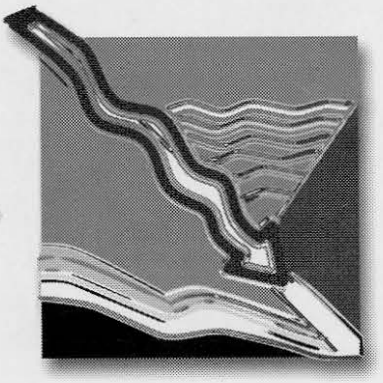
Versuchsanstalt für Wasserbau
Hydrologie und Glaziologie
der Eidgenössischen
Technischen Hochschule Zürich

Mitteilungen **175**



Internationales Symposium

MODERNE METHODEN UND KONZEPTE IM WASSERBAU

7.-9.Oktober 2002 in Zürich

Band 2

Veranstalter:

VAW , ETH Zürich

SWV , Schweizerischer Wasserwirtschaftsverband

Zürich, 2002

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

Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie
Eidgenössische Technische Hochschule

Nr. 147	1997	Simon Scherrer Abflussbildung bei Starkniederschlägen. Identifikation von Abflussprozessen mittels künstlicher Niederschläge
Nr. 148	1997	Daniel R. Näf Numerische Simulation von Stosswellen in Freispiegelströmungen
Nr. 149	1997	"Gletscherschwankungen im Alpenraum" Tagung zum Altersrücktritt von Markus Aellen, 28.2.1996 in Zürich
Nr. 150	1997	Andrew O. Faeh Understanding the Processes of Discharge Formation under Extreme Precipitation, a study based on the numerical simulation of hillslope experiments
Nr. 151	1997	Michael T. Benesch Akustisch beeinflusste Wanddruckschwankungen der turbulenten Strömung im Grundablass einer Staumauer
Nr. 152	1997	Guido Lauber Experimente zur Talsperrenbruchwelle im glatten geneigten Rechteckkanal
Nr. 153	1997	Roland Fäh Numerische Simulation der Strömung in offenen Gerinnen mit beweglicher Sohle
Nr. 154	1997	Benno Zarn Einfluss der Flussbettbreite auf die Wechselwirkung zwischen Abfluss, Morphologie und Geschiebetransportkapazität
Nr. 155	1998	Felix Müri Hydrotestauswertung mit Spektralmethoden
Nr. 156	1998	Matthias Oplatka Stabilität von Weidenverbauungen an Flussufern
Nr. 157	1998	Alexander Kohli Kolk an Gebäuden in Überschwemmungsebenen
Nr. 158	1998	VAW Beiträge zur Gebirgs-Geomorphologie. Jahresversammlung 1997 der Schweizerischen Gesellschaft für Geomorphologie der SANW
Nr. 159	1998	Lukas Manuel Hunzinger Flussaufweitungen - Morphologie, Geschiebehaushalt und Grundsätze zur Bemessung

Versuchsanstalt für Wasserbau
Hydrologie und Glaziologie
der Eidgenössischen
Technischen Hochschule Zürich

Internationales Symposium

Moderne Methoden und Konzepte im Wasserbau

7. - 9. Oktober 2002 in Zürich

Veranstalter:

VAW, ETH Zürich
SWV, Schweizerischer Wasserwirtschaftsverband

In Zusammenarbeit mit:

TU Graz, Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft
TU München, Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft
BWG, Bundesamt für Wasser und Geologie, Biel
AGAW, Arbeitsgemeinschaft Alpine Wasserkraft e.V.
Landesverband Bayern im ATV-DVWK
Wasserwirtschaftsverband Baden-Württemberg,
Österreichischer Wasser- und Abfallwirtschaftsverband

Sponsoren:

Arbeitsgemeinschaft Alpine Wasserkraft e.V.
AWEL, Zürich
BWG, Biel
Colenco Power Engineering AG, Baden
Electrowatt-Ekono AG, Zürich
IUB/IM Ingenieurunternehmungen AG, Bern/Locarno
KW Augst
Linthkommission

Der Druck des Tagungsbandes erfolgte mit freundlicher Unterstützung des Eidgenössischen Bundesamtes für Wasser und Geologie (BWG), Biel.

Impressum Internationales Symposium 2002 vom 7. bis 9. Oktober 2002 in Zürich

Veranstalter:

VAW, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zürich
SWV, Schweizerischer Wasserwirtschaftsverband

Organisation:

Dr. P. Volkart, Vorsitz (Leiter Versuchsanstalt an der VAW)
Dr. W. Hauenstein (Direktor SWV)
Dipl.-Ing. R. Hollenstein (VAW)

Wissenschaftliches Komitee:

Prof. Dr. H.-E. Minor, Vorsitz
VAW, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zürich
Prof. Dr. G. Heigerth
Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU Graz
Prof. Dr. H. Horlacher
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik, TU Dresden
Prof. Dr. W. Kinzelbach
IHW, Institut für Hydromechanik und Wasserwirtschaft, ETH Zürich
Prof. Dr. H. Scheuerlein
Institut für Wasserbau, TU Innsbruck
Prof. Dr. A. Schleiss
LCH, Laboratoire de Construction Hydrauliques, EPF Lausanne
Prof. Dr. Th. Strobl
Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU München
Dr. P. Volkart
VAW, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zürich

Herausgeber:

Prof. Dr. H.-E. Minor
Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW),
ETH-Zentrum, CH-8092 Zürich
Tel.: 0041-1-632 40 91
Fax.: 0041-1-632 11 92
Email: info@vaw.baug.ethz.ch

ISSN 0374-0056

Verkaufspreis Tagungsband 1 und 2 : je CHF 35.-

VORWORT

Für das Internationale Symposium „Moderne Methoden und Konzepte im Wasserbau" wurden mehr als 100 Beiträge eingereicht, die einen Review-Prozess durchliefen. Alle akzeptierten Artikel sind in den beiden vorliegenden Tagungsbänden zusammengefasst und nach den Themenbereichen

- Stauräume
- Stollen und Durchlässe, Hochwasserentlastungsanlagen
- Sanierung und Leistungsoptimierung von Wasserkraftanlagen
- Überwachung von Wasserkraftanlagen, Risikomanagement
- Hochwasserprognosen
- Hochwasserschutz
- Objektschutz, Geschiebebewirtschaftung
- Gerinnestabilität

zusammengefasst, die auch den Sessionen entsprechen. Leider konnten wir, da wir die Tagungsdauer nicht erhöhen wollten, nicht alle Autoren zu einem Vortrag einladen. Schon so müssen wir drei Parallelsessionen durchführen.

Die grosse Anzahl der eingereichten Beiträge bestätigt das Konzept dieser Veranstaltung, das Fachleute aus der Praxis und der Verwaltung mit Wissenschaftlern an den Hochschulen zu einem intensiven Meinungsaustausch zusammenbringen möchte.

Zum ersten Mal wurde bei einem Symposium der Reihe der Wasserbauinstitute von Graz, München und Zürich ein Review der Beiträge durchgeführt. Ich möchte allen Mitgliedern des wissenschaftlichen Komitees, das zu diesem Zweck eingerichtet wurde, herzlich für die übernommene Aufgabe danken.

Danken möchte ich auch dem Organisationskomitee unter dem Vorsitz von Herrn Dr. Volkart, das nicht nur für die Organisation der Tagung und der Exkursionen zuständig war, sondern auch für die Zusammenstellung der Tagungsbände.

Dank schulden wir auch den Sponsoren, die es mit namhaften Summen möglich gemacht haben, die Tagungsbeiträge niedrig zu halten.

Ohne die Mithilfe des Schweizerischen Wasserwirtschaftsverbandes und ohne die Unterstützung durch unsere Partner-Institute in Graz und München sowie durch das Bundesamt für Wasser und Geologie, Biel, die Arbeitsgemeinschaft Alpine Wasserkraft, den Landesverband Bayern im ATV-DVWK, den Wasserwirtschaftsverband Baden-Württemberg und den österreichischen Wasser- und Abfallwirtschaftsverband wäre diese Veranstaltung nicht möglich gewesen.

Dafür möchten wir uns herzlich bedanken.

Zürich, Oktober 2002

Prof. Dr. H.-E. Minor

INHALTSVERZEICHNIS

BAND 1 (Mitteilung 174)

Stauräume (1) 1

Schultz M.W.
Strömungs- und Sedimentationsverhältnisse in Hochwasserrückhaltebecken 3

Seiler K., Thomann P.
Höherlegung von Wasserfassung und Grundablass des Speichers Mauvoisin infolge Seeverlandung 13

Siebert W.
Wasserbewirtschaftung der Mosel mittels zentraler und lokaler Abfluss- und Stauzielregelung 27

Humbel M., Müller D.
Hochwasserrückhaltebecken: Einzelbecken oder Beckensystem? 39

Oehy Ch., Schleiss A.
Einfluss von Hindernissen auf das Fliessverhalten von Trübeströmen am Beispiel des Grimselsees 51

Dieplinger K., Stiefelmeyer H.
Zwanzig Jahre Biotopbau an der Donau als Beitrag zu einem ökologisch ausgerichteten Stauraummanagement 61

Teicke J.
Kulturdenkmal Oberharzer Wasserregal - Historische Wasserbauanlagen unter angepasster Instandhaltung 71

Päutz J.
Integrierte Kraftwerksautomation 81

Zweifel A.
Einfluss der Rutschmassendichte auf Impulswellen 91

Knoblauch H., Wanker R., Klasinc R., Breitenstein S., Dabernig G.
Sedimentationsvorgänge in einem Speicherbecken 101

Breitenstein S., Gökler G., Leobacher A.
Schwemmholzabwehr bei Hochwasserentlastungsanlagen am Beispiel des Speicher Durlassboden 111

Bechteler W., Hartmann S., Rapp R.
Entlandung von Stauräumen - Statusbericht 123

Stauräume (2) 129

Meusburger H. Rutishauser K., Volkart P., Minor H.-E.
Einfluss der Teilverlegung auf die Energieverluste am Einlaufrechen; Theorie und Praxis 131

Schöberl F., Stärz R.
Optimierung des Geschiebedurchtriftsvermögens beim Kraftwerk Hochwuhr mittels hybrider Modellierung 143

Steiner H.A.
Durchflussabhängige Stauzielerhöhung beim Draukraftwerk Paternion 153

Demny G., Homann C., Shoemaker C., Köngeter J.
Automatische Optimierung, ein Werkzeug für die Auslegung umströmter Bauwerke 163

Stöckli P.
Erneuerung Kraftwerk Wettingen 173

Klocke R., Ferrari H., Kohane R.
Sanierung der Iller-Staustufe Lautrach 185

Picher W., Schimpf H.
Kraftwerk Freudenau; Erfahrungen aus 5 Jahren Grudwasserbewirtschaftung und der Einfluss der Kolmation 195

Reichel G., Sachs R.
Numerische Modellierung, Echtzeit-Simulation und virtuelle Fluss-Systeme als Grundlage für die Bewirtschaftung von Stauräumen und Stauketten 205

Kuhlmann U., Zarfl G.
Korrektur wasserbaulicher Abflusskurven auf der Basis inverser Bilanzmodellierung - Konzept und Anwendung 217

Dreher J., Gunatilaka A., Wimmer S., Schuster S.
Grundwassermonitoring und Umweltmanagement im Stauraum des Kraftwerkes Freudenau 227

Haimerl G., Schindler M., Winter K.
Der Einfluss des Staupegels am Wehr in Tacherting auf den Grundwasserstand im naheliegenden Ortsbereich 239

Hochwasserprognose 249

Beffa C.
Integration ein- und zweidimensionaler Modelle zur hydrodynamischen Simulation von Gewässersystemen 251

Bachhiesl M.
Zuflussvorhersage für den Kraftwerkseinsatz als Grundlage des EPV - Energiewirtschaftliches Planungssystem Verbund 261

Kanne S., Meier R.Cl., Reichel G., Schmid M.
Hochwasserschutz und -management am Lech 271

Buck W.
Überlegungen und Massnahmen zur Verbesserung und Quantifizierung der Hochwassersicherheit auch bei eingedeichten Flussstrecken 281

Heigerth G., Hable O.
Einfluss von Wasserkraftanlagen und Speichern auf den Hochwasserabfluss und deren Einsatz zum Hochwasserschutz 291

Drabek U., Kirnbauer R., Gutknecht D., Andrade-Leal R.-N.
Das Durchflussprognosesystem HYSIM als Teil des EPV - Energiewirtschaftliches Planungssystem Verbund 301

Consuegra D., Grandjean P., Werlen E.
Pas seulement la protection contre les crues! Des indicateurs liés au régime hydrologique au service d'une gestion intégrée des eaux 311

Loizl R.
Empfehlungen für eine nachhaltige Hochwasserschadensbegrenzung - Strategien im Bundesland Salzburg 321

Stollen, Durchlässe, Hochwasserentlastungsanlagen 333

Dörfler P.
Begrenzung der hydraulischen Transienten in der Mehrzweckanlage Casecnan 335

Zöschg A., Abfalterer J., Mayr D.
Einfluss der Überdeckungshöhen auf die Strömungsverhältnisse im Unterwasser von Matrixturbinen 345

Tatu G., Schneider E.
Instationäre Fliessvorgänge in Druckstollen von Wasserkraftwerken hervorgerufen durch Entweichen von Luftblasen 355

Kramer K.
Entlüftung von Hochgeschwindigkeitsabflüssen 365

Metz R., Walter A.
Der Sicherheits-Revisionsverschluss - Am Beispiel der Sanierung der Wehre der Wasserkraftanlagen Ellzee und Wattenweiler an der Günz 373

Schleiss A.
Berücksichtigung des Restrisikos bei der Konzeption und Bemessung von hochbeanspruchten Druckschächten 385

Aemmer M.
Konzepte zur Kombination von Umleitstollen und Grundablass – Anwendungsbeispiele beim Bau der Wasserkraftanlagen Los Caracoles und Punta Negra in Argentinien 395

Kisliakov D.
Dreidimensionale Untersuchung einer oberirdisch verlegten Druckrohrleitung bei Erdbebeneinwirkung 407

Pfister M., Kramer K., Minor H.-E.
Kaskadenbelüfter - Hydraulische Modelluntersuchung 417

Bornschein A.
Die Anwendung eines bewegten Bezugssystems bei der Untersuchung von Flutwellen infolge Talsperrenbruch 427

Hager W.H.
Abflusstypen bei Durchlässen 435

Hammer A., Heigerth G., Klasinc R.
Untersuchung einer neuen Hochwasserentlastung am Beispiel des Gosaudammes 445

Mayr D., Heigerth G.
Numerische Simulation der Strömung durch Rückstromdrosseln von Zweikammer - Differentialwasserschlössern 455

Mayr D., Jahrbacher Th., Hammer A., Klasinc R.
Hydraulisches Verhalten von symmetrischen Rohrverzweigungen bei drallbehafteter Zuströmung 465

Hochwasserschutz 475

Egli Th.
Hochwasserschutz durch nachhaltiges Schadenpotenzialmanagement 477

Elsener J., Dübendorfer Ch., Zysset A.
Grenzüberschreitende Raumordnungsinitiative zur Verbesserung des natürlichen Wasserrückhalts und zur Aufwertung der Auengebiete im Einzugsgebiet der Sauer (Luxemburg, Deutschland) 487

Baumann M.
Die 2. Thurkorrektion im Thurgau - Hochwasserschutz und Lebensraumgestaltung 497

André S., Boillat J.-L.
Schaffung eines Rückhaltevolumens im Stausee Mattmark für den Hochwasserschutz 509

Carstensen D., Bielitz E.
Hydraulische und morphologische Auswirkungen einer Hochwasserschutzmassnahme am Greifswalder Bodden 519

Pichler F., Sereinig N.
Nachhaltige Gewässerbetreuung - Umsetzungsstrategien am Beispiel der Oberen Drau 531

Graf J., Eugster M., Willi H.P.
Ganzheitlicher Hochwasserschutz am Beispiel Werdbach, Gemeinde Heiden AR 541

Romang H., Kienholz H., Böll A.
Wildbach-Schutzmassnahmen in der Gefahren- und Risikobeurteilung 551

Steinman F., Klasinc R., Banovec P.
Berechnungen der erwarteten Schadensgrösse bei Überflutungen hochwassergefährdeter Gebiete 561

Sacher H., Friedeheim L., Friedeheim S.
Ausweisung von Überschwemmungsgebieten in Nordrhein-Westfalen - Ziele, Methodik und Ergebnisse 573

BAND 2 (Mitteilung 175)

Objektschutz, Geschiebebewirtschaftung 1

Bollaert E., Schleiss A.
Physikalisch begründeter Ansatz zur Abschätzung von Felskolken infolge von Hochdruckstrahlen 3

Miller Ch., Möller B., Glimm M.
Bemessung von Hochwasserschutzbauten im Hafen Hamburg 15

Hengl M., Mangelsdorf J., Schaipp B.
Flussmorphologische Basis für die nachhaltige Stabilisierung der Salzachgrenzstrecke zwischen Bayern und Österreich 25

Hegg Ch., Rickenmann D.
Geschiebetransport in Wildbächen - Erfahrungen aus 15 Jahren zeitlich hochaufgelösten Messungen 39

Egli S.
Sohlstabilisierung der Grossen Aare in Interlaken mit offenem Deckwerk - ein Pilotprojekt für die Schweiz 49

Lange D., Bezzola G.R.
Kombinierter Holz- und Geschieberückhalt in Aufweitungen am Fallbeispiel Gürbe 57

Schmidt A.P., Bezzola G.R.
Geschiebeabzug in Kraftwerkskanälen mit Hilfe von Wirbelröhren – Fallbeispiel Kraftwerk Schiffmühle 67

Bobbe A., Horlacher H.-B., Möricke U.
Wasserbauliche Massnahmen zur Stabilisierung des Sedimenthaushaltes im Gewässerknoten Leipzig 77

Bezzola G.R., Gantenbein S., Hollenstein R., Minor H.-E.
Verklausung von Brückenquerschnitten 87

Bielitz E., Carstensen D.
Schutzvermögen von Grasnarben an wellenbelasteten Böschungen 99

Maier Ch.
Oberflächensicherung eines überflutbaren Dammes durch Stahlnetze und durch dreidimensionale Stahlgittermatten 111

Aufleger M., Schmautz M.
Eigendynamische Gewässeraufweitung - Methoden der Modellierung 121

Gerinnestabilität 131

Spycher E., Künzi R.
Mit moderner Hydraulik Auenbeschluss erwirken 133

Vogel S.
Raue Rampen in aufgelöster Bauweise - ein modernes Konzept im naturnahen Gewässerausbau 141

Hunzinger L.
Ein Überwachungsprogramm für den Stauraum Wettingen 153

Blaschke A.P., Schmalfuss R., Steiner K.-H.
Einsatz innovativer Probenahme- und Messtechniken zur Untersuchung der Kolmationsprozesse im Donaustauraum Wien-Freudenau 163

Drobir H.
Ein Fluss mit Zukunft 173

Gebler R.-J.
Landschaftsgestaltung Neubau Kraftwerk Ruppoldingen an der Aare (CH) 183

Palt S.M.
Entwicklung eines Dimensionierungskonzeptes für naturnahe Raue Rampen anhand von Naturuntersuchungen in Gebirgsflüssen 197

Schaller T.
Ökologische Aufwertung als Folge eines verbesserten Hochwasserschutzes am Beispiel eines Renaturierungskonzeptes für den Fluss "L'Aire", Kt. Genf 209

Hersberger D., Schleiss A.
Abschätzung der Kolktiefe entlang Uferschutzmauern in Flusskurven und Einfluss vertikaler Rauhigkeitsrippen 215

Patt H.
Signifikante Auswirkungen von wasserbaulichen Anlagen 225

Vetsch D., Faeh R.
Sensitivitätsanalyse eines morphodynamischen numerischen Modells am Beispiel der Mündung des Alpenrheins in den Bodensee 235

Sanierung und Leistungsoptimierung von Wasserkraftanlagen 245

Billeter P., Hager M.
Abnahmeversuche Erneuerung Kraftwerk Amsteg - In Situ Überprüfung von Modellversuchen und numerischen Simulationen des Triebwassersystems 247

Prenner R.
Ermittlung der Hubkräfte bei einem Hydromatrix - Modul 257

Campen F.
Modernisierung des Westharz - Talsperrensystems Beispiel Sösetalsperre - Ersatz der Grundablässe 269

Bettzieche V., König C., Könke C.
Rissfortschrittsberechnungen beim Standsicherheitsnachweis von Staumauern 279

Peter M.
Verstärkung mit Mikropfählen 289

Keller U., de Vries F.
Erneuerung Kraftwerk Wettingen: Der Einsatz von hydraulischen Modellversuchen im Planungsprozess des Wehrumbaus 297

Geisinger U., Kalusa B.
Einsatz einer Rahmenschalung als wasserdichte Baugrubenumschliessung bei der Sanierung des Tosbeckens der Lechstaustufe 18 307

Beyer N., Dubois J., Lehmann G.
Hydraulische Berechnungen einer angepassten Hochwasserentlastung mit einem dreidimensionalen Strömungsmodell 317

Adam B., Schwevers U., Dumont U.
Konsequenzen aus dem Verhalten abwandernder Fische für die Gestaltung funktionsfähiger Fischschutz- und -abstiegsanlagen 327

Kienberger V., Schmid H.
Hydromatrix - Eine innovative Technologie der hydraulischen Energieerzeugung 337

Deubelbeiss E., Stalder P., Müller U.
Regulierung des Vierwaldstättersees und Sanierung der Reusswehranlage in Luzern mit dem historischen Nadelwehr 347

Lais A., Bezzola G.R.
Das Kolkproblem am Limmatwehr Dietikon 357

Heigerth G., Gökler G.
Das Kleinkraftwerk der Viktor-Kaplan-Akademie - von Tradition zu Innovation 367

Überwachung von Wasserkraftanlagen, Risikomanagement 377

Geier R., Lutz H.
Überwachungskonzept für Talsperren auf Basis ambienter Schwingungsmessungen 379

Martin H., Pohl R.
Neue Aspekte der hydraulisch-hydrologischen Talsperrensicherheit unter Einbeziehung der Zuverlässigkeit von Verschlussorganen 389

Perzlmaier S., Aufleger M., Dornstädter J.
Leckageortung mit Hilfe Verteilter Faseroptischer Temperaturmessungen - Feldversuche zur Weiterentwicklung der Aufheizmethode 399

Horlacher H.-B., Kittler J., Müller U., Standfuss M.
Neue Aspekte bei der Überwachung von Gewichtsstaumauern in Sachsen 409

Bauder A., Funk M., Bösch H.
Glaziologische Untersuchungen am Glacier de Giétro im Zusammenhang mit der Sicherheit der Stauanlage Mauvoisin 419

Bettzieche V., Heitefuss C.
Monitoring als Grundlage einer kostengünstigen Talsperrensanierung 433

Wolf M.
Innovative Lösungen für die Bewirtschaftung von Staubecken 445

Conrad M., Aufleger M., Malkawi A.I.H.
Das Temperaturverhalten von zwei Walzbeton-Staumauern in Jordanien 457

Laufer F., Macher S.
A Risk-Based Approach to the Management of Hydro Assets - Case Study: Emmenweid Hydropower Plant 467

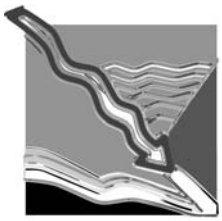
Schmidiger R.
The R.O.T. Solution - the business approach to hydropower plant rehabilitation 477

Meier J.
Grundlegende Sicherheitsaspekte für Bau und Betrieb von maschinellen Kraftwerksanlagen 487

Objektschutz, Geschiebebewirtschaftung

Sessionsleiter: Prof. Dr. H. Scheuerlein, TU Innsbruck

Internationales Symposium 2002 in Zürich
MODERNE METHODEN UND KONZEPTE IM WASSERBAU
Organisiert von der Versuchsanstalt für Wasserbau,
Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich und
dem Schweizerischen Wasserwirtschaftsverband



Physikalisch begründeter Ansatz zur Abschätzung von Felskolken infolge von Hochdruckstrahlen

Dr. Erik Bollaert und Prof. Dr. Anton Schleiss

Zusammenfassung
Ein neues Modell zur Abschätzung von Endkolktiefen im geklüfteten Fels infolge von frei fallenden Hochdruckstrahlen wird vorgestellt. Der physikalisch begründete, globale Ansatz berücksichtigt die zwei massgebenden Prozesse für die Kolkbildung, nämlich das hydrodynamisches Rissewachstum an Kluftenden und der auf die so geformten Kluftkörpern wirkende dynamische Auftrieb. Das Modell gliedert sich in die drei Module frei fallender Strahl, Tosbecken und Fels. Die im Modell verwendeten physikalischen Parameter wurden so gewählt, dass sie aus konventionellen Versuchen mit vernünftigem Aufwand erhalten werden können.

Summary
A new model for ultimate scour depth evaluation is proposed (Bollaert, 2002). The model represents a comprehensive assessment of two physical processes: hydrodynamic fracturing of closed-end rock joints and dynamic uplift of rock blocks. The model consists of three modules: 1) module for the falling jet, 2) module for the plunge pool, 3) module for the rock mass. The physical parameters are defined such that a practicing engineer can easily handle them. This guarantees the comprehensive character of the model, without neglecting basic physics behind it.

1. Einleitung

Hochdruckstrahlen, welche beispielsweise bei Hochwasserentlastungsanlagen von Talsperren auftreten, können beim Aufprall im Unterwasser selbst bei felsigem Untergrund für das Bauwerk gefährliche Auskolkungen verursachen. Zur Abschätzung der Endkolktiefen existieren eine Vielzahl von empirischen und halb-empirischen Formeln, welche aufgrund von Naturbeobachtungen oder physikalischer Modellversuche erhalten wurden. Werden diese Formeln zur Vorhersage der Kolktiefen im Rahmen eines Projektes verwendet, so ist man oftmals mit einer grossen Schwankungsbereich der Resultate konfrontiert. Zum einen rührt das daher, dass die Formeln nur für eng begrenzte Anwendungsbereiche gültig sind. Zum andern werden die Formeln den komplexen und gekoppelten Prozessen nicht gerecht, welche der Kolkenstehung im Fels eigen sind. Neben dem Verhalten der Hochdruckstrahlen in der Luft mit dem anschliessenden Eintauchen im Unterwasser, sind die durch den Strahl verursachten Druckschwankungen im Kontakt mit dem Felsuntergrund von grosser Bedeutung. Diese dynamischen Drücke pflan-

zen sich in den Felsklüften fort und führen zu einer weiteren Ausweitung der Felsrisse bis hin zur Isolierung von Kluftkörpern die dann anschliessend durch den dynamischen Auftrieb aus dem Felsverband gelöst werden. Diese Prozesse sind das Resultat der dynamischen Interaktion der drei Phasen Wasser, Luft und Fels. Keine der heute bekannten Methoden berücksichtigt diese dynamisch gekoppelten Prozesse vollumfänglich. Insbesondere ist die Ausbreitung der im Kolkloch verhandenen dynamischen Wasserdrücke in den Felsklüften unbekannt. Diese dynamischen Wasserdrücke in den Klüften sind aber der Schlüssel für ein besseres Verständnis die Kolkentwicklung im Fels.

Im Rahmen eines Forschungsprojektes wurden die Ausbreitung von dynamischen Drücken in vereinfachten eindimensionalen und zweidimensionalen Kluftgeometrien als Folge von eintauchenden Hochdruckstrahlen im Labor untersucht. Um den Lufteintrag realistisch nachzubilden, wurde mit Strahlgeschwindigkeiten gearbeitet, wie sie bei Hochwasserentlastungsanlagen in der Natur vorkommen können (bis 40 m/s). Hochfrequente Druckmesssonden erlaubten die Druckschwankungen und Druckstösse in den verschiedenen untersuchten Kluftgeometrien zu messen und mit den am Klufteingang vorhandenen dynamischen Drücken zu vergleichen. Da das Frequenzspektrum der auftreffenden Hochdruckstrahlen sehr breit ist, konnte in den Klüften bei allen Geometrien eine Aufschaukelung des Druckes durch Resonanzerscheinungen beobachtet werden. Die Drücke in den Klüften können ein mehrfaches des an der Felsoberfläche wirkenden dynamischen Druckes erreichen. Kurzzeitig können gar Kavitationserscheinungen auftreten. Dabei spielt die Luftkonzentration im Wasser eine entscheidende Rolle, da sie die Kompressibilität des Wasser in den Felsklüften und somit die Ausbreitgeschwindigkeit der Druckstösse beeinflusst. Da die Luftkonzentration zudem druck- und ortsabhängig ist, zeigt auch die Druckstossgeschwindigkeit in der Felskluft ein stark instationäres Verhalten. Basierend auf diesen im Labor beobachteten, dynamischen Wasserdrücken in Felsklüften wurde ein neues Kriterium für die Abschätzung der Kolktiefen entwickelt.

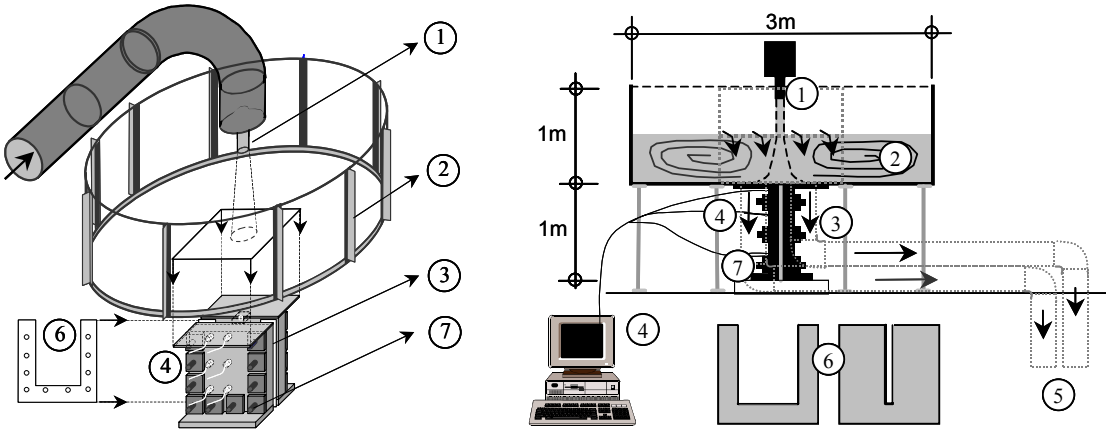


Abbildung 1: Perspektive und Seitenansicht der experimentellen Versuchsanlage (Bollaert & Schleiss, 2001). 1) zylindrische Austrittsdüse, 2) ausgesteiftes PVC-Kreisbecken, 3) vorgespannte Stahlstruktur aus zwei Platten, 4) PC-Datenerhebung und Druckmesssonden, 5) Wasserrückgabe, 6) 1mm Stahlblech eingeklemmt zwischen den zwei Stahlplatten 3), 7) vorgespannte Ankerstäbe

2. Experimentelle Versuchsanlage

Die in Abbildung 1 dargestellte experimentelle Versuchsanlage besteht aus 4 Hauptteilen (Bollaert & Schleiss, 2001):

a) Wasserzufuhr mit Leitungsdurchmesser von 300 mm mit Austrittsdüsen für zylindrischen oder verengenden Strahl von Durchmesser 57 oder 72 mm.
b) Kreisförmiges, mit Stahlprofilen ausgesteiftes PVC- Becken von 3 m Durchmesser und 1 m Höhe, welches das Tosbecken simuliert.
c) Dreiteilige, vorgespannte Stahlstruktur, welche den geklüfteten Fels nachbildet. Die untersuchte Felskluftgeometrie ist in einem 1 mm dicken Stahlblech ausgeschnitten, welches zwischen zwei 100 mm dicken und 1 t schweren Stahlplatten (Abmessungen 1x1 m) sandwichartig eingeklemmt ist.
d) Wasserrückgabe bestehend aus 4 Leitungen mit Durchmesser 220 mm.

3. Dynamische Wasserdrücke in Felsklüften

Die dynamischen Wasserdrücke wurden in verschiedenen Kluftgeometrien mit geschlossenen und offenen Enden gemessen. Diese Drücke werden durch die Ausbreitung, die Überlagerung und Reflektierung der am Klufteingang wirkenden Druckschwankungen verursacht (Bollaert, 2001). Die in die Kluft eingetragenen Druckwellen zeigen ein zeitabhängiges, zyklisches Verhalten, welches stark durch das Vorhandensein von im Wasser gelösten Luftblasen beeinflusst wird.

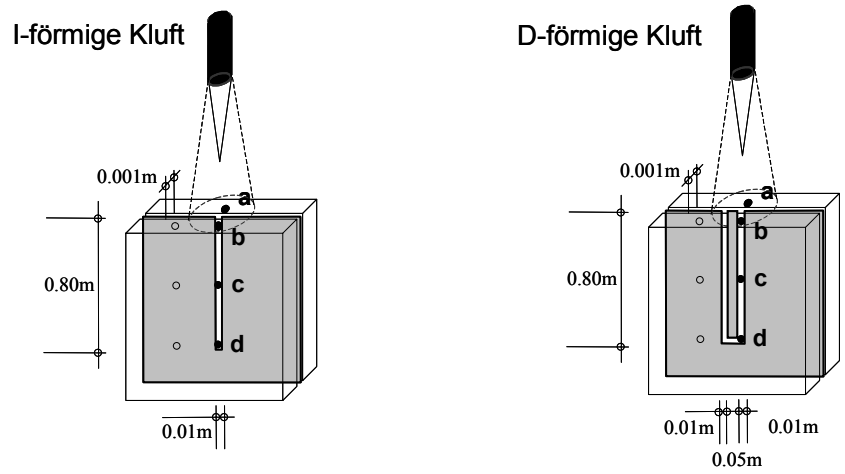


Abbildung 2: Geometrische Definition von zwei untersuchten Kluftanordnungen. a) I-förmige Kluft mit geschlossenem Ende, b) D-förmige Kluft mit offenem Ende. Die Sonden (a) messen die Drücke am Beckenboden, die Sensoren (b), (c) und (d) im Innern der Kluft.

Vorerst werden die Resultate für I-förmige Klüfte mit geschlossenen Enden präsentiert, welches einer stark vereinfachten, eindimensionalen Kluftgeometrie entspricht. Obwohl diese einfache Anordnung nur bedingt die Wirklichkeit von geklüftetem Fels widerspiegelt, können doch die Fliessbedingungen in der Kluft verdeutlicht werden. Die untersuchte Kluft hat eine Länge von 800 mm, eine Breite von 10 mm sowie eine Öffnungsweite von 1mm (Abb. 2a). Die Länge entspricht der Grössenordung von in Natur beobachteten Felsklüften mit geschlossenen Enden. Die Wasserdrücke im Innern der I-Kluft sind durch einen periodischen Wechsel von hohen Druckspitzen und tiefen, nahezu atmosphärischen Drücken charakterisiert (Abbildung 3). Die Frequenz dieser

Schwankungen wird stark durch Menge von gelöster Luft in der Kluft beeinflusst. Die Druckspitzen erreichten ein mehrfaches der kinetischen Energiehöhe ($=V^2/2g$) des aufprallenden Strahles, was auf stehende Wellen und Resonanzerscheinungen in der Kluft hinweist. Die gelösten Luftkonzentrationen lagen zwischen 0.5 und 10 %, welche Druckstossgeschwindigkeiten von 50 bis 250 m/s bewirken (Bollaert, 2002).

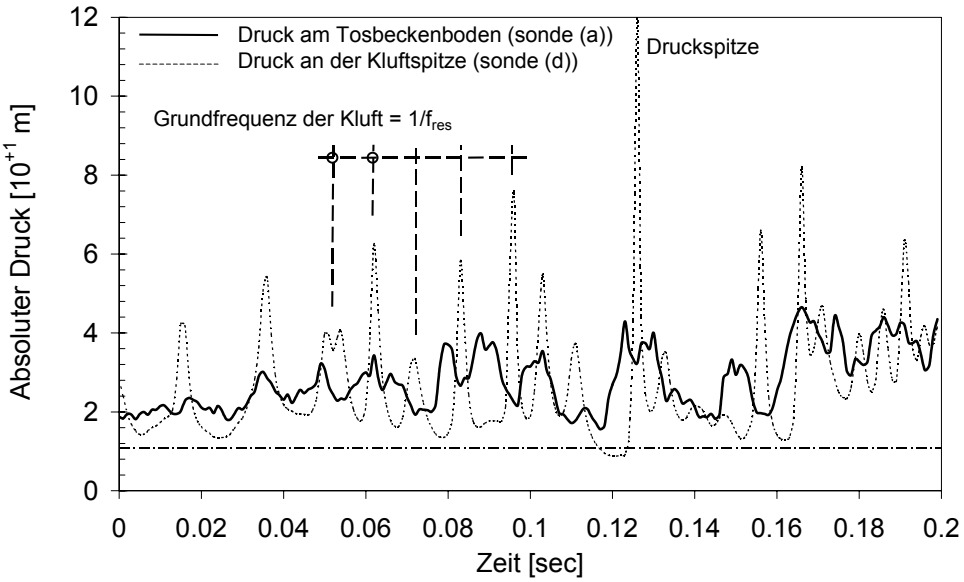


Abbildung 3: Gemessene zeitlich abhängige absolute Wasserdrücke am Eingang und im Innern einer I-förmigen Kluft.

Im Falle der D-förmigen Kluft dringen die vom aufprallenden Strahl verursachten Druckwellen gleichzeitig von beiden Seiten in die Kluft ein. Obwohl die erste Eigenfrequenz dieser Kluftgeometrie auch angeregt wird, ergeben sich wesentlich geringere Druckspitzen als im Falle der geschlossenen I-Kluft. Immerhin konnten Nettoauftriebsdrücke des 0.8 bis 1.6-fachen der kinetischen Energie des Strahles gemessen werden. Dies ist wesentlich höher als die bisherigen Annahmen bei Tosbecken (Bellin & Fiorotto, 1995) und verdeutlicht die zeitabhängigen Effekte, welche bei der Untersuchung des dynamischen Auftriebs an einem Kluftkörper zu berücksichtigen sind.

4. Vorgeschlagenes Kolkmodell

4.1 Konzept des Modelles

Im folgenden wird ein neues Modell zur Ermittlung der Endkolktiefe in teilweise und vollständig geklüftetem Fels infolge von aufprallenden Hochdruckstrahlen vorgeschlagen. Das physikalisch begründete Konzept erlaubt eine umfassende Beurteilung der zwei Hauptprozesse, welche die Kolkentwicklung im Fels bestimmen, nämlich das hydrodynamische Brechen von am Ende geschlossenen Felsküften und der dynamische Auftrieb, welcher auf die so entstanden Kluftkörper wirkt. Das Modell besteht aus den drei Modulen „frei fallender Strahl“, „Tosbecken“ und „Fels“. Besondere Bedeutung wurde bei der Entwicklung des Kolkmodelles den physikalischen Parameter zugemessen, welche zur ausreichenden Beschreibung der Phänomene nötig sind. Die Parameter wurden so gewählt, dass sie dem Ingenieur in der Praxis zugänglich sind. Dies garantiert einen umfassenden Charakter des Modelles ohne die wesentlichen physikalischen Prozesse zu vernachlässigen.

4.2 Modellmodul „frei fallender Strahl“ und „Tosbecken“

Die Module des frei fallenden Strahles und des Tosbeckens definieren die hydrodynamische Belastung, welche durch den auftreffenden Strahl an der Oberfläche des geklüfteten Fels verursacht werden (Abbildung 4). Mit dem ersten Modul können die Eigenschaften des Strahles von seiner Entstehung bis zum Aufprall im Tosbecken charakterisiert werden (Strahlgeschwindigkeit V_j, Strahldurchmesser D_j, Sprungweite x_{ult}). Das Tosbecken-Modul beschreibt das Eintauchen des Strahles in das Tosbecken und gibt die resultierende Belastung des Strahles an der Felsoberfläche (Verhältnis Y/ D_j, mittlere Drücke und Druckschwankungen). Diese wird als Funktion der Beiwerte für den mittleren Druck C_{pa} und die Druckschwankungen C'_{pa} ausgedrückt (Ervine et al., 1997):

$$C_{pa} = 38.4 \cdot (1 - \alpha_i) \cdot \left(\frac{D_j}{Y}\right)^2 \qquad \text{fur } Y/D_j > 4\text{-}6 \quad (1)$$

$$C_{pa} = 0.85 \qquad \text{fur } Y/D_j < 4\text{-}6 \quad (2)$$

$$C'_{pa} = 0.0022 \cdot \left(\frac{Y}{D_j}\right)^3 - 0.0079 \cdot \left(\frac{Y}{D_j}\right)^2 + 0.0716 \cdot \left(\frac{Y}{D_j}\right) + 0.0583 \qquad \text{fur alle } Y/D_j \quad (3)$$

wobei a_i der Luftkonzentration beim Eintauchen des Strahles ins Tosbecken entspricht und das Verhältnis Y/ D_j die Tosbeckentiefe Y im Vergleich zu der Strahldicke D_j charakterisiert.

4.3 Modellmodul „Fels“

4.3.1 Hydrodynamische Belastung in Felsklüften

Das dritte Modul „Fels“ transformiert einerseits die am Tosbeckenboden an der Felsoberfläche wirkende hydrodynamische Belastung in eine kritische Spannungsintensität (für geschlossene Klüfte) und in einen Nettoauftriebsimpuls (für durch offene Klüfte geformte Kluftkörper). Andererseits berücksichtigt das Modul die geomechanischen Eigenschaften des Fels, welche für die Bestimmung des Kolkwiderstandes massgebend sind.

Die Eigenschaften der hydrodynamischen Belastung im Innern der am Ende offenen und geschlossenen Klüften kann mit vier Parameter beschrieben werden:

1. Maximaler dynamischer Druckbeiwert C^{max}_p
2. Charakteristische Amplitude der Druckschwankungen Δp_c
3. Charakteristische Frequenz der Druckschwankungen f_c
4. Maximaler dynamischer Impuls C^{max}_I

Der maximale dynamische Druckbeiwert C^{max}_p bestimmt das Wachstum der am Ende geschlossenen Klüften als Folge des dynamischen Wasserdruckes in der Kluft. Er wird durch Multiplikation der Druckschwankungen (root-mean-square pressure value) C'_{pa} mit einem Vergrösserungsfaktor Γ^+ und der Superposition dieses Produktes mit dem mittleren Druck C_{pa} erhalten (Gleichung 4). Das Produkt C'_{pa} x Γ^+ ergibt den Beiwert C^+_{pd}. Die Superposition von C_{pa} und C^+_{pd} ist nötig, weil die Aufschaukelung der Druckschwankungen nur den zeitlich variablen Druckanteil beeinflusst. Somit ergibt sich für den maximalen Druck P_{max} am Ende der geschlossenen Felskluft:

$$P_{\max}[Pa] = \gamma \cdot C^{\max}_{pd} \cdot \frac{\phi \cdot V_j^2}{2g} = \gamma \cdot \left(C_{pa} + \Gamma^+ \cdot C'_{pa}\right) \cdot \frac{\phi \cdot V_j^2}{2g} \qquad (4)$$

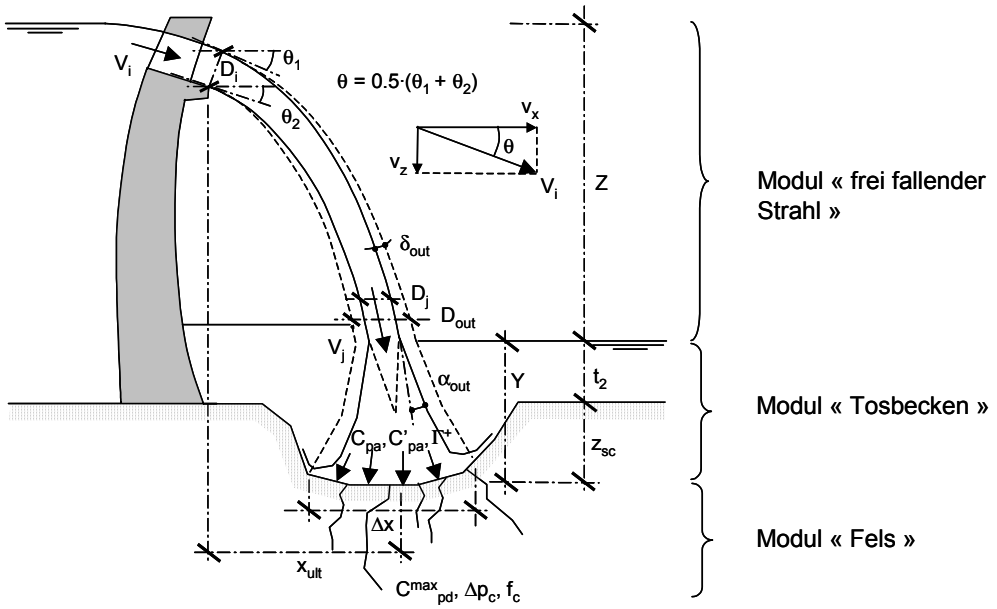


Abbildung 4: Definition der Parameter eines frei fallenden Strahles, welche in den drei Modulen des neuen Kolkmodelles verwendet werden.

wobei C_{pa} und C'_{pa} in Gleichung (1) und (3) definiert wurden und γ dem spezifischen Gewicht von Wasser entspricht (in N/m^3). In erster Näherung kann der Wert ϕ mit 1 angenommen werden. Grössere Unsicherheiten liegen im Vergrösserungsfaktor Γ^+. Aufgrund der Modellversuche konnten Kurven für die maximalen und minimalen Werte dieses Vergrösserungsfaktor Γ^+ definiert werden (Abbildung 5).

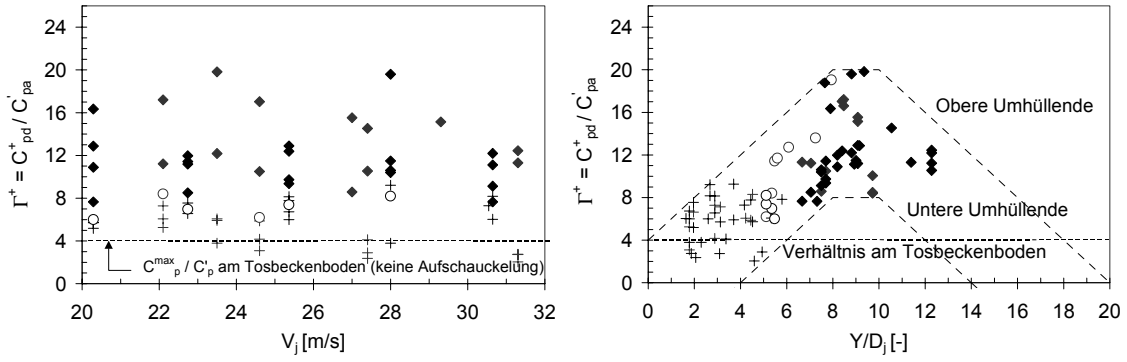


Abbildung 5: Vergrösserungsfaktor Γ^+: a) in Funktion der Strahlgeschwindigkeit V_j; b) in Funktion von Y/D_j.

Die charakteristische Amplitude und Frequenz der Druckschwankungen ist für die Bestimmung des zeitabhängigen Wachstums der am Ende geschlossenen Felsrisse erforderlich. Die charakteristische Amplitude Δp_c wird durch die Maximal- und Minimaldrücke der Schwankungen bzw. Zyklen bestimmt. Die zeitlichen Minimalwerte der Drücke sind ziemlich konstant und immer in der Nähe des Atmosphärendruckes (Abbildung 3). Die Maximalwerte der Drücke können hingegen nicht dem maximalen dynamischen Druckbeiwert C_{maxp} gleichgesetzt werden. Dieser ist nämlich für die Zyklen nicht repräs-

sentativ, da jeder Zyklus einen anderen Maximalwert aufweist. Die Versuche erlaubten jedoch folgende Mittelwerte anzugeben (Tabelle 1):

	$Y/D_j < 4\text{-}6$	$4 < Y/D_j < 6$	$6 < Y/D_j$
% des Maximaldruckes	80 %	60 %	40-50 %
N-faches der kinetischen Energie	1.40	1.30	1.25

Tabelle 1: Bestimmung der charakteristischen Amplitude der Druckzyklen

Die charakteristische Frequenz der Druckschwankungen f_c entspricht der Grundfrequenz der Kluft $f_c = c/4L$ wobei c der Druckwellengeschwindigkeit und L der Länge der Kluft entspricht. Typische Druckwellengeschwindigkeiten unter Berücksichtigung der in der Kluft gelösten Luftblasen liegen im Bereich zwischen 100 und 200 m/s und typische Kluftlängen in der Grössenordnung von 0.5 bis 2 m. Daraus resultieren Eigenfrequenzen von 12.5 bis 100 Hz. Der vierte Parameter, nämlich der maximaler dynamische Impuls C_{maxI}, wird zur Bestimmung des auf die Kluftkörper wirkenden dynamischen Auftrieb bestimmt.

4.3.2 Massgebendes Versagenskriterium für den Kolkprozess

Nachdem die Druckbelastungen in den offenen und geschlossenen Felsklüften bekannt sind, geht es im zweiten Schritt des Moduls "Fels" darum, ein Versagenskriterium für den Kolkprozess einzuführen. Dabei sind folgende zwei Kriterien von Bedeutung:

1. Spalten der an den Enden geschlossenen Klüften durch progressives Wachstum der Kluft. Dieses Wachstum kann sofort oder erst mit der Zeit durch Ermüdung ausgelöst werden.
2. Vollständiger Bruch der am Ende offenen Felsklüfte durch dynamischen Auftrieb und Herauslösen der Kluftkörper aus dem Felsverband.

Jedes dieser Kriterien entspricht einer physikalischen Grenze für die Entwicklung des Kolkloches. Welches Kriterium im konkreten Fall massgebend ist, hängt von den geotechnischen Felseigenschaften ab. Für praktische Zwecke wird empfohlen beide Kriterien zu kontrollieren, da beide eng miteinander verknüpft sind. Im folgenden wird das erste Kriterium näher vorgestellt.

Der zyklische Charakter der hydrodynamischen Belastung, welche durch den aufprallenden Strahl in einer am Ende geschlossenen Felskluft bewirkt wird, ermöglicht es das Wachstum der Felsrisse als Ermüdungsbruch an der Kluftspitze zu beschreiben. Linearelastische Bruchmechanikmodelle (LEFM – Linear Elastic Fracture Mechanics) können den Bruchwiderstand sowohl bei statischen wie auch dynamischen Belastungen beschreiben und dies unter der Annahme eines ideal elastischen, homogenen und isotropen Materials. Trotz diesem idealen Verhalten werden diese Modelle recht kompliziert, falls alle Parameter berücksichtigt werden. Deshalb wird im folgenden ein vereinfachter Ansatz vorgestellt, welche auf in der Praxis einfach handhabbaren Parametern basiert, ohne wichtige, physikalische Effekte zu vernachlässigen.

Der vereinfachte Ansatz entspricht einem globalen Bruchmechanikmodel (CFM – Comprehensive Fracture Mechanics Model) und wird im folgenden auf den geklüfteten Fels mit teilweiser Durchtrennung angewandt. Die hydrodynamische Belastung im reinen Zugbereich wird mit einem Spannungsintensitätsfaktor K_I beschrieben. Der entsprechende Materialwiderstand ist durch einen kritischen Spannungsintensitätsfaktor K_{Ic}, auch Bruchzähigkeit genannt, gegeben. Beim Rissewachstum wird zwischen insta-

bilem Wachstum, welches zum plötzlichen Bruch (Sprödbruch) führt und zwischen langsamer, stabiler Risseausweitung unterschieden. Sprödbruch tritt ein, falls der Spannungsintensitätsfaktor gleich oder höher als die Materialzähigkeit ist. Er kann sowohl für statische wie auch dynamische Belastung erfolgen. Ein langsames Rissewachstum entsteht, falls die statische oder dynamische Belastung an der Rissespitze geringer als die Materialzähigkeit ist. Das langsame Rissewachstum ist die Folge von Ermüdung und hängt von der Anzahl und Amplitude der Wechselbelastung ab. Um die hydrodynamische Belastung in ein Bruchmechanikmodel zu implementieren, muss basierend auf dem Wasserdruck σ_{wasser} eine Felsspannung an der Kluftspitze bestimmt werden, welche durch den Spannungsintensitätsfaktor K_I charakterisiert ist. Dieser Faktor hängt von der Druckverteilung entlang der Kluft, deren Länge und von einem Korrekturbeiwert *f* ab:

$$K_I = \sigma_{water} \cdot f \cdot \sqrt{\pi a} \tag{5}$$

wobei K_I in MPa $m^{1/2}$ und der Wasserdruck in MPa ausgedrückt wird. Dabei werden folgende Annahmen getroffen: 1) das dynamische Verhalten der Belastung hat keinen Einfluss, 2) die Druckverteilung entlang der Kluft ist konstant, 3) nur einfache Geometrien von teilweise durchtrennten Klüften werden berücksichtigt, 4) die Klüfte sind eben.

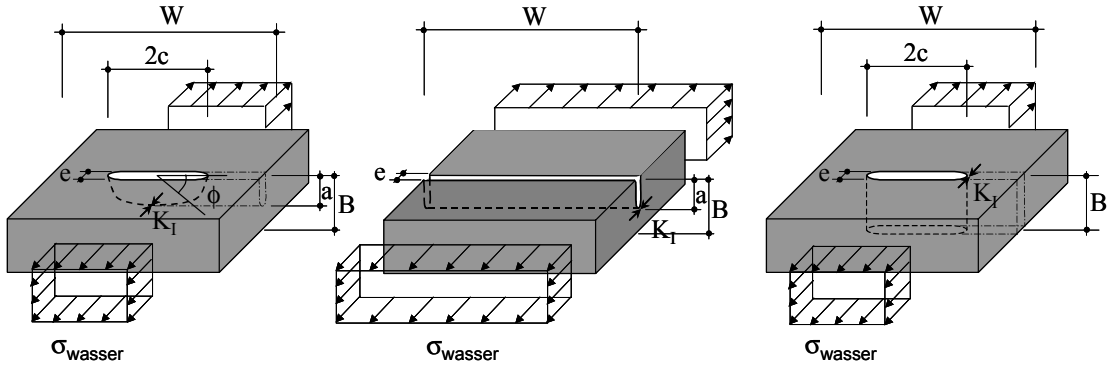


Abbildung 6: Vorgeschlagene Grundformen für teilweise durchtrennte Klüfte in einem Felselement. 1. Grundform: halbelliptischer Riss (EL); 2. Grundform: einfacher Riss über ganze Breite (SE); 3. Grundform: durchgehender Riss im Zentrum (CC).

Der Korrekturbeiwert *f* ist von der Art der Kluft in einem Felselement abhängig. In Abbildung 6 sind drei Grundarten von teilweise durchtrennten Klüften in einem Felselement dargestellt. Der Wasserdruck ist jeweils an der Aussenseite des Elementes angebracht. Für diesen einfachen Ansatz werden vorerst keine Felselemente mit Mehrfachklüften betrachtet. Die Wahl der massgebenden Grundform wird vom Felstyp und dessen Klüftigkeit bestimmt. Der halbelliptische oder halbkreisförmige Riss entspricht einer Kluft, die vom umgebenden Fels in zwei Richtungen gestützt wird. Die entsprechenden Spannungsintensitätsfaktoren K_I sollten also im Falle von schwach geklüftetem Fels angewendet werden. Die zweite Rissegrundform entspricht einem Riss über die ganze Breite des Felskörpers ohne ihn aber ganz zu durchtrennen. Eine Felsmitwirkung ist also nur in seitlicher Richtung zum Riss gegeben und dementsprechend werden die Spannungsintensitätsfaktoren K_I grösser sein als bei der ersten Grundform. Die zweite Grundform ist also bei mittel bis stark geklüfteten Fels angebracht. Die dritte Grund-

form entspricht einem Riss, welcher das Felselement im Zentrum vollständig durchtrennt. Die Felsmitwirkung ist wie bei der zweiten Grundform vor allem in seitlicher Richtung zur Kluft vorhanden, aber etwas grösser. Die dritte Grundform sollte ebenfalls für mittel bis stark geklüfteten Fels verwendet werden. Eine Zusammenstellung der Korrekturbeiwerte *f* für die drei vorgestellten Grundformen findet sich in Abbildung 7.

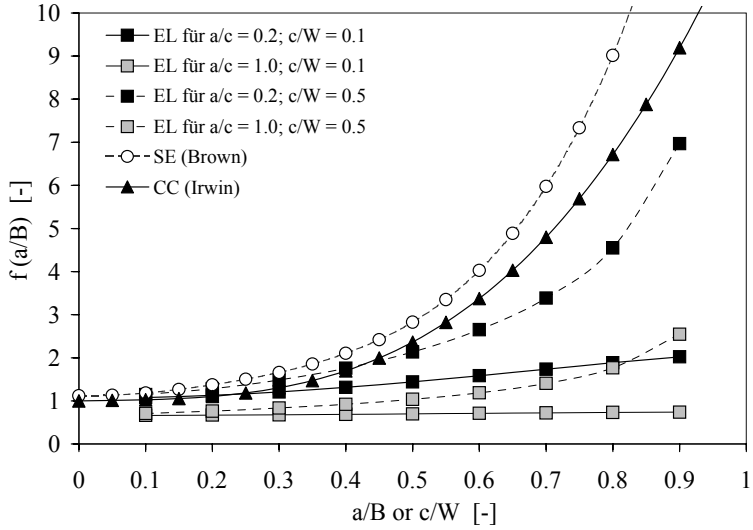


Abbildung 7: Korrekturbeiwerte f für verschiedene Randbedingungen und Grundformen von Klüften in einem Felselement. Grundformen gemäss Abbildung 6.

