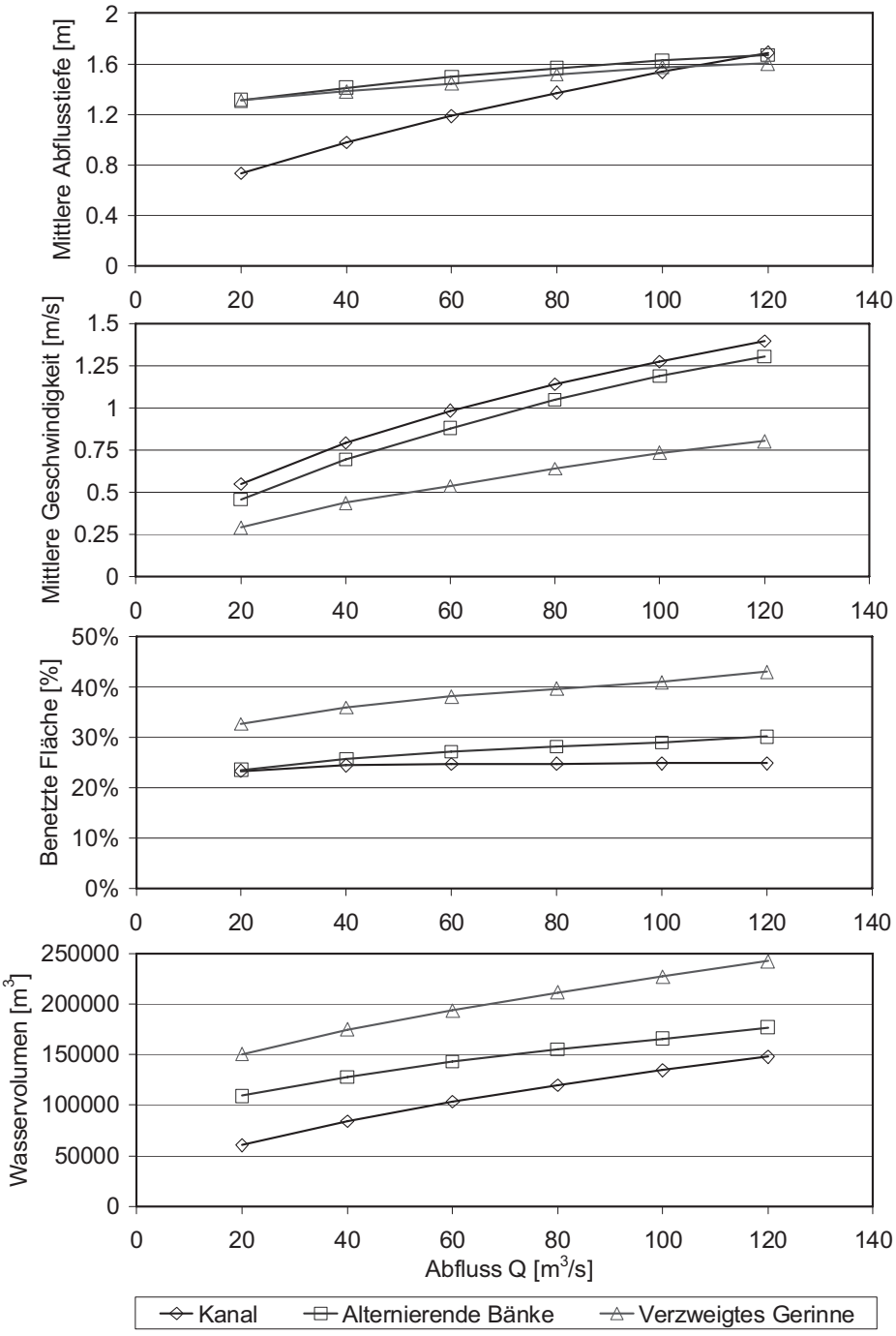


Abb. 3: Mittlere Kenngrössen der berechneten Fälle. Von oben nach unten: die mittlere Abflusstiefe der durchströmten Zellen; die mittlere absolute Fliessgeschwindigkeit; der Anteil an benetzter Fläche; das im Abschnitt enthaltene Wasservolumen.

Der Anteil an durchflossenen Zellen mit Wasser steht im Zusammenhang mit dem benetzten Umfang respektive der Oberfläche. Das verzweigte Flusssystem weist den grössten Anteil an benetzter Oberfläche auf, während der Kanal mit alternierenden Bänken näher beim prismatischen Kanal liegt. Sowohl im Kanal mit alternierenden Bänken als auch im verzweigten Gerinne nimmt die benetzte Oberfläche mit dem Abfluss zu, während dieselbe im prismatischen Kanal annähernd konstant bleibt. Die Wasserwechselzone, das heisst die Fläche die bei Sunk trocken fällt und bei Schwall benetzt wird, ist demzufolge und erwartungsgemäss im prismatischen Kanal am kleinsten.

Für einen gegebenen Abfluss und eine gleichlange Fliessstrecke ist das in den verschiedenen Morphologien enthaltene Wasservolumen unterschiedlich. Das Volumen resultiert aus dem Anteil an benetzter Oberfläche und der mittleren Abflusstiefe und nimmt mit abnehmender Komplexität der Morphologie ab. Die Änderung des enthaltenen Wasservolumens mit dem Abfluss ist im verzweigten Gerinne praktisch identisch zum prismatischen Kanal. Im Gerinne mit alternierenden Bänken ist die Zunahme der Wasservolumens mit dem Abfluss im Vergleich zum Kanal mit prismatischem Querschnitt sogar noch etwas geringer. Die beiden untersuchten Flussmorphologien „verzweigtes Gerinne“ und „alternierende Bänke“ unterschieden sich somit betreffend passives Retentionsvolumen kaum vom Kanal mit prismatischem Querschnitt. Es ist daher nicht zu erwarten, dass Fliessretentionsvorgänge bei instationären Abflüssen wesentlich anders ablaufen als im prismatischen Kanal, wobei sich diese Aussage auf die untersuchte Bandbreite der Abflüsse bezieht.

Nebst mittleren hydraulischen Parametern wurde auch die lokal vorherrschende Strömung untersucht. Die Strömungsmuster sind anhand der absoluten Fliessgeschwindigkeiten und der Abflusstiefen für die drei Morphologien am Beispiel des Abflusses von 60 m^3/s dargestellt (Abb. 4). Dabei zeigt sich deutlich, wie die Variabilität der Abflusstiefen und der Fliessgeschwindigkeiten mit der Komplexität der Morphologie zunimmt. Die Abfolge von Abschnitten mit grossen Abflusstiefen und geringen Fliessgeschwindigkeiten und Abschnitten mit geringeren Abflusstiefen aber höheren Fliessgeschwindigkeiten prägt den Kanal mit alternierenden Bänken. Im verzweigten Gerinne nimmt der Anteil an Flachwasserzonen sowie die Variabilität der Strömung allgemein noch zu. Riffel und Pool Sequenzen sind sichtbar. In den Pools beträgt die absolute Fliessgeschwindigkeit rund 1 m/s für Abflusstiefen von 3 m bis 4 m während für Riffel Fliessgeschwindigkeiten von mehr als 2 m/s für Abflusstiefen kleiner als 1 m beobachtet werden. Dies führt zu stellenweise schiessenden Abflussbedingungen.

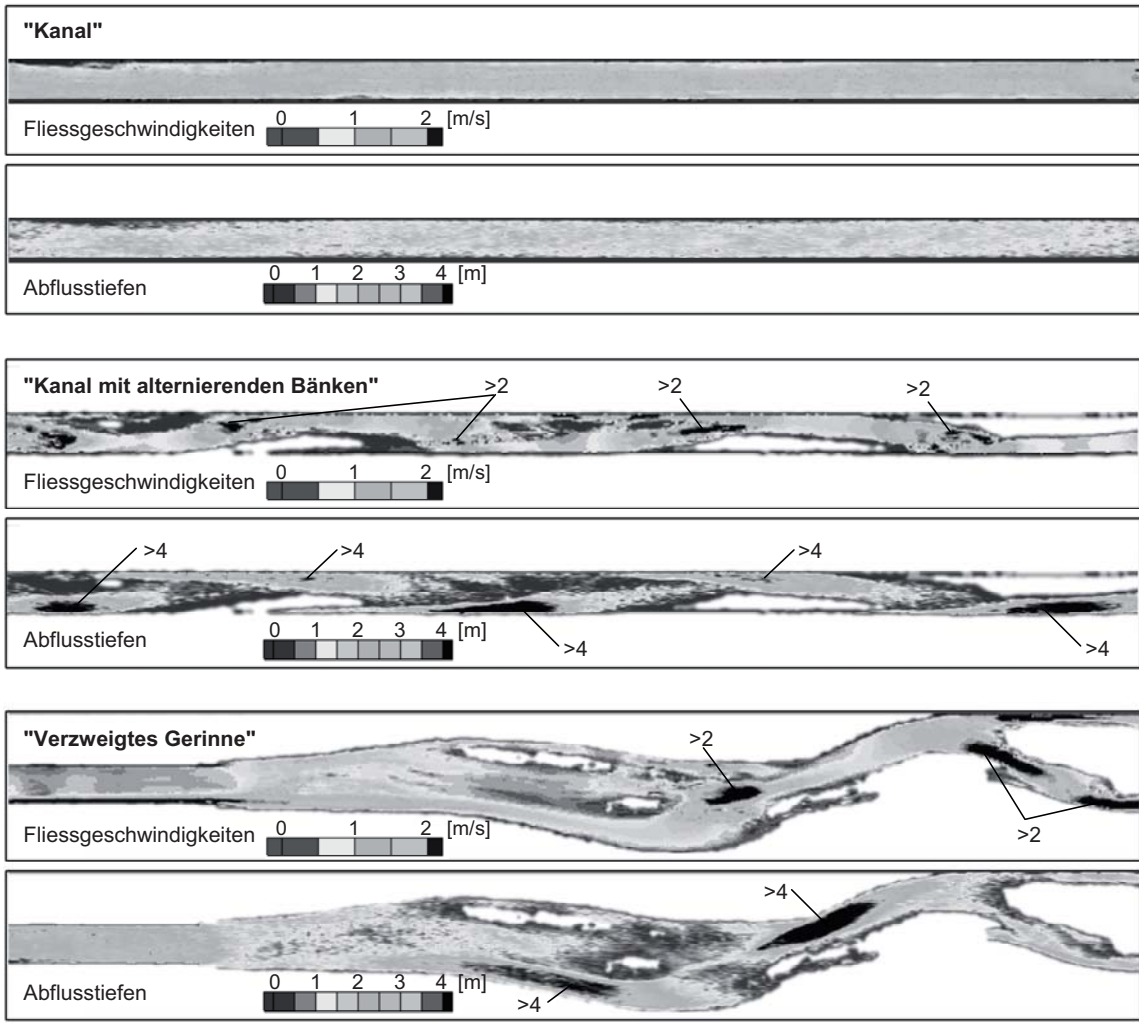


Abb. 4: Fliessgeschwindigkeiten- und Abflusstiefen für einen Abfluss von 60 m^3/s. Nicht durchströmte Gebiete sind weiss. Gebiete mit Abflusstiefen > 4 m und Fliessgeschwindigkeiten > 2 m/s sind speziell gekennzeichnet.

Abb. 5 zeigt die Beobachtungshäufigkeiten der Abflusstiefen (linke Seite) sowie der Fliessgeschwindigkeiten (rechte Seite) und unterstreicht die grundsätzlich grosse und vom Abfluss unabhängige Variabilität der Strömung im Gerinne mit alternierenden Kiesbänken und im verzweigten Gerinne. In beiden Konfigurationen sind die zwei untersuchten Parameter relativ breit gestreut. Sowohl kleinere als auch grössere Fliessgeschwindigkeiten als im Kanal sind zu beobachten. Sowohl Bereiche mit stehendem Wasser als auch mit schiessenden Strömungsverhältnissen sind vorhanden. Im prismatischen Kanal ist eine gaussähnliche Verteilung der Geschwindigkeiten und Abflusstiefen zu beobachten. Die Zunahme des Abflusses verschiebt die Verteilungskurven der Beobachtungshäufigkeiten in allen Morphologien hin zu grösseren Werten, ohne aber an der Variabilität grundlegend etwas zu verändern.

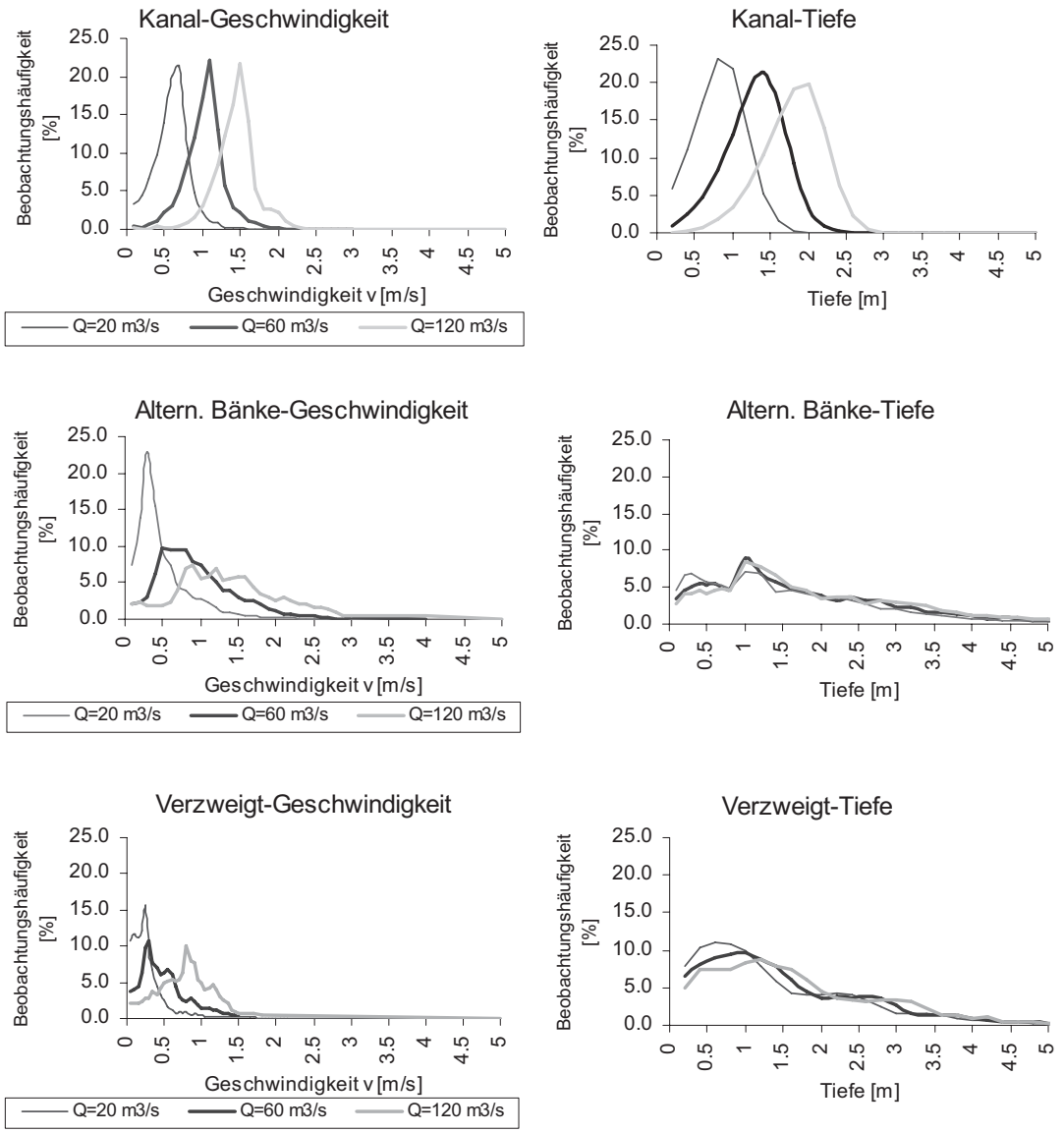


Abb. 5: Beobachtungshäufigkeit der Abflusstiefe *p(h)* (links) und der absoluten Fliessgeschwindigkeit *p(v)* (rechts) am Beispiel der Abflüsse von 20 m^3/s, 60 m^3/s und 120 m^3/s in den drei untersuchten Morphologien.

5 Schlussfolgerungen und Ausblick

Flusserweiterungen stellen Massnahmen zum Hochwasserschutz und zu Flussrevitalisierungen dar. An den daraus resultierenden Morphologien wurden Berechnungen durchgeführt um hydraulische Parameter unter Schwall und Sunk zu analysieren. Die präsentierten Resultate in drei Vergleichsstrecken mit unterschiedlichen Morphologien beruhen auf einigen Annahmen betreffend Korngrössen, Geschiebetransport, Gewässerlängsneigung und Morphologie, welche im Einzelfall überprüft werden müssten. Trotzdem ist es möglich einige Schlüsse, auch betreffend Schwall und Sunk, zu ziehen:

- Zweidimensionale Simulationen sind ein effizientes Hilfsmittel zur Simulation von Strömungsverhältnissen bei gewässerökologischen Fragestellungen.
- Die zunehmende Variabilität der Strömungsmuster vom Kanal, über das Gerinne mit alternierenden Bänken hin zum verzweigten Gerinne wurde klar aufgezeigt. Diese Variabilität ist ziemlich unabhängig vom Abfluss. Die mittleren Abflusstiefen und Fliessgeschwindigkeiten verschieben sich aber hin zu grösseren Werten.
- Ein Gerinne mit alternierenden Kiesbänken oder ein verzweigtes Gerinne haben grundsätzlich einen Einfluss auf die Strukturvielfalt und somit auch auf die Habitatsqualität im Fluss. Letztere sowie deren räumlichen Veränderung kann in einem weiteren Schritt unter Verwendung von Flusshabitatsmodellen ermittelt werden.
- Die Fläche der Wasserwechselzone nimmt bei Schwall und Sunk in den Morphologien „alternierende Bänke“ und „verzweigtes Gerinne“ zu. Die rasche Absenkung des Wasserspiegels und die Abtrennung von überschwemmten Zonen bei Sunk können sich schädlich auf Fische auswirken.
- Die Veränderung des im Gewässerabschnitt enthaltenen Wasservolumens mit dem Abfluss unterscheidet sich in den drei verschiedenen Morphologien wenig. Alternierende Bänke und verzweigte Gerinne bieten keine signifikant grösseren, passiven Retentionsvolumen. Fliessretentionsvorgänge dürften sich daher in den untersuchten Morphologien und Abflussbandbreiten nicht wesentlich unterscheiden.

Verdankung

Die Daten der Morphologien sowie die Software wurden durch die VAW mit Unterstützung durch P. Requena und Dr. D. Farshi zur Verfügung gestellt. PD Dr. M. Jäggi gab den Anstoss zu dieser Arbeit und stand beratend zur Seite.

Referenzen

Ackermann, S. (2004): Seitenerosion in verzweigten Flüssen II, Diplomarbeit an der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie - VAW der ETH Zürich (unveröffentlicht), Zürich.

Baumann, P., Klaus, I. (2003): Gewässerökologische Auswirkungen des Schwallbetriebs. Mitteilungen zur Fischerei Nr. 75, Bundesamt für Umwelt, Wald und Landschaft, Bern.

Baumann, P., Meile, T. (2004): Makrozoobenthos und Hydraulik in ausgewählten Querprofilen der Rhone, Wasser Energie Luft, Jahrgang 27., Heft 11/12, 320-321.

Hunzinger, L. (2004): Flussaufweitungen: Möglichkeiten und Grenzen, Wasser Energie Luft, 96. Jahrgang, Heft 9/10, 243-249.

IRKA. (2005): Entwicklungskonzept Alpenrhein, Kurzbericht, Internationale Regierungskommission Alpenrhein, Dezember 2005.

Lamouroux, N., Jowett, I.G. (2005): Generalized instream habitat models, Canadian Journal of Fisheries and Aquatic Sciences, 62, 7-14.

Meile, T., Schleiss, A., Boillat, J.-L. (2005): Entwicklung des Abflussregime des Rhone seit dem Begin des 20. Jahrhunderts, Wasser, energie, luft – eau, énergie, air, 97. Jahrgang, Heft 5/6, 133-142.

Minor, H.-E., Fäh, R., Farshi, D., Müller, R., Rousselot, P., Vetsch, D. (2006): System manual of Basement, Version 1.1, October 2006. Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie - VAW, Zurich.

Pellaud, M. (2007): Ecological response of a multi-purpose river development project using macro-invertebrates richness and fish habitat value, Dissertationan der 'Laboratoire des systèmes écologiques' an der ETH Lausanne, Lausanne.

Requena, P., Weichert, R., Minor, H.-E. (2006). Self widening by lateral erosion in gravel bed rivers. International Conference on Fluvial Hydraulics, River Flow 2006, Lisbon, Portugal, 1801-1809.

Schleiss, A. (2005): Flussbauliche Massnahmen und Verbesserung der Gewässerökologie-Vorschlag eines hydraulisch morphologischen Vielfältigkeitsindexes. Wasser Energie Luft – Eau energie air, Heft 7/8, 195-200.

Vischer, D. L. (2003) : Die Geschichte des Hochwasserschutzes in der Schweiz. Von den Anfängen bis ins 19. Jahrhundert, Berichte des BWG, Serie Wasser, No 5, Berne.

Willi, H.-P. (2002): Synergie von Hochwasserschutz und Gewässerökologie - der Raum als Schlüsselgrösse. EAWAG news, 51e, 26-28.

Adresse der Autoren

Emanuela Ferrari
Schwidernu 9
CH-3924 St. Niklaus
E-Mail: emanuela.ferrari@epfl.ch



Dr. Tobias Meile
Hydrocosmos SA
Grand-rue
CH-1904 Vernayaz
E-Mail: tobias.meile@hydrocosmos.ch



Dr. Jean-Louis Boillat
Laboratoire de Constructions Hydrauliques LCH
Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne EPFL
CH-1015 Lausanne
E-Mail: jean-louis.boillat@epfl.ch



Prof. Dr. Anton Schleiss
Laboratoire de Constructions Hydrauliques LCH
Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne EPFL
CH-1015 Lausanne
E-Mail: anton.schleiss@epfl.ch





Vergleich zweier 3D Strömungssimulationsprogramme anhand eines physikalischen Modellversuchs

M. Grünzner, P. Rutschmann

1 Einleitung

Für den Workshop „Anwendung und Grenzen physikalischer und numerischer Modelle im Wasserbau“, 2005 in Wallgau, wurde versucht einen physikalischen Modellversuch einer stehenden, sich schließenden, dreidimensionalen „Surf“-Wellenröhre numerisch zu simulieren. Dabei wurde an drei verschiedenen Instituten mit drei unterschiedlichen Programmen gearbeitet. Die Ergebnisse waren im Workshop breit gestreut. Jetzt, gut drei Jahre nach diesem Vergleich soll rückblickend versucht werden, die Ergebnisse neu zu bewerten. Diesmal wurde der Vergleich am Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU München unter vergleichbaren Bedingungen durchgeführt. Dabei wurde insbesondere Wert auf die Vergleichbarkeit der geometrischen Eingangsdaten, Randbedingungen, Rechenleistung und Personaleinsatz gelegt. Dieser erneute Vergleich zwischen dem physikalischen Modellversuch und der numerischen Strömungssimulation ist mit den kommerziellen Softwareprogrammen CFX (ANSYS, Inc.) und Flow 3D (Flow Science, Inc.) durchgeführt worden. Ein erneuter Vergleich mit der Lattice-Boltzmann Methode wurde nicht durchgeführt.

Das Ergebnis dieses Rückblicks ist vor allem ein qualitativer Vergleich beider Programme hinsichtlich ihrer numerischen Ansätze und Leistungsfähigkeit im Bereich der Simulation von Freispiegelströmungen.

2 Physikalischer Modellversuch

Die folgenden Abbildungen zeigen die Welle im Versuchskanal bei einem Abfluss von etwa 37,7 Litern pro Sekunde. Dieser Abfluss wurde auch für die durchgeführten Vergleichsrechnungen in den numerischen Simulationen angesetzt. Die Geometrieinformation des physikalischen Modells lag im 5 Zentimeterraster vor. Im direkten Bereich des Einbaukörpers (siehe Erhebung in Abb. 1) war die Geometrie im 2 Zentimeterraster definiert. Im physikalischen Modell wurde ober- und unterstromig des Einbaukörpers noch ein 1,30 Meter langer Zu- bzw. Ablaufboden angebaut. Dieser wurde für die numerischen Modelle als horizontale Platte modelliert (physikalisches Modell siehe Abbildung 3).

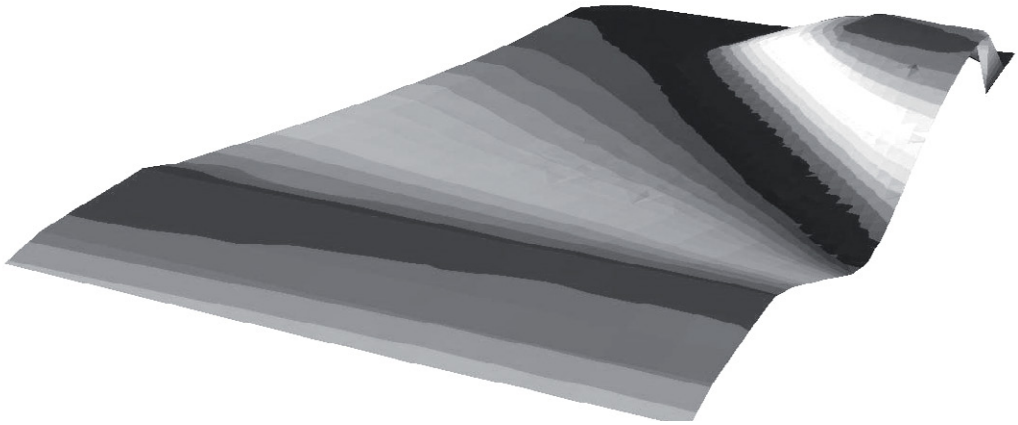


Abb. 1: Höhendarstellung der Sohlkontur im physikalischen Modell.



Abb. 2: Wellenröhre im physikalischen Modell.



Abb. 3: Links physikalisches Modell. Rechts der Einbaukörper.

3 Software

Nach DVWK (DVWK 1999) lässt sich der Kernprozess der numerischen Strömungssimulation wie folgt darstellen:

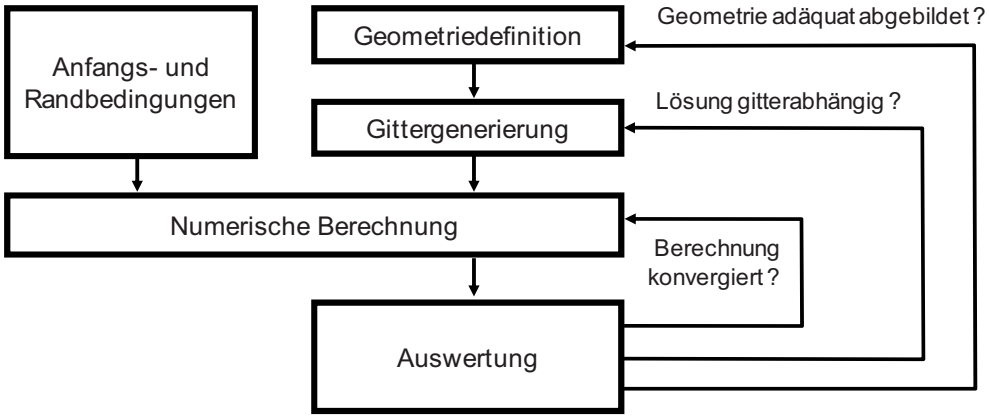


Abb. 4: Kernprozesse der numerischen Modellierung (Arbeitskreis „Mehrdimensionale numerische Modelle“, DVWK 1999).

Anhand dieser Einteilung soll die verwendete Software vorgestellt werden.

3.1 CFX

Die Software CFX der Firma ANSYS bietet für die Geometriedefinition und Gittergenerierung ein extra Programm an, welches zahlreiche Schnittstellen zu den meisten CAD-Programmen (vor allem Maschinenbautypische) und daher auch zu sämtlichen Dateiformaten, besitzt. Im Netzgenerierer ICEM hat der Anwender die Möglichkeit strukturierte und unstrukturierte Berechnungsnetze zu erstellen.



Abb. 5: Prinzipielle Unterscheidung der Berechnungsgitter. Links: strukturiert, Rechts: unstrukturiert (aus DVWK 1999).

Jeder dieser Netztypen hat seine Vor- und Nachteile. So zeichnen sich die Strukturierten Netze durch einen geringen Speicherbedarf und schnellere Rechenzeiten aus, haben aber einen deutlichen Nachteil hinsichtlich der geometrischen Flexibilität.

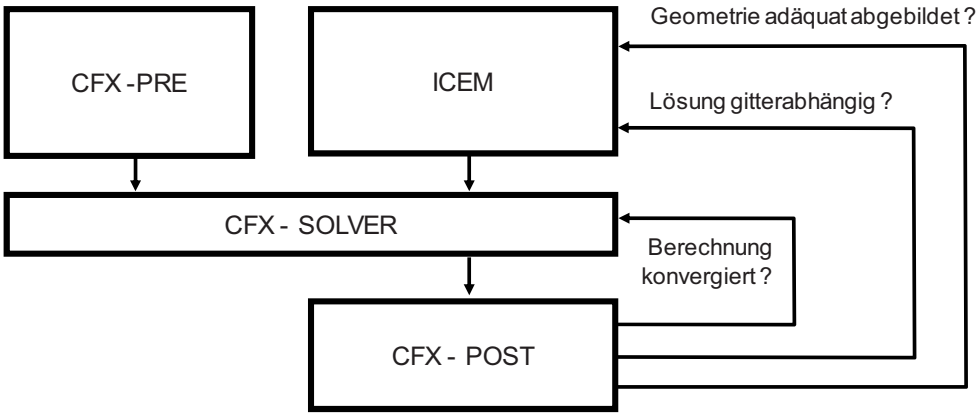


Abb. 6: Aufteilung der Prozesse bei CFX von ANSYS (Einteilung basiert auf DVWK 1999).

3.2 Flow-3D

Das Programmpaket Flow 3-D arbeitet mit einem oder mehreren strukturierten Netzblöcken, in welche Hindernisse eingefügt werden. Diese Hindernisse bilden die Berandung des Rechenraums. Diese Hindernisse können in Flow 3-D selbst als „primitiven“ Geometrien (Quader, Zylinder, Kugel) oder durch einen Geometrieimport vom STL Dateien erstellt werden. Soll eine Simulation nur mit diesen primitiven Geometrien erfolgen (was nur für akademische Beispiele herangezogen werden sollte) lässt sich das Programmpaket Flow 3D wie folgt beschreiben.

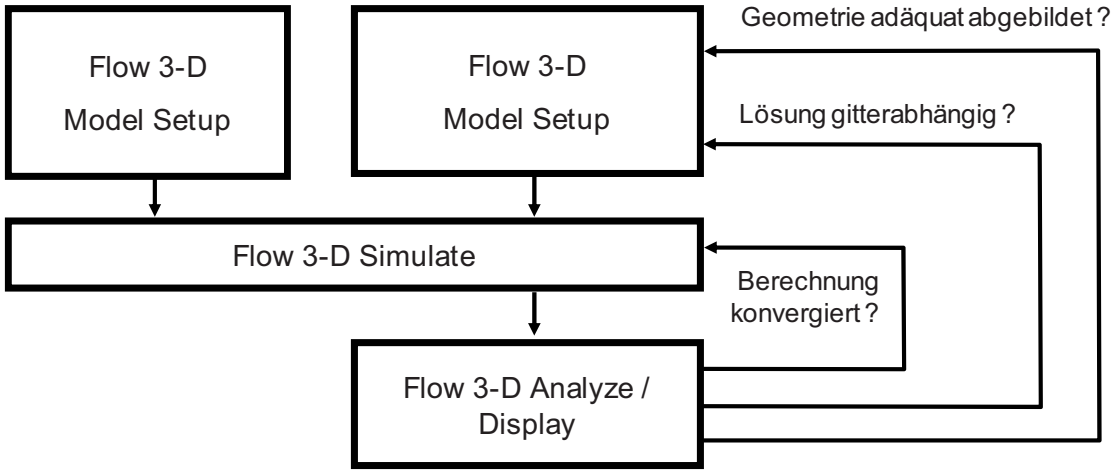


Abb. 7: Aufteilung der Prozesse bei FLOW 3D von FLOW SCIENCE (Einteilung basiert auf DVWK 1999).

Wobei für die Geometriedefinition, welche hier jetzt dem Flow 3D Model Setup zugeschrieben ist, nur für die primitiven Geometrien gilt. Für komplexere Geometrien sollte die Geometriedefinition extern erfolgen und über eine der Importschnittstellen an FLOW-3D übergeben werden.

4 Modellierung

4.1 Eingangsdaten

Für den Vergleich der beiden kommerziellen Programmpakete, wurden die in Kapitel 1 vorgestellten Geometrieinformationen, des physikalischen Modellversuchs, im ANSYS-Netzgenerierer verarbeitet und über diverse Exportfunktionen bzw. Schnittstellen, an die ComputualFluidDynamics-Programme (CFD) übergeben (STL Format für Flow 3D und cfx5 Format für CFX). Somit konnte sichergestellt werden. Dass beide Programme ihre Berechnungen auf derselben Geometrie durchführen konnten.

4.2 Randbedingungen

Für die Simulation der Wellenröhre wurde für beide numerischen Modelle eine Einlassrandbedingung ähnlich der im physikalischen Modell erzeugt. Das Wasser strömt vertikal von unten ein und erfüllt an der Eintrittsfläche die Kontinuitätsbedingung

$$Q = v \cdot A \qquad [1]$$

In FLOW-3D erfolgt die Umsetzung über die Vorgabe einer Geschwindigkeit des Wassers auf der Einlassfläche. Bei CFX wurde direkt der Massenstrom des Wassers, in kg pro Sekunde, der durch die Eintrittsfläche strömt definiert. Somit konnte für beide Modelle die exakte Abflussbelastung von 37,7 Litern pro Sekunde eingestellt werden.

Alle Wände die auch bereits im physikalischen Modellversuch „echte“ Wände waren, wurden numerisch als Wände modelliert, an denen Haftbedingung gilt. Alle „physikalischen Wände“ waren somit in den numerischen Modellen reibungsbehaftete Wände. Für die unterschiedlichen Turbulenzmodelle, die in beiden Programmen implementiert sind, wird die Reibung der Wände über eine Wandfunktion bzw. eine Übergangsfunktion rechnerisch erfasst. Alle Wände in beiden numerischen Modellen wurden als hydraulisch glatt modelliert um die Rauheit des Kunststoffes wiederzugeben.

Die Auslassrandbedingung stellt das Gegenstück zur Einlassrandbedingung dar. Über sie wurde die unterstromige hydraulische Randbedingung vorgegeben. In Flow-3D wird die outflow-Randbedingung so umgesetzt, dass eine Störung des Berechnungsraums, aufgrund einer möglichen Wellenreflektion an der Auslasswand, verhindert wird. In dieser Untersuchung spielt diese Randbedingung für das FLOW-3D Modell eine untergeordnete Rolle, da die Geometrie so

definiert wurde, dass im Berechnungsraum ein freier Überfall auftritt, der den Bereich des Wellenkörpers hydraulisch von der Auslassrandbedingung entkoppelt (folgende Abbildung rechter Rand).

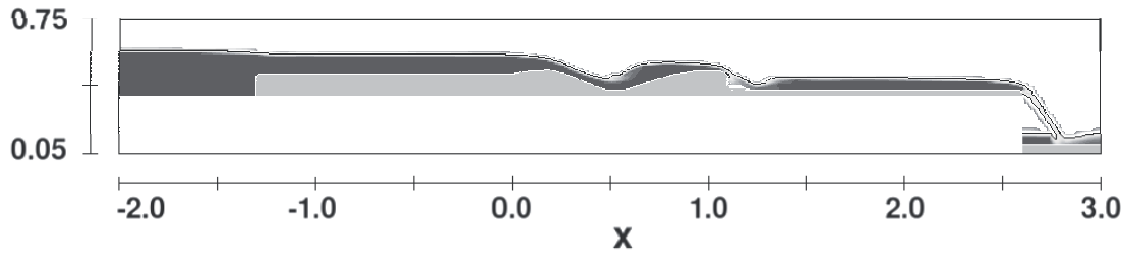


Abb. 8: Querschnitt durch das FLOW-3D Geometriemodell. Dargestellt sind der Geometriekörper (hell grau) und der Wasserkörper (dunkel grau).

Für die Berechnungen mit CFX hat sich die Vorgabe der Phasenverteilung an der Auslassfläche als vorteilhaft erwiesen (Grünzner, 2006). Hierfür wurde die kritische (eindimensional!) Fließtiefe auf der Austrittsfläche vorgegeben.

4.3 Numerik

Beide kommerzielle Programmpakete verfügen über eine Auswahl von mehreren Turbulenzmodellen. Für beide Modelle wurde hinsichtlich der Stabilität und Leistungsfähigkeit (Rechenzeit) ein Zweigleichungsturbulenzmodell (turbulente kinetische Energie k und deren Dissipation ε) verwendet.