Die Bruchzähigkeit von Fels hängt von einer Vielzahl von Parametern ab. Im nachfolgenden wird sie auf die mineralogische Felsart und die Zugfestigkeit T oder die einachsige Druckfestigkeit UCS bezogen. Im weiteren werden Korrekturen für die Belastungsrate und die initialen Gebirgsspannungen eingeführt. Die so korrigierte Bruchzähigkeit wird als in-situ Bruchzähigkeit K_{Icins} bezeichnet, für welche folgende empirische Beziehungen aufgrund einer umfassenden Auswerkung von Laborversuchen gefunden werden konnte (Bollaert, 2002):

$$K_{I\,ins,\,T} = (0.105 \text{ to } 0.132) \cdot T + (0.054 \cdot s_c) + 0.5276 \quad (6)$$

$$K_{I\,ins,\,UCS} = (0.008 \text{ to } 0.010) \cdot UCS + (0.054 \cdot s_c) + 0.42 \quad (7)$$

wobei T, UCS und σ_s in MPa ausgedrückt werden. Instabiles Rissewachstum, welches zum plötzlichen Sprödbruch führt, ist durch die Bedingung $K_I \geq K_{Icins}$ definiert.
Für Spannungsintensitätsfaktoren, welche noch unter der in-situ Bruchzähigkeit des Fels liegen, ergibt sich ein stabiles, zeitabhängiges Rissewachstum entsprechend der Belastungsgeschichte. In Anlehnung an das Rissewachstum infolge Ermüdung im Stahlbau, kann gemäss Paris et al. (1961) die Risswachstumsrate wie folgt definiert werden:

$$\frac{da}{dN} = C \cdot (\Delta K_I)^m \quad (8)$$

wobei a die Risselänge und N die Anzahl der Lastwechsel bedeuten. Die Risswachstumskonstante C und die Steigung der Risswachstumsgeraden m sind Felsparameter, welche aus Experimenten erhalten werden können (Tabelle 2). ΔK_I entpricht der Differenz zwischen dem maximalen und minimalen Spannungsintensitätsfaktor an der Kluftspitze. Um die zeitliche Entwicklung des Kolkvorganges mit diesem Bruchmechanikan-

satz zu beschreiben, müssen die Felsparameter C und m für einen konkreten Standort bestimmt werden.

Felsart	Exponent m	Koefficient C
Arkansas novaculite	8.5	1.0E-8
Mojave quartzite	10.2-12.9	3.0E-10
Tennessee sandstone	4.8	4.0E-7
Solenhofen limestone	8.8-9.5	1.1E-8
Falerans micrite	8.8	1.1E-8
Tennessee marble	3.1	2.0E-6
Westerley granite	11.8-11.9	8.0E-10
Yugawara andesite	8.8	1.1E-8
Black gabbro	9.9-12.2	4.0E-9 - 5.0E-10
Ralston basalt	8.2	1.8E-8
Whin Sill dolerite	9.9	4.0E-9

Tabelle 2: Risswachstumskonstante C und Steigung der Risswachstumsgeraden m für verschiedene Felsarten.

5. Schlussfolgerungen

Ein neues Model zur Abschätzung von Endkolktiefen im teilweisen oder vollständig geklüftetem Fels infolge von frei fallenden Hochdruckstrahlen konnte Dank hydraulischen Modellversuchen mit Prototypstrahlgeschwindigkeiten entwickelt werden. Der globale, aber dennoch physikalisch begründete Ansatz basiert auf den zwei massgebenden Prozessen für die Kolkbildung: 1) Hydrodynamisches Rissewachstum an Kluftenden und 2) dynamischer Auftrieb auf die so geformten Kluftkörper. Der erste Prozess beinhaltet das instabile, plötzliche Rissewachstum mit anschliessenden Sprödbruch oder die langsame Risseentwicklung als Folge der Ermüdung. Der zweite Prozess bestimmt ob die entstandenen Kluftkörper durch den dynamischen Auftrieb aus dem Felsverband herausgelöst werden können oder nicht. Das Model basiert auf mehreren hydraulischen und geotechnischen Parametern, welche anhand von vorhandenen Prototypdaten kalibriert werden können. Erste Anwendungen des Modelles unter anderem für die Kolkentwicklung unterhalb der Staumauer Cabora Bassa in Mozambique, sind erfolgversprechend.

Bibliographie

Bellin, A.; **Fiorotto**, V. (1995): Direct dynamic force measurement on slabs in spillway stilling basins, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 121, N° 10, pp. 686-693.

Bollaert, E. (2001): Spectral density modulation of plunge pool bottom pressures inside rock fissures, XXIXth IAHR Congress, Student Paper Competition, Beijing, China.

Bollaert, E. (2002): Transient water pressures in joints and formation of rock scour due to high-velocity jet impact, Communication N° 13 of the LCH of the EPFL, Lausanne, Switzerland.

Bollaert, E. & **Schleiss**, A. (2001): A new approach for better assessment of rock scouring due to high velocity jets at dam spillways, Proceedings of the 5th ICOLD European Symposium, Norway.

Ervine, D.A.; **Falvey**, H.R.; **Withers**, W. (1997): Pressure fluctuations on plunge pool floors, Journal of Hydraulic Research, IAHR, Vol. 35, N°2.

Verdankung
Die Forschungsarbeit wurde in Rahmen der Kommission für Technische Innovation des Bundes (KTI Projekt N°5278.1) zusammen mit den Projektpartnern Stucky Consulting Engineers Ltd. und dem Schweizer Talsperrenkommittee finanziert.

Adresse der Autoren
Dr Erik Bollaert und Prof. Dr Anton Schleiss
Laboratoire de Constructions Hydrauliques (LCH) – ENAC - EPFL
1015 Lausanne, Schweiz, Tel: +41-21-693 63 77, Fax: +41-21-693 22 64
http://lchwww.epfl.ch, erik.bollaert@epfl.ch, anton.schleiss@epfl.ch

Internationales Symposium 2002 in Zürich
MODERNE METHODEN UND KONZEPTE IM WASSERBAU
Organisiert von der Versuchsanstalt für Wasserbau,
Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich und
dem Schweizerischen Wasserwirtschaftsverband

BEMESSUNG VON HOCHWASSERSCHUTZBAUTEN IM HAFEN HAMBURG

Dr.-Ing. Christoph Miller, Dipl.-Ing. Bernd Möller, Dipl.-Ing. Manfred Glimm

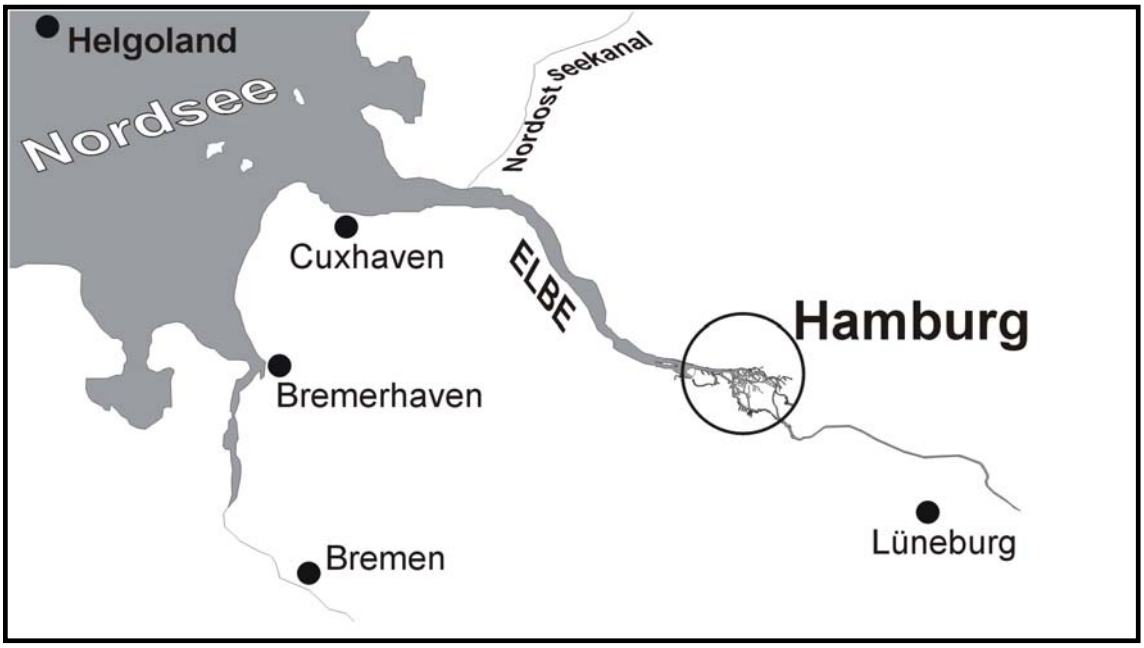


Abb. 1: Lage Hamburgs zur Nordsee

Einleitung

Hochwasserschutz in Hamburg bedeutet Schutz vor Sturmfluten für die Stadt und den Hafen. Sturmfluten sind seit Jahrhunderten für die Bevölkerung der Küstenregion an der Nordsee eine schreckliche Gefahr vor dem „blanken Hans“ (**Abb. 1**). Hamburg hat 1962 eine schwere Sturmflut erlitten, verbunden mit über 300 Toten. 1976 trat wieder die bislang höchste Sturmflut ein, bei der aber die nach 1962 begonnenen und zum großen Teil fertiggestellten Schutzbauten ihre Wirkung zeigten.

Das Konzept im Hafen ist auf Grund der topografischen Struktur geprägt von sogenannten Hochwasserschutzpoldern. Durch Einpolderungen werden Hafenflächen, auf denen wichtige Hafenfunktionen erfüllt werden, direkt geschützt. Polder sind privat getragene Gemeinschaften, die den Hochwasserschutz für ihre Zwecke organisieren, bauen und unterhalten. Bei diesem Konzept werden

allerdings infrastrukturelle Bereiche wie Straßen, öffentliche Flächen oder auch Bahnanlagen teilweise vom Wasser überspült, so dass damit über begrenzte Zeit keine Aktivitäten möglich sind (**Abb. 2**).

Ein wesentliches Kriterium für wirksamen Sturmflutschutz ist die Festlegung der Höhe, die ein Garant für Schutz vor erwarteten Sturmfluten ist. Auf Grund weltweiter Forschungen und wissenschaftlicher Überlegungen ist bis 1990 nicht nur in Hamburg sondern an der gesamten Küste der Nordsee untersucht worden, wie ein Schutz für die nächsten Jahrzehnte bzw. Jahrhunderte sicherzustellen ist.

Hamburg hat die Ergebnisse der Sturmflutforschung zur regionalen Festlegung der neuen Bemessungssturmflut eingebracht und für Hamburg und den Hafen Bemessungswasserstände (**s. Abb. 2**) festgelegt.

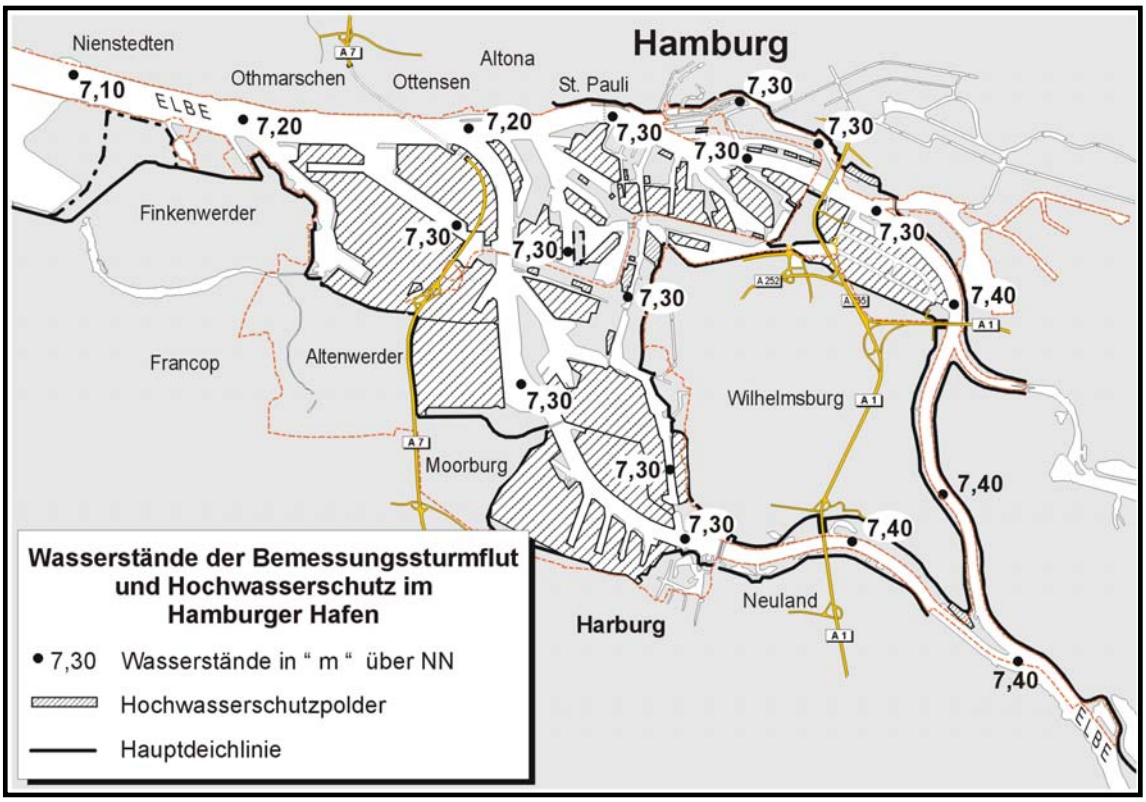


Abb. 2: Hochwasserschutz in Hamburg / Bemessungswasserstände

Konzeptioneller Ansatz für die Bemessung

Vor 1990 wurde Hochwasserschutz für eine Region durch einen einheitlichen Bemessungswasserstand definiert, aus dem dann entsprechend einheitliche Sollhöhen abgeleitet wurden. Auf Grund jahrzehntelanger wissenschaftlicher Untersuchungen und einer regionalen Betrachtungsweise konnte ein differenziertes Schutzkonzept entwickelt werden.

Der in nordwestlicher Richtung verlaufende Strom Elbe ergibt ein besonders hohes Risiko von Sturmflutsituationen bei einer entsprechenden Windausrichtung. Aus dieser Lage in Verbindung mit Einflussfaktoren, die sich aus der Tide,

aus dem Windstau und aus der Interaktion zwischen Wind und Wellen ergeben wurde das neue Konzept

„Hochwasserschutz durch gleiche Sicherheit“

definiert.

Das bedeutet, dass im Hochwasserschutz nach Abschnitten, die windzu- bzw. windabgewandt sind unterschieden wird. Dadurch war der Weg frei für eine lokale Betrachtungsweise der zu schützenden Areale. [4, 6]

Bemessungswasserstand

Eine Länderarbeitsgruppe der deutschen Bundesländer Niedersachsen, Hamburg und Schleswig-Holstein legte 1990 abgestufte, stromaufwärts ansteigende Bemessungswasserstände fest (z.B. St. Pauli NN +7,30 m). Dieser für einen Zeitraum von 100 Jahren höchste zu erwartende Ruhewasserstand berücksichtigt den säkularen Anstieg von 30 cm, den Bemessungs-Windstau von 385 cm beim Tidehochwasser (Thw) und einen Oberwasserzufluss der Elbe von 2200 m³/ s.

Sollhöhenermittlung

Die Sollhöhe einer Hochwasserschutzanlage (HWS-Anlage) wird aus dem örtlichen Wellenklima und dem daraus resultierenden Wellenüberschlag abgeleitet: Sollhöhe je HWS-Wandabschnitt = Bemessungswasserstand + Freibord (**Abb. 3**); d. h. die Höhe ist auch durch Betrachtung der Überschlagsmengen gestaltbar.

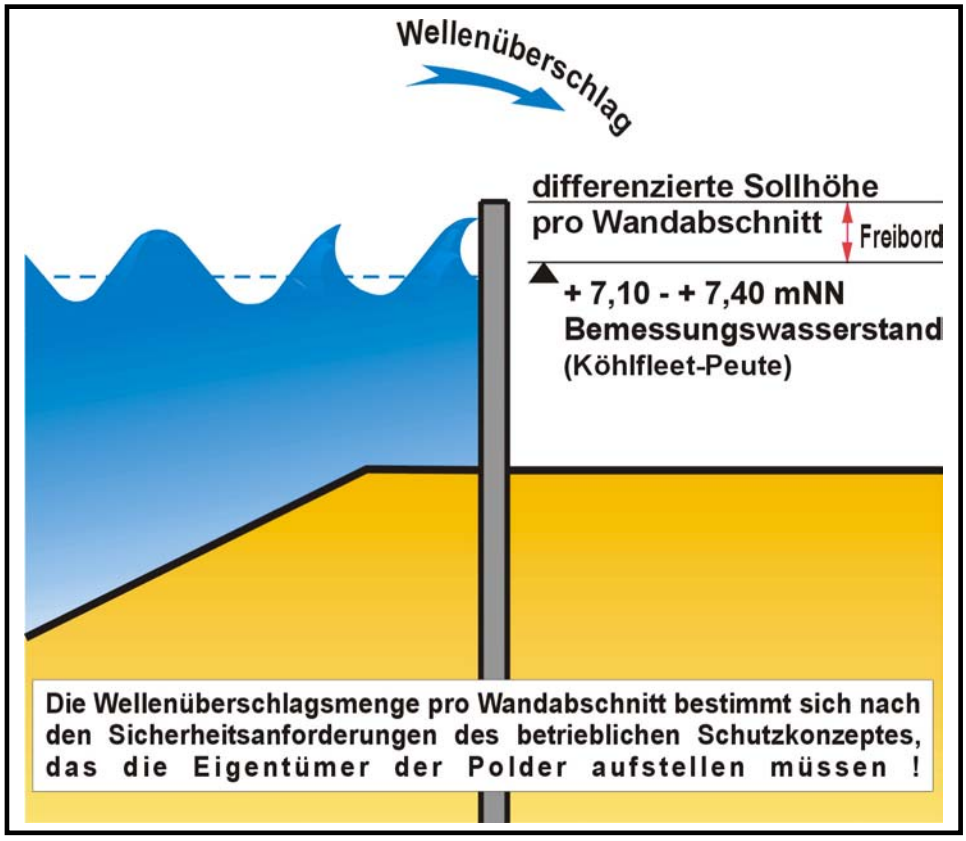


Abb. 3: Sollhöhe von Hochwasserschutz (HWS) - Anlagen

Dabei wird die Freibordhöhe bestimmt entweder in den Luv-Bereichen (windzugewandt) durch die Wellenhöhe und den Wellenangriffswinkel an der Wand sowie den Wellenüberschlag, oder in den Lee-Bereichen (windabgewandt) durch einen Mindestfreibord.
Die Optimierung der Sollhöhe jedes Wandabschnittes ist außerdem von dem betrieblichen Schutzkonzept abhängig, das die Poldergemeinschaften unter Berücksichtigung der Sicherheitsanforderungen bezüglich der vertretbaren Wellenüberschlagsmengen aufstellen müssen. [3]

Wellenklima

Für die Bemessung von Hochwasserschutzanlagen ist es im Bezug auf die Einwirkungen aus den Wasserständen von großer Bedeutung, neben der hydrostatischen Last auch die dynamische Last aus Wellen zu kennen. Die verschiedenen Formen von Wellen erzeugen sehr unterschiedliche Kräfte auf vorhandene Bauwerke. Aus diesem Grund wurde das Wellenklima innerhalb des Hafens in Bezug auf die unterschiedlich großen Wasserflächen erfasst, um aus dem Wellenklima auf die lokale Wellensituation und deren Wirkung auf Hochwasserschutzwände schließen zu können.

Das niederländische Wasserbauinstitut *DELFT HYDRAULICS* (Delft / Nederland) hat mit Hilfe des numerischen Wellenvorhersagemodells HISWA (Hindcast of Shallow Water Waves) das Wellenklima simuliert. Das HISWA–Modell ist ein Programm für die Berechnung von kurzkämmigen, in der Richtung gestreuter Wellen. Die Simulation wurde für ein Windspektrum von 220°-300° gegen Nord und einer Windgeschwindigkeit von 20 m/s bzw. 17 m/s abgespeichert. Der Berechnung liegt der stromaufwärts ansteigende Bemessungswasserstand (**Abb. 2**) zugrunde und nur der Verlauf der HWS-Anlagen wurde als Hindernis angenommen.

Das Ergebnis der Modellberechnung sind Daten der Tiefwasserwellen 40 m vor den HWS-Anlagen. Diese Parameter wurden unter Berücksichtigung von Refraktion und Shoaling in Flachwasserwellen an den Fuß der HWS-Anlage transformiert. Die Auswirkungen des Vorlandes vor jeder Polderwand wurden in diese Umformung einbezogen. Dazu wurden die unterschiedlichen Vorlandgeometrien vier schematisierten Typen zugeordnet.

Die so berechneten Wellendaten werden für die Sollhöhenermittlung und die Belastungsansätze von HWS-Anlagen auf verschiedene Arten, z.B. als Farbplot in Form eines Lageplanes, als graphische Darstellung oder signifikante Wellenhöhen etc. dargestellt. [6]

Wellenüberschlag

Das *DANISH HYDRAULIC INSTITUTE* (*DHI,* Hørsholm / Denmark) führte Untersuchungen zur Bestimmung von Wellenüberschlag an HWS-Wänden und an Deichen durch.

Es wurden Nomogramme zur Bemessung der erforderlichen Freibordhöhen in den Luv-Bereichen der HWS-Anlagen entwickelt. Mit diesen Nomogrammen - basierend auf physikalischen Modellversuchen im Maßstab 1:10 mit Wellenspektren – können in Abhängigkeit von der signifikanten Wellenhöhe an der Wand, dem zugehörigen Wellenangriffswinkel und dem Windeinfluss die Frei-

bordhöhe oder die Spitzenwellenüberschlagsrate im Tidescheitel ermittelt werden (s. **Abb. 4**). Zur Erleichterung der Optimierung der Wandhöhen bei größeren Luv-Bereichen wurde eine spezielle Software entwickelt.

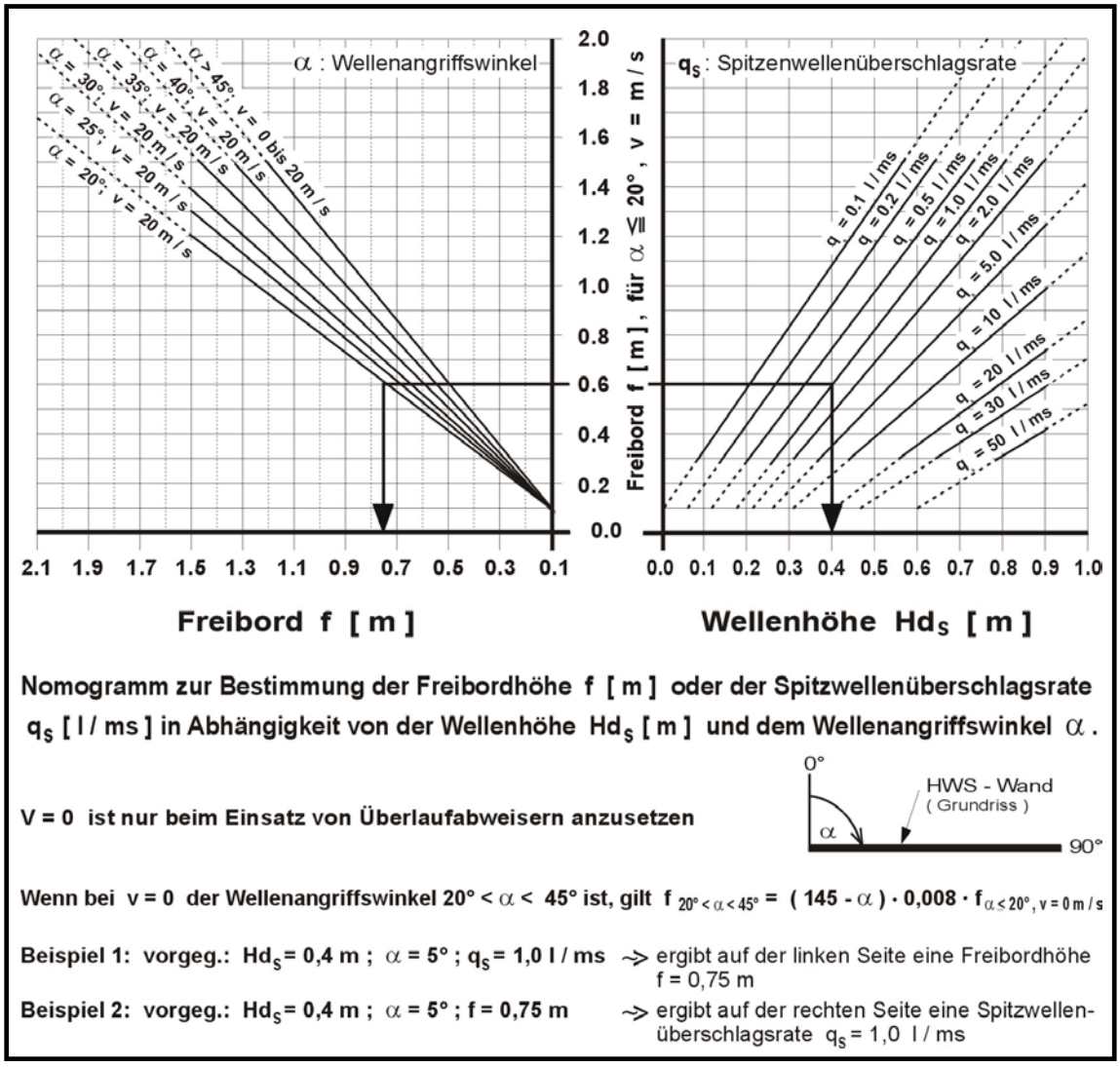


Abb. 4: Nomogramm zur Wellenüberschlagsermittlung

Wellendämpfende Maßnahmen

Eine wirtschaftliche Alternative kann die Reduzierung der Wellenhöhe durch wellendämpfende Baumaßnahmen vor der HWS-Wand sein, um somit den Wellenüberschlag und die Belastung der Wand zu vermindern. Die Ansätze zur Bemessung basieren auf Ergebnissen von Gutachten des *GROSSEN WELLENKANALS (GWK*, Forschungseinrichtung der Universitäten Hannover und Braunschweig in Hannover) und des *LEICHTWEISS-INSTITUTES (LWI,* Universität Braunschweig). Vier wellendämpfende und belastungsmindernde Baumaßnahmen und deren Kombination wurden empfohlen [6]:

- Aufgelöste Wand (= vor der HWS-Wand gelagerte durchlässige Wand)

- Unterwasserschwelle (= vor der HWS-Wand gelagerte geschüttete oder geschichtete, durchlässige Konstruktion)
- Überlaufabweiser (= ein bis zu 40 cm hohes Stahlblech an der HWS-Wandoberkante)
- Horizontaler Verbau (=horizontale Träger- oder Spundbohlen an der HWS-Wand)

Wellenbelastung

Weitere Modellversuche im *GROSSEN WELLENKANAL* hatten ergeben, dass bei den vorhandenen Bauwerksgeometrien, Wasserständen und Seegangsverhältnissen im Hamburger Hafen verschiedene Belastungsarten aus brechenden und nichtbrechenden Wellen an den HWS-Wänden auftreten können. Für die Bemessung der HWS-Wände im Lastfall Hochwasser wurde ein vom *Leichtweiß-Institut* empfohlenes Bemessungskonzept zugrunde gelegt:

Ausgehend von den Seegangsparametern im Tiefwasser sowie der Bauwerksgeometrie und den Wassertiefen wird die Transformation der Wellen bis vor die HWS-Wand berechnet. Mit den so ermittelten lokalen Wellenparametern wird anhand eines Brecherkriteriums entschieden, welcher Wellen- / Belastungsfall vorliegt. Für die Berechnung der Wellendruckbelastung wurden folgende Lastansätze gewählt:

- Verfahren von *MICHE-RUNDGREN* [1] für stehende Wellen
- Verfahren nach [1] für bereits gebrochene Wellen und
- ein vom *Leichtweiß-Institut* entwickelter Ansatz für Sturzbrecher.

Mit den instationären Tidewasserständen wurde die Wellenerwartung korreliert und die dominanten Lastsituationen herausgearbeitet, um dann eine vereinfachte Bemessung mit Ersatzlasten zu ermöglichen.

Dieses beschriebene Bemessungsverfahren wurde auf ausgewählte Polder angewandt. Die Auswertung der so ermittelten Wellenlasten hat ergeben, dass ein vereinfachter, generalisierter Lastansatz möglich ist. Die Größe dieser Ersatzlasten ergibt sich für den zu untersuchenden HWS-Wandabschnitt in Abhängigkeit von der örtlich vorhandenen maximalen signifikanten Wellenhöhe an der Wand sowie dem nachzuweisenden Belastungsfall, der auch den maximalen Wert aus „Sturzbrecher“ berücksichtigt.

In Lee gelegene Wandabschnitte werden für eine Mindestbelastung bemessen, die mögliche geringe Wellenbelastungen erfasst.

Ein wesentlicher Untersuchungsschwerpunkt galt der Berücksichtigung der dynamischen Einflüsse für die Bemessung von HWS-Wandkonstruktionen, die von brechenden Wellen des Typs „Sturzbrecher“ belastet werden. Mit dem Ziel, eine statische Ersatzlast für diese impulsartige, zeitlich variierende Wellendruckschlagbelastung zu formulieren, wurden vom Ing.-Büro *GRASSL* (Hamburg) umfangreiche dynamische Berechnungen (nichtlineares elastisch-plastisches Rechenmodell) durchgeführt. Zur Beurteilung der Bodensteifigkeiten dienten elektronische Vergleichsberechnungen zu vorab durchgeführten Eigenfrequenzmessungen an einer Hochwasserwand. Basierend auf der vom *Leichtweiß-Institut* entwickelten Lastverteilung und zeitlichem Verlauf des Wellendruckschlags an der HWS-Wand konnten dynamische Stoßfaktoren ermittelt

und damit statische Ersatzlasten für stehende bzw. gebrochene Wellen und „Sturzbrecher“ angegeben werden (**Abb. 5**)

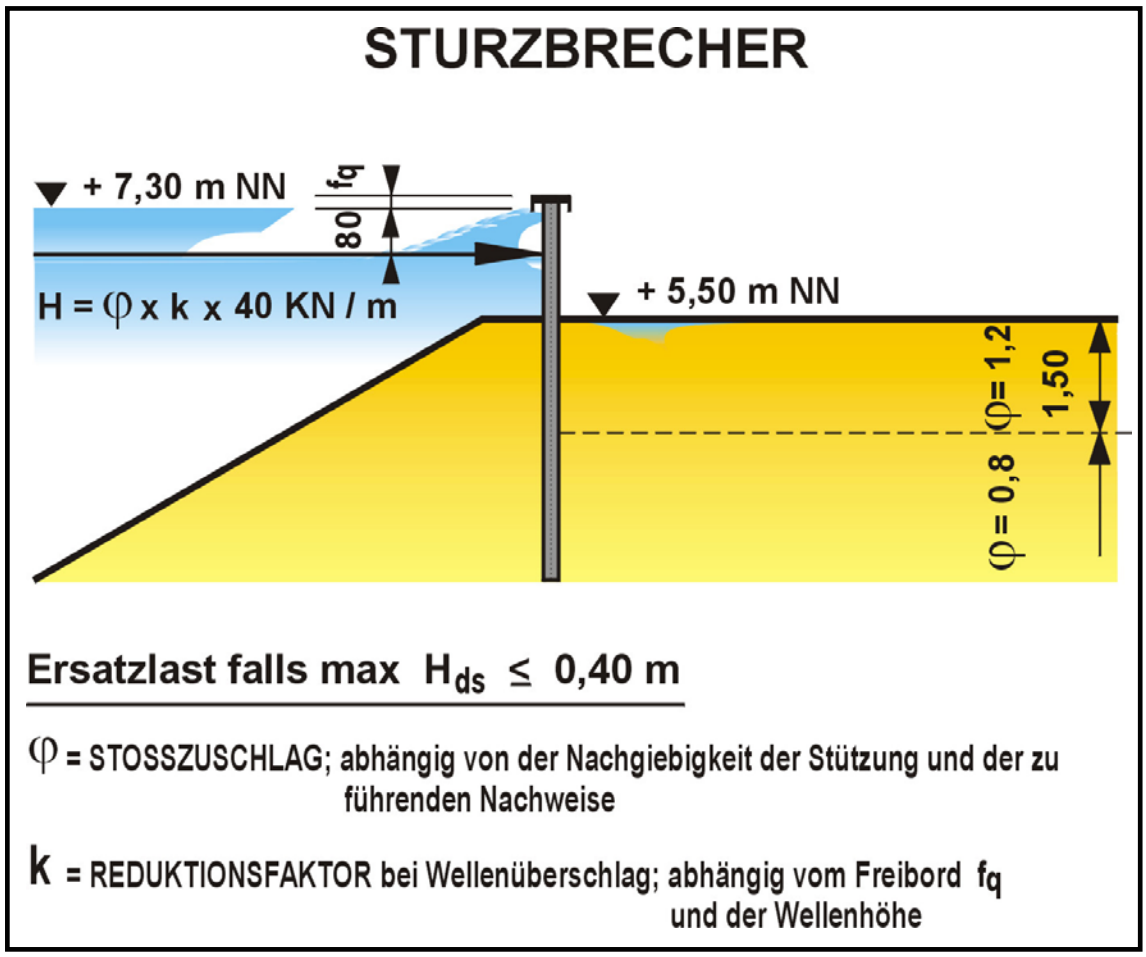


Abb. 5: Ersatzlast für Wellendruck bei Sturzbrechern

Wasserstände

Eine weitere wesentliche Bemessungsgröße ist, nach Ablauf des Hochwassers, neben dem Erddruck der Grundwasserstand, der in Küstengebieten mit der Tide schwankt. Von Strom- und Hafenbau wurden, in Zusammenarbeit mit dem Ingenieurbüro für Grundbau, Bodenmechanik und Umwelttechnik (IGB, Hamburg), die bisher geltenden Wasserstände bzw. Wasserüberdrücke überprüft und neu festgelegt. In diesem Zusammenhang sei darauf hingewiesen, daß die in der EAU [2] enthaltenen Regelungen universell sind, und die speziellen Randbedingungen eine differenzierte Betrachtung erfordern.

Zur Ermittlung der Wasserstände wurden die im Bereich der Ufereinfassung auftretenden instätionären Grundwasserströmungen, die sich aus den Tidewasserständen ergeben, eingehend rechnerisch untersucht. Die Berechnungen wurden mit einem aufwendigen Finite-Element-Programm durchgeführt, das in der Lage ist, die im Querschnitt auftretenden instationären Strömungsvorgänge zweidimensional zu modellieren. Die rechnerischen Ermittlungen wurden zur Verifizierung mit gemessenen Werten verglichen.

Mit dem vorgenannten FEM-Modell wurden für acht Hauptquerschnitte die bei verschiedenen Bemessungstiden auftretenden Grundwasserstände berechnet. Die untersuchten Querschnitte deckten dabei die wesentlichen im Hamburger Hafen vorkommenden Typen von Kaianlagen und HWS-Wänden ab.

Als Grundlage für die tideabhängigen Modellrechungen wurden von Strom- und Hafenbau vier Bemessungstideverläufe der Elbe vorgegeben.

- Normaltide
- Extremes Niedrigwasser mit einem Abfall des Elbwasserstandes bis auf -3,50 m NN
- Extremes Hochwasser mit einem Scheitelpunkt von +7,30 m NN
- Kettenhochwasser mit drei Tiden auf +6,00 m NN

Ausgewertet wurden jeweils die Wasserüberdrücke Δh zum Zeitpunkt der in **Abb. 6** dargestellten Niedrigwasserereignisse NW1 - NW5. Die Ergebnisse in **Abb. 6** zeigen exemplarisch die Grundwasserstände für die Bemessungstide in Verbindung mit einer Sturmflut. [5], [7]

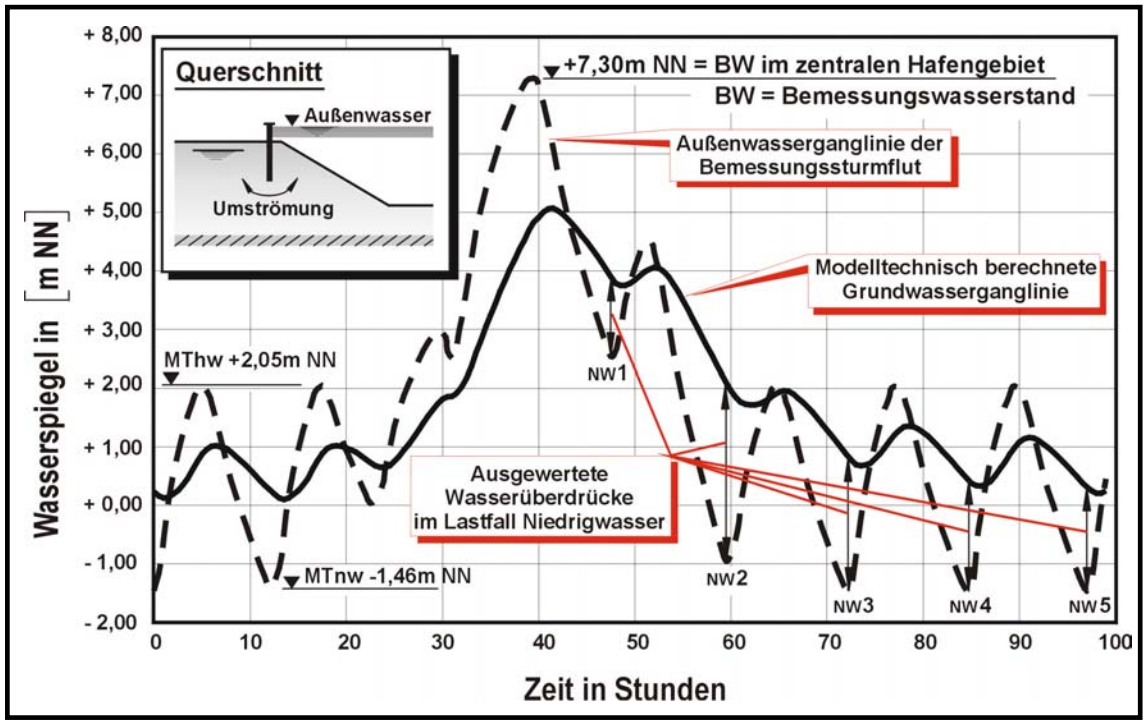


Abb. 6: Extrapolation des Binnenwasserstandes auf Außenwasserstände der Bemessungssturmflut

Berücksichtigt wurden dabei sowohl die Einflüsse einer die Umströmung behindernden Schicht (z.B.Klei) am Spundwandfuß, wie auch der Einfluss von versickerndem Wellenüberschlagswasser in Abhängigkeit von der jeweils vorhandenen Oberflächenbefestigung und korrespondierende bodenmechanische Zustände (**Abb. 7**).

Die Ergebnisse der vorgenannten Untersuchungen waren zu bewerten und wenn möglich zu einfachen Lastansätzen zusammenzufassen. Dabei ergaben sich all-

gemein gültige Lastansätze für die in Hamburg auftretenden Ereignisse der Normaltide, für extremes Niedrigwasser und ablaufendes Hochwasser. Weichen die örtlichen Verhältnisse stark von den untersuchten Randbedingungen ab, so sind abweichende Regelungen zu treffen, die durch entsprechende Untersuchungen zu belegen sind.

Im Bemessungsfall koppelt sich diese Belastungssituation mit den vorher beschriebenen Ermittlungen der Wellenkonfiguration. Außerdem ist noch der Fall von im Wasser unkontrolliert schwimmenden Gütern zu berücksichtigen, die Stoßkräfte auf die Hochwasserwand erzeugen können.

Diese relativ komplexe Situation für die Bemessung von HWS-Anlagen, die neben den Einwirkungen auch eine Lastfalldefinition und damit verbunden ein Sicherheitskonzept beinhalten, ist ausführlich beschrieben in den Technischen Rahmenbedingungen für den privaten Hochwasserschutz in Hamburg. [3]

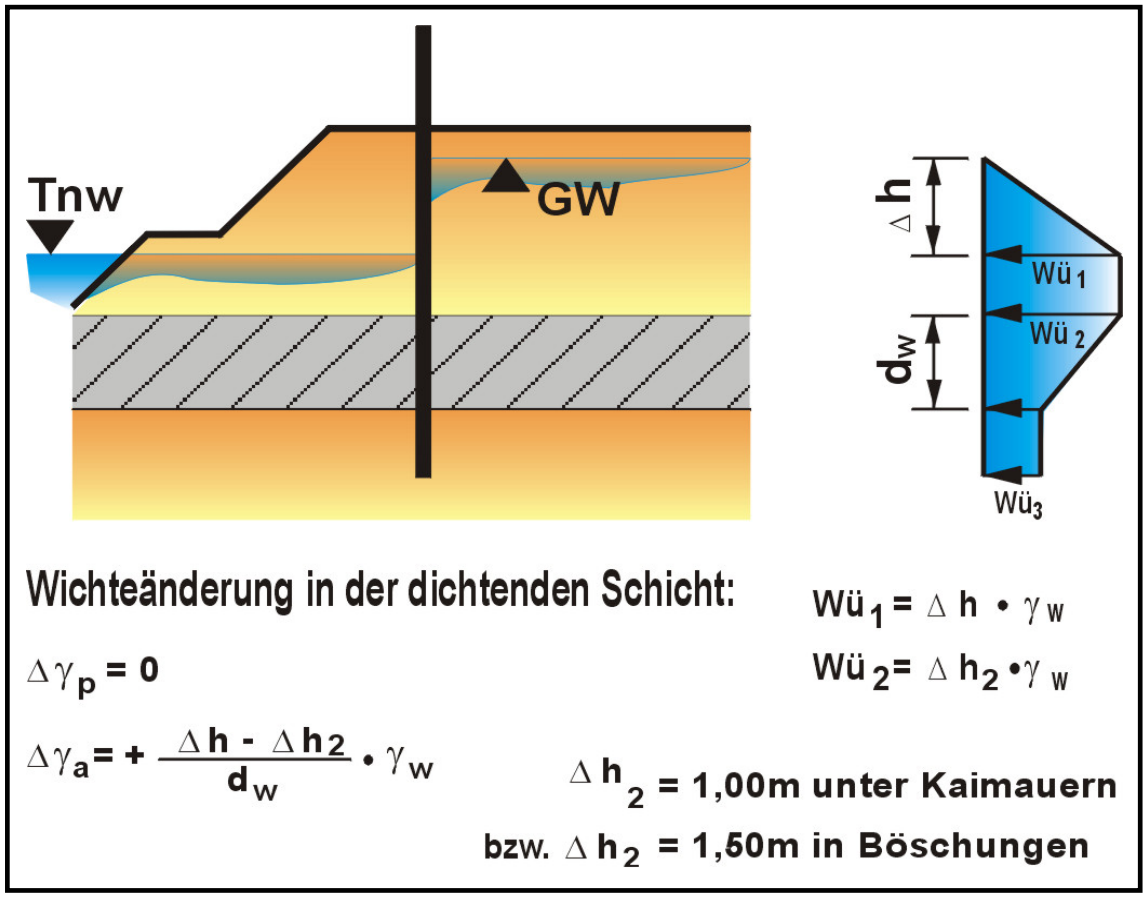


Abb. 7: Hydraulische Falldefinition: Wasserüberdruck und Rammgewichtsänderungen, Beispiel eines Niedrigwasserfalls
(Tnw = Tideniedrigwasser, GW = Grundwasserstand)

Zusammenfassung

Das über mehrere Jahre mit Hilfe verschiedenster Untersuchungen entwickelte Bemessungskonzept, welches das Hochwasserschutzziel für die nächsten 100 Jahre in Hamburg definiert, ist in dieser differenzierten und auch an lokalen Randbedingungen abgeleiteten Form einmalig.

Der Grundansatz, sich bei Schutzkonzepten an den auftretenden Ereignissen zu orientieren, die in der Regel gekoppelt sind mit erkennbaren bzw. nachgewiesen meteorologischen bzw. physikalischen Ereignissen, wurde hier konsequent umgesetzt. Das vorliegende Hochwasserschutzkonzept wird bei der z. Zt. laufenden Anpassung bzw. Überprüfung der vorhandenen HWS-Anlagen angewandt und findet bei den teilweise bereits im Bau befindlichen neuen bzw. anzupassenden Anlagen seine Anwendung.

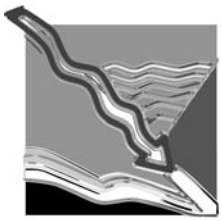
Literatur

[1] SHORE PROTECTION MANUAL, Coastal Engineering Research Center, Department of the army, Waterways Experiment Station, Corps of Engineers, PO Box 631, Vicksburg, Mississippi 39180, 1984
[2] Empfehlungen Arbeitsausschuss Ufereinfassungen, EAU 1996, 9.Auflage, Verlag Ernst & Sohn
[3] Freie und Hansestadt Hamburg, Wirtschaftsbehörde – Strom- und Hafenbau – „Technische Rahmenbedingungen für die Fördermaßnahme Projekt Privater Hochwasserschutz“
[4] Tagungsband zum HTG-Sprechtag am 02.10.1996 in Hamburg „Hochwasser schutz in Häfen – Neue Bemessungsansätze“, Strom- und Hafenbau
[5] *Heil, Powroschnik, Claussen, Glimm, Möller*: Neue Wasserstände für die Bemessung von Hochwasserschutzwänden und Uferbauwerken im Hamburger Hafen, Bautechnik 75 (1998), Heft 2
[6] Hochwasserschutz in Häfen – Neue Bemessungsansätze, HANSA, 134. Jahrgang 1997, Heft 4 und 5
[7] *Jürgen Scheele*: 6. Liegeplatz Predöhlkai, Kaimauer mit integrierter Hochwasserschutzwand, HANSA, 134. Jahrgang 1997, Heft 6

Autoren

Dr.-Ing. Christoph Miller; Dipl.-Ing. Bernd Möller, Dipl.-Ing. Manfred Glimm
Freie und Hansestadt Hamburg
Behörde für Wirtschaft und Arbeit
Strom- und Hafenbau
Dalmannstr. 1
D – 20457 Hamburg

Internationales Symposium 2002 in Zürich
MODERNE METHODEN UND KONZEPTE IM WASSERBAU
Organisiert von der Versuchsanstalt für Wasserbau,
Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich und
dem Schweizerischen Wasserwirtschaftsverband



Flussmorphologische Basis für die nachhaltige Stabilisierung der Salzachgrenzstrecke zwischen Bayern und Österreich

Dipl.-Ing.Dr. Michael Hengl
Dr.phil. Joachim Mangelsdorf (†)
Dipl.-Ing. Bernhard Schaipp

1 Einleitung

Die Salzach zwischen Saalachmündung und Mündung in den Inn hat sich seit Mitte des 19. Jahrhunderts zum Teil mehrere Meter eingetieft. Die Flusslänge beträgt etwa 60 km, die Talraumbreite schwankt zwischen wenigen hundert Metern in den Durchbruchsstrecken und 3 km in den Becken von Freilassing und Tittmoning. 1820 wurde zwischen Bayern und Österreich ein Staatsvertrag geschlossen, der einen über rund 100 Jahre andauernden Gewässerausbau nach sich zog und die Ziele: Festlegung der Staatsgrenze, Erhaltung der Schifffahrt, Beseitigung der „Verheerung“ und künftige Minderung des Bauaufwandes (Hochwasserschutz) hatte.

Um die erwünschte Eintiefung der Salzach zu fördern erfolgten im gesamten Flussgebiet Geschiebeentnahmen. Diese mussten sukzessive eingestellt werden, denn die Eintiefung im engen, geradlinigen Korrektionsquerschnitt nahmen ein untragbares Ausmaß an. In einigen Abschnitten wurde die Kiesauflage fast ausgeräumt und erosionsempfindliche Sande und Seetonschichten angeschnitten. Durch diese nicht-kiesigen Schichten entstehen eine Reihe von Problemen, die bis heute nicht zufriedenstellend physikalisch behandelbar sind. Deren Behandlung ist aber unabdingbar für ein fundiertes wasserbauliches und ökologisches Sanierungskonzept sowie die Gefahrenbeurteilung erosionsgefährdeter Streckenabschnitte. Durch die nicht abschätzbare Erosionsgeschwindigkeit feinkörniger Schichten können bei Hochwasser katastrophale Schäden entstehen.

Die Arbeitsergebnisse wurden in der von Bayern und Österreich finanzierten Wasserwirtschaftlichen Rahmenuntersuchung Salzach (WRS) zwischen Saalachmündung (Fkm 59,3) und Mündung der Salzach in den Inn (Fkm 1,4) entwickelt. Sie sind Grundlage für die Planung konkreter Lösungen zur nachhaltigen Sanierung des Gewässers einschließlich der begleitenden Auen und zur Gewährleistung des Hochwasserschutzes. Die Erkenntnisse sind auf Gewässer mit ähnlichen geologischen Verhältnissen übertragbar.

2 Geologie

Die Salzach entspringt an der Grenze des Bundeslandes Salzburg zu Tirol in den Kitzbüheler Alpen (Nordseite des rd. 2.470 m hohen Salzachgeiers). Das Flussgebiet der Salzach umfasst rd. 6.720 km^2, die Flusslänge beträgt etwa 226 km. Der Lauf der Salzach lässt sich in drei Haupteinheiten unterteilen, die von zwei markanten Durchbruchsstrecken (Taxenbacher Enge, Salzachöfen am Nordrand von Hagen- und Tennengebirge) getrennt werden:

- Obere Salzach (Vorderkrimml bis Taxenbacher Enge),
- Mittlere Salzach (Taxenbacher Enge bis Salzachöfen) und
- Untere Salzach (Salzachöfen bis zur Mündung in den Inn).

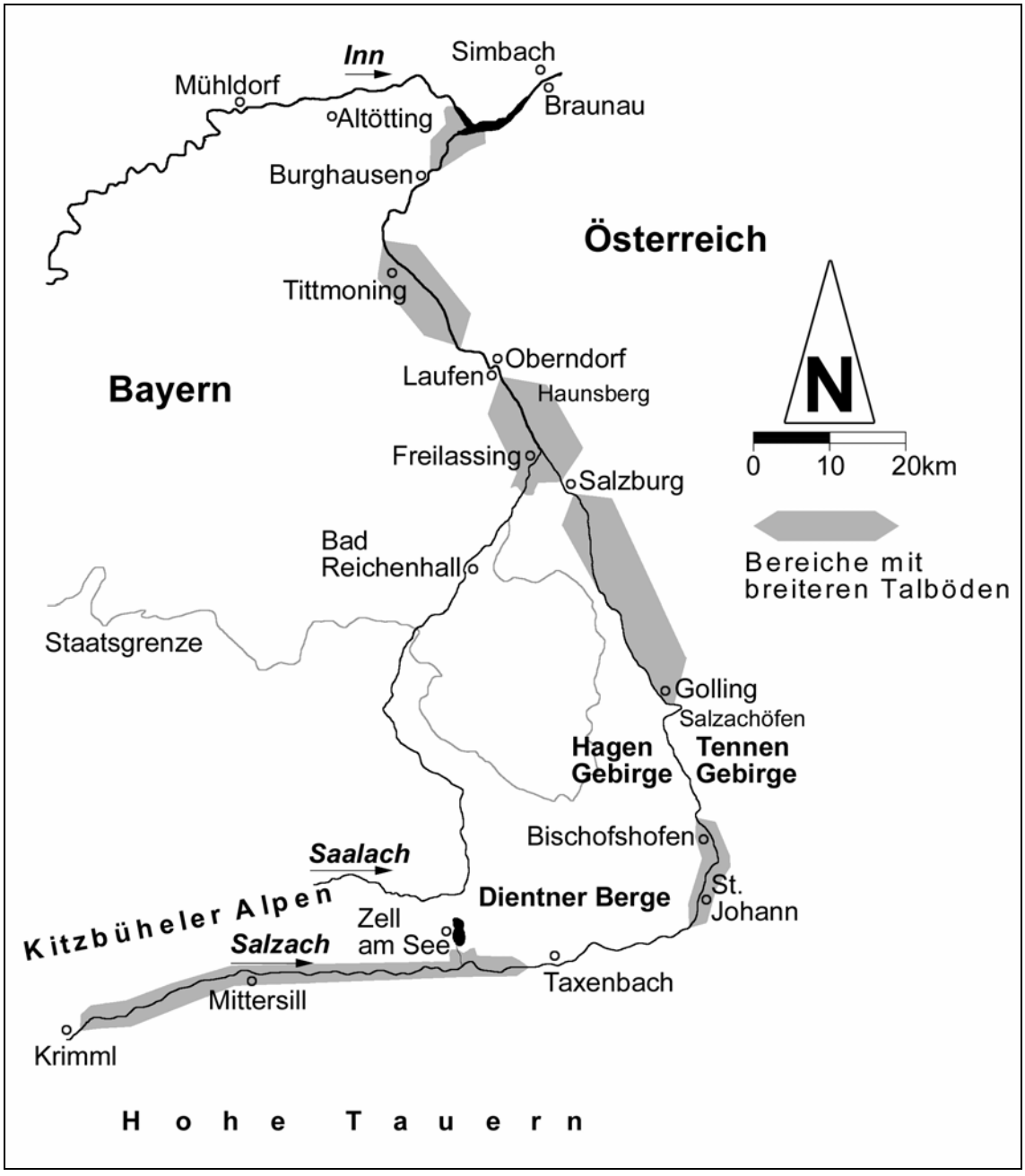


Abb. 1: Die Salzach von Krimml bis zur Mündung in den Inn

Die Untere Salzach ist von einem steten Wechsel aus Beckenlandschaften und Durchbruchsstrecken geprägt, für die flussmorphologische Bestandsaufnahme wird die betrachtete Teilstrecke der Unteren Salzach flussab der Saalachmündung näherungsweise in fünf "gleichartige" Abschnitte zerlegt (Freilassinger Becken, Laufener Enge, Tittmoninger Becken, Nonnreiter Enge, Mündungsbereich) um so das Geflecht von Wechselwirkungen vereinfachend beschreiben zu können.

Noch im Postglazial (ca. 10.000 vor heute) war das Salzburger Becken bis Laufen ein See, dessen Spiegel ca. 30 m über der heutigen Salzachsohle lag und vermutlich nach Nordosten entwässerte. Die Top-Set-Bildung („Grobkies-Glasur“) war etwa bis zur heutigen Saalachmündung vorangekommen, aber im nordöstlichen Teil noch nicht abgeschlossen. Belegt wird dies dadurch, dass in diesem Bereich der Seeton (Bottom-Set) von einer Rutschung (Haunsberg) überfahren wurde, die mit jünger als 6.000 vor heute anzusetzen ist. Die Salzach hat sich durch die Laufener Schwelle möglicherweise erst ca. 5.000 bis 6.000 vor heute hindurchgesägt und ihren heutigen Lauf geschaffen.

Die Sedimente des Freilassinger Teilbeckens wurden danach relativ rasch – binnen einiger tausend Jahre – erodiert und im Tittmoninger Becken abgelagert. Die obersten Schichten des Tittmoninger Beckens sind somit nicht – wie der südliche Teil des Salzburger Beckens – als Verlandungsprozess eines Gletschersees zu verstehen, sondern rein fluvial geprägt. Hingegen wurde das 50 bis 80 m tiefe Tittmoninger Becken ebenfalls als spätglazialer Eisrandstausee gebildet das aus dem Süden verfüllt worden ist.

In den folgenden Jahrtausenden sägte sich die Salzach durch die Nonnreiter Enge bis Burghausen zum Inn durch und schuf Gefälleverhältnisse, die im Vergleich zum Salzachoberlauf als ziemlich ausgeglichen anzusehen sind. Die 5 km lange Durchbruchsstrecke bei Laufen erniedrigte sich von 420 m auf 390 m NN.

Die Salzach hatte vermutlich nach älteren Eiszeiten einen ähnlichen Verlauf schon einmal genommen. So, wie der Salzachlauf sich aber heute darstellt ist dieser – in geologischen Zeiträumen betrachtet – relativ jung und noch immer im Wandel begriffen (Durchbrechen in die feineren Sedimente). Die Salzachkorrektion hat dieses Durchbrechen begünstigt und beschleunigt.

Zur Erfassung der Untergrundverhältnisse im Untersuchungsgebiet der WRS wurden zu 12 vorhandenen Bohrungen von 1991 bis 2001 weitere 124 Bohrungen abgeteuft. Hinzu kamen oberhalb der Saalachmündung bis Hallein 145 Bohrungen und 10 Bohrungen entlang der untersten zweieinhalb Saalachkilometer. Das sich aus den Bohrungen ergebende Bild ist sehr heterogen.

Zwischen dem schluffig-sandigen oberen Seeton und dem postglazial-rezenten Kies existiert stellenweise eine feinkörnige Zwischenschicht (Sand, kiesig). Die heutige Geschiebesohle zwischen Burghausen und der Saalachmündung ist außerordentlich unregelmäßig verteilt, sie reicht von über 5 m auf großen Bänken bis wenige Dezimeter und damit praktisch null im Stromstrich bzw. in den Außenbögen. Im Stadtgebiet von Salzburg ist die Geschiebesohle bis auf wenige Kolkauffüllungen nur etwa 1 m bis maximal 3 m mächtig. Bis auf zwei kleine Bereiche fehlt die feinkörnige Zwischenschicht. Oberhalb ca. Fkm 72 steht anstatt Seeton das Ursteiner Konglomerat als Basis an. Die dünne, 1 bis maximal 3 m mächtige Gemischauflage besteht aus Geschiebe und Konglomeratresten. In der Mündungsstrecke der Saalach hat sich eine gering mächtige Kiesauflage von ca. 1 bis 2 m bereits in die feinkörnigen Sedimente eingesenkt.