5 Vergleich

Die ersten Untersuchungen für den Workshop „Anwendung und Grenzen physikalischer und numerischer Modelle im Wasserbau“ haben bereits gezeigt, dass beide Softwarepakte geeignete Methoden zur Simulation dieses physikalischen Modellversuchs sind (Feurich, Premstaller, 2005), (Grünzner, Schindler, 2005) und (Grünzner, 2006).

Ein direkter Vergleich beider Programme ist 1:1 nicht möglich, da in beiden Softwarepaketen unterschiedliche Modellannahmen getroffen werden mussten. So konnte zum Beispiel die sich schließende Wellenröhre nur in der hochaufgelösten (unstrukturiert, 1 cm Tetraederelemente), Mehrphasen Simulation (Luft und Wasser) mit CFX qualitativ dargestellt werden. In FLOW-3D wurde ebenfalls mit einer Auflösung von 1 cm simuliert. Eine sich aufstellende und schliessende Wellenröhre konnte jedoch nicht beobachtet werden. Die Ergebnisse der beiden Simulationsmodelle und des physikalischen Modells stimmen im

oberstomigen Bereich des Wellenkörpers sehr gut überein. Unterschiede treten erst im Bereich des Einbaukörpers auf.

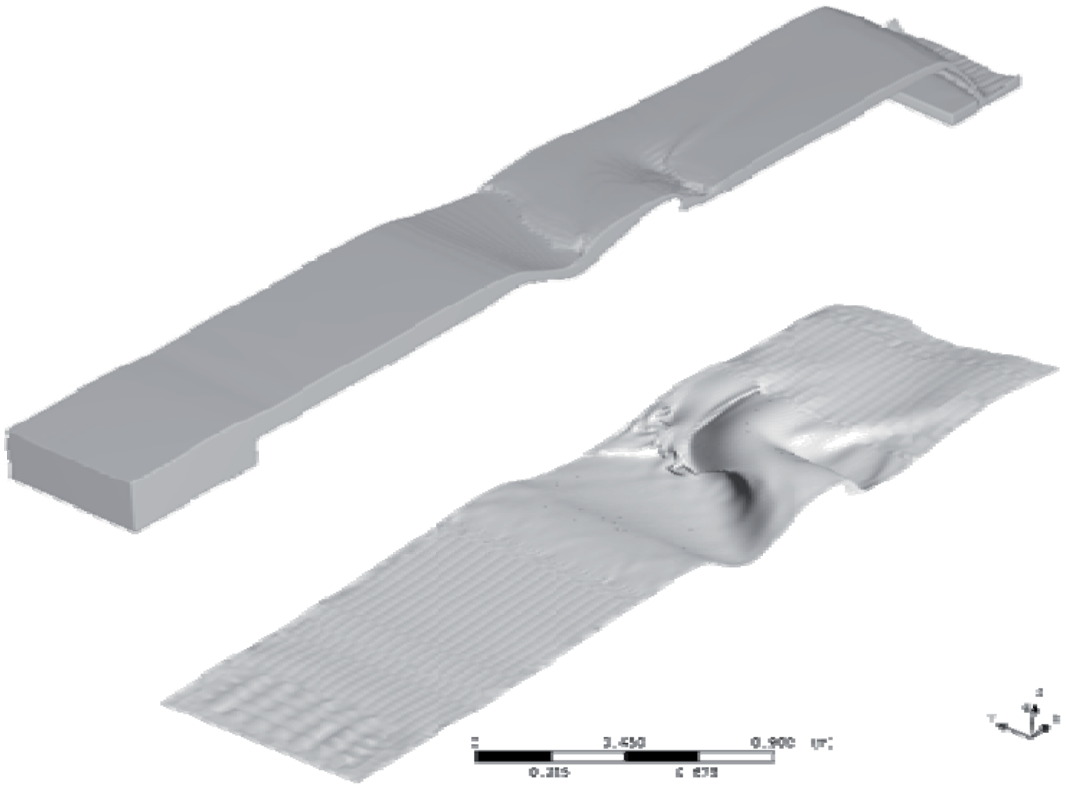


Abb. 9: Vergleich der berechneten Wasseroberfläche (Darstellung als ISO-Fläche. Oben: FLOW-3D, unten CFX.

Die Autoren möchten an dieser Stelle darauf hinweisen, dass der Bereich des Einbaukörpers einen simulationstechnischen Grenzfall darstellt. Im Bereich des Einbaukörpers liegt eine hochgradig turbulente, dreidimensionale Strömung vor, welche hinsichtlich des enormen Lufteintrags, durch den kollabierenden Wellenkörpers eine Mehrphasensimulation im Prinzip unabdingbar macht. Nach Ansicht der Autoren führt dieser physikalische Modellversuch im Bereich der kollabierenden Welle auch an die Grenzen der Kontinuumsbetrachtung der Fluide. Die erhöhte physikalische Dissipation der Energie, im Bereich der kollabierenden Welle, ist in beiden Programmen, die eben auf den Erhaltungssätzen basieren, nicht implementiert.

6 Zusammenfassung

Gerade, wenn man sich an die Grenzen des gerade noch simulationstechnisch Möglichen begibt, sind Aussagen über die Vergleichbarkeit und Richtigkeit der Ergebnisse schwer abzuleiten. Die Numerik ist ein machtvolles Werkzeug des Ingenieurs. Jeder simulationstechnische Ansatz besitzt seine Stärken aber auch Schwächen. Dieser jeweiligen Vor- und Nachteile muss sich der Ingenieur stets bewusst sein. Diese ausführlichen Untersuchungen dieses Modells haben deutlich gezeigt, dass jeder einzelne Schritt (Kernprozesse der numerischen Simulation, DVWK 1999) in numerischen Simulationen auf seine Plausibilität hin überprüft werden muss. Hinsichtlich des doch großen Einflusses der Randbedingungen sollte Abbildung 4 um eine weitere Kontrollschleife ergänzt werden.

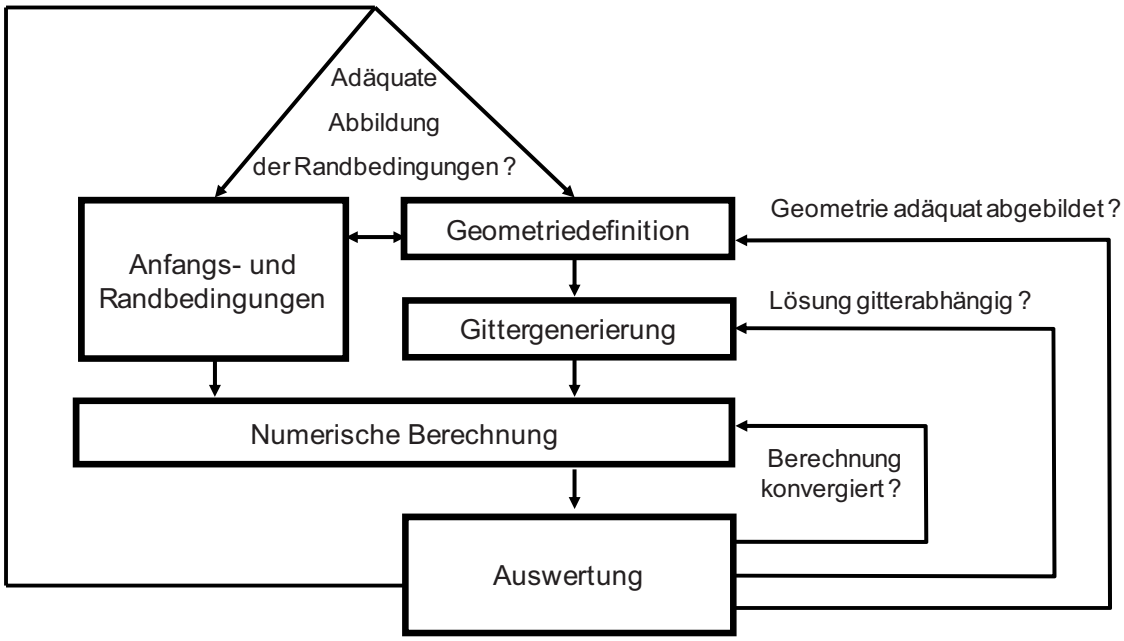


Abb. 10: Erweiterter Kernprozess der numerischen Modellierung (Grünzner, 2007).

Die Autoren möchten an dieser Stelle unbedingt hervorheben, dass diese Untersuchungen keine Wertung der einzelnen Programme darstellen soll, da jedes Programm seine Stärken und kleine Schwächen hat. So ist jedes CFD Programm wie ein Spezialwerkzeug zusehen, welches in dem ein oder anderen Fall das geeignetere Hilfsmittel darstellt. Beide Programme haben sich als starke Werkzeuge des Ingenieurs bewiesen.

Referenzen

Arbeitskreis „Mehrdimensionale numerische Modelle“ im DVWK-Fachausschuß „Experimentelle und numerische Hydraulik“ (1999) Numerische Modelle von Flüssen, Seen und Küstengewässern. DVWK Schriften 127.

Feurich, R., Premstaller G. (2005): Numerische 3D Modelle – Flow-3D Modellvergleich Surfwelle, Beiträge zum Workshop Anwendung und Grenzen physikalischer und numerischer Modelle im Wasserbau, 251 – 259.

Grünzner, M., Schindler, M. (2005): Modellvergleich Surfwelle: Physikalischer Modellversuch und CFX, Beiträge zum Workshop Anwendung und Grenzen physikalischer und numerischer Modelle im Wasserbau, 243 – 250.

Grünzner, M. (2006): Was leisten numerische 3D Modelle – Anspruch und Wirklichkeit, Diplomarbeit des Lehrstuhls für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München, unveröffentlicht.

Grünzner, M. (2007): Die perfekte Welle? Numerische Simulation eines Modellversuchs, Beiträge zum Treffen junger Wissenschaftlerinnen und junger Wissenschaftler deutschsprachiger Wasserbauinstitute, 133 – 138.

Adresse der Autoren

Markus Grünzner
Lehrstuhl und Versuchsanstalt für
Wasserbau und Wasserwirtschaft
TU München
D-80333 München
E-Mail: m.gruenzner@bv.tum.de



Peter Rutschmann
Lehrstuhl und Versuchsanstalt für
Wasserbau und Wasserwirtschaft
TU München
D-80333 München
E-Mail: p.rutschmann@bv.tum.de





Physikalische Modellversuche zur Stabilisierung der Flusssohle mittels unstrukturierter Blockrampen

T. Janisch, S. Tamagni

1 Einleitung

Aufgelöste unstrukturierte Blockrampen werden heute vermehrt eingesetzt. Diese Bauwerke sind der Morphologie von natürlichen Gewässern nachempfunden und erfüllen neben den Anforderungen einer Sohlenstabilisierung die gestiegenen ökologischen Ansprüche bei der Wiederherstellung der Längsvernetzung für den aquatischen Lebensraum im Gewässer besser als ein klassisches Absturzbauwerk. Blockrampen dieser Bauart bestehen primär aus grossen isolierten Blöcken, die ohne Struktur, jedoch gleichmässig verteilt, auf wesentlich feinerem Untergrundmaterial platziert werden.

Zur Dimensionierung der einzelnen Rampentypen stehen unterschiedliche empirische Berechnungsverfahren zur Verfügung. Dazu zählen unter anderem Ansätze, die aus Modelluntersuchungen abgeleitet wurden, wie z.B. für das Offene Deckwerk nach Hartlieb (1999), für eigendynamisch entwickelte Rampen nach Weichert et al. (2007) und für aufgelöste unstrukturierte Rampen das Blockmodell nach Whittaker et al. (1988) oder der Ansatz nach Fenzl und Davis (1964). Diese Verfahren werden in der Praxis jedoch oft ausserhalb ihres Gültigkeitsbereiches angewendet. Um ein besseres physikalisches Verständnis für das Verhalten aufgelöster unstrukturierter Rampen zu erhalten und entsprechende Dimensionierungsgrundlagen erarbeiten zu können, wird dieser Rampentyp mittels physikalischer Modellversuche an der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) seit 2003 genauer untersucht.

Im vorliegenden Artikel werden einerseits das physikalische Modell mit den technischen Messeinrichtungen und der Modellaufbau näher erklärt und auf die Einflussgrössen und Randbedingungen der Versuche eingegangen. Andererseits werden die unterschiedlichen Messmethoden, die zur Bestimmung der Fliessgeschwindigkeit und den daraus ermittelten Abflusstiefen angewendet wurden, beschrieben, sowie die Ergebnisse aus den unterschiedlichen Methoden zur Bestimmung der Fliessgeschwindigkeit präsentiert und genauer erläutert.

2 Physikalisches Modell

2.1 Modellrinne – Aufbau und Modellparameter

Die Versuche wurden in einer 13.5 m langen, 0.60 m breiten und 0.60 m tiefen neigbaren rechteckigen Rinne durchgeführt (Abb. 1). Die Seitenwände der Rinne waren aus Glas und PVC ausgebildet. Die verhältnismässig glatten Oberflächen der Seitenwände hatten aufgrund der extremen Rauheit der Sohle kaum einen Einfluss auf den Fliesswiderstand und waren somit in den nachfolgenden Betrachtungen vernachlässigbar. Die Sedimentmischung eines typischen alpinen Flusses wurde im M 1:30 für das Untergrundmaterial nach Zarn (1992) umgerechnet. Die charakteristischen Korngrössen für das gerundete Sedimentmaterial im Modell schwankten für d_m zwischen 3.3 mm und 3.65 mm und für d_{90} zwischen 6.4 mm und 7.4 mm. Der äquivalente Kugeldurchmesser der Blöcke D bewegte sich zwischen 44 mm und 58 mm. Die Dichte der verwendeten Blöcke variierte zwischen 1.760 kg/m^3 und 2.810 kg/m^3. Die Versuche wurden unter Reinwasserbedingungen durchgeführt.

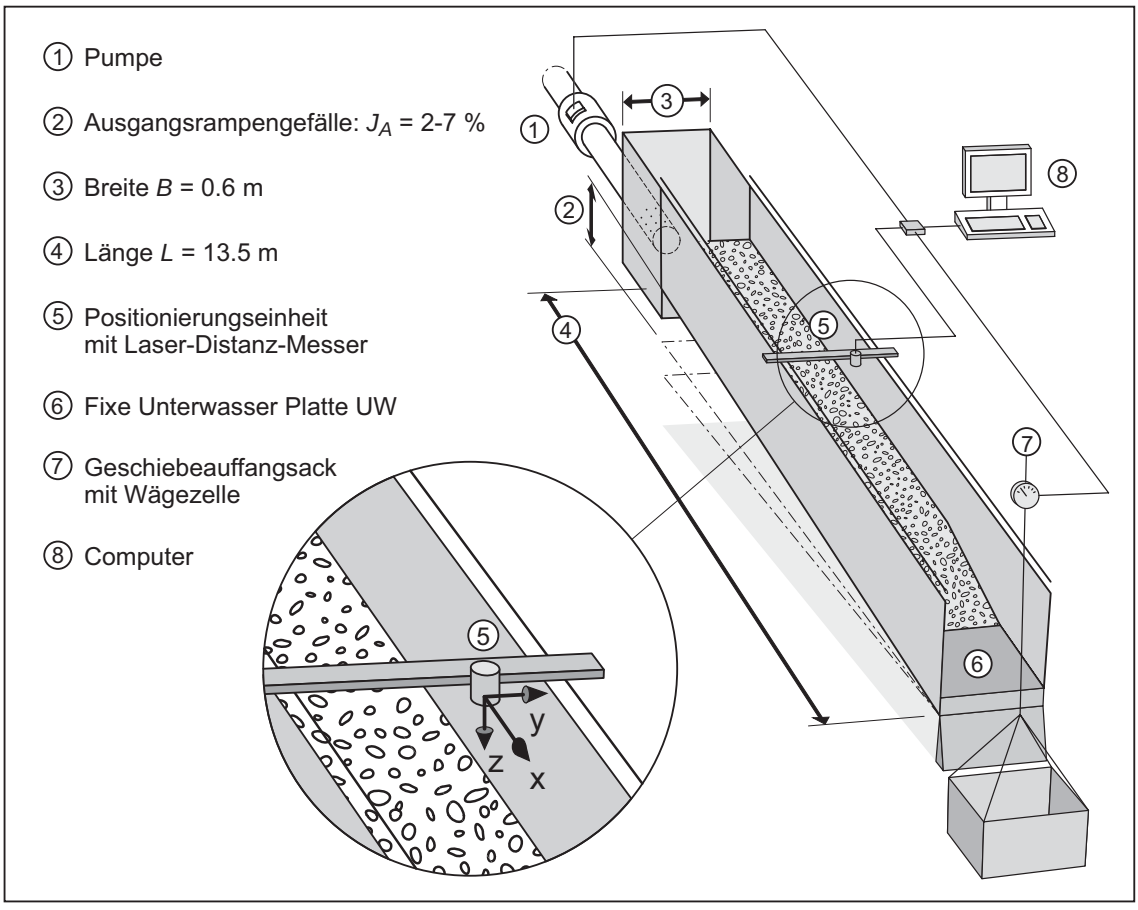
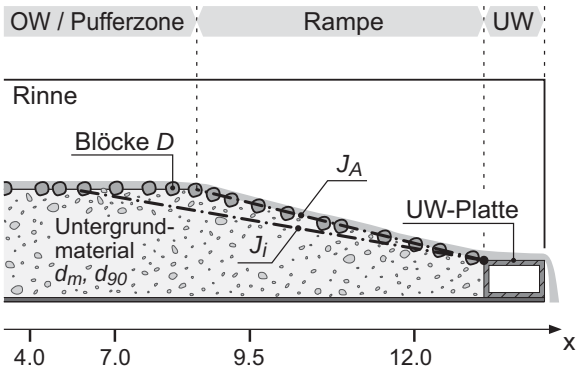


Abb. 1: Schematische Darstellung des physikalischen Modells mit den verwendeten Messeinrichtungen und den wichtigsten Abmessungen der Rinne.

Abb. 2 links zeigt die wesentlichen Teile und den Aufbau einer unstrukturierten Blockrampe. Die Blöcke werden direkt und ohne bestimmte Strukturen auf dem Untergrundmaterial platziert, jedoch gleichmässig mit Hilfe der dimensionslosen Belegungsdichte a verteilt. Die Belegungsdichte a ist definiert als $a = nD^2$, darin bezeichnet n die Anzahl der Blöcke einer Einheitsfläche und D den äquivalenten Kugeldurchmesser eines Blocks. Die Blöcke wurden sowohl im Rampenbereich als auch im Oberwasserbereich der Rampe, der sogenannten Pufferzone angeordnet. Eine fixe Platte im Unterwasser der Rampe (Abb. 1) gewährleistete für alle Versuche die gleichen Bedingungen. Mit Hilfe eines Nadelwehrs konnten am Übergang Rampe-Unterwasserplatte Normalabflussbedingungen erreicht werden. Neben der Geometrie der Rinne war die Lage der Unterwasserplatte ein fixer Parameter. Im Gegensatz dazu zählen die charakteristischen Kenngrössen des verwendeten Untergrundmaterials d_m und d_{90}, der äquivalente Kugeldurchmesser der Blöcke D, die Belegungsdichte a und das Anfangsrampengefälle J_A zu den variablen Parametern. Zusätzlich ist in Abb. 2 links die Veränderung des Rampengefälles im Laufe eines Versuches J_i eingezeichnet. Auf die Veränderung des Rampengefälles, hervorgerufen durch einen Belastungsabfluss, wird in diesem Artikel nicht weiter eingegangen (siehe Janisch et al. 2007). Eine genaue Übersicht aller durchgeführten Kombinationen der einzelnen Versuche zeigt die Tabelle in Abb. 2 rechts.



Serie	A		B			C		
D [mm]	44.0		53.0			58.0		
d_{90} [mm]	7.4		7.2			7.3		
D/d_{90} [-]	5.9		7.4			7.9		
a [-]	0.25	0.3	0.15	0.2	0.3	0.0	0.15	0.3
J_A [%]	2.7 5.0	2.7 5.0 7.0	3.0 5.0	3.0 5.0	3.0 5.0	5.0	3.0 5.0	3.0 5.0

Abb. 2: links: Schematische Darstellung einer unstrukturierten Blockrampe im Längsschnitt, rechts: Tabellenübersicht der untersuchten Parameterkombinationen aus drei Diplomarbeiten (Pinotii 2005, Rühli 2006, Tamagni 2006).

2.2 Messtechnik und Messmethoden

Die Modellrinne war mit zwei Pumpen ausgerüstet. Der maximale Durchfluss der kleinen Pumpe betrug 20 l/s und der grossen Pumpe 120 l/s. Der tatsächliche Durchfluss wurde durch einen über den PC gesteuerten Schieber geregelt. Das transportierte Sedimentmaterial wurde in einem getauchten Geschiebesack am Ende der Rinne aufgefangen und gesammelt. Mittels einer Wägezelle am Geschiebeauffangsack wurde während eines Versuches kontinuierlich das Ge-

wicht des ausgetragenen Materials aufgenommen. Die Veränderungen der Sohlentopographie, welche für das Verständnis der physikalischen Vorgänge auf der Rampe eine wesentliche Rolle spielen, wurden mit Hilfe eines Laser-Distanz-Messers aufgenommen. Der Laser-Sensor war auf einer x-y Positionierungseinheit (Abb. 1) angebracht, die automatisch die Oberfläche der Sohle in einem vorbestimmten regelmässigen dichten Rasterfeld abtastete. Die Lasermessungen wurden unter trockenen Bedingungen in der Rinne durchgeführt.

Die Ermittlung der Wasserspiegellage erfolgte mittels Stechpegel entlang eines Rasters in der gesamten Modellrinne. Die lokale Fliessgeschwindigkeit, gemessen an verschiedenen Standorten entlang der Versuchsrinne, wurde mit zwei unterschiedlichen Messverfahren, der Salzverdünnungsmethode und mit Hilfe eines Messflügels gemessen. Die Salzverdünnungsmethode basiert auf der Tatsache, dass Salz in gelöster Form die elektrische Leitfähigkeit des Wassers erhöht (Lee 1998). Dazu wird die Salzlösung in entsprechender Konzentration und Menge der Durchflusswassermenge zugegeben. Um eine gute horizontale Durchmischung zu erhalten, wird die Lösung stossartig über die gesamte Breite der Rinne gleichzeitig hinzugefügt. Die Leitfähigkeit wurde mit acht Prüfmessspitzen mit einem Querschnitt von 24 mm^2 mit einer zeitlichen Auflösung von 10 Hz kontinuierlich erfasst. Die Prüfmessspitzen waren paarweise, gleichmässig entlang der Modellrinne, an immer der gleichen Lage in x-Richtung bei 4 m, 7 m, 9.5 m und 12 m (Abb. 2 links) angeordnet. Die Eintauchtiefe der Messspitzen betrug die halbe Wassertiefe. Zu Beginn erfolgte die Messung der Grundleitfähigkeit des Wassers. Nach Zugabe der Salzlösung wurde die erhöhte Salzkonzentration im Wasser an den acht unterschiedlich angeordneten Prüfmessspitzen gemessen. Für die Bestimmung der Fliessgeschwindigkeit v wurde zuerst von allen aufgezeichneten Werten die Grundleitfähigkeit subtrahiert und diese laufend aufsummiert. Anschliessend wurden die einzelnen Werte mit dem Maximum normiert und eine Summenkurve gebildet. Aus den Werten bei 30% bis 70% der Summenkurven wurden aus den Abständen der einzelnen Kurven die Zeitabstände und damit die dazu gehörigen Fliessgeschwindigkeiten berechnet. Durch Mittelung dieser Werte erhielt man die mittlere Fliessgeschwindigkeit.

Diese Fliessgeschwindigkeiten wurden mit Hilfe eines Messflügels validiert. Zusätzlich wurden während der Versuche visuelle Beobachtungen der Sohlentopographie durchgeführt und mit Hilfe von Fotos die beobachteten Veränderungen an der Sohle dokumentiert.

2.3 Versuchsdurchführung

Die Versuchsdurchführung erfolgte für alle Versuche gleich. Nach dem Einbau des Ausgangsrampengefälles und der Verteilung der Blöcke auf dem Unter-

grundmaterial wurde in einem ersten Schritt mit Hilfe des Laser-Distanz-Messers die Ausgangssituation der Sohlenoberfläche gemessen. Mit einem Abfluss von 1 l/s wurde das Sediment ausreichend lange benetzt, bis eine gute Sättigung des Sohlenmaterials erreicht war. Im Anschluss wurde der Abfluss regelmässig, stufenweise gesteigert. Dabei wurde der Abfluss innerhalb einer Stufe konstant gehalten und mit der nächsten Steigerung so lange gewartet bis sich ein Gleichgewichtszustand eingestellt hatte. Im Abstand von jeder dritten bis fünften Abflusssteigerung wurden die entsprechenden Messungen zur Bestimmung der Wasserspiegellage und der Fliessgeschwindigkeit durchgeführt. Dabei wurde zuerst mit Hilfe des Stechpegels alle 50 cm in x-Richtung und jeweils an drei Punkten in y-Richtung die Höhe der Wasserspiegellage gemessen. Im Anschluss wurden im selben Messraster mit dem Geschwindigkeitsflügel Messungen durchgeführt. Für die anschliessende Leitfähigkeitsmessung wurde das in Abschnitt 2.2 beschriebene Raster verwendet. Am Ende einer solchen Messreihe wurde der Abfluss gestoppt und die Sohlentopographie im trockenen Zustand mittels Laser-Distanz-Messers erneut vermessen.

3 Vergleich der Messmethoden

Um die physikalischen Vorgänge, die zu Instabilitäten von unstrukturierten Blockrampen führen, verstehen zu können, bedarf es unter anderem der Kenntnis der zu erwartenden Abflussvorgänge auf der Rampe. Dazu zählen die Entwicklung der Abflusszustände und die Kenntnis der Abflusstiefen und Fliessgeschwindigkeiten. Zur Ermittlung der Fliessgeschwindigkeiten und der zugehörigen Abflusstiefen entlang der Rampe wurden, wie unter Abschnitt 0 aufgeführt, drei unterschiedliche Messmethoden angewendet. Anhand eines Versuchs soll in Abb. 3 mittels Pegelkurven die Bandbreite, der aus den drei Messmethoden ermittelten Abflusstiefen gezeigt werden. Als Vergleich dazu wird die aus dem Ansatz nach Whittaker et al. (1988) berechnete Normalabflusstiefe verwendet. Aus der Graphik ist erkennbar, dass die Abflusstiefen, ermittelt aus der Normalabflussberechnung über jenen Kurven aus der Stechpegelmessung und der Flügelmessung liegen. Hingegen stimmt die Pegelkurve aus der Flügelmessung sehr gut mit der Kurve aus der berechneten Normalabflussberechnung überein. Abb. 3 zeigt weiter, dass die Kurven aus den drei angewendeten Messmethoden ähnlich sind und parallel verlaufen, jedoch die ermittelten Werte eine Bandbreite von rund 5 cm aufweisen. Dabei ist zu bemerken, dass die Werte aus der Stechpegelmessung sich direkt ergeben. Jene Werte aus der Flügel- und Leitfähigkeitsmessung werden indirekt aus der Geschwindigkeitsmessung mit Hilfe der Kontinuität rückgerechnet. Dabei kommt die aus den Messmethoden ermittelte mittlere Fliessgeschwindigkeit zur Anwendung. Die Pegelkurve aus der Stechpegelmessung bildet die untere Gren-

ze, jene aus der Leitfähigkeitsmessung hingegen die obere Grenze der Bandbreite.

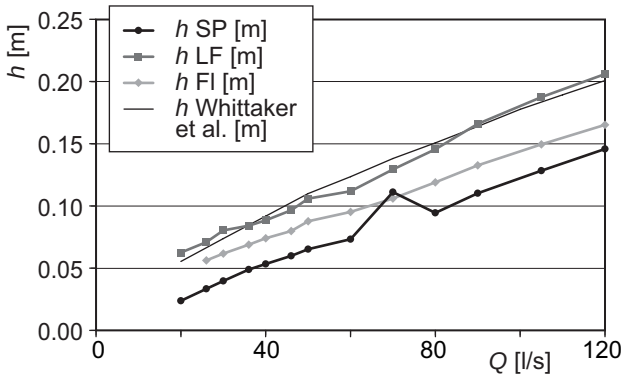


Abb. 3: Dargestellt ist die Bandbreite, der mit Hilfe der drei unterschiedlichen Messmethoden ermittelten und berechneten Abflusstiefen für einen Versuch mit einem Ausgangsrampengefälle von 5%, einer Belegungsdichte von 0.3 und einer Blockgrösse von 53 mm (SP = Stechpegelmessung, LF = Leitfähigkeitsmessung, Fl = Flügelmessung).

Wird der Verlauf der Fliessgeschwindigkeiten entlang des Rampenbereiches betrachtet, zeigt sich ein etwas anderes Bild als bei den Abflusstiefen (Abb. 4). Die Werte der Fliessgeschwindigkeiten aus der Flügel- und der Leitfähigkeitsmessung ergeben sich direkt aus der Messung, jene für die Stechpegelmessung werden aus den Abflusstiefen der Pegelkurve mit Hilfe der Kontinuität rückgerechnet. Ein Vergleich der drei angewendeten Methoden zeigt, dass für den gleichen Versuch sich aus der Stechpegelmessung die grössten Unsicherheiten in den Messergebnissen ergeben. Abb. 4 zeigt für eine Abfluss Q von rund 40 l/s Fliessgeschwindigkeiten zwischen 0.7 bis 1.4 m/s aus der Stechpegelmessung. Dies weist darauf hin, dass die Stechpegelmessung sehr stark von den lokalen Abflussverhältnissen an der Messstelle abhängig ist, d.h. ob die Messung in einem Wellental oder auf einem Wellenberg erfolgte. Hingegen variieren die gemessenen Geschwindigkeiten aus der Flügel- und der Leitfähigkeitsmessung nur unwesentlich, sind besser reproduzierbar und für die Ermittlung einer Pegelkurve besser geeignet.

Ebenso ist ersichtlich, dass mit steigendem Abfluss auch die Fliessgeschwindigkeit kontinuierlich zu nimmt. Für alle Versuche gilt, dass die Fliessgeschwindigkeiten aus der Flügelmessung leicht über jenen aus der Leitfähigkeitsmessung liegen. Der Grund dafür liegt in der Durchführung der Methode. Bei der Leitfähigkeitsmessung wurden die Messwerte mit Hilfe eines festgelegten Rasters (siehe Abschnitt 2.2) gemessen und pro Standort gemittelt. Im Gegensatz dazu wurden die Messwerte aus der Flügelmessung punktuell, mit einem flächendeckenden Messnetz, über die gesamte Länge der Modellrinne ermittelt. Dabei wurden die Messungen für die mittlere Geschwindigkeit aus praktischen

Gründen in einer Tiefe von rund 0.5 *h* genommen. Damit ermöglicht diese Methode die genaueste Nachbildung der Fliessgeschwindigkeiten im Modell.

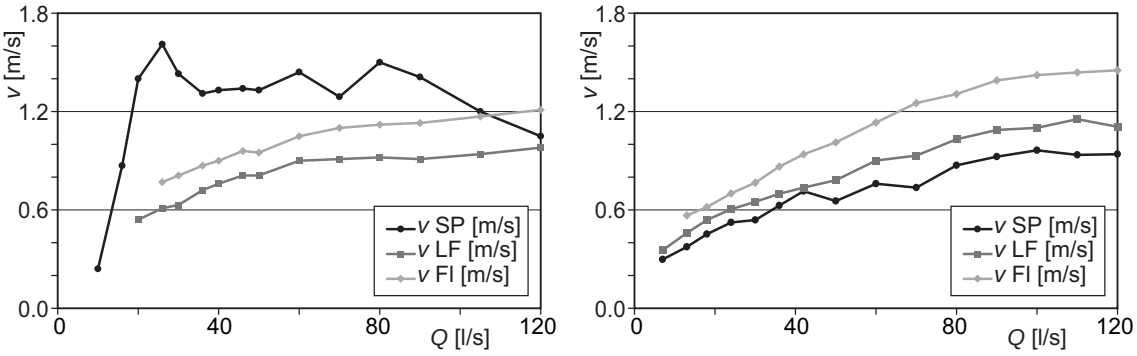


Abb. 4: Dargestellt ist die mit Hilfe der drei unterschiedlichen Messmethoden ermittelten Fliessgeschwindigkeiten für zwei vergleichbare Versuche mit einem Ausgangsrampengefälle von 5%, einer Belegungsdichte von 0.30 und unterschiedlicher Blockgrössen von 53 mm (links) und 58 mm (rechts).

Eine Umrechnung der Fliessgeschwindigkeiten aus den beiden Methoden in eine Pegelkurve zeigt, dass sich vor allem für kleinere Abflüsse von 0 l/s - 40 l/s praktisch dieselben Werte ergeben. Im mittleren Abflussbereich von rund 40 l/s - 70 l/s variiert die Abflusstiefe um bis zu 1 cm. Bei den hohen Abflüssen weichen die ermittelten Abflusstiefen im Modell um bis zu 2.5 cm voneinander ab (Abb. 5).

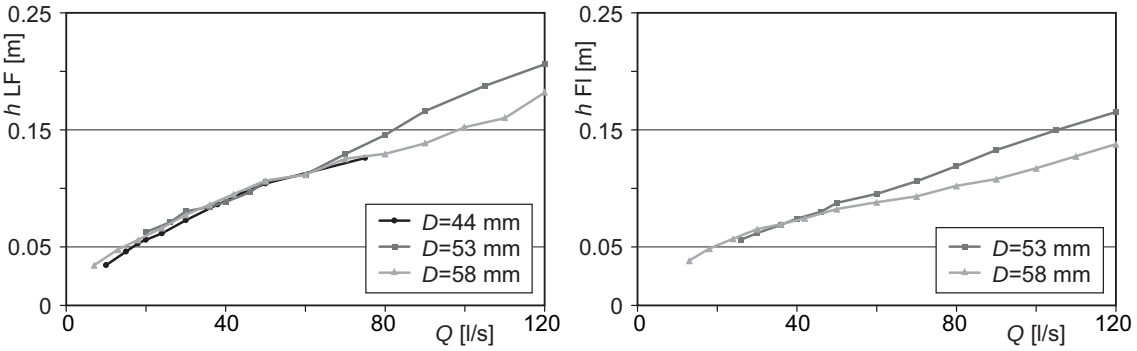


Abb. 5: Vergleich zwischen den Abflusstiefen, ermittelt aus der Leitfähigkeitsmessung LF (links) und der Flügelmessung Fl (rechts) für einen Versuch mit einem Ausgangsrampengefälle von 5%, einer Belegungsdichte von 0.30 und unterschiedlichen Blockgrössen von 53 mm und 58 mm.

4 Abflusszustände

In allen Versuchen traten sehr ähnliche Abflusszustände in Abhängigkeit der vorhandenen Abflussmenge auf. Die Entwicklung der beobachteten Abflusszustände ist in Abb. 6 dargestellt. Bei niedrigeren Abflüssen traten im gesamten Rampenbereich und in der Pufferzone lokal sehr turbulente Strömungszustände auf (Abb. 6 links). Diese Turbulenzen an der Wasseroberfläche wurden durch die grossen Rauigkeitselemente, die Blöcke, hervorgerufen. Dieser Strömungszustand veränderte sich mit zunehmendem Abfluss hin zu einem welligen Abfluss (Abb. 6 Mitte). Bei sehr hohen Abflüssen verloren die Blöcke infolge der immer grösser werdenden Abflusstiefen an Einfluss und es stellt sich ein gleichmässig ruhiges Strömungsbild an der Wasseroberfläche ein (Abb. 6 rechts).

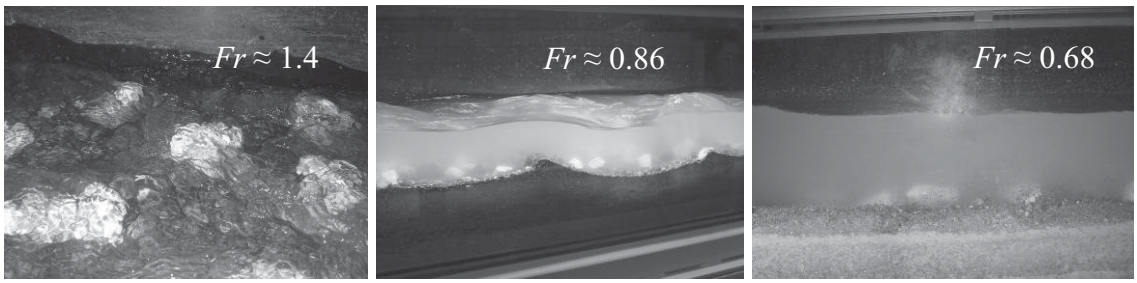


Abb. 6: Unterschiedliche Abflusszustände je nach vorhandenem Abfluss mit den dazugehörigen ermittelten Froude-Zahlen (links: schiessende Strömung bei geringer Abflussmenge, Mitte: welliger Abfluss bei mittleren Abflüssen, rechts: strömender Abfluss).

Betrachtet man die Veränderung der Fliessgeschwindigkeiten entlang der Rampe, so ist erkennbar, dass sich die vorher gezeigten Abflusszustände unabhängig von der Blockgrösse und der Belegungsdichte ausbilden. Hingegen ist die Entwicklung der Fliessgeschwindigkeit entlang des gesamten Bauwerkes vom vorhandenen Gefälle abhängig. Dies bedeutet, dass innerhalb des gleichen Strömungszustandes (strömend oder schiessend) auf der Rampe etwas höhere Fliessgeschwindigkeiten als im Oberwasser und in der Pufferzone vorhanden sind.

Diese Beobachtungen können mit Hilfe der aus den Fliessgeschwindigkeitsmessungen ermittelten Froude-Zahlen bestätigt werden. Die Froude-Zahl wird aus der mittleren Fliessgeschwindigkeit v, der Erdbeschleunigung g und der Abflusstiefe h gebildet. Sowohl die mittlere Fliessgeschwindigkeit als auch die Abflusstiefe wurden aus den Flügelmessungen berechnet. Aus Abb. 7 ist erkennbar, dass bei niedrigeren Abflüssen durchwegs schiessender Abfluss entlang der gesamten Rampe vorliegt. Dabei werden Froude-Zahlen deutlich über 1 erreicht (Abb. 7 links). Dies gilt ebenso für die mittleren Abflussmengen. Hingegen nehmen die Froude-Zahlen bei den hohen Abflüssen ab und schwanken um 1.

Bei sehr hohen Abflüssen liegen die Froude-Zahlen deutlich unter 1 und es liegt ein strömender Abflusszustand vor (Abb. 7 rechts). Die Untersuchungen ergaben, dass ab einer relativen Überdeckung $h/D = 2 \div 2.5$ entlang des gesamten Rampenbereiches strömender Abfluss nachgewiesen werden kann.

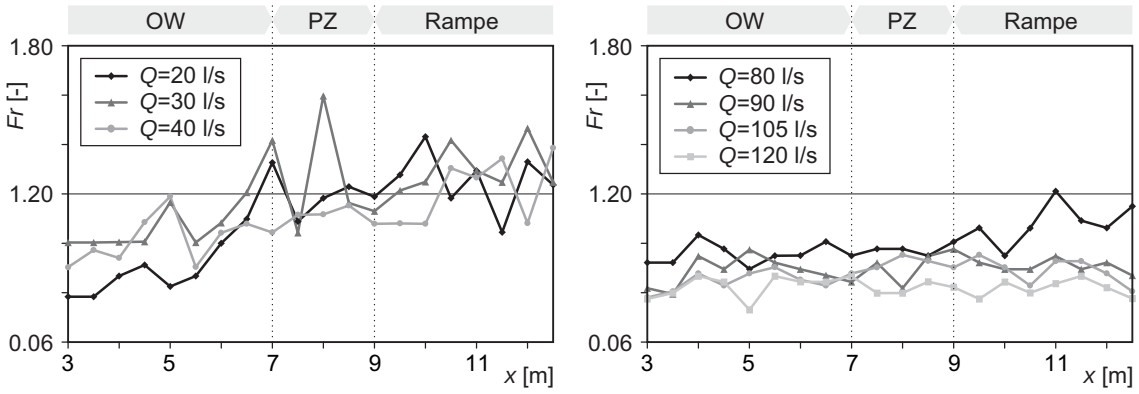


Abb. 7: Entwicklung der Froude-Zahlen entlang des gesamten Rampenbereiches je nach Abflussmenge (links: niedrigere Abflüsse, rechts: grosse Abflüsse).

5 Zusammenfassung

Der vorliegende Artikel beschäftigt sich mit den durchgeführten Grundlagenversuchen zu unstrukturierten Blockrampen an der VAW. Es werden das physikalische Modell mit den technischen Messeinrichtungen und der Modellaufbau näher erklärt und auf die Einflussgrössen und Randbedingungen der Versuche eingegangen. Im Weitern erfolgt die Beschreibung dreier unterschiedlicher Messmethoden und deren Anwendbarkeit zur Bestimmung der Fliessgeschwindigkeit und den daraus ermittelten Abflusstiefen. Die Ergebnisse aus den drei Methoden (Stechpegel-, Leitfähigkeits- und Flügelmessung) werden gegenübergestellt und miteinander verglichen. Die Untersuchungen haben gezeigt, dass für gleiche Versuche aus den Stechpegelmessungen eine sehr grosse Bandbreite an möglichen Abflusstiefen resultiert. Aus diesem Grund ist diese Methode zur Ermittlung einer seriösen Abflusstiefe nicht geeignet. Im Vergleich dazu liefern die Leitfähigkeits- und Flügelmessungen eine wesentlich schmälere Bandbreite an Messergebnissen. Die daraus ermittelten Abflusstiefen und Fliessgeschwindigkeiten liefern somit genauere Ergebnisse, welche auch reproduziert werden konnten.

Zusätzlich werden die beobachteten Strömungszustände der Wasseroberfläche in Abhängigkeit des Abflusses und mit Hilfe der ermittelten Froude-Zahlen beschrieben. Damit konnten die beobachteten Abflusszustände entlang des gesamten Rampenbauwerks verifiziert werden.

Referenzen

Fenzl, R.N., Davis, J.R. (1964): Discussion of Natural Roughness Effects in Rigid Open Channels, Proc. ASCE Journal of Hydraulic Division, 90, HY3, 351-359.

Hartlieb, A. (1999): Offene Deckwerke – Eine naturnahe Methode zur Sohlstabilisierung eintiefsungsgefährdeter Flussabschnitte, Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU München, Bericht Nr. 85.

Janisch, T., Weichert, R., Bezzola, G.R. (2007): Verhalten aufgelöster Blockrampen, Wasser-Energie-Luft 99(2), 146-152.

Lee, A. (1998): The hydraulics of steep streams. PhD-Thesis. Sheffield University, Sheffield UK.

Pinotti, M. (2005): „Aufgelöste unstrukturierte Blockrampen"; Diplomarbeit Sommersemester 2005, Professur für Wasserbau, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), ETH Zürich, Zürich (unveröffentlicht).

Rühli, E. (2006): „Aufgelöste unstrukturierte Blockrampen"; Diplomarbeit Wintersemester 2005/06, Professur für Wasserbau, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), ETH Zürich, Zürich (unveröffentlicht).

Tamagni, S. (2006): „Aufgelöste unstrukturierte Blockrampen"; Diplomarbeit Wintersemester 2005/06, Professur für Wasserbau, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), ETH Zürich, Zürich (unveröffentlicht).

Weichert, R., Bezzola, G.R., Minor, H.E. (2007): Stufen-Becken-Abfolgen als sohlstabilisierende Massnahme, Wasser-Energie-Luft 99(2), 161-166.

Whittaker, J.G., Hickman, W.E., Croad, R.N. (1988): Riverbed stabilisation with placed blocks, Central Laboratories Report, 3-88/3, Hydraulics Section, Laboratories Works Corporation, Lower Hutt, New Zealand (unveröffentlichter Versuchsbericht).

Zarn, B. (1992): Lokale Gerinneaufweitung - eine Massnahme zur Sohlstabilisierung der Emme bei Utzenstorf, VAW Mitteilung 118, Vischer, D., ed., Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), ETH Zürich, Zürich.

Adresse der Autoren

dipl.-Ing. KT/WW Tanja Janisch
Ehemals Versuchsanstalt für Wasserbau,
Hydrologie und Glaziologie
ETH Zürich
CH – 8092 Zürich
E-Mail: janisch@vaw.baug.ethz.ch



dipl.-Ing. ETH Simona Tamagni
Versuchsanstalt für Wasserbau,
Hydrologie und Glaziologie
ETH Zürich
CH – 8092 Zürich
E-Mail: tamagni@vaw.baug.ethz.ch





Simulation der Pendelrampe des Scherlibaches

L. Moser

1 Einführung in Computed Fluid Dynamics (CFD)

1.1 Grundlagen der numerischen Strömungssimulation

CFD steht für computed fluid dynamics. Die Navier-Stokes Gleichungen und zusätzliche physikalische Modelle werden numerisch gelöst. Dazu wird die zu simulierende Geometrie dreidimensional erstellt und mit einem Netz (Würfel, Polyeder oder Tetraeder) gefüllt. In jeder Zelle werden nun die Geschwindigkeiten, der Druck und alle weiteren Grössen berechnet. Mittels Schnitte durch das Modell kann man die berechneten Grössen, z.B. die Geschwindigkeit, farblich oder mittels Vektoren darstellen.

Eine Simulation kann stationär oder transient durchgeführt werden. Bei der transienten Simulation wird die Strömung in Funktion der Zeit berechnet. Da die Geschwindigkeiten für jeden Zeitschritt iterativ berechnet werden müssen, sind transiente Strömungssimulationen sehr rechenaufwendig.

In der Industrie sind CFD-Simulationen ein etabliertes Tool um Anlagen auszulegen und zu optimieren. Im Wasserbau sind sie noch nicht stark verbreitet. Dies liegt daran, dass für die Simulation eines Bachabschnittes beachtliche Rechenleistungen nötig sind. Die unten beschriebene Simulation eines Ausschnittes der Pendelrampe vom Scherlibach wurde auf dem Linux Cluster, auf mehreren CPU's parallel, der ProcEng Moser GmbH durchgeführt. Trotzdem dauerte eine Berechnung mehrere Tage.

1.2 Simulation von 2-Phasen Strömungen: Volume of Fluid (VOF)

Es gibt verschiedene Methoden um 2 Phasen Strömungen zu simulieren (Fluent Manual Fluent V6.3). Bei der Simulation von Fliessgewässern liegt meistens eine eindeutige Flüssigkeitsoberfläche vor. Das VOF Modell ist das geeignete Modell für separierte Mehrphasenströmungen. Das VOF Modell löst die Impulsgleichungen für alle Phasen. In einer Zelle liegt entweder nur eine Phase oder die Trennfläche vor. Die Phasengrenze wird mittels linearer Approximation in den entsprechenden Zellen beschrieben.

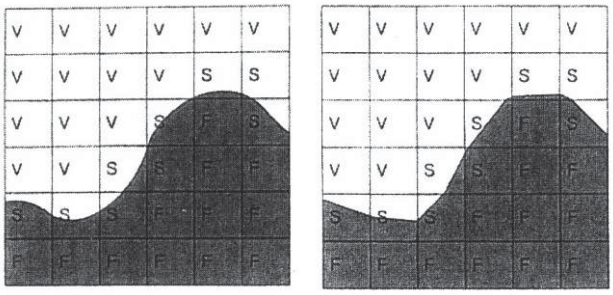


Abb. 1: Interpolation der Flüssigkeitsoberfläche, links frei Oberfläche, rechts lineare Approximation in jeder Zelle.

2 Buhne versus Pendelrampe

Buhnen oder Pendelrampen sind Bachverbauungen, die das Ufer, sowie die Sohle bei Hochwasser schützen sollten.

2.1 Buhne

An einem Fluss dienen Buhnen zur Flussregulierung. Der Zweck ist, die Wassertiefe zu vergrößern und eine befahrbare Fahrwasserrinne herzustellen, indem der Abflussquerschnitt eingeengt, die Fließgeschwindigkeit verändert und der Fluss geringfügig aufgestaut wird. Zwischen den Buhnen entstehen Stillwasserzonen ohne Strömung oder sogar mit einer Rückströmung (Neer-Strömung). An den Buhnenköpfen erhöht sich die Fließgeschwindigkeit.

Buhnen werden etwa 10° gegen die Strömung eingebaut. Dadurch wird bei Überströmung im Hochwasserfall die Strömung in Strommitte gehalten und eine Erosion der Uferlinie vermieden. Buhnen an Flüssen sind geschüttete Dämme, die mit Steinen gepflastert oder mit Schotter bedeckt sind. Sie müssen immer wieder instand gesetzt werden. Mit Buhnen kann man Flüsse nur dann regulieren, wenn das Gefälle relativ gering ist. Bei stärkerem Gefälle braucht man Staustufen, Wehre oder deren naturnahe Alternativen.

2.2 Pendelrampe

„Pendelrampen“ sind in Abständen gegenseitig verschränkte, leicht zur Flussmitte neigende Natursteinschwellen. Sie bremsen die Wasserwucht und verlängern gleichzeitig den Wasserweg. Das Wasser „pendelt“- wenn auch auf kleinem Raum – in naturnahen Mäandern. Im Gegensatz zu den herkömmlichen Rampen erhält man an den Seitenrändern weniger Uferangriffe. Denn obschon das Wasser „pendelt“, wird die Energie des Hauptstromes stets vom Ufer weggezogen und zur Gewässermitte hingelenkt. Diese nachhaltige Sicherungsmassnahme eignet sich besonders in kleineren Gewässern, bei relativ grossem Gefälle und in dicht besiedelten Räumen.

2.3 Der Scherlibach

Der Scherlibach fliesst bei Thörishaus in die Sense (Abb. 2). Thörishaus liegt im Schwarzenburgerland. Dieses kleine harmlose Bächlein kann bei heftigen Regenfällen massiv anschwellen. Von einigen Zentimetern steigt der Wasserspiegel auf ca. 1 Meter bis 1.8 m an.

Beim Unwetter 2005 tiefte sich die Bachsohle des Scherlibaches teilweise um mehr als 50 cm ein. Holzschwellen und diverse Uferpartien wurden unterspült. Zusätzliche Massnahmen wurden nötig. Die Gemeinde Köniz entschied, zusammen mit dem Wasserbauexperte, Herman Grober aus Österreich, die erste Pendelrampe in der Schweiz zu realisieren.

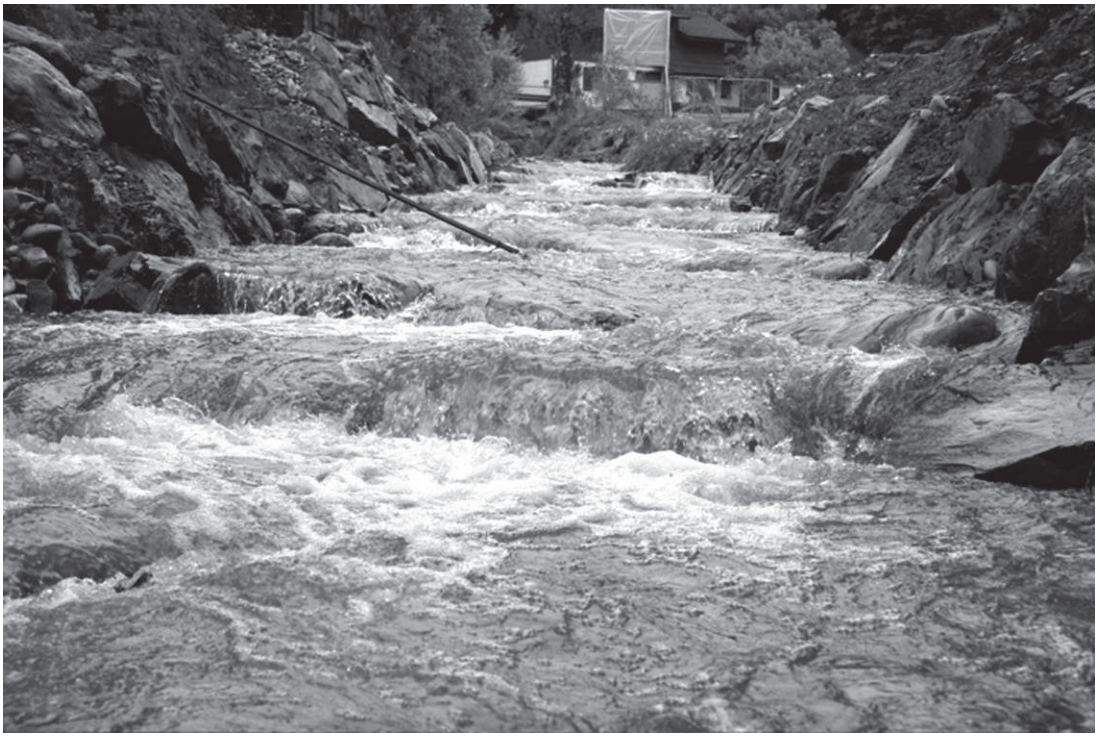


Abb. 2: Der Scherlibach mit Pendelrampe.

3 Simulationen

3.1 Erstellen der Modelle

Ein Ausschnitt der Pendelrampe (Abb. 3) sowie die Bachverbauung mit Buhnen (Abb. 4) wurde 3 dimensional auf einer Breite von 6m und einer Länge von 45 m erstellt. Dazu wurden die Geländekoordinatenpunkte sowie 2 dimensionale Zeichnungen verwendet. Das Simulationsgebiet umfasst einen Einlass sowie einen Auslass und eine seitliche Begrenzung. Die Geometrie wurde mit rund 1'500'000 Zellen vernetzt.

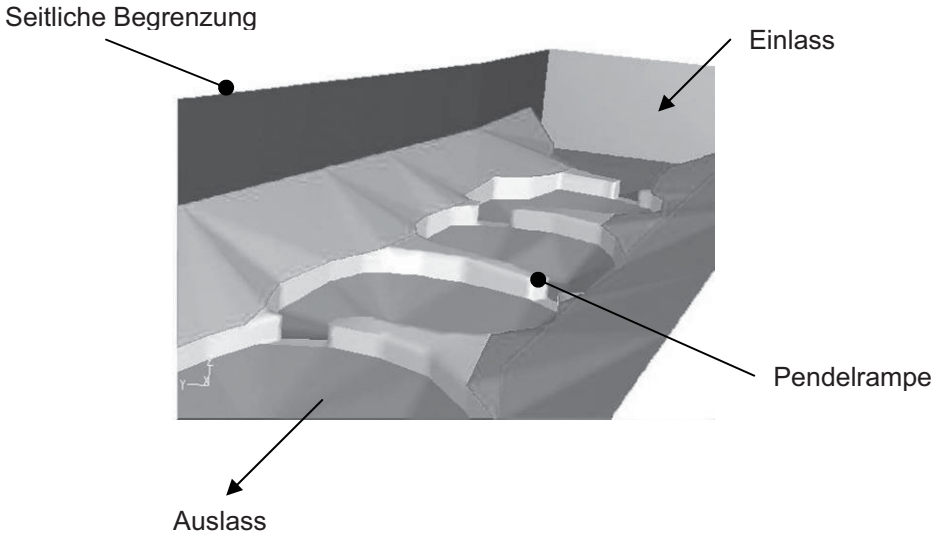


Abb. 3: CFD-Model der Pendelrampe.

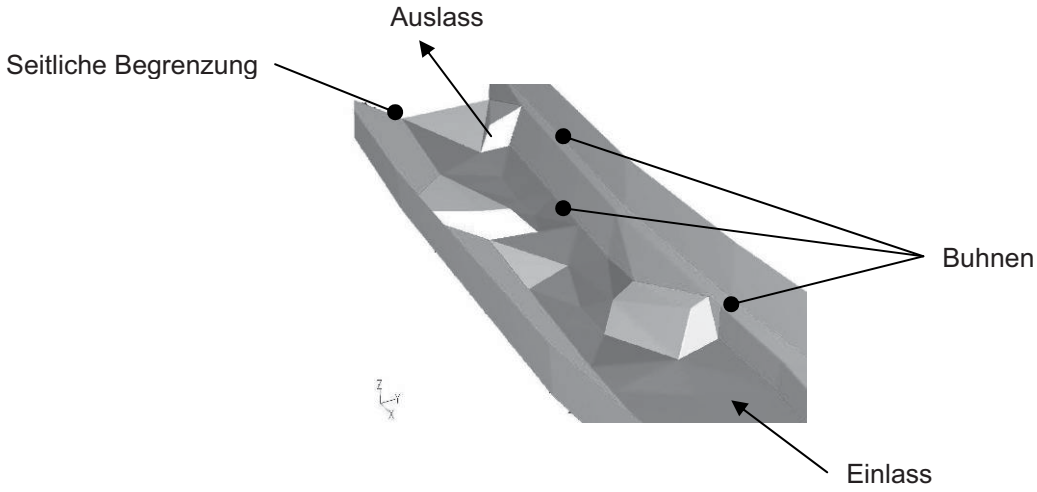


Abb. 4: CFD-Model Bachverbauung mit Buhnen.

3.2 Randbedingungen

Um die transiente Strömungssimulation zu starten wurde der Bach mit dem normalen Wasserstand gefüllt. Am Einlass wurde die Höhe, der zu simulierenden Flutwelle mit 1.8 m, sowie der Massenstrom des Wassers vorgegeben. Die Bedingungen beim Auslass ergeben sich aus der Simulation. Es wurden die Stoffdaten von Wasser sowie von Luft verwendet.

3.3 Modellierung der Turbulenz

Da die Turbulenz zeitlich und räumlich nicht aufgelöst wurde, wurde das k-ε realizable Turbulenzmodell verwendet. Es beschreibt Wirbel und Ablösungen genauer als das Standard k-ε Model.

3.4 Numerische Einstellungen

Zur Simulation wurde die CFD Software von Fluent verwendet. Um eine genaue Beschreibung der Wasseroberfläche zu erhalten, wurden die Methode „Geo-Reconstruct“ verwendet (analog linearer Approximation Abb. 1), im Weitern wurde gekoppelt mit „2. Ordnung up wind“ gerechnet.

3.5 Hardware Anforderungen

Für die transiente Simulation war ein Zeitschritt im Bereich von Millisekunden notwendig. Um die Simulation über einige Sekunden durchzuführen und noch akzeptable Rechenzeiten zu erhalten, wurde die Berechnung auf unserem Linux-Cluster auf mehreren CPU’s parallelisiert. Trotzdem betrug die benötigte Rechenzeit rund 100 Stunden.

4 Resultate der Simulationen

Bei einer transienten Strömungssimulation sind die Geschwindigkeiten, Drücke und Turbulenzgrössen an jedem Punkt und zu jeder Zeit im Simulationsgebiet vorhanden. In diesem Artikel soll speziell der Unterschied zwischen der Bachverbauung mit Buhnen und der Pendelrampe zum Zeitpunkt 4.5 Sekunden für das gleiche Hochwasserszenario diskutiert werden.

4.1 Geschwindigkeiten

Für die Erosion der Sohle ist massgebend die Geschwindigkeit darüber verantwortlich. Die Pendelrampe besteht aus Becken. Die Geschwindigkeit am Grund der Becken beträgt rund 0.3 - 1 m/s (Abb. 5). Bei der Verbauung mit Buhnen fliesst das Wasser wesentlich schneller über die Bachsohle. Die Fliessgeschwindigkeit beträgt rund 3.5-5 m/s (Abb. 6). Abb. 7 & 8 (Pendelrampe, Buhnen) zeigen schön die unterschiedliche Fliessrichtung der beiden Bachverbauungen. Durch die Pendelrampe ergibt sich im Becken eine rotierende Strömung.

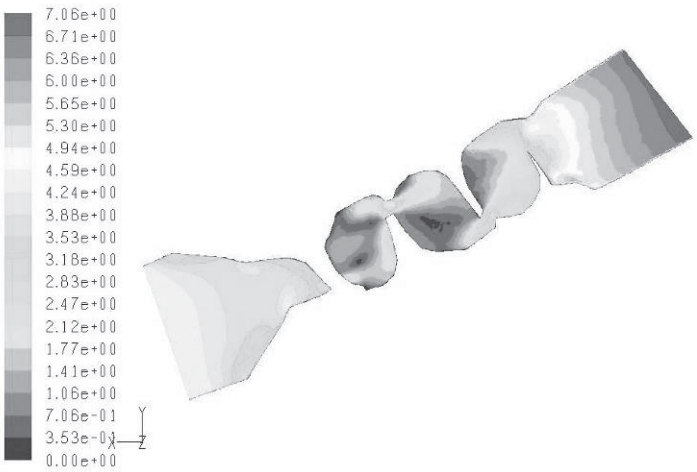


Abb. 5: Geschwindigkeitsverteilung über der Sohle bei der Pendelrampe [m/s].

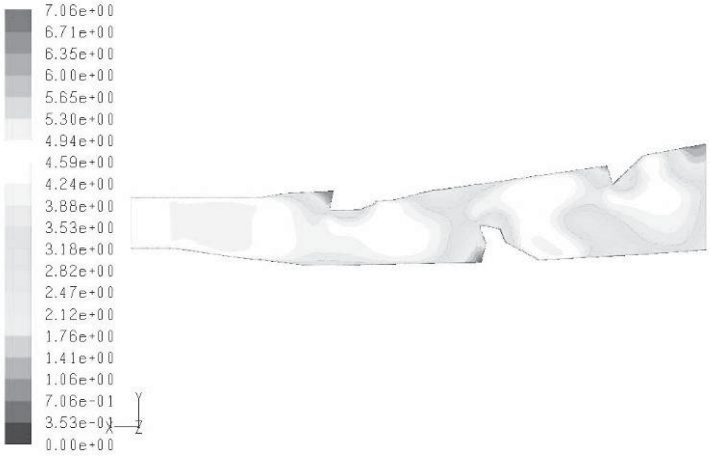


Abb. 6: Geschwindigkeitsverteilung über der Sohle bei den Buhnen [m/s].



Abb. 7: Geschwindigkeitsvektoren über der Sohle bei der Pendelrampe [m/s].

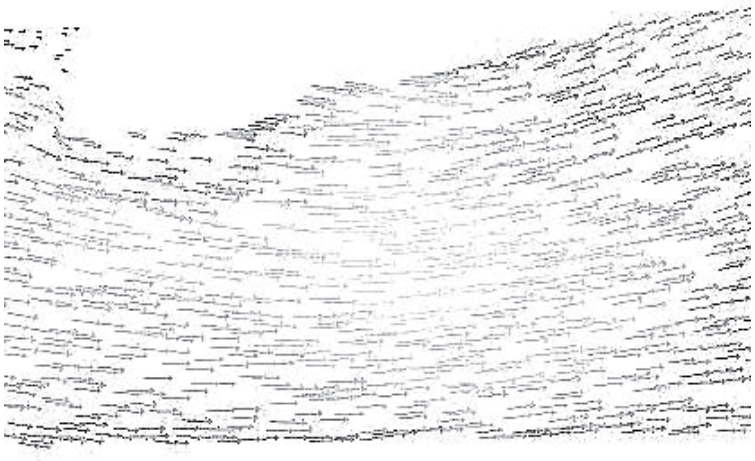


Abb. 8: Geschwindigkeitsvektoren über der Sohle bei den Buhnen [m/s].

4.2 Turbulente Energie Dissipation

Die turbulente Energie Dissipation gibt an, wie viel Energie der Turbulenz in Wärme umgewandelt wird. Je höher diese ist, umso stärker wird die Strömung gebremst und abgeschwächt. Vergleicht man Abb. 9 mit Abb.10 wird ersichtlich, dass die turbulente Energie Dissipation bei der Pendelrampe rund um einen Faktor 4 höher ist.

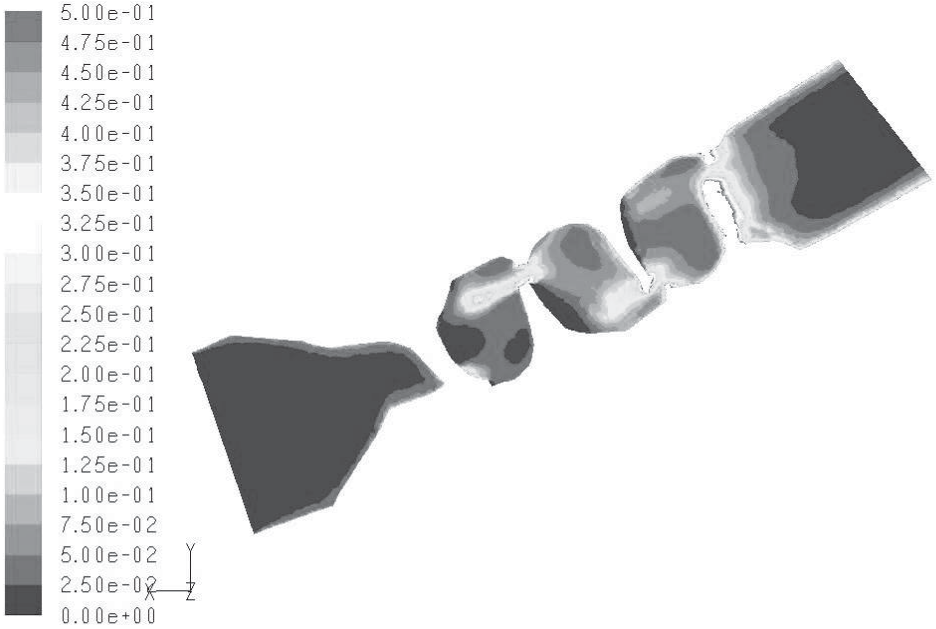


Abb. 9: Turbulente Energie Dissipation über der Sohle bei der Pendelrampe [m^2/s^3].

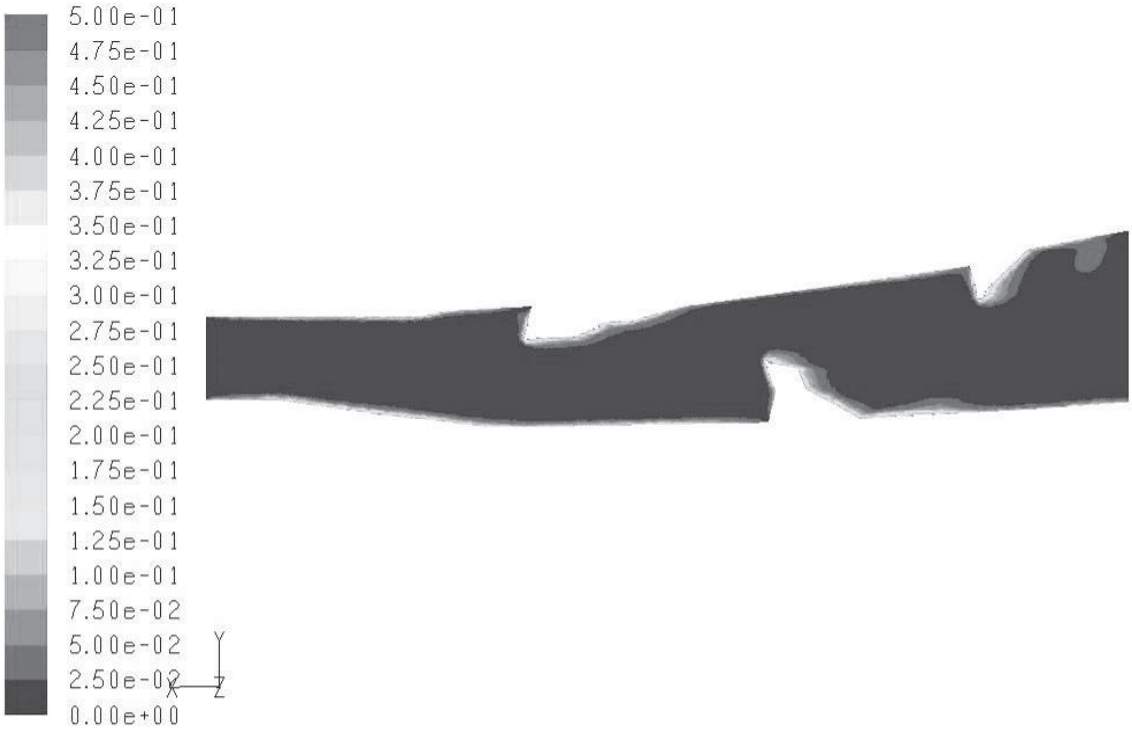


Abb. 10: Turbulente Energie Dissipation über der Sohle bei den Buhnen [m^2/s^3].

4.3 Flüssigkeitsoberfläche

Die Abb. 11 & 12 zeigen die Wasseroberfläche zu zwei verschiedenen Zeitpunkten. Die Bildung und der Verlauf der Wellen sind sichtbar. Mittels Animationen können die Wellen und ihr Verhalten sehr realitätsnah dargestellt werden.

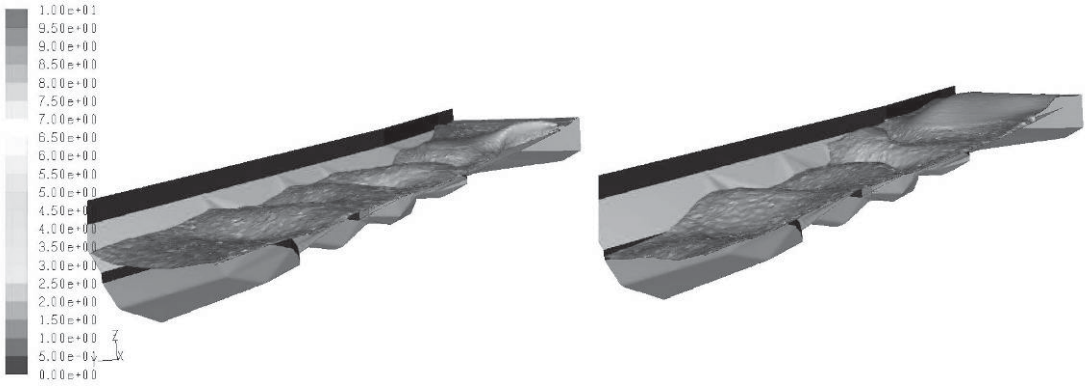


Abb. 11: Wasseroberfläche bei der Flutwelle in der Pendelrampe nach 1 und 2 Sekunden: Farben Geschwindigkeit [m/s].

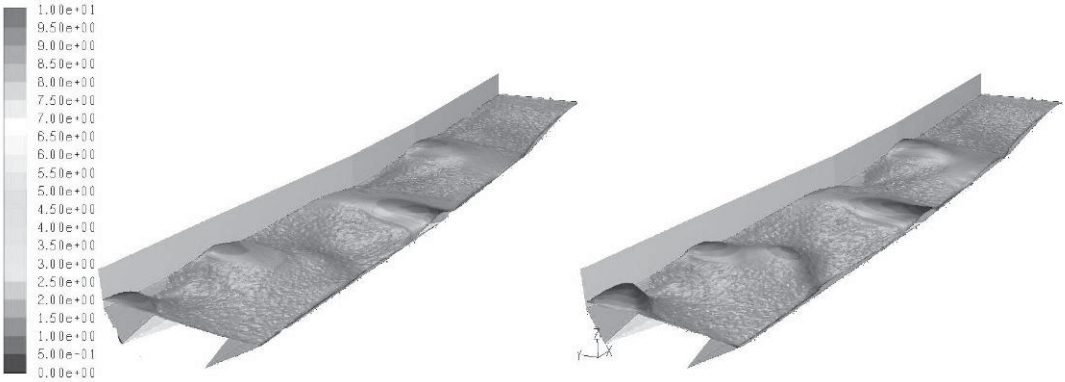


Abb. 12: Wasseroberfläche bei der Flutwelle bei den Buhnen nach 1 und 2 Sekunden: Farben Geschwindigkeit [m/s].

Bei bestehenden Pendelrampen wurde beobachtet, dass sich das Wasser in der Mitte der Rampe auftürmt. Um dies in der CFD Simulation darzustellen, wurden im Modell 7 vertikale Schnitte, normal zur Hauptströmungsrichtung gelegt (Abb. 13). Abb. 14 zeigt die Schnitte mit dem Bereich des Wassers, grau dargestellt. Wie sich das Wasser auftürmt ist sehr schön sichtbar.

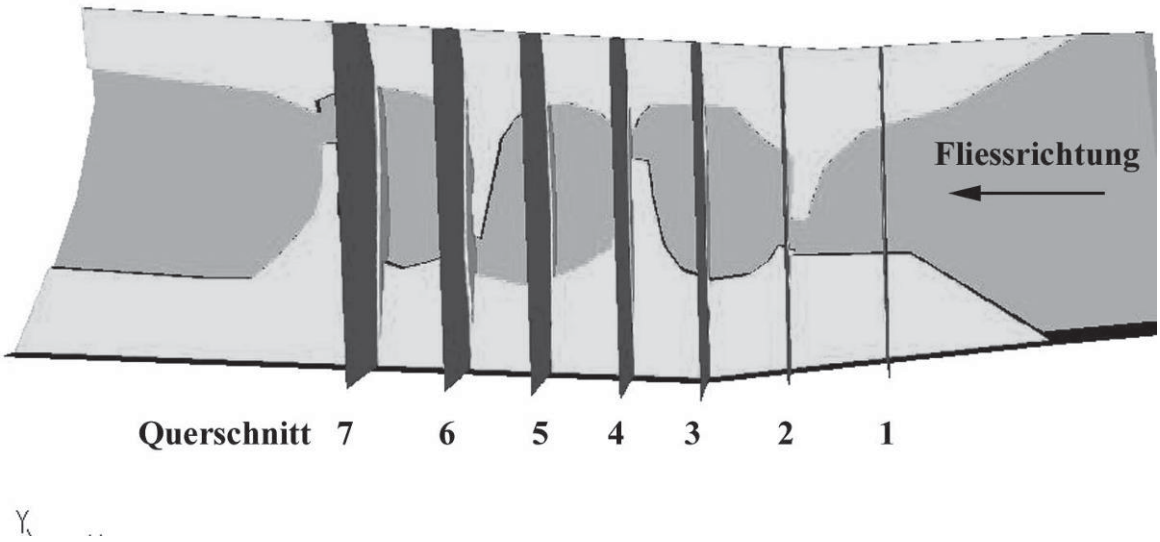


Abb. 13: Lage der Querschnitte in Abb. 14.