3 Abflussverhältnisse

Die Abflussverhältnisse in der Untersuchungsstrecke Fkm 59,3-1,4 werden durch die Pegel Laufen (Fkm 47,5; Beobachtungsreihe 1957/95) und Burghausen (Fkm 11,4; Beobachtungsreihe 1901/95) charakterisiert (Abflüsse in m^3/s):

Pegelname	EZG	NQ	MQ	HQ_1	HQ_5	HQ_{10}	HQ_{30}	HQ_{100}
Laufen	6113 km^2	39,4	237	1.130	1.680	2.000	2.500	3.100
Burghausen	6649 km^2	41,5	250	1.200	1.800	2.150	2.750	3.300

Für eingehendere Untersuchungen sind historische Ereignisse vor Beginn der Pegelbeobachtung von Bedeutung. Der Salzachpegel Burghausen zeigt für die Jahresreihe 1827/1989 keine Besonderheiten, jedoch öffnet sich bei Hinzufügung der fünf historischen Ereignisse im Zeitraum 1570/1827 eine andere Größenordnung: diese Ereignisse liegen mit 3.500 bis 4.600 m^3/s alle im Bereich seltener als HQ_{100} (siehe auch Kap. 5).

4 Schwebstoffe und Geschiebe

Am Pegel Burghausen wird seit 1930 eine Schwebstoffmessstelle betrieben. Die mittleren jährlichen Schwebstofffrachten betrugen im Zeitraum 1930/91 ca. 1.450.000 t/a. Die hohe Schwebstofffracht ist eine Folge der Geologie des Einzugsgebietes, der Geschiebeabrieb leistet dazu nur einen geringen Beitrag (Abriebkoeffizient nach Sternberg 0,0050 km^{-1}).

Neben Abrieb, Petrografie und Transportverhalten (Luminophorenversuch, Geschiebefänger) wurde die Zusammensetzung des Geschiebes besonders intensiv untersucht. Als Grenze zwischen Kies und Sand wurde die DIN 18196 mit $d_{40} > 2$ mm herangezogen. Unterschiedliche Beprobungsverfahren (Bohrungen, Schürfgruben in Ufernähe) lieferten ergänzend zu den Kiesbankproben wertvolle Hinweise. So liegt der mittlere Korndurchmesser d_m aller Bohrungen überwiegend im Bereich 18-22 mm, ebenso liegt der d_m aus den Schürfgruben im Vorland relativ eng beisammen (18-20 mm), dagegen liegt der d_m des Kiesbankinneren wesentlich höher (20-28 mm), wobei die untere Grenze in Abschnitten mit geringer Eintiefung bzw. gleichbleibender Sohllage erreicht wurde, der obere Grenzwert dagegen in Abschnitten mit ausgeprägter Sohlerosion. Die Proben des Geschiebefängers lagen mit d_m rd. 35 mm über dem d_m des Kiesbankinneren (Laufener Enge: rd. 27 mm). Insgesamt wurden 199 Kiesbankproben, 18 Geschiebefängerproben, 73 Proben aus Schürfgruben und 122 aus Bohrungen in die Auswertung einbezogen.

Durch die große Bandbreite der Sedimente im Flussbett (von Ton bis zu Kies) ergibt sich die Problematik, dass bestimmte Korngrößen in Abhängigkeit von der Wasserführung sowohl als Geschiebe als auch als Schwebstoff transportiert werden können.

5 Flussgeschichte

Die Flussgeschichte ist stark von der Besiedelungsgeschichte und deren Nutzungsfolgen geprägt. Im Pinzgau (Obere Salzach) entstanden um 2200 v.Chr. in der älteren Bronzezeit die ersten Siedlungen auf den Schwemmkegeln der Seitenbäche. Um 1000 v.Chr. war der Pinzgau relativ dicht besiedelt. Durch den rückläufigen Bergbau in der Hall-

stattzeit (1200-500 v.Chr.) gingen die Siedlungen wieder etwas zurück. Um 500 v.Chr. erfolgte eine Wiederbesiedelung durch die Kelten, die sich gerne in der Nähe von Flüssen oder Flussmündungen niederließen. Im 13. Jahrhundert erfasste die Obere Salzach eine zweite Besiedelungswelle. Im 15. Jahrhundert führte der Handel mit Nachbarländern zum systematischen Ausbau der Verbindungswege durch Lungau, Pongau und Pinzgau. Die Flößerei im Pinzgau wird mit der Zeit der großen Abholzungen an den Seitenhängen und Zubringern in Verbindung gebracht. Im 16. Jahrhundert setzten erste Regulierungsmaßnahmen an der Oberen Salzach und im Bereich zwischen Hallein und Tittmoning ein. Nach mehreren großen Überschwemmungen und verheerenden Wasserfluten (1570 und 1598) gaben die Bauern an der Oberen Salzach den Kampf gegen die Salzach auf und ließen einen großen Teil versumpfen. Die Salzach verwandelte innerhalb von 100 bis 200 Jahren die fruchtbarsten Böden, auf denen nachweislich im 16. Jahrhundert an vielen Stellen Getreide angebaut worden war, in unfruchtbares Sumpfland. Große Arealverluste und eine Art Malaria waren die Folge. Gegen Ende des 16. Jahrhunderts drohte die Salzach infolge der rasch voranschreitenden Verlandung in Richtung Zeller See in das Tal der Saalach auszubrechen. Um diese Gefahr abzuwenden wurde zwischen Bruck und Bleiberg ein befahrbarer Damm errichtet, die sog. „Hochstraße“. Im frühen Mittelalter fanden intensive Holzfällungen statt, deren Ursachen sich z.T. gegenseitig verstärkten:

- Zweite Siedlungswelle im 13. Jahrhundert, in der Folge: Verbesserung der Infrastruktur (bevorzugte Verwendung als Baumaterial).
- Intensivierung des Salinenwesens (Brennholzbedarf, Stollenbau).
- Große Bedeutung des Hüttenwesens im Mittelalter (Brennholzbedarf, Stollenbau).
- Zunehmender Holzbedarf der Schifffahrt (Schiffbau und Flussregulierung) zur Deckung des wachsenden Holzbedarfes von Salinen- und Hüttenwesen.

Diese Eingriffe spiegeln sich z.T. in einer Reihe von extremen Ereignissen wieder:

- 1570: Zweitgrößtes historisches Hochwasser am Pegel Burghausen (ca. 4.400 m^3/s).
- 1580: Älteste Hochwassermarke in Salzburg (Ursulinenkloster).
- 1598: Größtes historisches Hochwasser am Pegel Burghausen (ca. 4.600 m^3/s), im Oberpinzgau bricht die Salzach in den Zeller See aus. Die Gefahr des Durchbrechens der Salzach in das Saalachtal besteht bis Mitte des 18. Jahrhunderts.
- 1736: Historisches Hochwasser am Pegel Burghausen (ca. 3.500 m^3/s).
- 1776: Größtes Hochwasser in Salzburg (56 cm über dem Hochwasser von 1899).
- 1786: Historisches Hochwasser am Pegel Burghausen (ca. 3.800 m^3/s).
- 1787: Historisches Hochwasser am Pegel Burghausen (ca. 4.000 m^3/s).
- 1789: Ausbruch des Niedersiller Mühlbaches, Murgang mit 20 Millionen m^3 Schlamm und Geröll.
- 1794: Bergsturzkatastrophe Embacher Plaike, 30 Millionen m^3 Material dämmen die Salzachschlucht rd. 20 m hoch zu einem rd. 6 km langen Stausee auf (diese natürliche Sperre wurde 1797 wieder durchnagt).
- 1899: Hochwasser am Pegel Burghausen (ca. 3.350 m^3/s).

Auch die Morphologie des Flusses war durch die menschlichen Eingriffe im Einzugsgebiet geprägt. Bis 1820 hatte die Untere Salzach kein geregeltes Flussbett. Karten aus

dieser Zeit zeigen über weite Strecken ein stark verzweigtes Gewässer, das bei jedem Hochwasser seinen Lauf veränderte. Andere Bereiche (z.B. Golling bis Salzburg) zeigten einen pendelnden Gewässerlauf mit geringer Verzweigungsneigung. In einem Gutachten aus dem Jahr 1820 wird zur Verbesserung der Abflussverhältnisse empfohlen, dem Fluss einen geraden Lauf und die Fähigkeit zur selbsttätigen Eintiefung zu geben. Da die Salzach zwischen ihren natürlichen Ufern hin und her pendelte, galt es, die sich immer neu bildenden Seitenarme abzubauen und die Ufer gerade dort, wo sie einbrechen, zu sichern.

Die systematischen Regulierungsarbeiten am Oberlauf der Salzach begannen 1823 im Pinzgau. Die beiden Grenzstaaten Bayern und Österreich beschlossen mit Staatsvertrag vom 24.12.1820 eine gemeinsame Rektifikation der ”Saale und Salzach”. Zweck dieser durchgreifenden Korrektion war die Festlegung der Landesgrenze, die Erhaltung der Schifffahrt, die Beseitigung der Verheerung und die künftige Verminderung des Bauaufwands, insbesondere in der Strecke zwischen Saalachmündung und Nonnreit. Diese Korrektion wurde mit einer Normalbreite von 80 Wiener Klaftern (151,73 m) begonnen und wegen der ungenügenden Auswirkungen (zu groß bemessenen Normalbreite) durch eine geringere Normalbreite von 60 Wiener Klaftern (113,80 m) verschärft (Additional-Convention” vom 09.02.1873).

Im Stadtgebiet von Salzburg erfolgten 1856 bis 1859 die maßgeblichen Regulierungsarbeiten. Bis September 1886 war der gesamte Flusslauf von Hallein bis Salzburg, ebenso die Saalach als gemeinsame Landesgrenze geschlossen reguliert. Im Abschnitt Saalachmündung bis Nonnreit begann die planmäßige Korrektion mit der verminderten Normallinie von 113,80 m in den 60er Jahren des 19. Jahrhunderts und war im Jahre 1909 im wesentlichen abgeschlossen. In der anschließenden Strecke von Nonnreit bis Burghausen waren Teilkorrektionen zum Schutz von Siedlungen bei Unterhadermark zunächst vordringlich, die im Zeitraum 1909/27 zusammengeschlossen wurden.

Aus den vielfältigen Regulierungsmaßnahmen, die zum Teil mit zwei Breiten in kurzem Zeitabstand ausgeführt wurden, ergibt sich, dass der Untergrund in den Vorländern von den damaligen Regulierungsmaßnahmen beeinflusst ist und dies bei einer zukünftigen Veränderung des Salzachlaufes zu berücksichtigen ist.

6 Entwicklung des Flussbetts

Ein Salzburger Bericht aus dem Jahre 1880 stellte erstmals fest, dass „die beabsichtigte Eintiefung Fortschritte macht.“ Doch erst durch massive Geschiebeentnahmen, die um die darauffolgende Jahrhundertwende einsetzten, begann auch in den unterhalb gelegenen Abschnitten die Eintiefungstendenz. So änderten sich die Jahresmittelwasserstände am Pegel Laufen im Zeitraum 1820/70 kaum, bis 1890 war sogar eine Hebung um ca. 1 m festzustellen, danach fielen die Werte kontinuierlich bis heute um rd. 2 m. Die flussmorphologische Wirkung von Korrektion und Entnahmen entfaltete sich also rd. eine Generation später (ca. 30 Jahre). Am Pegel Tittmoning war im Zeitraum 1830/1910 eine Hebung der Jahresmittelwasserstände um rd. 1,5 m zu verzeichnen, bis 1970 folgte eine Zeit der Konstanz, erst seit 1970 ist ein allmähliches Abfallen der Jahresmittelwasserstände um einige Dezimeter bis heute zu verzeichnen. Der Rückstau der Nonnreiter Enge wirkt sohlstützend.

Einen ähnlichen Ablauf verdeutlichen die Niedrigwasserspiegelfestlegungen im Zeitraum 1855/1996. Die Auswertungen sind jedoch erst ab 1905 vergleichbar, da wegen der Veränderungen im Grundriss und im Profil keine vergleichbare Datenbasis bestand. Die Spiegeländerungen beziehen sich auf ca. 70 m^3/s Abfluss. Der Rückstaubereich der Innstufe Simbach/Braunau umfasst i.w. den gesamten Mündungsbereich der Salzach und ist gegenüber der freien Fließstrecke gesondert zu bewerten.

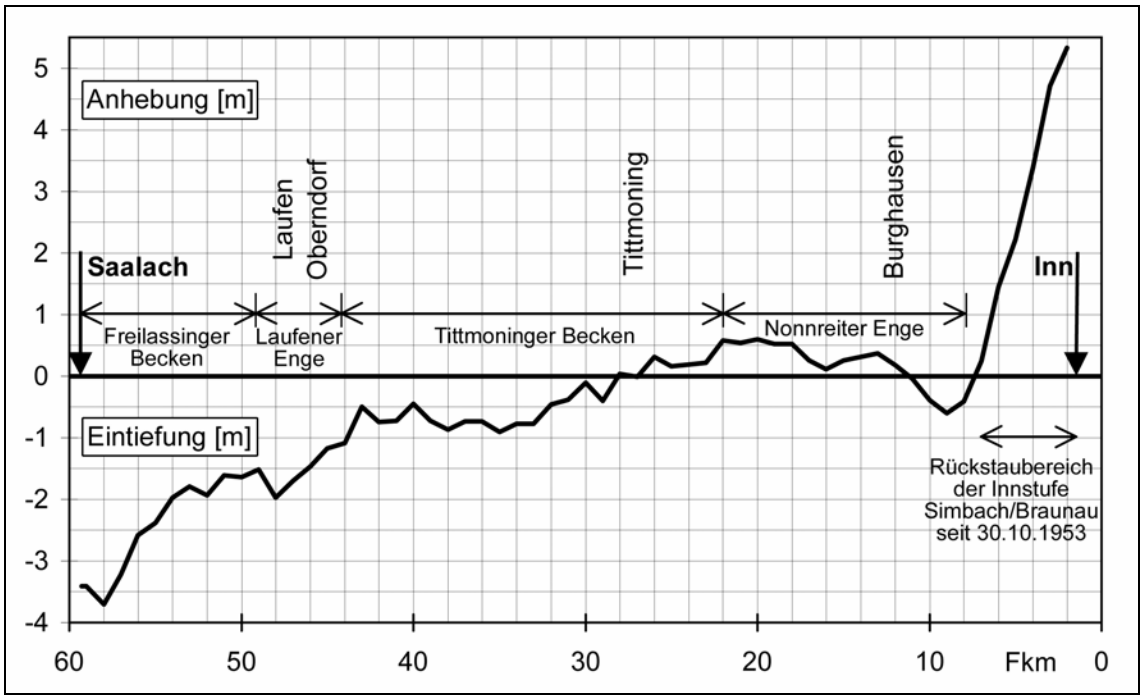


Abb. 2: Differenz der Niedrigwasserspiegelfestlegungen von 1996 und 1905

Die fortschreitende Eintiefung bewirkte aber auch eine Änderung der Morphologie: existierten um 1950 noch alternierende Bänke im Freilassinger Becken, so waren diese ab ca. 1980 weitgehend verschwunden (ebene Sohle). Geschiebearmut und eine durch Tiefenerosion verminderte Sohlbreite kommen in Betracht, zusätzlich möglicherweise auch das Einschneiden in nicht-kiesige, feinere Sedimente. Verdeutlicht wird diese Entwicklung durch eine Netto-Talwegdynamik (Netto = gefällebereinigte Talwegdynamik), die auf Basis der Querprofile folgendermaßen definiert ist:

$$\sigma_{Netto}\,[m] = [\Sigma(\text{Höhe Talweg}_{(i+1)} - \text{Höhe Talweg}_{(i)})^2 / (\text{Anzahl Talwegprofile} - 1)]^{0,5}$$

– mittlere Höhendifferenz von benachbarten Profilen

Als Ausgangsdaten werden lediglich der tiefste Punkt eines Profils und der (regelmäßige) Abstand zum nächsten Profil benötigt. Hinsichtlich Datenmaterial und Anwendungsgrenzen konnten noch keine Erfahrungen gesammelt werden, von Bedeutung dürfte aber das Verhältnis Profilabstand zur Flussbreite (200 m zu 100 m), und Banklänge zur Flussbreite (600 m zu 100 m) sein (d.h. die Gewässerstrukturen müssen durch die Profildichte ausreichend belegt sein). Durch die Darstellung eines gleitenden Mittelwerts erhält man schließlich eine Glättung des unstetigen Verlaufs und die Möglichkeit einer groben Tendenzaussage für die Talwegentwicklung (bzw. Entwicklung der Morphologie seit 1940). Die Netto-Talwegdynamik aller vier Salzachabschnitte liegt in den ersten Jahrzehnten bei ca. 0,9 m (siehe Abbildung 3). Danach werden unterschiedli-

che Trends wirksam: Abschnitt 1 (Freilassinger Becken): auf 0,2 m, Abschnitt 2 (Laufener Enge): gleichbleibend bei 0,9 m, Abschnitt 3 (Tittmoninger Becken): auf 0,6 m und Abschnitt 4+5a (Durchbruchsstrecke Nonnreit-Burghausen bis zur Alzkanalmündung): geringes Anwachsen auf 1,0 m. Die abnehmenden σ_{Netto}-Werte in den Abschnitten 1 und 3 können mit dem Verschwinden bzw. der Abnahme von alternierenden Bänke in Beziehung gesetzt werden, die σ_{Netto}-Zunahme in den Abschnitten 2 und 4 u.a. durch tiefere Kolke.

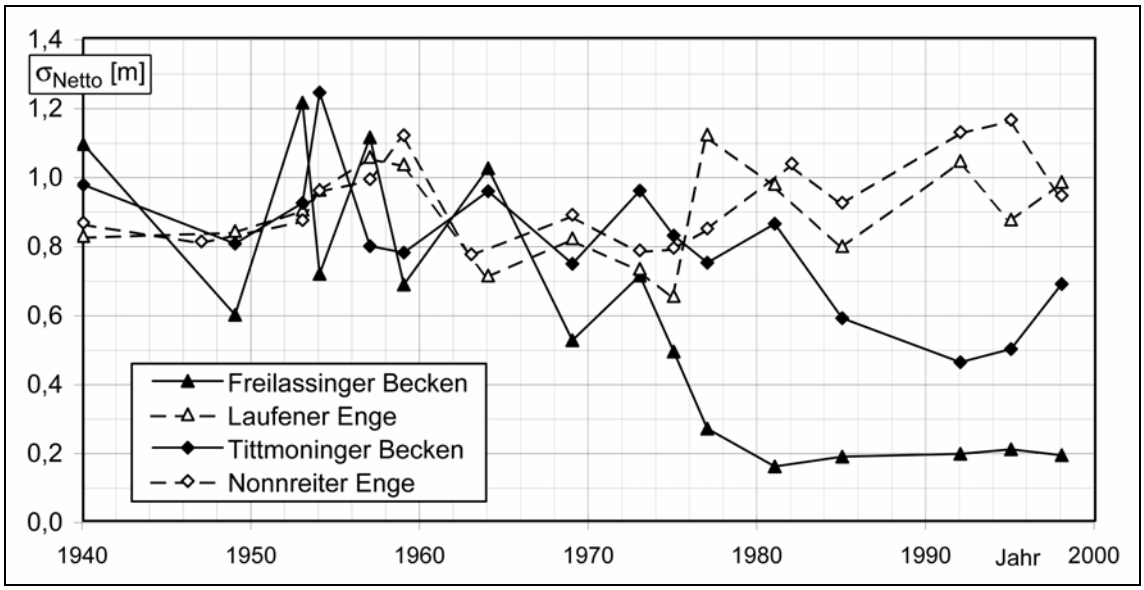


Abb. 3: Entwicklung der Netto-Talwegdynamik σ_{Netto}

Da Silva (z.B. Yalin, da Silva, 2001) hat eine Abgrenzung zwischen unterschiedlichen Morphologien entwickelt, die auf den Parametern Flussbettbreite B_F, mittlerer Wassertiefe h und mittlerem Korndurchmesser d_m basiert. Damit kann gezeigt werden, dass der unkorrigierten Salzach ein verzweigter Fluss entspricht und als Folgen der Korrektion alternierende Bänke bei MW und eine ebene Sohle (bzw. Mäander, Dünen) bei Extremereignissen zu erwarten sind (siehe Abbildung 4). Ferner kann gezeigt werden, dass eine feinere Geschiebezusammensetzung die Morphologie tendenziell in Richtung ebene Sohle / Mäander verschiebt (WRS, 2001a). Die Kenntnis der potentiellen Morphologie, die der aktuellen Geschiebesituation entspricht, ist für die Entwicklung nachhaltiger Gewässersanierungen unentbehrlich.

Eine weitere, über Jahrzehnte ablaufende Entwicklung stellt die sogenannte Rehnenbildung dar. Darunter werden ein natürlich entstandener uferbegleitender Wall bzw. Anlandungen im Böschungsbereich verstanden, der durch Auskämmung von Feinteilen im Bewuchs langsam durchflossenen Uferzonen entsteht, der Aufwuchs mit erneuter Feinteilauskämmung (usw.) ermöglicht. Zahlreiche größere Gewässer sind von dieser Entwicklung betroffen, wenn Korrektionsmaßnahmen mehr als 5 Jahrzehnte zurückliegen, u.U. können aber bereits nach 1-2 Jahrzehnten Streckenabschnitte im Unterwasser von Kraftwerken betroffen sein, z.B. die Strecke im Unterwasser des Kraftwerks Urstein. Dort werden je Spülung rd. 200.000-800.000 m^3 Feinteile mobilisiert und bevorzugt in den ersten Kilometern der Unterwasserstrecke abgelagert.

Durch die Rehnenbildung wird der Flussquerschnitt eingeengt und so die Hochwassersicherheit reduziert. Andererseits führen uferbegleitende Wälle zu einer Entkoppelung

von Fluss und Aue mit negativen Folgen für die Sohlstabilität und die Auenökologie. Abbildung 5 zeigt die Entwicklung am Beispiel von Fkm 52 über knapp 8 Jahrzehnte anhand der Aufnahmen (= „Zeitnägel“ 1920, 1953, 1975, 1985 und 1998) auf.

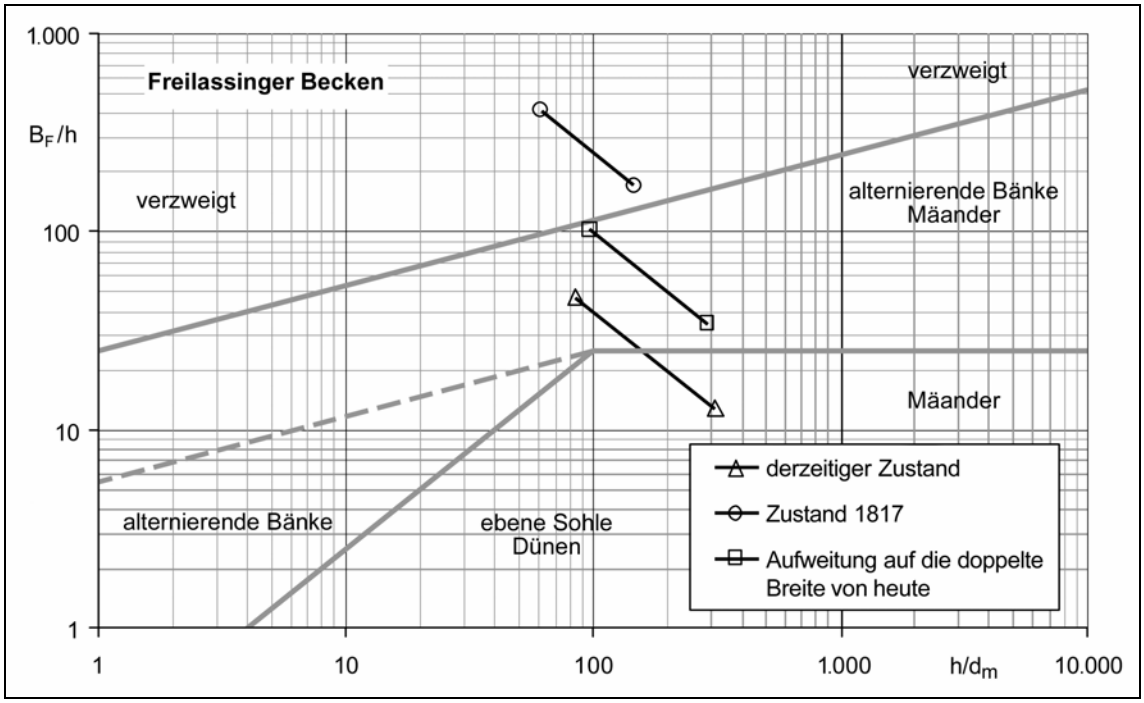


Abb. 4: Morphologie der Salzach am Beispiel des Freilassinger Beckens (Basis der Grafik: Yalin, da Silva, 2001 und Zarn, 1997)

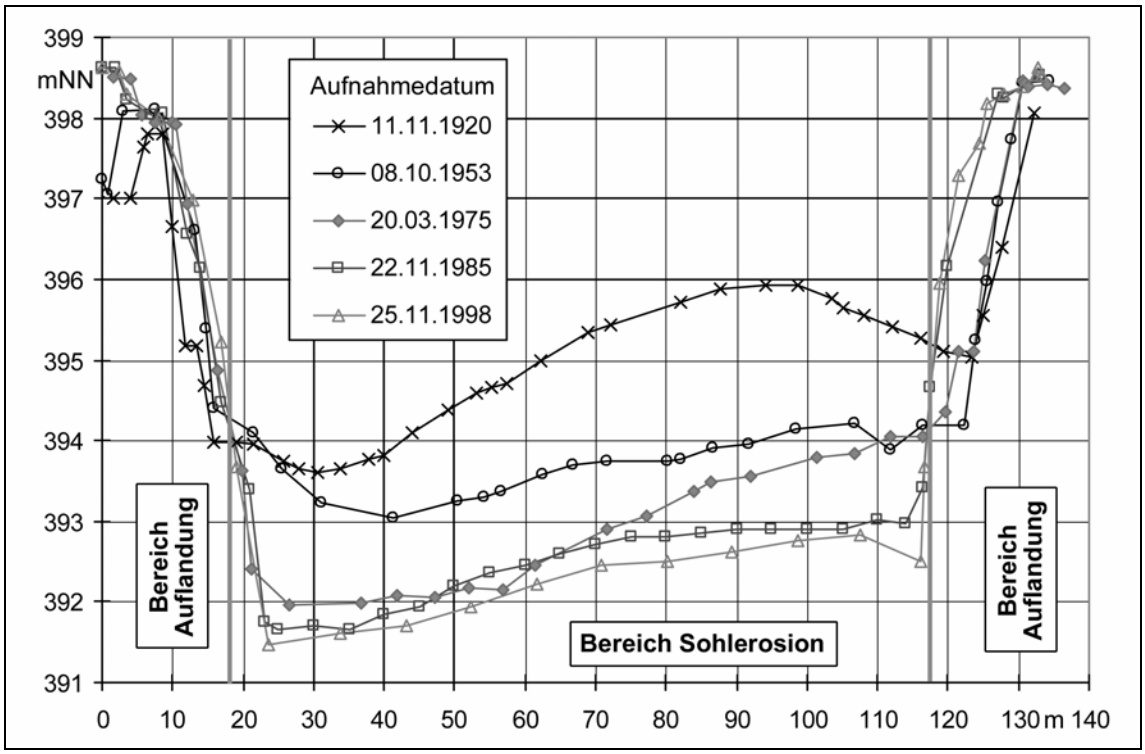


Abb. 5: Veränderung der Ufer durch Auflandung von Feinmaterial (Rehnenbildung)

7 Aktuelle Situation, Gefahren

Die aktuelle Situation ist durch Geschiebearmut und Eintiefung der Gewässersohle über weite Bereiche gekennzeichnet. Jahrzehntelang wurde der Salzach massiv Geschiebe durch Entnahmen entzogen (oberhalb der Saalachmündung im Zeitraum 1960/90 rd. 60.000 m^3/a, unterhalb der Saalachmündung im Zeitraum 1955/85 weitere rd. 45.000 m^3/a). Inzwischen sind alle Entnahmen eingestellt. Bis sich die Flusssohle wieder hebt werden einige Jahrzehnte vergehen. Es ist jedoch davon auszugehen, dass das verminderte Geschiebeaufkommen im Einzugsgebiet (durch Wildbachverbauung und Geschieberückhalt) nicht mehr der hohen Transportleistung der heutigen Salzach entspricht und eine Stabilisierung damit allein nicht möglich ist. Vorrangiges Ziel muss es sein, bestehende Querbauwerke weitgehend geschiebedurchgängig zu bewirtschaften oder umzugestalten. Ist dies nicht möglich bleibt nur der maschinelle Transport des Geschiebes vom Oberwasser einer Staustufe ins Unterwasser.

Die massive Eintiefung hat einige Untergrundaufragungen herauspräpariert (Bergheimer Schwelle) einige weitere könnten in den nächsten Jahren sichtbar werden, (Muntigler Sporn, Tertiäraufragungen der Laufener Enge Fkm 47-40). Diese Untergrundaufragungen sind nicht erosionsstabil, sie verlangsamen jedoch temporär bzw. lokal den Erosionsfortschritt.

Als Folge der Sohlerosion wurde die postglaziale bzw. fluvial verfrachtete Kiesauflage erheblich reduziert, lokal auch fast vollständig abgetragen (insbesondere der Abschnitt Hallein bis Surheim/Anthering).

Auf Salzburger Seite besteht südlich der Laufener Enge zwischen Fkm 52,6 bis 54,4 am westlichen Haunsberg eine gering durchlässige, aber wassergesättigte und z.T. über dem ebenfalls wassergesättigten Untergrund liegende Großrutschung, deren Aktivität in den letzten Jahren besorgniserregende Ausmaße annahm. Am Fuß der aktiven Rutschungsmasse wurde ein rd. 100 m breiter Sicherheitsstreifen definiert, in dem keine Geländeveränderungen von mehr als 1 m zulässig sind bzw. sich Hochwässer gegenüber der Spiegellage von 1959 um nicht mehr als 1 m erhöhen dürfen.

Gerade im Fall der Salzach besteht aber aufgrund der geologischen Entwicklung dieses Problem. Unter dem Kies stehen erosionsempfindlicher Sand und Seeton an. Die Folgen, wenn derartige Schichten angeschnitten werden, können katastrophal sein und entziehen sich jeder Prognosemöglichkeit. So wurde die Gewässersohle im Stadtgebiet von Salzburg durch das Augusthochwasser 1959 schlagartig um 1 m tiefer gelegt und die Autobahnbrücke bei Liefering stürzte ein. Im Unterwasser der gleichen Autobahnbrücke musste in den Jahren 1994/95 ein rd. 13 m tiefer Kolk aufwändig saniert werden, der sich innerhalb kurzer Zeit gebildet hatte. Ein solchen Vorgang wird üblicherweise mit dem Begriff „Sohldurchschlag“ bezeichnet. Der Sohldurchschlag kann auch in Kombination mit einer Rinnenbildung auftreten, besonders bei Geschiebearmut (vgl. Zarn, 1997: Verzweigungsneigung eines Gerinnes nimmt ab) und erosionsanfälligen Schwachstellen der Flusssohle die in Fließrichtung verbunden werden. Abbildung 6 fasst diese Erscheinungsformen zusammen.

Nach Zarn (1997) können mittlere/maximale Kolktiefen abgeschätzt werden. Während vor der Korrektion im verzweigten Fluss Kolktiefen von 3,5/8,5 m erreicht wurden (lokal war also bereits damals ein Einschneiden in den nicht-kiesigen Untergrund möglich) ist derzeit mit mittleren/maximalen Kolktiefen von 1/2,5 m zu rechnen. Damit ist ein grober Anhaltswert gegeben, welche Mächtigkeit eine Kiesschicht haben muss, damit

Einflüsse aus tiefer gelegenen Untergrundschichten auf die Morphologie vernachlässigt werden können. Problematisch ist in diesem Zusammenhang, dass derzeit keine wissenschaftlich fundierten Zusammenhänge existieren, wie sich ein Fluss entwickelt, dessen Untergrund sehr heterogen und aus Korngrößen mit einer Bandbreite von Ton (kohäsiv) bis zu Kies zusammengesetzt ist. Dies betrifft die Entwicklung der mittleren Sohle, Fragen der Kolkbildung, die Entwicklung morphologischer Strukturen und die Beeinflussung des Geschiebetransports durch Feinteile.

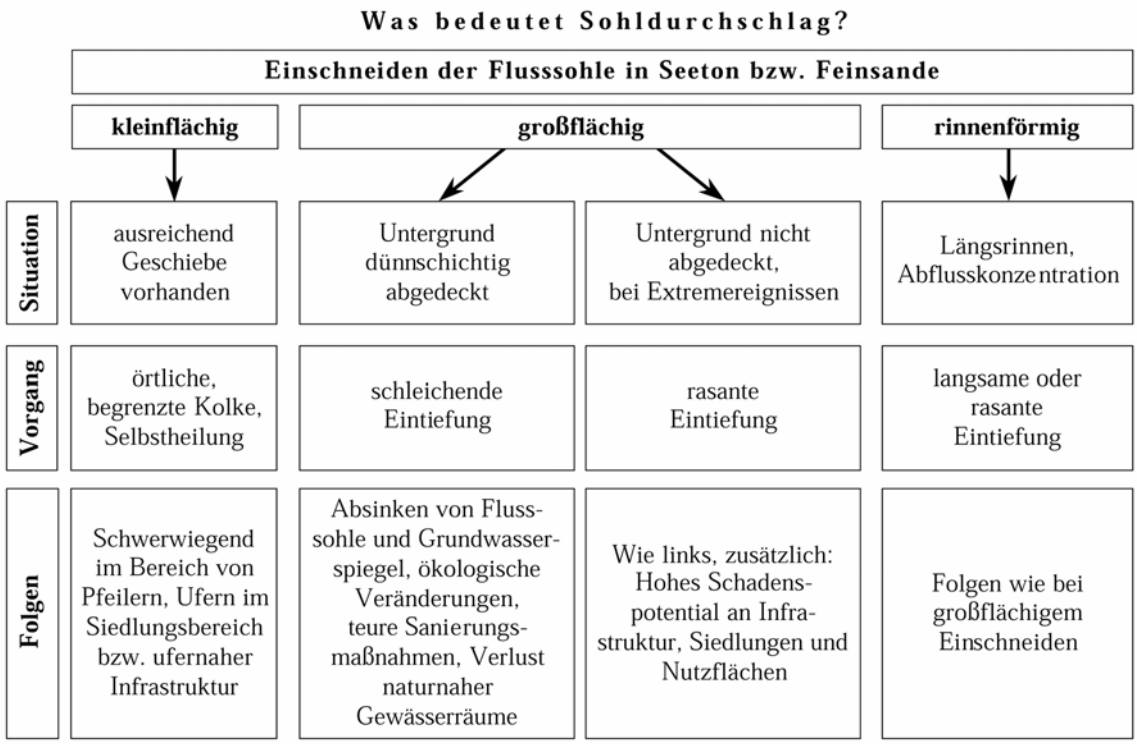


Abb. 6: Was bedeutet Sohldurchschlag?

8 Planungsanforderungen

Jede Planung geht von bestehenden Problemen bzw. Wünschen aus und orientiert sich an Zielen, die möglichst gut erreicht werden sollen. Um die Zielerreichung zu gewährleisten, sind im Planungsprozess und bei der Umsetzung der Planung bestimmte Grundsätze zu berücksichtigen.

8.1 Allgemeine Anforderungen

Planungen an Fließgewässern müssen die Zusammenhänge im Flussgebiet in räumlicher und zeitlicher Hinsicht beachten (Hengl u. Hunziker, 2000). Daraus ergibt sich die Forderung nach großer Flexibilität der Planung, um auf Veränderungen in den Randbedingungen richtig reagieren zu können. Gute Leitbilder berücksichtigen diesen Umstand. Aus flussmorphologischer Sicht ist besonders hervorzuheben, dass die Morphologie der Planung mit der aktuellen Geschiebesituation, der Hydrologie und der daraus abzuleitenden potentiellen Morphologie im Einklang steht, also dem Gewässerregime ent-

spricht. Grundlagen dafür sind z.B. in Yalin (2001) zu finden. Dem Gewässer eine nicht adäquate Morphologie aufzuzwingen, kann zu keiner nachhaltigen Lösung führen.

8.2 Spezielle Forderungen

Geologische Randbedingungen, wie z.B. an der Unteren Salzach, schränken die Planungsfreiheit ein. Die Planung hat der vorhandenen Geologie und den daraus folgenden Risiken Rechnung zu tragen. Vieles, was an anderen Gewässern denkbar ist, ist hier auszuschließen. Beispielsweise muss bei zu geringer Überdeckung feinkörniger Unterschichten mit Kies die Gewässersohle angehoben werden. Bereiche ohne ausreichende Sohlhebung benötigen gesonderte Sicherungsmaßnahmen (z.B. Überdeckung mit erosionsstabilem Material). Die Anhebung der Sohle ist aus ökologischer Sicht in der Regel positiv zu bewerten, für den Hochwasserschutz können sich aber ohne Zusatzmaßnahmen Probleme ergeben. Verlagerungen des Flusslaufes (z.B. Mäandrierung, aber auch Aufweitung) sind nur in geologisch ausreichend erkundete Bereiche möglich, um Gefährdungen auszuschließen. Schutzmaßnahmen am Gewässer dürfen nicht Gefährdungen in anderen Bereichen auslösen bzw. vergrößern. Dies gilt z.B. für die im Kap. 7 angesprochene Hangrutschzone am Haunsberg.

Eine weitere Bedingung ist die Begrenzung von Kolken. Dies gilt nicht nur für den Bereich von Bauwerken, sondern für die gesamte Flusssohle. Die Kolkentwicklung in feinkörnigen Schichten führt ohne ausreichender Geschiebenachfuhr von flussauf zum Sohldurchschlag und damit zu großflächigen Erosionen, die in weiterer Folge Bauwerke gefährden können.

Spezielles Augenmerk ist auf die Entwicklung der Flusssohle zu legen. Die Abbildung 6 zeigt exemplarisch anhand des Risikos „Sohldurchschlag“, wie Risiken sowohl örtlich als auch zeitlich zunehmen und abnehmen können. Das Sohldurchschlagsrisiko ergibt sich aus einer Überlagerung der Gewässermorphologie mit der Geologie. Ein Schnitt durch die Grafik bei t = const. informiert über das Risiko entlang des Flusses zu einem bestimmten Zeitpunkt (siehe Abbildung 7). Schnitte x = const. zeigen den Verlauf des Risikos an einem Ort über die Zeit. Analog dazu kann auch die Entwicklung anderer Risiken, wie z.B. die Hochwassergefahr, beurteilt werden. Zu beachten ist, dass sich das Risiko „Sohldurchschlag“ infolge Sohlerosion vom Erkennen des Problems, über die Planungsphase bis zum Beginn der Umsetzung von Lösungsmaßnahmen laufend vergrößert. Da Maßnahmen an größeren Flussabschnitten nur schrittweise umzusetzen sind, ist es möglich, dass es in Teilbereichen zwischenzeitlich zu einer Verschlechterung der Situation kommt. In der Planung ist die Entwicklung des Flusses bis zum Erreichen des gewünschten Sollzustands ebenso zu analysieren, wie der Sollzustand selbst. Aus der Analyse der Flussgeschichte der Salzach ist abzulesen, dass ein Gewässer auf Veränderungen nur langsam und zeitverzögert reagiert. Der Zeitraum ist vom Umfang der Maßnahme und der Entfernung vom Ort der Maßnahme abhängig.

Die zeitlichen Veränderungen von Risiken können nur mit numerischen Prognosemodellen, die die zu erwartenden Entwicklungen (z.B. der Flusssohle) widerspiegeln, mit ausreichender Qualität beurteilt werden.

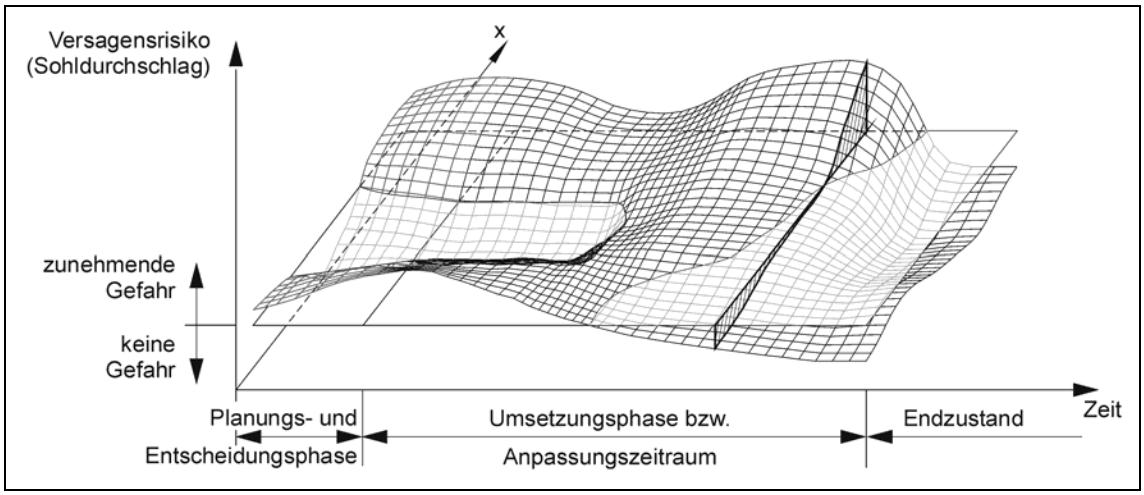


Abb. 7: Örtliche und zeitliche Entwicklung von Risiken

9 Schlussfolgerungen

Die Kenntnis der geologischen Verhältnisse ist Voraussetzung für ein erfolgreiches Sanierungskonzept. Bei stark inhomogenen Verhältnissen und gering mächtiger Kiesauflage ist eine hohe Detaillierung der Aufschlüsse nötig. Die Gefahr eines Sohldurchschlages ist zu beachten.

Ist die Kiesüberdeckung nicht-kiesiger geologischer Schichten ausreichend (Anhaltswert: maximale Kolktiefe nach Zarn, 1997) kann abgesehen von der Frage der Korngröße auf weitere detaillierte Kenntnisse der Untergrundverhältnisse verzichtet werden, die Anwendbarkeit von physikalischen Gesetzen, Formeln und Modellergebnisse (die einen unendlich mächtigen Kieskörper voraussetzen) ist dann uneingeschränkt gegeben. Ist die Kiesüberdeckung nicht-kiesiger Schichten unzureichend, dann kann die mittlere Kolktiefe nach Zarn, 1997 zur Unterscheidung gefährdeter und nicht gefährdeter Bereiche dienen.

Über die Netto-Talwegdynamik kann die Entwicklung der Morphologie qualitativ beurteilt werden, es fehlt aber noch an praktischer Erfahrung (notwendige Dichte der Profilaufnahmen, Vergleiche mit anderen Flüssen).

Sollen Erkenntnisse über die Zusammensetzung des wandernden Geschiebes gewonnen werden, so können Bohrungen und ufernahe Schürfgruben herangezogen werden, Kiesbankproben dagegen nur in Abschnitten, die nicht von Sohlerosion betroffen sind.

Bei Geschiebearmut ist mit defizitären morphologischen Strukturen bis hin zur Rinnenbildung zu rechnen. Die Rinnenbildung kann zudem durch eine zu geringe Kiesauflage über erosionsempfindlichen Schichten begünstigt sein.

Über längere Zeiträume ist die Bildung ufernaher Feinteilwälle (Rehnen) bzw. Böschungsanlandungen zu beachten. Soll der Geschiebehaushalt mittels Massenbilanzierungen beurteilt werden, dürfen Bereiche mit Feinteilanlandungen im Querschnitt nicht berücksichtigt werden.

Bei den Wechselwirkungen zwischen kiesigen und nicht-kiesigen Schichten besteht Forschungsbedarf. Derzeit existieren keine geeigneten physikalischer Ansätze, welche die (Erosions)stabilität und das Transportverhalten von feinen und kohäsiven Sedimen-

ten genügend genau beschreiben bzw. eine modelltechnische Umsetzung erlauben. Gleiches gilt für die noch wesentlich komplexeren Verhältnisse bei abwechselnd kiesigem und feinkörnigem Untergrund.

Wegen der EU-Wasserrahmenrichtlinie kommt Feststoffhaushaltsbetrachtungen für ganze Flussabschnitte große Bedeutung zu. Es genügt nicht nur sich auf lokale (bauwerksbezogene) Aussagen zu beschränken (Kraftwerksneubau, Hochwasserschutz), die zeitlich-räumlichen Wechselwirkungen eines Flusssystems sind zu beachten.

Demzufolge beachten alle Lösungsvorschläge zur dynamischen Stabilisierung der Salzach (WRS, 2000a und 2001b) sowohl die Geologie im Untersuchungsraum als auch den aktuellen Geschiebehaushalt. Die Planungen gehen davon aus, dass die nachhaltige Stabilisierung in an das Gewässerregime angepassten Zeiträumen er folgt. Weiters sind Möglichkeiten enthalten, um auf Veränderungen im Geschiebehaushalt während der Maßnahmenumsetzung flexibel reagieren zu können.

Literatur

Hengl, M.; Hunziker, R. (2000). Wasserwirtschaftliche Planungsanforderungen an die Sanierung sich eintiefender Flüsse. Österr. Wasser- und Abfallwirtschaft 52 (5/6), 105-110.

WRS (2000a). Wasserwirtschaftliche Rahmenuntersuchung Salzach – Zusammenfassender Bericht. Bayerisches Landesamt für Wasserwirtschaft, München

WRS (2000b). Wasserwirtschaftliche Rahmenuntersuchung Salzach – Untersuchungen zur Flußmorphologie der Unteren Salzach. Bayerisches Landesamt für Wasserwirtschaft, München.

WRS (2001a). Wasserwirtschaftliche Rahmenuntersuchung Salzach – Wasserwirtschaftliche Planungs- und Bewertungsmethodik sowie Variantenvorauswahl. Amt der Salzburger Landesregierung, Salzburg.

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

Yalin, M.S.; da Silva A.M.F. (2001). Fluvial Processes. IAHR Monograph – ISBN 90-805649-2-3, Delft.

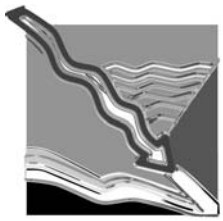
Zarn, B. (1997). Einfluss der Flussbreite auf die Wechselwirkung zwischen Abfluss, Morphologie und Geschiebetransportkapazität, Mitteilung Nr. 154 der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich, Zürich

Adressen der Autoren:

Dipl.-Ing. Dr. Michael Hengl,
Institut für Wasserbau und hydrometrische Prüfung,
Severingasse 7, A-1090 Wien

Dr.phil. Joachim Mangelsdorf (†) und Dipl.-Ing. Bernhard Schaipp,
Bayer. Landesamt für Wasserwirtschaft
Edmund-Rumpler-Str. 7, D-80939 München

Internationales Symposium 2002 in Zürich
MODERNE METHODEN UND KONZEPTE IM WASSERBAU
Organisiert von der Versuchsanstalt für Wasserbau,
Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich und
dem Schweizerischen Wasserwirtschaftsverband



Geschiebetransport in Wildbächen – Erfahrungen aus 15 Jahren zeitlich hochaufgelösten Messungen

Christoph Hegg, Dieter Rickenmann

1 Einleitung

Wildbäche sind ein prägendes Element alpiner Landschaften. Dieses Element birgt aber auch massgebliche Gefahren für Menschen und ihre Einrichtungen. Jedes Jahr tragen Wildbäche in der Schweiz einen erheblichen Anteil der gut 200 Mio. CHF Schaden (nicht teuerungsbereinigt) bei, die durch Unwetter verursacht werden (Hegg et al., 2000). Dabei spielen oft vor allem die von einem Wildbach bei einem Hochwasser mitgerissenen Feststoffmengen eine wichtige Rolle. So waren z.B. beim Hochwasser vom 14./15. Oktober 2000 im Wallis etwa 2/3 der Schäden auf die Erosion und Umlagerung von Feststoffen in Wildbächen und Gebirgsflüssen zurückzuführen (BWG, WSL, 2002: 95).

Dabei spielen sowohl Murgänge als auch 'gewöhnlicher' Geschiebetransport eine Rolle. Entsprechend besteht ein grosses Bedürfnis nach Methoden zur Beurteilung dieser Prozesse. Einen Überblick über die in der Schweiz zur Zeit eingesetzten Verfahren vermitteln z.B. Hegg et al. (2001). Diese Methoden basieren oft auf Laboruntersuchungen, so z.B. auf der Geschiebetransportformel von Rickenmann (1990). Da aber die Übertragung von Laborergebnissen ins Feld nicht in allen Fällen einfach ist, sind Naturmessungen unerlässlich. Für die Beobachtung von Murgängen wurden in der Schweiz in den letzten Jahren die ersten Anlagen installiert (Rickenmann et al. 2001).

Schon im Jahre 1986 wurde von der WSL im Erlenbach eine Messanlage eingerichtet, welche die berührungsfreie Messung des transportierten Geschiebes in minütlicher Auflösung ermöglicht. Das Konzept dieser Anlage zur Messung des Geschiebetransports mittels sogenannter Hydrophone ist in Bänziger und Burch (1991) erläutert. Um den ganzen Feststoffaustrag aus dem Erlenbach quantifizieren zu können, wurden zusätzlich abflussproportionale Wasserproben genommen und auf Schwebstoff- und Lösungsfracht analysiert. Weiter wurde ein etwa 500 m langer Gerinneabschnitt vor und nach einem grossen Hochwasser vermessen, um die Feststoffbilanz eines einzelnen Gerinneabschnitts zu erfassen. Nachfolgend wird zuerst das Einzugsgebiet des Erlenbachs vorgestellt um ansschliessend die Ergebnisse der erwähnten Untersuchungen zu erläutern.

2 Das Wildbachtestgebiet Erlenbach

Das Wildbachtestgebiet Erlenbach ist eines von drei instrumentierten Einzugsgebieten, welche die WSL im Alptal untersucht. Das Alptal liegt in der Zentralschweiz etwa 60 km südöstlich von Zürich. Die Untersuchungen begannen 1968 mit dem Bau einer ersten Abflussmessstelle im Vogelbach (vgl. Burch, 1994). Im Verlaufe der Jahre und verschiedener Um- und Ausbauphasen entstand schliesslich die aktuelle Instrumentierung von total 3 Einzugsgebieten, wovon eines, der Erlenbach, speziell für Untersuchungen zum Geschiebetransport eingerichtet ist.



Fig. 1 Abfluss- und Geschiebemessstationen im Erlenbach (CH). Die im Text erläuterten Hydrophone sind in der Einlaufsperre des Geschiebesammlers eingebaut.

Der Erlenbach weist ein kleines Einzugsgebiet von 0,74 km^2 auf; 60 % seiner Fläche werden von weitgehend nicht mehr genutzten Nasswiesen eingenommen und auf 40 % stockt Wald. Der tiefste Punkt liegt bei der Abflussmessstelle auf 1110 m ü. M. und der höchste auf 1655 m ü. M. Im Mittel fallen pro Jahr 2300 mm Niederschlag, wovon etwa 30 - 40 % im Winter als Schnee. Der Untergrund wird von Flysch gebildet, der mehr oder weniger wasserundurchlässige und auch rutschanfällige Böden bildet.

Diese Rutschanfälligkeit führt dazu, dass sich ein grosser Teil der Böschungen des Erlenbaches in einem sehr instabilen Zustand befindet. Etwa die Hälfte davon rutscht in einer mehr oder weniger raschen Bewegung zum Gerinne hin. Dadurch wird dem Gerinne immer wieder Material zugeführt, das bei einem Hochwasser mobilisiert werden kann.

Aufgrund dieses grossen Geschiebeanfalls wurde der Erlenbach ausgewählt, als es darum ging, ein Einzugsgebiet mit einer Station zur Geschiebemessung auszubauen (vgl. Fig. 1). Diese Arbeiten begannen 1982 mit dem Bau von zwei Abflussmessstellen und einem ca. 2000 m^3 fassenden Geschiebesammler. Die eine Abflussmessstelle befindet sich oberhalb des Sammlers und erlaubt so die Messung des unbeeinflussten Wasser- Geschiebegemischs. Die zweite Station befindet sich unterhalb des Geschiebesammlers, was mit dem dort verwendeten V-Überfall eine sehr genaue Abflussmessung erlaubt. Allerdings wird die Dynamik des Abflusses durch den obenliegenden Sammler leicht gedämpft. Der Geschiebesammler wird in regelmässigen Abständen sowie nach grösseren Ereignissen vermessen und das abgelagerte Volumen bestimmt. Diese Messungen bildeten eine wichtige Grundlage zur Kalibrierung der Geschiebemessanlage mittels Hydrophonen.

Diese Hydrophone bestehen aus einem Erschütterungssensor, welcher an der Unterseite einer auf Gummi gelagerten Stahlplatte angebracht ist. Geschiebe das bei einem Hochwasser über diese Platte transportiert wird, löst Erschütterungen aus, die aufgezeichnet werden. Wie die in Rickenmann et al. (1997) erläuterten Messungen zur Kalibrierung des Hydrophonsensors zeigten, sind diese Aufzeichnungen ein gutes Mass für den Geschiebetransport in einem Wildbach.

3 Der Geschiebetransport in einem Wildbachgerinne

In Fig. 2 sind alle Messungen von Geschiebefrachten mittels Hydrophonen im Erlenbach als Minutenwerte dargestellt, die seit 1986 registriert wurden. Im doppelt logarithmischen Massstab sind über 30'000 einzelne Messwerte abgebildet. Beim Betrachten dieser Figur fällt sofort die grosse Streuung auf. So kann z.B. bei einem Abfluss von 1000 l/s mit etwa der gleichen Wahrscheinlichkeit ein Geschiebetransport von 10 m^3/min erwartet werden wie überhaupt kein Transport. Gleichzeitig kann ein genereller Trend zur Zunahme des Geschiebetransports mit zunehmendem Abfluss festgestellt werden, wobei etwa zwischen 1000 und 2000 l/s Abfluss ein Knick in der Beziehung zwischen Abfluss und Geschiebetransport feststellbar ist.

Die Beziehung zwischen Abfluss und Geschiebetransport kann wie in Fig. 2 dargestellt in drei Bereiche unterteilt werden, die nachfolgend erläutert werden. Die Bedingungen wie sie sich im Erlenbach in diesen drei Bereichen darstellen, sind in Fig. 3 illustriert.

Im Bereich A liegt der Abfluss unterhalb von etwa 200 l/s. Dieser Abfluss ist zu klein, um im Erlenbach Steine in Bewegung zu setzen. Entsprechend wird in diesem Bereich kein Geschiebetransport festgestellt.

Der Bereich B zwischen etwa 200 und 2000 l/s zeichnet sich durch eine besonders grosse Streuung und eine sehr starke Zunahme des mittleren Geschiebetransports mit zunehmendem Abfluss aus.

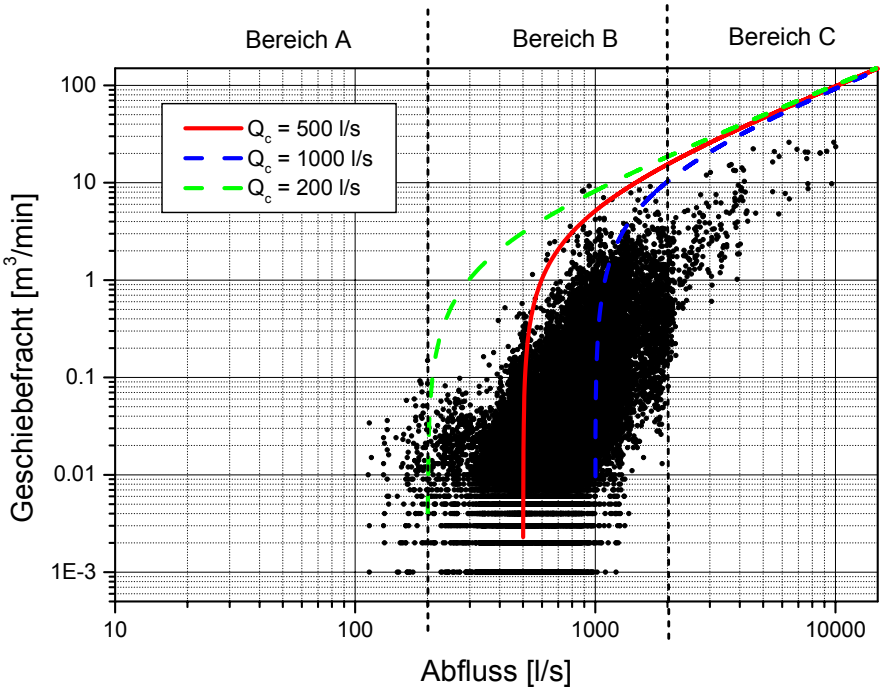


Fig. 2 Geschiebefracht pro Minute im Erlenbach gemessen mittels Hydrophonen dargestellt gegenüber dem jeweiligen Abfluss. Die drei Bereiche A, B und C sind im Test erläutert. Zusätzlich ist die mit der Formel von Rickenmann (1990) gerechnete Transportkapazität für drei unterschiedliche kritische Abflüsse eingetragen.

Als Hauptursache für die grosse Streuung ist wohl die Tatsache anzusehen, dass, wie im mittleren Foto in Fig. 3 zu sehen ist, in diesem Bereich die Gerinnesohle ungleichmässig von Wasser überströmt ist. Während an einer Stelle die Abflusstiefe und –geschwindigkeit durchaus ausreichend sind, um kleinere Geschiebekörner zu bewegen, sind benachbarte Teile der Gerinnesohle kaum überströmt. Da in einem Wildbach die Verteilung der verschiedenen Kornfraktionen nicht gleichmässig ist, ist es möglich, dass die grossen Abflusstiefen zeitweise über Teilen der Gerinnesohle liegen, die beim herrschenden Abfluss nicht in Bewegung gesetzt werden können, obwohl unmittelbar daneben mobilisierbares Geschiebe bereit läge. Verschiebt sich nun das Abflussmuster ein wenig, liegen die mobilisierbaren Teile der Sohle plötzlich im Bereich der Abflusstiefen, die für einen Transport ausreichen und es wird bei sonst gleichen Bedingungen Geschiebetransport stattfinden. Dieser Wechsel des Abflusses zwischen Sohlenpartien mit bzw. ohne mobiliserbarem Material und die daraus resultierenden Schwankungen der Transportraten sind eine Hauptursache der enorm grossen Streuung im Bereich B anzusehen. Ein weiterer Grund liegt im Aufbrechen von Sohlenstrukturen, was je nach Abfluss und lokaler Gerinnegeometrie örtlich und zeitlich eher zufällig verteilt erfolgt.