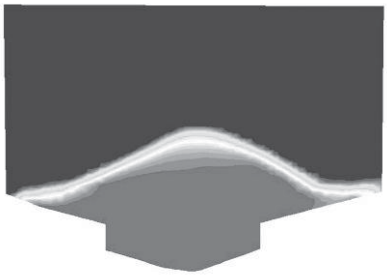
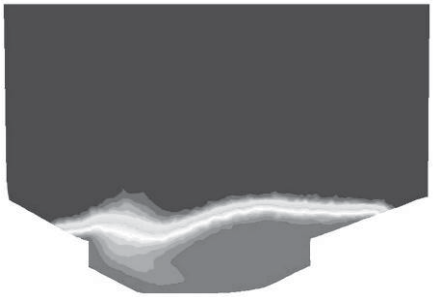
	
Bild 5: Querschnitt 1	Bild 6: Querschnitt 2
	
Bild 7: Querschnitt 3	Bild 8: Querschnitt 4
	
Bild 9: Querschnitt 5	Bild 10: Querschnitt 6
	
Bild 11: Querschnitt 7	

Abb. 14: Tabelle der Querschnitte durch die Pendelrampe zum Zeitpunkt 4.5 Sekunden.

5 Ausblick

Dank sehr leistungsfähiger Hardware und moderner Software lassen sich heute auch anspruchsvolle Aufgaben, wie ein Hochwasser in einer Pendelrampe, im Wasserbau mittels CFD Simulationen untersuchen.

Somit können verschiedene Bauten im Wasserbau simuliert und miteinander verglichen werden. Beispiele dazu sind: Einlaufbauten, Fallschächte etc. Die Simulationsmodelle im Massstab 1:1 können kostengünstig durchgeführt werden. Ohne Gefahr können extreme Bedingungen und Vorkommnisse untersucht werden. Die Durchführung teurer Modellversuche entfällt.

Mit dynamischer Netzadaption ist es möglich, den Verlauf der Wasseroberfläche sehr genau zu beschreiben. Im Weiteren können treibende Baumstämme und Steine berücksichtigt werden. Dazu wird eine immense Rechenleistung benötigt. Diese ist eine Kostenfrage, zum Beispiel werden im Bereich der Formel 1 Rennsportes CFD Simulationen auf Linux Clustern mit über 1000 CPU's durchgeführt.

6 Dank

Wir danken den Firmen bhc-projektplanung, Kästli Bau AG, Witschi Bau AG, und der ProcEng Moser GmbH für die finanzielle Unterstützung der Arbeit.

Zusammenfassung

Mittels einer 3d transienten Zwei-Phasen-CFD-Simulation wurde das Verhalten der Pendelrampe des Scherlibaches im Hochwasserfall untersucht. Die Simulation zeigt die Wasseroberfläche im zeitlichen Verlauf. Die Auswirkungen eines Hochwassers können somit aufgezeigt werden. Im Modell ist es möglich, verschiedene Bachverbauungen und deren Verhalten bei Hochwasser zu untersuchen und miteinander zu vergleichen. Verschiedene Bauten des Wasserbaus wie Fallschächte, Einlaufbauten lassen sich detailliert und kostengünstig untersuchen.

Referenzen

Fluent Manual: Fluent Version 6.3.

Numerical models for two-phase turbulent flows, C.T.Crowe, T.R.Troutt, and J,N,Chung, Ann.Rev.Fluid Mech. 28, 1-45 (1996).

Volume of fluid (VOF) method for the dynamics of free boundaries, C.W. Hirt, B.D. and Nichols, Journal of Computational Physics, Bd. 39, S. 201- 225, (1981).

Adresse des Autors

Lukas Moser
dipl. Masch. Ing. Verfahrenstechnik ETH
Geschäftsführer
ProcEng Moser GmbH
CH-2577 Siselen
E-Mail: lukas.moser@proceng.ch



Auswirkungen von Flussaufweitungen auf die Sohlenentwicklung

D. Nussle, B. Putzar, P. Requena, H.-E. Minor

1 Einleitung

Im Rahmen umfassender Gewässerkorrektionen wurden zahlreiche Flussläufe begradigt, kanalisiert und teilweise verlegt. Dadurch wurde ein Erosionsprozess ausgelöst, der sich in etlichen Flüssen über das angestrebte Sohlenniveau hinaus weiter fortsetzte. Diese Sohleneintiefung führte unter anderem zur Gefährdung der Standsicherheit von Bauwerken, zur Absenkung des Grundwasserspiegels und damit zur Bedrohung von Auengebieten. Das Ergebnis des kanalartigen Ausbaus war zudem eine verarmte Gerinnemorphologie, der Rückgang des Artenspektrums von Flora und Fauna sowie eine unzureichende Zugänglichkeit und Attraktivität für die Bevölkerung. Zur Begrenzung der Sohlenerosion wurden vielerorts Querbauwerke eingebaut. Diese verhindern jedoch eine Längsvernetzung des Flusses und schränken die Wanderbewegung von Fischen und Insekten stark ein.



Abb. 1: Aufweitung der Thur bei Altikon (Blick in Fliessrichtung).

Die Erfahrungen aus vergangenen Hochwasserereignissen und die verstärkte Beachtung ökologischer Aspekte führten zu dem Grundsatz, dass den Flüssen mehr Raum als bisher zugestanden werden sollte (BWG, 2001). Flussaufweitungen sind eine Möglichkeit, diesen Raum zumindest teilweise zurückzugeben (Abb. 1). Sie werden seit über 15 Jahren in der Schweiz mit den Zielen realisiert, den Hochwasserschutz zu verbessern, die ökologische Vielfalt zu erhöhen und als Alternative zu Absturzbauwerken die Sohle zu stabilisieren und damit die in vielen Flüssen fortschreitende Erosionstendenz zu stoppen.

Prinzipiell nehmen die Fliessgeschwindigkeiten und Abflusstiefen in aufgeweiteten Flussstrecken ab, wodurch die Geschiebetransportkapazität reduziert wird. Dies führt dazu, dass sich das Geschiebe, welches über die Kanalstrecke eingetragen wird, in der Aufweitung ablagert. Dadurch kommt es zur Bildung eines Sohlenversatzes und somit zu einer lokalen Erhöhung der Sohlenlage in der Aufweitung.

An der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) der ETH Zürich wurden in den letzten 20 Jahren eine Reihe von Untersuchungen zum Thema Flussaufweitungen durchgeführt. So wurden unter anderem die morphologischen Auswirkungen von Flussaufweitungen mit Hilfe von physikalischen Modellversuchen sowie numerischen Simulationen untersucht. Dabei wurden Gleichgewichts-, aber auch Erosionszustände berücksichtigt. Eine Zusammenfassung der wesentlichen Erkenntnisse findet sich in Hunzinger (1998), Requena et. al (2005) sowie Junker und Weichert (2007).

Die Erfahrungen zeigen, dass die oben beschriebenen Anforderungen an Flussaufweitungen nicht vollständig erfüllt werden können. So führen Aufweitungen zwar immer zu einer ökologischen Aufwertung des Gewässers (Rohde, 2007), die erwartete Dämpfung der Hochwasserspitzen kann hingegen nicht beobachtet werden, da die Flussaufweitungen in den meisten Fällen viel zu kurz sind (Requena und Minor, in prep.). Auch bezüglich der Entwicklung der Sohlenlagen haben verschiedene Beispiele und Studien gezeigt, dass durch eine Realisierung einer Flussaufweitung nicht a priori eine Erosionstendenz gestoppt werden kann. Mit letzt genanntem Punkt beschäftigt sich der vorliegende Artikel. Anhand von realisierten Flussaufweitungen in der Schweiz wird gezeigt, wie sich die mittlere Sohlenlage in den Aufweitungen entwickelt hat und ob ein Einfluss auf die übergeordnete Tendenz der Sohlenentwicklung feststellbar ist.

2 Auswertung von Naturdaten

2.1 Studie der VAW

Im Rahmen eines Projektes an der VAW wurden im Auftrage des Bundesamtes für Umwelt BAFU und der Kantone Bern, Graubünden, Tessin, Thurgau und Zürich die Naturdaten von 14 Flussaufweitungen in der Schweiz bis zum Jahr 2005 ausgewertet und eine umfangreiche Datenbank erstellt (Putzar, 2007 und VAW, 2007). Die betrachteten Aufweitungen befinden sich an den Flüssen Alpenrhein, Emme, Moesa, Thur, Töss und Tresa (Abb. 2).

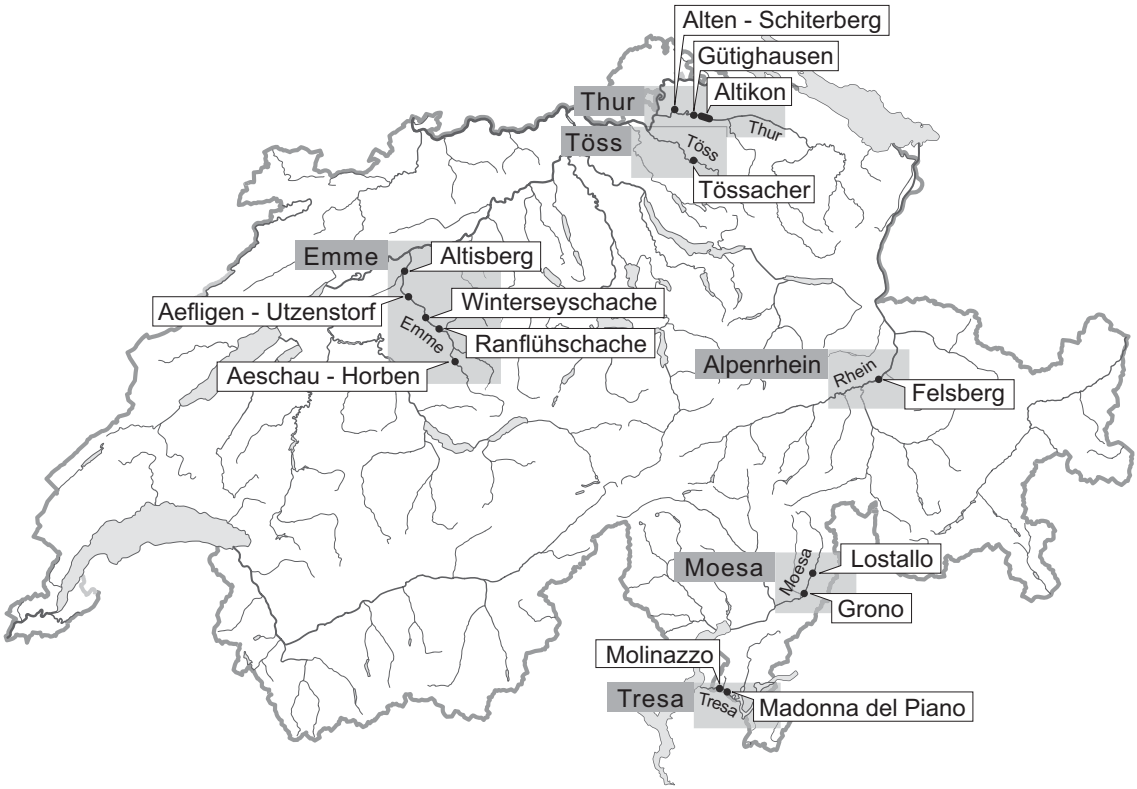


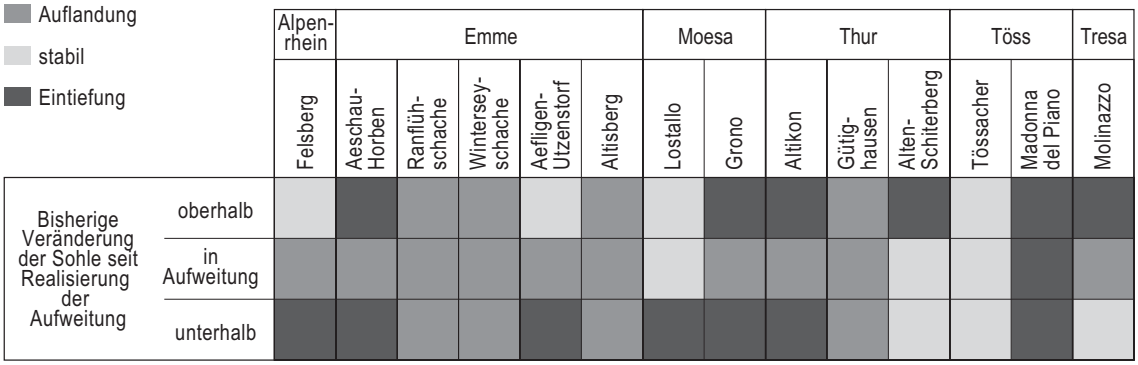
Abb. 2: Übersicht über die 14 betrachteten Flussaufweitungen (VAW, 2007).

Ziel dieses Projektes war es, eine Analyse der morphologischen Entwicklung der 14 Aufweitungen vorzunehmen. Im vorliegenden Artikel wird dabei detailliert auf die Auswertung der Entwicklung der mittleren Sohlenlage eingegangen.

Um ermitteln zu können, inwieweit Aufweitungen die übergeordnete Entwicklung der mittleren Sohlenlage beeinflussen können, wurden die Längenprofile verschiedener Jahre erstellt und miteinander verglichen und so die Sohlenentwicklung beurteilt. Zum einen wurde geprüft, wie sich die mittlere Sohlenlage seit der Realisierung der Aufweitung entwickelt hat (Tab. 1). Zum anderen wurde beurteilt, ob die Aufweitung einen Einfluss auf die gegenwärtige Tendenz der

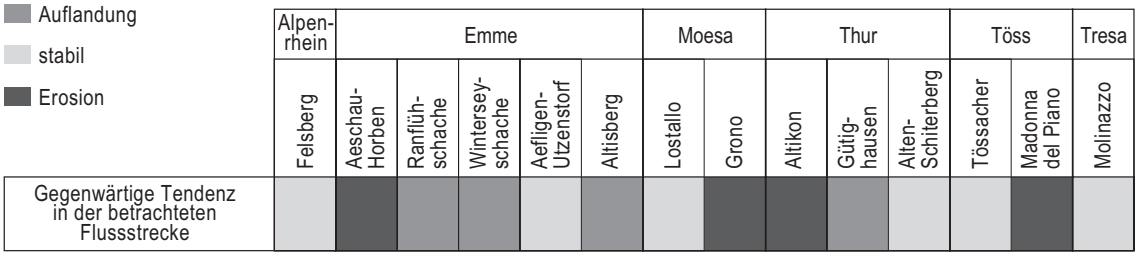
Sohlenentwicklung (Erosion, Auflandung oder Gleichgewicht) in der betrachteten Flussstrecke (Tab. 2) hat.

Um die **Sohlenentwicklung seit Realisierung einer Aufweitung** zu analysieren, wurden die zwei massgebenden Längenprofile miteinander verglichen, und zwar einerseits das auf Grundlage der jüngsten Vermessung erstellte Längenprofil und andererseits jenes Längenprofil, das anhand der direkt vor der Realisierung der Aufweitung vorgenommen Vermessung erstellt wurde. Bei der Analyse wurden die Flussabschnitte oberhalb und unterhalb der Aufweitung sowie die Aufweitung selbst unabhängig voneinander beurteilt (Tab. 1). Bei der Diskussion der Resultate ist zu beachten, dass bauliche Massnahmen, wie beispielsweise Schwellen oder Blockrampen, die Auswirkungen der Flussaufweitungen beeinflussen können.



Tab. 1: Veränderung der mittleren Sohlenlage seit Realisierung der Aufweitung in Flussabschnitten ober- und unterhalb der Aufweitung und in der Aufweitung selbst.

Aus der Tab. 1 geht hervor, dass es in 10 von 14 Aufweitungen zu Geschiebeablagerungen und damit zu Auflandungen in den Aufweitungen selbst kam. Hingegen ist das Sohlenniveau ober- und unterhalb der Aufweitungen in einigen Fällen tiefer als vor Realisierung der Aufweitung.



Tab. 2: Tendenz der übergeordneten Sohlenentwicklung in den 14 Flussabschnitten.

Mit Hilfe dieser Beurteilung sind Aussagen über die aktuellen Sohlenlagen im Vergleich zum Sohlenniveau vor Realisierung der Aufweitung möglich. Dies allein erlaubt jedoch keine Einschätzung darüber, inwieweit die Aufweitungen die übergeordnete Sohlenentwicklung beeinflusst haben. Um diese gegenwärtige

Tendenz der übergeordneten Sohlenentwicklung im Flusssystem zu beurteilen, wurde die Entwicklung der mittleren Sohlenlage über einen längeren Zeitraum betrachtet. Dabei wurde der gesamte Flussabschnitt in die Analyse einbezogen und eine Klassifikation zwischen Auflandungstendenz, Erosionstendenz und stabilem Zustand vorgenommen. Aus Tab. geht hervor, dass in 4 Flussabschnitten eine Auflandungstendenz zu verzeichnen ist, sich 6 Flussabschnitte in einem stabilen Zustand befinden und in 4 Flussabschnitten eine Erosionstendenz festzustellen ist.

Auf Grundlage der Auswertungen in Tab. und Tab. 2 konnten die betrachteten Flussaufweitungen anhand der ausgewerteten Sohlenentwicklungen sowie einer Beurteilung des Geschiebehaushaltes in die nachfolgenden zwei Gruppen eingeteilt werden:

Gruppe A: Aufweitungen in Flussabschnitten im Auflandungszustand oder im Gleichgewichtszustand (Emme Ranflühschache, Emme Winterseyschache, Emme Aefligen-Utzenstorf, Emme Altisberg, Thur bei Gütighausen).

Gruppe B: Aufweitungen in erodierenden Flussstrecken und Aufweitungen, bei denen die Flusssohle durch das Vorhandensein einer Deckschicht oder fixierende Querbauwerke trotz eines Geschiebedefizites im Flusssystem stabilisiert wurde (Alpenrhein bei Felsberg, Emme Aeschau-Horben, Moesa Lostallo und Grono, Thur bei Altikon und Alten-Schiterberg).

Die Aufweitungen an der Töss und an der Tresa konnten aufgrund ihrer Entstehung oder fehlender Daten nicht in eine der dieser Gruppen eingeordnet werden. In beiden Fällen lagen zu wenige Vermessungen vor und es waren keine Geschiebehaushaltsstudien vorhanden. Damit konnten keine sicheren Aussagen über den morphologischen Zustand der Flüsse sowie über die Sohlenentwicklungen in den betrachteten Flussstrecken getroffen werden.

2.2 Aufweitungen im Gleichgewichts- oder Auflandungszustand

In den Beispielen der Gruppe A kommt es in den Aufweitungen zu den gewünschten Geschiebeablagerungen und somit zu einem höheren Sohlenniveau als vor Realisierung der Aufweitung. Die Auswirkungen auf die Flussabschnitte ober- und unterhalb der Aufweitung bleiben jedoch im Allgemeinen gering. Nur in den Flussstrecken, wo eine übergeordnete Auflandungstendenz festzustellen ist (Emme Altisberg und Thur bei Gütighausen), kommt es ober- und unterhalb der Aufweitung zu den entsprechenden Ablagerungen. In den Fällen, in denen sich die Flussstrecke nahezu im Gleichgewichtszustand befindet, wird keine Sohlenhebung im Oberwasser der Aufweitung, wie sie von Hunzinger (1998) für

den Fall einer langen Aufweitung prognostiziert wird, beobachtet. Dies ist unter anderem darauf zurückzuführen, dass die Auswirkungen der Aufweitungen durch spezielle Randbedingungen, beispielsweise Schwellen, eingeschränkt waren (z.B. Emme Winterseyschache). Zudem wird vermutet, dass die Aufweitungen zu kurz sind, wodurch sich die typischen Gerinnemorphologien nicht vollständig ausbilden können und sich das Gefälle in der Aufweitung gegenüber dem ursprünglichen Kanalgefälle kaum verändert. Dadurch sind die Auswirkungen auf die Sohlenlage im Ober- und Unterwasser der Aufweitung im Gegensatz zu langen Aufweitungen weitaus geringer.

Im Folgenden wird die zur Gruppe A gehörende Aufweitung **Thur bei Gütighausen** näher analysiert. Die Thur war in diesem Abschnitt in den vergangenen Jahrzehnten durch grosse Geschiebeablagerungen gekennzeichnet. Um die Hochwassersicherheit wiederherzustellen, wurden bis 1993 jährlich grosse Geschiebemengen entnommen. Im Rahmen der 2. Thurkorrektion wurde als Alternative zu diesen Baggerungen im Jahr 1991/92 die Aufweitung bei Gütighausen realisiert. Die ca. 900 m lange Aufweitung liegt in einer Mäanderschleife und wurde zunächst maschinell realisiert, der Thur wurde jedoch die Möglichkeit gegeben, sich begrenzt eigendynamisch weiterzuentwickeln (siehe Abb. 3). Zum Schutz der Ufer wurden jedoch nach der gewünschten Verbreiterung nachträglich Buhnen eingebracht, sodass die Breite auf 80 m begrenzt wurde.

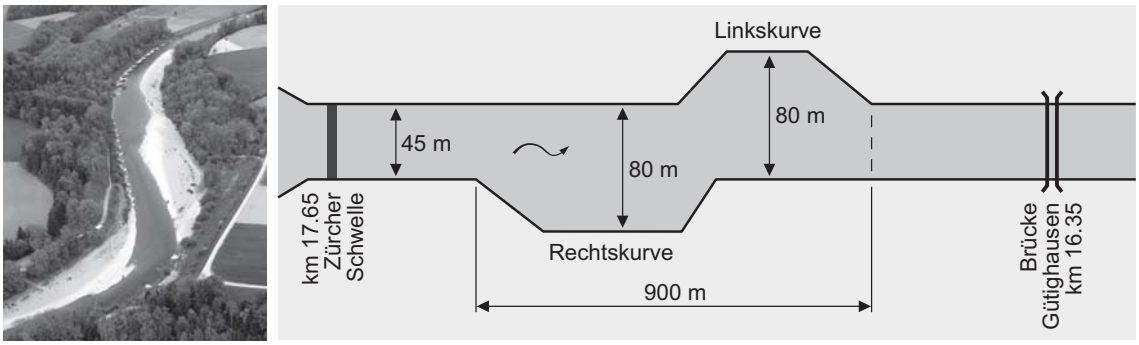


Abb. 3: Aufweitung der Thur bei Gütighausen; links – Aufweitung mit Fliessrichtung von oben nach unten (Foto: AWEL, 2006); rechts – schematische Darstellung der Aufweitung.

Die Flussbettbreite vor und nach Realisierung der Aufweitung (1990 und 2002) ist in Abb. 4 dargestellt und zeigt deutlich die Verbreiterung von etwa 45 m auf ca. 80 m, wobei die maximale Breite ca. 85 m beträgt.

Die Entwicklung der mittleren Sohlenlage ist Abb. 5 zu entnehmen. Der Vergleich der mittleren Sohlenlagen aus den Jahren 1990 (vor Realisierung der Aufweitung) und 2002 zeigt, dass es in der Aufweitung zur deutlichen Bildung eines Sohlenversatzes von etwa 0.5 m gekommen ist. Die Auswirkungen der Aufweitung flussaufwärts sind durch die direkt oberhalb der Aufweitung gele-

gene Zürcher Schwelle begrenzt. Unterhalb der Aufweitung ist die mittlere Sohlenlage mindestens auf dem Niveau von 1990, stellenweise liegt sie sogar deutlich darüber (bis zu 0.7 m).

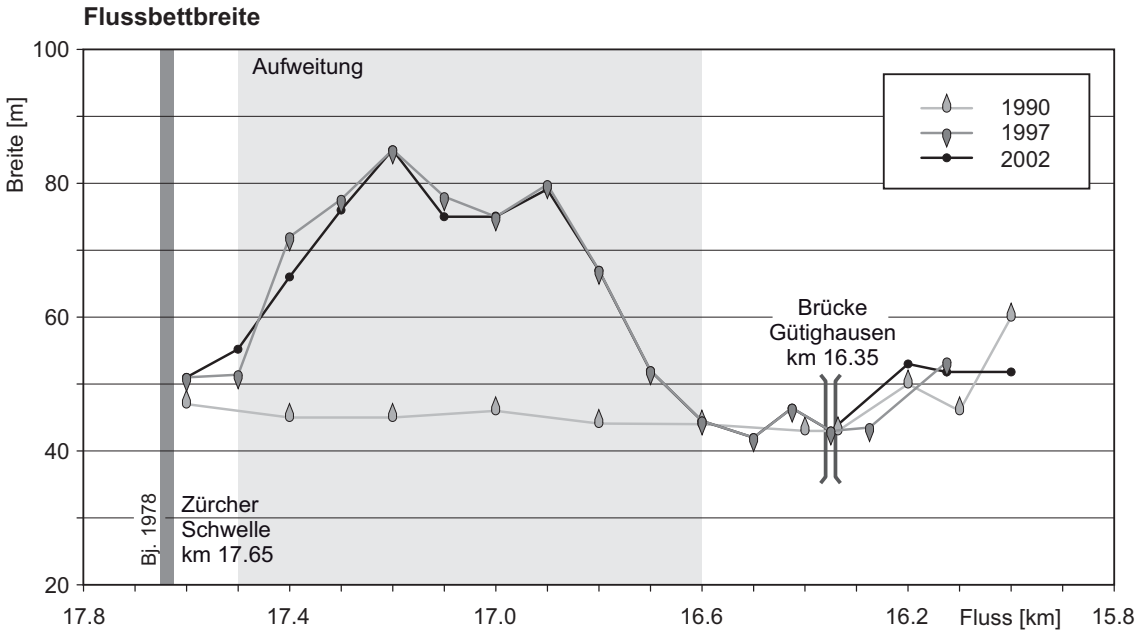


Abb. 4: Flussbettbreite der Thur bei Gütighausen vor und nach Realisierung der Aufweitung (VAW, 2007).

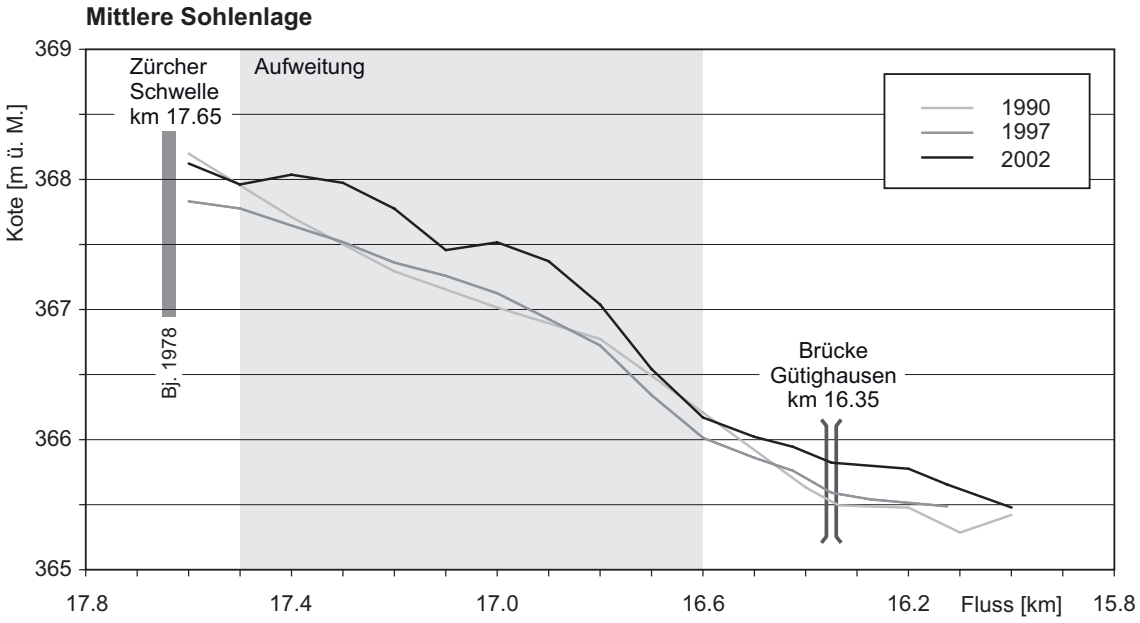


Abb. 5: Entwicklung der mittleren Sohlenlage der Thur bei Gütighausen nach Realisierung der Aufweitung (VAW, 2007).

Das Beispiel der Thur bei Gütighausen zeigt, dass es durch die Verbreiterung zur Ausbildung eines markanten Sohlenversatzes gekommen ist. Durch die

vorhandene übergeordnete Auflandungstendenz in diesem Abschnitt der Thur ist auch ober- und unterhalb der Aufweitung eine Anhebung, d.h. eine Stabilisierung der Sohle zu verzeichnen.

2.3 Aufweitungen in erodierenden Flussabschnitten

Bei den Aufweitungen der Gruppe B kommt es durch die maschinelle Verbreiterung sofort zu Geschiebeablagerungen in den Aufweitungen und somit zur Bildung neuer morphologischer Strukturen. Im Sinne einer Revitalisierung der Flussabschnitte wurden die Erwartungen an die Aufweitungen somit erfüllt.

In Bezug auf die Sohlenentwicklung lässt sich feststellen, dass auch bei den Aufweitungen der Gruppe B die Entwicklung eines Sohlenversatzes im aufgeweiteten Flussabschnitt beobachtet werden konnte. Aber die mittlere Sohlenlage war – aufgrund der übergeordneten Erosionstendenz – nicht in allen Fällen höher als vor Realisierung der Aufweitung. Die vorhandene Erosionstendenz kann dabei durch verschiedene Randbedingungen, z.B. Schwellen oder Geschiebeentnahmen, verlangsamt oder auch verstärkt werden (Requena und Minor, in prep).

Die Sohlenentwicklungen der Aufweitungen der Gruppe B bestätigen die Erkenntnisse, die im Rahmen von Untersuchungen über Aufweitungen in erodierenden Flussstrecken an der VAW gewonnen wurden (Requena et al., 2005). Eine vorhandene Erosionstendenz, wie sie bei den Aufweitungen der Gruppe B vorhanden ist, kann durch die Realisierung von Aufweitungen nicht aufgehalten werden. Sie kann unter Umständen sogar noch verstärkt werden.

Nachfolgend wird näher auf die Aufweitung der **Emme bei Aeschau-Horben** eingegangen. Von 1931 bis 1990 hat sich die Sohle in diesem Bereich um rund 2 m eingetieft. Mit der Realisierung der ca. 250 m langen Aufweitung Aeschau-Horben (Abb. 6) sollte dieser Erosionstrend im Oberlauf der Emme gestoppt werden. Die Aufweitung wurde 1994 einseitig maschinell ausgeführt. Das linksseitige Ufer wurde abgetragen und das Flussbett auf maximal 45 m verbreitert. Zusätzliche Sicherungen des rechten Ufers mit Blockverbau, Faschinenwalzen und Weidenspreitlagen verhindern hier weitere Erosionen. Oberhalb und unterhalb der Aufweitung befinden sich Schwellen zur Sohlenstabilisierung (Abb. 6).

Die Flussbettbreiten vor und nach Realisierung der Aufweitung sind in Abb. 7 dargestellt. Die Auswirkungen der maschinellen Verbreiterung von etwa 30 m auf 40 bis 45 m sind deutlich erkennbar. Zwischen 1995 und 2005 kam es zu einer weiteren lokalen Verbreiterung um ca. 5 m. Diese ist vermutlich auf das Hochwasser im Juni 1997 zurückzuführen, als das Ufer infolge Versagens des Uferschutzes erodiert wurde.

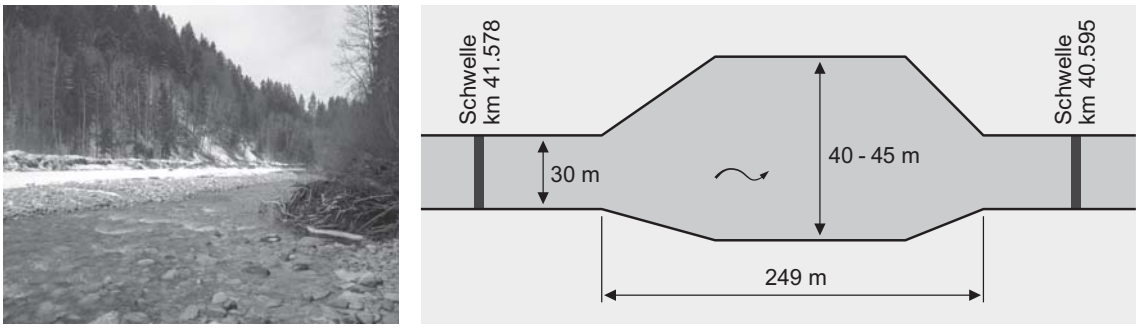


Abb. 6: Aufweitung der Emme bei Aeschau-Horben; links – die Aufweitung mit Blick in Fliessrichtung; rechts – schematische Darstellung der Aufweitung.

Die Entwicklung der mittleren Sohlenlage ist Abb. 8 zu entnehmen. Nach der Realisierung der Aufweitung im Jahr 1994 ist eine generelle Auflandungstendenz im betrachteten Flussabschnitt zu erkennen. Oberhalb der Aufweitung bei Fluss-km 41.20 ist direkt nach der maschinellen Verbreiterung im Jahr 1995 eine geringe Sohlenanhebung feststellbar (etwa 0.3 m), während bei Fluss-km 41.370 keine wesentliche Veränderung des Sohlenniveaus erkennbar ist. In der Aufweitung selbst wird die Entwicklung des Sohlenversatzes deutlich erkennbar (ca. 0.8 m). Auch unterhalb der Aufweitung wird eine deutliche Erhöhung des Sohlenniveaus registriert.

Bis zum Jahre 2005 wird dann aber eine Umkehr im Trend der Sohlenentwicklung erkennbar. Statt einer deutlichen Auflandungstendenz wird nun eine markante Eintiefung der Sohle verzeichnet. Oberhalb der Aufweitung beträgt die Absenkung der Sohlenlage im Zeitraum zwischen 1990 und 2005 etwa 0.2 m. Diese Erosionstendenz wird auch innerhalb der Aufweitung sichtbar, hier liegt das Niveau allerdings noch etwa 0.35 m über jenem im Jahre 1990. Unterhalb der Aufweitung liegt die mittlere Sohlenlage im Jahr 2005 unter dem ursprünglichen Sohlenniveau von 1990. Aus Abb. 8 geht zudem hervor, dass diese Sohlenerosion, ausgehend von Schwelle Fluss-km 40.595, allmählich flussaufwärts zunimmt.

Am Beispiel der Aufweitung Aeschau-Horben an der Emme wird sehr deutlich gezeigt, dass eine Flussaufweitung allein kein Garant für eine generelle Sohlenstabilisierung darstellt. Zwar konnte direkt nach der Realisierung der Aufweitung eine Anhebung des Sohlenniveaus festgestellt werden. Später jedoch ist eine markante Sohleneintiefung erkennbar, die dazu führt, dass die mittlere Sohlenlage ober- und unterhalb der Aufweitung deutlich unter dem ursprünglichen Sohlenniveau liegt.

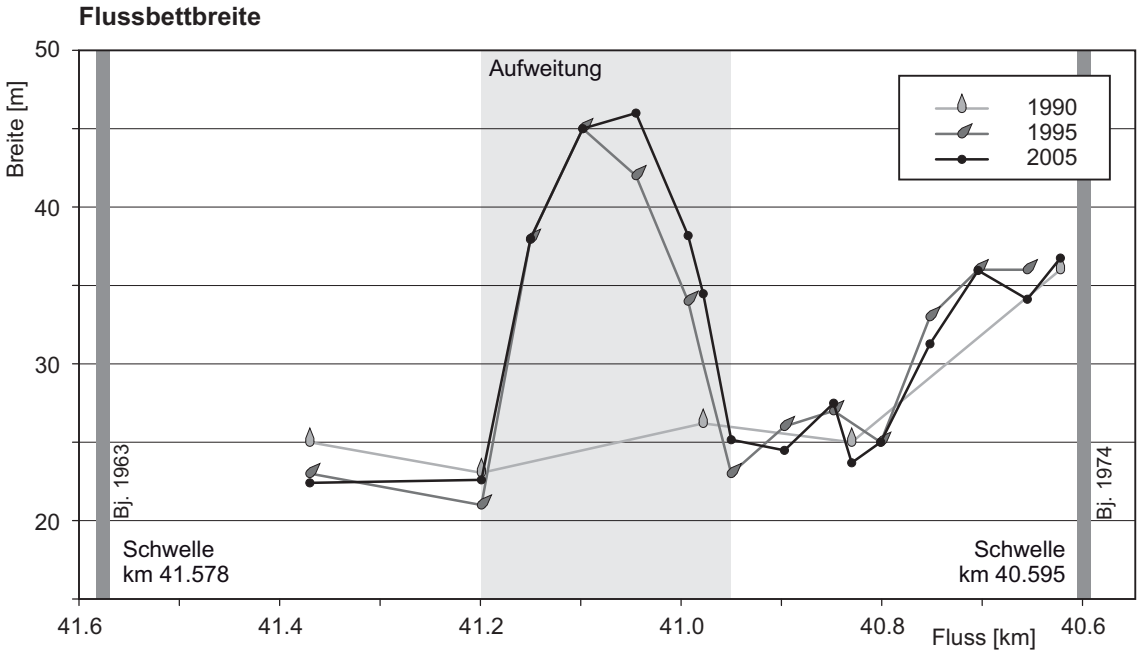


Abb. 7: Flussbettbreite der Emme bei Aeschau-Horben vor und nach Realisierung der Aufweitung (VAW, 2007).

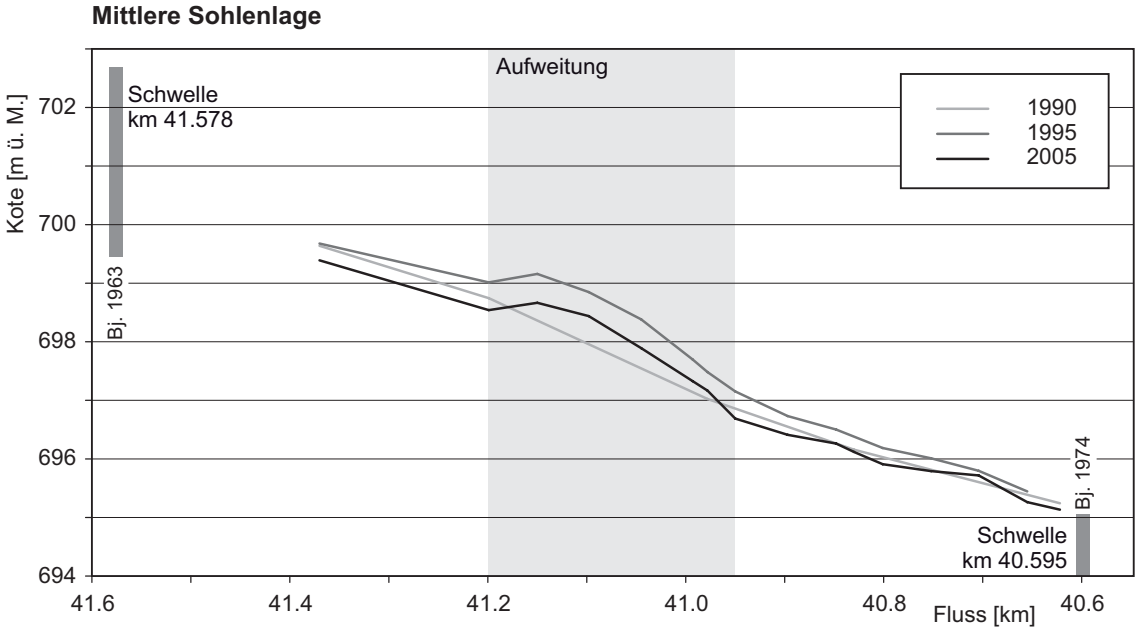


Abb. 8: Entwicklung der mittleren Sohlenlage der Emme bei Aeschau-Horben nach Realisierung der Aufweitung (VAW, 2007).

3 Zusammenfassung

Flussaufweitungen werden mit den Zielen realisiert, eine ökologische Aufwertung der Flusssysteme zu erreichen, die Hochwasserspitzen zu dämpfen und die Erosionstendenz der Flüsse zu stoppen. Die Erfahrungen zeigen, dass die hohen Erwartungen nicht immer erfüllt werden können. Zwar kommt es in allen

Fällen zu einer Verbesserung der ökologischen Verhältnisse, aber der Beitrag der Aufweitungen zum Hochwasserschutz kann als sehr gering angesehen werden.

Die Analyse der Sohlenentwicklungen von 14 Flussaufweitungen in der Schweiz zeigt, dass grundsätzlich zwischen Aufweitungen in Flussabschnitten in Auflandungs- oder Gleichgewichtszustand (Gruppe A) sowie Aufweitungen in erodierenden Flussabschnitten (Gruppe B) unterschieden werden muss.

Bei allen Aufweitungen der Gruppe A kommt es durch Geschiebeablagerungen zur Bildung eines Sohlenversatzes. Die Auswirkungen der Aufweitungen auf das übergeordnete Flusssystem sind jedoch im Allgemeinen sehr gering. Nur in den Flussabschnitten mit einer Auflandungstendenz können Sohlenanhebungen ober- und unterhalb der Aufweitungen verzeichnet werden.

Auch bei den Aufweitungen der Gruppe B in erodierenden Flussabschnitten kommt es zur Ausbildung eines Sohlenversatzes. Dieser bildet sich jedoch auf einem tieferen Niveau, sodass das Sohlenniveau nach Realisierung der Aufweitung in einigen Fällen unter demjenigen vor Realisierung der Aufweitung liegt. Ober- und unterhalb der Aufweitungen werden zum Teil markante Sohleneintiefungen verzeichnet. Eine vorhandene Erosionstendenz kann durch die Realisierung von Aufweitungen allein nicht gestoppt werden. Sie kann in einigen Fällen sogar noch verstärkt werden.

Referenzen

BWG (2001): Raum den Fliessgewässern. Faltblatt, Bundesamt für Wasser und Geologie BWG, Biel.

Hunzinger, L. (1998): Flussaufweitungen – Morphologie, Geschiebehaushalt und Grundsätze zur Bemessung. VAW-Mitteilung 159, Minor, H.-E., ed., Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), ETH Zürich, Zürich.

Junker, M., Weichert, R. (2007): Flussaufweitungen – Definitionen und Ziele. Flussaufweitungen: Möglichkeiten und Grenzen, VAW-Mitteilung 200, Minor, H.-E., ed., Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), ETH Zürich, Zürich.

Putzar, B. (2007): Morphologische Auswirkungen von Flussaufweitungen in der Schweiz – Auswertung von Naturdaten, Flussaufweitungen: Möglichkeiten und Grenzen, VAW-Mitteilung 200, Minor, H.-E., ed., Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), ETH Zürich, Zürich.

Requena, P., Bezzola, G.R., Minor, H.-E. (2005): Aufweitungen in erodierenden Flüssen. wasser, energie und luft, 97. Jahrgang, Heft 7/8, 183-189.

Requena, P., Minor, H.-E.: Wirksamkeit von Flussaufweitungen, wasser, energie und luft, in prep.

Rohde, S. (2007): Aufweitungen und ihr Einfluss auf das Vorkommen auetypischer Pflanzen und Tiere, Flussaufweitungen: Möglichkeiten und Grenzen, VAW-Mitteilung 200, Minor, H.-E., ed., Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), ETH Zürich, Zürich.

VAW (2007): Morphologische Entwicklungen in Flussaufweitungen, VAW-Bericht 4232, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zürich (unveröffentlicht).

Adresse der Autoren

dipl.-Ing. Daniela Nussle
Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie
und Glaziologie
ETH Zürich
CH-8092 Zürich
E-Mail: nussle@vaw.baug.ethz.ch



dipl.-Ing. Bert Putzar
Hydromechanik und Wasserbau
Institut für Wasserwesen
Universität der Bundeswehr München
Werner-Heisenberg-Weg 39
D-85577 Neubiberg
E-Mail: bert.putzar@unibw.de



dipl. Bauing. Patricia Requena
Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie
und Glaziologie
ETH Zürich
CH-8092 Zürich
E-Mail: requena@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



INTERNATIONALES SYMPOSIUM 2008 ZÜRICH
NEUE ANFORDERUNGEN AN DEN WASSERBAU
VERSUCHSANSTALT FÜR WASSERBAU,
HYDROLOGIE UND GLAZIOLOGIE, ETH ZÜRICH

Einfluss der Deckschicht auf die Entwicklung der Seitenerosion in Kiesführenden Flüssen

P. Requena, H.-E. Minor, G.R. Bezola

1 Einleitung

Aufgrund der Hochwassererfahrungen der letzten Jahre wurde erkannt, dass den Flüssen mehr Raum zugestanden werden muss, damit ihre Transportfunktion (Ableitung von Hochwasser und Sedimenten) sowie ihre ökologische Funktion (Bildung und Vernetzung von Lebensräumen) gewährleistet bleibt. Deshalb werden seit ca. 15 Jahren in der Schweiz kanalisierte Flüsse nach Möglichkeit aufgeweitet. Dabei wird vermehrt versucht, den Aufweitungsprozess eigendynamisch erfolgen zu lassen, also eine Gerinneverbreiterung durch seitliche Erosion zu erhalten. Diese Entwicklung der Seitenerosion muss kontinuierlich beobachtet werden, weil dem Fluss nicht unbegrenzt viel Raum zur Verfügung gestellt werden kann. In diesem Zusammenhang sind Erkenntnisse über die zeitliche und räumliche Entwicklung der Seitenerosion notwendig. Um die Dynamik des Seitenerosionsprozesses zu verstehen, wurde 2005 an der VAW mit dem Forschungsprojekt „Seitenerosion in kiesführenden Flüssen“ begonnen. Ziel ist die quantitative Beschreibung des Seitenerosionsprozesses d.h. des zeitlichen und räumlichen Verlaufs der Erosion in einem sich verbreitenden Gerinne bis zu den bestehenden Hochwasserschutzdämmen. Mit Hilfe von hydraulischen Modellversuchen sollen die morphologischen Prozesse identifiziert werden, welche die Entwicklung der Seitenerosion massgebend beeinflussen. Darüber hinaus soll untersucht werden, unter welchen hydraulischen Randbedingungen der Prozess der Seitenerosion ausgelöst wird und wie ihre weitere Entwicklung zeitlich und räumlich erfolgt. Auf dieser Basis sollten schliesslich Grundlagen zur quantitativen Beschreibung des Seitenerosionsprozesses sowie dessen Einfluss es auf den Sedimenttransport erarbeitet werden.

2 Hydraulische Modellversuche

2.1 Versuchsanlage und Versuchsablauf

Die Modellversuche wurden in einer Laborrinne mit beweglicher Sohle durchgeführt, die 28.5 m lang und 3.2 m breit ist. In Abb. 1 ist die Anlage in Grund- und

Aufriss schematisch dargestellt. Mit Laser- und Ultraschallsensoren, die an einer computergesteuerten 3D Positionierungseinheit befestigt sind, werden die Topographie respektive die Wasserspiegellage in einem vordefinierten Messraster gemessen. Zur Beobachtung und Quantifizierung der Seitenerosionsraten wird das gesamte Gerinne mit sieben Digitalkameras während der gesamten Versuchsdauer erfasst. Die damit erstellten Zeitrafferaufnahmen können mit Hilfe des Edge Detection Verfahrens ausgewertet werden (Requena et al. 2006).

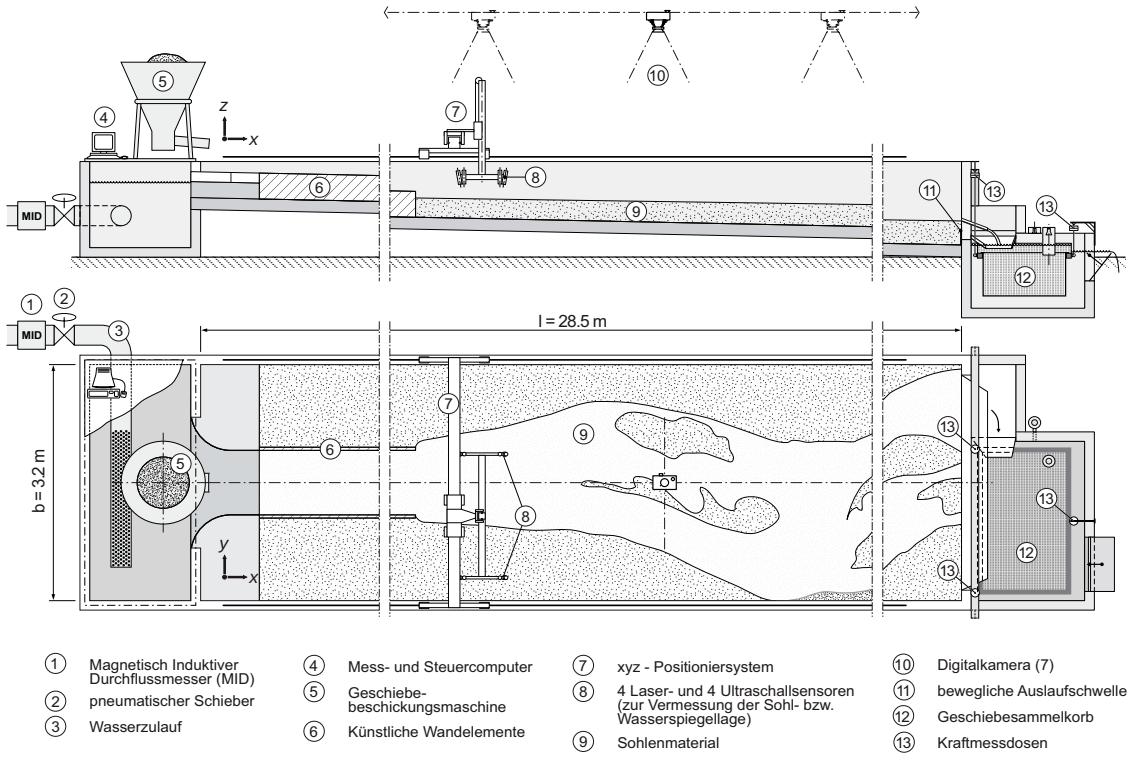


Abb. 1: Schematische Darstellung der Versuchsanlage.

Die Versuche beginnen jeweils mit einer ersten Phase, bei welcher in einem geraden Einzelgerinne mit begrenzter Breite und ebener Sohle und festen Ufern ein Gleichgewicht bezüglich des Geschiebetransports erreicht wird. Ziel war es, die anschliessend durchgeführte Seitenerosionsphase bei allen Versuchen unter der vergleichbaren Ausgangsbedingung zu starten, nämlich ausgehend vom Gleichgewichtszustand. Nach Erreichen dieses Gleichgewichtszustand wurden die Uferelemente entfernt. Anschliessen begann die Seitenerosionsphase, bei welcher das Gerinne durch Erosion der Ufer breiter wurde und sich neue morphologische Strukturen bildeten.

2.2 Sohlenmaterial und weitere Initialparameter

In den Versuchen wurden Randbedingungen berücksichtigt, die denjenigen ausgewählter aufgeweiteter Abschnitte verschiedener Flüsse in der Schweiz entsprechen. Das Sohlenmaterial dieser Flussabschnitte konnte im Modell gut durch die beiden verwendeten Kiesmischungen nachgebildet werden (Abb. 2). Je nach Fluss ergibt sich aufgrund des Sohlenmaterials ein Modellmassstabsfaktor λ zwischen 20 und 50 zur Übertragung der Modellversuche auch die Naturverhältnisse. Mit einer hohen Standardabweichung σ von 3.28 bzw. 2.73, gebildet aus den charakteristischen Korndurchmessern d_{84} *und* d_{16} ($\sigma = (d_{84} / d_{16})^{0.5}$), lassen sich beiden Mischungen, gemäss der Definition von Litte und Mayer (1972), als breit verteilt charakterisieren. In diesem Fall wird sich bei zunehmendem Abfluss durch den Abtransport der feineren Körner eine gröbere Deckschicht an der Sohlenoberfläche bilden. Diese Pflästerungschicht bleibt bis zu einem Grenzabfluss Q_D stabil, ab welchem die Deckschicht erodiert wird (Günter, 1977). Wie bei der Wahl der Kiesmischungen sollte mit den übrigen Parametern ein Bereich abgedeckt werden, welcher den in der Natur vorkommenden Randbedingungen entspricht. Mit drei verschieden Abflussmengen Q wurden Hochwasserabflüsse simuliert, die in der Natur - je nach Fluss- den Bereich bettbildender Abflüsse (HQ_2 bis HQ_5) abdecken. Durch Anpassung der Geschiebezufuhr Q_b wurden sowohl Gleichgewichtszustände als auch Erosionszustände betrachtet. Dafür wurde in der Seitenerosionsphase (Abschnitt 2.1) einiger Versuche die Geschiebezufuhr auf 50 oder 25% der Transportkapazität reduziert. Damit wird der aktuelle Zustand vieler Schweizer Flüsse nachgebildet, bei denen ein Geschiebedefizit vorhanden ist. Mittels Kombination der zwei Kiesmischungen und zweier unterschiedlicher Gefällebereiche liessen sich die Versuche in 2 Serien gliedern:

- **Serie 1**: Kiesmischung 1 (grob) mit einem Sohlengefälle von 1 bis 1.5%. Damit wurden eher steilere Flussabschnitte modelliert (Rhone, Landquart, Kleine Emme, Engelberg Aa, Muota und Tresa).
- **Serie 2**: Kiesmischung 2 (fein) und ein Gefälle von 0.2 bis 0.8%. Damit wurden flachere Flussabschnitte berücksichtigt (Emme, Moesa und Thur).

Die übrigen Parameter wurden bei jeder Serie systematisch variiert. Weil im Folgenden nur auf Ergebnisse aus der Serie 2 eingegangen wird, sind in Tabelle 1 alle Parameter der Versuche aus Serie 2 zusammengestellt.

	Versuch	b_0/h	J_0	Q	Q_b	% Transportkapazität beim Versuchsbeginn
		[cm]	[%]	[l/s]	[g/s]	
Serie 2	2_1	11	0.40	30	45	100
	2_2	13	0.40	20	25	100
	2_3	9	0.40	40	65	100
	2_4	11	0.40	30	25	50

Tab. 1: Parameter für die Versuche der Serie 2, mit b_0 = Initialbreite, h = mittlere Abflusstiefe, J_0 = Initialgefälle, Q = Abfluss und Q_b = Geschiebeeintrag.

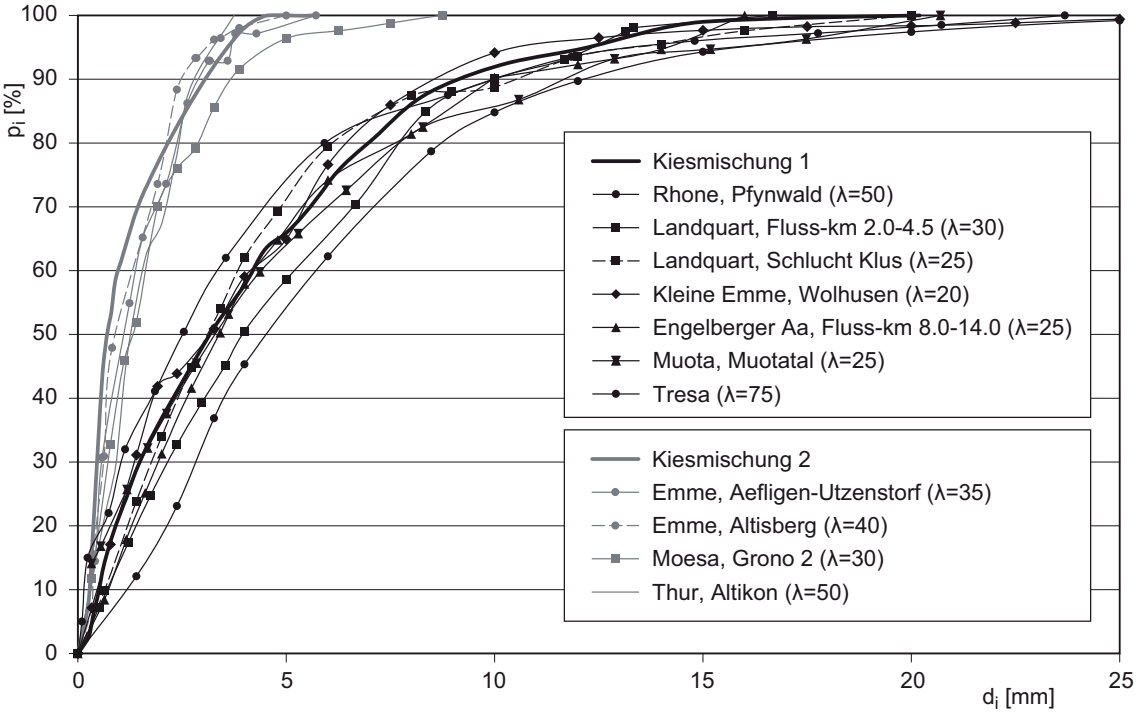


Abb. 2: Verwendete Kiesmischungen im Vergleich mit Kornverteilungen des Sohlenmaterials verschiedener alpiner Flussabschnitte. Die Naturwerte wurden für den Vergleich mit dem angegeben Modellmassstabfaktor λ umgerechnet.

3 Beobachtungen und Resultate aus der Serie 2

Nachfolgend werden die Beobachtungen und Resultate aus den Versuchen der Serie 2 präsentiert. Dabei wird auf die Entwicklung der Seitenerosion eingegangen und vor allem wird der Einfluss der Deckschichtbildung auf das Fortschreiten der Seitenerosion diskutiert. Für eine ausführliche Beschreibung der Beobachtungen und Resultate aus den Versuchen der Serie 1 wird auf Requena (2007) verwiesen.

3.1 Einsetzen und Verlauf der Seitenerosion

Abb. 3 stellt exemplarisch den Verlauf der Seitenerosion bei Versuch 2_3 (Tab. 1) dar. Dabei wird anhand ausgewählter Momentaufnahmen und der zugehörigen Topographieaufnahmen die Entwicklung der Seitenerosion nach Entfernung der Uferbefestigungen gezeigt.

Zu Beginn wurden die Ufer schnell und gleichmässig erodiert, wodurch das Gerinne beinahe über die gesamte Länge breiter wurde (Abb. 3a). Aufgrund der infolge der Verbreiterung reduzierten Transportkapazität, sowie infolge der zusätzlichen Geschiebezufuhr aus der seitlichen Erosion der Ufern, lagerte sich das Geschiebe massiv im Sohlenbereich ab.

In den nächsten Stunden setzte sich die Seitenerosion weiter fort. In Gerinnemitte wuchsen die Geschiebeablagerungen weiter (Abb. 3b). Nach einer Versuchsdauer von 8.5 h entstand bei x = 15 m eine Geschiebebank in Gerinnemitte und führte damit zu einer Aufteilung des Abflusses in zwei gleichmässigen Äste (Abb. 3c). Die Strömung wurde auf die linke und rechte Seite umgelenkt. Dies führte zu verstärkter Ufererosion. Die Geschiebebank wuchs weiter quer zum Ufer, wodurch die Seitenerosion senkrecht zum ursprünglichen Ufer weiter fortschritt (Abb. 3d). Nach 13 h wurde die Wand der Versuchsanlage auf beiden Seiten erreicht. Zu diesem Zeitpunkt hatte die Geschiebebank eine Ausdehnung von ca. 10 m und entsprechend lang war auch die aufgeweiteten Strecke (Abb. 3e). Unterhalb der Geschiebebank flossen die Abflussäste wieder zusammen. Aufgrund der Strömungskonzentration bildete sich an dieser Stelle ein tieferes Teilgerinne. Nach Erreichen der Wand wurde der Versuch noch ca. 5 h weitergeführt. In dieser Zeit wuchs die Geschiebebank in Gerinnemitte flussabwärts und die Seitenerosion schritt von x = 22 m bis zum unteren Gerinnende (bei x = 28 m) an beiden Ufern weiter fort (Abb. 3f).

Bei Versuch 2_1 (Tab. 1), welcher im Rahmen einer Diplomarbeit durchgeführt wurde (Mache, 2007), verlief die Entwicklung der Seitenerosion in ähnlicher Art wie bei Versuch 2_3 (Abb. 4). Allerdings teilte sich diesmal der Abfluss nicht in zwei gleichmässige Äste, sondern die Hauptströmung konzentrierte sich auf die linke Seite und führte hier zu verstärkter Ufererosion, während die Geschiebebank auf der rechten Seite weiter wuchs.

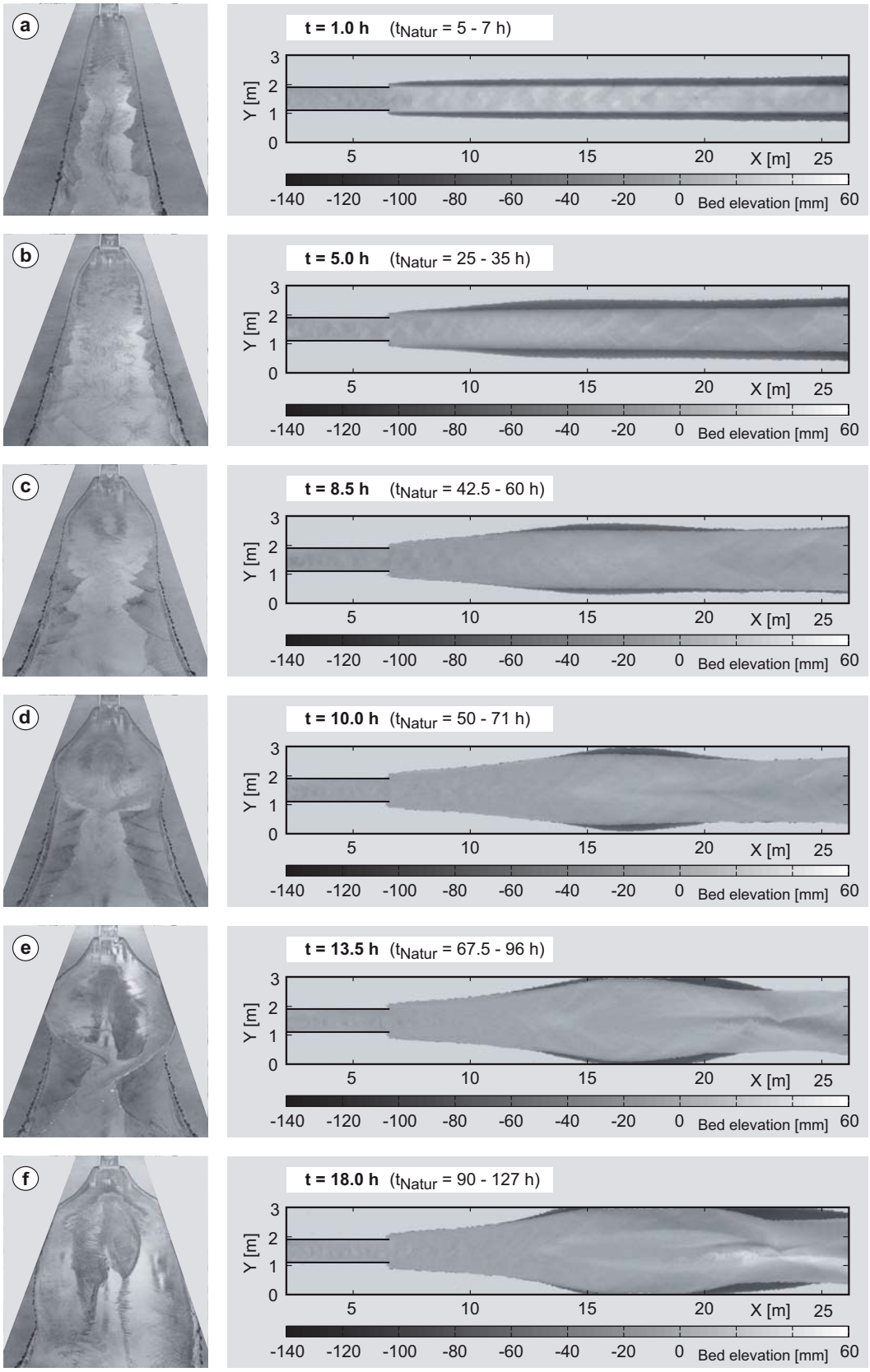


Abb. 3: Entwicklung der Seitenerosion während des Versuches 2_3. Momentanaufnahmen zu verschiedenen Zeitpunkten (links) und ausgewertete Sohltopographien (rechts). Dargestellt ist die Höhedifferenz zur vorherigen gemessenen Topographie.

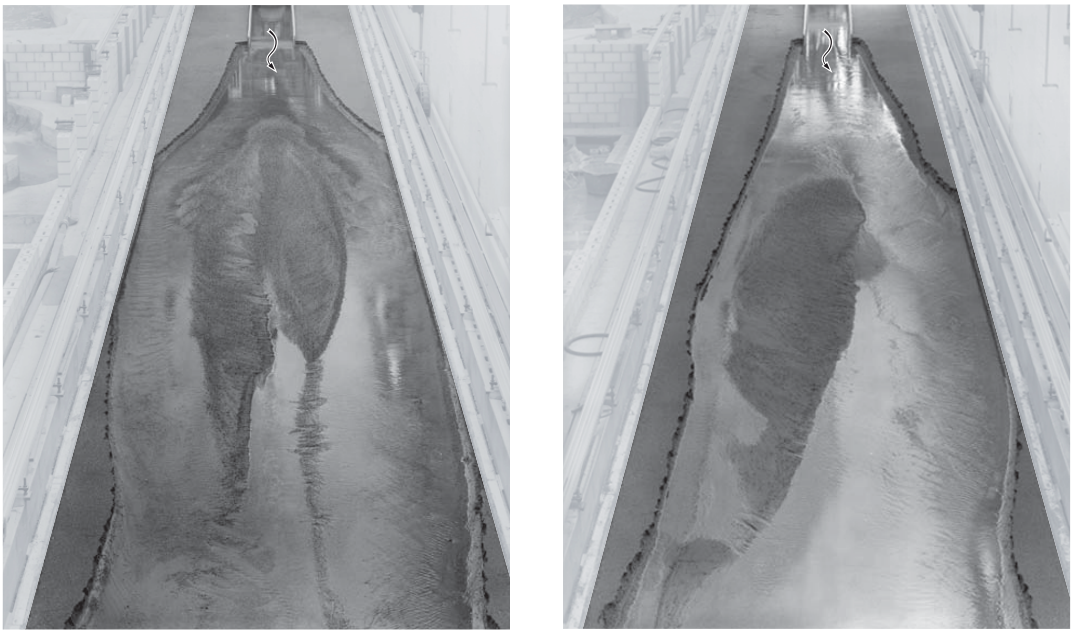


Abb. 4: Aufnahmen am Ende der Versuche 2_3 (links) und 2_1 (rechts). In beiden Fälle bildete sich eine grosse Geschiebebank, welche die weitere Entwicklung der Seitenerosion förderte.

3.2 Versuche mit Deckschichtbildung

Der Versuch 2_2 wurde mit einem Abfluss von 20 l/s und einem Geschiebeeintrag von 25 g/s durchgeführt (Tab. 1). Zu Beginn wurden die Ufer gleichmässig auf beiden Seiten erodiert, wie es auch zu Beginn der Versuche 2_1 und 2_3 der Fall war. Dadurch entstanden Geschiebeablagerungen über die gesamte Länge, wobei diesmal keine morphologischen Strukturen zu erkennen waren. In den nächsten Stunden wurde beobachtet, dass durch selektive Erosion die Sohle in Ufernähe etwas grobkörniger wurde. Nach 18 Stunden war eine ca. 30 cm breite Deckschicht im linken sowie im rechten Uferbereich deutlich zu erkennen (Abb. 5). Die Abpflästerung der Sohle im Uferbereich schützte die Ufer vor weiterer Seitenerosion. Zu diesem Zeitpunkt lag somit ein stabiles Gerinne mit ebener Sohle vor, bei dem sich in Ufernähe eine ausgeprägte Deckschicht gebildet hatte (Abb. 5). In Gerinnemitte verblieb ein Bereich ohne Abpflästerung mit einer Breite *b'*. Der Versuch wurde noch 10 h lang weiter geführt. In dieser Zeit wurden die Ufer nicht mehr erodiert und der Sedimenttransport fand nur im mittleren Bereich statt. Die Breite *b'* dieses Bereiches stellte sich als neue transportwirksame Breite ein. Dort wurde die Sohle so tief erodiert, bis sich ein Gleichgewicht bezüglich des Sedimenttransports für diese Breite *b'* ergab. Dabei bildeten sich keine neuen Morphologien.

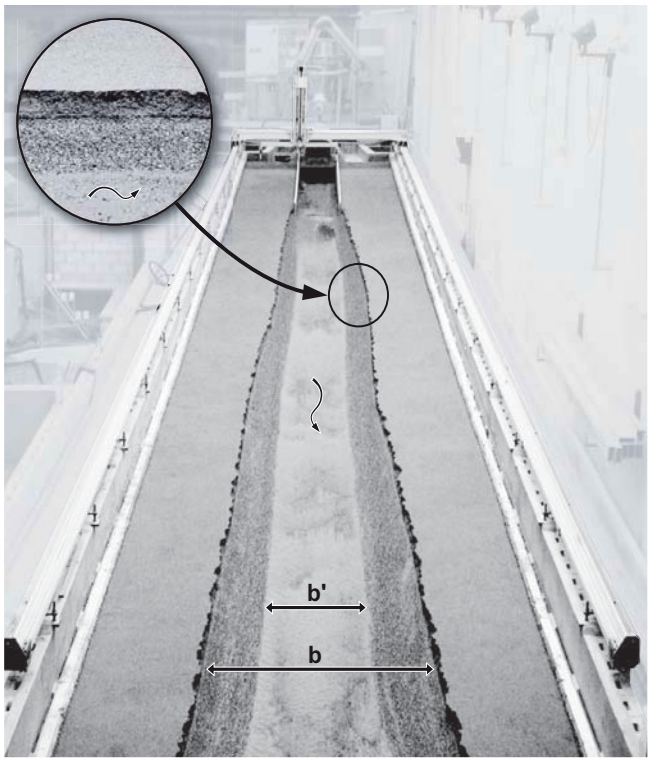


Abb. 5: Foto am Ende des Versuchs 2_2. Durch Bildung einer Deckschicht in Ufernähe wurde der Sedimenttransport auf eine reduzierte Breite *b'* konzentriert. Weil sich keine morphologischen Strukturen bildeten, schritt die Seitenerosion nicht weiter fort.

Bei Versuch 2_4 (Tab. 1) wurde ebenfalls die Bildung einer Deckschicht in Ufernähe beobachtet, durch welche die weitere Entwicklung der Seitenerosion verhindert wurde (Mache, 2007). Die Versuche 2_2 und 2_4 haben gezeigt, dass die Entwicklung der Seitenerosion durch die Bildung einer Deckschicht im Uferbereich gehemmt oder sogar verhindert werden kann. Zum einem ist der Widerstand im diesem Bereich durch die abgepflästerte Schicht deutlich höher, zum anderen stellte sich dadurch eine neue transportwirksame Breite *b'* ein, welche für die Bildung morphologischer Strukturen massgebend ist. Diese Breite war bei beiden Versuche so klein, dass sich keine Bänke bilden konnten (s. Abschnitt 4.3). Somit fanden keine weiteren Seitenerosionen statt.

4 Einfluss der Deckschichtbildung

4.1 Verhältnis des Abflusses *Q* zum Grenzabfluss Q_D

Bedingt durch die in den Versuchen verwendete breite Kornverteilung bildet sich für Abflüsse kleiner als der Grenzabfluss Q_D eine Deckschicht. Bei den durchgeführten Versuchen war am Anfang der ausgewählte Abfluss deutlich grösser als der Grenzabfluss Q_D nach Günter (1971). Während der Versuche nahm aber die Gerinnebreite infolge Seitenerosion zu und führte dadurch zu

kleineren Abflusstiefen bzw. Sohlschubspannungen. Das Verhältnis von Q/Q_D, nahm folglich während der Versuche ab und näherte sich mit der Zeit dem Wert 1, wie Abb. 6 zeigt.

Bei den Versuchen 2_2 und 2_4, in welchen sich die ausgeprägte Deckschicht im Uferbereich bildete, näherte sich das Verhältnis von Q/Q_D kurz nach Versuchsbeginn dem Wert 1. Zu diesem Zeitpunkt war das Gerinne zwar etwas breiter als zu Versuchsbeginn, aber es war immer noch gerade und wies eine ebene Sohle auf. Bei den Versuchen 2_1 und 2_3 näherte sich das Verhältnis Q/Q_D dem Wert 1 erst nach einer deutlichen Verbreiterung. Es konnte sich schon eine Geschiebebank ausbilden, welche eine Strömungsumlenkung und eine Abflusskonzentration in Ufernähe bewirkte. Die Bildung einer Deckschicht setzte so gar nicht ein.

Mit einer Deckschichtbildung bei Annäherung des Verhältnisses Q/Q_D zum Wert 1 war grundsätzlich zu rechnen. Es ist noch zu erklären, warum die Deckschichtbildung auf ufernahe Bereiche konzentriert ist. Die dem Grenzabfluss Q_D entsprechende Strömungsgeschwindigkeit bzw. die Grenzabflusstiefe h_D stellen über die Breite gemittelte Werte dar. Die tatsächliche Sohlschubspannungsverteilung über die Breite ist jedoch nicht konstant. Sie weist ein Maximum in Gerinnemitte und nimmt parabelförmig gegen die Böschungsfusspunkte hin ab. Somit ist die Beanspruchung in Ufernähe geringer als in Flussmitte.

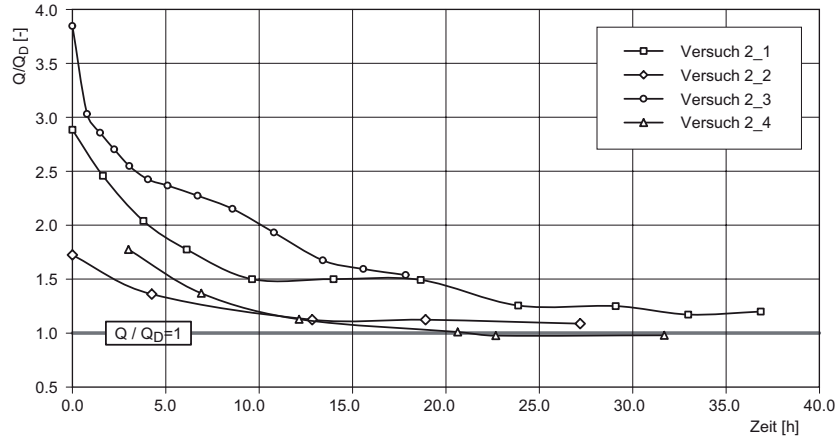


Abb. 6: Verhältnis vom Abfluss Q zum Grenzabfluss zur Erosion der Deckschicht Q_D in Abhängigkeit der Zeit, für die durchgeführten Versuche.