Wie erwähnt zeichnet sich der Bereich B weiter durch eine starke Zunahme des Geschiebetransports mit zunehmendem Abfluss aus. Allerdings ist die Zunahme deutlich kleiner als aufgrund einfacher Geschiebetransportformeln zu erwar-

ten wäre. In Fig. 2 als Beisiel ist die Formel von Rickenmann (1990) graphisch dargestellt, welche anhand von Labormessungen entwickelt wurde. Dafür erstreckt sich die beobachtete Zunahme über einen breiten Übergangsbereich, der quasi den Transportbeginn ersetzt. Dieses Verhalten ist wohl darauf zurückzuführen, dass mit zunehmendem Abfluss ein immer grösserer Teil des sehr breiten Korngrössenspektrums der Gerinnesohle des Erlenbachs in Bewegung gesetzt werden kann. Im Bereich B scheinen probabilistische Ansätze erfolgversprechender zu sein, wie sie z.B. im Konzept PROBLOAD enthalten sind, das von Hegg (1997) vorgeschlagen wurde und z.B. auch in Hegg und Rickenmann (2000) erläutert ist.



Fig. 3 Drei Fotos vom Gerinne des Erlenbaches unmittelbar oberhalb der oberen Abflussmessstelle am oberen Rand von Fig. 1.
Das linke Bild wurde bei einem Abfluss von etwa 10 l/s aufgenommen und repräsentiert den Bereich A in Fig. 2. Es findet kein Geschiebetransport statt.
Das mittlere Bild zeigt einen Abfluss von 700 l/s aufgenommen und ist ein typisches Beispiel für den Bereich B Fig. 2. Während diesem Ereignis wurde leichter unregelmässiger Geschiebetransport beobachtet.
Das rechte Bild zeigt den Erlenbach beim höchsten Hochwasser, das mittels Hydrophonen aufgezeichnet wurde. Der Abfluss liegt bei etwa 10'000 l/s, der Geschiebetransport erreichte maximal 25 m^3/min.

Etwas anders präsentiert sich die Situation im Bereich C. Die Streuung ist deutlich kleiner, weil das Wasser bei Abflüssen über 2000 l/s die ganze Gerinnebreite beansprucht und entsprechend mobilisierbares Material immer überströmt ist. Die Zunahme der Transportraten hängt nur noch von der Zunahme der Transportkraft des Wassers ab. Entsprechend verlaufen die Trendgerade durch die Messungen und die berechneten Transportkapazitäten ziemlich parallel. Allerdings liegen die effektiv gemessenen Werte um etwa eine Grössenordnung unter den berechneten.

Diese Differenz dürfte darauf zurückzuführen sein, dass in einem Wildbach ein grosser Teil der Energie, die in einer geraden Laborrinne mit wenig Reibung für den Geschiebetransport zur Verfügung steht, in Kurven, bei Querschnittsveränderungen oder an Reibungselementen wie Bäumen und grossen Blöcken in Turbulenz umgesetzt wird. Entsprechend geben herkömmliche Geschiebetransportformeln eine maximale Transportkapazität und nicht den effektiven Geschiebetransport an (Hegg und Rickenmann, 2000).

4 Feststoffbilanz eines Gerinneabschnitts

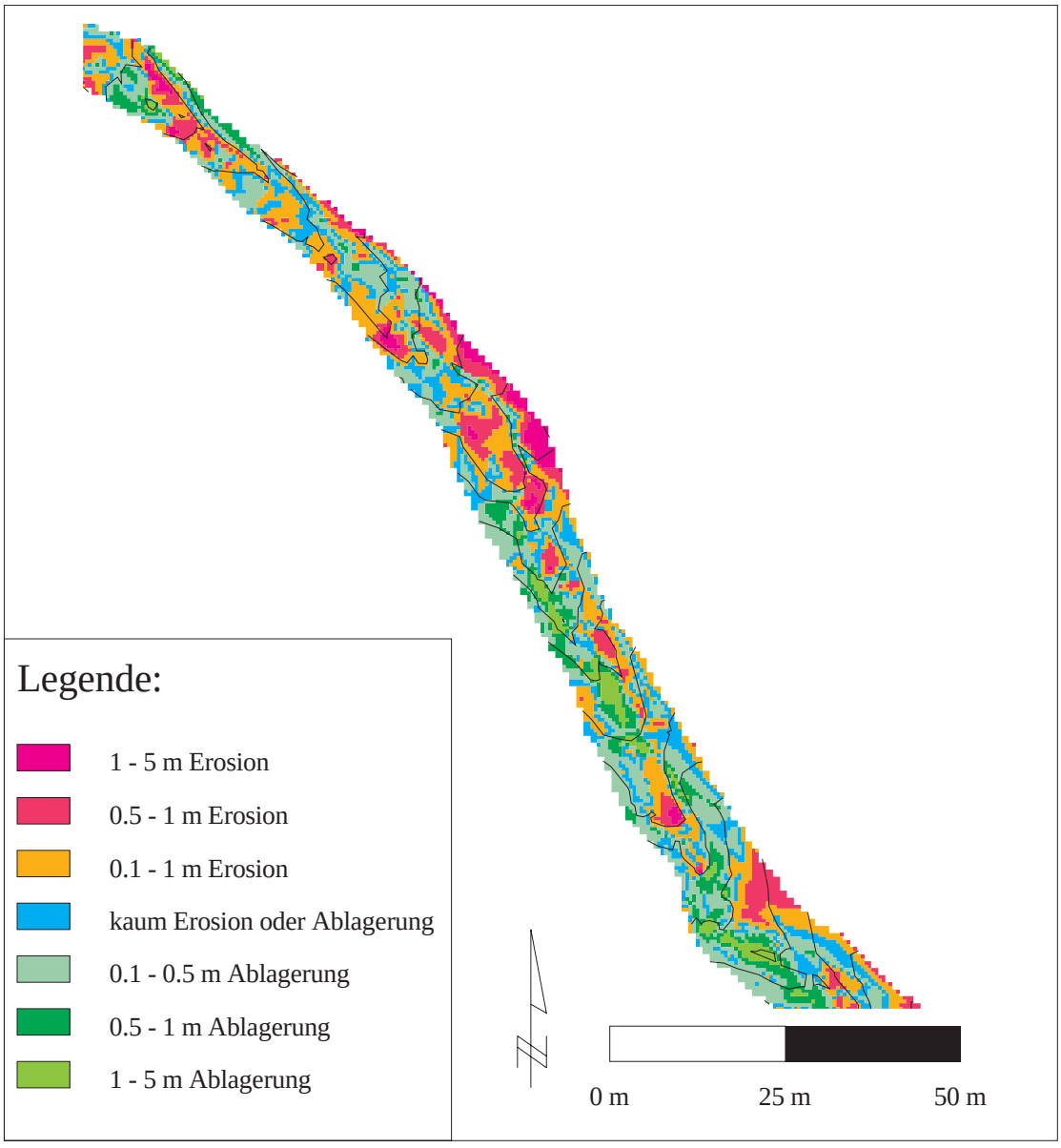


Fig. 4 Lokale Erosion und Ablagerung in einem Gerinneabschnitt des Erlenbachs in der Periode zwischen September 1993 und August 1995.

Um festzustellen, wie sich der Feststofftransport in einem Wildbach auf die Lage der Bachsohle auswirkt, wurde im Sommer 1993 ein etwa 500 m langer Ab-

schnitt des Erlenbachs mit einem detaillierten digitalen Höhenmodell erfasst. Insgesamt wurden dazu über 2000 Punkte im eigentlichen Gerinnebett und im untersten Bereich der Böschungen eingemessen.

Nach einem grossen Hochwasser am 14. Juli 1995 wurde der gleiche Gerinneabschnitt ein zweites Mal vermessen und ein Geländemodell der Differenzen erstellt. Ein Ausschnitt davon ist in Fig. 4 abgebildet. Lokal können maximale Erosionen und Ablagerungen von 1 bis 3 m festgestellt werden. Diese liegen deutlich über dem Messfehler von 0.1 bis 0.2 m für eingemessene Punkte und von etwa 0.5 m für die dazwischen interpolierten Gebiete.

Die Volumendifferenz zwischen den beiden Geländemodellen auf dem ganzen vermessenen Gerinneabschnitt von 500 m beträgt 44 m^3 Erosion, was innerhalb des Messfehlers liegt. Bei diesem Vergleich wurde nur der eigentliche Gerinnebereich berücksichtigt, da die Böschungen nur ungenau abgebildet werden konnten. Dieser leichten Netto Erosion steht ein Gesamtaustrag aus dem Erlenbach während der gleichen Periode von 1450 m^3 Geschiebe gegenüber, der vor allem beim Hochwasser vom 14. Juli 1995 (Spitzenabfluss 10 m^3/s, maximale Geschiebefracht 25 m^3/min, gesamte Geschiebefracht 650 m^3), aber auch bei zahlreichen kleineren Ereignissen zu Stande kam.

Im Frühjahr 1994 wurden am oberen Ende der vermessenen Gerinnestrecke im Erlenbach über 300 Geschiebetracer mit Gewichten zwischen 100 g und 4 kg ausgesetzt. Diese wurden während der folgenden Jahre regelmässig wieder lokalisiert (vgl. Schwer et al. 2000). Die mittleren Transportdistanzen lagen bis Ende 1995 zwischen einigen 10 und knapp 200 m. Die maximalen Transportdistanzen liegen über 500 m, wurde doch eine nicht genau bekannte Anzahl der markierten Steine aus dem beobachteten Gerinneabschnitt heraus transportiert.

Generell wurde festgestellt, dass verschieden schwere Geschiebetracer ähnliche Transportdistanzen aufweisen. Fig. 5 zeigt die mittleren Transportdistanzen (normiert mit dem Gefälle S im Quadrat) in Abhängigkeit des Spitzenabflusses (Q_{peak}, normiert mit dem Grenzabafluss für Transportbeginn Q_c) für mehrere Beobachtungsperioden im Erlenbach und im Rotenbach (Kanton Fribourg). Es können drei Bereiche mit unterschiedlichem Verhalten erkannt werden. Im Erlenbach findet bis zum Wert $Q_{peak} \sim Q_c$ kein Transport statt, danach folgt ein Bereich mit breiter Streuung und einer steilen Zunahme der Transportdistanzen mit wachsendem Q_{peak}. Überschreitet der Wert von $Q_{peak} \sim 2..5\ Q_c$ flacht die Zunahme ab. Die Umhüllende der Punktwolken in Fig. 5 und die Unterscheidung von drei Bereichen zeigt eine Ähnlichkeit zu den gemessenen Geschiebetransportintensitäten in Abhängigkeit des Abflusses in Fig. 2.

Diese Beobachtungen und die Ergebnisse der Vermessungen zeigen auf, dass im Gerinne des Erlenbaches sehr grosse und unregelmässige Umlagerungen stattfinden. In der Bilanz wird das aus dem vermessenen Gerinneabschnitt heraus transportierte Material aus den Einhängen und aus obenliegenden Gerinneabschitten wieder ersetzt.

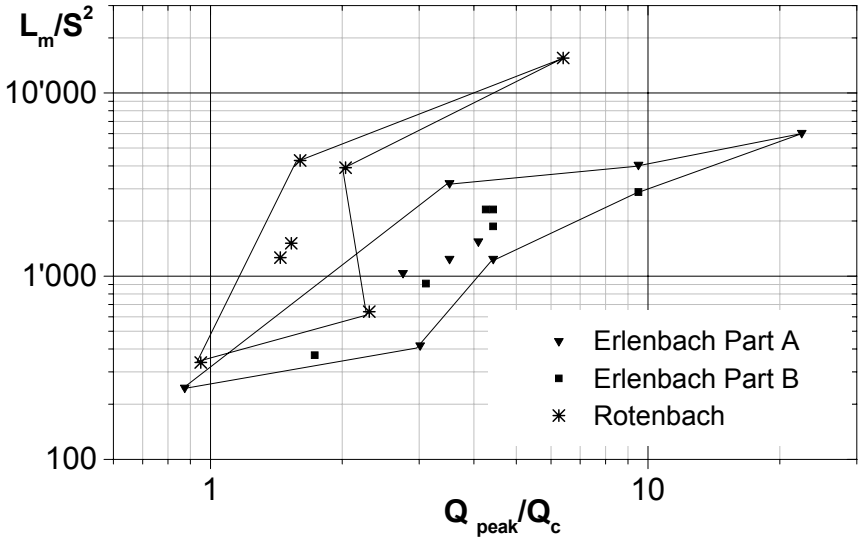


Fig. 5 Normierte mittlere Transportdistanz L_m/S^2 in Abhängigkeit von Q_{peak}/Q_c.

5 Feststoffbilanz des ganzen Einzugsgebiets

Wie in Kapitel 2 erläutertist im Erlenbach seit 1982 ein Geschiebesammler in Betrieb, der regelmässig vermessen wird. Die Summenkurve der abgelagerten Volumen ist in Fig. 6 abgebildet. Gleichzeitig wurde auch ein Probenehmer installiert, der proportional zum Abflussvolumen eine Sammelprobe des Abflusses nimmt, die einmal wöchentlich zur Analyse ins Labor gebracht wird. Dort wird der Schwebstoffgehalt sowie der Gehalt an gelösten Stoffen bestimmt. Die Summenkurve des auf m^3 umgerechneten Schwebstoffaustrags ist ebenfalls in Fig. 6 abgebildet. Auf die Darstellung der Lösungsfracht wurde verzichtet, da diese etwa eine Grössenordnung kleiner ist.

Beim Vergleich der beiden in Fig. 6 abgebildeten Kurven fällt auf, dass sie in der Regel etwa parallel verlaufen. Es gibt aber einzelne Stellen, wo die Ablagerungen im Geschiebesammler die Schwebstofffracht deutlich übertreffen. Dies ist vor allem dann der Fall, wenn bei einem Hochwasser besonders grosse Feststoffmengen umgelagert werden. So z.B. am 24. Juli 1984 als bei einem einzigen Ereignis etwa 2000 m^3 im Geschiebesammler abgelagert wurden. Während diesem Ereignis konnte kein Schwebstoffaustrag gemessen werden, da der Einlauf zum Probenehmer verstopfte. Der Anstieg der Schwebstofffracht im Nachgang zu diesem Ereignis ist darauf zurückzführen, dass das Gerinne des Erlenbachs stark verändert worden war und dadurch zahlreiche leicht erodierbare Feststoffquellen freigelegt wurden.

Ähnliche Probleme gab es auch bei kleineren Ereignissen, weshalb mit Sicherheit davon auszugehen ist, dass mit der gewählten Messanordnung nicht der gesamte Schwebstoffaustrag erfasst werden konnte. Die Schwebstoff-messung nach dem seit 1982 verwendeten Prinzip wurde deshalb per Ende 1996 eingestellt. Die Analyse der Ergebnisse von verschiedenen Ereignissen, bei welchen

der Schwebstoffprobenehmer anstandslos funktionierte, legt die Vermutung nahe, dass sich die Ablagerungen im Geschiebesammler und der Schwebstoffaustrag in der Regel etwa die Waage halten. Das langjährige Mittel des Schwebstoff- und des Geschiebeaustrags dürfte im Erlenbach deshalb je etwa bei 16.5 t/(ha*Jahr) betragen. Dies ergibt zusammen mit der Lösungsfracht einem gesamten Abtrag von etwa 35 t/(ha*Jahr) oder eine mittlere Erosion des ganzen Einzugsgebiets um 1,75 mm/Jahr.

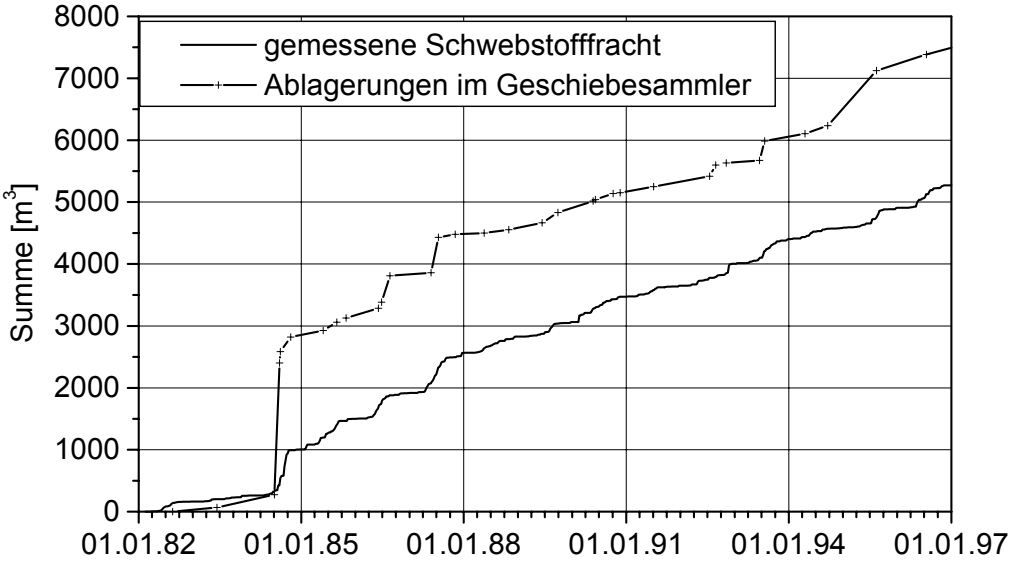


Fig. 6 Feststoffaustrag aus dem Einzugsgebiet des Erlenbach im Alptal.

6 Schlussfolgerungen

Die vergangenen 15 Jahre Messungen im Erlenbach zeigen, dass in einem so kleinen Wildbacheinzugsgebiet erstaunlich grosse Feststoffmengen umgelagert werden können. Oft entsprechen dabei die Beobachtungen nicht ganz den Modellvorstellungen. Viele der wichtigen Erkenntnisse liessen sich erst aus langjährigen Messreihen ableiten. So war es z.B. erst nach 10 Jahren Hydrophonmessungen möglich festzustellen, wie die Beziehung zwischen Abfluss und Geschiebetransport im Erlenbach aussieht. Zuvor lagen alle Messungen im Übergangsbereich B. Die Beobachtungen im Erlenbach belegen damit den Wert und die Notwendigkeit von langjährigen Naturmessungen auf eindrückliche Art und Weise. Um aus den Erkenntnissen im Erlenbach zu allgemein gültigen Aussagen zu kommen, sind ähnliche Messreihen aus Einzugsgebieten mit anderen Eigenschaften nötig.

7 Verdankungen

Im Rahmen der langjährigen Forschungstätigkeit im Alptal haben zahlreiche Kolleginnen und Kollegen grössere und kleinere Beiträge geleistet. Stellvertretend für alle möchten wir hier den ehemaligen Leitern H. Keller (†) und J. Zeller sowie einigen langjährigen Mitarbeitern danken, ohne deren Einsatz das Projekt

nie hätte realisiert werden können: R. Bänziger, A. Böll, H. Burch, B. Fritschi, F. Forster, W. Hofstetter, K. Steiner und P. Weibel.

8 Literaturverzeichnis

Bänziger, R.; Burch, H., 1991: Geschiebetransport in Wildbächen. Messung mittels eines neuartigen Sensors. Schweizer Ing. und Architekt, 108.Jg.,Nr.24:576-579, Zürich.

Burch, H., 1994: Ein Rückblick auf die hydrologische Forschung der WSL im Alptal. Beiträge zur Hydrologie der Schweiz Nr. 35: 18-33.

BWG, WSL, 2002:Hochwasser 2000 - Ereignisanalyse / Fallbeispiele. Berichte des BWG, Serie Wasser Nr. 2, BBL, Vertrieb Publikationen, Bern.

Hegg, Ch., 1997: Zur Erfassung und Modellierung von gefährlichen Prozessen in steilen Wildbacheinzugsgebieten. Geographica Bernensia G52. Geogr. Inst. Uni Bern.

Hegg, Ch., Gerber, D., Röthlisberger, G., 2000: Unwetterschaden-Datenbank der Schweiz. Interpraevent, Tagungspubl., Bd.1: 37 - 48, Forschungsgesellschaft für vorbeugende Hochwasserbekämpfung, Klagenfurt.

Hegg, Ch., Rickenmann, D., 2000: Geschiebetransport in Wildbächen - Vergleich zwischen Feldmessungen und einer Labborformel. Interpraevent, Tagungspubl., Bd. 3: 117 - 128, Forschungsgesellschaft für vorbeugende Hochwasserbekämpfung, Klagenfurt.

Hegg, Ch., Rickenmann, D., Forster, F., 2001: Hochwasser und Feststofftransport in Wildbacheinzugsgebieten. Bull. angew. Geol., Vol. 6, Nr. 1: 85 -97.

Rickenmann, D., 1990: Bedload transport capacity of slurry flows at steep slopes. Mitt. Nr. 103 der Versuchsanst. für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie. ETHZ, Zürich.

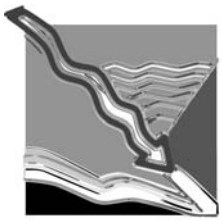
Rickenmann, D., Hofer, B., Fritschi, B., 1997: Geschiebemessungen mittels Hydrophon. Oester. Wasserwirtschaft, Jg. 49, Heft 11/12: 219-228, Wien.

Rickenmann, D., Hürlimann, M., Graf, Ch., Näf, D., Weber, D., 2001: Murgangbeobachtungsstationen in der Schweiz. wasser, energie, luft, 93. Jg., H. 1/2: 1 - 9, Baden.

Schwer, P., Rickenmann, D., Hegg, Ch., 2000: Beobachtungen zum Einzelkorntransport in Wildbächen. In: Hegg, Ch., Vonder Mühll, D., (Hrsg.): Beiträge zur Geomorphologie. Proceedings SGmG Jahrestagung 1999: 65 - 75. Eidg. Forschungsanstalt WSL, Birmensdorf.

Anschrift der Verfasser:
Dr. Christoph Hegg, Eidg. Forschungsanstalt WSL, Zürcherstr. 111, CH-8903 Birmensdorf. Tel. +41 (0)1 739 24 44, Fax +41 (0)1 739 24 88, hegg@wsl.ch
Prof. Dr. D. Rickenmann, Institut für Alpine Naturgefahren und Forstliches Ingenieurwesen, Peter Jordan-Strasse 82, A-1190 Wien, und
Eidg. Forschungsanstalt WSL, Zürcherstr. 111, CH-8903 Birmensdorf.

Internationales Symposium 2002 in Zürich
MODERNE METHODEN UND KONZEPTE IM WASSERBAU
Organisiert von der Versuchsanstalt für Wasserbau,
Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich und
dem Schweizerischen Wasserwirtschaftsverband



Sohlstabilisierung der Grossen Aare in Interlaken mit offenem Deckwerk – ein Pilotprojekt für die Schweiz

Stephan Egli

1. Ausgangslage

Die Aare entspringt im Grimselgebiet und entwässert das östliche Berner Oberland vom Grimsel- bis zum Sustenpass. Bei Brienz mündet sie in den gleichnamigen See. Die Aare strömt bei Ringgenberg/Goldswil, wo sich auch eine Messstation der schweizerischen Landeshydrologie befindet, aus dem Brienzersee in einem künstlich angelegten Kanal Richtung Interlaken/Unterseen. Hier teilt sie sich in die Grosse und Kleine Aare auf. Weiter flussabwärts mündet sie in den Thunersee und fliesst in einem trapezförmigen Bett Richtung Bern und Bielersee. Die Aare wird im Kanton Bern zur Energiegewinnung mehrmals gestaut.

Während der Eiszeit formte der Aaregletscher das Tal zwischen Meiringen, Brienz und Interlaken und hinterliess bei seinem Rückzug ein tiefes Trogtal. Es bildete sich ein langer flacher See, welcher durch die Schwemmkegel der seitlichen Gewässer (heutige Lütschine und Lombach) im Verlaufe der Jahrtausende in den Brienzer- und Thunersee aufgeteilt wurde. Eine grosse Verlandungsebene entstand, durch welche sich die Aare ihren Weg suchte. Der hydrogeologische Aufbau der Alluvionenebene bei Interlaken ist sehr komplex. Die unterschiedlichen Grundwasserstockwerke sind durch undurchlässige Seeablagerungen getrennt und teilweise gespannt. Die Ebene konnte erst nach der Korrektion der mäandrierenden Aare besiedelt werden. Zudem fundierten die Bewohner ihre Gebäude aufgrund des hohen Grundwasserspiegels auf Holzpfählen.

Im Jahre 1874 wurde die Grosse Staatsschleuse gebaut, mit welcher bis heute der Brienzersee reguliert wird. Die Kleine Schleuse dient nur im Winter der Regulierung, da ihre Abflusskapazität gering ist. Ein Reglement definiert die Regulierung in Abhängigkeit des Seestandes. Der Wasserspiegel der Grossen und Kleinen Aare im Unterlauf beider Wehranlagen wird durch den Stau des Kraftwerkes Interlaken der industriellen Betriebe beeinflusst.

Aufgrund altersbedingter Schäden ist die Grosse Staatsschleuse (Abb. 1) im Jahre 1993 einer umfassenden Sanierung unterzogen worden. Erstens wurde der bestehende Fallboden aus Steinplatten durch eine Betonplatte ersetzt, zweitens sind die Tafelschützen der fünf Wehrtore sowie die Tragstruktur aus

Holz teilweise erneuert und saniert worden. Und drittens musste zur Gewährleistung der Fischwanderung zwischen dem Thuner- und Brienzersee ein Fischaufstieg erstellt werden. Der Fischpass ist als Kombination zwischen einem Beckenpass und einem naturnah gestalteten Gerinne ausgeführt worden. Der Einstieg ins Umgehungsgerinne wurde direkt hinter dem rechten Wehrtor angeordnet, rund 15 m entfernt von der Wehrachse. Zum Schutz der Fische vor schiessendem Abfluss und zur besseren Ausbildung der Lockströmung wurden grosse Steinquader auf dem Fallboden fixiert. Dank diesen sollten die Fische den Einstieg besser finden können.



Abb. 1: Grosse Staatsschleuse Interlaken, Blick gegen die Fliessrichtung der Grossen Aare bei Niederwasserabfluss

2. Schadenereignis und Sofortmassnahmen

Rund ein Jahr nach Abschluss der Sanierung der Grossen Staatsschleuse und nach Fertigstellung des neuen Fischpasses traten bei einer Liegenschaft, welche sich rund 50 m unterhalb der Wehranlage direkt an der Aare befindet, massive Schäden auf. Ein Gebäudeteil senkte sich, Türen und Fenster klemmten und die Ufermauer war teilweise unterspült und zusammengefallen. Mit Injektionen wurden die Hohlräume im Untergrund stabilisiert und abgedichtet. Zudem dienten die Injektionspfähle auch als Verankerung für die Betonvormauerung. Dank diesen kostspieligen Sofortmassnahmen konnten noch grössere Schäden verhindert werden. Der Ursprung und die Ursache des Schadens war zu dieser Zeit noch nicht bekannt.

3. Ursachenforschung, Sanierungsmassnahmen und deren Optimierung im hydraulischen Modell

Flusstopographische Aufnahmen und Videos des Aareabschnittes unterhalb der Wehranlage zeigten ein erstaunliches Bild: Die Aare hatte sich an zwei Stellen stark eingetieft und Kolklöcher bis ca. 5 m Tiefe und über 30 m Länge ausgehoben (Abb. 2). Die Erosionskraft hatte sowohl die Deckschicht wie auch den Bereich des oberen Grundwasserträgers vollständig abgetragen und nun die Schicht der feinen Seeablagerungen erreicht, welche die beiden Grundwasserstockwerke voneinander trennt. Die Böschungsneigung des Kolktrichters betrug gegen 45°. Die Erosionserscheinungen lagen rund 50 m respektive 90 m unterhalb der Wehranlage, was nicht unmittelbar erklärbar war.

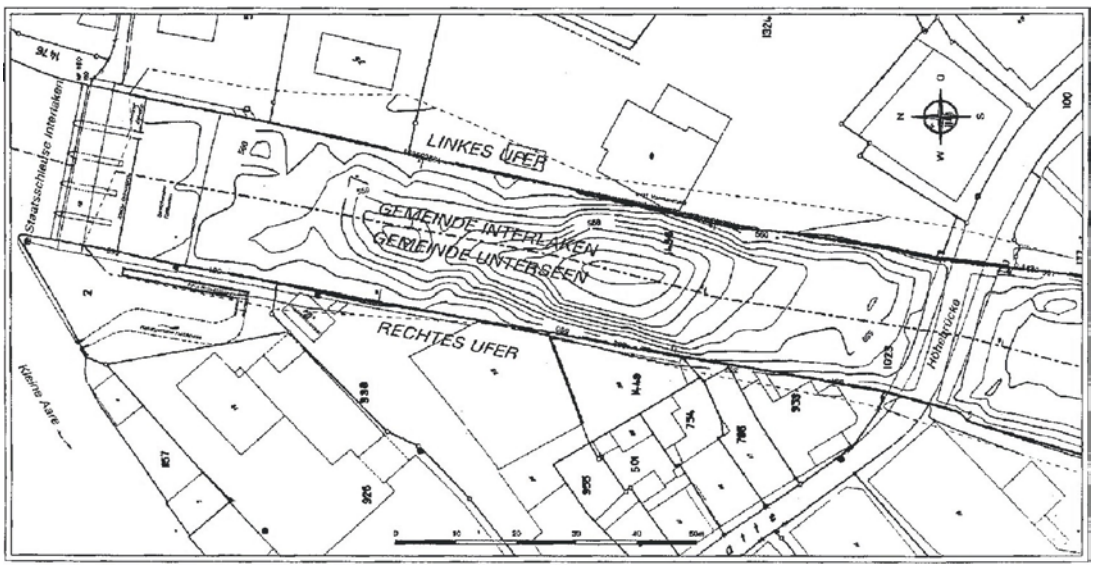


Abb. 2: Flusstopographische Situation der Grossen Aare, aufgenommen nach dem Schadenereignis

Im Rahmen eines Gutachtens an der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) der ETH Zürich wurde die Problemstellung anhand von numerischen Simulationen studiert und nach der Ursache gesucht. Dass im Anschluss an unterströmte Schützen Kolkerscheinungen auftreten, ist bekannt. Weshalb diese jedoch so weit flussabwärts auftreten konnten, musste mit der speziellen Situation der Störsteine des Fischpasseinstieges und der damit erzeugten asymmetrischen Strömung zusammenhängen. Es konnte gezeigt werden, dass bei Verdoppelung des spezifischen Abflusses aufgrund der Querschnittskontraktion, welche durch die Störsteine verursacht wurde, Lage und maximale Kolktiefe annähernd erreicht wurde. Wie die Abbildungen 3 und 4 zeigen, wird die Hauptströmung durch die Störsteine direkt auf die Ufermauer abgelenkt. Die Vermutung liegt nahe, dass die Strömung dort abtaucht und der Sohle entlang Richtung Flussmitte führt. Da keine Deckschicht mehr vorhanden ist, kann die siltig-sandige Schicht erodiert werden.

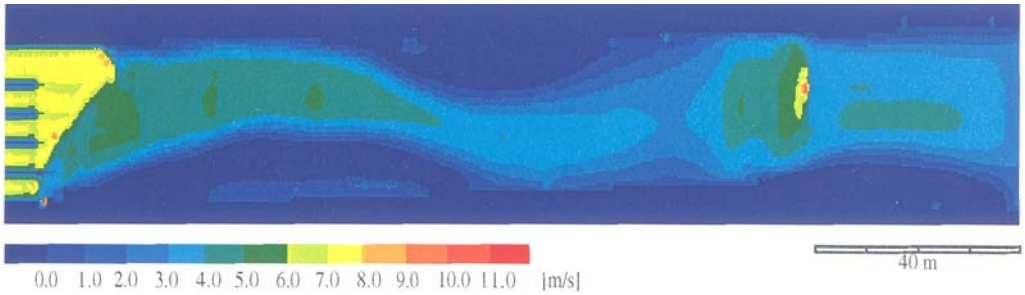


Abb. 3: Fliessgeschwindigkeit in der Grossen Aare, welche durch die Störsteine Richtung linkes Ufer abgelenkt wird



Abb. 4: Abfluss bei unterströmten Schützen; rechts im Bild sind die Störsteine angeordnet

Im Rahmen der weiteren Bearbeitung wurden erstens Ausführungsvarianten zur Sicherung der eintiefungsgefährdeten Sohle studiert, zweitens der Umbau des bestehenden Fischpasses vorangetrieben und drittens die Störsteine möglichst rasch entfernt. Die VAW untersuchte an einem hydraulischen Modell im Massstab 1:25 mit beweglicher Sohle die Sanierungsvorschläge. Als Spitzenabfluss wurde 185 m^3/s definiert. Es sind folgende zwei Varianten einander gegenüber gestellt worden:

Variante A: Auffüllung und Abpflästerung mit einer stabilen Deckschicht

Variante B: Auffüllung des Kolkes und Stabilisierung mittels Sohlrippen

Bei Variante B zeigte sich, dass bei grossem Abstand der Sohlrippen die Sohle nur ungenügend stabilisiert werden konnte und sich hinter den Querrippen Erosionserscheinungen einstellen würden. Somit hätten die Rippen in bedeutend kleinerem Abstand angeordnet werden müssen, was wirtschaftlich und bautechnisch nicht vorteilhaft gewesen wäre.

Die Optimierung der Abpflästerung der Sohle bei Variante A führte dahin, dass die stabilisierende Deckschicht als offenes Deckwerk ausgebildet werden konnte. Diese naturnahe Sanierungsmethode basiert auf Ansätzen einer For-

schungsarbeit der TU München. Dabei wird davon ausgegangen, dass im Strömungsschatten der Belegungssteine das feinere Untergrundmaterial vor Erosion geschützt ist. Der Belegungsfaktor wird definiert als Verhältnis der durch Steine bedeckten Fläche zur gesamten Grundfläche. Im hydraulischen Modell wurden sowohl der Belegungsfaktor (41 %) sowie die Steingrössen (Durchmesser rund 15 bis 19 cm) in Abhängigkeit der Schleppspannung beim Spitzenabfluss von 185 m^3/s optimiert. Dank diesem Konzept konnte der Kolk mit normalem Flussgeschiebe verfüllt werden. Oberhalb der Sanierungsstelle waren entweder keine Massnahmen notwendig oder es kamen Steine mit grossem Durchmesser (∅ > 80 cm) zum Einsatz. Im unteren Bereich musste die bestehende Sohle teilweise mit mittelgrossen Belegungssteinen bedeckt werden (Abb. 5). Der Fusspunkt der Ufermauern konnte durch die Anordnung einer geschlossenen, mehrlagigen Steinabdeckung vor Unterspülung geschützt und stabilisiert werden (Abb. 6). Der grosse Vorteil dieser Sanierungsmethode liegt einerseits beim natürlichen Aufbau der Deckschicht und anderseits bei der Möglichkeit, die Arbeiten vollständig unter Wasser auszuführen.

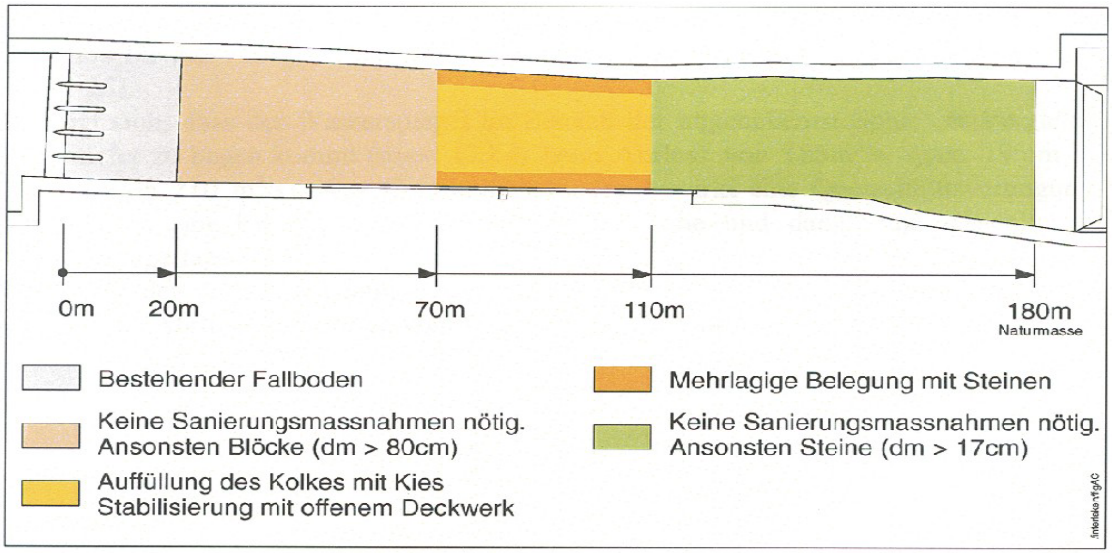


Abb. 5: Konzept Sanierungsvorschlag

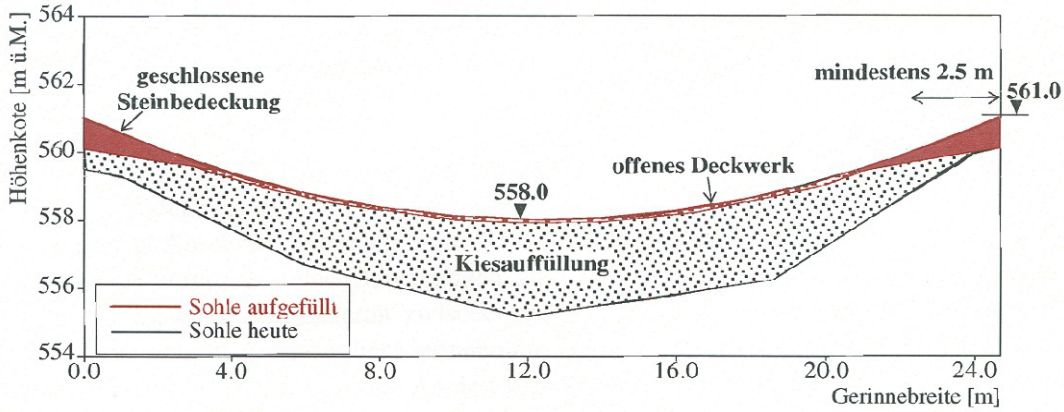


Abb. 6: Querprofil Sanierungsvorschlag

4. Ausführung

Die Planung und Ausführung stellte aufgrund unterschiedlicher Randbedingungen eine grosse Herausforderung dar. Die Baustelle befindet sich inmitten von Wohnhäusern. Die Installationsverhältnisse waren beengt, der Antransport der Baugeräte erfolgte durch Unterseen und verlangte viel fahrerisches Fingerspitzengefühl. Wegen den Grundwasserverhältnissen, der grossen Durchlässigkeit der Ufermauern und der Notwendigkeit permanent Wasser über die Grosse Aare abfliessen lassen zu können, mussten alle Arbeiten unter Wasser ausgeführt werden. Varianten mit Klappschiff, Förderbändern oder einer Dienstbrücke sind aufgrund der Kosten, der Bautechnik oder des Untergrundes verworfen worden. Das Einbringen der grossen Materialkubaturen konnte nur effizient und kostengünstig ab einer direkt in die Grosse Aare geschütteten Rampe ausgeführt werden. Die Rampe wurde aus dem gleichen Material aufgebaut, welches auch bei der Verfüllung des Kolkloches Verwendung fand (Abb. 7).



Abb. 7: Schütten der Rampe in der Grossen Aare im Winter 2001

Von diesem Arbeitsplanum verfüllte ein 60 t Dragline-Bagger das Kolkloch mit Flussmaterial. Dabei baute der Bagger die Rampe, auf welcher er steht, sukzessive zurück. War ein Teilabschnitt erstellt, wurde dieser mittels Abstichen auf seine profilgenaue Ausführung hin überprüft und für die Belegung mit dem offenen Deckwerk (Bollensteine mit Durchmesser rund 20 cm) freigegeben . Die Arbeiten wurden sehr präzise ausgeführt: Die Profilgenauigkeit betrug im Mittel ± 20 cm. Anschliessend wurde unter Beihilfe eines Tauchers das offene Deckwerk erstellt (Abb. 8).

Aufgrund der guten Bauvorbereitung konnten die Sanierungsarbeiten an der Sohle der Grossen Aare reibungslos, kosten- und termingerecht ausgeführt werden. Während der zweimonatigen Bauzeit sind rund 4'800 t Kiesmaterial und rund 1'000 t Bollensteine eingebracht worden.



Abb. 8: Erstellen des offenen Deckwerks ab der geschütteten Arbeitsrampe

5. Schlussbemerkungen

Dieser kurze Projektbeschrieb zeigt in eindrücklicher Weise, wie dank der Forschung im Wasserbau und dem Einsatz hydraulischer Modelle eine naturnahe Lösung für die eintiefungsgefährdete Sohle der Grossen Aare in Interlaken gefunden werden konnte. Da in der Schweiz noch keine Erfahrungen mit diesem Sohlstabilisierungskonzept vorliegen, wird ein Monitoring der Sohle angestrebt.

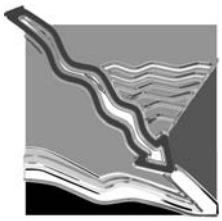
Abschliessend möchte ich mich beim Bauherrn, dem Wasser- und Energiewirtschaftsamt (WEA) des Kantons Bern, beim Tiefbauamt, Oberingenieurkreis I und der VAW für den interessanten Auftrag, die konstruktive Projektbegleitung und die angenehme Zusammenarbeit bedanken.

Literaturverzeichnis

- VAW (1998): "Staatsschleuse Interlaken, Gutachten zum Sanierungsprojekt der Grosse Staatsschleuse Interlaken", Bericht Nr. 4117-40 der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) der ETH Zürich.
- Hartlieb A. (1999): "Offenes Deckwerk - Eine naturnahe Methode zur Sohlstabilisierung eintiefungsgefährdeter Flussabschnitte", Bericht Nr. 85 des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München.
- VAW (1999): " Staatsschleuse Interlaken, Sohlensicherung Grosse Aare, Bericht über die hydraulischen Modellversuche", Bericht Nr. 4142 der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) der ETH Zürich.

Anschrift des Verfassers: Stephan Egli, IUB Ingenieur-Unternehmung AG
Bern, Thunstrasse 2, Postfach, 3000 Bern 6

Internationales Symposium 2002 in Zürich
MODERNE METHODEN UND KONZEPTE IM WASSERBAU
Organisiert von der Versuchsanstalt für Wasserbau,
Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich und
dem Schweizerischen Wasserwirtschaftsverband



Kombinierter Holz- und Geschieberückhalt in Aufweitungen am Fallbeispiel Gürbe

Dipl.-Ing. Daniela Lange, Dr. Gian Reto Bezzola

Zusammenfassung

Für das Fallbeispiel Gürbe wird ein Konzept für einen kombinierten Holz- und Geschieberückhalt in einer Aufweitung vorgestellt.

Beim Hochwasserereignis im Jahr 1990 waren an der Gürbe im Kanton Bern grosse Schäden durch Verklausungen an Brücken im Unterlauf und durch grossflächige Überschwemmungen im Gürbetal zu verzeichnen. Deshalb soll in Zukunft in der „Ausschütte“ bei Wattenwil neben Geschiebe auch Schwemmholz zurückgehalten werden. In Modellversuchen wurde das Konzept eines Holzrückhalterechens mit seitlich angeordnetem Notüberlauf und einer vor dem Notüberlauf angeordneten Tauchwand hinsichtlich Funktion überprüft und optimiert. Ausserdem wurden die gemessenen Aufstauhöhen am verlegten Rechen mit theoretischen Abschätzungen verglichen.

Einleitung

Bei Hochwasserereignissen treten grössere Schwemmholzmengen oft in Kombination mit grossen Geschiebemengen auf. Durch Verklausungen an Brücken und Durchlässen können die jeweiligen Fliessgewässer aus ihrem Bett ausbrechen und durch Überschwemmungen und Geschiebeablagerungen grosse Schäden anrichten. Daher ist man bestrebt, das Geschiebe und Schwemmholz wirkungsvoll zurückzuhalten.

Am Fallbeispiel Gürbe im Kanton Bern wird ein Konzept für einen kombinierten Geschiebe- und Holzrückhalt in einer Aufweitung vorgestellt. Anlass für das Projekt war das Hochwasserereignis vom Juli 1990, bei dem grosse Schäden vor allem durch Zerstörung von Wildbachsperren im Oberlauf der Gürbe, durch die Verklausung von Brücken und durch grossflächige Überschwemmungen im Gürbetal zu verzeichnen waren. Im als „Ausschütte“ bezeichneten Geschiebeablagerungsplatz soll künftig neben dem Geschiebe auch das von der Gürbe mitgeführte Schwemmholz zurückgehalten werden. Ziel ist es, Wurzelstöcke und Stammholz in der Ausschütte möglichst vollständig, Äste und Geschwemmsel möglichst weitgehend zurückzuhalten.

Besonderheiten der Gürbe

Die Gürbe hat im Oberlauf die Merkmale eines typischen Wildbaches und ist durch zahlreiche Sperren verbaut. Beim Austritt der Gürbe aus der Tobelstrecke nimmt das Gefälle auf dem Schwemmkegel stark ab. Der Geschiebesammler befindet sich am Fuss des Schwemmkegels, wo aufgrund einer Aufweitung in Kombination mit einer weiteren markanten Gefällsabnahme verhindert wird, dass grössere Geschiebemengen in den Unterlauf transportiert werden.

Für die Wahl des Konzeptes zum kombinierten Holz- und Geschieberückhalt gelten an der Gürbe folgende Randbedingungen:

- Die Platzverhältnisse im Grundriss sind durch die Aufweitung relativ grosszügig. Somit ist die Möglichkeit für eine räumliche Trennung des Holz- und Geschieberückhaltes innerhalb der Ausschütte gegeben.
- Die Platzverhältnisse in der Höhe sind allerdings stark limitiert. Einerseits dürfen die seitlichen Dämme nicht erhöht werden und andererseits sind einer Sohlabsenkung infolge der Beeinträchtigung der Grundwasserverhältnisse enge Grenzen gesetzt.

Hydraulisches Modell

Im physikalischen Modell (Massstab 1:40) wurde ein 840 m langer Abschnitt der Gürbe nachgebildet (siehe Abb. 1).

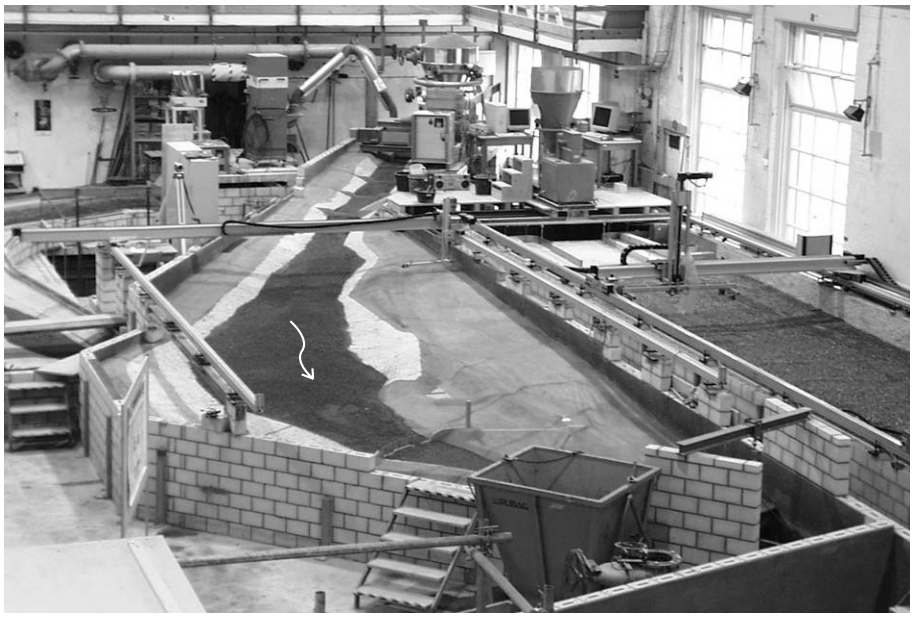


Abb. 1: Das hydraulische Modell des Geschiebesammlers „Ausschütte“ im Massstab 1:40 (Blick gegen Fliessrichtung)

Die Modellierung basierte auf dem Gesetz der Froude’schen Ähnlichkeit. Die Topographie ausserhalb der Ausschütte und die Böschungen wurden im Modell fest nachgebildet. Die Flusssohle wurde beweglich modelliert, um die Geschiebeumlagerungs-

prozesse in der Ausschütte korrekt nachbilden zu können. Der massgebende Durchmesser d_m des Gürbegeschiebes beträgt 5.6 cm, der charakteristische Korndurchmesser d_{90} beträgt 11.4 cm. Die für die Modellversuche verwendete Holzmischung bestand aus 3 Holzklassen, wobei die grosse Klasse Stämme mit einer Länge von 2.3 bis 8 m, die mittlere Klasse Äste mit einer Länge von 1 bis 2.3 m und die kleine Klasse Laub und Blätter nachbildete. Mittels einer Modellsteuerung konnten die gewünschten Abfluss- und Geschiebeganglinien erzeugt werden.

Im hydraulischen Modell wurde die Wirkungsweise des Systems zum Holz- und Geschieberückhalt für ein Bemessungsereignis mit einem Spitzenabfluss von 95 m^3/s getestet (HQ_{100}) und zusätzlich für einen Überlastfall (EHQ) mit einem Spitzenabfluss von 160 m^3/s überprüft. Die Bestimmung der Geschiebe- und Holzfrachten für die Modellversuche war schwierig, da im Nachgang zum Ereignis von 1990 kaum diesbezügliche Erhebungen vorgenommen wurden. Für das Geschiebe ergaben die im Rahmen der Räumungsarbeiten entnommenen Geschiebemengen einen Anhaltpunkt. Bei der Abschätzung der Holzfrachten wurde auf die entnommenen Holzmengen bei einer Brücke im Unterlauf der Gürbe zurückgegriffen und verschiedene Abschätzformeln nach RICKENMANN (1997) verwendet.

In der nachfolgenden Tabelle 1 sind die beiden Szenarien für die Modellversuche mit den wichtigsten Parametern aufgeführt.

	Abflussspitze [m^3/s]	Geschiebezufuhr [t]	Holzzufuhr [fm^3]
HQ_{100}	95	56'200	2'000
EHQ	160	82'000	3'000

Tab. 1: Szenarien für die Modellversuche

Holzrückhalterechen mit seitlich angeordnetem Notüberlauf

Zum Holzrückhalt ist am unteren Ende der Flussaufweitung ein nach oberstrom leicht gekrümmter Holzrückhalterechen vorgesehen (siehe Abb. 2). Der Rechen besteht aus 27 senkrecht angeordneten, ausbetonierten Stahlrohren mit einer Höhe von 3.75 bis 4.25 m und einem Durchmesser von 0.27 m. Der lichte Stababstand beträgt 1.0 m.

In Fliessrichtung links des Rechens ist ein seitlich angeordneter Notüberlauf vorgesehen. Dieser dient dazu, im Fall eines übermässigen Aufstaus die Wasserspiegellage in der Ausschütte zu begrenzen und so ein Überströmen der seitlichen Dämme zu vermeiden.

Das in einer frühen Phase des Ereignisses zugeführte Holz bleibt zunächst in der Ausschütte liegen, da es aufgrund der grossen Breite in der Aufweitung und den kleinen Abflusstiefen die Sohle berührt. Bei zunehmendem Abfluss schwimmt es auf und wird zusammen mit dem weiter zugeführten Holz gegen den Rechen hin verfrachtet. Stämme bleiben tendenziell länger liegen als die mittlere Holzfraktion. Den Rechen können zunächst einige wenige Hölzer passieren, bevor er vor allem durch die kleine und mittlere Holzfraktion sehr schnell verlegt wird. Dies bewirkt einen raschen Aufstau des Wassers vor dem Rechen. Der Wasserstand steigt weiter an, bis die seitliche Entlastung

anspringt. Der höchste Aufstau wird zum Zeitpunkt der Abflussspitze erreicht. Mit zunehmendem Abfluss über den Notüberlauf steigen in diesem Bereich die Abflusstiefen und nehmen die Strömungsgeschwindigkeiten zu, so dass ein Teil des Holzes über den Notüberlauf ausgetragen wird. Die Strömung gegen den Notüberlauf hin ist so stark, dass einerseits hinzukommendes Holz direkt zum Notüberlauf hin verfrachtet wird und andererseits Holz, welches sich im Holzteppich vor dem Rechen befindet, durch ausgeprägte Wirbel und Rückströmungen zum Notüberlauf hin transportiert werden kann. Bei abklingendem Hochwasser kann das über den Notüberlauf ausgetragene Holz infolge der wieder abnehmenden Fliesstiefen im Notüberlauf liegen bleiben und so den Abfluss behindern.

In dem durch den verlegten Rechen aufgestauten See bildet sich eine charakteristische Geschiebefront, die sich im Laufe des Ereignisses flussabwärts bewegt (siehe Abb. 2). Nachdem der Rechen einmal verlegt ist, wird nahezu kein Geschiebe mehr in den Unterlauf transportiert.

In der Abb. 2 ist der Zustand im hydraulischen Modell nach einem Hochwasser mit dem Bemessungsereignis dargestellt.

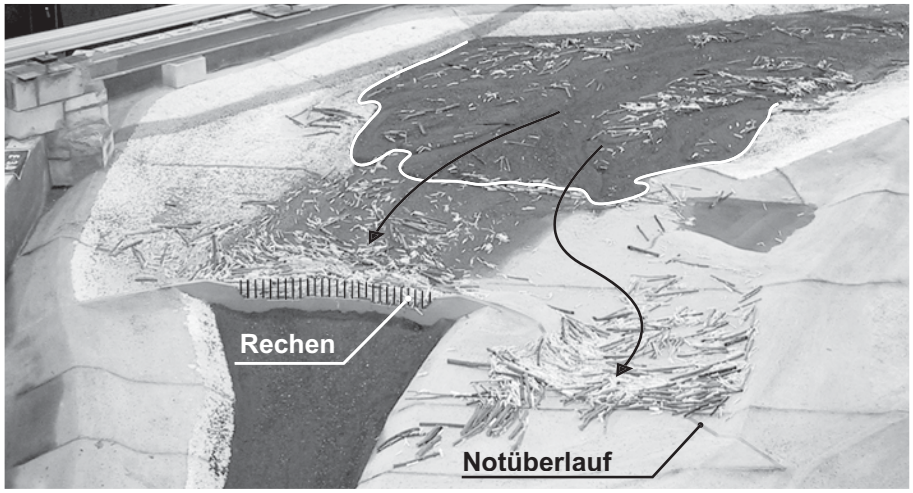


Abb. 2: Das hydraulische Modell nach dem Bemessungshochwasser.
Der Rechen allein vermag das Holz nicht wirkungsvoll zurückzuhalten - ein Grossteil des Holzes wird über den Notüberlauf ausgetragen. Das Geschiebe wird vollständig zurückgehalten, die Geschiebefront erreicht den Rechen nicht.

Das Rückhaltesystem mit dem Rechen und dem seitlich angeordneten Notüberlauf kann bei einem Aufstau verhindern, dass weder beim Bemessungsereignis noch beim Überlastfall die seitlichen Dämme überströmt werden. Hinsichtlich des Holzrückhalts kann das System den Anforderungen jedoch nicht genügen. Beim Bemessungsereignis werden 640 fm^3 und beim Überlastfall 1'830 fm^3 Holz aus der Ausschütte ausgetragen. Am Rechen selbst wird nur wenig Holz zurückgehalten.

Das Geschiebe wird vollständig im Geschiebesammler zurückgehalten. Die Geschiebefront erreicht bei beiden Szenarien den Rechen nicht. Die Gefahr des Austragens von Holz über den Rechen hinweg kann daher praktisch ausgeschlossen werden.

Optimierung des Holzrückhaltesystems mit einer Tauchwand

Konzept und Ablauf des Ereignisses

Mit einer vor dem Notüberlauf angeordneten Tauchwand soll verhindert werden, dass Holz über die Notentlastung in den Unterlauf der Gürbe gelangen kann, indem Holz und Wasser vor dem Notüberlauf derart getrennt werden, dass das Wasser durch die Öffnung unter der Tauchwand entlastet werden kann, das aufschwimmende Holz durch die Tauchwand jedoch in der Ausschütte zurückgehalten wird.

Das Hochwasserereignis läuft ähnlich ab wie für den Fall ohne Tauchwand. Nach Beginn der Entlastung über den Notüberlauf wird die Tauchwand wirksam, die das aufschwimmende Holz wirkungsvoll zurückhält (siehe Abb. 3). Während des Ereignisses werden nur vereinzelt Hölzer unter der Tauchwand hindurchgezogen. Die Menge des ausgetragenen Holzes ist direkt abhängig von der Grösse des Abflusses über den Notüberlauf.