Bei den Versuchen 2_2 und 2_4 waren die Abflusstiefen in Gerinnemitte etwas grösser als die gemittelte Grenzabflusstiefe h_D, während sie in Ufernähe wesentlich unter diesem Grenzwert lagen. Deshalb fand die selektive Erosion nur dort und nicht in Gerinnemitte statt. In Abb. 7 sind der gemessene Wasserspiegel und der mittlere kritische Wasserspiegel zum Aufreissen der Deckschicht am Ende des Versuches 2_2 für den Querschnitt bei x = 15 m dargestellt. Der

Wasserspiegel im Bereich der Deckschichtbildung in Ufernähe liegt unterhalb des berechneten Grenzwerts. Die breite *b**, bei der der Wasserspiegel nicht deutlich unter diesem Grenzwert liegt, entspricht ziemlich genau der transportwirksame Breite *b'*, welche aus den digitalen Photos herausgelesen werden konnte (Abb. 5).

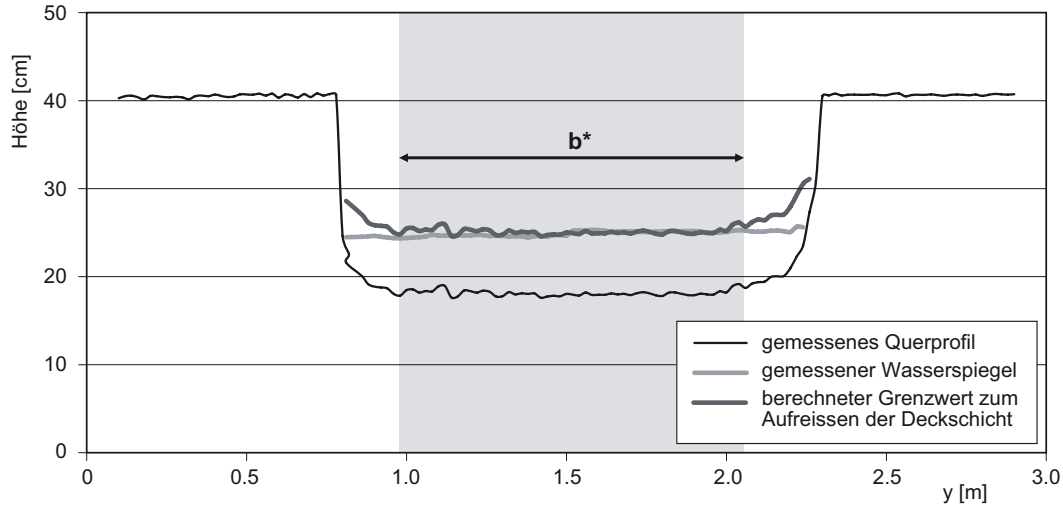


Abb. 7: Vergleich des gemessenen Wasserspiegels mit dem berechneten Grenzwert zur Erosion der Deckschicht am Bespiel des Querschnitts bei x = 15 m (Versuch 2_2).

4.2 Vergleich mit der reduzierten Breite b_r nach Jäggi (1983)

Bei einigen seiner Versuche zur Bildung alternierender Bänke beobachtete Jäggi (1983) auch die Bildung einer Deckschicht im Uferbereich. In diesen Versuchen behinderte die Bildung der Deckschicht die Bildung alternierender Bänke. Dabei konnte analog zu den hier gezeigten Versuchen ein zentraler Bereich mit einer reduzierten Breite b_r beobachtet werden, welche massgebend für die Bildung neuer Bänke war. Gemäss Jäggi lässt sich die reduzierte Breite b_r wie folgt beschreiben:

$$b_r = b_s \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot h_D}{h} + 2 \cdot \frac{R_S \cdot h_D}{h^2}\right) \qquad [1]$$

mit b_S = gesamte Breite, h = mittlere Abflusstiefe und R_S = hydraulischer Radius. Die im Rahmen dieser Arbeit bestimmten transportwirksame Breiten *b*' liessen sich mit dem Ansatz nach Jäggi (1983) relativ gut bestimmen (Abb. 8).

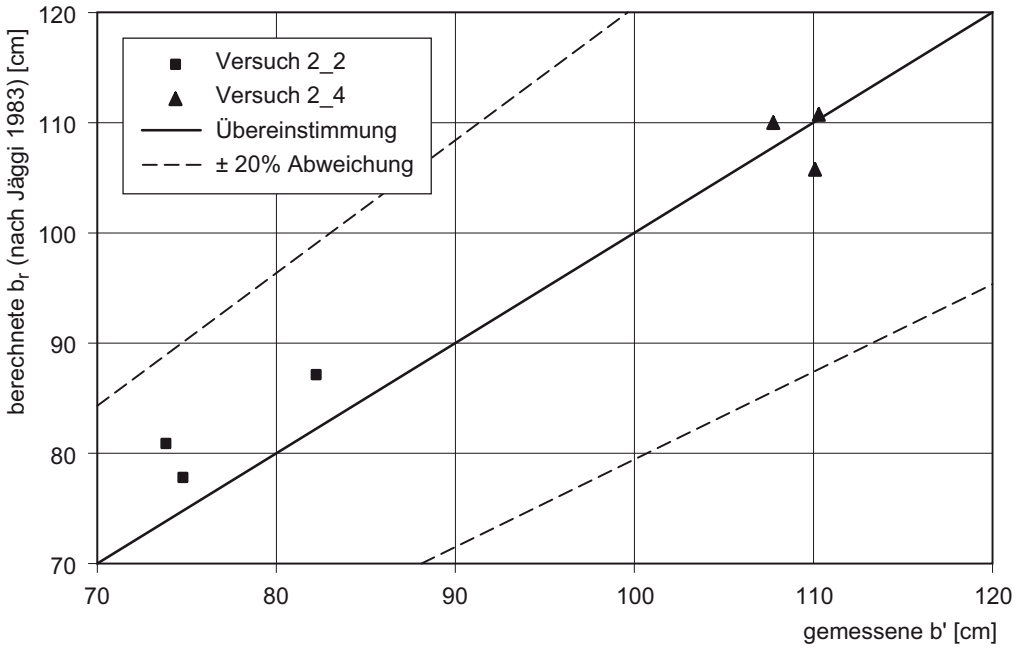


Abb. 8: Vergleich der gemessenen und berechneten reduzierten Breiten. Es wurden mehrere Messungen pro Versuch durchgeführt.

4.3 Einfluss auf die Entwicklung der Seitenerosion

Aus den vorliegenden Untersuchungen sowie aus der Arbeit von Jäggi (1983) gelangt man zur Erkenntnis, dass die Bildung einer Deckschicht in Ufernähe die morphologische Aktivität reduzieren kann. Damit wird auch die weitere Entwicklung der Seitenerosion beeinflusst. Ohne die Bildung von Geschiebebänken, die zu einer Umlenkung der Strömung führt, schreitet die Seitenerosion nicht weiter fort. Findet eine Abpflästerung der Sohle im Uferbereich statt, wird der Sedimenttransport auf einer reduzierten Breite konzentriert. Diese reduzierte Breite und nicht die gesamte Breite ist dann für die Bildung neuer morphologischer Strukturen massgebend.

In Abb. 9 ist das Kriterium nach Jäggi (1983) zur Beurteilung des Auftretens von alternierenden Bänken dargestellt. Zusätzlich sind die Daten aus den Versuchen 2_2 und 2_4 eingetragen. Dabei wurde zwischen der totalen Breite *b* und den reduzierten Breite b_r unterschieden. Bei Betrachtung der totalen Breite liegen die eingetragenen Punkte im bankbildenden Bereich. Gemäss Jäggi hätten sich bei diesen Versuchen Bänke bilden müssen, was aber nicht der Fall war. Wird aber die reduzierte Breite berücksichtigt, befinden sich die Punkte im Grenzbereich zum Gerinne ohne Bänke. Das gleiche Resultat lieferte die Beurteilung mit dem Kriterium von Da Silva (1991). Untere Verwendung der reduzierten Breite lassen sich beiden Abgrenzungskriterien sehr gut auf die Versuchsresultaten übertragen.

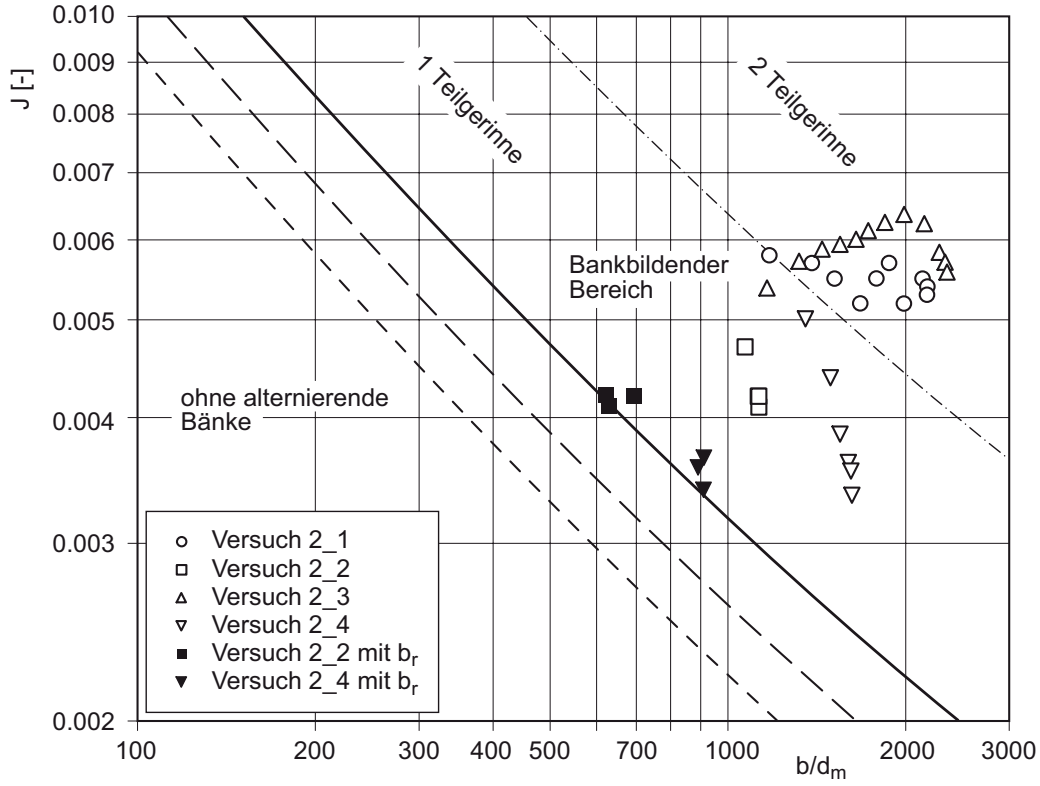


Abb. 9: Kriterium zur Abgrenzung der Gerinnemorphologie nach Jäggi (1983). Wird bei der Berechnung von b/d_m die reduzierte Breite b_r berücksichtigt, befinden sich die gemessenen Werte der Versuche 2_2 und 2_4 im Übergang zum Bereich ohne alternierende Bänke.

5 Schlussfolgerungen

Die durchgeführten Versuche haben gezeigt, dass die Entwicklung der Seitenerosion stark davon abhängt, welche Morphologien sich im aufweitenden Gerinne bilden. Durch die Bildung von Geschiebebänken bei den Versuchen 2_1 und 2_3 wird der Prozess der Seitenerosion durch Strömungsumlenkung an die Ufern gefördert.

Bei den Versuchen, bei denen sich das Verhältnis des Abflusses zum Grenzabfluss Q_D vom Anfang an dem Wert 1 nähert, bildet sich eine ausgeprägte Deckschicht in Ufernähe. Durch die Bildung dieser Deckschicht wird der Sedimenttransport auf eine reduzierte Breite konzentriert, die für die Bildung morphologischer Strukturen massgebend ist. Ist die reduzierte Breite so klein, dass sich keine morphologischen Strukturen bilden, dann wird die weitere Entwicklung der Seitenerosion gehemmt oder sogar aufgehalten. Ohne die Bildung von Bänken wird die Strömung nicht an die Ufer umgelenkt und die Seitenerosion schreitet nicht weiter fort.

Mit Hilfe eines der üblichen Kriterien zur Abgrenzung der Gerinnemorphologie kann beurteilt werden, ob unter Berücksichtigung der reduzierten Breite neue Morphologien auftreten werden oder nicht.

Referenzen

Da Silva, A.M.A.F. (1991): Alternate bars and related alluvial processes. MSc thesis, Queen's University, Kingston, Ontario, Canada.

Günter, A. (1971): Die kritische mittlere Sohlenschubspannung bei Geschiebemischungen unter Berücksichtigung der Deckschichtbildung und der turbulenzbedingten Sohlenschubspannungschwankungen. Mitteilung 3, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH, Zürich.

Jäggi, M. (1983): Alternierende Kiesbänke. Mitteilung 62, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH, Zürich.

Little, W.C., Mayer, P.G. (1972): The role of sediment gradation on channel armouring. Report ERC-0672, Enviromental Resources Center, Georgia Inst. Of Technology.

Mache, N. (2007): Seitenerosion bei eigendynamischen Aufweitungen. Diplomarbeit an der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, (VAW), ETH Zürich, Zürich (unveröffentlicht).

Requena, P. (2007): Seitenerosion in Kiesführenden Flüssen; Flussaufweitungen - Möglichkeiten und Grenzen, Mitteilung 200, Herausgeber H.-E. Minor,

Requena, P., Weichert, R.B., Minor, H.-E. (2006): Self Widening by Lateral Erosion in Gravel Bed Rivers. River Flow Conference 2006, Lisbon, Taylor & Francis Group, 2: 1801-1809

Adresse der Autoren



Dipl.- Bauing. Patricia Requena Méndez
Versuchsanstalt für Wasserbau,
Hydrologie und Glaziologie
ETH Zürich ,
CH-8092 Zürich
E-mail: requena@vaw.baug.ethz.ch



Prof. Dr. H.-E- Minor
Versuchsanstalt für Wasserbau,
Hydrologie und Glaziologie
ETH Zürich ,
CH-8092 Zürich
E-mail: minor@vaw.baug.ethz.ch

Dr. Gian Reto Bezzola
dipl. Bauing. ETH, Sektionschef
Bundesamt für Umwelt BAFU
CH-3003 Bern
E-Mail: gianreto.bezzola@bafu.admin.ch



INTERNATIONALES SYMPOSIUM 2008 ZÜRICH

NEUE ANFORDERUNGEN AN DEN WASSERBAU

VERSUCHSANSTALT FÜR WASSERBAU,
HYDROLOGIE UND GLAZIOLOGIE, ETH ZÜRICH



Numerische Modellierung der Interaktion Fluss-Grundwasser in einer alpinen Auenlandschaft

W. Ruf

1 Einleitung

1.1 Problemstellung

Die Restwassermengenbewirtschaftung der Wasserkraftanlagen steht im Spannungsfeld zwischen Energieproduktion (Wirtschaftlichkeit und erneuerbare Energien) einerseits und dem Schutz der ökologischen Integrität von Flusslandschaften andererseits. Insbesondere alpine Auenlandschaften sind heutzutage in den meisten Alpentälern massiv durch die Wasserentnahme der Kraftwerke beeinträchtigt. Zum Erhalt natürlicher Auenökosysteme gehört eine Vielfalt von Abflussbedingungen, welche zu einem Gleichgewichtszustand zwischen Erosion und Zerstörung von Pflanzen, aber auch deren Wiederansiedlung und Entwicklung führt. Die Vegetationsentwicklung hängt einerseits von der Häufigkeit, Dauer und Intensität der Überflutungen ab, andererseits aber auch von der Erreichbarkeit von Grundwasser oder Wasser aus der ungesättigten Zone.

Die im Allgemeinen grosse Durchlässigkeit der Flusssohlen in natürlichen alpinen Flusslandschaften führt dort zu einer starken Interaktion von Fluss und Grundwasser. Daher können diese Systeme hinsichtlich des relevanten Wasserhaushaltes für die Pflanzen nicht von einem Gerinneströmungs- oder einem Grundwassermodell allein simuliert werden, sondern nur mit einem gekoppelten Modellsystem, um auch Rückkopplungsmechanismen zwischen Fluss und Aquifer berücksichtigen zu können. Ein solches Modellsystem kann als Ausgabe Zeitreihen hydraulischer und hydrologischer Variablen liefern, die für eine ökologische Beurteilung des Auenökosystems von Bedeutung sind. Ein solches System wurde für das verzweigte Flusssystem mit einem mächtigen Grundwasserkörper im Maggiatal (Kanton Tessin, Schweiz) entwickelt, das aber universell einsetzbar ist.

1.2 Untersuchungsgebiet

Das Untersuchungsgebiet der Maggia hat eine Grösse von 592 km^2 und ist durch eine sehr starke Wasserkraftnutzung gekennzeichnet. Im unteren Teil, dem gut 20 km langen und 0.5 bis 1 km breiten Haupttal befindet sich auf einer

Länge von ca. 7 bis 8 km ein verzweigtes Flusssystem mit einer noch weitgehend natürlichen Flussmorphologie. Durch die Inbetriebnahme der Wasserkraftanlagen wurde allerdings massiv in die natürliche Wasserführung eingegriffen, so dass die mittlere Abflussmenge heute nur noch etwa ein Viertel der ursprünglichen Menge beträgt. Heute werden die sehr lang andauernden konstanten Niedrigwasserperioden (1.2 oder 1.8 m^3/s) nur von wenigen Hochwasserspitzen (Maximum 1978 mit ca. 1000 m^3/s) unterbrochen. Sinkende Grundwasserspiegel gingen in der Vergangenheit damit einher. Anfänglich trocknete der Fluss auf einer Länge von mehreren Kilometern aufgrund noch tieferer Dotierwassermengen sogar vollständig aus. Piezometeraufzeichnungen registrieren eine sehr schnelle Interaktion zwischen Fluss und Grundwasser, welche durch gut durchlässige grobe Schotter hervorgerufen wird. Die Austauschraten variieren sowohl zeitlich als auch räumlich sehr stark, auch hinsichtlich des Vorzeichens.

Im Auenschutzgebiet treten aus ökologischer Sicht Probleme auf. Luftbildaufzeichnungen zwischen etwa 1930 und heute zeigen einen starken Rückgang der offenen Kiesflächen, verbunden mit einer entsprechen starken Zunahme der Vegetationsflächen und einer Verschiebung hin zu den Endstadien einer Sukzessionsentwicklung. Die Frage stellt sich nun, ob die verringerte Abflussdynamik für diese Vegetationsveränderung in der Aue verantwortlich ist und ob ggf. die Restwassermengenbewirtschaftung optimiert werden kann.

1.3 Vorgehen

Um diese ökologischen Fragestellungen angehen zu können, wurde die Erstellung eines numerischen Modells nötig, welches dazu in der Lage ist, sowohl Grundwasserstände als auch Überschwemmungshöhen und –dauern bei verschiedenen Grundwasserbedingungen und Abflussverhältnissen zu simulieren. Wegen der grossen Dynamik und räumlich-zeitlichen Variabilität des Austauschprozesses zwischen Fluss und Grundwasser und vorhandener Rückkopplungseffekte muss das Modellsystem dazu in der Lage sein, sowohl die Grundwasserflüsse als auch den Wellenablauf im Fliessgerinne sowie die Interaktion zwischen den beiden Systemen simultan zu simulieren. Die Kopplung der beiden Modelle geschah im Rahmen des Projektes MaVal (www.maggia.etzh.ch) an der ETH Zürich, in welchem es um die Auswirkung der Wasserkraftnutzung auf die Vegetationsentwicklung der in der Auenlandschaft des Maggiatales geht Das hier beschriebene gekoppelte Modellsystem AquiFlu dient als Grundlage für weitergehende Vegetationsuntersuchungen, indem es hydrologische und hydraulische Variablen von ökologischer Bedeutung als Randbedingungen für ein Vegetationsentwicklungsmodell liefert.

2 Modellansatz

2.1 Modellkonzept

Es bestanden folgende Modellanforderungen:

- Explizite Behandlung des Austausches zwischen Fluss und Grundwasser.
- 2D–Gerinneströmungsmodellierung unter Berücksichtigung variabler interner Ränder durch Benetzen und Trockenfallen von Zellen (Gründe: Topographie der Überschwemmungs- und Auenflächen mit ihrem verzweigten Flusssystem ohne klare Begrenzungen durch Seitendämme, räumliche Variabilität der Vegetationstypen).
- Numerisch robuster Programmcode für die Gerinneströmungsmodellierung wegen des relativ starken Sohlengefälles (0.5 bis 2 %) sowie der häufig vorkommenden Fliesswechsel.
- Instationäre Betrachtungsweise wegen unterschiedlich schneller Reaktion der Systeme (Flutwelle und Grundwasser).
- 2D oder 3D Simulation des Grundwassersystems.
- Hydrologische Simulation des Einzugsgebiets wegen Zuflüssen aus den Seitentälern.
- Berücksichtigung der unterschiedlichen Skalen der Teilprozesse in den einzelnen Systemen Einzugsgebiet, Fliessgerinne und Aquifer.

Das Modellsystem besteht aus drei Modellen: dem hydrologischen Einzugsgebietsmodell (Niederschlag-Abfluss-Modell) TOPKAPI (Ciarapica und Todini, 2002), dem Grundwassermodell MODFLOW-2000, entwickelt am U.S. Geological Survey (Harbough et al., 2000) sowie dem an der ETH Zürich (VAW) entwickelten Gerinneströmungsmodell 2dMb (zitiert in: Faeh, 1996). (Abb. 1)

2.2 Modellkomponenten

Hydrologisches Modell TOPKAPI: Es handelt sich hierbei um ein räumlich verteiltes rasterbasiertes konzeptionelles Niederschlag-Abfluss-Modell, welches alle wesentlichen Komponenten des Wasserkreislaufs beschreibt und mit physikalisch basierten Parametern rechnet.

Hydraulisches Strömungsmodell 2dMb: Dieses besteht aus einem expliziten Finiten-Volumen-Schema, welches die tiefengemittelten Flachwassergleichungen horizontal in 2D instationär löst. Interne Ränder können durch die explizite Modellierung des Benetzens und Trockenfallens von Zellen berücksichtigt werden. Quellen- und Senkenterme dienen dem Massenaustausch mit dem Grundwasser.

Grundwassermodell MODFLOW-2000: Dieses Finite-Differenzen-Modell fand wegen seines Open-Source-Codes und seines modularen Aufbaus weltweit sehr grosse Verbreitung. Es löst die Darcy-Gleichung für den gesättigten Grundwasserkörper mittels eines impliziten Schemas. Es können beliebig viele horizontale 2D Gitter übereinandergelegt werden, so dass letztlich eine 3D-Modellierung möglich ist. Wegen der Datenlage, der Ausdehnung des betrachteten Gebietes und der Prozesse wurde im vorliegenden Fall mit nur einem Layer, d h. 2D simuliert. Das Modell kann stationär und instationär betrieben werden.

2.3 Modellkopplung

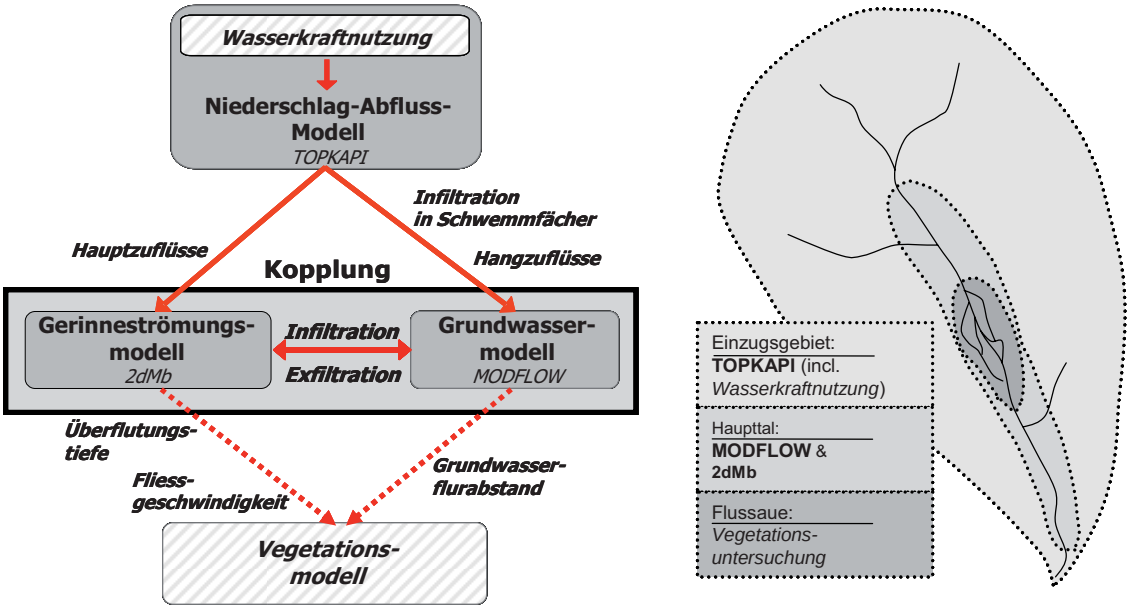


Abb. 1: Schema Modellkopplung: links schematisch, rechts räumlicher Bezug (nach: Ruf, 2007).

AquiFlu[1], bestehend aus dem instationären hydraulischen Strömungsmodell 2dMb und dem instationären Grundwassermodell MODFLOW-2000, ist das Kernstück des gekoppelten Modellsystems. Hierbei findet ein Wasseraustausch zwischen den beiden System in beide Richtungen mittels einer Massenkopplung statt. Diese Vereinfachung gegenüber der vollen Implementierung der Differenzialgleichungen beider Systeme ist gerechtfertigt, weil der durch die vertikale Austauschströmung verursachte Impuls klein gegenüber dem übrigen im System vorhandenen Impuls ist. Die Kopplung erfolgt über Quellen- und Senkenterme. Oberirdische Zuflüsse gehen als externe Randbedingungen in das Modell 2dMb ein, während die unterirdischen Hangabflusskomponenten als Hangzuflüsse an den Rändern des Grundwassermodells, d. h. an den Rändern

[1] AquiFlu steht für das gekoppelte Modell aus dem instationären MODFLOW-2000 und dem 2D-Strömungsmodell 2dMb. Der Name AquiFlu leitet sich aus dem Wort “Aquifer” für das Grundwassersystem und “Flumen” (lt. für Fluss) für das Flusssystem ab.

der Talebene, zufliessen. Wegen der Steilheit der Talflanken bestehen keinerlei Rückkopplungseffekte, so dass diese Wasserflüsse von TOKAPI in MODLFOW bzw. 2dMb nur in eine Richtung gekoppelt sind. Die Beschreibung der Modellkopplung beschränkt sich daher an dieser Stelle auf die Kopplung von MODFLOW und 2dMb, da hier Rückkopplungseffekte und numerische Aspekte zu berücksichtigen sind.

Drei Punkte waren im Wesentlichen bei der Kopplung zwischen 2dMb und MODFLOW zu berücksichtigen: 1. räumliche Verknüpfung der beiden Gitter, 2. zeitliches Zusammenspiel der beiden Modelle und des Informationsaustausches zwischen den beiden Modellen, 3. numerische Stabilität und Konsistenz der Lösungen.

Gittertransformation:

Aufgrund der physikalischen Prozesse in den jeweiligen Systemen und der Verwendung eines expliziten Zeitschemas in 2dMb ist für die zeitliche und räumliche Diskretisierung des Gerinneströmungsmodells eine feinere Auflösung nötig als für das Grundwassermodell. In beiden Modellen werden quadratische Gitter verwendet, die wegen der zur Verfügung stehenden Grundlagendaten und des Speicherplatzbedarfs gegeneinander rotiert sind. Die Zuordnung zwischen den beiden Gittern wird für den Informationsaustausch zwischen den beiden Modellen zum Vergleich der Wasserstandshöhen im Gerinne und im Grundwasser sowie zur Verteilung der Massenflüsse vom einen zum anderen System benötigt. Diese geschieht mittels zweier vorgängig berechneten Zuordnungsmatrizen. Hierbei war vor allem darauf zu achten, dass die Zahl der benetzten Zellen des Gerinneströmungsmodells variabel ist, des weiteren, dass bei der Berechnung des Massenflusses nicht Wasser aus leeren, d. h. trockenen 2dMb-Zellen für den Infiltrationsprozess entnommen wird. Wichtigstes Kriterium für die Zuteilung der am Massenfluss beteiligten Zellen war die Erhaltung der Massenbilanz.

Zeitschema:

Das Modell 2dMb läuft – bedingt durch sein explizites Schema und seine kleinen Gitterweiten (im vorliegenden Fall von 6.25 m) – in sehr kleinen Zeitschritten (im Maggiatal ca. 1 s). Jeweils nach einem vorgängig festgelegten Zeitintervall T_{exch} (hier: 10 min), wird das Modell MODFLOW aufgerufen. T_{exch} wird durch die kleinste Zeitskala der am Austausch beteiligten Prozesse oder Systemzustandsänderungen bestimmt. Diese ergibt sich durch die Dynamik allfälliger Hochwasserwellen im Gerinne. Zu diesen als ganzzahliges Vielfaches von T_{exch} erhaltenen Zeitpunkten wird der Wasserstand im Fluss mit dem Grundwasserstand in der zugehörigen MODFLOW-Zelle verglichen. Dann wird

MODFLOW für den Zeitraum eines weiteren T_{exch} im instationären Zustand laufen gelassen und anschliessend mittels Gl. [1] die Austauschrate bestimmt.

$$Q_{exch} = \begin{cases} C_{riv}\left(H_{riv} - h_{gw}\right) \forall\ h_{gw} > r_{bot}\ (\text{verbunden}) \\ C_{riv}\left(H_{riv} - r_{bot}\right) \forall\ h_{gw} \le r_{bot}\ (\text{unverbunden}) \end{cases} \quad [1]$$

Hierbei bezeichnen Q_{exch} die Austauschrate (positiv bedeutet Infiltration ins Grundwasser), C_{riv} die Durchlässigkeit der Flusssohle, H_{riv} den Wasserstand im Fluss, h_{gw} die Piezometerhöhe im Grundwasser und r_{bot} die geodätische Höhe der Flusssohle. Diese Gleichung ist bezüglich der Anbindung von Oberflächengewässern ans Grundwasser in der Literatur sehr weit verbreitet. Der Austausch ist direkt proportional zur Differenz der piezometrischen Höhen, sofern die beiden Systeme verbunden sind, und zum Wasserstand im Gerinne, sofern der Grundwasserspiegel nur durch einen ungesättigten Infiltrationsfluss vom Fluss zum Grundwasser in Kontakt steht. Im nächsten Schritt wird 2dMb wieder über die Zeitdauer von T_{exch} laufen gelassen, dieses Mal aber nun mit den veränderten internen Randbedingungen der Austauschraten, die als Quellen- und Senkenterme fungieren. 2dMb muss hierbei mit den durch das explizite Zeitschema bedingten sehr kleinen Zeitschritten rechnen, bis MODFLOW zum wiederholten Male aufgerufen wird (Darstellung der gesamten Prozedur in Abb. 2).

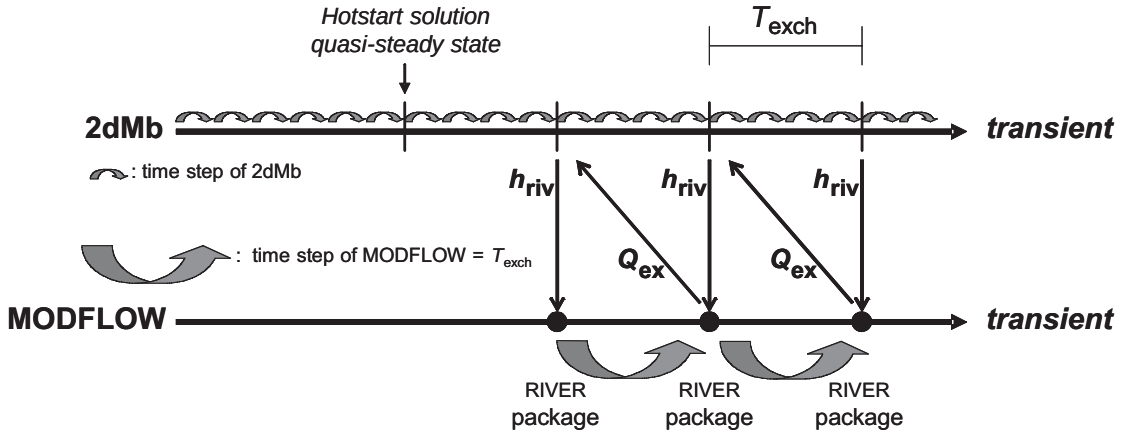


Abb. 2: Zeitliches Schema der Kopplung von 2dMb und MODFLOW (aus: Ruf, 2007).

3 Modellimplementierung

3.1 Allgemeines

Das Modellsystem wurde zunächst für die einzelnen Teilsysteme Einzugsgebiet, Grundwasser und Gerinneströmung separat implementiert. Soweit es die Art der Parameter gestatteten, wurden diese Systeme zunächst separat kalibriert und validiert. TOPKAPI und MODFLOW wurden in einem nächsten Schritt auch zusammen kalibriert (Foglia, 2006).

3.2 Resultate

Neben den aus den Gerinneströmungsmodellen üblichen Simulationsergebnissen der räumlichen Verteilung von Abflusstiefe, Fliessgeschwindigkeiten, Sohlenschubspannungen und Froude-Zahlen, konnten die In- und Exfiltrationsraten ebenfalls räumlich verteilt und instationär berechnet werden. Es konnte gezeigt werden, dass das prinzipielle Verhalten des Modellsystems mit den physikalischen Erwartungen übereinstimmt. Die Modellrechnungen bestätigten im vorliegenden Fall die Beobachtungen der grossen Dynamik des Systems Fluss-Grundwasser. Als eine Art der Validierung wurde die Wasserbilanz für stationäre Niedrigwasserverhältnisse berechnet, welche lediglich eine Differenz von 7 % aufweist, obwohl nicht alle Zuflussgrössen exakt bekannt sind. Die Sensitivität ist für die Modellparameter der hydraulischen Leitfähigkeit und des Leakage-Faktors bei weitem am grössten. Im instationären Fall spielt ausserdem das nutzbare Porenvolumen noch eine Rolle, wobei sich dieses v. a. auf die Geschwindigkeit auswirkt, mit welchem sich das Grundwasser an veränderte Flusswasserstände anpasst.

Als Beispiel für die Simulationsergebnisse sind die Überschwemmungshöhen und Grundwasserstände in einem Querschnitt im verzweigten Flusssystem dargestellt, zusammen mit den Grenzflurabständen. Letztere bezeichnen die Tiefe, bis zu welcher Grundwasser für die vorhandenen Pflanzen wasserverfügbar ist, und zwar bei vorgegebener Wurzellänge und bei der unter der vorhandenen Bodenart maximalen kapillaren Aufstiegshöhe. Sie wurden mithilfe von Literaturangaben für die Wurzeltiefen und kapillaren Aufstiegshöhen [Arbeitsgruppe Bodenkunde (1982), Renger und Strebel (1982; zitiert in: Hölting, 1989) und Polomski und Kuhn (1998)] sowie aufgrund der aus Luftbildern und Feldaufnahmen bestimmten heute vorherrschenden Vegetation abgeschätzt. Der Modellrechnung wurde eine synthetische Abflussganglinie (mit einem linearen Anstieg zwischen den Zeiten t=2 h und t=4 h von 1.2 m^3/s auf 300 m^3/s) zugrunde gelegt, entsprechend der möglichen sehr schnellen Anstiegszeiten im Untersuchungsgebiet. Als Beispiele sind in Abb. 3 die Zustände nach 10 h und 30 h dargestellt. Man erkennt, wie bei ansteigendem Abfluss verschiedene Flussarme aktiv sind und auch über die Ufer treten, dass aber mit einer zeitlichen Verzögerung die Grundwasserstände ebenfalls ansteigen, und zwar räumlich gesehen zunächst in der Nähe dieser Flussarme. Nach 50 Stunden (nicht dargestellt) liegt der neue Grundwasserspiegel praktisch parallelverschoben zum anfänglichen unter stationären Niedrigwasserverhältnissen vorkommenden Spiegel.

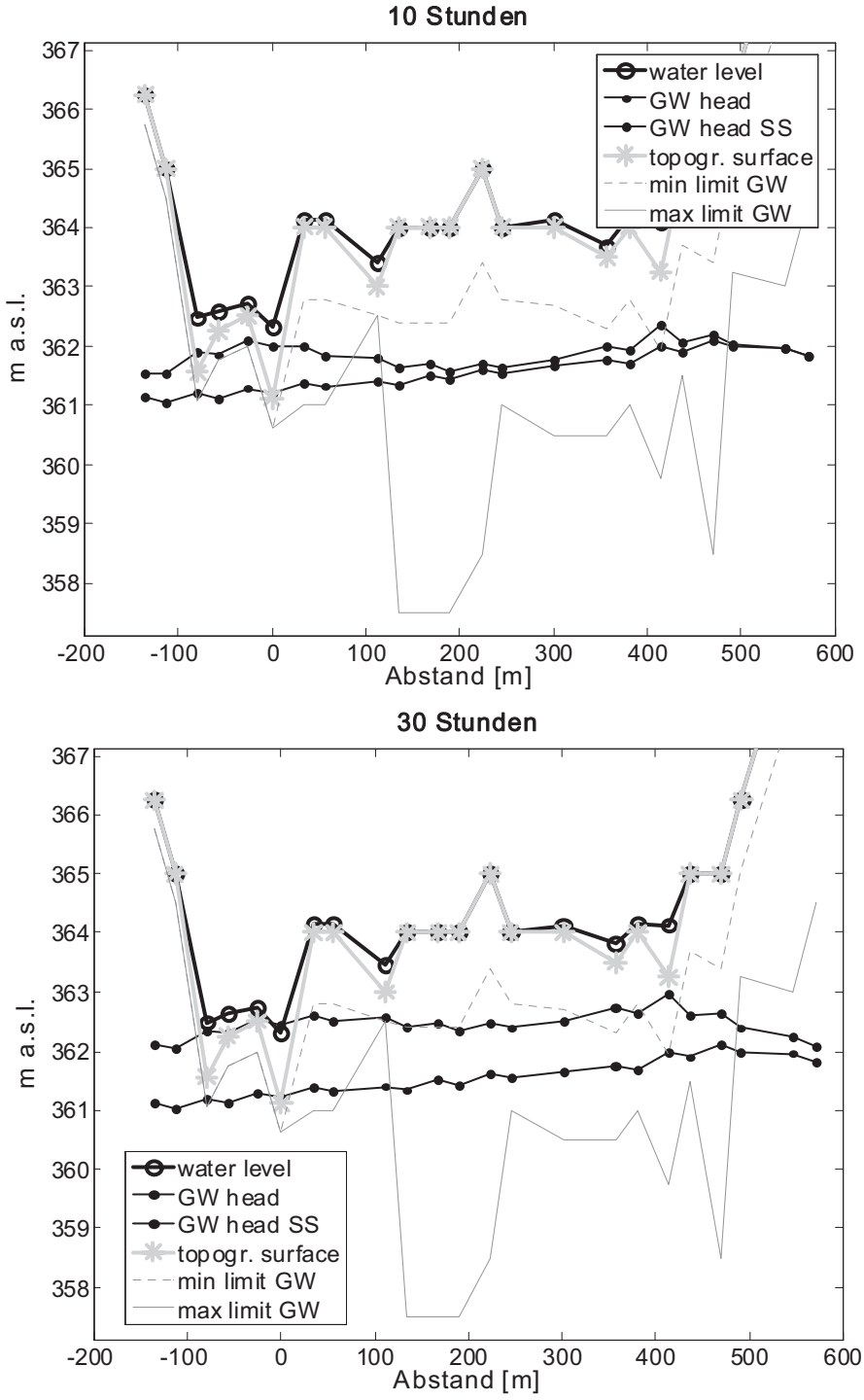


Abb. 3: Ergebnisse aus der Simulation mit einer synthetischen Abflussgangline (ausgehend von stationären Bedingungen im Gesamtsystem für einen Abfluss von 1.2 m^3/s und einem schnellen Anstieg auf 300 m^3/s) als Querschnitt im Gebiet des verzweigten Flusssystems. „GW head SS“ bezeichnet den Grundwasserstand im Ausgangszustand, „GW head“ den aktuellen, „min“ bzw. „max. limit GW“ bezeichnen den minimalen bzw. maximalen geschätzten Grenzflurabstand (pflanzenverfügbare Wassertiefe) (aus: Ruf, 2007).

4 Zusammenfassung

4.1 Inhalt der Arbeit

Das Kernstück der vorliegenden Arbeit ist die volle Massenkopplung zwischen dem instationären Grundwassermodell MODFLOW-2000 und dem instationären hydraulischen 2D–Modell 2dMb für offene Gerinneströmungen. Durch die volle Kopplung ist die Berücksichtigung von Rückkopplungsmechanismen möglich. Zusätzlich findet noch eine externe Ein-Weg-Modell-Kopplung mit dem Niederschlag-Abfluss-Modell MODFLOW-2000 statt. Diese Arbeit wurde im Maggiatal (Tessin) im Gebiet eines verzweigten Flusssystems durchgeführt, um die Grundlageninformationen dafür zu liefern, die Beeinflussung der Vegetationsentwicklung durch das kraftwerksbedingt stark veränderte Abflussregime untersuchen zu können.

4.2 Fazit

Mit AquiFlu wurde ein Werkzeug für die Modellkopplung geschaffen, das den anfangs geforderten Bedingungen weitgehend entspricht. Das Modellsystem erweist sich als numerisch robust und stabil und ist im untersuchten Fall weitgehend unabhängig von der Wahl der Randbedingungen. Die simulierte Systemreaktion entspricht den Erwartungen, d.h. die physikalischen Prozesse werden qualitativ richtig abgebildet. Einschränkungen für Langzeitsimulationen bestehen derzeit vor allem noch hinsichtlich der langen Rechenzeiten, wobei sich das Problem mit einer empfohlenen Parallelisierung des Programmcodes wesentlich entschärfen liesse.

AquiFlu kann überall dort eingesetzt werden kann, wo die Wechselwirkung zwischen Fluss und Grundwasser eine wesentliche Rolle spielt und mit Rückkopplungsmechanismen zwischen den beiden Systemen zu rechnen ist und wo für die Oberflächenströmungsmodellierung ein zweidimensionales Modell vonnöten ist. Dies ist insbesondere bei Flussrevitalisierungsprojekten der Fall, bei denen durch die flussbaulichen und natürlichen Veränderungen der Flusssohle der Austausch mit dem Fluss zunimmt, wodurch verschiedene Probleme wie z. B. des Gewässerschutzes oder der Ökologie auftreten können. Auch im Hinblick auf Restwassermengenbestimmungen wird es in Zukunft nicht mehr nur darauf ankommen, einen konstanten Restabfluss zu gewährleisten, sondern die ökologischen Erfordernisse genauer zu berücksichtigen. Hierzu gehören wesentlich auch die Dynamik des Abflusses und die damit verbundenen Interaktionen mit dem Aquifer, der Vegetation sowie auch der gesamten Biozönose. Mit dem Fortschritt in der ökologischen Forschung wird ein Werkzeug in der Art, wie es hier vorgestellt wurde, wertvolle Dienste leisten.

Referenzen

Arbeitsgruppe Bodenkunde der geologischen Landesämter und der Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe in der Bundesrepublik Deutschland (1982): Bodenkundliche Kartieranleitung, Hannover, 331 Seiten.

Ciarapica, L.; E. Todini (2002): TOPKAPI: a model for the representation of the rainfall-runoff process at different scales, Hydrological Processes, 16(29), 207-229.

Faeh, R. (1996): Erosion-based dambreak simulation, Proc. Second Int. Conference on Hydroinformatics ´96, vol. 2, 681-688.

Foglia, L. (2006): Alternative groundwater models to investigate river-aquifer interactions in an environmentally active floodplain, ETH Zürich, Dissertation Nr. 16799.

Harbough, A.W.; E.R. Benta; M.C. Hill; M.G. McDonald (2000): MODFLOW-2000, The U.S. Geological Survey Modular Ground-Water Model – User guide to modularization concepts and the ground-water flow process, U.S. Geological Survey Open-File Report 00-92, 119 Seiten.

Hölting, B. (1989): Hydrogeologie: Einführung in die Allgemeine und Angewandte Hydrogeologie, Enke, Stuttgart, 396 Seiten.

Polomski, J; N. Kuhn (1998): Wurzelsysteme, Paul Haupt, Bern, 290 Seiten.

Renger, M; O. Strebel (1982): Einfluss der Grundwasserabsenkung auf landwirtschaftliche Erträge; 4. DVWK-Fortbildungskurs Grundwasser, 1.-14.10.82, Bonn.

Ruf, W. (2007): Numerical Modelling of distributed river-aquifer coupling in an alpine floodplain, ETH Zürich, Dissertation Nr. 17534,
http://e-collection.ethbib.ethz.ch/show?type=diss&nr=17534.

Danksagung

Mein aufrichtiger Dank gilt allen Beteiligten der MaVal-Group am Institut für Umweltingenieurwissenschaften der ETH Zürich, insbesondere Prof. Paolo Burlando, Peter Molnár, Paolo Perona und Laura Foglia, sowie Roland Fäh von der VAW Zürich für die Bereitstellung des Modells 2dMb.

Adresse des Autors

Wolfgang Ruf
Bundesamt für Umwelt BAFU
Abteilung Gefahrenprävention
CH-3003 Bern
E-Mail: wolfgang.ruf@bafu.admin.ch



Eschers Erbe: Die Sanierung des Linthwerks und zugehörige Modellversuche an der VAW

P. Seitz, D. Nussle, H.-E. Minor

1 Einleitung

1.1 Die Linth und das Linthwerk

Seinen grössten Eingriff erfuhr das Flusssystem der Linth im Zuge der Linthkorrektion unter der Federführung Hans Conrad Eschers in den Jahren 1807 bis 1820. Bis zu diesem Zeitpunkt strömte die Linth, in den Glarner Alpen am Tödi (3614 m ü.M.) entspringend, vom Ausgang des Glarner Landes nahezu willkürlich in die Linthebene und ergoss sich in mehreren, oftmals sich ändernden, verzweigten Flussarmen in den Zürichsee, teilweise auch in den Walensee. Die Eingriffe in den Flusslauf hatten bis zu diesem Zeitpunkt eher marginalen Charakter. Das Linthwerk sah nun vor, die ungezügelte Linth ab Mollis durch den Escherkanal an der orographisch rechten Talseite in den Walensee umzuleiten. Vom Walensee erfolgte der Durchstich des schiffbaren Linthkanals zum Zürichsee, wobei die Linth im ersten Teil in einem Geländeeinschnitt und später oberhalb des umgebenden Terrains verläuft (Abb. 1).

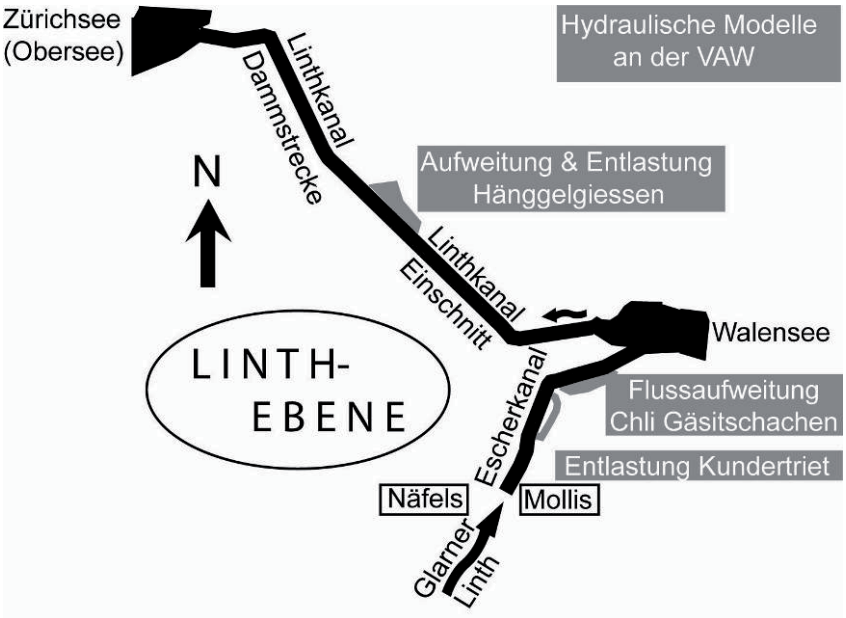


Abb. 1: Übersicht über das Linthwerk; grau hinterlegt die an der VAW zu untersuchenden Projekte.

Dieses Konzept hatte nicht nur eine bedeutende Aufwertung der versumpften Linthebene zur Folge, sondern sollte auch den Hochwasserschutz der Ortschaften am Walensee verbessern. Zudem versprach sich vor allem Zürich durch die Schiffbarkeit des Linthkanals wirtschaftliche Vorteile, insbesondere einen guten Anschluss an die wichtigen Handelswege des Rheintales.

1.2 Daten zur Linth und dem Linthwerk

Die Linth teilt sich in zwei Abschnitte auf. Die Glarner Linth fliesst auf ihren letzten 6 Kilometern durch den Escherkanal und mündet in den Walensee. Vom Walensee strömt die Linth weiter durch den 17 km langen Linthkanal in den Zürichsee. Das gesamte Einzugsgebiet der Linth beträgt 1283 km^2, wovon 600 km^2 den Escherkanal betreffen. Bei flussbaulichen Betrachtungen muss zwischen der Glarner Linth, respektive dem Escherkanal, und dem Linthkanal unterschieden werden. Die grössten Abflüsse im Escherkanal wurden in den Jahren 1954 und 2005 mit etwa 400 m^3/s aufgezeichnet, während sie im Linthkanal aufgrund der Retentionswirkung des Walensees bis zu 337.5 m^3/s betrugen (Jahr 1910). Der Walensee bedingt auch die unterschiedlichen Formen der Hochwasserganglinien beider Kanäle (Abb. 2). Ausserdem wirkt der Walensee als Geschiebespeicher, was zur Folge hat, dass der Linthkanal frei von laufendem Geschiebe ist.

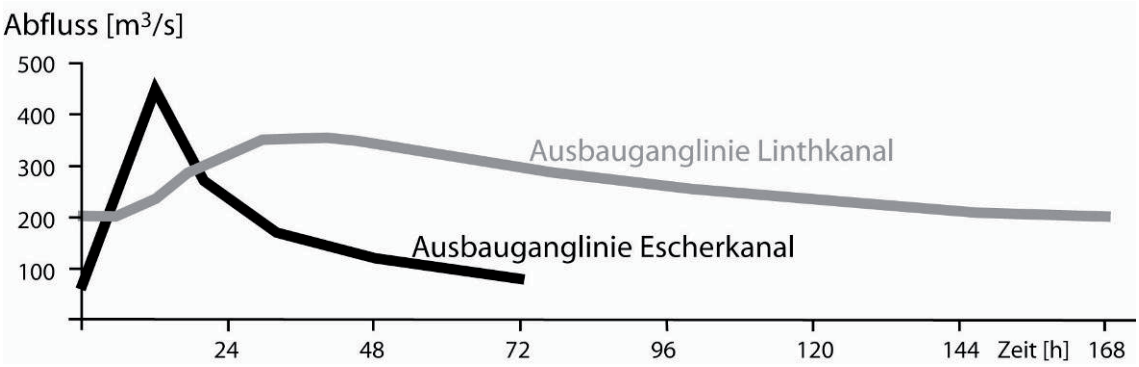


Abb. 2: Vergleich der Hochwasserganglinien am Escherkanal und Linthkanal.

1.3 Ziele des Projekts „Hochwasserschutz Linth 2000“

Aufgrund des Alters der Dämme am Linth- und Escherkanal und wegen Nutzungsänderungen der Linthebene, die zu einer Erhöhung des Schadenspotentials führen, ist eine umfassende Sanierung des Lintwerks mittlerweile unumgänglich. Zur Erfüllung dieser Aufgabe legte die Linthkommission, die als Führungsorgan des Linthwerks fungiert, im Herbst 2005 das Projekt „Hochwasserschutz Linth 2000“ (Linth 2000) öffentlich auf. Hauptziel ist die Sicherstellung des Hochwasserschutzes der Linthebene. Hierzu sind umfassende Dammsanierungen, Massnahmen zur Verminderung des Verklausungsrisikos an Brü-

cken, Ausbauten von Hintergräben und andere Massnahmen nötig. Daneben gilt es, eine Verbesserung von Lebensräumen für Flora und Fauna und günstige Entwicklungsmöglichkeiten für die Linthebene zu schaffen.

2 Hydraulische Modellversuche zum Escherkanal

2.1 Abschnitte am Escherkanal

In Bezug auf die geplanten Massnahmen bzw. die vorhandenen, topographischen Randbedingungen, werden am Escherkanal vier verschiedene Abschnitte unterschieden. Diese werden im Folgenden kurz beschrieben und sind in Abb. 3 dargestellt:

- Kundertriet: die Sanierung des linken Dammes erfolgt in diesem Bereich wasserseitig, da die Luftseite aus bauhistorischen und naturschützerischen Gründen weitgehend unberührt bleiben soll.
- Chupferenrank: aufgrund der topographischen Vorgaben muss an dieser gekrümmten Engstelle der linke Damm durch Materialersatz saniert wer den.
- Chli Gäsitschachen: die nötige Stabilisierung des wichtigen, linksseitigen Dammes erfolgt wie am Kundertriet wasserseitig.
- Mündungsbereich Gäsi: zwischen Chli Gäsitschachen und dem Walensee sind die Möglichkeiten einer Neugestaltung des Flusses sehr beschränkt, da hier wichtige Verkehrswege den Kanal kreuzen (Autobahn A3, Eisenbahn).

Die Gebiete des Kundertriets und des Chli Gäsitschachens werden in hydraulischen Modellversuchen durch die VAW näher untersucht werden.

2.2 Unregulierte Hochwasserentlastungsanlage Kundertriet

Durch die wasserseitige Sanierung des linken Dammes (siehe Kapitel 2.1) wird der Fliessquerschnitt des Kanals im Bereich des Kundertriets eingeschränkt. Um die nötige Abflusskapazität zu gewährleisten, ist am Beginn des Kundertriets eine rechtsseitige, unregulierte Hochwasserentlastung in Form einer Dammabsenkung geplant. Die überschüssigen Abflussmengen werden über diese in den rechtsseitig gelegenen Rütelibach, der in diesem Zusammenhang renaturiert wird, abgeleitet. Ein Teil dieser Wassermenge wird am Chupferenrank, an dem der Fliessquerschnitt des Escherkanals erhalten bleibt, wieder zurückgeführt. Der restliche Teil verbleibt im Rütelibach und fliesst direkt in das Gebiet des Chli Gäsitschachens weiter.

In einem physikalischen Modellversuch (Massstab 1:40) wird die VAW die unregulierte Hochwasserentlastung Kundertriet auf ihre Abflusskapazität überprüfen und gegebenenfalls optimieren, sowie eventuell auftretende Geschiebeablagerungen im Escherkanal aufgrund der geringeren Transportkapazität stromabwärts der Entlastung untersuchen.

2.3 Flussaufweitung Chli Gäsitschachen

Auch im Bereich des Chli Gäsitschachen ist die Problematik einer Verringerung des Fliessquerschnitts durch wasserseitige Dammsanierung (vgl. Kapitel 2.2) vorhanden. Die Anordnung einer rechtsseitigen Flussaufweitung führt zu einer Vergrösserung des Fliessquerschnitts und einer Reduktion der Belastung des linken Dammes. Gleichzeitig wird damit ökologischen Belangen Rechnung getragen. Da sich am unteren Ende des Chli Gäsitschachen die Vrenelibrücke, eine Massivbetonbrücke mit einer Kapazität von 450 m^3/s,, deren Überströmung verhindert werden soll, befindet, ist dort ebenfalls eine unregulierte Hochwasserentlastung, ähnlich der am Kundertriet, angeordnet. Diese leitet Wassermengen, die die Kapazität der Brücke überschreiten, in den Brugraben, der Fortsetzung des Rütelibaches (vgl. Kapitel 2.2 und Kapitel 3.2), ab. Diese Abflüsse fliessen nach der Brücke wieder in den Escherkanal zurück, der unterhalb dieses Zwangspunktes wieder einen genügend grossen Fliessquerschnitt besitzt (Mündungsbereich Gäsidelta).

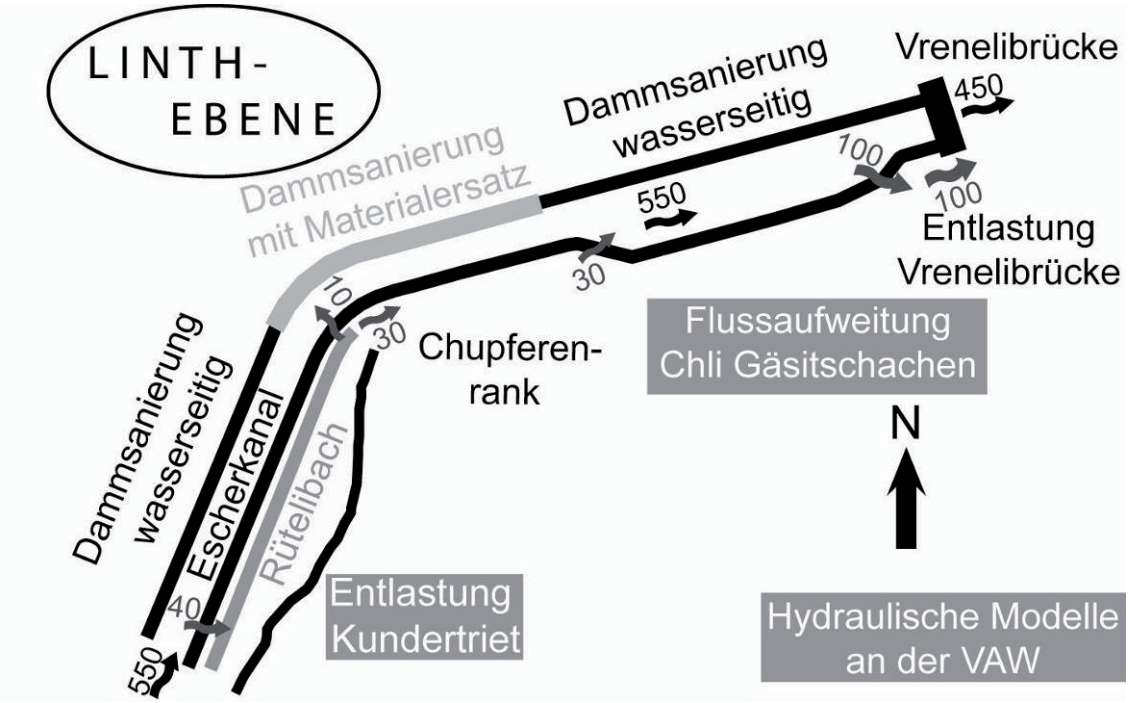


Abb. 3: System der Entlastung Kundertriet und der Flussaufweitung Chli Gäsitschachen mit eingetragenen maximalen Wassermengen (m^3/s) im Überlastfall.

3 Modellversuch Flussaufweitung Chli Gäsitschachen

3.1 Zielsetzungen der Untersuchung

Anhand des physikalischen Modellversuchs Chli Gäsitschachen sollen neben den klassischen Fragestellungen bei Flussaufweitungen auch ganz konkrete wasserbautechnische Aspekte untersucht werden. Zu ersteren zählen die Fragen nach der sich einstellenden Flussmorphologie, das Verhalten der Sohlenlagen (vertikaler Sohlenversatz) und die zu erwartenden Auflandungen und Kolktiefen. Aus wasserbaulicher Sicht sind die Funktionalität der am Ende der Aufweitung vorgesehenen, unregulierten Hochwasserentlastung (vgl. Kapitel 2.3), die Verwendbarkeit von Blockgrössen für den Uferschutz und in erster Linie die Stabilität der Dämme von Interesse. In der Modelluntersuchung wird jedoch nicht auf etwaige Dammdurchsickerungen und damit verbundene Versagensmechanismen eingegangen, da sich hierfür der Modellmassstab von 1:40 und der Modellaufbau mit festen Dammkörpern nicht eignet. Stattdessen werden anhand der beobachteten Kolke die Fundationstiefen für den Uferschutz ausgelegt und Orte eines eventuellen Uferabgriffs abgeschätzt.

3.2 Abflüsse und Geschiebe

Der Ausbauabfluss für den Escherkanal beträgt 450 m^3/s, was einem HQ_{100} entspricht. Im Überlastfall ist jedoch mit bis zu 550 m^3/s zu rechnen. Da die Vrenelibrücke am unteren Ende der Aufweitung eine Kapazität von 450 m^3/s besitzt, wird die unregulierte Entlastungsanlage vor der Brücke auf 100 m^3/s ausgelegt (Abb. 3).

Bei der Analyse der Kornverteilungen der Sedimentproben fällt in erster Linie eine grosse Abweichung des Sohlenmaterials im Kanal zum laufenden Geschiebe auf. Während der mittlere Korndurchmesser des Sohlenmaterials im Bereich von 11 cm liegt, beträgt der des laufenden Geschiebes nur 2.5 cm bei niedrigeren Abflüssen, während er bei grösseren Wassermengen auf 4.5 cm ansteigt. Aufgrund dieser Abweichung wurde das Modell mit zwei verschiedenen Materialmischungen modelliert und betrieben (vgl. Kapitel 3.3).

3.3 Modellbau und Modellbetrieb

Zur Kalibrierung des Modells, insbesondere der Abschätzung der modellierten Uferrauhigkeiten, wurden zuerst Eichversuche am Modell des heutigen Kanals durchgeführt. Die Eichung erfolgte anhand des Vergleichs von in Natur aufgenommenen Hochwasserspuren mit den sich einstellenden Wasserspiegellagen im Modell. Nach Abschluss dieser Versuche erfolgte die Modellierung der Aufweitung (Abb. 4).

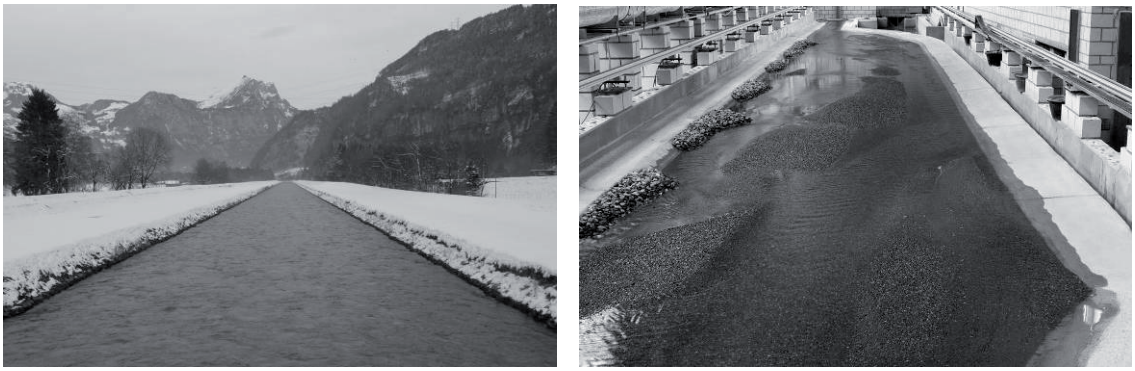


Abb. 4: Kanalgerinne am Chli Gäsitschachen heute und geplante Flussaufweitung im Modell; Blick in Fliessrichtung.

Wie in Kapitel 3.1 erwähnt, wurde das Modell mit festen Dammkörpern konstruiert, während die Sohle beweglich eingebaut ist. Um den grossen Abweichungen des Sohlenmaterials vom laufenden Geschiebe Rechnung zu tragen (vergleiche Kapitel 3.2), wurde im Bereich des heutigen Kanalgerinnes eine grobe Materialmischung (d_m = 13 cm) eingebaut, während die Aufweitung selbst mit einer feineren Mischung (d_m = 4.8 cm) modelliert wurde. Die Beschickung erfolgt ebenfalls mit der feinen Mischung. Auf eine zusätzliche Unterscheidung zwischen den Durchmessern des laufenden Geschiebes bei verschieden hohen Abflüssen konnte verzichtet werden, da in der Untersuchung vorwiegend die grossen Abflüsse von Interesse sind.

Da der Escherkanal aufgrund von oberstrom gelegenen Kraftwerken und anderen Verbauungen zum Geschieberückhalt ein Geschiebedefizit aufweist, ist im Auflageprojekt der maschinelle Einbau des vertikalen Sohlenversatzes geplant. Für die Modelluntersuchungen wurde dieser ebenfalls eingebaut. Die Aufnahme der Sohlenlagen am Modell erfolgt mittels Laservermessung. Das Messraster wurde in Fliessrichtung mit 10 cm und in Querrichtung mit 2 cm festgelegt, was beim vorhandenen Modellmassstab von 1:40 zu Messpunkten im Abstand von 4 m bzw. 0.8 m in Natur führt. Mit diesen aufgenommenen Daten können Sohlenlagendifferenzen in sogenannten Colorplots visualisiert werden, die eine schnelle Einschätzung der Grösse und Lage von Auflandungen und Kolken ermöglichen. Auch Quer- und Längsprofile sind aus diesen Vermessungen ableitbar. Mittels eines Ultraschallsensors können zudem Wasserspiegellagen während des Ablaufs einer Ganglinie gemessen werden. Zur besseren Visualisierung der Geschiebetransportvorgänge ermöglichen sieben installierte Deckenkameras eine kontinuierliche Erfassung der Versuche.

3.4 Versuche am maximal breiten Gerinne

Für eine erste Untersuchung der sich einstellenden Flussmorphologie, sowie der zu erwartenden Auflandungen und Kolktiefen wurde in den ersten Ver-

suchsserien dem Gerinne die maximal mögliche Breite eingeräumt. Dies bedeutet in diesem Zusammenhang, dass dem Fluss die gesamte Breite zwischen dem Leitwerk am linken Ufer und dem rechten Damm zur Verfügung gestellt wird. Im Gegensatz dazu gingen die numerischen Simulationen im Auflageprojekt von einer maximalen, hydraulisch wirksamen Breite von 70 m aus, da beispielsweise durch Einwachsen von Kiesbänken nicht mehr der ganze Flussraum verfügbar ist. Belastet wurde das Modell mit 16 Hochwasserganglinien, deren Spitzen zwischen 140 und 450 m^3/s lagen. Einen Eindruck der entwickelten Morphologie gibt Abb. 5.

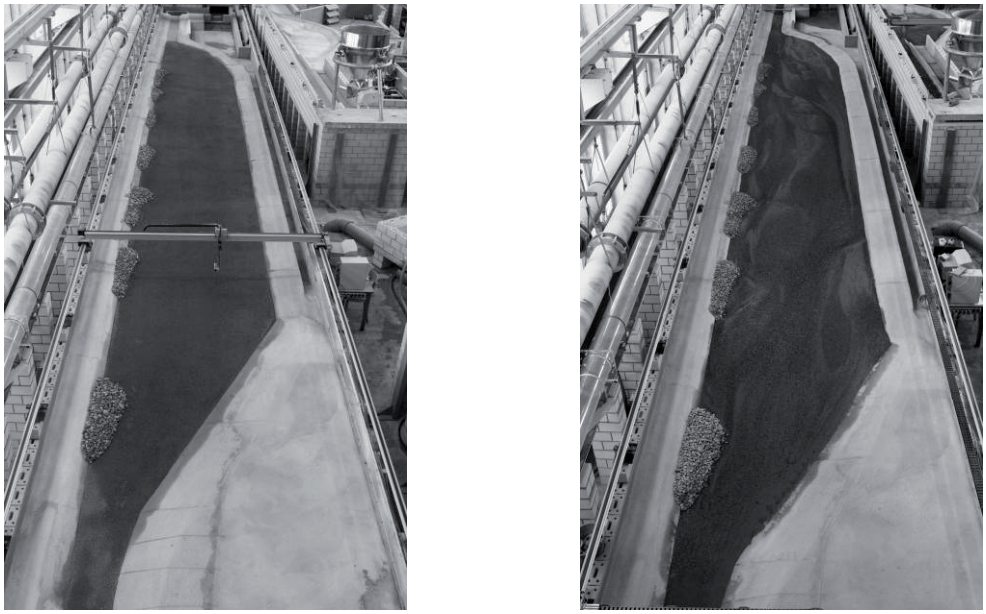


Abb. 5: Modell der Flussaufweitung; Blick in Fliessrichtung; Beginn der Aufweitungsversuche (links) und Morphologie nach 16 Hochwasserganglinien (rechts).

3.5 Versuche mit eingeengter Breite

Zur weiteren Untersuchung der Flussaufweitung wurde die Querschnittsbreite durch Anordnung von überströmbaren Buhnen am rechten Ufer verschmälert, wie in Abb. 6 ersichtlich ist. Dies diente zum einen der Überprüfung der einzubauenden Blockgrössen für die wasserbaulich vorgesehenen Elemente im Auflageprojekt, wie zum Beispiel den linken Uferverbau. Zum anderen konnte die Gefälle-Breite-Beziehung und die Auswirkungen auf die Flussmorphologie weiter untersucht werden.



Abb. 6: Durch rechtsuferige Buhnen eingeengte Aufweitung (linkes Bild) und Einzelansicht einer Buhne (rechtes Bild).

Die Buhnenblöcke hatten ein Gewicht von etwa zwei Tonnen und wurden einlagig ohne Filterschicht gesetzt. Die Gründungstiefe betrug 3 m bei den in Strömungsrichtung ersten beiden Buhnen, während für die anderen acht Buhnen 1 m angesetzt wurde. Trotz zeitlich langer und sehr grosser Belastung (bis maximal 538 m^3/s) und einer Setzung des Buhnenkörpers von über einem Meter, verhielten sich die Buhnen sehr stabil.

3.6 Versuche mit Initialgerinne

Zum Abschluss der Untersuchung der Flussaufweitung Chli Gäsitschachen wird die reale Bauausführung der Dammsanierung geprüft. Um die Sanierung des linken Dammes ohne grossen Einsatz von Spundwänden oder ähnlichem zu ermöglichen, sieht die Planung vor, den Abfluss des Escherkanals durch einen Kofferdamm in die Aufweitung abzuleiten. Diese Baustellenumleitung soll gleichzeitig als Initialgerinne für die Flussaufweitung dienen. In einer Versuchsserie wird dieses Umgehungsgerinne modelliert und seine beiden Funktionen untersucht. Der nächste Schritt sieht dann nach beendeter Sanierung des linken Dammes und Einbau aller wasserbaulichen Elemente eine Überprüfung der gesamten Aufweitung mit Initialgerinne vor.

4 Hydraulischer Modellversuch zum Linthkanal

4.1 Aufweitung und regulierte Entlastung Hänggelgiessen

Wie in Abb. 1 ersichtlich ist, sind beim 17 km langen Linthkanal zwei unterschiedliche Abschnitte zu unterscheiden. Die erste Hälfte des Kanals zwischen dem Walensee und dem Hänggelgiessen liegt in einem Einschnittsbereich, während die zweite Hälfte bis zur Mündung in den Zürichsee eine über dem Terrain gelegene Dammstrecke bildet. Dies gilt es vor allem bei den Überlastfallbetrachtungen zu berücksichtigen. Um bei Eintritt des Überlastfalls einen

Dammbruch in diesem zweiten Abschnitt zu vermeiden, ist am Hänggelgiessen eine regulierte Hochwasserentlastung vorgesehen. Diese regulierte Hochwasserentlastung, die als Klappenwehr ausgeführt wird, begrenzt im Überlastfall die im Dammbereich des Linthkanals verbleibende Wassermenge auf 420 m^3/s, was einem bordvollen Abfluss entspricht. Das abgeleitete Wasser wird in den sogenannten Sumpf Uslauf eingespeist, der auch eventuell auftretende Hochwässer aus der Schänner Ebene aufnehmen muss, wie aus Abb. 7 hervorgeht.

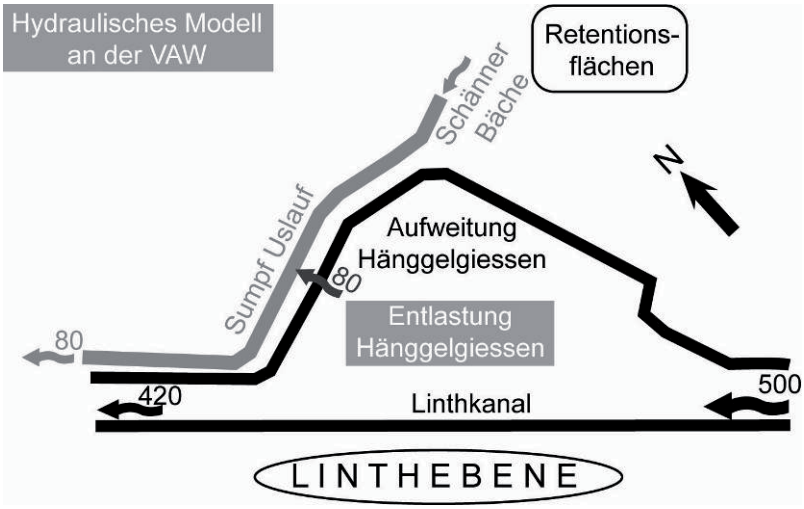


Abb. 7: Konzept der Entlastung Hänggelgiessen mit eingetragenen maximalen Wassermengen (m^3/s) im Überlastfall.

Die Kapazität des Sumpf Uslauf wird im Zuge des Projektes auf 80 m^3/s erhöht. Darüber hinausgehende, anfallende Wassermengen, zum Beispiel aus den Schänner Bächen, werden auf dafür vorgesehene Flächen zurückgestaut. Entstehen wird das Regulierorgan an einer neu geschaffenen Flussaufweitung, was bei den Anströmbedingungen zu berücksichtigen ist. Die VAW wird zur Untersuchung der hydraulischen Funktionalität dieser Entlastung ein Modell im Massstab 1:15 errichten.