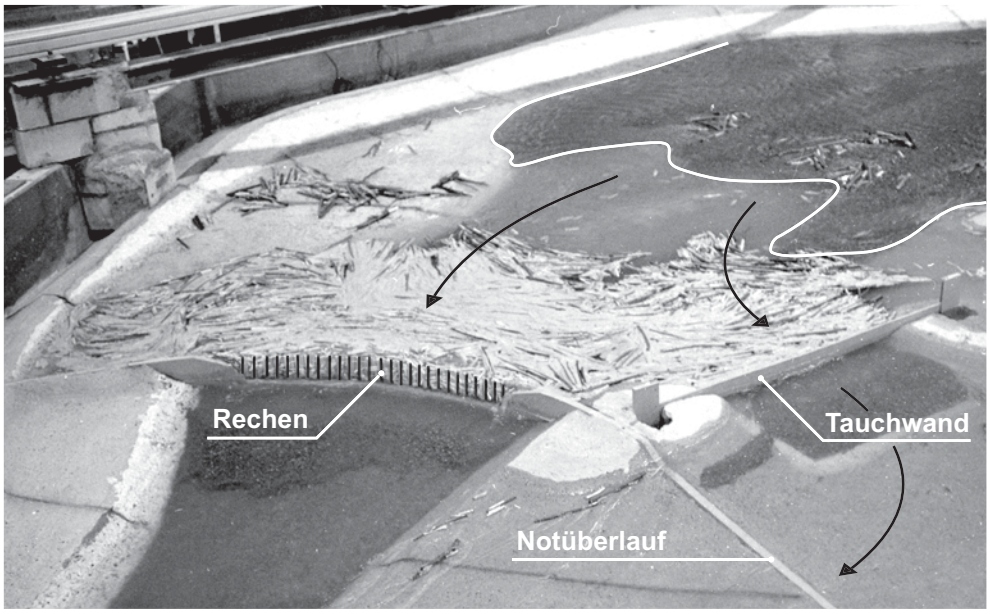


Abb. 3: Wirkungsweise der Tauchwand, dargestellt im Modellversuch für den Überlastfall (kurz nach der Hochwasserspitze)

Dimensionierung der Tauchwand

Die wichtigsten Anforderungen für die Dimensionierung einer Tauchwand für den Holzrückhalt sind:

- Die Unterkante der Tauchwand muss genügend tief sein, so dass kein oder möglichst wenig Holz unter der Tauchwand hindurch gelangen kann.
- Der Querschnitt unter der Tauchwand muss genügend gross sein, so dass die Fliessgeschwindigkeiten nicht zu hoch werden, damit der Holzaustrag klein ist und die Erosionserscheinungen nicht zu gross werden.

- Die hydraulischen Verluste durch die Tauchwand müssen gering gehalten werden, so dass der zusätzliche Aufstau nicht zu gross wird.

In der Abb. 4 wird die Ansicht der vorgeschlagenen Tauchwand an der Gürbe gezeigt. Die Breite der Querschnittsöffnung unter der Tauchwand wurde auf 25 m, die lichte Höhe unter der Tauchwand auf 1.50 m festgelegt. Bei kleineren Querschnittsöffnungen werden die Fliessgeschwindigkeiten so gross, dass es einerseits zu Erosionserscheinungen kommt und andererseits durch die erhöhte Turbulenz Hölzer unter der Querschnittsöffnung hindurchgezogen werden.

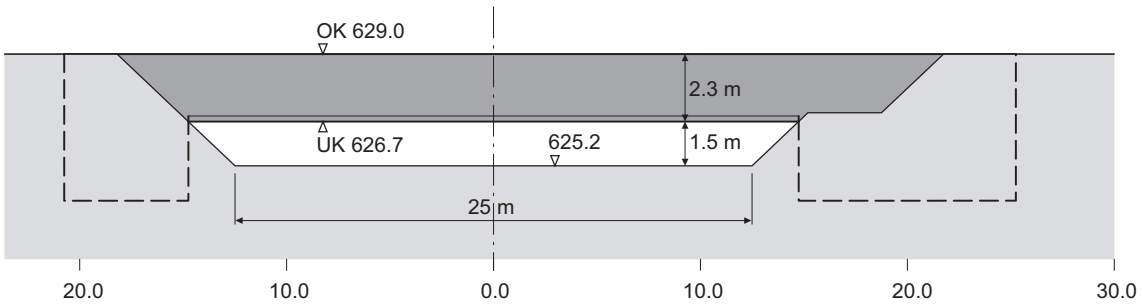


Abb. 4: Ansicht der Tauchwand an der Gürbe mit den empfohlenen Abmessungen

Im Fallbeispiel Gürbe betragen die maximalen spezifische Abflüsse 2.7 $m^3/m \cdot s$ (bezogen auf die Sohlbreite des Querschnittes unter der Tauchwand). Zum Zeitpunkt des Anspringens des Notüberlaufes liegt die Unterkante der Tauchwand 30 cm unter der Kote der Entlastung.

Diskussion

Mit der zusätzlichen Anordnung einer Tauchwand vor dem Notüberlauf kann gegenüber der projektierten Variante eine bedeutende Verbesserung hinsichtlich des Holzrückhaltes erreicht werden. Beim Bemessungsereignis beträgt der Rückhaltegrad 99 %, beim Überlastfall 96 %, wobei beim HQ_{100} ein Holzstamm und beim EHQ 20 grössere Stämme aus dem Geschiebesammler ausgetragen werden. Da diese jedoch einzeln und in grösseren Zeitabständen ausgetragen werden, ist die Verklausungsgefahr im Unterlauf als gering einzuschätzen (BEZZOLA ET. AL., in prep.).

Das Geschiebe wird - wie beim Projekt ohne Tauchwand - vollständig zurückgehalten. Ein Verlegen des Tauchwandquerschnittes mit Geschiebe kann für das Bemessungsereignis weitgehend ausgeschlossen werden und ist auch beim Extremereignis wenig wahrscheinlich. Voraussetzung dafür ist jedoch eine konsequente Bewirtschaftung der Ausschütte. Es muss sichergestellt werden, dass der Geschiebeablagerungsplatz nach jedem Hochwasser bzw. nach sukzessiven Ablagerungen durch kleinere Ereignisse geräumt und die ursprüngliche Sohlenlage wiederhergestellt wird.

Durch den vollständigen Geschieberückhalt resultiert im Unterlauf der Gürbe ein starkes Geschiebedefizit, welches massive Erosionserscheinungen zur Folge hat. In Modellversuchen wurde ein Erosionsschutzkonzept für den Bereich unterhalb des Rechens erarbeitet, auf das hier jedoch nicht näher eingegangen wird. Für solche Fälle

mit vollständigem Geschieberückhalt muss die Stabilität des Unterlaufes auf jeden Fall untersucht werden. Das Unwetter von 1997 in Sachseln hat gezeigt, welche massiven Schäden durch ein Geschiebedefizit infolge eines vollständigen Geschieberückhalts resultieren können (BWG, 1998).

Rechnerische Bestimmung der Trenncharakteristik

KNAUSS (1995) hat in Grundlagenversuchen in einem prismatischen Gerinne die Aufstauhöhen an einem verlegten Rechen in Abhängigkeit vom spezifischen Abfluss, der Grundrissform des Rechens, der Art und Menge des Schwemmholzes und der Dauer der Schwemmholzzugabe untersucht. Er bestimmt einen Aufstaufaktor α, der folgendermassen definiert ist:

$$\alpha = \frac{h_2 - h_1}{v_1^2 / 2g} \qquad [1]$$

Darin bedeuten h_1 und v_1 die Abflusstiefe resp. die Fliessgeschwindigkeit im Abstand der zweifachen Gerinnebreite flussaufwärts des Rechens für den Zustand mit unverlegtem Rechen und h_2 die Abflusstiefe im Fall des Aufstaus (siehe Abb. 5). Für α werden Werte in einem Bereich zwischen 1 (kleiner Feinanteil) und 2.5 (hoher Feinanteil) angegeben.

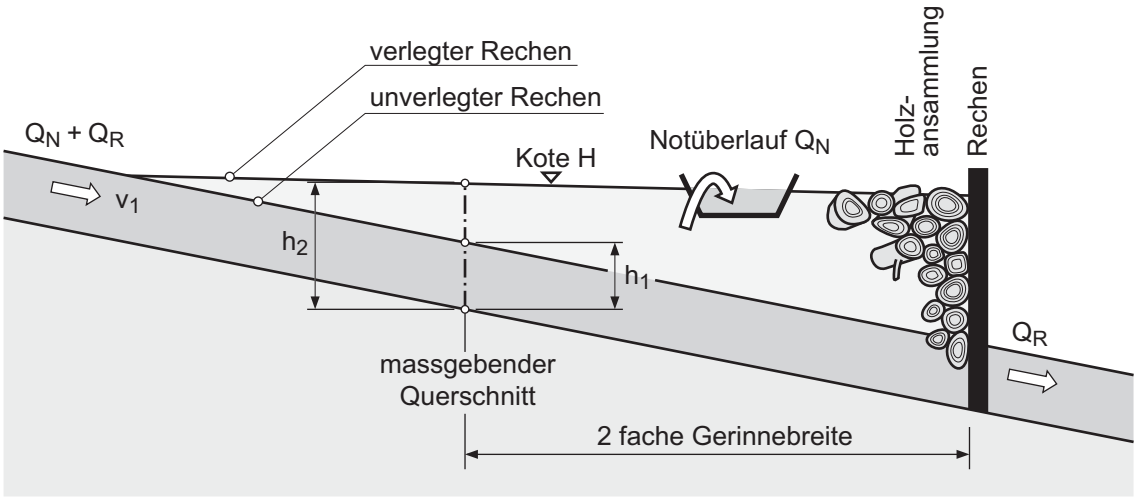


Abb. 5: Prinzipskizze zur Berechnung der Trenncharakteristik

Es wurde festgestellt, dass die Aufstauhöhe h_2 in erster Linie abhängig ist von der Feinheit des zugegebenen Schwemmholzes und nahezu unabhängig ist vom spezifischen Abfluss, der Dauer der Schwemmholzzugabe und der Form des Rechens.

In der Abb. 6 ist die für das Beispiel der Gürbe berechnete Trenncharakteristik für den massgebenden Querschnitt (60 m flussaufwärts des Rechens) dargestellt. Diese wird bestimmt, indem für einen gegebenen Abfluss durch den Rechen Q_R zunächst durch eine Normalabflussrechnung h_1 und v_1 und daraus mit einer Annahme bezüglich α die Aufstauhöhe h_2 ermittelt wird. Damit ist die Kote des Wasserspiegels H im eingestauten Zustand bekannt. Für die Wasserspiegellage H kann anschliessend der Abfluss über den

Notüberlauf Q_N mit Hilfe einer entsprechenden Überlaufformel berechnet werden. Die jeweilige Wasserspiegellage H stellt sich ein, wenn der Gesamtabfluss Q_{tot} der Summe des Abflusses durch den Rechen Q_R und des Abflusses über den Notüberlauf Q_N entspricht. Für die Gürbe wurde von einer Schwemmholzmischung mit einem hohen Anteil an Feinmaterial ausgegangen und somit α zu 2.5 angenommen.

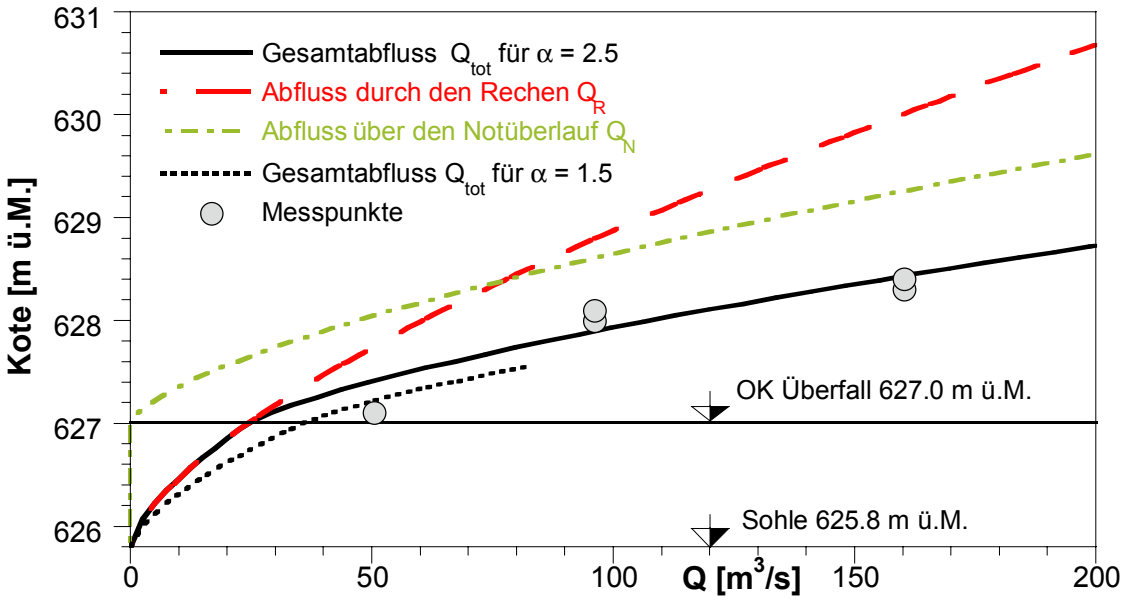


Abb. 6: Trenncharakteristik im massgebenden Querschnitt (im Abstand der doppelten Gerinnebreite vom Rechen) für eine rechnerische Gerinnebreite von 20 m

Die Abb. 6 zeigt, dass sich für einen Abfluss von 160 m^3/s ein Wasserspiegel von rund 628.4 m ü.M. einstellt. Bei diesem Abfluss fliessen je 80 m^3/s durch den Rechen und über den Notüberlauf. Bei einem Gesamtabfluss von 95 m^3/s ergibt sich für den Wasserspiegel eine Kote von 627.9 m ü.M. Durch den Rechen fliessen 55 m^3/s, über den Notüberlauf 40 m^3/s.

Die Trenncharakteristik in Abb. 6 wurde für eine rechnerische Gerinnebreite von 20 m und einen Aufstaufaktor von $\alpha = 2.5$ bestimmt. Für diesen Fall wird für grosse Abflüsse eine sehr gute Übereinstimmung mit den Messwerten erreicht. Wird jedoch die reale Gerinnebreite von 30 m in Rechnung gestellt, werden mit der Methode nach KNAUSS die tatsächlichen Aufstauhöhen unterschätzt. Eine rechnerische Gerinnebreite von 20 m kann für den Fall der Gürbe damit begründet werden, dass der wirksame Abflussquerschnitt flussaufwärts des Rechens durch die beobachteten Wirbel und Rückströmungen effektiv verkleinert wird.

Für geringere Abflüsse kann eine bessere Übereinstimmung mit einem kleineren Aufstaufaktor von 1.5 erreicht werden (siehe Abb. 6). Dies ist insofern gerechtfertigt, als dass in den Modellversuchen der Feinanteil des angelagerten Holzes am Rechen bei kleineren Abflüssen weniger hoch war als bei grösseren Abflüssen.

Die Anwendung des Verfahrens zur Bestimmung der Aufstauhöhen nach KNAUSS auf komplexere Systeme ist mit Unsicherheiten behaftet, da es auf Grundlage von

Modellversuchen in einem prismatischen Laborgerinne entwickelt wurde. Wie das betrachtete Beispiel zeigt, sind unter Umständen beträchtliche Anpassungen erforderlich, um zuverlässige Resultate zu erhalten.

Folgerungen

Die grosszügigen Platzverhältnisse an der Gürbe erlauben eine räumliche Trennung von Geschiebe und Holz. Den beschränkten Verhältnissen in der Höhe kann mit einem Überlauf begegnet werden, durch welchen im Hochwasserfall ein Überströmen der seitlichen Dämme verhindert wird. Um zu vermeiden, dass Holz über den Notüberlauf ausgetragen wird, muss vor dem Notüberlauf eine Tauchwand angeordnet werden. Die Funktionsweise der Tauchwand wurde für maximale spezifische Abflüsse von 2.7 $m^3/s \cdot m$ geprüft. Für das optimierte System kann ein nahezu vollständiger Holzrückhalt erreicht werden.

Bei einem vollständigen Geschieberückhalt entsteht ein Geschiebedefizit im Unterlauf, dem mit entsprechenden Erosionsschutzmassnahmen begegnet werden muss.

Die im Modell der Gürbe gemessenen Aufstauhöhen lassen sich nur mit gewissen Anpassungen rechnerisch reproduzieren. Um zuverlässige Aussagen bezüglich der zu erwartenden Aufstauhöhen und damit bezüglich der Funktionsweise von Holzrückhaltemassnahmen in der hier beschriebenen Art machen zu können, sind Modellversuche unerlässlich.

Referenzen

BEZZOLA, G.R. (2001): Schwemmholz – Rückhalt oder Weiterleitung?; wasser, energie, luft, 93. Jahrgang, Heft 9/10, S. 247 - 252

BEZZOLA, G.R. ET. AL. (in prep.): Verklausung von Brückenquerschnitten; eingereicht für das Internationale Symposium 2002 „Moderne Methoden und Konzepte im Wasserbau“ in Zürich

BUNDESAMT FÜR WASSERWIRTSCHAFT (1998): Ereignisdokumentation Sachseln – Unwetter vom 15. August 1997; Studienbericht Nr. 8, 1998

HARTLIEB, A., BEZZOLA G.R. (2000): Ein Überblick zur Schwemmholzproblematik; wasser, energie, luft, 92. Jahrgang, Heft 1/2, S. 1 – 5

KNAUSS, J. (1995): Treibholzfänge am Lainbach in Benediktbeuren und am Arzbach (ein neues Element im Wildbachausbau); Berichte der Versuchsanstalt Obernach und des Lehrstuhls für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU München, Nr. 76, S. 23 - 66

RICKENMANN, D. (1997): Schwemmholz und Hochwasser; wasser, energie, luft, 89. Jahrgang, Heft 5/6, S. 115 - 119

Adresse der Autoren

Daniela Lange
VAW, ETH-Zentrum
CH-8092 Zürich, Schweiz
lange@vaw.baug.ethz.ch

Dr. Gian Reto Bezzola
VAW, ETH-Zentrum
CH-8092 Zürich, Schweiz
bezzola@vaw.baug.ethz.ch

Internationales Symposium 2002 in Zürich
MODERNE METHODEN UND KONZEPTE IM WASSERBAU
Organisiert von der Versuchsanstalt für Wasserbau,
Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich und
dem Schweizerischen Wasserwirtschaftsverband

Geschiebeabzug in Kraftwerkskanälen mit Hilfe von Wirbelröhren – Fallbeispiel Kraftwerk Schiffmühle

Dipl.-Ing. A. P. Schmidt und Dr.-Ing. G. R. Bezzola

Zusammenfassung

Geschiebeakkumulationen in Stauräumen von Flusskraftwerken sind häufige Nebenerscheinungen grösserer Abflussereignisse. Vielfach wird dieses Geschiebe durch Geschiebeabweiser, Spülkanäle oder Baggerungen entfernt. Der Betrieb von Wirbelröhren als Massnahme zur Geschiebeabscheidung in Kraftwerkskanälen spielt bis jetzt in der Praxis eine vergleichsweise untergeordnete Rolle. Am Beispiel des Kraftwerkes Schiffmühle (vgl. Abb. 1) werden hier die Untersuchungen zum Abzug von Geschiebe mit Hilfe einer Wirbelröhre in einem gekrümmten Oberwasserkanal behandelt.



Abb. 1: Kraftwerk Schiffmühle an der Limmat bei einem Abfluss von 95 m^3/s und geschlossenem Klappenwehr (links), Blick in Fliessrichtung auf Oberwasserkanal, Streichwehr und Restwasserstrecke. Das Maschinenhaus befindet sich im Hintergrund in Bildmitte.

1 Einleitung

Das Kraftwerk Schiffmühle befindet sich flussabwärts von Baden, in einer Linkskrümmung der Limmat. Zwischen dem linksseitig angeordneten Klappenwehr und dem Kraftwerksgebäude trennt ein Streichwehr den 460 m langen Oberwasserkanal und die Restwasserstrecke. Durch die breite Wasserfassung an der Kurvenaussenseite, wird das zugeführte Geschiebe grösstenteils in den Oberwasserkanal transportiert, wo es sich entlang des Streichwehres als langgestreckte Geschiebebank ablagert (vgl. Abb. 2). Aufgrund des gekrümmten Oberwasserkanals entspricht dessen Sohlentopografie der für Flusskrümmungen typischen Situation mit einer Geschiebebank auf der Innenseite und einem Kolk auf der Aussenseite. Nach grösseren Hochwassern, zuletzt im Mai 1999, erforderten diese Geschiebeablagerungen immer wieder aufwendige Ausbaggerungen des Oberwasserkanals, verbunden mit Betriebsunterbrechungen und Leistungsverlusten in der Stromerzeugung.

Ziel der Untersuchungen war die Überprüfung und Optimierung einer projektierten Wirbelröhre für den Abzug von Geschiebe aus dem Oberwasserkanal in die Restwasserstrecke. Abweichend von der Anordnung ähnlicher Geschiebeabzüge in geraden Kanälen mit ebener Sohle (MTALO, 1988), bzw. bei Wasserfassungen in geschiebeführenden Flüssen (ASCE, 1972) war im vorliegenden Fall eine Anpassung der Wirbelröhre an die morfologischen Verhältnisse des gekrümmten Oberwasserkanals erforderlich.

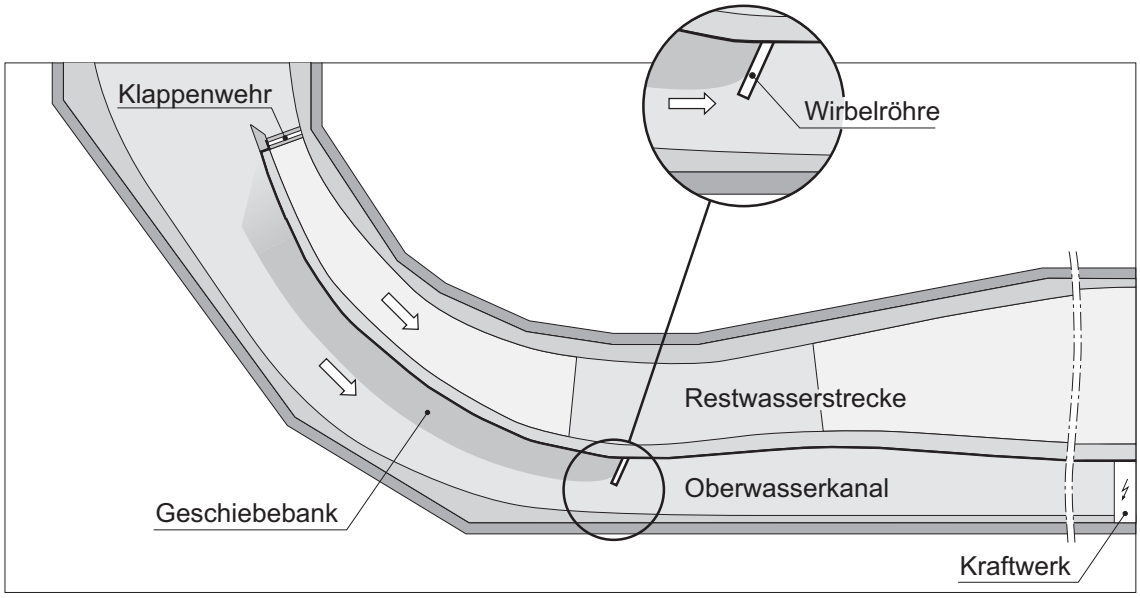


Abb. 2: Schematische Darstellung des Kraftwerkes Schiffmühle an der Limmat

2 Physikalisches Modell

Im physikalischen Modell wurden der gekrümmte Oberwasserkanal und die Restwasserstrecke des Kraftwerkes Schiffmühle auf einer 460 m langen Strecke nachgebildet (vgl. Abb. 3). Der massgebende Korndurchmesser und der Korndurchmesser bei 90 % Siebdurchgang des Limmatgeschiebes betragen d_m = 4.3 cm und d_{90} = 9.4 cm. Die Eichung des Modells erfolgte anhand der Nachbildung der im Oberwasserkanal dokumentierten Sohlenänderungen durch das Hochwasser im Jahr 1999.

Im Vergleich mit dem langjährigen Monatsmittel von 135 m^3/s für den Monat Mai betrug das Monatsmittel für den Mai 1999 317 m^3/s. Der am 22. Mai 1999 gemessene Spitzenabfluss von 660 m^3/s entspricht einem neuen Höchstwert für die Limmat bei Baden. Das frühere Maximum vom 19. Mai 1994 beträgt 490 m^3/s für die Messperiode 1951 bis 1999 (BUNDESAMT FÜR WASSER UND GEOLOGIE, 2000). Aufgrund von Geschiebetransportrechnungen und den Sohlenveränderungen im Oberwasserkanal betrug die Geschiebezufuhr der Limmat während des Hochwassers 1999 rund 2700 t (entsprechend einem Ablagerungsvolumen von 5000 m^3).



Abb. 3: Physikalisches Modell des Kraftwerkes Schiffmühle bei einem Abfluss von 600 m^3/s. Bei grossen Abflüssen gleichen sich die Wasserspiegel im Oberwasserkanal (rechts) und in der Restwasserstrecke (links) zunehmend an. Das Streichwehr ist durch eine weisse Strichlinie hervorgehoben. Blick in Fliessrichtung

3 Untersuchte Varianten

Im physikalischen Modell wurden ausser der projektierten Wirbelröhre zwei weitere mit „Omega und „Sigma“ bezeichnete Typen von Wirbelröhren, in jeweils verschiedenen Varianten getestet. Im Rahmen dieses Beitrages wird jeweils die Bestvariante eines Typs vorgestellt (vgl. Abb. 4).

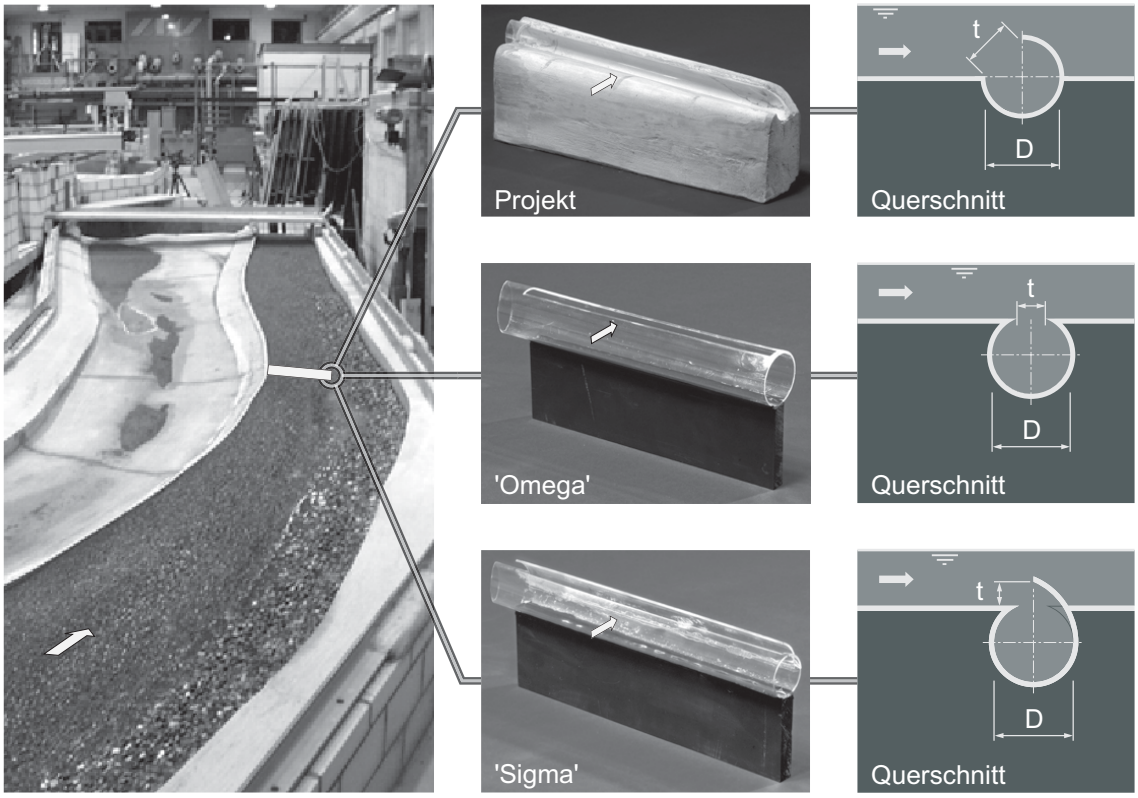


Abb. 4: Links: Oberwasserkanal (bewegliche Sohle) und Restwasserstrecke des physikalischen Modells mit angedeuteter Wirbelröhre; Mitte: Modelle der untersuchten Wirbelröhrentypen; Rechts: Röhrenquerschnitte, Pfeile bezeichnen die Fliessrichtung.

Die Anordnung der untersuchten Wirbelröhren innerhalb der Krümmung, an der mit 22.5 m engsten Stelle des Oberwasserkanals ist morfologisch bedingt und nutzt den Kurveneffekt der sohlnahen Strömung auf die Geschiebeführung. Dies erlaubt eine konzentrierte Fassung des Geschiebes in der linken Profilhälfte des Oberwasserkanals (Innenkurve) entlang des Streichwehres. Die untersuchten Röhrenlängen zwischen 8.70 m bis 14.7 m wurden somit dem vorwiegend geschiebeführenden Sohlenbereich angepasst.

Zur Ableitung des Geschiebes wird das Röhrenende durch das Streichwehr geführt und mündet bei allen Varianten auf Sohlniveau in die Restwasserstrecke. Bei geschiebeführenden Abflüssen, beginnend bei etwa doppeltem Mittelwasserabfluss (durchschnittli-

che Jahresabflussmenge der Limmat bei Baden ca. 100 m^3/s), kann die Inbetriebnahme der Wirbelröhre über ein im Streichwehr integriertes Verschlussorgan erfolgen. Aufgrund der vergleichsweise geringen Röhrenabflüsse zwischen 4.0 m^3/s und 6.5 m^3/s (abhängig von der Wasserspiegeldifferenz zwischen Oberwasserkanal und Restwasserstrecke), ist die Ausbauwassermenge des Kraftwerkes von 95 m^3/s auch während des Betriebs der Wirbelröhre gesichert. Überlegungen hinsichtlich der Minimierung des Röhrenabflusses waren insofern zweitrangig.

Projektierte Variante

Beim projektierten Geschiebeabzug handelt es sich um eine in der Sohle des Oberwasserkanals angeordnete Wirbelröhre, bestehend aus aufgetrennten Betonrohrelementen mit einem Innendurchmesser von D = 1.0 m und einer Schlitzbreite von t = 0.95 m, mit welcher das laufende Geschiebe aus dem Oberwasserkanal in die Restwasserstrecke abgeführt werden soll (vgl. Abb. 4). Der Winkel der Röhrenachse zur Hauptfliessrichtung im Kanal beträgt 60° und die Neigung zur Horizontalen beträgt 3.5 %.

Typ „Omega“

Der Wirbelröhrentyp „Omega“ besteht aus einer in die Kanalsohle eingelassenen Röhre mit einem Innendurchmesser von D = 1.20 m, welche im Scheitel mit einem Schlitz versehen ist. Die Schlitzbreite beträgt t = 0.4 m. Der Querschnitt erinnert an ein horizontal gespiegeltes Ω (vgl. Abb. 4 u. Abb. 6). Die Röhre ist horizontal eingebaut, um eine minimale Bauhöhe zu erreichen und der Winkel der Röhrenachse zur Hauptfliessrichtung im Kanal beträgt ebenfalls 60°.

Typ „Sigma“

Als Kombination der beiden zuvor genannten Bauformen, handelt es sich beim Typ „Sigma“ um eine Röhre mit asymmetrischem Querschnitt (vertikal gespiegeltes σ). Einem kleineren Dreiviertelkreis-Querschnitt mit einem Innendurchmesser von D = 1.20 m wurde ein grösseres Segment einer anderen Röhre aufgesetzt. Die zwei Schalen mit unterschiedlichen Radien lassen einen Schlitz in radialer Richtung mit einer Schlitzbreite t = 0.35 m, eine Art Frontalfassung, entstehen (vgl. Abb. 4).

4 Versuchsergebnisse

Projektierte Variante

Grundsätzlich ist die projektierte Wirbelröhre zum Abzug von Geschiebe geeignet. Die Modellversuche zeigten Wirkungsgrade um 87 % für ein Abflussereignis entsprechend der geschiebeführenden Abflüsse des Jahres 1999. Nachteilig wirkt sich die grosse Bauhöhe der Schwelle mit der darin eingebetteten Röhre aus. Das Bauwerk verursacht flussaufwärts einen Aufstau und eine Erhöhung der Geschiebebank entlang des Streichwehres. Die Einschnürungen und Beschleunigungen der Strömung am rechten Röhrenende haben eine Kolkbildung zwischen dem Röhrenende und dem rechten Ufer zur Folge. Farbtests in Reinwasserversuchen zeigten, dass sich in der Röhre keine vollständige Spiralströmung ausbildet, da deren Entwicklung durch den zu ein Viertel offenen Röhrenquerschnitt gestört wird.
Im Nahbereich des Geschiebeabzuges war eine starke Wellenbildung im Oberwasserkanal zu beobachten. Die Wellenhöhen betrugen dabei bis zu 1.50 m (bezogen auf die mittlere Wasserspiegelhöhe). Die maximale Kolktiefe am rechten Röhrenende betrug 3.20 m bei einen Abfluss von 300 m^3/s. Für grössere Abflüsse ergaben sich leicht geringere Kolktiefen.

Typ „Omega“

Die kleinere Schlitzbreite von t = 0.4 m und die Lage des Schlitzes im Scheitel der Wirbelröhre „Omega“ begünstigt die Ausprägung einer geschieberäumenden Spiralströmung und gewährleistet auch bei horizontalem Einbau und kleiner Wasserspiegeldifferenzen zwischen Oberwasserkanal und Restwasserstrecke den Transport des in die Röhre eingezogenen Geschiebes. Durch die strömungsgünstige Lage der Röhre, die bedeutend stärker in die Sohle eingebettet ist, können Strömungsablösungen oder lokale Beschleunigungen der Strömung vermieden werden, wodurch sich zwischen dem Röhrenende und dem rechten Ufer praktisch kein Kolk mehr ergibt. Bedingt durch die höhengleiche Lage beider Schlitzränder kann auf der Sohle hüpfendes Geschiebe vereinzelt die Schlitzöffnung überspringen. Dieses Geschiebe lagert sich im Strömungsschatten unterstrom der Röhre ab.
Mit diesem Röhrentyp liess sich, je nach Grösse und Anordnung, etwa 94% des im Oberwasserkanal transportierten Geschiebes in die Restwasserstrecke abführen. Dieser Wirkungsgrad bezieht sich auf ein Abflussereignis entsprechend der geschiebeführenden Abflüsse des Jahres 1999.

Typ „Sigma“

Neben einer nahezu vollständigen Aufnahme aller - auch der hüpfenden - Geschiebekomponenten durch die Frontalfassung, besitzt die Wirbelröhre „Sigma „ ebenfalls ein gutes Geschiebetransportvermögen. Der Wirkungsgrad dieser Röhre lag bei 91 % für einen konstanten Abfluss von 600 m^3/s.
Das in die Strömung ragende obere Schlitzende verursacht, wie bei der projektierten Variante, einen Aufstau und lokale Beschleunigungen der Strömung am rechten Röhrenende. Ein Anwachsen der Geschiebebank entlang des Streichwehres, Kolkbildung vor der Röhre und Ablenkung eines Teils des auf der Kanalsohle herantransportierten Geschiebes in den Kolk waren die Folge.

5 Diskussion

Ausser von den geometrischen Parametern wird die Funktion der Wirbelröhre im wesentlichen durch die Energiehöhendifferenz zwischen dem Oberwasserkanal und der Restwasserstrecke beeinflusst. Sie ist die Voraussetzung zur Erzeugung einer Fliessbewegung in der Wirbelröhre und ist abhängig vom Gesamtabfluss der Limmat. Bei höheren Abflüssen werden die hydraulischen Verhältnisse durch die Angleichung der Wasserspiegel immer ungünstiger für den Betrieb und führen im Extremfall zu einer eingeschränkten Funktion der Wirbelröhre. Abbildung 5 zeigt die Längskomponente der Fliessgeschwindigkeiten v_R entlang der Röhrenachse in Abhängigkeit des Gesamtabflusses der Limmat.

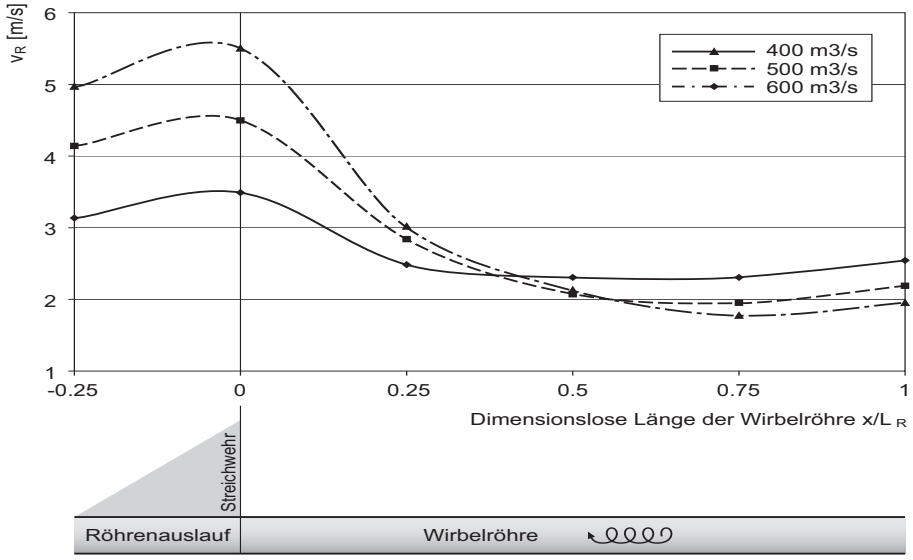


Abb. 5: Längskomponente der Fliessgeschwindigkeiten v_R entlang der Röhrenachse in Abhängigkeit des Gesamtabflusses der Limmat in der Wirbelröhre Typ „Omega“ bei Abflüssen von 400 m^3/s, 500 m^3/s und 600 m^3/s

Bei einem Abfluss von 400 m^3/s ist die Wasserspiegeldifferenz zwischen Oberwasserkanal und Restwasserstrecke relativ gross, so dass die Fliessgeschwindigkeit in der Röhre um ca. 2.0 m/s höher liegt als bei einem Abfluss von 600 m^3/s. Tendenziell zeigte sich diese Geschwindigkeitsverteilung entlang der Röhrenachse bei allen getesteten Wirbelröhrentypen.

Im hydraulischen Modell wurden Versuche mit Abflüssen bis zu 640 m^3/s durchgeführt. Bei Abflüssen bis 500 m^3/s arbeiteten Wirbelröhren des Typs „Omega“ zuverlässig. Bei Abflüssen ab 600 m^3/s sinkt die Kapazität der Wirbelröhre Geschiebe abzuziehen und es kann zeitweise zu Verlegungen mit Geschiebe kommen. In den meisten Fällen lösten sich diese innerhalb weniger Minuten und die Wirbelröhre arbeitete normal. Für den Einsatz unter realen Bedingungen ist zu beachten, dass es sich bei Abflüssen von 600 m^3/s um hydraulische Spitzenbelastungen mit einer sehr geringen Eintretenswahrscheinlichkeit handelt.

Abbildung 6 zeigt eine Wirbelröhre des Typs „Omega“ nach einer hydraulischen Belastung mit 640 m^3/s und einer Versuchdauer welche der Dauer der geschiebeführenden Abflüsse des Jahres 1999 entspricht.



Abb. 6: Wirbelröhre „Omega“, Versuchsende nach einer hydraulischen Belastung entsprechend der geschiebeführenden Abflüsse des Jahres 1999; Erkennbar ist die Anpassung der Geschiebebank an die angeströmte Seite der Wirbelröhre (Fliessrichtung von links nach rechts)

Erkennbar ist eine Angleichung der Geschiebebank an die angeströmte Seite der Wirbelröhre bis auf Höhe des unterstromigen Schlitzrandes. Durch das freie, rechte Röhrenende wird ebenfalls herantransportiertes Geschiebe abgezogen.

Anders als bei MTALO (1988), welcher ein Verhältnis von Schlitzbreite zu Röhreninnendurchmesser von $0.1 \leq t/D \geq 0.2$ für Versuche auf ebener Sohle und mit Quarzsand als Modellgeschiebe empfiehlt, wurden in dieser Untersuchung die höchsten Wirkungsgrade mit einem Verhältnis von $t/D \approx 0.3$ erreicht. Das Optimum für t/D dürfte somit von der Korngrösse des abzuführenden Geschiebes abhängig sein.

6 Folgerungen

Die Untersuchungen zeigten, dass grundsätzlich alle drei Typen von Wirbelröhren unter Hochwasserbedingungen zum Abzug von laufendem Geschiebe geeignet sind.
Entscheidend für den Einsatz einer Wirbelröhre zum Einsatz im gekrümmten Oberwasserkanal des Kraftwerkes Schiffmühle oder in vergleichbaren Situationen bei anderen Flusskraftwerken ist eine optimale Anpassung an die morfologischen Verhältnisse im Kraftwerkskanal. Im vorliegenden Fall wurde dies durch die nahezu vollständige Integration der Wirbelröhre in die Geschiebebank erreicht. Infolge der Kurvensituation wird das Geschiebe vor allem an der Kurveninnenseite entlang des Streichwehres transportiert, so dass die Röhrenlänge auf etwa die Hälfte der Kanalbreite reduziert werden konnte. Dies hat erheblich zum strömungsgünstigen Einbau der Wirbelröhre beigetragen.
Mit der optimierten Anordnung konnten hohe Wirkungsgrade, geringe Störungen der Abflussverhältnisse im Oberwasserkanal sowie eine weitgehende Vermeidung der Kolkerscheinungen im Nahbereich des Bauwerkes erreicht werden. Die Röhrentypen „Omega“ und „Sigma“ mit Innendurchmessern von $D = 1.20$ m, einer Schlitzbreite von $t = 0.4$ m und einer Röhrenlänge von 10.0 m lieferten hier gute Ergebnisse.
Als wirkungsvolle Massnahme zum Abzug von Geschiebe aus dem Oberwasserkanal in die Restwasserstrecke ist mit dem Einsatz einer Wirbelröhre eine deutliche Reduzierung des Geschiebeproblems zu erwarten.
Die abflussbedingte, kontinuierliche Durchleitung von Geschiebe in die Restwasserstrecke wirkt sich positiv auf das gegenwärtige Geschiebedefizit flussabwärts des Kraftwerkes Schiffmühle aus und trägt zur Verbesserung des Sohlensubstrates der Limmat bei.

Technisch unkomplizierte Bauwerke wie Wirbelröhren, lassen sich unter ähnlichen Bedingungen wie beim Kraftwerk Schiffmühle auch in gekrümmten Kanälen anderer Flusskraftwerke mit kurventypischer Sohlentopografie einsetzen.

Danksagung:
Die Autoren bedanken sich beim Auftraggeber, der Limmat-Kraftwerke AG Baden und beim projektierenden Ingenieurbüro Schälchli, Abegg + Hunzinger für die Bereitstellung des Datenmaterials, die durchgeführten Berechnungen und die konstruktive Zusammenarbeit.

7 Literatur

BUNDESAMT FÜR WASSER UND GEOLOGIE (2000): Hydrologisches Jahrbuch der Schweiz, 1999

MTALO, F. (1988): Geschiebeabzug aus Kanälen mit Hilfe von Wirbelröhren, Berichte der Versuchsanstalt Obernach und des Lehrstuhls für Wasserbau und Wassermengenwirtschaft der Technischen Universität München, Nr. 58

TASK COMMITTEE ON PREPARATION OF SEDIMENTATION MANUAL, ASCE (1972): Chapter V: Sediment control methods: C. Control of sediment in canals. Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol. 98, No HY9.

Adresse der Autoren:

Dipl.-Ing. Andreas Paul Schmidt (schmidt@vaw.baug.ethz.ch)
Dr.-Ing. Gian Reto Bezzola (bezzola@vaw.baug.ethz.ch)

Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW)
VAW ETH Zentrum, Gloriastrasse 37-39, CH-8092 Zürich

Internationales Symposium 2002 in Zürich
MODERNE METHODEN UND KONZEPTE IM WASSERBAU
Organisiert von der Versuchsanstalt für Wasserbau,
Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich und
dem Schweizerischen Wasserwirtschaftsverband

Wasserbauliche Maßnahmen zur Stabilisierung des Sedimenthaushaltes im Gewässerknoten Leipzig

Bobbe, A., Dipl.-Ing., Horlacher, Hans-B., Prof. Dr.-Ing. habil.,
Möricke, U., Dipl.-Ing.

1 Einleitung

Häufig wird der Begriff „Gewässerknoten“ verwendet, wenn von dem komplizierten System aus Fließgewässern, Mühlgräben und Flutbetten die Rede ist, welches sich in der Stadt Leipzig befindet. Zu den Fließgewässern, die im Stadtgebiet von Leipzig zusammentreffen, zählen die Weiße Elster, die Pleiße und die Parthe. Die Weiße Elster sowie die Pleiße erreichen das Stadtgebiet von Leipzig aus südlicher Richtung kommend, während die Parthe dem Gewässerknoten aus östlicher Richtung zu fließt.

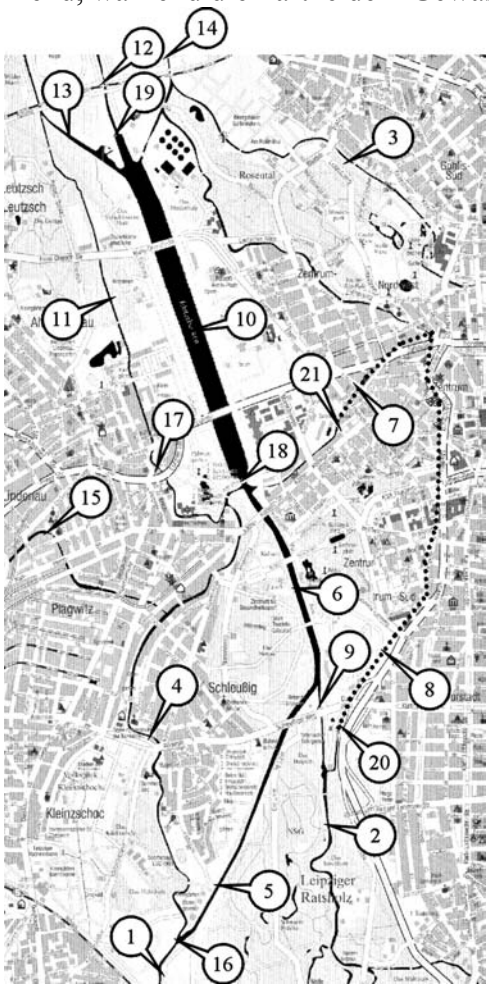


Abb. 1: Gewässerknoten Leipzig

Zuflüsse:

1. Weiße Elster
2. Pleiße
3. Parthe

Gewässerstrecken:

4. Stadtelster
5. Oberes Elsterflutbett
6. Unteres Elsterflutbett
7. Elstermühlgraben
8. Pleißemühlgraben
9. Pleißeflutbett
10. Elsterbecken
11. Kleine Luppe
12. Neue Luppe
13. Nahle
14. Untere Weiße Elster
15. Karl-Heine-Kanal

Wehranlagen (Auswahl):

16. Teilungswehr Großzschocher
17. Lindenauer Wehr
18. Palmengartenwehr
19. Luppewehr
20. Wehr Pleißemühlgraben
21. Einlaufbauwerk Elstermühlgraben

Der Gewässerknoten entwickelte und veränderte sich im Laufe der Jahrhunderte ständig. Eingriffe durch den Menschen in den natürlichen Lauf der Flüsse lassen sich bis auf die Zeit um 930 zurückverfolgen. Zur Nutzung der Wasserkraft sowie zur Gewährleistung des Hochwasserschutzes wurden Flussläufe verändert sowie Mühlgräben und Flutbetten angelegt, von denen einige die Zeit überdauerten und andere wieder verschwanden. Zu Beginn des 20. Jahrhunderts, in den Jahren zwischen 1912 und 1913, fand mit dem Bau des Elsterbeckens eine weitere Veränderung des Gewässerknotens statt. Dieses Becken besitzt eine Länge von ca. 2,5 km und eine Breite von ca. 150 m.



Abb. 2: Das Elsterbecken in Leipzig

Geplant war es ursprünglich als innerstädtische Wasserfläche zur sportlichen Nutzung als Regattastrecke. Wasserbauliche Aspekte standen damals nicht unmittelbar im Vordergrund. Ein Argument, weshalb man sich für Beckenform entschied und nicht für die sich oberhalb anschließenden Profile des Elsterflutbettes weiterführte, war der Hochwasserschutz des angrenzenden Geländes. Das sich im Elsterbecken absetzende Material sollte zur Erhöhung der umliegenden Flächen verwendet werden. Doch schon bald nach der Fertigstellung des Beckens ergaben sich große Probleme mit der Beseitigung des anfallenden und nunmehr unerwünschten Schlammes. Die Hintergründe der Sedimentproblematik wurden damals wie folgt beschrieben (Zitat, 1938):

”Das (...) Elsterbecken in der Stadt Leipzig wurde als Hochflutbecken künstlich angelegt. Bei normaler Wasserführung der Elster und ihrer Zuflüsse wird dem Elsterbecken in der Regel kein Wasser zugeführt; nur bei Hochwasser erhält das Becken diejenigen Wassermengen, die durch die schon bestehende Umleitung nicht abgeführt werden können. Erfahrungsgemäß ist das Hochwasser - insbesondere im ansteigenden Ast der Hochwasserwelle - stark schlamm- und schwebestoffhaltig. Als unangenehme Folgeerscheinung zeigte sich daher bald nach der Fertigstellung, daß im Elsterbecken bei jedem Hochwasser große Schlammengen abgelagert werden.”.

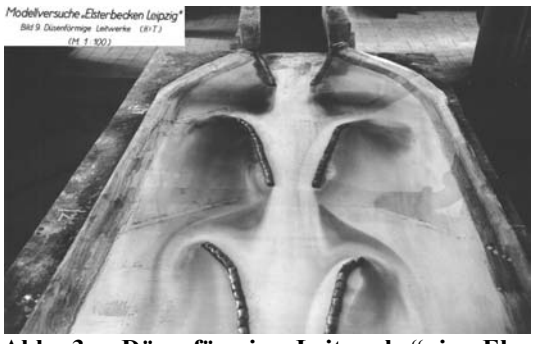


Abb. 3: „Düsenförmige Leitwerke“ im Elsterbeckenmodell

So wurde bereits im Jahre 1938 eine Studie am Institut für See- und Flussbau der damaligen TH Dresden in Auftrag gegeben, die Untersuchungen zur Verhinderung weiterer Ablagerungen im Elsterbecken zum Inhalt hatte. An einem Modell des Elsterbeckens wurde mit den verschiedensten Einbauten versucht, die Strömung zu konzentrieren und damit Mindestfließgeschwindigkeiten im Becken zu gewährleisten.

Am Ende der Untersuchungen stand, dass Einbauten nur wirkungsvoll sind wenn sie über den Wasserspiegel reichen. Vorgeschlagen wurde, im Elsterbecken eine Rinne zu schaffen, die durch Spundwände abzugrenzen ist. Umgesetzt worden ist diese Variante vermutlich aus dem Grunde nicht, da

mit dieser Lösung die geschlossenen Wasserfläche des Beckens verloren gegangen wäre und die Leipziger Bürger seit jeher ein starkes Interesse an dieser Wasserfläche bekundeten.



Abb. 4: Bau der Pleißewölbleitung im Pleißemühlgraben

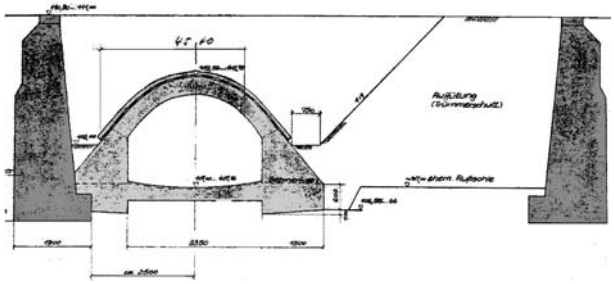


Abb. 5: Schnitt durch den verfüllten Pleißemühlgraben mit Wölbleitung



Abb. 6: Verrohrung des Elstermühlgrabens

Mit der Entwicklung Leipzigs zum industriellen Ballungsraum begann die Verschmutzung der Gewässer. In den 50er Jahren erreichte sie einen derartigen Grad, dass in den innerstädtischen Bereichen von den Gewässern eine Geruchsbelästigung ausging. Hauptsächlich vor diesem Hintergrund kam es um 1952 zur letzten, aber einschneidensten Veränderung des Gewässerknotens. Die Pleiße, welche bis dahin im Pleißemühlgraben verlief, wurde aus der Stadt verbannt. In ihrem Bett wurde eine lediglich für 5 m³/s bemessene Wölbleitung errichtet, die anschließend überschüttet wurde (Verlauf in Abb. 1 gepunktet dargestellt). Wie aus verschiedenen Aufzeichnungen hervorgeht, wurde das ohnehin geringe Abführungsvermögen dieser Wölbleitung i.d.R. nicht ausgeschöpft.

Ein ähnliches Schicksal wiederfuhr ab 1965 dem bis dahin regulären Lauf der Weißen Elster, dem Elstermühlgraben. Der Abschnitt, beginnend am Schreberbad bis hin zur Thomasiusstraße wurde verrohrt und verlor somit seine Leistungsfähigkeit (Verlauf in Abb. 1 gepunktet dargestellt). Die Auswirkungen, die diese Eingriffe in den Lauf der Gewässer mit sich bringen würden, wurden von den Verantwortlichen damals unterschätzt. Man war offensichtlich der Meinung, die Fließgewässer dauerhaft durch die Hochwasserprofile der Flutbetten und -becken leiten zu können.

Der Zusammenfluss von Pleiße und Weißer Elster verlagerte sich durch diese Maßnahme von der Innenstadt an das Palmengartenwehr oberhalb des Elsterbeckens. Die Pleiße wird zuvor noch durch das Pleiße- und Untere Elsterflutbett geleitet. Auch die Weiße Elster gelangt nicht ungestört zum Palmengartenwehr. Bereits an der Stadtgrenze, am Teilungswehr Großzschocher erfolgt eine Verteilung des Abflusses auf das Obere Elsterflutbett und die Stadtelster. Nach dem Zusammentreffen von Pleiße und Wei-

ßer Elster gelangt der Abfluss der beiden Fließgewässer ganzjährig über das Palmengartenwehr in das Elsterbecken. Die Auswirkungen sind gravierend. Die durch die geringen Fließgeschwindigkeiten hervorgerufenen Ablagerungen im Elsterbecken haben trotz kontinuierlicher Teilberäumungen mittlerweile solche Dimensionen erreicht, dass sie in Form von teilweise bewachsenen Inseln selbst bei höheren Wasserständen sichtbar sind. Die Schichtdicke der Sedimentanlagerung beträgt durchschnittlich 2 m und erreicht stellenweise 2,90 m. Das Nassvolumen der im Elsterbecken lagernden Sedimente kann einer Untersuchung aus dem Jahre 1999 zufolge mit über 800.000 m³ angegeben werden.

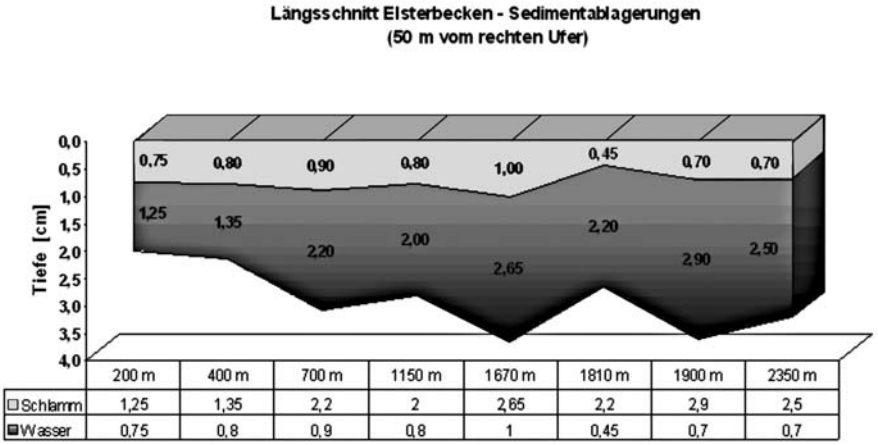


Abb. 7: Längsschnitt durch das Elsterbecken

Hinzu kommt, dass sich die Sedimente als eine Folge der erheblichen Gewässerverschmutzung stark mit Schwermetallen angereichert haben. So lagern z.B. etwa 164 t Chrom, 81 t Nickel, 1296 t Zink und 0,68 t Quecksilber im Elsterbecken.

2 Untersuchungen der TU Dresden

Vor diesem Hintergrund wurde das Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik der TU Dresden mit der Untersuchung der Ablagerungsproblematik und letztlich mit der Stabilisierung des Sedimenthaushaltes im Gewässerknoten Leipzig beauftragt.

So wurde im Jahre 1998 damit begonnen, das Elsterbecken mit Hilfe von ein- und zweidimensionalen Rechenmodellen auf seine Hochwassersicherheit zu überprüfen. In Anlehnung an die im Jahre 1938 vorgeschlagenen Varianten, wurden zwei weitere Varianten erarbeitet, die im Falle einer Realisierung jedoch ebenfalls den Verlust der geschlossenen Wasserfläche des Beckens zur Folge hätten. Kerngedanke beider Lösungen war eine Einengung des Fließquerschnittes des Elsterbeckens, um Mindestfließgeschwindigkeiten gewährleisten zu können. Vorgeschlagen wurde die Schaffung von 3 jeweils unterschiedliche breiten Rinnen (20, 50, 75 m), die entsprechend der vorherrschenden Abflusssituation beschickt werden können (Variante 1). Als eine weitere Möglichkeit wurde damals erwogen, den Abfluss durch geschüttete Leitwerke zu konzentrieren (Variante 2.1), bzw. bei gesenktem Stauspiegel das Wasser in einer Rinne durch das Becken zu führen (Variante 2.2). Das eine Verwirklichung dieser Varianten weitreichende Folgen für den Oberlauf des Beckens hätten, stellte sich im Folgeprojekt mit der Untersuchung des Oberlaufes des Elsterbeckens heraus.