5 Zusammenfassung

Im Rahmen des Projektes „Hochwasserschutz Linth 2000“, das der Sicherstellung des Hochwasserschutzes der Linthebene dient, wurde die VAW mit drei Aufträgen für hydraulische Modelluntersuchungen beauftragt. Zwei Modelle betreffen den Escherkanal, das letzte Teilstück der Glarner Linth vor der Mündung in den Walensee. Hier sind eine unregulierte Hochwasserentlastung in Form einer Dammabsenkung am sogenannten Kundertriet und eine rechtsseitige Flussaufweitung namens Chli Gäsitschachen projektiert. In dieser Aufweitung wird ebenfalls eine unregulierte Entlastung integriert. Der dritte physikalische Modellversuch betrifft den Linthkanal, der Verbindung des Walensees mit

dem Zürichsee. Hierbei wird die Funktionstüchtigkeit einer Hochwasserentlastungsanlage, die an einer neu zu schaffenden Flussaufweitung, dem sogenannten Hänggelgiessen, entsteht, untersucht werden. Derzeit ist das grösste der drei Modelle, die rechtsseitige Flussaufweitung Chli Gäsitschachen am Escherkanal in Betrieb.

Referenzen

Hochwasserschutz Linth 2000, Auflageprojekt Escherkanal und Linthkanal (29. September 2005) , IG HWS Linth – Escherkanal Nr. 2-1-0-TB 01, 2-2-0-TB 02, 2-2-0-TB- 03.

Perrig, S. (2007): Der Traum von einer kanalisierten Welt – Hans Conrad Escher von der Linth und das Linth-Kanalwerk, SJW Schweizerisches Jugendschriftenwerk, SJW Nr. 2249.

Adresse der Autoren

dipl.-Ing. Peter Seitz
Versuchsanstalt für Wasserbau,
Hydrologie und Glaziologie
ETH Zürich
CH-8092 Zürich
E-Mail: seitz@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. Hans-Erwin Minor
Versuchsanstalt für Wasserbau,
Hydrologie und Glaziologie
ETH Zürich
CH-8092 Zürich
E-Mail: minor@vaw.baug.ethz.ch





Die Wehrhöhe aufgelöster Rampen

U. Stephan, M. Hengl

1 Einleitung

Aufgelöste Rampen sind Bauwerke, die eine Reihe von Funktionen im Gewässer erfüllen. Es ist dies nicht nur die Funktion der Sohlstabilisierung einschließlich Bauwerksstabilität, sondern auch die Funktionen der ökologischen Durchgängigkeit, vor allem während der Laichzeit in der betreffenden Fischregion und der Freizeitnutzung. Aufgelöste Rampen stellen zudem ein Gestaltungselement in der Landschaft dar. Bei der Planung einer aufgelösten Rampe sind jedoch nicht nur das Bauwerk selbst und seine Standsicherheit zu fokussieren. Es müssen auch die an das Bauwerk angrenzenden Gewässerstrecken betrachtet werden. Eine bei Rampen zwar seit langem bekannte Problemstelle, die aber bisher nicht eingehend untersucht wurde, ist der oberwasserseitige Anschluss der Gewässersohle (Höhenlage der Sohle flussauf der Rampe) und die sich daraus ergebende tatsächliche sohlstützende Wirkung des Bauwerks.

Liegt die Oberwassersohle auf gleicher Höhe wie die Rampenkrone, so ergibt sich vor der Rampe eine Beschleunigungsstrecke mit erhöhter Sohlbelastung zur Rampe hin. Auf dieser Beschleunigungsstrecke wird sich eine Erosion einstellen. Diese lässt sich verhindern, indem man die Rampenkrone höher setzt. Es stellt sich damit die Frage nach dem Ausmaß des erforderlichen Versatzes. Die Beantwortung dieser Frage hat auch eine wirtschaftliche Komponente bei der es einerseits um die nachhaltige Wirkung der Sohlenstabilisierung und andererseits um die Baukosten für die unbedingt erforderliche Rampenhöhe geht. Die Sohle unmittelbar flussauf der Rampe wird, in Abhängigkeit vom hydrologischen Geschehen, um die Wehrhöhe pendeln.

2 Theoretischer Ansatz

Die hier vorgestellte Berechnungsmethode soll die Längsprofilplanung an einem Fließgewässer unterstützen. Eine, wenn auch deutlich aufwendigere Alternative, wäre der Einsatz eines Geschiebetransportmodells. Die Sohlhöhe im Oberwasser einer aufgelösten Rampe und die damit in Verbindung stehende Wehrhöhe (Abb. 1) werden durch drei Gruppen von Randbedingungen bestimmt. Es sind dies die Hydrologie, die morphologischen Gegebenheiten (Geschiebehaushalt) und die Hydraulik (Fließquerschnitt im Oberwasser der Ram-

pe und die durch das Bauwerk bestimmte Energiehöhe an der Rampenkrone). Daraus ergibt sich auch der entsprechende Datenbedarf.

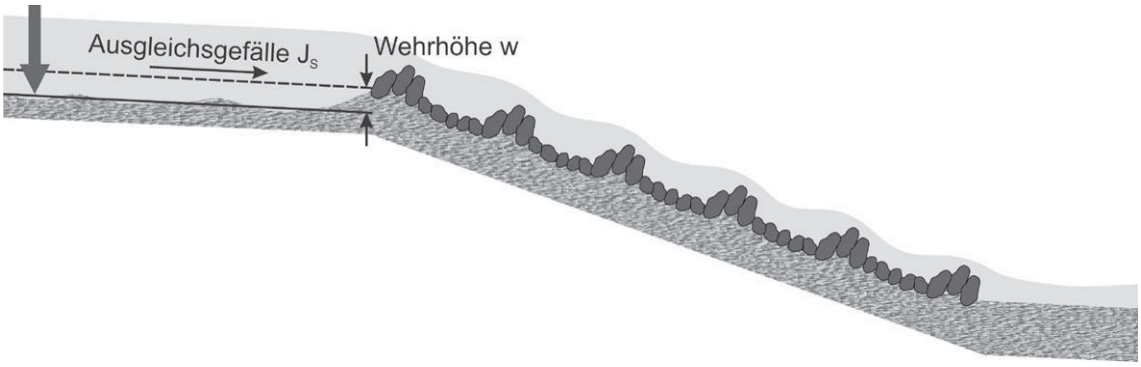


Abb. 1: Definitionsskizze Wehrhöhe.

2.1 Erforderliche Daten und Grundlagen

- Hydrologie (Dauerlinien oder charakteristische Abflusszeitreihen)
- Geschiebe (Jahresfrachten, Korngrößen)
- Geschiebetransportformel (für das betrachtete Gewässer geeignet)
- Querprofil und Fließwiderstände im Oberwasser der Rampe
- Energiehöhe an der Rampenkrone als Funktion des Abflusses

Die Energiehöhe an der Rampenkrone wird über die Berechnung der Wasserspiegellagen auf der aufgelösten Rampe aus Rampenneigung, geometrischer Form der Riegel-Beckenstruktur, Steingröße und allfälligem Einstau vom Unterwasser her ermittelt.

Die Geschiebedaten ergeben sich aus dem Feststoffhaushalt im Einzugsgebiet und der Transportkapazität der Gewässerstrecke flussauf des Bauwerks.

2.2 Wehrhöhenberechnung

Mit diesen Daten lässt sich ein Ansatz zur Berechnung der Wehrhöhe formulieren, der sich an der Bestimmung des Gleichgewichtsgefälles von Fließgewässern orientiert (Hengl und Stephan, 2003). Abb. 2 zeigt den prinzipiellen Ablauf der Berechnung.

Wenn man die Energiehöhe an der Rampenkrone im Oberwasserprofil ansetzt können für verschiedene angenommene Wehrhöhen w_x jeweils Wasserspiegel Wsp und Energielinie J_E als Funktion des Durchflusses berechnet werden. Mittels Geschiebetriebsformel und Korngrößen des Geschiebes ergeben sich daraus die Geschiebefunktionen. Unter Verwendung der Abflussdauerlinie erhält man zu jeder Wehrhöhe eine Geschiebedauerlinie. Durch Integration der Geschiebedauerlinien erhält man die Jahresfracht an Geschiebe M_G als Funktion

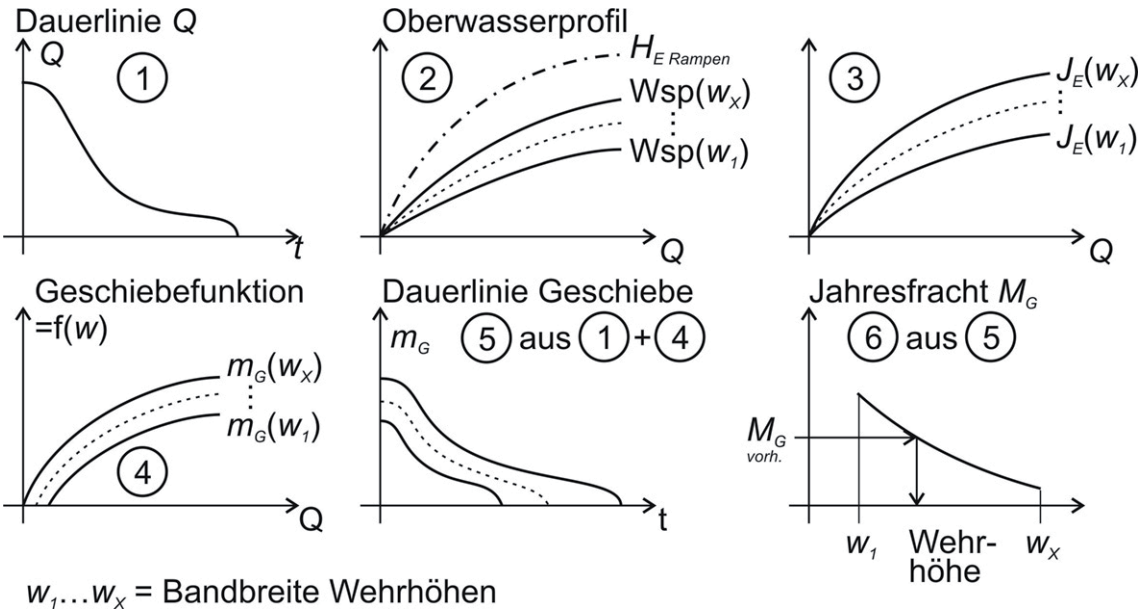


Abb. 2: Berechnungsmethode Wehrhöhe – Prinzipskizze.

von der Wehrhöhe. Aus dieser Funktion lässt sich mit der tatsächlich vorhandenen Geschiebefracht die zu erwartende Wehrhöhe ablesen.

Über die Variation möglicher Geschiebeeinträge und Sieblinien ergibt sich die Bandbreite möglicher Wehrhöhen. Für den Sonderfall eines konstanten Durchflusses kann in Abb. 2 Teil 4 ein Schnitt bei Q = konst. geführt werden und aus dieser Linie mit der vorhandenen Geschiebetransportrate m_G die sich einstellende Wehrhöhe abgelesen werden.

3 Modellversuch

3.1 Modellaufbau

Der im vorigen Abschnitt vorgestellte Berechnungsansatz wird in einem physikalischen Modellversuch auf seine Anwendbarkeit für die Praxis überprüft. Dazu dient das Modell einer aufgelösten Rampe mit der Neigung 1:25. Der Modellversuch im Maßstab 1:20 ist an typische österreichische Fließgewässer im voralpinen Raum angelehnt (Abb. 3).

Der modellierte Gewässerabschnitt hat eine Länge von rund 20 m und eine Sohlbreite von 0,70 m bzw. 400 m und 14 m in der Natur. Das Gefälle im Zu- sowie Abströmbereich der aufgelösten Rampe beträgt 3 ‰. Die Sohllage des Zuströmbereichs schließt höhengleich (ohne Versatz) an die theoretische Sohle der aufgelösten Rampe an.

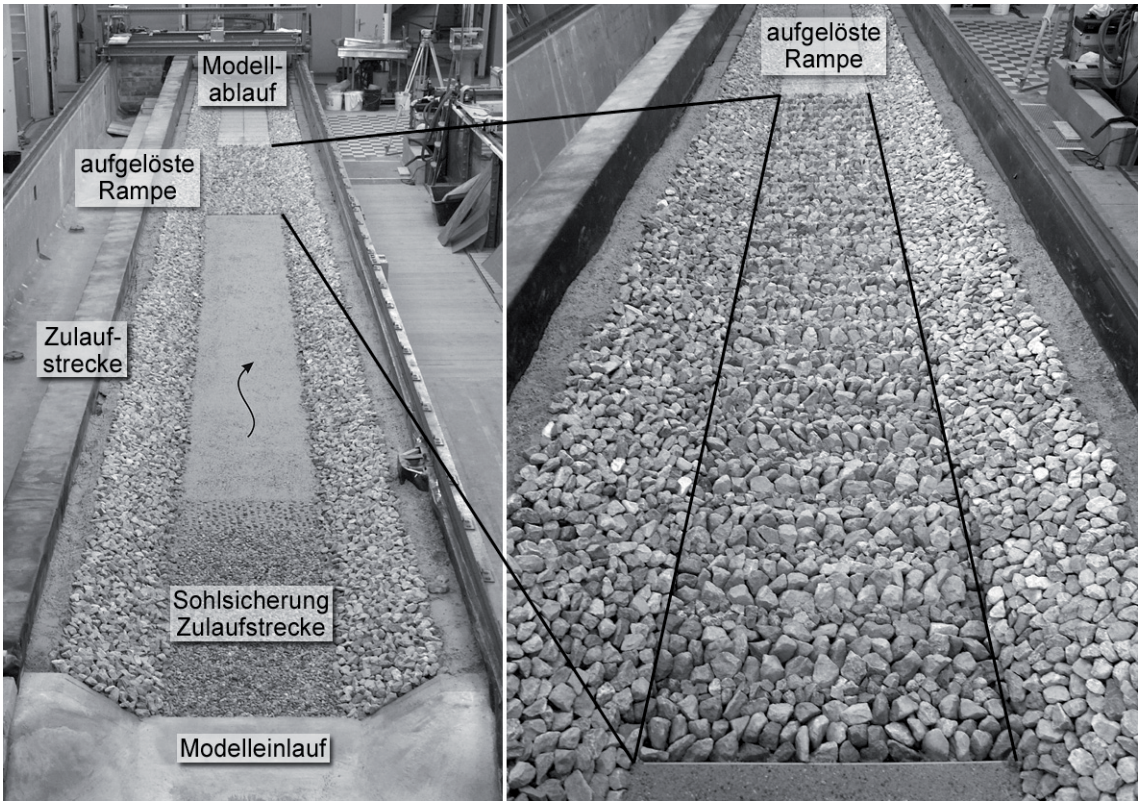


Abb. 3 Übersichtsbild des physikalischen Modells.

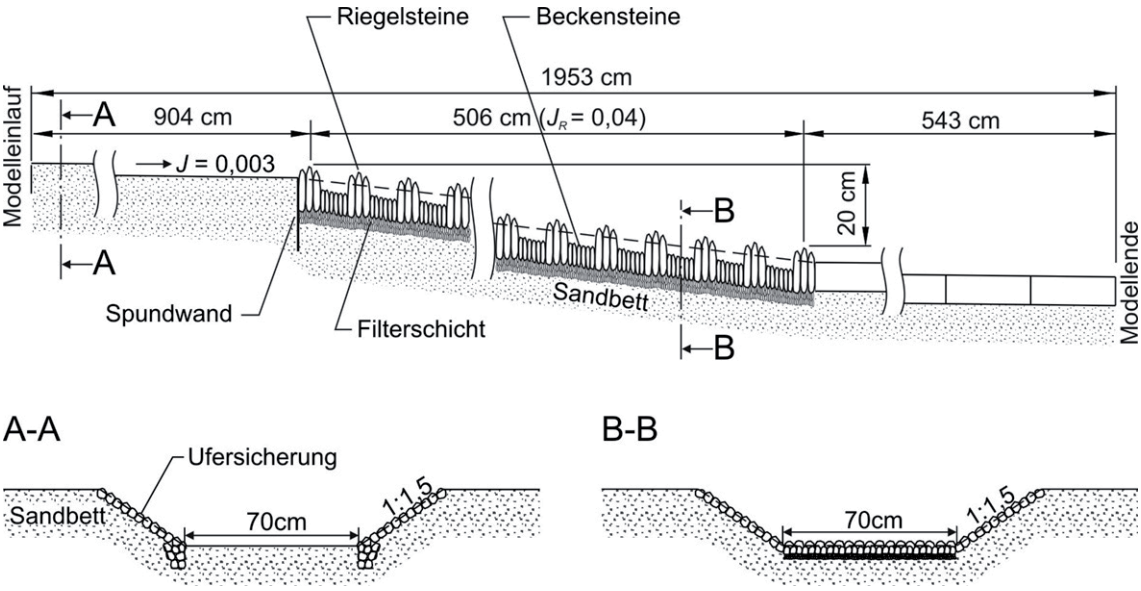


Abb. 4: Längsschnitt und charakteristische Querschnitte des physikalischen Modells (Modellgrößen).

Der Gerinnequerschnitt weist einen trapezförmigen Querschnitt mit einer Böschungsneigung 1:1,5 auf (Abb. 4). Die aufgelöste Rampe der Neigung 1:25 ist durch eine Abfolge von 28 Riegeln und 27 Becken konstruiert, wobei die Stufenhöhe von Riegel zu Riegel 7,5 mm beträgt. Daraus ergibt sich eine Becken-

länge von 0,15 m. Die Gesamthöhendifferenz von Rampenkrone zu Rampenfuß beträgt rund 0,20 m und die Rampenlänge somit 5,06 m. Die Ufersicherung ist mit Steinen der Größe 35 mm ausgeführt und auf der Zulaufstrecke 0,11 m in die Tiefe gezogen. Die Dimension der Riegelsteine $d_{m,R}$ wurde über die Gleichgewichtsbedingung für die an einem Stein angreifenden Kräfte berechnet (LUBW, 2000). Daraus ergab sich ein mittlerer Riegelsteindurchmesser von 49 mm. Die Größe der Beckensteine wurde nach dem Konzept der Sohlschubspannung ermittelt und zu $d_{m,B}$ = 31 mm errechnet. Riegel- und Beckensteine sind auf einer Filterschicht gebettet, um Setzungen des Rampenkörpers durch Ausschwemmen des Untergrundmaterials zu verhindern. Die Steingröße der Filterschicht wurde gemäß dem Filterkriterium nach Platzer (2000) dimensioniert und mit $d_{m,F}$ = 10 mm festgesetzt.

Die rund 9 m lange Zulaufstrecke ist mit beweglicher Sohle ausgeführt, wobei der unmittelbare Modelleinlauf auf einer Länge von 2,10 m mit einem Deckwerk aus Steinen mit einer Größe von 13 mm gesichert ist. Die eigentliche Zulaufstrecke zur aufgelösten Rampe verfügt damit über eine Länge von 6,90 m im Modell bzw. 138 m in der Natur. Als Sohlmaterial dient Sand mit einem mittleren Korndurchmesser von d_m = 1,4 mm (Abb. 5). Die charakteristischen Korngrößen d_{30} / d_{50} / d_{90} der Sieblinie betragen 0,4 / 0,8 / 4,4 mm.

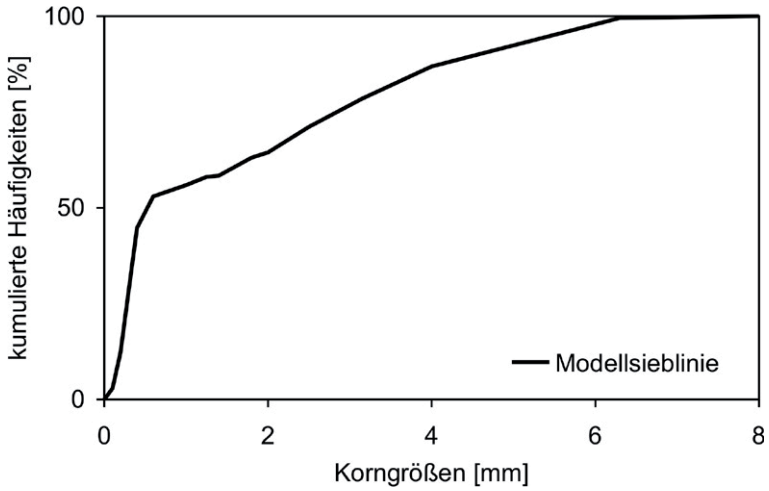


Abb. 5: Sieblinie Modellsand für Sohlmaterial und Geschiebezugabe.

3.2 Randbedingungen und Versuchsprogramm

Die Versuchsläufe wurden als stationäre Versuche mit Geschiebezugabe am Modelleinlauf durchgeführt. Die charakteristischen Durchflüsse, ausgewählt in Anlehnung an die Hydrologie eines typischen voralpinen Gewässers, sowie die Dauer der einzelnen Versuchsläufe sind in Tabelle 1 dargestellt.

	Q_{Natur}	Q_{Modell}	t_{Modell}
MQ (Deckschichtbildung)	10,0 m³/s	5,6 l/s	1200 min
*HQ*1	38,8 m³/s	21,7 l/s	280 min
*HQ*2	56,4 m³/s	31,5 l/s	154 min
*HQ*5	79,4 m³/s	44,4 l/s	150 min
*HQ*10	96,9 m³/s	54,2 l/s	91 min
*HQ*30	125,9 m³/s	70,4 l/s	75 min

Tab. 1: Charakteristische Durchflüsse und Dauer der Versuchsläufe.

Die Endsohllage nach jedem Versuchslauf diente als Ausgangssohllage für jeden Folgeversuch, um schneller einen Endzustand der Sohle zu erreichen und somit die Versuchszeiten zu reduzieren. Die Sohllagen wurden nach jedem Versuchslauf mit einer Lasersonde in mehreren Längsprofilen, die Wasserspiegellage während des Versuchs mit einer Ultraschallsonde in der Gerinneachse vermessen.

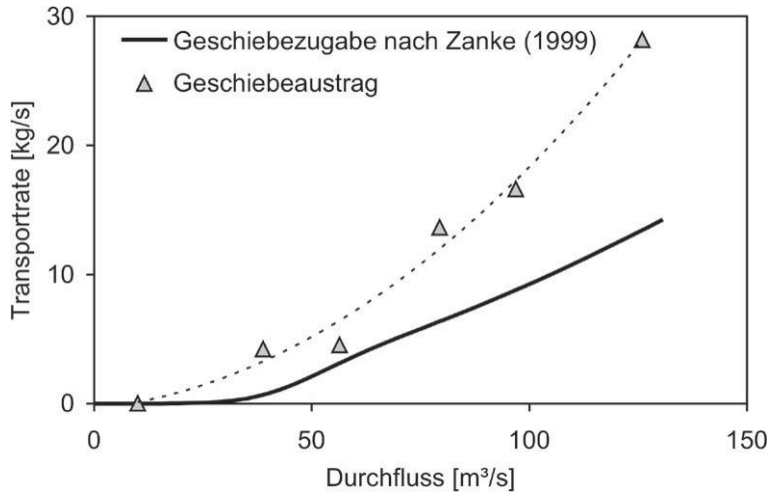


Abb. 6: Geschiebefunktion nach Zanke (1999), korrigierte Geschiebefunktion und Geschiebeaustrag (Naturwerte).

Die Transportkapazität der Zulaufstrecke wurde nach Zanke (1999) abgeschätzt (Abb. 6). Im Laufe der Versuche kam es wie erwartet zu Sohlerosion, da sich in Abhängigkeit vom Durchfluss für jeden Versuchslauf eine neue Wehrhöhe einstellte. Der Geschiebeaustrag war demzufolge höher als die Menge des am

Modelleinlauf zugegebenen Geschiebes. Zur Wehrhöhenberechnung wurde dennoch die Geschiebefunktion nach Zanke (1999) herangezogen.

3.3 Sohlentwicklung im Oberwasser der Rampe

Abbildung 7 zeigt einen Überblick über die gemessenen Sohl- und Wasserspiegellagen für die einzelnen Versuchsdurchläufe. Die gemessenen Sohllagen stellen hierbei eine Mittelung über sieben Längsprofile dar. Es wird ersichtlich, dass durch die Länge der Rampe eine Beeinflussung der Sohllagen im Oberwasser durch die Strömungssituation im Unterwasser der Rampe ausgeschlossen werden kann. Die Strömungszustände im Unterwasser der Rampe beeinflussen jene im Oberwasser durch keinerlei Rückstaueffekte.

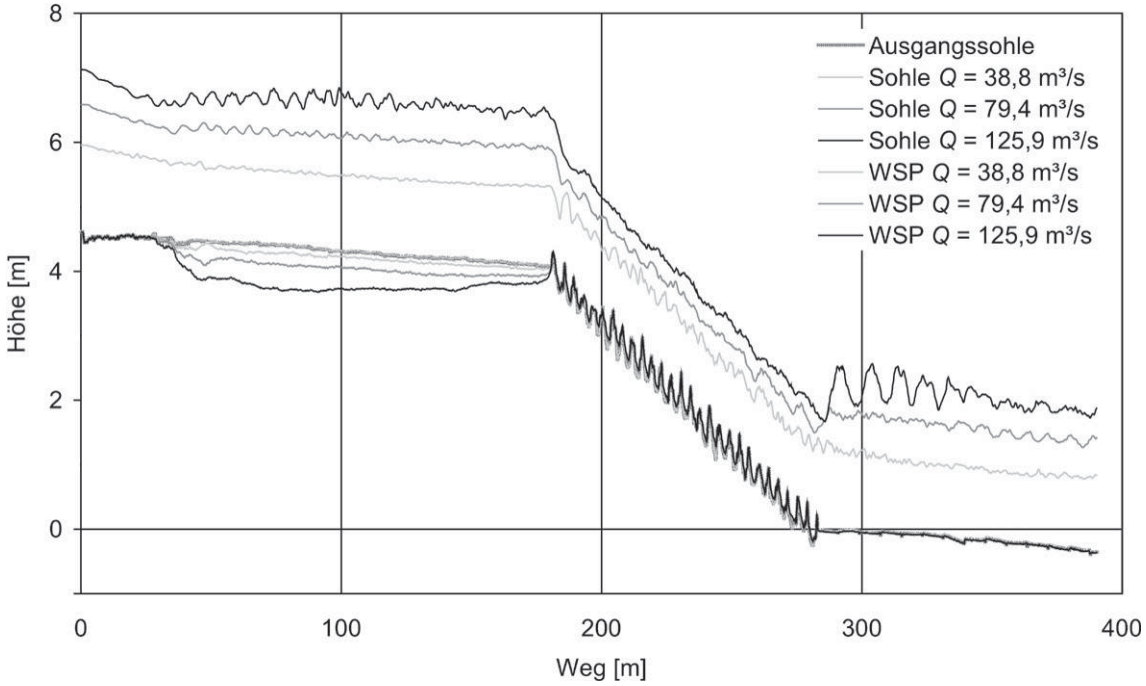


Abb. 7: Längsprofile für Sohl- und Wasserspiegellagen für verschiedene Versuchsläufe (Naturwerte).

4 Vergleich Modellversuchsergebnis und Theorie

In Abbildung 8 ist die Ermittlung der Wehrhöhen aus den gemessenen Sohllagen ersichtlich. Mit zunehmendem Durchfluss vergrößerten sich einerseits der Störungseinfluss des Modelleinlaufs und andererseits der Einfluss des Fixpunktes der Rampenkrone nach oberstrom auf die Sohllagen. Der eigentlich messbare Bereich der Sohle zwischen diesen beiden Einflussbereichen reduzierte sich dadurch markant.

Dennoch erfolgt der Versuch, aus den Messungen eine Wehrhöhe abzuleiten, indem in den verfügbaren Bereich der gemessenen Sohlenlagen außerhalb von

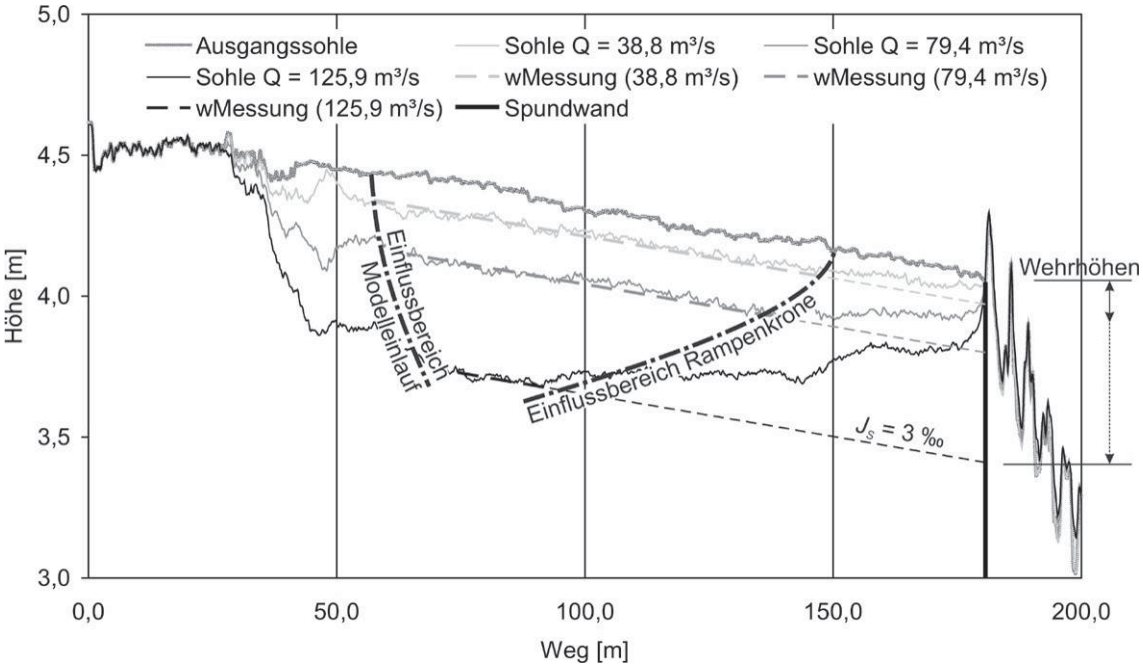


Abb. 8: Bestimmung der Wehrhöhen aus den Messergebnissen (Naturwerte).

Störeinflüssen eine Ausgleichsgerade mit einem Gefälle von 3 ‰ gelegt und bis zur Rampenkrone verlängert wird. Der Versatz zur Höhe der Rampenkrone stellt die gemessene Wehrhöhe für die einzelnen Durchflüsse dar. Die Verwendung einer Ausgleichsgeraden mit einem Gefälle von 3 ‰ lässt den Schluss zu, dass die Transportkapazität des Gerinnes mit der Geschiebefunktion nach Zanke (1999) gut reproduziert werden konnte. Die rechnerischen Wehrhöhen wurden, wie in Kap. 0 beschrieben, ermittelt, wobei als Eingabegröße anstelle der Dauerlinie ein stationärer Durchfluss entsprechend den Versuchsbedingungen angesetzt wurde. Der Vergleich von gemessenen und gerechneten Wehrhöhen ist in Abbildung 9 dargestellt.

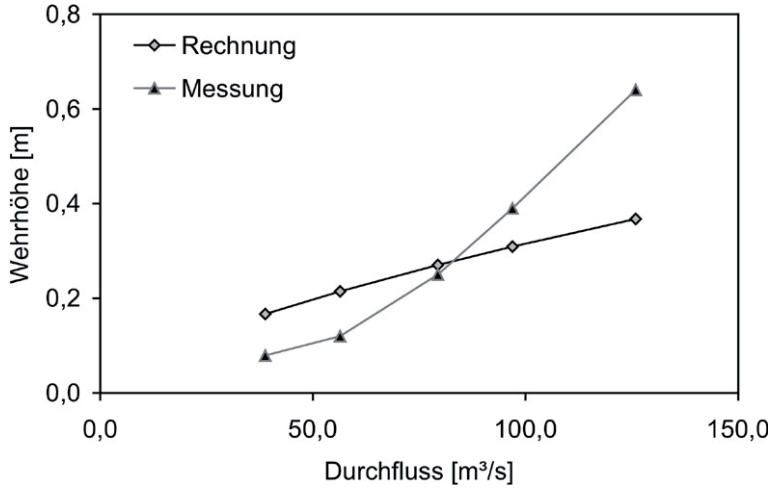


Abb. 9: Vergleich gerechneter und gemessener Wehrhöhen (Naturwerte).

Es zeigt sich, dass die gemessenen Wehrhöhen bis zu einem Durchfluss von rund 80 m³/s unter den rechnerisch ermittelten liegen, danach jedoch höhere Werte erreichen. In den Versuchen konnte beobachtet werden, dass erst der Durchfluss von 79,4 m³/s die ausgebildete Deckschicht im Zuströmbereich aufreißen ließ und voll entwickelter Geschiebetransport einsetzte. Die im Vergleich zur Rechnung kleineren gemessenen Wehrhöhen können daher auf eine die Sohlentwicklung bremsende Deckschicht zurückgeführt werden, die in der rechnerischen Abschätzung naturgemäß nicht berücksichtigt wird.

Eine Sensitivitätsuntersuchung zur Wehrhöhenermittlung ergab, dass das Sohlgefälle im Vergleich zur transportierten Geschiebefracht einen deutlich höheren Einfluss auf die errechnete Wehrhöhe ausübt. Im vorliegenden Fall wurden die Wehrhöhen anhand des Sohlgefälles der Zuströmstrecke von 3 ‰ errechnet, obwohl das Energieliniengefälle für die höheren Abflüsse bis auf 1,5 ‰ sank. Es ist daher anzunehmen, dass die rechnerische Unterschätzung der Wehrhöhen für größere Durchflüsse auf ein zu hohes Sohlgefälle zurückzuführen ist. Um für einen Durchfluss von 152,9 m³/s bei gleicher Geschiebefracht rechnerisch eine Wehrhöhe entsprechend der Messung zu erhalten, müsste das Sohlgefälle von 3 ‰ auf 2 ‰ reduziert werden, was durchaus plausibel ist.

5 Zusammenfassung

Wie die Sohllage eines Gewässers ist auch die Wehrhöhe kein fixer Wert, der in der Natur an der Rampenkrone tatsächlich zu messen ist. Sie ist von der Verlandung vor Rampe durch feineres Geschiebe sowie vom hydrologischen Geschehen abhängig. Daraus ergibt sich ein Wechselspiel von Auflandung bei kleineren Abflüssen und Erosion bei Hochwässern. Sie ist jedoch eine wichtige Planungsgröße, da damit der Ausgangspunkt für das Gleichgewichtsgefälle und damit die Sohllage im Oberwasser der Rampe festgelegt wird. Die Wehrhöhe kann mit der Rampenbreite beeinflusst werden. Ist die Rampe breiter als das Gewässer flussauf kommt es zu einer großen Wasserspiegelabsenkung durch das Bauwerk, was eine große Wehrhöhe erforderlich macht. Umgekehrt bewirkt eine Profilverengung einen „Aufstau“ und damit eine Verringerung der Wehrhöhe. Dieser Umstand ist im Zusammenhang mit den ökologischen Ansprüchen und der Frage der Bauwerksstabilität zu berücksichtigen.

Der vorliegende Ansatz stellt ein erstes Werkzeug für eine rechnerische Abschätzung der Wehrhöhe dar, das bereits sehr plausible Werte liefert. Für Durchflüsse im Bereich der Deckschichtbildung ohne voll entwickelten Geschiebetransport wird die Wehrhöhe vom Ansatz überschätzt. Um diesem Einfluss Rechnung zu tragen, wäre der Einsatz eines deutlich aufwändigeren Geschiebetransportmodells erforderlich. Zudem stellt das Sohlgefälle einen hoch

sensiblen Parameter dar, der die Wehrhöhe in großem Maß beeinflusst. Demzufolge ist die Entscheidung, mit welcher Geschiebetriebformel die Gleichgewichtssohllage eines Gewässers bestimmt wird, letztlich auch für die Bestimmung der Wehrhöhe von ausschlaggebender Bedeutung. Es ist geplant den vorliegenden Berechnungsansatz mittels weiterer Versuche zu testen und gegebenenfalls zu verbessern.

Referenzen

Hengl, M., Stephan, U. (2003): Ecological river bed stabilisation with module ramps considering variable bed load supply. 30. IAHR Congress Thessaloniki, Vol. 2, 481-488.

LUBW (2000): Durchgängigkeit für Tiere in Fließgewässern, Leitfaden Teil 2 – Umgehungsgewässer und fischpassierbare Querbauwerke. Landesamt für Umwelt, Messungen und Naturschutz Baden Württemberg, Karlsruhe.

Platzer, G. (2000): Dimensionierung muldenförmiger Blocksteinrampen. Schriftenreihe des Bundesamtes für Wasserwirtschaft, Band 9, Wien.

Zanke, U. (1999): Zur Physik von strömungsgetriebenem Sediment (Geschiebetrieb). Mitteilung des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität Darmstadt, 106, Darmstadt.

Adresse der Autoren

Dipl.-Ing. Dr. Ursula Stephan
Bundesamt für Wasserwirtschaft, Institut für Wasserbau und hydrometrische Prüfung
Severingasse 7
A – 1090 Wien
E-Mail: ursula.stephan@baw.at



Dipl.-Ing. Dr. Michael Hengl
Bundesamt für Wasserwirtschaft, Institut für Wasserbau und hydrometrische Prüfung
Severingasse 7
A – 1090 Wien
E-Mail: michael.hengl@baw.at