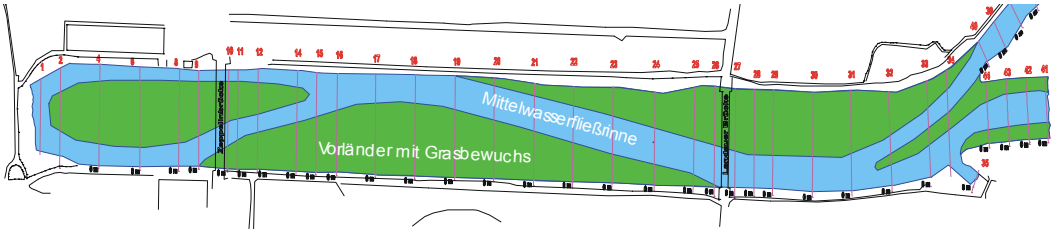


Abb. 8: Variante 2.2 - Mittelwasserrinne bei gesenktem Beckenwasserspiegel

Bekannt war, dass am Oberlauf des Beckens zwischen 1983 und 1985 eine vollständige Beräumung der Sedimente stattfand, wobei ein Volumen von etwa 245.000 m³ aus den Gewässerstrecken entfernt wurde. Die Auswertung der im Jahre 1999 neu vermessenen Querprofile ergab, dass sich in dem Zeitraum von nur 14 Jahren wiederum ein Sedimentvolumen von 195.400 m³ abgelagert hat.

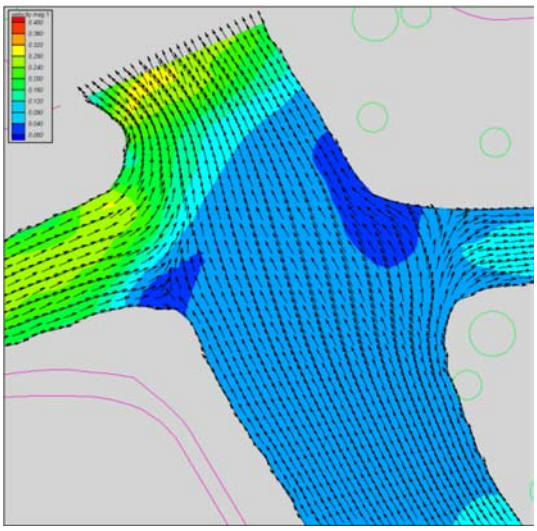


Abb. 9: Knotenpunkt Palmengartenwehr, 2D Strömungssimulation (MQ)

Zur Ergründung der Ursachen die zu diesen erheblichen Ablagerungen führen, wurden Strömungssimulationsrechnungen mittels ein- und zweidimensionaler Modelle durchgeführt. Mit Hilfe des zweidimensionalen Simulationsmodells erfolgte die Berechnung der Bettschubspannungen, die im Zusammenhang mit den Fließgeschwindigkeiten gleichfalls für die Ablagerungsproblematik verantwortlich sind. Die für die Ausbauprofile sowie für die 1999 aufgemessenen Profile berechneten Fließgeschwindigkeiten und Bettschubspannungen, zeigten, dass es ohne das Auftreten eines Extremereignisses praktisch ganzjährig zur Sedimentation der von den Fließgewässern mitgeführten Feststoffe kommt.

Hintergrund der Ablagerungsproblematik ist also ein natürlicher Bettbildungsprozess, der solange anhält, bis sich ein dynamisches Gleichgewicht an der Gewässersohle eingestellt hat. Diesem natürlichen Prozess stattzugeben oder die Profile einzuengen, musste als Möglichkeit von vornherein ausgeschlossen werden, da es sich bei den sedimentationsgefährdeten Gewässerabschnitten hauptsächlich um Anlagen des Hochwasserschutzes handelt. Erst ein Vertiefen in die geschichtliche Entwicklung des Gewässerknotens, insbesondere in die der letzten Jahrzehnte, erbrachte die Erkenntnisse und Hintergrundinformationen, die anfangs beschrieben wurden. Aus diesen Informationen und den Ergebnissen der eigenen Untersuchungen konnten anschließend Empfehlungen zur Stabilisierung des Sedimenthaushaltes im Oberlauf des Elsterbeckens ausgesprochen werden.

3 Steuermodell

Stabilisieren lässt sich der Sedimenthaushalt langfristig nur indem die morphologische Durchgängigkeit der Fließgewässer Pleiße und Weiße Elster wieder hergestellt wird. Grundgedanke ist dabei, die verschiedenen Gewässerabschnitte ihrem ursprünglichen Zweck entsprechend für die Wasserabführung heranzuziehen. Flutbetten und -becken sollen zukünftig ausschließlich im Hochwasserfall mit Wasser beschickt werden.



Abb. 10: geplante Elsterbeckenumgehung

Im Regelfall soll der Elster- und Pleißeabfluss durch die wieder zu aktivierende Elsterbeckenumgehung geleitet werden. Dies erfordert eine Vielzahl von baulichen Maßnahmen und eine vollständige Veränderung der Abflusssteuerung im Gewässerknoten. So ist es erforderlich, die verrohrten bzw. unterirdischen Abschnitte von Elster- und Pleißemühlgraben in leistungsfähige Fließgewässerabschnitte (östliche Umgehung) zurückzuversetzen. Mit der bereits abgeschlossenen Sanierung des Lindenauer Wehres an der Kleinen Luppe kann dieser Gewässerabschnitt als westliche Elsterbeckenumgehung in das neue Steuerregime eingebunden werden.

Die Umsetzung einer der anfangs beschriebenen Varianten hätte, da diese letztlich ohne Kenntnis der Problematik des Elsterbeckenoberlaufes und ohne das geschichtliche Hintergrundwissen entwickelt wurden, die derzeitigen Verhältnisse im Gewässerknoten hinsichtlich der derzeitigen Abflussverteilung zementiert. Dieser Umstand hätte praktisch die nunmehr geplanten gewässermorphologisch stabilisierend wirkenden Maßnahmen im Oberlauf des Beckens verhindert. Hierbei zeigt sich zweierlei: Flussbauliche Maßnahmen sollten nie auf Grundlage einer lokalen Betrachtungsweise beurteilt oder gar umgesetzt werden. Sie erfordern vielmehr eine weitreichende Betrachtung, welche über den eigentlichen, im Detail zu bearbeitenden Abschnitt hinaus geht. Auf der anderen Seite ist derzeit in Leipzig mit der teils schon begonnenen Wiederoffenlegung des Pleißemühlgrabens die Möglichkeit gegeben, Fehler die in der Vergangenheit begangen wurden, zu revidieren und damit den Zustand der Fließgewässer erheblich zu verbessern.

Mit der Wiederherstellung der ehemaligen Elsterbeckenumgehung lässt sich die Ablagerungsproblematik im Oberlauf des Beckens entscheidend verbessern. Im Elsterbecken lässt sich die Situation durch diese Maßnahme jedoch nur entschärfen, da das Becken nun nicht mehr im Haupt- sondern im Nebenschluss betrieben werden kann. Letztlich wird mit der Wiederherstellung der Elsterbeckenumgehung zunächst ein Zustand erreicht, der mit den im Jahre 1938 beschriebenen Verhältnissen verglichen werden kann (vgl. Zitat).

Unter diesem Gesichtspunkt erfolgte die Entwicklung einer Lösung für das Elsterbecken, mit der der Sedimentationsproblematik bei Erhalt der geschlossenen Wasserfläche begegnet werden kann. Möglich wird dies wiederum im Zusammenspiel von baulichen Veränderungen und einer speziellen Abflusssteuerung im Gewässerknoten. Das Elsterbecken soll zukünftig wieder als Standgewässer im Normalfall kein Wasser erhalten, wobei die zu reaktivierende Elsterbeckenumgehung den Abfluss von Pleiße und Weißer Elster aufnehmen soll. Erst wenn im Hochwasserfall die Kapazitätsgrenze der

Elsterbeckenumgehung erreicht worden ist, sollen die Umgehungsstrecken geschlossen und der Abfluss durch das Elsterbecken hindurch geleitet werden. Der Grenzabfluss der Elsterbeckenumgehung stellt somit den Abfluss für die Erstbeaufschlagung des Beckens dar.

Die genaue Größe dieses Grenzabflusses ist zum jetzigen Zeitpunkt jedoch noch nicht bekannt. Die Randbedingungen, z.B. wasserbauliche Gegebenheiten und wasserrechtliche Vereinbarungen, die zur Festlegung dieses Grenzabflusses berücksichtigt werden müssen, sind aufgrund der über Jahrzehnte anhaltenden Wasserumverteilung sehr zahlreich und vielseitig. Da auch die Problematik der Wassergüte bei der Projektbearbeitung nicht mit eingeflossen ist, soll die vorgeschlagene Lösung zunächst als eine Strategie zu verstanden werden, die prinzipiell von allen Beteiligten und Verantwortlichen zur weiterführenden Untersuchung und Vertiefung empfohlen wurde. So sind nicht nur zur Definition der sehr wichtigen Planungsgröße des Grenzabflusses weitere Untersuchungen erforderlich. Zunächst wurde in Abstimmung mit den Verantwortlichen ein Wert für den Grenzabfluss von zunächst 40 m³/s angesetzt.

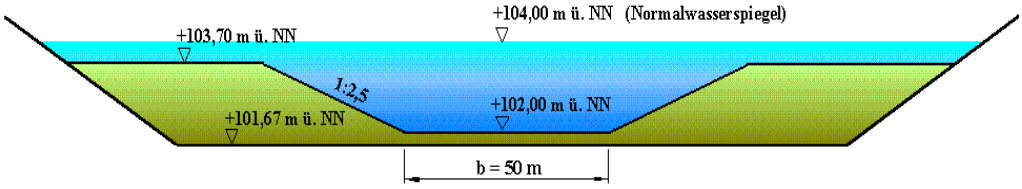


Abb. 11: Querprofil des umgestalteten Elsterbeckens mit überstauter Rinne (Q ≈ 0)

Der Querschnitt des Elsterbeckens ist jedoch zu groß, um für diesen Abfluss Mindestfließgeschwindigkeiten zu garantieren, die ein Absetzen der mitgeführten Feststoffe ausschließen. Es ist daher angedacht, im Elsterbecken eine Rinne anzulegen, deren Querschnitt zusammen mit dem Sohlgefälle im Elsterbecken sowohl für diesen Grenzabfluss als auch für größere Abflüsse Mindestfließgeschwindigkeiten gewährleisten kann. Diese im Regelfall überstaute Rinne soll sich vom Palmengartenwehr bis hin zum Luppewehr erstrecken und für den Betrachter nicht sichtbar sein.

Im Hochwasserfall soll unmittelbar vor der Beaufschlagung des Beckens das Stauziel gesenkt werden, so dass die sonst unter dem Wasserspiegel liegenden Vorländer trocken fallen und die Rinne zu Tage tritt. Ermöglicht wird die Stauspiegelsenkung zukünftig durch die Umgestaltung des Luppewehres, eines der drei unteren Abschlusswehre des Elsterbeckens. Bei gleichzeitigem Öffnen des Palmengartenwehres am Beckenzulauf werden die sonst geöffneten Wehre der Elsterbeckenumgehung (Lindenauer Wehr, Wehr Pleißemühlgraben → Umgestaltung erforderlich, Einlaufbauwerk Elstermühlgraben → Umgestaltung erforderlich) geschlossen. Das Wasser wird nun nicht mehr durch die Innenstadt, sondern durch die Flutbetten sowie das Elsterbecken geleitet, wobei es im Anschluss nach wenigen Kilometern Fließstrecke in der Neuen Luppe wieder der Weißen Elster zugeführt wird.

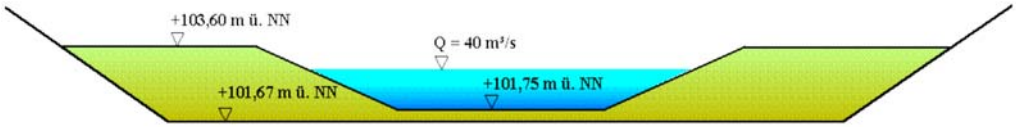


Abb. 12: Elsterbecken bei gesenktem Stauspiegel während der Erstbeaufschlagung

Mit dem Zustand einer temporären Stausiegelsenkung im Elsterbecken ist unter dem bisher angesetzten Grenzabfluss für die Elsterbeckenumgehung statistisch gesehen jährlich zu rechnen. Im ungünstigsten Falle wird sich die Stauspiegelsenkung im Elsterbecken, die letztlich einen kurzzeitigen Verlust der geschlossenen Wasserfläche darstellt, über einen Zeitraum von maximal 35 Tagen im Jahr erstrecken. Um diesen Zeitraum zu verkürzen, sollte eine Erhöhung des bisher recht niedrig angesetzten Grenzabflusses angestrebt werden.

Die geplante Rinne im Elsterbecken ist bisher so bemessen, dass sie in der Lage ist, das Jahreshochwasser von Pleiße und Weißer Elster, zusammen etwa 95 m³/s, sicher abzuführen. Nun wäre es möglich, bei größeren Abflüssen die geschlossene Elsterbeckenumgehung wieder zu öffnen und sie somit zur Hochwasserabführung mit heranzuziehen. Zu beachten ist hierbei lediglich die Gewährleistung von Mindestabflüssen bzw. Mindestfließgeschwindigkeiten in den einzelnen Gewässerstrecken. Unter diesem Gesichtpunkt ist unter den bisher getroffenen Annahmen das Durchleiten eines Abflusses von etwa 140 m³/s ohne Unterschreitung von Mindestfließgeschwindigkeiten möglich. Erst bei noch größeren Abflüssen werden die neben der Rinnen im Elsterbecken gelegenen Flächen überflutet. Aufgrund der dort zu erwartenden geringen Fließgeschwindigkeiten können Sedimentationsprozesse nicht ausgeschlossen werden. Im Vergleich zu den bisherigen Ablagerungen kann die dort zu erwartenden Sedimentmenge schon aus der Sicht der statistischen Eintrittswahrscheinlichkeit derartiger Überflutungen nahezu vernachlässigt werden.

4 Gegenwärtige Untersuchungen

Sollen die Pleiße und die Weiße Elster ohne Störung ihres natürlichen Feststoffhaushaltes durch den Gewässerknoten hindurchgeleitet werden, müssen in jedem Gewässerabschnitt Mindestfließgeschwindigkeiten garantiert werden, die den Weitertransport der jeweiligen Materialien ermöglichen. Für die Optimierung der Steuerung des Gewässerknotens, d.h., zur Klärung der Fragen nach dem Zeitpunkt bzw. der Größenordnung der Beaufschlagung einzelner Gewässerstrecken sowie für die Bemessung von Querprofilen, ist die Kenntnis über die Korngrößen der bei den unterschiedlichen Abflusssituationen von Pleiße und Weißer Elster transportierten Materialien von elementarer Bedeutung. Daher werden gegenwärtig Geschiebetransport- und Schwebstoffkonzentrationsmessungen im Leipziger Gewässerknoten durchgeführt. Zur Messung des Geschiebetransportes wurde am Institut ein Geschiebefangkorb entworfen, zu dessen Entwurf insbesondere der auf einer ungarischen Entwicklung basierende VUV-Sampler herangezogen wurde. Die Geschiebetransportmessungen sollen zukünftig oberhalb des Gewässerknotens in den noch ungestörten Abschnitten von Pleiße und Weißer Elster durchgeführt werden, wobei je zwei Fänger je Messstelle eingesetzt werden sollen. Die ersten Geschiebetransportmessungen dienten hauptsächlich der Optimierung des Fängers sowie zur Abschätzung der erforderlichen Verweilzeit im Gewässer. Eindeutige und fundierte Aussagen hinsichtlich des Geschiebetransportes der Weißen Elster konnten aus diesen Messungen verständlicherweise noch nicht abgeleitet werden. Für die

geplanten Veränderungen im Gewässerknoten sehr interessant hingegen sind die gewonnenen Erkenntnisse bezüglich der von der Weißen Elster während eines kleineren Hochwasserereignisses ($Q_{max} \approx 40$ m³/s) transportierten Korngrößen.



Abb. 13: Geschiebefangkorb IWD



Abb. 14: Einsetzen des Fangkorbes vom Boot

So besitzt ein Anteil von 88,1% des Sammelgutes Korngrößen zwischen 0,06 bis 2 mm, 94,97% der transportierten Materialien besitzen Korndurchmesser von $d \geq 2$ mm, wobei die Korndurchmesser des restlichen Anteils zwischen d = 2 bis 8 mm liegen. Für einen ungestörten Weitertransport dieser Materialien wären demnach Fließgeschwindigkeiten von v = 0,40 ... 0,60 (0,70) m/s erforderlich. Wie einerseits die enormen Ablagerungsmengen und andererseits die Ergebnisse der Strömungssimulationsrechnungen zeigen, lassen die gegenwärtigen Verhältnisse im Gewässerknoten Fließgeschwindigkeiten in dieser Größenordnung nicht zu.

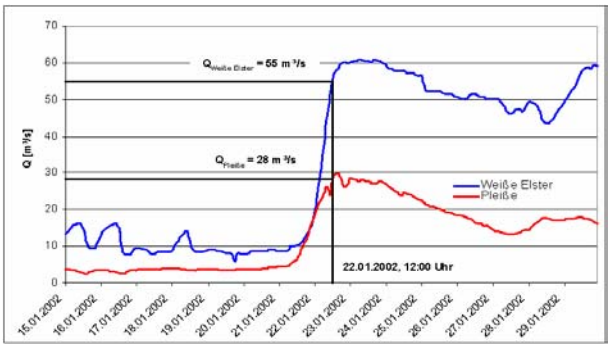


Abb. 15: Abflüsse der Weißen Elster und Pleiße zum Zeitpunkt der Probenentnahme

Auf dem ansteigendem Ast einer Jahreshochwasserganglinie, unmittelbar vor Erreichen des Scheitelabflusses wurden Messungen der Schwebstoffkonzentration im Gewässerknoten durchgeführt. Dazu wurden Wasserproben entnommen und anschließend im Labor mit Hilfe von Zellulose-Nitrat-Filtern filtriert. Anhand der Gewichtsdifferenz der vor und nach der Filtration gemessenen Filtergewichte, der filtrierten Wassermenge und des im Gewässer zum Zeitpunkt der Probenentnahme vorherrschenden Abflusses lässt sich die transportierte Schwebstoffmenge sowie der Ein- und Austrag im Bereich des Gewässerknotens bilanzieren. Die Auswertung der oberhalb des Knotens entnommenen Proben ergab, dass während dieser Abflusssituation von der Pleiße eine Schwebstofffracht von 88 t-Trockenmasse/h sowie von der Weißen Elster eine Fracht von 110 t-Trockenmasse/h transportiert und in den Gewässerknoten eingetragen wurde. Die an den Abflüssen des Gewässerknotens festgestellten Schwebstoffkonzentrationen ergaben eine ausgetragene Schwebstofftrockenmasse von nur 47 t/h. Somit lässt sich die Trockenmasse der sich in einem Zeitraum von nur einer Stunde im Gewässerknoten abgelagerten Schwebstoffe mit 152 t beziffern.

Die Sedimentationsprozesse finden dabei hauptsächlich im Oberen und Unteren Elsterflutbett sowie im Elsterbecken statt. Weiterhin konnte die Problematik des Elstermühl-

grabens bzw. der Kleinen Luppe verdeutlicht werden, da beide Gewässerabschnitte recht große Fließquerschnitte aufwiesen, der Abfluss ihn ihnen jedoch durch bauliche Gegebenheiten (Elstermühlgraben: Einlaufbauwerk zu Beginn der verrohrten Teilstrecke) bzw. durch die derzeitige, nicht im Sinne des geplanten Konzeptes abgestimmte Steuerung des Lindenauer Wehres (Kleine Luppe) auf lediglich ca. 1 m³/s begrenzt ist. Infolge dessen sinken die Fließgeschwindigkeiten auf wenige Zentimeter je Sekunde, was letztlich zum fast vollständigen Sedimentieren der im Wasser enthaltenen Schwebstoffe führt.

Die Geschiebetransport- und Schwebstoffkonzentrationsmessung im Leipziger Gewässerknoten werden momentan weitergeführt. Insbesondere soll dabei der zeitliche Verlauf der Schwebstoffkonzentration sowie der Geschiebetransport beginnend bei Mittelwasserabfluss bis hin zu mittleren Hochwassersituationen mit insgesamt 4 Geschiebefangkörben untersucht werden.

5 Modellversuch Luppewehr

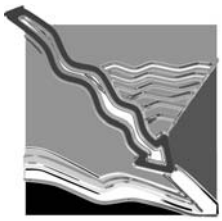
Mit der Vorstellung der zukünftigen Hochwassersteuerung wurde im Zusammenhang mit der Stauspiegelsenkung im Elsterbecken die Umgestaltung des Luppewehres erwähnt. Das Luppewehr besitzt gegenwärtig 3 feste Überfälle, von denen der mittlere Zuge der Umgestaltung durch eine bewegliche Fischbauchklappe ersetzt werden soll. Weiterhin ist vorgesehen, das derzeit funktionsunfähige und parallel zur Flussachse stehende Hubschütz durch ein quer zur Fließrichtung angeordnetes Hubschütz zu ersetzen. Planungsbegleitend wurden hauptsächlich zu Gestaltung und Optimierung des Tosbeckens der Anlage, Modellversuche am Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik durchgeführt. Für die Stabilisierung des Sedimenthaushaltes im Gewässerknoten Leipzig waren die Modellversuche insofern von Bedeutung, da die Breite der Fischbauchklappe sowie ihre Fachbaumhöhe auf das Abführungsvermögen der im Elsterbecken geplanten Rinne und damit auf die Veränderungen im Gewässerknoten hin abgestimmt werden konnte.



Abb. 16: Luppewehr – Natur und Modell

Dipl.-Ing. Axel Bobbe, Talsperrenmeisterei Untere Pleiße, Postfach 13 14, 04570 Rötha
Prof. Dr.-Ing. habil. Hans-B. Horlacher, TU Dresden, Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik, 01062 Dresden
Dipl.-Ing. Ulf Möricke, TU Dresden, Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik, 01062 Dresden

Internationales Symposium 2002 in Zürich
MODERNE METHODEN UND KONZEPTE IM WASSERBAU
Organisiert von der Versuchsanstalt für Wasserbau,
Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich und
dem Schweizerischen Wasserwirtschaftsverband



Verklausung von Brückenquerschnitten

Dr. G.R. Bezzola, Dipl.-Ing. S. Gantenbein,
Dipl.-Ing. R. Hollenstein, Prof.Dr. H.-E. Minor

ZUSAMMENFASSUNG

Die Verklausung von Brücken wurde an hydraulischen Modellen im Zusammenhang mit der Fallstudie des Riemenstaldnerbachs bei Sisikon (Kanton Uri) und im Rahmen systematischer Rinnenversuche untersucht. Diese Versuche erlauben einerseits eine Beschreibung der massgebenden Mechanismen, die zur Ablagerung von Holz im Gerinne und zur Verklausung von Brückenquerschnitten führen. Andererseits lassen sich aus den Versuchen auch Wahrscheinlichkeiten für das Verklausen von Brückenquerschnitten ableiten. Die Verklausungswahrscheinlichkeit ist dabei primär von den massgebenden Abmessungen des Holzes und des Querschnitts unter der Brücke abhängig – die Freibordverhältnisse sowie der Fliesszustand im Bereich der Brücke spielen eher eine untergeordnete Rolle.

EINLEITUNG

Bei Hochwasser mitgeführtes Schwemmholz kann zur Verklausung von Brückenquerschnitten und in der Folge davon zur Ausuferung des Gewässers und damit zu Schäden durch Überflutung und Übersarung führen. Massnahmen zur Verringerung der Verklausungsgefahr lassen sich grundsätzlich in zwei Kategorien einteilen:

- Durch Rückhaltevorrichtungen wie Schwemmholzrechen oder Netzkonstruktionen kann das Holz vor dem kritischen Querschnitt zurückgehalten werden.
- Mit einem genügend grossen Gerinnequerschnitt unter der Brücke, einer glatten Untersicht und einer Verkleidung der Stirnseite der Brücke sowie mit einer gleichmässigen Gestaltung des Gerinneprofils im Bereich der Brücke können möglichst günstige Voraussetzungen geschaffen werden, um das antransportierte Schwemmholz schadlos durchzuleiten.

Die Frage, nach der Berücksichtigung des Schwemmholzes stellt sich jedoch nicht erst bei der Massnahmenplanung, sondern vielmehr bereits bei der Gefahrenbeurteilung. Hier gilt es, für ein Hochwasserereignis mit bestimmter Eintretenswahrscheinlichkeit zu beurteilen, wie gross die Wahrscheinlichkeit für die Verklausung eines Brückenquerschnitts ist, um so letztlich die Wahrscheinlichkeit eines Gerinneausbruchs und der entsprechenden Folgen quantifizieren zu können.

Auf Massnahmen zum Schwemmholzrückhalt wird an dieser Stelle nicht näher eingegangen, sondern zum Beispiel auf KNAUSS (1995), HARTLIEB UND BEZZOLA (2000), LOIPERSBERGER ET AL. (2000), BEZZOLA (2001) oder RIMBÖCK (2001) verwiesen.

EINSETZEN DES SCHWEMMHOLZTRANSPORTS

Die Gefahr einer Verklausung besteht grundsätzlich dann, wenn der Abfluss gross genug ist, um die für eine Verklausung massgebenden Elemente (Stämme oder Wurzelstöcke) bis in den kritischen Gerinneabschnitt zu transportieren.
Bei einer mittleren Holzdichte von rund 500 kg/m^3 können entastete Stämme theoretisch mobilisiert und transportiert werden, wenn die Abflusstiefe h grösser ist als der halbe Stammdurchmesser D. Die Untersuchungen von BRAUDRICK UND GRANT (2000) zeigen, dass allerdings selbst in einem prismatischen Gerinne mit glatter, ebener Sohle bei einer Froudezahl von $Fr \approx 0.75$ Abflusstiefen von mindestens $0.75D$ erforderlich sind, um zylindrische Stämme in Bewegung zu setzen. Bei grösseren Froudezahlen nimmt die für das Einsetzen des Transports erforderliche Fliesstiefe zu und beträgt bei $Fr \approx 1.25$ rund $1.25D$. Für Stämme mit Wurzelteller ergeben sich ähnliche minimale Abflusstiefen wie für Stämme.
Im Rahmen der Modellversuche am Riemenstaldnerbach (VAW 2001) wurden unter anderem auch Versuche zum Transportbeginn von Schwemmholz in einer Wildbachschale durchgeführt. Das untersuchte Gerinne weist ein Längsgefälle von 7 % und eine Sohlbreite von 7 m auf. Die seitlichen Böschungen sind 1:1 geneigt. Sohle und Ufer sind mit einem Steinsatz befestigt. Im Bereich der untersuchten Abflüsse ist die Froudezahl mit $Fr \approx 2$ annähernd konstant.
Untersucht wurde das Transportverhalten von Einzelelementen unterschiedlicher Form und Abmessung. Betrachtet wurden sowohl Reinwasserabflüsse als auch Abflüsse mit Geschiebeführung.

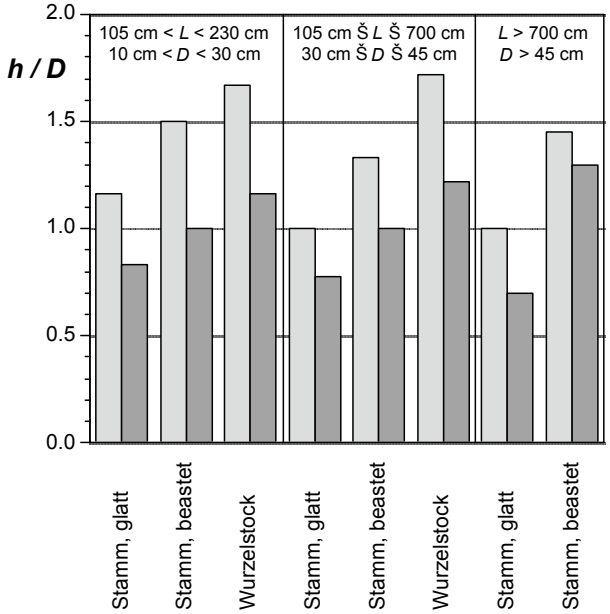


Bild 1 Abflusstiefen bei Einsetzen des Holztransports in der Schale des Riemenstaldnerbachs für Reinwasserabfluss (helle Säulen) und bei Geschiebeführung (dunkle Säulen); h: Abflusstiefe, D: Stammdurchmesser, L: Stammlänge.

Im Fall ohne Geschiebeführung werden in der Bachschale des Riemenstaldnerbachs glatte Stämme ab einer Abflusstiefe von 1.0*D* bis 1.2*D* transportiert (Bild 1). Dieses Resultat steht im Einklang mit der vorgängig zitierten Untersuchung von BRAUDRICK UND GRANT (2000). Um beastete Stämme in Bewegung zu versetzen, sind hingegen Abflusstiefen von 1.2*D* bis 1.5*D* erforderlich und Stämme mit Wurzelstöcken geraten erst ab Abflusstiefen von rund 1.7*D* in Bewegung. Da der Stamm durch die Ast- oder Wurzelfortsätze in einem grösseren Abstand zur Sohle gehalten wird, sind im Vergleich zum glatten Stamm grössere Abflusstiefen notwendig, um die für das Aufschwimmen erforderliche Auftriebskraft zu erzeugen.
Im Fall mit Geschiebeführung bilden die Geschiebekörner ein Rollenlager, auf welchem der Stamm leichter in Bewegung gerät und gehalten wird. Zudem resultieren aus dem Anprall des Geschiebes zusätzliche Längskräfte. Die im Fall mit Geschiebeführung für den Transportbeginn des Holzes erforderlichen Abflusstiefen sind daher rund 20 bis 30% geringer, als im Fall ohne Geschiebeführung.

Eine Abflusstiefe entsprechend etwa einem Stammdurchmesser ist gemäss ZOLLINGER (1983) auch erforderlich, damit Treibholz einzelne Hindernisse wie zum Beispiel die Überfallsektion von Rückhaltesperren passieren kann.

Ist der Ort der Mobilisierung des Holzes (z.B. ein potentieller Rutschhang, der bei Hochwasser destabilisiert werden kann) bekannt, so kann aufgrund der Gerinnegeometrie beurteilt werden, ab welchem Abfluss der Transport von Schwemmholz einer bestimmten Abmessung durchgehend möglich ist.

ABLAGERUNGSMECHANISMEN

Aufgrund der Modellversuche für den Riemenstaldnerbach lassen sich zwei verschiedenen Ablagerungsmechanismen unterscheiden (Bild 2):



Bild 2 Modell des Riemenstaldnerbachs im Massstab 1:20. Blick gegen die Fliessrichtung in die Bachschale mit Verklausung (Vordergrund) und Haufenbildung (Hintergrund).

Bei der ***Haufenbildung*** wird Schwemmholz abgelagert, wenn der Auftrieb und die Strömungskraft für den Weitertransport nicht mehr ausreichen. Ausgehend vom ersten Element, das zum Stillstand kommt, bildet sich durch Anlagerung weiteren Holzes ein relativ flacher Haufen.
In einem prismatischen Gerinne kann die Haufenbildung zufällig an einer beliebigen Stelle erfolgen. Die Abflusstiefen, bei welchen es zur Holzhaufenbildung kommt, entsprechen den für den Bewegungsbeginn von Einzelelementen typischen Fliesstiefen. Zustände, die für die Holzhaufenbildung massgebend sind, ergeben sich somit primär bei abklingendem Hochwasser.
Wegen der flachen Ablagerungsform ist eine vollständige Verlegung des Gerinnequerschnitts infolge Holzhaufenbildung wenig wahrscheinlich und so die Gefahr von Ausuferungen relativ gering.

Die ***Verklausung*** wird dadurch eingeleitet, dass sich ein sperriges Element in einem Brückenquerschnitt oder einer Engstelle verkeilt. Die Querschnittsreduktion führt dazu, dass auch kleinere Stücke aufgefangen werden und es – abhängig von der Holzzufuhr – relativ rasch zu einer vollständigen Verlegung des Querschnitts kommen kann.
Eine Zunahme des Abflusses, der Wassertiefe (Rückstau) oder der Anprall weiteren Holzes können unter Umständen dazu führen, dass die Holzansammlung unter der Brücke hindurch gepresst wird. Ist die Sohle im Brückenbereich unbefestigt, so kann die Beschleunigung der Strömung um das verkeilte Holzstück einen Kolk verursachen, wodurch sich das Holz wieder löst.
Weitaus häufiger wird jedoch der Querschnitt durch weiter zugeführtes Holz verlegt. Bei Geschiebeführung wird zudem die Verklausung eingeschüttet und so verfestigt.
Die Mobilisierung und der Antransport sperriger Elemente bedingt relativ grosse Abflüsse. Daher ist die Gefahr einer Verklausung im Bereich der Spitze eines Hochwassers sowie zu Beginn dessen Abklingens am grössten.

VERKLAUSUNGSVERSUCHE

Im Nachgang zu den Versuchen am Riemenstaldnerbach wurde der Verklausungsvorgang in systematischen Rinnenversuchen detaillierter untersucht (GANTENBEIN 2001). Dabei sollten die für den Verklausungsprozess massgebenden Parameter erkannt und die Verklausungswahrscheinlichkeit in deren Abhängigkeit quantifiziert werden.

Versuchsdisposition

Die Versuche wurden in einer 13 m langen und 60 cm breiten, neigbaren Versuchsrinne durchgeführt. Betrachtet wurden folgende Gerinnequerschnitte (Bild 3):

- ein Rechteckprofil mit einer Sohlbreite von B = 60 cm und
- ein Trapezprofil mit einer Sohlbreite von B = 30 cm und einer Neigung der seitlichen Böschungen von 1:1.

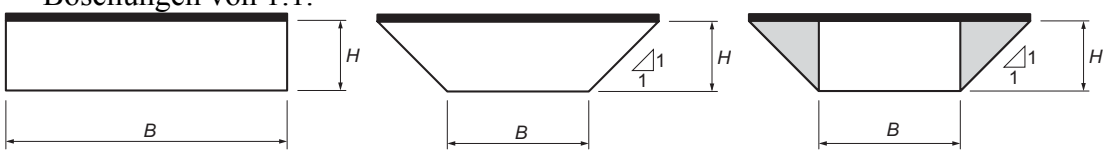


Bild 3 Untersuchte Brückenquerschnitte.

Die Modellbrücke war im unteren Drittelspunkt der Rinne angeordnet. Die lichte Höhe des Querschnitts unter der Brücke war in allen Versuchen mit $H = 15$ cm konstant. Die Breite der Brücke (gemessen in Fliessrichtung) war 10 cm, die Stärke der Brückenplatte 1 cm. Im Fall des Trapezgerinnes wurde auch die Sitation mit vorspringenden Brückenwiderlagern untersucht, wobei unter der Brücke ein rechteckiger Gerinnequerschnitt mit einer Breite von $B = 30$ cm verbleibt.
Die systematischen Versuche wurden somit für Verhältnisse zwischen der Sohlbreite B und der lichten Höhe H des freien Querschnitts unter der Brücke von 4:1, beziehungsweise von 2:1 durchgeführt. Solche Verhältnisse sind charakteristisch für Wildbachschalen oder kleinere voralpine Flüsse.
Die Sohle und die Ufer des Rechteckgerinnes waren aus PVC, beziehungsweise Glas und somit glatt. In den Versuchen wurde beobachtet, dass Holzstücke, die sich im Querschnitt unter der Brücke zunächst verfangen hatten, infolge der geringen Reibung zwischen dem Holz und der Sohle häufig Drehbewegungen ausführten und sich so wieder lösen konnten. Angesichts der in Natur generell rauheren Gerinnesohlen muss dieses Verhalten als zu günstig beurteilt werden. Deshalb wurde für die folgenden Versuche im Trapezgerinne die Sohle im Bereich der Brücke durch aufgeklebte Splittkörner aufgerauht.
Folgende Fliesszustände im Bereich der Brücke wurden durch Anpassung der Neigung der Versuchsrinne, beziehungsweise mittels Regulierung des Unterwasserstands erzeugt (Bild 4):
- durchgehend strömender Abfluss,
- durchgehend schiessender Abfluss,
- Wechselsprung im Bereich der Brücke.

Für das Trapezgerinne wurde auch die Situation mit einem Absturz im Oberwasser der Brücke untersucht. Dieser war eine Gerinnebreite flussaufwärts der Brücke angeordnet und die Absturzhöhe entsprach der lichten Höhe des Querschnitts unter der Brücke.

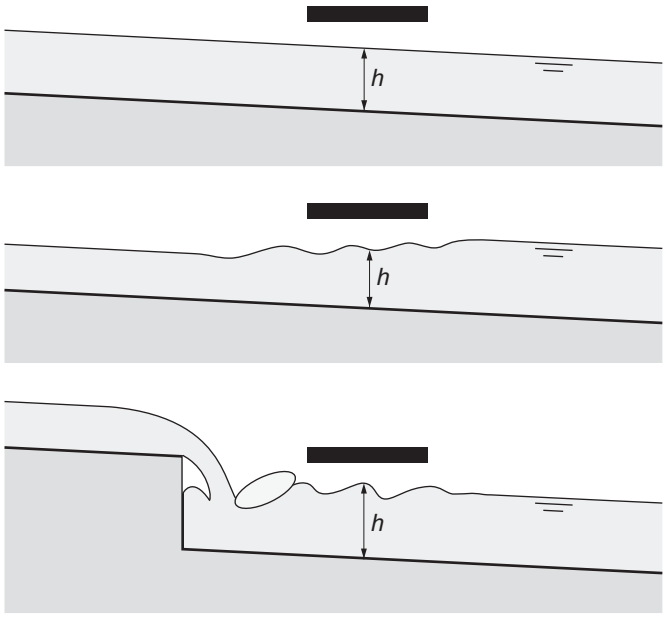


Bild 4 Untersuchte Fliesszustände.

Das Versuchsholz bestand einerseits aus geraden Aststücken unterschiedlicher Länge zur Nachbildung von Stammholz, zum anderen aus speziell hergestellten Stücken und verästeltem Holz und zur Nachbildung von Wurzelstöcken. Bild 5 zeigt die Formen der verwendeten Modellhölzer.

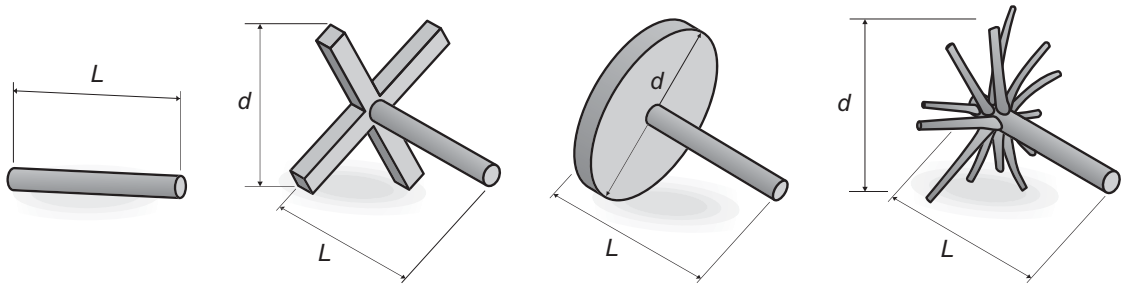


Bild 5 Für die Versuche verwendete Stamm- und Wurzelstockformen.

Versuchsdurchführung

Mittels Regulierung des Zuflusses und – falls erforderlich des Wasserspiegels am unteren Ende der Versuchsrinne – wurde zu Beginn eines Versuchs ein gewünschter Abflusszustand eingestellt. Dieser ist charakterisiert durch das Verhältnis h/H, wobei h die Abflusstiefe unter der Brücke und H die lichte Höhe des Querschnitts unter der Brücke bezeichnen. In den Versuchen wurden Verhältnisse von $0.5 \leq h/H \leq 1.0$ betrachtet. Die Froudezahlen variierten zwischen 0.3 und 1.1.
Zunächst wurden die verschiedenen Stämme und Wurzelstöcke einzeln am oberen Ende der Rinne zugegeben und beobachtet, ob sie sich im Querschnitt unter der Brücke verfangen. Diese Versuche wurden für jedes Element mindestens 3 mal durchgeführt.
Anschliessend wurde eine bestimmte Holzmenge mit definierter Zusammensetzung schubweise zugegeben. Von den 5 verwendeten Holzmischungen enthielten 2 Mischungen nur Stämme unterschiedlicher Abmessungen, die übrigen 3 Mischungen enthielten neben Stämmen auch Wurzelstöcke. Auch diese Versuche wurden für jede Mischung mindestens 3 mal durchgeführt.

Verklausungswahrscheinlichkeit

Insgesamt wurden auf die oben beschriebene Art über 1'200 Einzelversuche durchgeführt, was eine statistische Auswertung hinsichtlich der Wahrscheinlichkeit des Verhängens (Versuche mit Einzelelementen), beziehungsweise der Verklausungswahrscheinlichkeiten (Versuche mit Holzmischungen) ermöglicht.

Bemerkenswert an den Versuchsresultaten sind zwei Umstände:

- Bei gegebener Kombination von Gerinnegeometrie und Fliesszustand ist die Wahrscheinlichkeit des Verhängens für ein bestimmtes Einzelelement (Stamm oder Wurzelstock) oder eine bestimmte Holzmischung praktisch unabhängig von der relativen Fliesstiefe h/H, beziehungsweise dem relativen Freibord $1-h/H$.
- Weiter ist bei gegebener Gerinnegeometrie und relativer Abflusstiefe auch der Fliesszustand hinsichtlich der Verklausungswahrscheinlichkeit eher von untergeordneter Bedeutung. Für kleinere Wurzelstöcken und schiessenden Abfluss resultieren zwar tendenziell etwas geringere Verklausungswahrscheinlichkeiten, weil

infolge der grösseren Strömungskräfte diese Elemente eher unter der Brücke hindurch gepresst werden. Für grössere Wurzelstöcke, Stämme und Holzmischungen ist der Einfluss der Froudezahl im untersuchten Bereich jedoch nicht signifikant.

Die Tatsache, dass die hydraulischen Randbedingungen eher von untergeordneter Bedeutung sind, erlaubt es, die Versuchsdaten zusammenzufassen und nur bezüglich Gerinnegeometrie und Schwemmholzart zu unterscheiden.

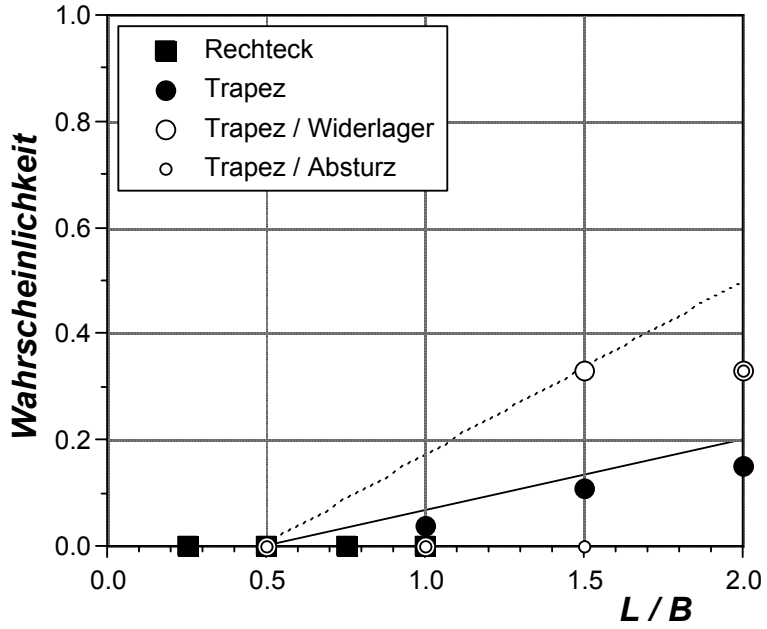


Bild 6 Wahrscheinlichkeit des Verhängens von Einzelstämmen und Umhüllende für die Datenpunkte aus den Versuchen für das Rechteck- und das Trapezgerinne (ausgezogene Kurve) sowie für die Versuche für das Trapezgerinne mit Widerlagern oder einem Absturz vor der Brücke (gestrichelte Kurve).

Aus den insgesamt 252 Versuchen mit einzelnen Stämmen resultieren die in Bild 6 in Abhängigkeit des Verhältnisses L/B dargestellten Verklausungswahrscheinlichkeiten.
Im Fall des Rechteckprofils konnte nie ein Verhängen eines Stammes beobachtet werden. Allerdings entsprach die maximale Stammlänge gerade der Sohlbreite, während bei den Versuchen mit trapezförmigen Gerinnen die maximale Stammlänge gleich der doppelten Sohlbreite war. Die Versuche im Trapezgerinne zeigen denn auch, dass für $L/B > 1$ die Wahrscheinlichkeit des Verhängens nicht mehr Null ist und in etwa linear mit L/B zunimmt. Sind zusätzlich vorspringende Widerlager vorhanden, erhöht sich die Wahrscheinlichkeit eines Verhängens für $L/B > 1$ deutlich. Etwas weniger klar ist der Einfluss eines Absturzes vor der Brücke. Während für $L/B \leq 1.5$ kein Verhängen der Stämme beobachtet werden konnte, resultiert für $L/B = 2$ die gleiche Wahrscheinlichkeit, wie für den Fall mit Widerlagern. Allerdings muss angemerkt werden, dass für die Situation mit Widerlagern und jene mit einem Absturz vor der Brücke mit insgesamt 72 Versuchen weniger Beobachtungen vorliegen, als für die beiden anderen Gerinnekonfigurationen. Deshalb müssen diese Resultate mit einer gewissen Vorsicht interpretiert werden.

In Bild 7 sind die Resultate der insgesamt 666 Versuche mit den einzelnen Wurzelstöcken gezeigt. Eine aussagekräftiger Zusammenhang zwischen der Wahrscheinlichkeit des Verhängens eines Wurzelstocks, seiner charakteristischen Abmessung d (siehe Bild 5) und der Abmessung des Querschnitts unter der Brücke ergibt sich, wenn als Parameter das Verhältnis d^*/H betrachtet wird. Dabei bezeichnet d^* das geometrische Mittel der Abmessungen d_{max}, d_{min} (maximale, beziehungsweise minimale Abmessung des Wurzeltellers) und L (Länge des Stammfortsatzes inklusive Wurzelteller):

$$d^* = (d_{max}\, d_{min}\, L)^{1/3}.$$

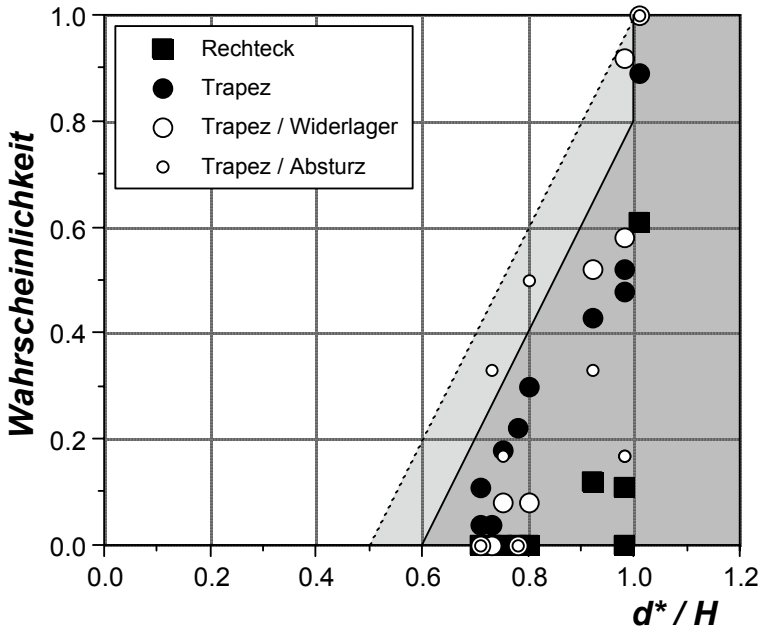


Bild 7 Wahrscheinlichkeit des Verhängens einzelner Wurzelstöcke und Umhüllende für die Datenpunkte aus den Versuchen für das Rechteck- und das Trapezgerinne (ausgezogene Kurve) sowie für die Versuche für das Trapezgerinne mit Widerlagern oder einem Absturz vor der Brücke (gestrichelte Kurve).

Beim Trapezgerinne nimmt die Wahrscheinlichkeit des Verhängens eines Wurzelstocks ab dem kleinsten untersuchten Verhältnis von $d^*/H \approx 0.6$ markant zu. Der Zusammenhang zwischen d^*/H und der Wahrscheinlichkeit ist dabei annähernd linear. Bei den Versuchen im Rechteckgerinne resultieren bei gleichem d^*/H geringere Wahrscheinlichkeiten. Dies ist jedoch – wie bereits früher ausgeführt – auf die entsprechende Versuchsdisposition mit glatter Sohle im Bereich der Brücke zurückzuführen.
Zwar ist die Anzahl der Beobachtungen im Trapezgerinne mit Widerlagern und für den Fall eines Absturzes vor der Brücke (insgesamt 189 Versuche) wiederum relativ gering. Dennoch zeichnet sich für die Wurzelstöcke etwas deutlicher als bei den Stämmen ab, dass die Wahrscheinlichkeit des Verhängens durch Widerlager oder einen kurz vor der Brücke angeordneten Absturz erhöht wird.

In Bild 8 sind die mittleren Wahrscheinlichkeiten für das Verhängen von Einzelelementen mit den Verklausungswahrscheinlichkeiten aus den Versuchen mit den Holz-

mischungen (insgesamt 306 Versuche) verglichen. Während für das Rechteckgerinne, das Trapezgerinne und das Trapezgerinne mit Widerlagern jeweils zwischen 60 und 120 Versuche mit Holzmischungen durchgeführt wurden, umfasst die Versuchsserie mit dem Absturz vor der Brücke nur 30 Versuche. Deshalb sind die Versuche mit Holzmischungen für die Situation mit Absturz statistisch weniger aussagekräftig und müssen mit entsprechendem Vorbehalt betrachtet werden.
Für eine nur aus Stämmen bestehende Mischungen ist die Verklausungswahrscheinlichkeit deutlich grösser, als die Wahrscheinlichkeit des Verhängens eines einzelnen Stammes. Fällt Stammholz also schubweise an, so erhöht sich dadurch die Verklausungswahrscheinlichkeit beträchtlich.
Enthält eine Holzmischung Wurzelstöcke, so ist die Verklausungswahrscheinlichkeit am grössten und erreicht – ausser für den Rechteckquerschnitt – Werte, von 0.8 bis 1.0.

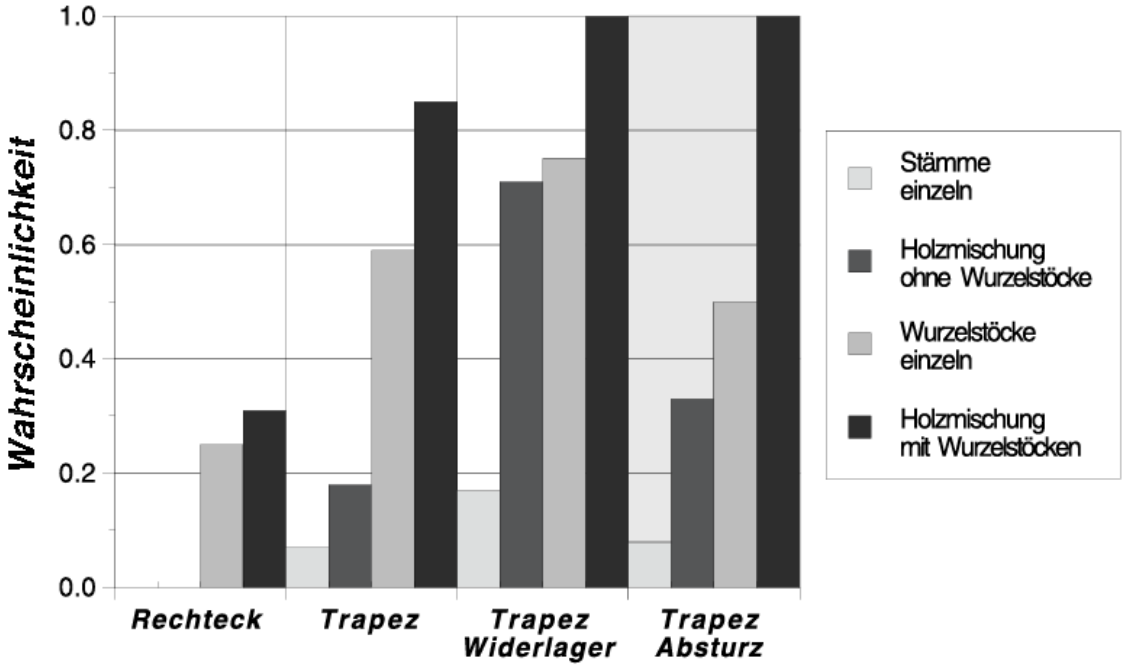


Bild 8 Verklausungswahrscheinlichkeiten für Einzelelemente und schubweise zugeführte Holzmischungen.

FOLGERUNGEN

Um die Verklausungsgefahr zu verringern schlägt BÄNZIGER (1990) möglichst grosse Durchflussöffnungen vor. Andererseits besteht mit Rücksicht auf Treibholz bei Brücken die Forderung nach einem entsprechenden Freibord. So wird zum Beispiel in ASF (1974) empfohlen bei Brücken über Wildbäche ein Freibord von mindestens 2.5 m vorzusehen.
Diese eher generellen Forderungen lassen sich aufgrund der hier vorgestellten Resultate präzisieren, indem die minimalen Abmessungen von Abflussquerschnitten in Abhängigkeit der charakteristischen Abmessungen des Schwemmholzes ausgedrückt werden können.

- So sollte die Sohlbreite des Gerinnes etwa der zweifachen zu erwartenden Stammlänge entsprechen.

- Die lichte Höhe unter der Brücke sollte mindestens das 1.7-fache der massgebenden Abmessung der zu erwartenden Wurzelstöcke betragen.

Die hier vorgestellten Versuchsresultate zeigen, dass die Schwemmholzmenge primär für die Intensität massgebend ist, mit welcher der Verklausungsprozess abläuft. Ob es überhaupt zu einer Verklausung kommt, ist jedoch in erster Linie von der Zusammensetzung des Schwemmholzes, das heisst von der Abmessung und Form der gröbsten Komponenten abhängig.

Schliesslich lässt sich die Verklausungswahrscheinlichkeit bestehender Brücken auf der Basis der hier vorgestellten Resultate wie folgt quantifizieren:

- Für Einzelelemente können grundsätzlich die in den Bildern 6 und 7 gezeigten Kurven zur Abschätzung der Verklausungswahrscheinlichkeit verwendet werden. Dabei sollte zwischen den beiden Fällen
  - Rechteckgerinne oder Trapezgerinne und
  - Trapezgerinne mit Brückenwiderlagern oder Absturz vor der Brücke

  unterschieden werden.
- Muss mit einer schubweisen Zufuhr des Holzes gerechnet werden, so können Verklausungswahrscheinlichkeiten mit Hilfe von Bild 8 abgeschätzt werden. Dabei wird empfohlen, für den Fall eines Absturzes vor der Brücke von der gleichen Wahrscheinlichkeit auszugehen, wie für das Trapezgerinne mit Widerlagern.

Abschliessend ist anzumerken, dass der Gültigkeitsbereich für die Verwendung der in Bildern 6 bis 8 dargestellten Wahrscheinlichkeiten auf Verhältnisse von $0.25 \leq L/B \leq 2$ und $0.7 \leq d^*/H \leq 1$ sowie die betrachteten Querschnittsgeometrien begrenzt ist.

REFERENZEN

ASF – EIDG. AMT FÜR STRASSEN- UND FLUSSBAU (1974): Die grössten bis zum Jahre 1969 beobachteten Abflussmessungen von schweizerischen Gewässern, Eidg. Drucksachen- und Materialzentrale, Bern

BÄNZIGER, R. (1990): Schwemmholz im Unwettersommer 1987. Schweizer Ingenieur und Architekt, 47: 1354-1358

BEZZOLA, G.R. (2001): Schwemmholz – Rückhalt oder Weiterleitung? wasser, energie, luft, 93, Heft 9/10: 247-252

Braudrick, C.A., Grant, G.E. (2000): When do logs move in rivers? Water Resources Research, Vol. 36, No. 2, 571-583

GANTENBEIN, S. (2001): Verklausungsprozesse – Experimentelle Untersuchungen. Diplomarbeit an der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich, Sommersemester 2001 (unveröffentlicht)

HARTLIEB, A., BEZZOLA, G.R. (2000): Ein Überblick zur Schwemmholzproblematik. wasser, energie, luft, 92, Heft 1/2: 1-5

KNAUSS, J. (1995): Treibholzfänge am Lainbach in Benediktbeueren und am Arzbach (ein neues Element im Wildbachausbau). Von der Oberen zur Unteren Isar, Berichte der Versuchsanstalt Obernach und des Lehrstuhls für Wasserbau und Wassermengenwirtschaft der Technischen Universität München, Nr. 76: 23-66

LOIPERSBERGER, A., RIMBÖCK, A., KNAUSS, J. (2000): Netzkonstruktionen für den Wildholzrückhalt in Wildbächen. Internationales Symposium INTERPRAEVENT 2000 – Villach/Österreich, Band 3: 239-250

RICKENMANN, D. (1997): Schwemmholz und Hochwasser. wasser, energie, luft, 92, Heft 5/6: 115-119

RIMBÖCK, A., STROBL, T. (2001): Schwemmholzpotenzial und Schwemmholzrückhalt am Beispiel Partnach/Ferchenbach (Oberbayern). Wildbach- und Lawinenverbau, 65, Heft 145: 15-27

VAW (2001): Schwemmholz Riemenstaldnerbach; Bericht über die hydraulischen Modellversuche zur Durchgängigkeit der Bachschale im Dorf Sisikon (Kt. Uri) und zum Rückhalt von Schwemmholz oberhalb des Dorfes. VAW-Bericht Nr. 4138, April 2001 (unveröffentlicht)

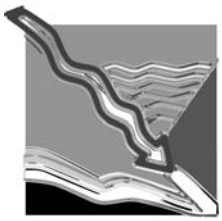
ZOLLINGER, F. (1983): Die Vorgänge in einem Geschiebeablagerungsplatz. Diss. ETH Nr. 7419, Zürich, 264 S.

Adresse der Autoren

Dr. G.R. Bezzola
Dipl.-Ing. R. Hollenstein
Prof.Dr. H.-E. Minor
VAW, ETH Zentrum
CH-8092 Zürich

Dipl.-Ing. S. Gantenbein
Brandwies 5
8340 Hinwil

Internationales Symposium 2002 in Zürich
MODERNE METHODEN UND KONZEPTE IM WASSERBAU
Organisiert von der Versuchsanstalt für Wasserbau,
Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich und
dem Schweizerischen Wasserwirtschaftsverband



Schutzvermögen von Grasnarben an wellenbelasteten Böschungen

Dipl.- Ing. Eckehard Bielitz und Dr.- Ing. Dirk Carstensen

Kurzfassung

Deiche stellen ein wesentliches und typisches Element zum Schutz vor Überschwemmungen und Landverlust infolge von Sturmflut- und Hochwasserereignissen an den Ufern der Flüsse und Meere dar. Das Schutzvermögen einer Grasnarbe als wesentlicher Bestandteil des Erosionsschutzes, ihre Geometrie sowie der innere Aufbau sind für die Erfüllung der Funktionen dieser Bauwerke bei der Abwehr von Hochwasserereignissen maßgebend. Scharliegende, gut gepflegte Grasdeiche in Küstenlage können bei ausreichend flacher Außenneigung und entsprechender Höhe die auftretenden Seegangsbelastungen aufnehmen. Bei steileren Neigungen müssen diese durch eine vorgelagerte Düne auf ein erträgliches Maß reduziert werden. Die maximal aufnehmbare Wellenbelastung ist unter den in Mecklenburg-Vorpommern gegebenen Verhältnissen für Deiche im Bereich der Ostseeküste mit einer signifikanten Wellenhöhe von $H_S \leq 0{,}5$ m erreicht.

Das erforderliche Schutzvermögen kann nur von einer beständigen, dichten, geschlossenen und ausreichend tief verwurzelten Grasnarbe gewährleistet werden. Wesentliche Kriterien dafür sind die Zusammensetzung der Ansaatmischung sowie geeignete Maßnahmen zur Unterhaltung und Pflege.

1 Veranlassung und Zielstellung

Die Form des Deichquerschnittes, charakterisiert durch die Neigungen von Außen- und Binnenböschung sowie die Höhe und Breite der Deichkrone, wird wesentlich durch die zu erwartenden Belastungen und den Bemessungswasserstand beeinflusst. Sowohl die Beurteilung der Belastbarkeit des Deiches, maßgeblich bestimmt durch das Schutzvermögen der Grasnarbe, als auch die wellendämpfende Wirkung des Vorlandes ist bis heute mit einigen Unsicherheiten verbunden. Belastungen an Deichen im Küstenschutz wirken komplex und können in ihrem Zusammenspiel die Funktion dieser Bauwerke erheblich beeinträchtigen und im pessimalen Fall letztlich sogar zu deren vollständigem Versagen führen.

Im Zusammenhang mit der Fortschreibung des „Generalplan Küsten- und Hochwasserschutz Mecklenburg-Vorpommern“ wurden deshalb vom Land Mecklenburg-Vorpommern (M/V) Untersuchungen in Auftrag gegeben, deren Ziel es war, zunächst theoretische Grundlagen zur Beschreibung von relevanten, an einem Deich auftretenden Belastungsgrößen aus dem derzeitigen, wissenschaftlichen Kenntnisstand herauszuar-

beiten und dann auf die an verschiedenen Küstenabschnitten vorhandenen Bedingungen anzuwenden. Desweiteren sollten auf der Grundlage von Untersuchungen an verschiedene Deichstrecken Verfahren zur Bewertung des Zustandes und der Wehrhaftigkeit von Grasnarben erarbeitet werden, um daraus Aussagen über die zulässigen Belastungsgrößen ableiten zu können.
Ein weiterer Schwerpunkt war die Erarbeitung von Empfehlungen zur Zusammensetzung geeigneter Ansaatmischungen sowie zu Pflege- und Unterhaltungsmaßnahmen.

2 Hydrodynamische Belastungen an Deichen

Voraussetzung für die Einschätzung der Eignung vorhandener und die Bemessung neu zu errichtender Küstenschutzanlagen ist die Kenntnis der im Falle des Eintretens eines Sturmflutereignisses auftretenden Belastungsgrößen.

Maßgebende Einwirkungen in diesem Sinne treten auf infolge von:

- Hochwasserereignissen, charakterisiert durch
  - Hochwasserstand,
  - Verweildauer;
- brandenden Wellen als
  - Druckschlag,
  - Auflaufhöhen und den damit verbundenen Strömungsgeschwindigkeiten beim Wellenauf- und –ablauf auf der Böschung,
  - Wellenüberlauf.

Für das untersuchte Küstengebiet Fischland - Darß (vgl. Bild 3) beträgt der Bemessungswasserstand 2,70 müHN, für den Abschnitt Prerow – Zingst 2,80 müHN und für Koserow 2,90 müHN. Die Bedeutung der Verweildauer hoher Wasserstände für die Belastung von Grasdeichen wird besonders im Hinblick auf den Wellenüberlauf und die damit verbundenen Strömungsbelastungen an der Luftseite sowie die Durchfeuchtung des Deichkörpers deutlich. Auch die Erosionswirkungen der Strömungen infolge Wellenauf- und -ablauf auf der seeseitigen Böschung sind in hohem Maße von der Dauer des Hochwasser- bzw. Sturmflutereignisses abhängig.

Eine Analyse der Auswirkungen von Sturmflutereignissen an der Küste von M/V zeigt, dass bei Ereignissen mit vergleichsweise niedrigem Wasserstand und längeren Verweilzeiten (z. B. 1913) zum Teil gleich große oder größere Schäden an den Deichen verursacht wurden als bei Ereignissen mit umgekehrten Verhältnissen (z.B. 1872).

Eine weitere, wichtige Grundlage für eine umfassende Analyse der Belastungssituation ist die Kenntnis der zu erwartenden Wellenkenngrößen für die jeweiligen Küstenabschnitte. Dies sind insbesondere die signifikante Wellenhöhe H_s und die Peakperiode T_p, welche auf der Grundlage detaillierter Auswertungen von Windrichtungen und Windstärken mit einem zweidimensionalen numerischen Modell unter Berücksichtigung der Form des Seegebietes für das Fischland und den Küstenabschnitt Prerow – Zingst berechnet wurden.

In M/V sind die Deiche häufig durch vorgelagerte Dünen vor dem unmittelbaren Wellenangriff im Sturmflutfall geschützt. Zur direkten Wellenbelastung eines Deiches mit vorgelagerter Düne kommt es demzufolge erst dann, wenn diese durch die Wellenbelastung „abgearbeitet“ und das Deichvorland überflutet wird. Die Parameter der in diesem Fall auf den Deich auflaufenden Welle (Seichtwasserbedingungen) werden hauptsäch-

lich von der verbleibenden Restdünenhöhe und ggf. vorhandenen Rauheitselementen im Vorlandbereich (z.B. Busch- und Strauchwerk, Küstenschutzwald) beeinflusst.

Bei Restdünenhöhen < 2,40 müHN treten im Untersuchungsgebiet für den Deich relevante Wellenhöhen landwärts der Düne auf, wobei in Abhängigkeit von der Dauer eines Sturmflutereignisses Größenordnungen im Bereich von ≤1,90 müHN und weniger durchaus als realistisch angenommen werden können.

Die seegangsdämpfende Wirkung der überfluteten Restdüne ist dann mit der eines Unterwasserwellenbrechers vergleichbar und entsprechend zu berücksichtigen.

Resthöhe der Düne	Wasser-tiefe	maximale Wellenhöhe	mittlere Wellenhöhe	signifikante Wellenhöhe
h_k [müHN]	h_0 [m]	H_{max} [m]	H_m [m]	H_s [m]
0,00	2,70	2,11	1,25	1,68
0,45	2,25	1,76	1,04	1,40
0,90	1,80	1,40	0,84	1,12
1,45	1,25	0,98	0,58	0,78
1,90	0,80	0,62	0,37	0,50

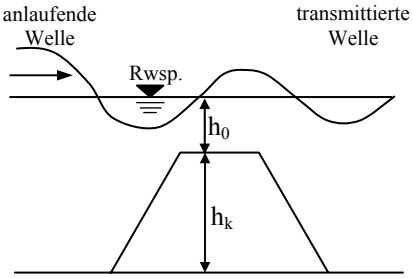


Tabelle 1: Wellenhöhen am Deich in Abhängigkeit von der Restdünenhöhe bei BHW = 2,70 müHN

Der Dämpfungseffekt einer infolge andauernder Wellenbelastung abgearbeiteten Düne kann durch den Transmissionskoeffizienten K_t nach D'ANGREMOND et al. (1996)

$$K_t = -0{,}4 \cdot \frac{R_c}{H_{s,i}} + \left(\frac{B}{H_{s,i}}\right)^{-0{,}31} \cdot \left(1 - e^{-0{,}5\xi}\right) \cdot c \qquad 0{,}075 < K_t < 0{,}8 \tag{1}$$

mit c = 0,64 … für durchlässige Bauwerke

c = 0,8 … für undurchlässige Bauwerke

quantifiziert werden.

Die Bestimmung der Brechercharakteristik (Schwallbrecher, Sturzbrecher, Reflexionsbrecher) in Abhängigkeit von der Böschungsneigung und den o.g. Wellenparametern ist mit der Brecherzahl möglich.

$$\xi_p = \xi\,(H_s, T_p, n) = \sqrt{\frac{g}{2\pi}} \cdot \frac{1}{\sqrt{H_S}} \cdot T_p \cdot \frac{1}{n} = \frac{1}{n} \cdot \sqrt{\frac{L_p}{H_S}} \tag{2}$$

Auf dieser Grundlage kann dann die Bestimmung aller interessierenden Belastungsparameter erfolgen. Die unter den gegebenen Bedingungen wichtigste Belastungsart ist die Strömung infolge des Wellenauf- und -ablaufes auf der Außenböschung eines Grasdeiches. Eine differenzierte Berechnung der dabei auf Deichböschungen auftretenden Geschwindigkeiten nach Größe und Ort ist in WAGNER et al. (1969) angegeben. Es ist für $\frac{T}{8}\sqrt{\frac{2g}{H}} < m = \cot\alpha < 5{,}5$ und glatte Böschungen (vgl. Bild 1):

$$v_D^* = \sqrt{1 - (0{,}017m - 0{,}012) \cdot \frac{0{,}56}{10^4} \cdot H \cdot \left(\frac{g}{\nu^2}\right)^{\frac{1}{3}}} \cdot v_D \tag{3}$$

$$v_o = \frac{10 \cdot \sqrt{g} \cdot K_R}{2 \cdot \pi + m} \cdot \sqrt[6]{H^2 \cdot L} \tag{4}$$

$$v_u = \frac{k \cdot \pi \cdot H}{\sqrt{\frac{\pi \cdot L}{g} \cdot \sinh\left(\frac{4 \cdot \pi \cdot d_u}{L}\right)}} \; . \tag{5}$$

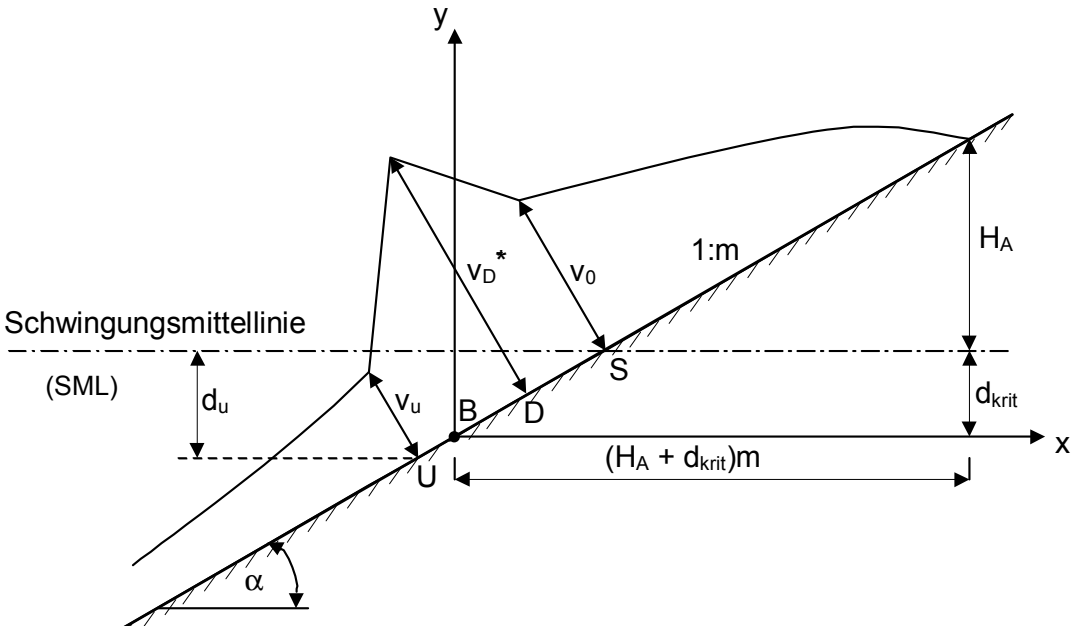


Bild 1: Darstellung der Maximalgeschwindigkeiten auf der Böschung bei brandendem Wellencharakter (nach WAGNER et al., 1969); (modifiziert)

Ausgangspunkt des Auflaufvorganges bildet die anlaufende Welle mit der Höhe H_{krit}, aus deren Kopf sich bei Erreichen der Brechertiefe d_{krit} der Brecherstrahl herauslöst (vgl. Bild 2). Dabei ist

$$\frac{H_{krit}}{H} \cong 0{,}95 - (0{,}84 \cdot m - 0{,}25) \cdot \frac{H}{L} \quad \text{und} \tag{6}$$

$$\frac{d_{krit}}{H} = \left(0{,}47 + 0{,}023 \cdot \frac{L}{H}\right) \cdot \frac{1 + m^2}{m^2} \; . \tag{7}$$

Zu Beginn des Brechungsvorganges hat ein Wasserteilchen A im Brecherkamm (vgl. Bild 2) die Geschwindigkeit

$$v_A = \frac{H}{2} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \pi \cdot g}{L} \cdot \coth \frac{2 \cdot \pi \cdot d_o}{L}} + \left[4{,}7 \cdot \frac{H}{L} + 3{,}4 \cdot (\cos\alpha - 0{,}86)\right] \cdot \sqrt{\frac{g \cdot L}{2 \cdot \pi} \cdot \tanh \frac{2 \cdot \pi \cdot d_o}{L}} \; . \tag{8}$$

Der Brecherstrahl trifft im Punkt D, dessen Tiefenlage d_D unter der Schwingungsmittellinie mit der Gl. (9) angegeben werden kann (vgl. Bild 1 bzw. 2), auf die Böschung.

$$d_D = \left[(0{,}09 \cdot m - 0{,}33) + (0{,}03 - 0{,}002 \cdot m) \cdot \frac{L}{H}\right] \cdot H \tag{9}$$

Die Fallgeschwindigkeit v_D des Teilchens A beträgt beim Aufschlag

$$v_D = \sqrt{v_A^2 + \left(\frac{g \cdot x_D}{v_A}\right)^2}\ , \text{ wobei } \quad x_D = \frac{v_A}{g} \cdot \sqrt{\frac{v_A^2}{m^2} + 2g \cdot (d_{krit} + h_{krit})} - \frac{v_A^2}{m \cdot g} \qquad (10), (11)$$

Durch das Eintauchen des Brecherstrahls in den Rücklaufschwall wird die Geschwindigkeit v_D auf den Wert v_D^* (Gl. 3) abgemindert.

Von der Geschwindigkeit v_D^* kann eine lineare Abnahme auf v_u (Gl. 5) im Punkt U bzw. v_o (Gl. 4) im Punkt S (vgl. Bild 1) angenommen werden.

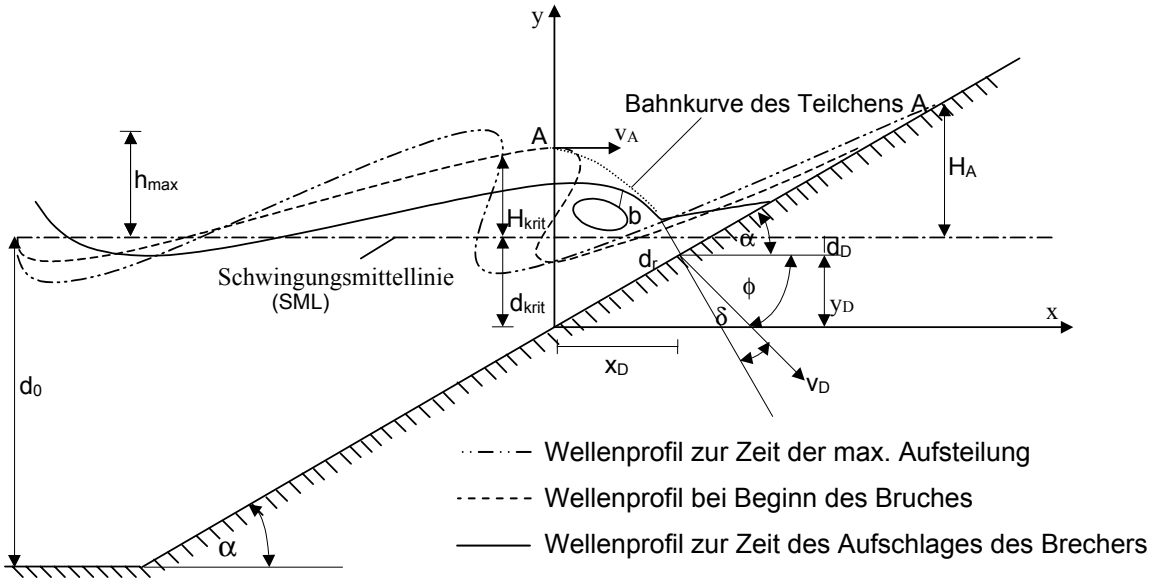


Bild 2: Systemskizze zum Bewegungsmechanismus brandender Wellen an Böschungen (nach WAGNER et al., 1969); (modifiziert)

Oberhalb der Schwingungsmittellinie erfolgt die Berechnung der Geschwindigkeit des infolge der Böschungsrauheit gebremsten Auflaufschwalles mit

$$v = v_0 \cdot \sqrt{1 - \frac{x - m \cdot d_{krit}}{H_A \cdot m}} \qquad (12)$$

mit v_o nach Gl. (4). Die auf der Böschung vorhandenen Rauhigkeitsverhältnisse werden bei der Berechnung der Geschwindigkeit v_o durch den Faktor K_R berücksichtigt.

$$\frac{K_R}{K_1} = 0{,}8 \text{ (Rasen)}, \qquad K_1 = 0{,}015 \cdot H \cdot \sqrt{\frac{L}{H}} + 1 \qquad (13), (14)$$

Die Ermittlung weiterer Belastungsparameter (Wellenauflaufhöhe, Wellenüberlauf, Druckschlag) ist entsprechend den in der Literatur enthaltenen Berechnungsverfahren möglich (z.B. VAN DER MEER et al., 1994; EAK, 1993; TAUTENHAIN, 1989; WAGNER et al., 1969).

3 Untersuchung des Zustandes der Deiche an ausgewählten Deichstrecken

Folgende Ziele waren den Untersuchungen im Einzelnen vorangestellt:

- Feststellung und Klassifizierung des allgemeinen Zustandes der Grasnarbe unter verschiedenen Umgebungsbedingungen (Standortfaktoren),

- Erkenntnisse über die Zusammensetzung der ursprünglichen Ansaatmischungen und Bestimmung der vorhandenen Grasarten und deren prozentualen Anteilen auf den Deichen,
- Feststellung von eventuell vorhandenen Unterschieden bezüglich der Grasarten zwischen See- und Binnenböschung,
- Erkenntnisse über die Geometrie der Deiche, seine innere Struktur sowie die Kornverteilungen und Durchlässigkeiten der verwendeten Erdstoffe,
- Analysen der Art und des Umfanges der Unterhaltungsmaßnahmen an den Deichen.

Das hauptsächlich untersuchte Küstengebiet (vgl. Bild 3) beginnt in Dierhagen-Strand bei Kkm 170,730, verläuft über das Fischland bis Kkm 175,250 vor Wustrow, wird hier von der Steilküste bei Ahrenshoop unterbrochen, erstreckt sich bis hinter die Rehberge am Kkm 185,000, wird vom Darß erneut unterbrochen und setzt sich von Prerow bei Kkm 200,100 bis Zingst am Kkm 209,900 fort.

In diesem Bereich wurden auf den vorhandenen Deichen 11 Untersuchungsabschnitte festgelegt, ein weiterer Standort befand sich in Koserow (Insel Usedom, vgl. Tabelle 2).

lfd. Nr.	I	II	III	IV	V	VI
Kkm	F 170,730	F 172,900	F 174,400	F 175,250	F 182,100	F 183,300
lfd. Nr.	VII	VIII	IX	X	XI	XII
Kkm	F 185,000	F 200,100	F 201,500	F 206,070	F 209,900	U 19,750

Tabelle 2: Übersicht über Lage und Kilometrierung der Untersuchungspunkte

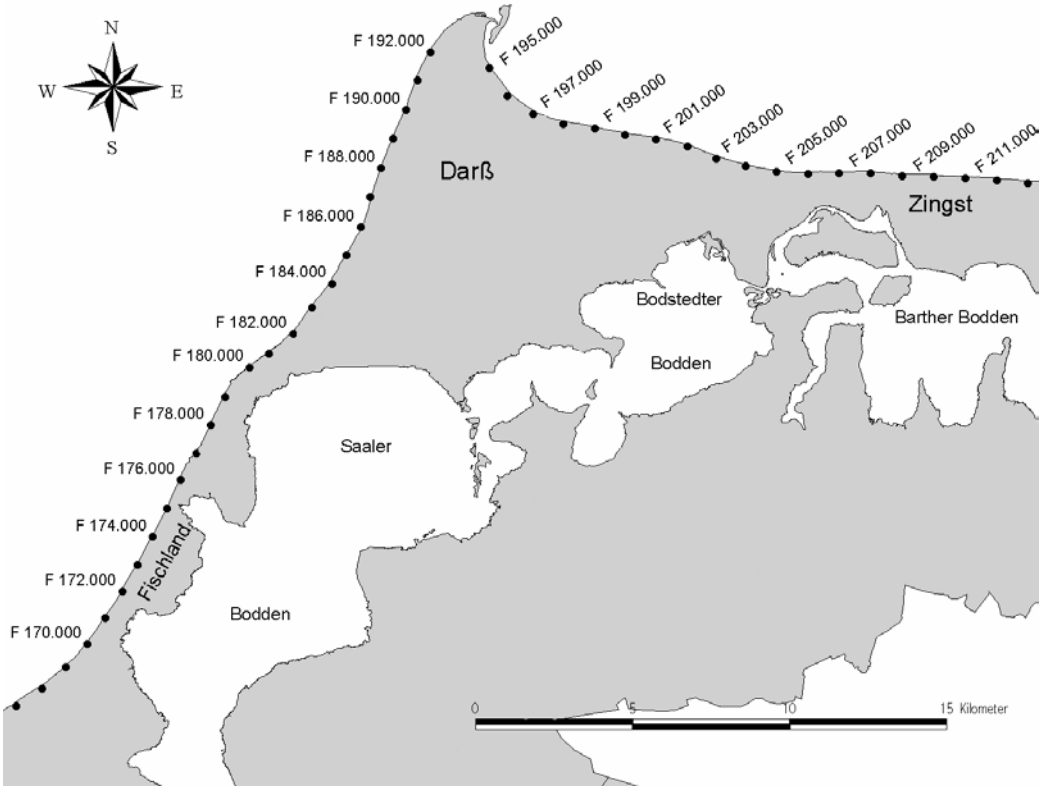


Bild 3: Untersuchungsgebiet Fischland – Darß - Zingst von Kkm 170,000 bis Kkm 210,000

3.1 Durchgeführte Untersuchungen

Zur Bearbeitung der erläuterten Untersuchungsziele sind an jedem Untersuchungspunkt folgende Tätigkeiten durchgeführt worden:

1. Abgrenzung eines 10 m breiten Untersuchungsstreifens und optische Beurteilung des Zustandes der Grasnarbe (Fotodokumentation); Beurteilung der Grasnarbe hinsichtlich Fehlstellen, Bedeckung, Bewuchsdichte, Wühltierbefall und sonstiger Besonderheiten;
2. Bodenerkundung auf der Seeseite bis in 1,0 m Tiefe (Sandkern) mit einer Schlagsonde zur Bestimmung von Schichtenaufbau, Kornverteilung und Durchlässigkeitsbeiwert k_f der vorhandenen Böden;
3. Entnahme repräsentativer Grassoden auf der See - und Binnenseite zur Bestimmung der vorhandenen Grasarten sowie deren Anteile am Gesamtbestand als Grundlage zur Einschätzung des biotechnischen Wertes der Vegetation, Vergleich des Grasbestandes zwischen See- und Binnenseite untereinander sowie mit geeigneten Grasarten, Bestimmung der Hauptwurzelzonentiefe;
4. Fallprobe zur Ermittlung der Einschlagtiefe eines 2,0 kg- und eines 5,0 kg- Gewichtes aus 1,50 m Höhe als Äquivalent zur Trittfestigkeit der Grasnarbe, welche ein Maß für die Strapazierfähigkeit des Rasens darstellt.

3.2 Ergebnisse der Deichuntersuchungen

Die Klassifizierung des Zustandes der untersuchten Deichstrecken erfolgte mit der Einschätzung und Bewertung der Kriterien, die das Schutzvermögen der Grasnarbe und damit die Wehrhaftigkeit eines Deiches maßgeblich beeinflussen (vgl. Tabelle 3). Dadurch entstanden vergleichbare Werte, die eine differenzierte Beurteilung des Ist- Zustandes der analysierten Deichabschnitte ermöglichten.

Kriterium / Bewertung	Bedeckung	Bewuchsdichte	Fehlstellen	Tiefe der Hauptwurzelzone (Mittelwert)	Trittfestigkeit (Abweichung vom Mittelwert) [cm]
sehr gut	95 ... 100%	sehr dicht	fast keine	> 30 cm	- 1,1 ... - 0,6
gut	81 ... 94 %	dicht	wenige kleine	30 ... 25 cm	- 0,5 ... - 0,1
ausreichend	71 ... 80 %	licht	viele kleine	24 … 20 cm	± 0
mangelhaft	61 ... 70 %	dünn	wenige große	19 … 10 cm	+ 0,1 ... + 0,5
nicht ausreichend	< 60 %	sehr dünn	viele große	< 10 cm	+ 0,6 ... + 1,1

Tabelle 3: Kriterien und Bewertungsmaßstäbe

Für die Untersuchungsabschnitte I, II, IV und V erfolgte die Bewertung mit „gut“, für III, VI-XI mit „ausreichend“ und für XII mit „mangelhaft“. Die häufigsten Mängel waren in der geringen Tiefe der Hauptwurzelzone und Fehlstellen festzustellen, welche in den meisten Fällen Ausgangspunkt für Erosionen infolge Wellenauf- und -überlauf sowie Druckschlägen sind, die bis zur völligen Zerstörung eines Deichquerschnittes führen können.

Die Ergebnisse der Vegetationsanalysen zeigen, dass auf den seeseitigen Böschungen meist eine wesentlich größere Artenvielfalt anzutreffen ist als auf der Binnenseite, wobei eine Häufung weniger anspruchsvoller Grasarten bezüglich Licht und Wasser auf der Binnenseite registriert wurde. Dieser Umstand ist in Abhängigkeit von der Wir-

kungsintensität der natürlichen Standortfaktoren Licht, Wasser, Temperatur etc. sowie den Untergrundverhältnissen mehr oder weniger stark ausgeprägt. Die Ursache ist vor allem in der steileren Neigung der Binnenseite zu sehen, welche sowohl einen wesentlich geringeren Lichteinfall auf die Pflanzen zur Folge hat, als auch das Wasserdargebot negativ beeinflusst, da effektiv weniger Böschungsfläche zum Auffangen von Niederschlagswasser zur Verfügung steht und dieses auch schneller abfließt. Bei ungünstigen Bodenverhältnissen (z.B. Fehlen der Mutterbodenschicht) kommt es zu einer Verstärkung dieses Effektes, da das Speichervermögen einer dünnen Grasnarbe auf schluffigen oder lehmigen Böden sehr gering ist. Zusätzlich wird bei diesen stark bindigen Böden die Ausbildung der Hauptwurzelzone stark eingeschränkt, was negative Auswirkungen auf die Belastbarkeit der Deichböschung nach sich zieht.

4 Erkenntnisse und Schlussfolgerungen

4.1 Belastungsgrößen

Hydrodynamische Belastungen für Grasdeiche mit relativ steil geneigten Böschungen (1 : 3…1 : 4) müssen durch eine entsprechende Höhe und Breite der vorgelagerten Düne auf ein erträgliches Maß reduziert werden. Dies ist nach derzeitigem Erkenntnisstand für die gegenwärtig vorhandenen Deiche bis zu einer signifikanten Wellenhöhe von $H_S \leq 0{,}50$ m gewährleistet. Um diese Verhältnisse nicht zu überschreiten, muss eine Restdüne mit einer Höhe von ≥ 1,90 müHN und einem entsprechenden Querschnitt sichergestellt werden.

In diesem Fall sind auf einer 1 : 4 geneigte Böschung bei BHW = 2,70 müHN u.a. folgende Belastungsgrößen zu erwarten:

- ***Wellenauflaufhöhe***

  $H_{A,1\%}$ = 1,93 m bei $H_{1\%}$ = 0,62 m (nach WAGNER et al., 1969)

  z_{98} = 1,62 m bei H_S = 0,50 m (nach EAK 1993)

- ***Strömungsgeschwindigkeiten***

  v_D^* = 4,86 m/s bei H_s = 0,50 m (nach WAGNER et al., 1969)

  v_{98} = 5,00 m/s bei H_s = 0,50 m (nach EAK 1993)

Die daraus resultierende Erosionstiefe beträgt bei einer Belastungsdauer von 20 h und einer dichten, gut gepflegten Grasnarbe etwa 7…10 mm, wobei die Belastungsmaxima in einer Tiefe von ca. 0,4 m unter dem Ruhewasserspiegel auftreten (MEIJER et al., 1994).

4.2 Grasnarbe

Unter Berücksichtigung der am vorgesehenen Ansaatort herrschenden Standortverhältnisse (z.B. Licht, Feuchtigkeit, Salzwasser, Bodenverhältnisse) sollten vorzugsweise aus den in der Tabelle 4 enthaltenen Grasarten Ansaatmischungen gebildet werden, wie das Beispiel in Tabelle 5 zeigt. Die angegebenen Mischungen sind an vielen Standorten einsetzbar, weil aufgrund der enthaltenen Mischungspartner die Anpassung an unterschiedliche Standortfaktoren erfolgen kann. Diese vollzieht sich in einer relativ kurzen Zeit von ca. zwei bis drei Jahre (KLAPP, 1990).

Die Aussaatmenge sollte bei 17…20 g/m² liegen. Größere Mengen sind unbedingt zu vermeiden, weil es sonst aufgrund zu vieler Jungpflanzen auf engstem Raum zu Populationsdruck infolge Nährstoffmangel kommt. Kräuter und Leguminosen (besonders Trifolium ssp. repens) sind für Rasen auf Deichböschungen nicht zu empfehlen.

Wichtig bei der Wahl des Saatverfahrens ist die Kenntnis der Wuchseigenschaften und Einflüsse klimatischer Faktoren auf das Keimverhalten der ausgesäten Grasarten. So dürfen beispielsweise die Arten Festuca ruba und Poa pratensis nur flach in die oberste Bodenschicht eingebracht werden, da sonst die Keime aufgrund von Lichtmangel ab sterben.

Die Ansaat von Rasen ist grundsätzlich während der gesamten Vegetationsperiode möglich, wenn eine Keimtemperatur von mehr als + 8°C und ausreichendes Bodenwasserdargebot gewährleistet werden können (ERCHINGER, 1976). Die günstigste Keimzeit liegt zwischen Mitte Juli und Anfang September, kann jedoch oftmals aufgrund von Verzögerungen beim Deichbau nicht genutzt werden. Günstig für die Rasensaat sind pH- Werte des Bodens zwischen 5,5 und 6,5, also schwach sauer.

Grasart	Wuchseigenschaften									Standort-ansprüche		
	T	S	W	D	F	J	N	H	V	LZ	TZ	FZ
Agrostis stolonifera (Flechtstraußgras)	4	4	2	®	∪(∩)	mittel	gut	befriedigend	mittel	4	0	4
Festuca ruba ssp. commutata (Horstrotschwingel)	4	3	1	®	∇	mittel	gut	befriedigend	gering	4	0	0
Festuca ruba ssp. trichophylla (Haarschwingel)	4	3	2	®	(∩)	mittel	gut	befriedigend	gering	4	0	0
Lolium perenne (Deutsches Weidelgras)	5	5	2	®	∇ (∩)	schnell	gut	befriedigend	hoch	5	3	3
Phleum pratense (Wiesenlieschgras)	5	3	2	®	∪(∩)	schnell	k. A.	gut	gering	4	0	3
Poa pratensis (Wiesenrispengras)	5	4	3	®	∩	lang-sam	gut	gut	gering	3	0	3

Tabelle 4: Eigenschaften von geeigneten Grasarten für die Ansaat auf Seedeichen (ERCHINGER, 1952; HILLER, 1973; GANDERT/BURES, 1991, KLAPP/OPITZ, 1995;), modifiziert

Erläuterungen zu den in der Tabelle verwendeten Bezeichnungen und Symbolen:
Wuchsform : Trittfestigkeit (**T**); Schnittfestigkeit (**S**); Wurzeltiefgang (**W**); Dauer (**D**); Wuchsform (**F**); Jugendentwicklung (**J**); Salzverträglichkeit (**N**); Winterhärte (**H**); Verdrängungsvermögen im Dauerbestand (**V**);
Klassifizierung allgemein: 1 = sehr gering…5 = sehr groß bzw. gut – befriedigend – schlecht;
Klassifizierung Wuchsform: ∇…horstbildend; ∪…oberirdische; ∩…unterirdische Ausläufer, (∪/∩)…sehr kurze ober-/unterirdische Ausläufer;
Klassifizierung Dauer : ①…einjährig überwinternd; ②…zweijährig; ®…mehrjährig bis ausdauernd;
k. A. = keine Angabe möglich;
Standortansprüche; Lichtzahl (**LZ**); Temperaturzahl (**TZ**); Feuchtezahl (**FZ**);
Klassifizierung: 1 = sehr gering…5 = sehr groß

Die Aussaat von Deichrasen erfolgt am besten auf einer ca. 15…20 cm starken Mutterbodenschicht, was insbesondere hinsichtlich der Ausbildung einer entsprechend tiefen Hauptwurzelzone und der Bodenwasserspeicherung sehr günstig ist.

Auf die Anwendung von Naßspritzverfahren unmittelbar auf Dichtungsschichten aus lehmigen oder tonigen Böden sollte bei Deichrasen verzichtet werden, da die sich entwickelnde Grasnarbe i.d.R. nur sehr dünn und flach verwurzelt ist.

Grasart	Anteile in der Mischung in Gewichtsprozent für	
	offene Lage	Schattenlage
Agrostis stolonifera	-	5 (-)
Festuca ruba commutata	30	25
Festuca ruba trichophylla	30	25
Lolium perenne	5	10
Phleum pratense	15	10 (15)
Poa pratensis	20	25
Gesamt [%]	**100**	**100**

Tabelle 5**:** Empfehlungen für Ansaatmischungen bei Neuansaat

Steht jahreszeitlich bedingt nicht mehr genügend Zeit für die Rasensaat und das Keimen der Samen zur Verfügung, so kann die Grasnarbe künstlich durch Verlegung von Fertigrasen oder durch Besodung hergestellt werden.

Die Anzucht von Fertigrasen bzw. die Gewinnung von Rasensoden muss an einem dem Verwendungsort hinsichtlich der Standortfaktoren entsprechenden Standort geschehen. Die Dicke der Soden richtet sich nach der Einbauzeit (DIN 19657). Sowohl Rollrasen als auch Rasensoden verlangen einen gut planierten Untergrund sowie eine Befestigung im Sinne einer Initialsicherung auf dem Deich, woraus erhebliche Mehrkosten bei der Herstellung resultieren.

4.3 Maßnahmen zu Unterhaltung und Pflege

Die Abwehrkraft eines Deiches mit Grasnarbe ist nur bei guter Pflege und Unterhaltung über das gesamte Jahr zu gewährleisten. Diese umfasst die Jungwuchspflege, Pflege des Bestandes, Schädlingsbekämpfung, Beseitigung von Schäden und Beräumung von Treibselablagerungen nach Sturmflutereignissen.

Eine Grasnarbe wird am besten durch Beweidung mit Schafen gepflegt (Hiller, 1973). Da dies an der Küste von M/V heute nur selten realisiert wird, ist als primäre Pflegemaßnahme die Grasmahd (2…3 mal jährlich) mit einer Schnitthöhe von mindestens 6…8 cm und möglichst scharfen, schneidenden Werkzeugen zu empfehlen. Sehr häufig und tief gemähte Rasen besitzen wenige assimilationsfähige Blattflächen und eine überwiegend senkrechte Blattstellung, wodurch nur eine geringe Lichtabsorptionsrate möglich ist. Daraus resultieren eine verminderte Wachstumsfähigkeit der Pflanzen, eine höhere Anfälligkeit gegenüber Krankheiten und Schädlingen sowie ein höherer Bedarf an Reservestoffen, der nur durch erhöhten Pflegeaufwand (Düngung) bereitzustellen ist. Andererseits ist eine regelmäßige Mahd notwendig, um das Konkurrenzverhalten der Graspflanzen im dichten Bestand zwischen schneller und langsamer wachsenden Pflanzen zu regulieren und so eine gute Qualität der Grasnarbe zu erzielen. Während großer Hitzeperioden ist von einer Mahd abzusehen, weil die Pflanzen in diesem Zustand sehr geschwächt sind und nicht nachwachsen können. Zu Beginn des Winters sollte die Grasnarbe möglichst kurz sein. Nach 2…3 Jahren ist bei Vorhandensein von Fehlstellen eine selektive Nachsaat durchzuführen. Dafür sollten Mischungen mit 3-4 geeigneten

Mischungspartnern unter Berücksichtigung der gegebenen Standortfaktoren aus den in Tabelle 4 beschriebenen Grasarten gebildet werden, in der ggf. Mängel in der ursprünglichen Ansaatmischung berücksichtigt sind.

Große Bedeutung bei der Erhaltung der Funktionsfähigkeit eines Grasdeiches kommt der frühzeitigen Erkennung von eventuell vorhandenen Schäden an der Grasnarbe sowie deren möglichst schneller Beseitigung zu. Voraussetzung dafür ist die kontinuierliche Überwachung der Deiche (Deichschau) mindestens einmal im Jahr.

5 Abkürzungs- und Symbolverzeichnis

Hier nicht angeführte Symbole oder abweichende Bedeutungen werden an den entsprechenden Stellen im Text erläutert!

α	[°]	Neigungswinkel der Außenböschung
ξ	[-]	Brecherkennzahl
ξ_p	[-]	Brecherkennzahl mit signifikanten Wellenkenngrößen
d	[m]	Wassertiefe
g	[m/s^2]	Fallbeschleunigung
m	[-]	Neigung der Außenböschung
B	[m]	Kronenbreite des Bauwerkes
H	[m]	Wellenhöhe
H_A	[m]	Wellenauflaufhöhe
H_m	[m]	mittlere Wellenhöhe
H_s	[m]	signifikante Wellenhöhe
$H_{s,i}$	[m]	signifikante Wellenhöhe hinter dem Bauwerk
L_o	[m]	Wellenlänge unter Tiefwasserbedingungen
L_P	[m]	Wellenlänge am Deichfuß
T	[s-1]	Wellenperiode
T_m	[s-1]	mittlere Wellenperiode

6 Literaturverzeichnis (Auswahl)

BOSSHARD, M. (1991): „Überflutbarkeit kleiner Dämme“, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der Eidgenössischen Technischen Hochschule, Zürich, März 1991

DIETTRICH, K. (1995): „Hydraulische Belastbarkeit ingenieurbiologischer Bauweisen“, in : WBW- Gemeinnützige Fortbildungsgesellschaft für Gewässerpflege mbH, 1996

DIN 18918: „Ingenieurbiologische Sicherungsbauweisen“, September 1990

ELLENBERG, H. (1952): „Wiesen und Weiden und ihre standörtliche Bewertung“, Verlag für Landwirtschaft, Gartenbau und Naturwissenschaften - Eugen Ulmer · Stuttgart, 1. Auflage, 1952

ERCHINGER, H.-F. (1976): „Grasnarbe“ in „Seedeichbau – Theorie und Praxis“, Vereinigung der Naßbaggerunternehmen e.V., Hamburg, 1976

Forschungsbericht: „Gutachten zur Bemessung von Seedeichen im Hinblick auf die Wellenbelastung“, TU Dresden, Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik, 1999, unveröffentlicht

Forschungsbericht: „Küsten- und Hochwasserschutz Fischland“, TU Dresden, Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik, 1998, unveröffentlicht

GANDERT, K. / BURES, F. (1991): „Handbuch Rasen“, Deutscher Landwirtschaftsverlag Berlin, 1. Auflage, 1991

HILLER, H. (1973): „Über das Schutzvermögen der Grasnarben auf einigen Seedeichen in Ostfriesland“, Zeitschrift für Kulturtechnik und Flurbereinigung 14, 1973

KLAPP, E. / OPIZ, W. (1995): „Gräserbestimmungsschlüssel für die häufigsten Grünland- und Rasengräser“, Blackwell Wissenschafts- Verlag Berlin·Wien 1995

MEIJER, D.G. / VERHEIJ, H. (1994): „Grass dikes - Analysis of measurements from large scale tests. Delft Hydrauliks draft report Q 1584 (in Dutch), 1994

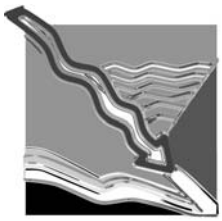
RSM 96: „Regel - Saatgut - Mischungen, Ausgabe 1996“, Forschungsgesellschaft Landschaftsentwicklung Landschaftsbau e.V. - FLL, Troisdorf

WAGNER, H. et al. (1969): Werkstandard (WAPRO 3.04. Blatt 4) „Lastannahmen im Wasserbau- Belastung durch Windwellen- Wellenauflauf“, VEB Projektierung Wasserwirtschaft, Halle, 1969

Dipl.- Ing. Eckehard Bielitz
Technische Universität Dresden
Institut für Wasserbau und
Technische Hydromechanik
Professur für Wasserbau
01062 Dresden
Eckehard.Bielitz@mailbox.tu-dresden.de

Dr.- Ing. Dirk Carstensen
Technische Universität Dresden
Institut für Wasserbau und
Technische Hydromechanik
Professur für Wasserbau
01062 Dresden
Dirk.Carstensen@mailbox.tu-dresden.de

Internationales Symposium 2002 in Zürich
MODERNE METHODEN UND KONZEPTE IM WASSERBAU
Organisiert von der Versuchsanstalt für Wasserbau,
Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich und
dem Schweizerischen Wasserwirtschaftsverband



Oberflächensicherung eines überflutbaren Dammes durch Stahlnetze und durch dreidimensionale Stahlgittermatten

Ing.Dipl.Ing. Christian Maier

1. Einleitung :

In der Gemeinde Forchtenstein, Bezirk Mattersburg, Burgenland, Österreich besteht ein 35 Jahre altes Dammbauwerk, dessen Speicher als Badesee genützt wird. Der Damm ist 12 m hoch und ca. 150 m lang. Die Hochwasserentlastung ist auf ein Abfuhrvermögen von 1,2 m³/s ausgelegt. Das HQ100 beträgt in diesem Abschnitt jedoch 21 m³/s. Der Damm ist somit gegen ein Versagen bei Hochwasser zu sichern.
Aufgrund optischer und gestalterischer Zwänge ist eine Veränderung der Dammkrone nicht weiter ins Auge zu fassen. Eine Sanierung ist nur durch die vollständige Überflutung des Dammes möglich.

Die wasserseitige Abschlussdichtung aus Asphaltbeton und der sich am wasserseitigen Dammfuß befindliche Lehmsporn verhindern das Eindringen von Wasser aus dem Badesee in den Dammkörper. Zur Ausbildung einer die Standsicherheit des Dammes gefährdenden Sickerlinie kann es daher nur bei einer Überströmung kommen. Bei einer Aufteilung der Hochwasserfracht über die gesamte Dammlänge können aufgrund der auftretenden geringeren Sohlschubspannungen im Bereich der luftseitigen Dammböschung die naturnaheren Sicherungsmethoden eingesetzt werden.
Aus wirtschaftlichen Gründen wurde von Seiten der Bgld. Landesregierung und der Gemeinde Forchtenstein der Sicherung des Dammes durch ein Stahlnetz der Vorzug gegeben.

2. Auswahl geeigneter Materialien für eine Hochwasserentlastung über die gesamte Dammschulter

Da es zur Überströmbarmachung eines Erddammes mittels Erosionsschutzmatten erst wenige Grundsatzprüfungen gibt, wurde von der Burgenländischen Landesregierung vorgeschlagen, geeignete Materialien zunächst mittels eines Naturversuches auf ihre projektbezogene Einsetzbarkeit zu überprüfen.

Für dieses Vorhaben wurden - unter der Vorgabe v_{max}= 6m/s, τ_{max}= 300N/m² - folgende Ausführungen von diversen Firmen angeboten:

- **Oberflächensicherungskonstruktion mit System Krismer**
  Die dreidimensionalen stark verzinkten Stahlgittermatten (Dicke: 10 cm) werden schräg zur Falllinie auf einem Geotextil (Bauvlies 200g) verlegt und an den Randzonen in den Bestand eingebunden. Mit T- Stahlnägeln, welche mit einer Spitze und einem Rundstahlbügel versehen sind, werden die in die dreidimensionale Stahlgittermatte eingefädelten Verteilerstäbe, pro Laufmeter einmal verankert. Nun wird die Konstruktion mit Brechkorn (30/70 mm),welches zusätzlich mit einem Decknetz fixiert mittels Bindeschlingen NIRO an der dreidimensionalen Stahlgittermatte niedergehalten wird, verfüllt. Abschließend wird ein Kulturboden, mit einer Dicke von 5 cm aufgebracht und mit einer speziellen Grassamenmischung besät.



- **Italmac Typ IM/B**, ist ein Verbund aus Stahlnetzmaschen (8 x 10 cm, Draht DN 2,7 mm) und einem Wirrgelege (Nenndicke 20 mm) . Es wird mit Rundstahlbügel versehenen T-Stahlankern fixiert und mit Kulturboden verfüllt und begrünt.



3. Naturversuch (1:1 Modell)

3.1 Einbau der Oberflächensicherungen

Am 5. Und 6.April 2001 wurde beiderseits der derzeitigen Hochwasserentlastung auf zwei 2 m breiten Streifen über die gesamte Böschungslänge das Gras kurz gemäht, alle Unebenheiten mit aufbereiteter, stark humushältiger Erde ausgeglichen und mit Grassamen versehen.

Anschließend kam es zum Einbau der ausgewählten Oberflächensicherungsvarianten nach den Anweisungen der liefernden Firmen.

Bild Einbau der Oberflächensicherungskonstruktion mit System Krismer



Als dritte Versuchsfläche ist eine Nullvariante (Grasnarbe ohne weitere Bewehrung) sozusagen als Vergleichsfläche, vorgesehen.

3.2 Kurzbeschreibung der eingebauten Versuchsflächen

Versuchsfläche 1: Italmac IM/B

Aufbau:
- 5 cm Kulturboden mit Grasnarbe
- Italmac IM/B mit T-Stahlnägel im Abstand von 1 m vernagelt
- Kulturboden 10 – 15 cm dick, mit Grasnarbe (kurz gemäht)
- Dammschüttmaterial

Versuchsfläche 2: Oberflächensicherungskonstruktion mit System Krismer

Aufbau:
- Kulturboden mit 5 cm Grasnarbe

- System Krismer mit T-Stahlnägel und Verteilerstäben im Abstand von 1 m vernagelt, mit Kies 32/50 verfüllt
- Bauvlies 200g
- Dammschüttmaterial

Versuchsfläche 3: Grasnarbe

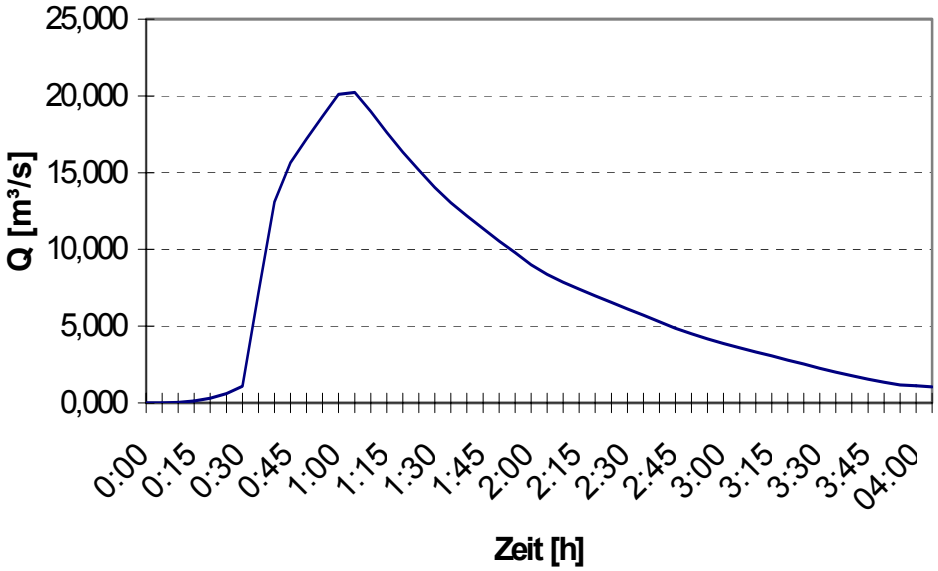
Aufbau:
- Kulturboden 10 – 15 cm dick, mit Grasnarbe (kurz gemäht)
- Dammschüttmaterial

In regelmäßigen Abständen wurden die Versuchsflächen gedüngt, bewässert und gemäht, sodass sich trotz des kurzen Zeitraums eine durchwegs dicht bewachsene Grasnarbe in allen vier Abschnitten ausbilden konnte.

3.3 Hochwasserwelle

Für das Stauziel (333,38 m.ü.A.) besteht ein Beckenvolumen von rd. 47000m³ bei einer Seefläche von rd. 18400 m².

Abflussganglinie bei einem 100-jährlichen Hochwasser im Falle einer Dammüberströmung.

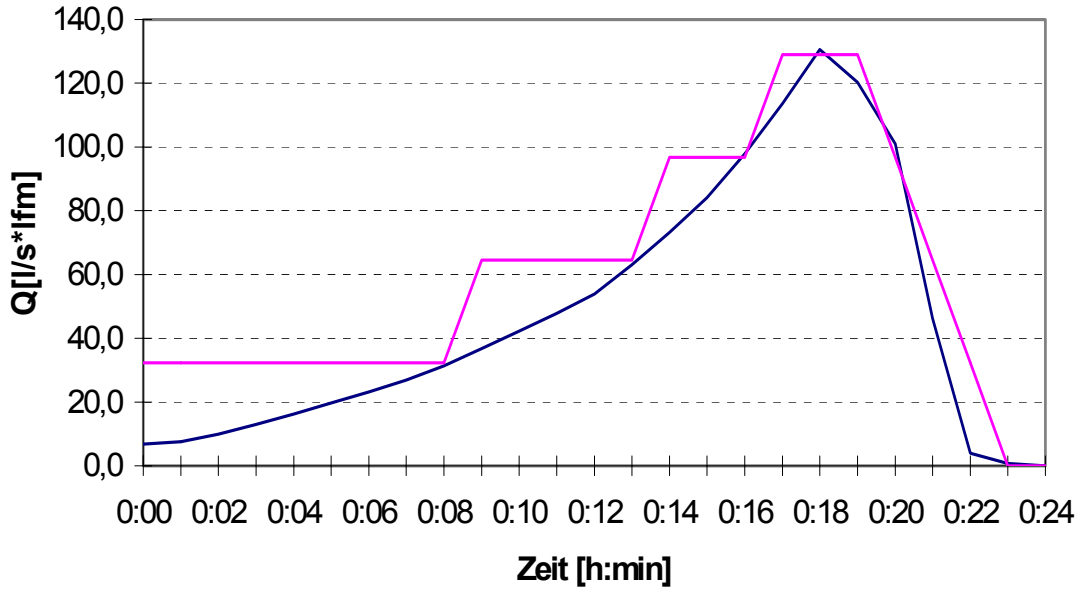


Diese Abflussganglinie wurde für die Simulation bei den Naturversuchen als Grundlage herangezogen.
Da der Badebetrieb während und vor allem auch nach den Versuchen aufrecht erhalten werden sollte, musste die bei der Simulation eingesetzte Wassermenge auf ein für den Badebetrieb erträgliches Maß reduziert werden.

Diese Reduktion der Gesamtwassermenge konnte nur durch Verkürzung der Hochwasserwellendauer erreicht werden, da es bei einer Abflussreduktion sonst auch zu einer unerwünschten Verringerung der Sohlschubspannungen käme.

Die Hochwasserfracht pro Laufmeter Dammkronenlänge bezogen auf eine im Maßstab 1:10 geraffte Zeitachse ergab daher die für die Versuche maßgebliche Hochwasserwelle.
Weiters wurde diese aus versuchstechnischen Gründen um ihre Abflussachse gespiegelt.

Bild Simulation der Abflussganglinie eines 100-jährlichen Hochwassers für den Naturversuch; Pumpe:2000 l/min; Behälter: 50 m³



Abschließend sollten die Versuchsflächen von einem Schwall mit der 1,6-fachen Wassermenge des 100-jährlichen Hochwassers überströmt werden.

3.4 Naturversuch

Nach einer zweitägigen Vorbereitungsphase, in welcher der Behälter errichtet wurde, erfolgte am 11.7.2001 nach Eintreffen aller Interessierten die eigentliche Versuchsreihe.

Das Ziel dieser Versuchsreihe war es einen relativen Vergleich zwischen der Variante Italmac Typ IM/B, der Nullvariante und den anderen Oberflächensicherungssystemen durchzuführen.

3.5 Wasserbehälter



Die gesamte Behälterkonstruktion inklusive der den Abfluss steuernden Schützenwehre wurde aus DOKA - Schalungselementen angefertigt. Um eine größere Dichtheit zu erlangen wurden alle Fugen des Behälters mit Silikon abgedichtet und die Bodenelemente zusätzlich mit einer Baufolie abgedeckt.

Drei Tragkraftspritzen der freiwilligen Feuerwehr Forchtenstein, mit maximalen Pumpleistungen zu je 2000 l/min, füllten den 50 m³ fassenden Wasserbehälter.

Das für die jeweilige Versuchsfläche vorgesehene Schützenwehr des vollgefüllten Wasserbehälters wurde unter fortlaufend fördernden Pumpen nach einem vorher ermittelten Zeitplan geöffnet, sodass die für die Versuche maßgeblichen Wassermengen ausfließen konnten.

Nach Erreichen der vorhergesehenen maximalen Öffnung des Wehres wurden die Pumpen abgedreht und der Behälter gänzlich entleert.

maximale Abflussmengen

	Zielwerte		Versuchswerte	
	HW-Welle	Schwall	HW-Welle	Schwall
	Q_{max} [l/s]	Q_{max} [l/s]	Q_{max} [l/s]	Q_{max} [l/s]
Italmac IM/B	133	213	140	220
System Krismer	133	213	280*	430*
Grasnarbe	133	213	/	60

Während des Versuches wurden bei HQ100 Fliessgeschwindigkeiten bis 3,8 m/s und bei HQ1000 bis 4,4 m/s gemessen.

3.6 Vorbereitung der Versuchsflächen



Jede Versuchsfläche wurde mit Pfosten auf einer Breite von einem Meter begrenzt.

Die dritte Versuchsfläche (Nullvariante) wurde nur mit einer gedrosselten Hochwasserwelle (60 l/s*lfm) belastet, welche dennoch nach kürzester Zeit einen starken punktuellen Abtrag des Kulturbodens und des sich darunter befindlichen Dammschüttmaterials verursachte (55 cm tief nach 3 Minuten).

Oberflächenerosion bei der Nullvariante



Aus verständlichen Gründen wurde von der Durchführung eines Schwallversuches bei der Nullvariante Abstand genommen.

Grundsätzlich kann das Verhalten der Versuchsflächen bei den Überströmversuchen auf folge Weise beschrieben werden:

- Zunächst legten sich die Grashalme infolge des überströmenden Wassers um.
- Gleichzeitig wurden die Feinanteile des Kulturbodens ausgespült.
- Bei zunehmender Wassermenge trat ein punktueller Abtrag der Grasnarbe ein.
- Die Erodierung des darunter anstehenden Dammschüttmaterials konnten die Erosionsschutzsysteme verhindern.

Abschließend kam es im Rahmen einer Begehung zu einer visuellen Beurteilung der getesteten Versuchsflächen.

4. Visuelle Beurteilung

4.1.Generelle Beurteilung

Die Überströmbarmachung mittels der getesteten Erosionsschutzmatten ist stark mit einer **ingenieurbiologischen Komponente** behaftet .

Die Funktionalität der Matten ist von der Entwicklungsstufe der an der Schutzwirkung beteiligten Vegetation abhängig. Natürlich haben die Sicherungssysteme nach abgeschlossenem Einbau bereits eine von der Konstruktionsart abhängige mehr oder weniger starke Schutzwirkung.

Für die Variante Italmac Typ IM/B jedoch ist diese Verwurzelung eine wichtige Voraussetzung für eine wirkungsvolle Sicherung der luftseitigen Dammböschung.
Die Hauptfunktion dieser Matte liegt darin die Widerstandsfähigkeit der Grasnarbe durch Bewehrung, welche vermehrt die auftretenden Sohlschubspannungen über die Bodennägel in den Untergrund ableitet, massiv zu erhöhen, sodass es zu keinem Abtrag der Vegetationsdecke und einer Verminderung der Erosionsstabilität kommt.

4.2.Variante Italmac Typ IM/B

Die Versuchsstrecke der Variante Italmac Typ IM/B lies nach durchgeführter Überströmung ein geringes Auftreten von Oberflächenerosionen erkennen.

Bild Variante Italmac Typ IM/B nach der Hochwasserwelle und dem Schwall



4.3.Oberflächensicherungskonstruktion mit System Krismer

Es ist auch hier ersichtlich, dass die robuste Konstruktion und das Bauvlies gegenüber der darunter befindlichen Grasnarbe als Barriere wirkten. Jedoch kann angenommen werden, dass eine nach einem längeren Zeitraum stärkere Durchwurzelung von oben den Abtrag der Grasnarbe und das Ausspülen von Kies aus der Sicherungskonstruktion besser unterbinden würde.

Bild (Kubu);Erosionsschutz mit System Krismer nach zweifacher Abflussmenge bei der Hochwasserwelle und dem Schwall



5. Auftreten der natürlichen und weiträumigen Luftaufnahme

Bild Weißfärbung des Wassers



Die starke Weißfärbung des über die Versuchsstrecke strömenden Wassers lies auf eine Luftaufnahme schließen und kann nach Michels (1953) beschreibender Zusammenstellung der Erscheinungsformen beim Auftreten der natürlichen, weiträumigen Luftaufnahme eindeutig als „Emulsified Flow“ bezeichnet werden.

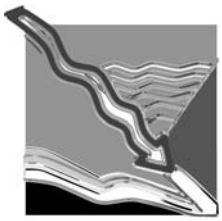
Beide Sicherungssysteme zeigten nach dem Versuch keinerlei statische Veränderungen, es kam zu keinerlei Auskolkungen bzw. allfälligen negativen Auswirkungen auf den Damm.

Der Damm Forchtenstein und ein weiterer Damm werden voraussichtlich 2003 mit diesem System gesichert.
Die Kosten des Stahlnetzes ITALMAC inkl. Befestigung und Verlegung belaufen sich auf ca. 22 € /m².

Literatur: Kroner F.: „Untersuchungen zum Sanierungskonzept für den Staudamm Forchtenstein“, Dipl. Arb. Univ. BOKU 2002

Anschrift des Verfassers:
Ing.Dipl.Ing. Christian Maier
Amt der burgenländischen Landesregierung
Abt.9, Wasser- und Abfallwirtschaft, Referat Flussbau
Europaplatz 1, A-7000 Eisenstadt, Email : Christian.maier@bgld.gv.at

Internationales Symposium 2002 in Zürich
MODERNE METHODEN UND KONZEPTE IM WASSERBAU
Organisiert von der Versuchsanstalt für Wasserbau,
Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich und
dem Schweizerischen Wasserwirtschaftsverband



Eigendynamische Gewässeraufweitung - Methoden der Modellierung -

Priv.-Doz. Dr.-Ing. habil. Markus Aufleger
Dipl.-Ing. Markus Schmautz

Kurzfassung

Die realistische Abschätzung der zu erwartenden Ufererosionen ist eine wesentliche Planungsgröße beim Rückbau bestehender Uferschutzmaßnahmen. In physikalischen und numerischen Modellen wird der direkte Abtrag von Ufermaterial durch den Strömungsangriff untersucht. Die Planung und Durchführung der physikalischen Versuche erfordert hierbei Kompromisse bei der Einhaltung der Modellgesetze. In Vorbereitung der numerischen Untersuchungen waren die eingehende Überprüfung der Geschwindigkeits- und Schubspannungsverteilung in Ufernähe sowie des Beginns und der Richtung des Sedimenttransportes auf der Böschung notwendig. Erste Berechnungsergebnisse bestätigen im direkten Vergleich mit den physikalischen Versuchen die grundsätzliche Eignung der gewählten Vorgehensweise und des verwendeten zweidimensionalen FE-Modelles.

1 Aufgabenstellung

Die Unterläufe der südlichen Donauzubringer Iller und Isar tiefen sich infolge des Geschieberückhaltes durch Staustufen und der Breitenreduzierung im Zuge der historischen Korrektionsmaßnahmen mit der Folge erhöhten Geschiebetransportvermögens ein. Die Bayerische und Baden-Württembergische Wasserwirtschaftsverwaltung planen derzeit die nachhaltige Umgestaltung dieser Flussstrecken. Die wesentlichen Ziele sind

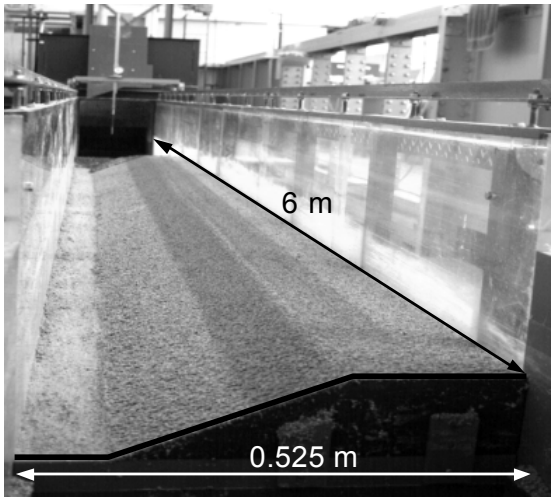
- das Verhindern weiterer Tiefenerosionen,
- das Stabilisieren bzw. das Anheben des Grundwasserspiegels sowie
- die Förderung einer naturnahen Entwicklung des Flusslaufes.

Als technische Maßnahme ist neben dem Einbau von Querbauwerken (Rampen) auch die Aufweitung des Flussbettes vorgesehen. Idealerweise könnte dies nach dem Rückbau von bestehenden Uferverbauungen durch eigendynamische Aufweitungsvorgänge geschehen. Dies kann dazu beitragen, Geschiebedefizite auszugleichen und die Strukturvielfalt zu erhöhen. Da jedoch zwischenzeitlich weite Bereiche der Talräume durch Bebauungen beansprucht werden, müssen die Auswirkungen dieser Rückbaumaßnahmen sorgfältig bedacht werden. Hierzu fehlt es an geeigneten Planungswerkzeugen.

Am Lehrstuhl und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München in Obernach ist ein aufwendiger Modellversuch zur Vorbereitung der notwendigen flussbaulichen Maßnahmen an Iller und Isar in Bearbeitung. Parallel dazu erfolgt im Rahmen eines von der Deutschen Forschungsgemeinschaft gefördertes Vorhabens eine mathematische Modellierung der Prozesse bei der eigendynamischen Gewässeraufweitung. Beide Untersuchungen konzentrieren sich derzeit auf die direkte Strömungserosion als wesentlichen Mechanismus beim Materialabtrag am Ufer.

2 Physikalisches Modell

Tab. 1: Physikalische Modellversuche - Überblick

Phase	Bezeichnung / Aufbau	Beschreibung
I	Rinnenversuch 	Ermittlung stabiler Gerinnetiefen bei bordvollem Abfluss und unterschiedlichen Längsneigungen • *ohne Maßstab* • *L = 6 m* • *B = 0,525 m* • *Zeitraum 2000 / 2001*
II	Großversuch in Geraden mit Querbauwerken 	Freie Entwicklung gerader Gewässerstrecken unter wechselnden Randbedingungen (u.a. Querbauwerke, Maßstab, Geschiebezugabe) • *M = 1:15 bis M = 1:30* • *L bis zu ca. 100 m* • *B = 4,0 /8,0 m* • *Zeitraum 2000 bis 2003*
III	Großversuch in Kurvenfolge *Freie Entwicklung einer Gewässerstrecke in Kurvenfolge*	• *M = 1:20* • *L ~ 100 m* • *B=10 m* • *R= 25 m* • *Zeitraum 2002*

In allen Phasen der physikalischen Modellversuche wird einheitliches Sandmaterial (d_m = 1,2 mm) verwendet. Die Untersuchungen werden grundsätzlich an nicht überhöhten Modellen durchgeführt. Der geometrische Maßstab variierte bei den bisherigen Untersuchungen zwischen M=1:15 und M=1:30 (Maßstabszahl $\lambda = 15 \div 30$). Bei der Maßstabswahl sind folgende Anforderungen zu beachten:

A Ähnlichkeit der Hydraulik

Für die Übertragung der am Modell zu beobachtenden hydraulischen Vorgänge auf die Natur sind die Trägheits- und Schwerkräfte die dominierenden physikalischen Größen. Hieraus ergibt sich die Forderung, dass sich die Froude-Zahlen der Strömung in Modell und Natur entsprechen.

B Erosionsmechanismen an den Ufern

Bei diesen Modellversuchen haben die lateralen Erosionsvorgänge entscheidenden Einfluss auf die Flussbettentwicklung. Im Hinblick auf eine ähnliche Abbildung der Kraftwirkungen im Böschungsbereich sind eine Modellüberhöhung, eine abweichende Korngrößenmaßstabszahl und die Verwendung von Ersatzmaterial mit gegenüber natürlichem Sohlmaterial geringerer Wichte auszuschließen.

C Ähnlichkeit des Feststofftransports

Zur korrekten Abbildung der Kraftwirkungen auf das Einzelkorn sind im Grundsatz folgende Bedingungen zu beachten:

- Gleiche Froude-Zahl des Kornes in Natur und Modell

$$\boxed{Fr_{*r} = \frac{Fr_{*N}}{Fr_{*M}} = 1} \text{ mit } \boxed{Fr_* = \frac{\tau_0}{(\rho_s - \rho_w) \cdot g \cdot d} = \theta}$$ *Anm.: ′θ′:Shields-Paramter*

- Gleiche Reynolds-Zahl des Kornes in Natur und Modell

$$\boxed{Re_{*r} = \frac{Re_{*N}}{Re_{*M}} = 1} \text{ mit } \boxed{Re_* = \frac{u_* \cdot d}{\nu_w} = \frac{\sqrt{g \cdot h \cdot I} \cdot d}{\nu_w}}$$

d: Korndurchmesser; τ_0: Sohlschubspannung
ν_w: dynamische Viskosität u_*: Schubspannungsgeschwindigkeit
Indizes: M = Modell; N = Natur; s = Sohlmaterial; w =Wasser

- Ähnlichkeit der Rauheit

Die Einhaltung der Bedingungen aus A und C ist nur in einem überhöhten Modell unter Verwendung von Ersatzmaterial möglich. Beispielsweise würde sich bei einer vorgegebenen Längenmaßstabszahl L_r = 30, die Höhenmaßstabszahl zu h_r = 10,8, die Korngrößenmaßstabszahl zu d_r = 0,51 *(d.h. im Modell gegenüber der Natur etwa die doppelte Korngröße)*, und die Maßstabszahl der Dichte der Feststoffe unter Auftrieb zu $\Delta\rho_r$ = 7,7 *(Korndichte ~ 1,2 g/cm³)* ergeben. Diese Größen stehen in deutlichem Widerspruch zu den oben genannten Anforderungen zur Modellierung der Erosionsvorgänge an den Ufern. Unter der klaren Vorgabe eines nicht überhöhten Modells und der Verwendung von maßstabsgerechtem Sohlmaterial kann daher die Forderung nach Gleichheit der Reynoldszahl des Kornes (Re_{*r} = 1) in Natur und Modell nicht eingehalten werden. Da sich der Einfluss der Zähigkeit auf die Kraftwirkungen am Korn mit zunehmender Turbulenz verliert, kann nach Empfehlung des DVWK (1984) in Versuchsanordnungen mit beweglichem Sohlmaterial bei Reynoldszahlen des Kornes $Re_{*r} > 60$ und vorherrschendem Geschiebetransport auf die Einhaltung dieser Bedingung verzichtet werden. (Aus dem Shields-Diagramm ist zu entnehmen, dass der Einfluss der Zähigkeit erst bei we-

sentlich höheren Reynoldszahlen des Kornes Re_{*r} von etwa 400 vollkommen an Bedeutung verliert.) Bezieht man die Empfehlung $Re_{*r} > 60$ auf die Situation an den Unterläufen von Iller und Isar *(kiesiges Sohlmaterial; Längsgefälle zwischen 0,35 ‰ und 1,55 ‰; Fließtiefen in Natur bei bordvollem Abfluss zwischen etwa 2,6 und 4,0 m),* so würden sich notwendige geometrische Maßstabszahlen von $L_r \sim 5$ bis 10 ergeben. Dies ist u.a. aufgrund des Platz-, Material- und Wasserbedarfes nicht realisierbar. Zur Verdeutlichung möglicher Fehlerursachen bei der Verwendung größerer geometrischer Maßstabszahlen sind die theoretischen Hintergründe heranzuziehen:

Die auf ein umströmtes Einzelkorn (Anströmgeschwindigkeit u, Durchmesser d_K) ausgeübte Kraft kann anhand des Newtonschen Widerstandsgesetzes beschrieben werden:

$$F_D = \frac{\pi}{8} \cdot c_D \cdot \rho \cdot u^2 \cdot d_K^2$$

Für große Reynoldszahlen des Kornes ($Re_{*r} > 1000$) wird die von der Strömung direkt auf das Korn wirkende Kraft ausschließlich durch die Druckdifferenz am Korn bestimmt; der Widerstandsbeiwert c_D nimmt einen konstanten Wert von etwa 0,4 an (Abb. 1). Bei kleinen Re_{*r} gewinnen die Reibungskräfte an Bedeutung. Für $Re_{*r} < 1$ gilt entsprechend dem Stokeeschen Gesetz:

$$c_D = \frac{24 \cdot \nu_w}{u \cdot d}$$

Im Übergangsbereich sind sowohl Zähigkeits- als auch Druckkräfte wirksam. Eine Beschreibung des Widerstandsbeiwertes c_D ist hier entsprechend schwierig und erfolgt im wesentlichen auf Grundlage empirischer Untersuchungen (Abb. 1).

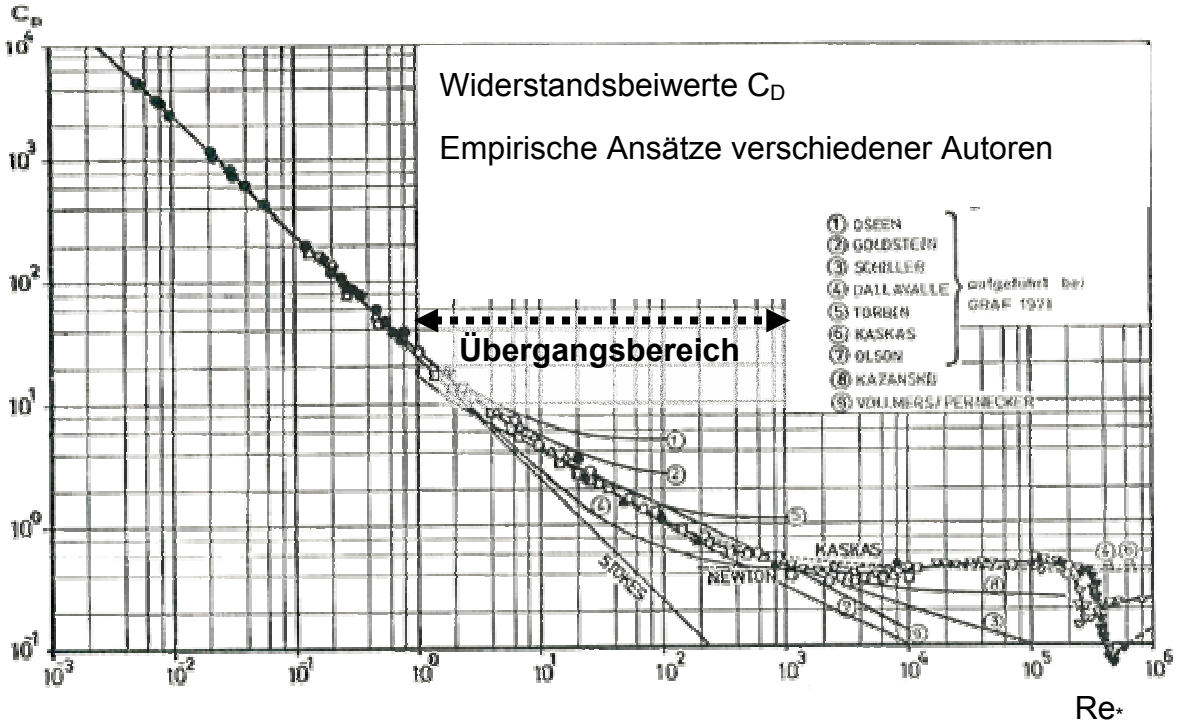


Abb. 1: Widerstandsbeiwerte c_D (Zanke, 1982, modifiziert)

Die tatsächliche Mobilisierung der Einzelkörner erfolgt, sobald die oben beschriebene Kraft größer ist als das Produkt aus effektiver Gewichtskraft des Kornes und einem Reibungsbeiwert. In diese Gleichgewichtsbetrachtung gehen neben dem Auftrieb auch Liftkräfte infolge einseitiger Umströmung des Kornes und turbulenzinduzierter Druckschwankungen ein. Die dimensionslose Darstellung des Bewegungsbeginns führt zum Shields-Diagramm (Abb. 2). Die ansteigenden Fr_*-Werte mit kleiner werdenden Reynoldszahlen lassen sich mit dem zunehmendem Einfluss der Zähigkeits- bzw. Reibungskräfte bei ausgeprägt laminarer Umströmung des Kornes erklären. Das Minimum der Shields-Kurve, d.h. der geringste Widerstand des Sohlmaterials, ist bei Re_*-Werten von etwa 10 zu beobachten. Hier wirken auf das umströmte Korn einerseits deutliche Reibungskräfte, andererseits ergibt sich infolge von Ablösungen entlang der Seitenflächen ein Druckgefälle in Strömungsrichtung, welches in einer zusätzlichen Belastung resultiert. Bei hohen Re_*-Werten sind diese Ablösungen vollständig ausgeprägt, woraus sich ein hydraulisch gleich bleibend turbulentes Verhalten der Kornumströmung und in der Folge ein konstanter Fr_{*c}-Wert für den Bewegungsbeginn ergibt.

Die Reynolds-Zahlen des Kornes liegen in den Modelluntersuchungen in der Größenordnung von $Re_* \sim 20$ bis 50 (Abb. 2), d.h. innerhalb des Übergangsbereiches. Die zugehörigen kritischen Froude-Zahlen des Kornes Fr_{*c} sind entsprechend kleiner als in Natur ($Re_* > 2000$).

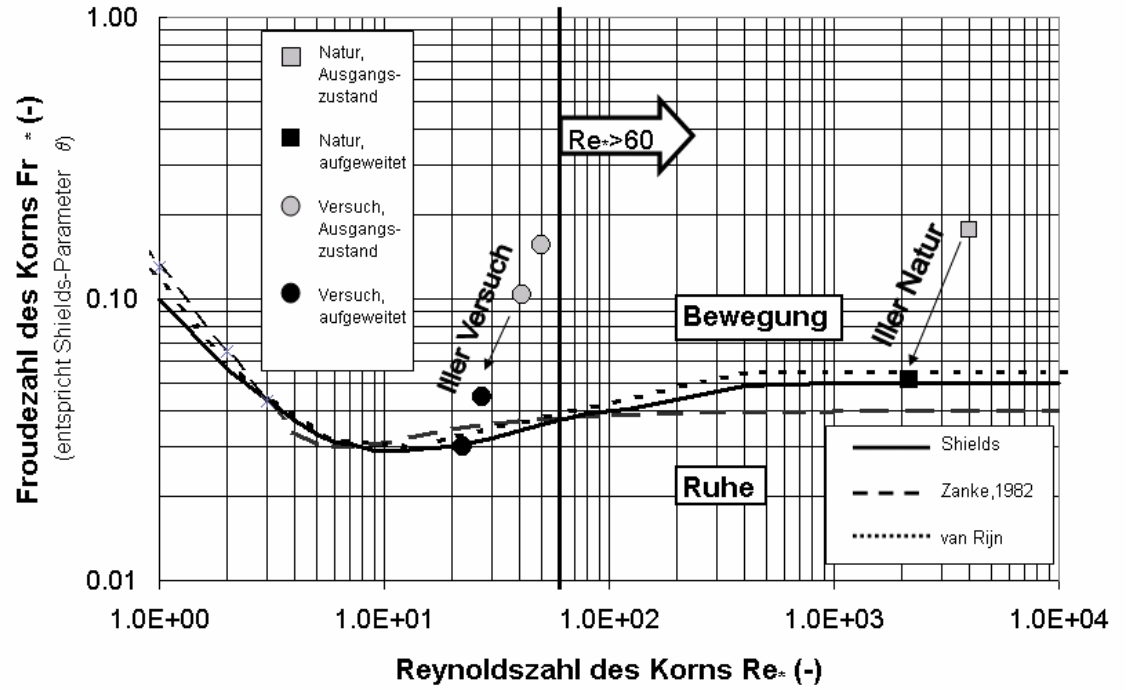


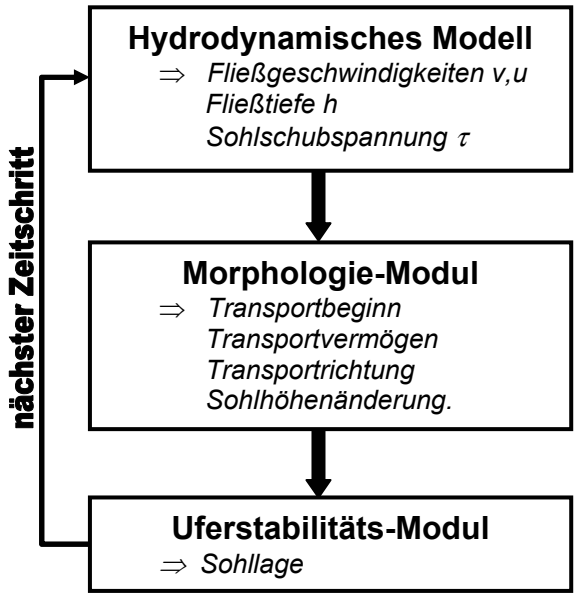
Abb. 2 : Sohlstabilität in Modell und Natur (Überblick über die wesentlichen Versuchspunkte bei bordvollem Abfluss – Versuche zur Iller)

Die Forderung $Fr_{*r} = 1$ ist im nicht überhöhten Modell mit natürlichem Material dann eingehalten, wenn das Sohlmaterial entsprechend dem geometrischen Maßstab abgebildet wird. Die nicht zu vermeidenden Fehler bezüglich des Transportbeginns und der Transportfrachten lassen sich insbesondere anhand der Differenz zwischen dem vorhandenen Strömungsangriff auf das Korn (Parameter Fr_*) und der unter Berücksichtigung der Strömungssituation (Parameter Re_*) zu ermittelnden kritischen Froude-Zahl Fr_{*c}

abschätzen. Die aufgezeigten Zusammenhänge sind bei der Interpretation der Messergebnisse und deren Übertragung auf die Natur zu berücksichtigen. Grundsätzlich ist der Einfluss der Reibungskräfte der Strömung auf den Sedimenttransport im Modell höher als in Natur. Die unvermeidbaren Vereinfachungen sind insbesondere bei allen Aussagen zur zeitlichen Entwicklung des Gewässerbettes zu bedenken.

In geschiebeführenden Flüssen sind der Feststofftransport und damit auch die aktuelle Form des Gewässerbettes unmittelbar von den Abflussverhältnissen abhängig. Die Bestimmung eines bettbildenden Abflusses, welcher groß genug ist, um Veränderungen zu bewirken, aber immer noch klein genug, um ausreichend häufig aufzutreten, ist schwierig. Für Flüsse mit einem natürlich geformten Bett ergibt sich aus flussmorphologischen Rückrechnungen als guter Anhaltswert für den bettbildenden Abfluss der bordvolle Abfluss im Hauptquerschnitt ($Q_{bettbildend} \sim Q_{bordvoll}$). Diesem kann in der Regel eine Wiederkehrwahrscheinlichkeit von wenigen Jahren zugeordnet werden. In allen bisherigen Versuchsphasen war daher der bordvolle Abfluss mit kleineren Variationen nach oben und unten die maßgebende Größe.

3 Numerisches Modell



Die grundsätzliche Vorgehensweise bei der numerischen Simulation der eigendynamischen Flussbettaufweitung ist aus Abb. 3 ersichtlich (nach Schmautz und Aufleger, 2002). Mittels eines zweidimensional-tiefengemittelten hydrodynamisch-numerischen Modells (HN-Modell) werden die hydraulischen Parameter des Strömungsangriffs auf das Gewässerbett ermittelt. Die Turbulenzmodellierung kann sowohl anhand eines k-ε-Modells als auch durch einen auf den Überlegungen von Prandtl beruhenden erweiterten Mischungswegansatz durchgeführt werden.

Abb. 3: Numerische Modellierung – Vorgehen

In Vergleichsrechnungen mit einem bewährten HN-Modell, welches ein anisotropes Turbulenzmodell zweiter Ordnung verwendet, konnten die genannten Ansätze gut an die erhöhten Anforderungen bei der Strömungsmodellierung im unmittelbaren Uferbereich angepasst werden (Schmautz und Aufleger, 2001). Das Geschiebetransportvermögen wird anhand der Beziehung nach Meyer-Peter/Müller ermittelt, deren beide offene Parameter in eigenen Rinnenversuchen auf ebener Sohle kalibriert wurden.

Hohen Aufwand erforderte die Formulierung des Transportbeginns und der Transportrichtung eines Einzelkornes, welches auf einer beliebig geneigten Böschung unter

gleichzeitiger Einwirkung von Gewichts- und Strömungskräften lagert. Unter Berücksichtigung aller auf das Korn einwirkenden Kräfte konnte eine allgemein gültige Formulierung des Transportbeginns auf der Böschung entwickelt werden (Schmautz und Aufleger, 2002). Bereits existierende Ansätze wie z.B. von Kovacs und Parker (1994) oder Ikeda (1982) bestätigen als vereinfachende Sonderfälle (Vernachlässigung der Liftkraft bzw. böschungsparallele Strömungsrichtung) die gefundene Formulierung. Ebenfalls für den Sonderfall der Strömung parallel zur Böschung ist in Abb. 4 der Transportbeginn (Kritischer Shields-Parameter $\Theta_{crit,\beta}$ an der Böschung, bezogen auf den kritischen Shields-Parameter $\Theta_{crit,0}$ auf der ebenen Sohle) in Abhängigkeit des Böschungswinkels β für den in den Modelluntersuchungen verwendeten Sand ($\varphi = 37{,}5$ °, vgl. Punkt 3) aufgetragen. Berücksichtigt man die Liftkraft (Verhältnis von Liftkraft zu Schubkraft $c_L = 0{,}5$) so ergeben sich erwartungsgemäß kleinere $\Theta_{crit,\beta} / \Theta_{crit,0}$ – Werte.

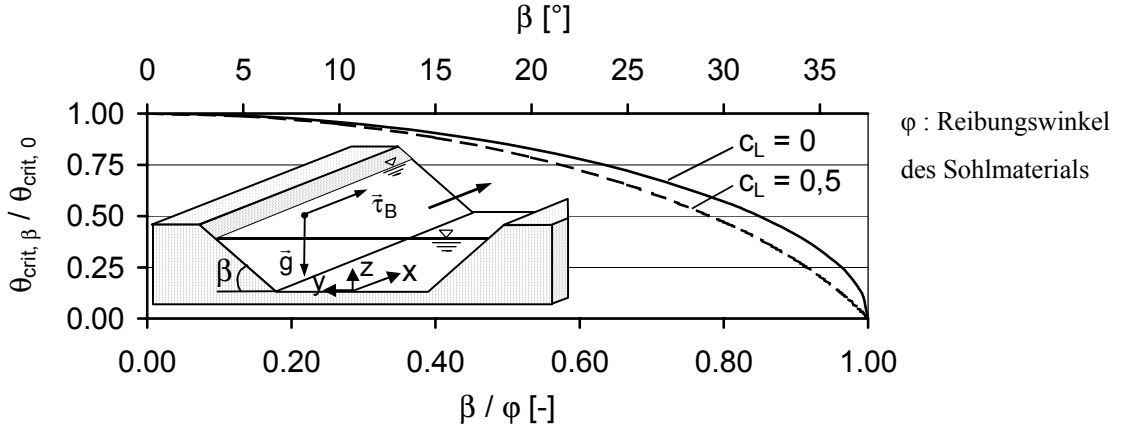


Abb. 4: Abhängigkeit des Transportbeginns von der Böschungsneigung

Für die Transportrichtung des Geschiebes unter Gewichts- und Strömungseinfluss auf einer beliebig geneigten Böschung existiert eine Reihe von Ansätzen. Der Grundtyp dieser Beziehungen (z.B. Ikeda 1982; Parker, 1984) wurde verifiziert und um einen Term zur allgemeinen Beschreibung beliebig zueinander orientierter Koordinaten-, Strömungs- und Sohlneigungsrichtungen erweitert (Schmautz und Aufleger, 2002). Es zeigt sich, dass die Transportart, d.h. ´Gleiten/Rollen´ oder ´Springen´ der Einzelkörner wesentlichen Einfluss auf die Richtung des Transportes hat. Für beide Transportmechanismen wurde daher jeweils ein eigener Ansatz zur Ermittlung der Transportrichtung formuliert. Da am Transport beide Prozesse beteiligt sind, wird in Abhängigkeit des Shields-Parameters eine entsprechende Wichtung vorgenommen. Die Formulierungen wurden in das numerische Modell implementiert und ermöglichen die Beschreibung der Transportvorgänge an einer Böschung aus rolligem Material, welche direkt dem Strömungsangriff ausgesetzt ist.

Falls nach Durchführung eines Berechnungsschrittes infolge Materialabtrags der Reibungswinkel φ des Sohlmaterials im Profil überschritten wird (vgl. Abb. 5, gestrichelte Linie), werden im Uferstabilitäts-Modul (Abb. 3) die benachbarten Knoten (1) und (2) unter Einhaltung der Massenkontinuität in ihrer Höhenlage angepasst. Die Neigung der neuen Profillinie entspricht dem Reibungswinkel φ (Abb. 5). Wie sich auch anschaulich aus der Abhängigkeit des Transportbeginns von der Böschungsneigung (Abb. 4) ableiten lässt, steilt sich das Profil der erodierten Uferböschung (Endzustand) kontinuierlich

nach oben auf und erreicht im Bereich des Wasserspiegels ($\tau = 0$) die Neigung des Reibungswinkel φ.

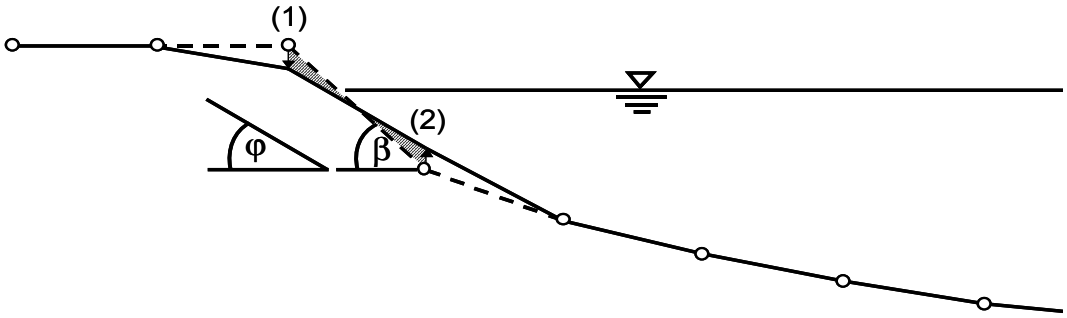


Abb. 5: Im numerischen Modell implementierter Uferbruch-Mechanismus

4 Ergebnisse der physikalischen und numerischen Modellierung

Versuchsphase 1 (Rinnenversuch)

In systematischen Rinnenversuchen wurde unter klaren Randbedingungen (bordvoller Abfluss, kein Geschiebeeintrag) für verschiedene Längsgefälle (I = 1,55 ‰, 2,0 ‰ und 3,0‰) die Höhe desjenigen Sandgerinnes (d_m=1,2 mm) ermittelt, bei welchem keine wesentliche Verbreiterung des Gerinnes infolge direkter Strömungserosion an der Böschung erfolgt (stabiler Zustand). In den Versuchen stellte sich die Gerinneaufweitung jeweils sehr rasch innerhalb der ersten zwei Stunden ein. Das erodierte Material bewegte sich in Richtung Unterwasser und führte zu einer Anlandung auf der Sohle. Dieser Prozess eignet sich aufgrund der klaren Randbedingungen gut zur Verifizierung und Kalibrierung der analytisch entwickelten Ansätze im numerischen Modell. Tatsächlich zeigte sich eine gute Übereinstimmung zwischen der numerischen Simulation und dem physikalischen Versuch (Abb. 6).

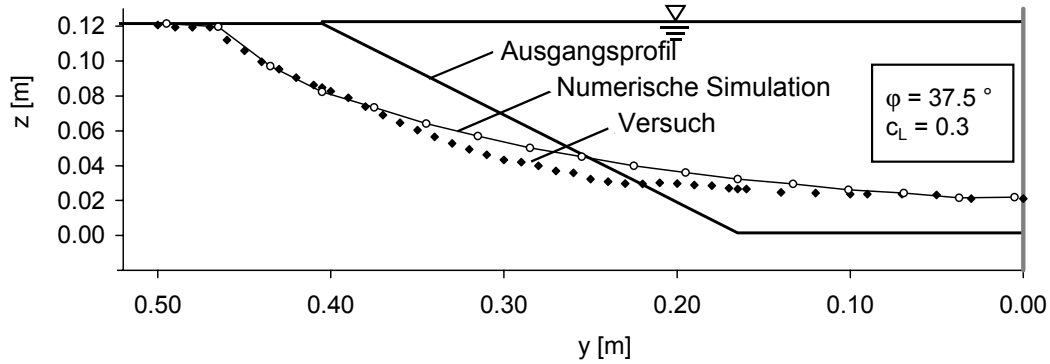


Abb. 6: Rinnenversuch (I=1,55 ‰, h=0,12 m, nach 2 Stunden), Vergleich der numerischen Simulation mit den Messergebnissen

Die Ergebnisse bestätigen die aufgrund von Tabellenwerken bzw. analytischen Vorüberlegungen getroffenen Voreinstellungen für den Reibungswinkel des Modellsandes (φ = 37,5°) und für das Verhältnis c_L von Lift- zu Strömungskraft am Einzelkorn (c_L = 0,3). Bezüglich der Transportart ergab sich im Rahmen dieser Berechnungsläufe eine kombinierte Formulierung für Gleiten / Rollen und Springen der Einzelkörner mit einer stärkeren Wichtung der springenden Bewegungsform insbesondere bei höherer hydraulischer Belastung.

Versuchsphase 2 (Großversuch in der Geraden)

Innerhalb der Versuchsphase 2 wurde in einem 100 m langen Versuchstand eine ganze Reihe von Aufweitungsversuchen unter wechselnden Randbedingungen (Längsgefälle, Ausgangssohlbreite, Geometrie der Querbauwerke u.a.) durchgeführt. Bei bordvollem Abfluss vollzog sich die eigendynamische Aufweitung in allen Fällen sehr rasch. Im Gegensatz hierzu dauerten die Veränderungen der Sohle im Längsschnitt länger an. Auch bei unterschiedlichen Ausgangssohlbreiten ergaben sich bei sonst gleichen Randbedingungen ähnliche Endbreiten der Gerinne.

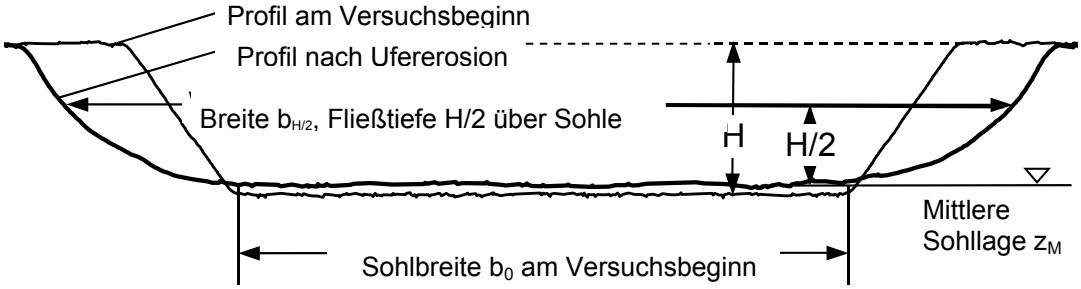


Abb. 7: Charakteristische Querschnittswerte (überhöhte Darstellung)

Die numerische Nachrechnung der Modellversuche wurde mit den für den Rinnenversuch (Phase 1) ermittelten Parametern (s.o.) durchgeführt. In Abb. 8 sind exemplarisch die in einem der Versuche gemessenen charakteristischen Breiten $b_{H/2}$ (Definition siehe Abb. 7) sowie die zugehörige mittlere Höhenlage der Sohle dargestellt. Der Vergleich mit den Ergebnissen der numerischen Berechnung zeigt insbesondere im Bereich von x = 25 m bis x = 55 m eine sehr gute Übereinstimmung der Werte. Ebenso werden die zeitliche Entwicklung und der Verlauf der Querprofile in der numerischen Simulation gut wiedergegeben. Es kann somit davon ausgegangen werden, dass in der numerischen Simulation sowohl die böschungsnahe Geschwindigkeits- und Schubspannungsverteilung als auch die Mechanismen der direkten Strömungserosion am Ufer gut abgebildet werden.

5 Übertragung in den Naturmaßstab

Die numerischen Nachrechnungen beschränken sich auf die durchgeführten Versuche unter Ansatz der Modellabmessungen. Wendet man das numerische Modell nun auf die Verhältnisse in der Natur an, so lassen sich die unter Punkt 2 beschriebenen Unsicherheiten bei der Übertragung der Versuchsergebnisse quantifizieren. Von wesentlichem Einfluss ist hier die Abhängigkeit des Transportbeginns von der Strömungssituation am Korn ($\Theta_{crit} = f(Re_*)$), welche im numerischen Modell über eine analytische Formulierung implementiert ist. Über die Simulation im numerischen Modell wird ermittelt, wie im physikalischen Modell durch eine geeignete Variation des Maßstabes die maßstabsbedingten Fehler reduziert werden können. Beispielsweise kann bei gleich bleibendem Modell-Sohlmaterial durch die Verwendung einer größeren Maßstabszahl eine geometrisch zu große Korngröße simuliert werden, welche im Übergangsbereich eine bessere Übereinstimmung mit den natürlichen Verhältnissen bezüglich des sedimentologischen Verhaltens aufweist als dies mit maßstabsgerecht verkleinerten Material der Fall wäre. Die Beachtung dieses grundlegenden Zusammenhanges dürfte gerade im Hinblick auf

die häufig doch erheblichen Unsicherheiten und Variabilitäten bezüglich des tatsächlich in Natur vorhandenen Sohlmaterials in vielen Fällen eine wohl begründete pragmatische Vorgehensweise bei der physikalischen Modellierung erlauben.

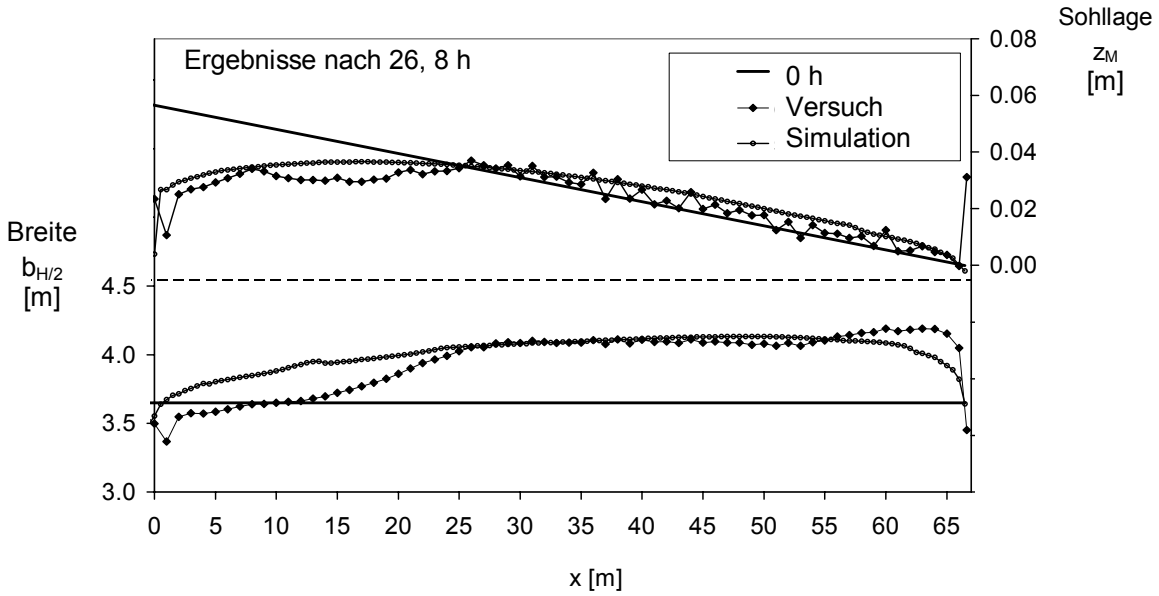


Abb. 8: Großversuch in der Geraden, Exemplarische Darstellung (M=1:20, I=0,85 ‰, Länge=67 m, Ausgangssohlbreite b_0=3,25 m, Ausgangsbreite $b_{H/2}$=3,75 m; Uferhöhe: 13,3 cm; Querbauwerk am unterwasserseitigen Ende: h=3,3 cm)

Literatur

DVWK (1984): "Wasserbauliches Versuchswesen", zusammengestellt von Helmut Kobus. Schrift 39 des DVWK., Verlag Paul Parey, Hamburg und Berlin.

Ikeda, S. (1982): "Lateral Bed Load Transport on Side Slopes". ASCE, Journal of Hydraulics Devision, Vol. 108, No. HY 11: 1369:1373.

Kovacs, A., Parker G. (1994): "A new vectorial bedload formulation and its application to the time evolution of straight river channels." Journal of Fluid Mechanics 276:

Parker, G. (1984): "Discussion of lateral bed load transport on sides slopes." ASCE, Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 110, No. 2: 197:199.

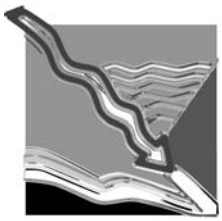
Schmautz, M., Aufleger M. (2001): ´Mathematische Modellierung der Strömung im Uferbereich von Fließgewässern´. Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU München, Heft 91: 214-226.

Schmautz M., Aufleger M. (2002): "Gravel River Widening by Bank Erosion – Theory and Results of Physical and Numerical Modelling". Submitted for: "River Flow 2002 – International Conference on Fluvial Hydraulics" IAHR, Louvin-la-Neuve, Belgium.

Zanke, U. (1982): "Grundlagen der Sedimentbewegung". Springer-Verlag. Berlin, Heidelberg, New York.

Anschrift der Verfasser:
Markus Aufleger und Markus Schmautz
Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU München
82432 Obernach (Versuchsanstalt) / 80290 München (Lehrstuhl)

Internationales Symposium 2002 in Zürich
MODERNE METHODEN UND KONZEPTE IM WASSERBAU
Organisiert von der Versuchsanstalt für Wasserbau,
Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich und
dem Schweizerischen Wasserwirtschaftsverband



Mit moderner Hydraulik Auenbeschluss erwirken

Ernst Spycher
Rolf Künzi

Abstract

Direkt oberhalb der Kanderschlucht erstreckt sich entlang der eingetieften Kander auf dem Gemeindegebiet von Spiez und Reutigen das Augand, ein Auengebiet von nationaler Bedeutung. Mit dem Projekt Auenrevitalisierung und Renaturierung Augand bietet sich die einmalige Chance, mittels baulicher Massnahmen die Rückkehr zur natürlichen Auendynamik zu ermöglichen. In enger Zusammenarbeit mit den zuständigen Fachstellen und unter Mitwirkung der betroffenen Bevölkerung soll ein Gesamtbeschluss erwirkt werden, der das ganze Auengebiet unter Schutz stellt. Der vorliegende Beitrag soll aufzeigen, wie die moderne Philosophie im Wasserbau im Rahmen der Renaturierung und Aufwertung Augand umgesetzt wird.

Die Auenlandschaft Augand ist erst nach dem Kanderdurchstich von 1714 entstanden, als sich die Sohle um rund 40 m absenkte. Mehrere wasserbauliche Eingriffe im 20. Jahrhundert haben die Kander in ein kanalähnliches Bett gezwungen und die Sohle weiter eingetieft. Die Verbauungen, die fortschreitende Sohlenerosion und die Wasserentnahme durch Kraftwerke führten zu einer Verarmung der Landschaft im Augand. Die Flussverzweigung mit ihren alternierenden Kiesbänken verschwand weitgehend, die letzte natürliche Flussinsel wurde später manuell entfernt.

Mit wasserbaulichen Studien wurde aufgezeigt, mit welchen Massnahmen die Sohlenerosion verhindert und wie die Auendynamik wieder gefördert werden kann. Dabei zeigte sich, dass auch Massnahmen zur Verhinderung der Unterspülung von obenliegenden Sperren nötig sind.

Seit Anfang 2001 wird am Projekt zur Sohlenstabilisierung und zur landschaftlichen Aufwertung im Augand gearbeitet. Zur Umsetzung der Auenverordnung und zur langfristigen Sicherung der notwendigen Flächen ist ein Schutzbeschluss vorgesehen. Das Wasserbauprojekt und die Unterschutzstellung des Augands werden gleichzeitig erarbeitet und sollen in einem (kombinierten) Verfahren genehmigt werden.

Mit Rücksicht auf bestehende Nutzungen besteht im Augand die einmalige Chance, der Kander wieder einiges von ihrem ursprünglichen Raum zurückzugeben.

Kanderdurchstich mit Folgen

In der Auenverordnung [3] des Bundes sind 184 Gebiete von nationaler Bedeutung aufgelistet. Eines davon ist das Augand. Das heute tief eingeschnittene, ca. 1.5 km lange und ca. 150 m bis 400 m breite, bewaldete Auengebiet liegt zwischen dem Einlauf der Simme in die Kander und der im Jahre 1714 künstlich geschaffenen Kanderschlucht. Die Gesamtfläche beträgt 41 ha.



Abb. 1: Auengebiet Augand

Ursprünglich floss die Kander nicht in den Thunersee, sondern direkt in die Aare.
Bei Hochwasser im untersten, flachen Kanderabschnitt litt die Bevölkerung häufig unter grossen Geschiebeablagerungen und Überschwemmungen der angrenzenden Ebenen. Die Kanderkorrektion sollte Abhilfe verschaffen. So wurde beschlossen, den sogenannten Strättlighügel abzutragen und die Kander auf direktem Weg in den Thunersee zu leiten. Nachdem 1712 Kriegswirren die Abtragsarbeiten unterbrochen hatten, begann man ein Jahr später mit dem Vortrieb eines Stollens durch den Strättlighügel. 1714 waren die Arbeiten vollendet und ein Teil der Kander konnte durch den Stollen umgeleitet werden. Schon während den ersten Hochwassern tiefte sich das abgeleitete Wasser rückwärts in Richtung Stollen ein und führte bereits kurz nach der Fertigstellung zu dessen Einsturz. Die Erosion war damit nicht beendet. Nur gerade zwei Jahre später, 1716, lag die Flusssohle bereits 30 m unter der ehemaligen Stollensohle [4]. Die heutige Kandersohle liegt rund 40 m unter der Sohle des ursprünglichen Stollens.

Die historische Karte des Siegfried-Atlas (Abb. 2) von 1919 zeigt einen gewundenen bis verzweigten Flusslauf der Kander [7]. Das Flussbett hat eine Breite von 100 bis 150 m und zahlreiche Inseln und Bänke prägen sein Bild.

In der ersten Hälfte des 20. Jahrhunderts wurden im Augand gepflasterte, zum Teil betonierte Buhnen erstellt, das Gerinne so begradigt und auf eine Breite von 30 m eingeengt. In den Sechzigerjahren sind weitere Uferverbauungen dazugekommen. Diese Einengung und Begradigung lösten eine weitere Eintiefung der Kander aus.
Von 1971 bis 1999 hat sich die Sohle der Kander im Augand um 1.5 bis 2.5 m abgesenkt [9]. Die teilweise unterspülten oder abgekippten Buhnen sind Zeu-

gen dafür. Die massive Eintiefung wurde vermutlich durch die Kiesbewirtschaftung im Kanderdelta verstärkt.

Auenschutz und Wasserbau

Durch die massive Sohlenabsenkung sank einerseits der Grundwasserspiegel in den Uferzonen und im ufernahen Gebiet, andererseits werden diese Flächen nur noch selten und minimal überflutet. Dadurch ist die Grundlage für die Erhaltung und die Förderung des auentypischen Lebensraumes nicht mehr gewährleistet. 90 % der Fläche des Auenobjekts Augand weisen keine oder nur noch eine geringe von der Kander beeinflusste Vegetation auf. Der Eintiefungsprozess gefährdet zudem die oberhalb liegenden Bauwerke in der Kander und der Simme.

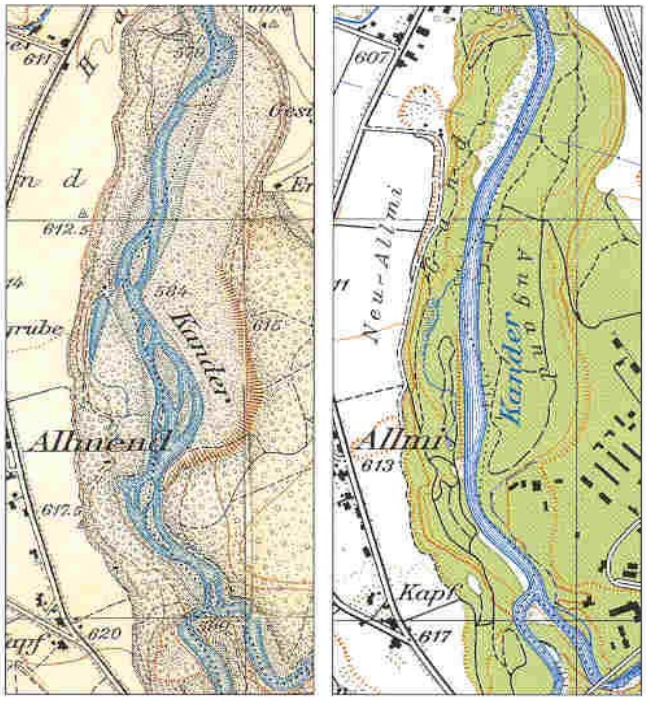


Abb. 2: Auengebiet Augand 1919 (linkes Bild) und heute (rechtes Bild), [7]

Zur Behebung der gemäss neuer Wegleitung des BWG [1] identifizierten ökologischen und wasserbaulichen Defizite muss ein Wasserbauprojekt im Gebiet Augand folgende Kriterien erfüllen:

- Sicherung der oberhalb des Auengebietes liegenden Bauwerke in der Kander und Simme.
- Erhaltung bzw. Förderung der Grundlage für einen auentypischen, dynamischen Lebensraum (auentypische Tier- und Pflanzenwelt sowie Gewässer- und Geschiebehaushalt).

Flussmorphologisches Gutachten setzt Randbedingungen

Im Rahmen eines flussmorphologischen Gutachtens [9] wurde aufgezeigt, mit welchen wasserbaulichen Massnahmen die Sohlenerosion verhindert und die Auendynamik gefördert werden kann.
Die Untersuchung basierte auf der Analyse der morphologischen Entwicklung der Kander und wurde durch sedimentologische und morphologische Berechnungen auf Normalabflussbasis mit dem Programm SedTrans ergänzt.
In einer ersten Phase wurden die Auswirkungen eines Querwerkes am Anfang des Projektperimeters beim Hani (z. B. durch eine aufgelöste Sohlrampe) mit einer wirksamen Höhe von 2 m untersucht (vgl. Abb. 3). Dabei zeigte sich, dass sich die Ablagerungen hinter dem Bauwerk ähnlich zusammensetzen dürften wie in der Kander oberhalb des Kanderdeltas, nämlich deutlich feiner als das heutige Sohlenmaterial. Das aus der Sohlenzusammensetzung resultierende

Grenzgefälle, somit auch der Verlandungskörper hinter dem Bauwerk, wäre rund 2.3 mal flacher als das Grenzgefälle für die heutigen Verhältnisse.
Die Folge davon wäre eine begrenzte Anhebung der Sohle auf nur gerade 800 m. Die Hauptwirkung würde sich vor allem auf die untersten 300 m beschränken, wo auch mit einer deutlichen Zunahme der Überflutungshäufigkeit zu rechnen wäre. Aufgrund der begrenzten Auswirkungen wären mit einem solchen Querriegel die oberhalb liegenden Bauwerke nicht geschützt.

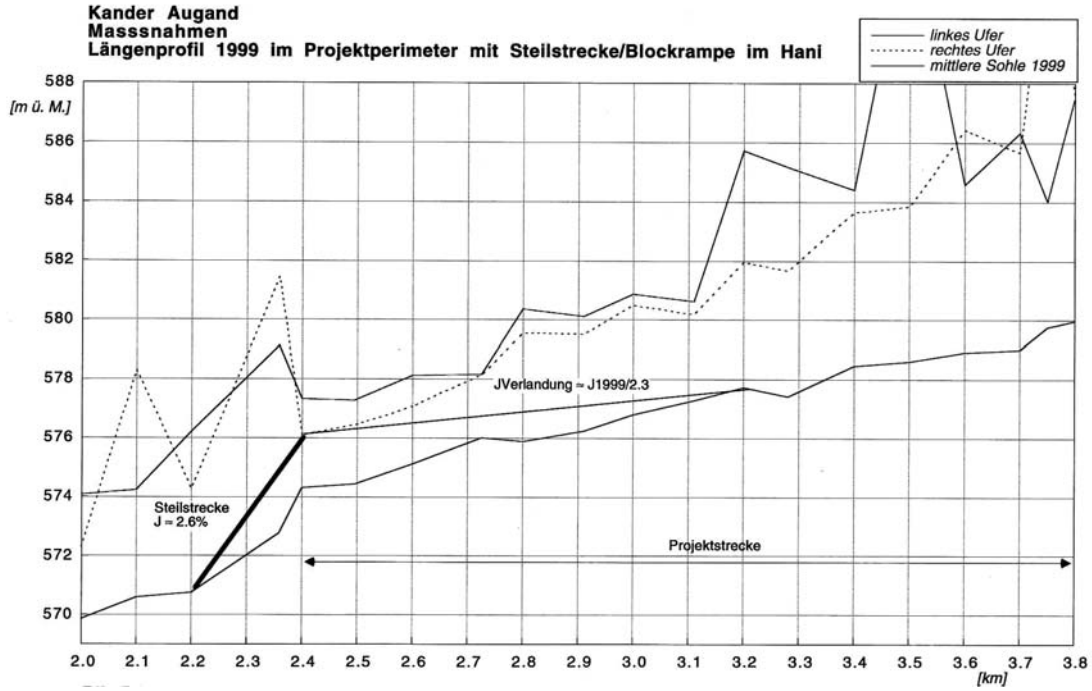


Abb. 3: Auswirkungen eines Querwerkes im Hani auf das Längenprofil der Kander [9]

Für eine Stabilisierung beziehungsweise Anhebung der Flusssohle sind nicht zwingend Querwerke wie Sperren oder Blockrampen erforderlich. Durch eine Flussbettverbreiterung kann die Geschiebetransportkapazität und damit die Entwicklung der Sohlenlage ebenfalls beeinflusst werden. Die Veränderung des Transportvermögens als Folge einer Umgestaltung der Flussbreite wird längerfristig mit einer Anpassung des Gefälles kompensiert. Bei einer Einengung nimmt das Gefälle ab, bei einer Aufweitung zu. Die Analyse ergab, dass sich mit einer Verbreiterung von 30 m auf 60 m ein Gefälle zwischen 5.3 ‰ und 2.3 ‰ einstellen wird. Zur Sicherung der Bauwerke in Simme und Kander muss im oberen Teil zusätzlich eine Steilstrecke ausgebildet werden. (vgl. Abb. 4).

Die Morphologie der Kander wird von der Flussbreite entscheidend beeinflusst. 1944 war der Flusslauf der Kander im Mittel rund 100 m breit und verzweigt. Heute sind mit einer Breite von 32 m noch Ansätze von Kiesbänken erkennbar. Gemäss dem modifizierten Abgrenzungskriterium von Yalin müsste das Flussbett auf mindestens 65 m verbreitert werden, damit sich wieder ein verzweigter Flusslauf mit Kolken und Kiesbänken einstellt.

Aus dem Gutachten resultierte folgendes Konzept:

- Entfernung des Uferschutzes aus Buhnen
- Abtrag der angrenzenden Gebiete und Anhebung des Flussbettes, so dass eine Flussbettbreite von mindestens 60 m entsteht. Vorgabe von zwei Teilgerinnen, welche anschliessend der natürlichen Entwicklung überlassen werden.
- Erstellen einer Steilstrecke unterhalb der Mündung der Simme
- Ermöglichen einer Verbreiterung der Kander durch Seitenerosion

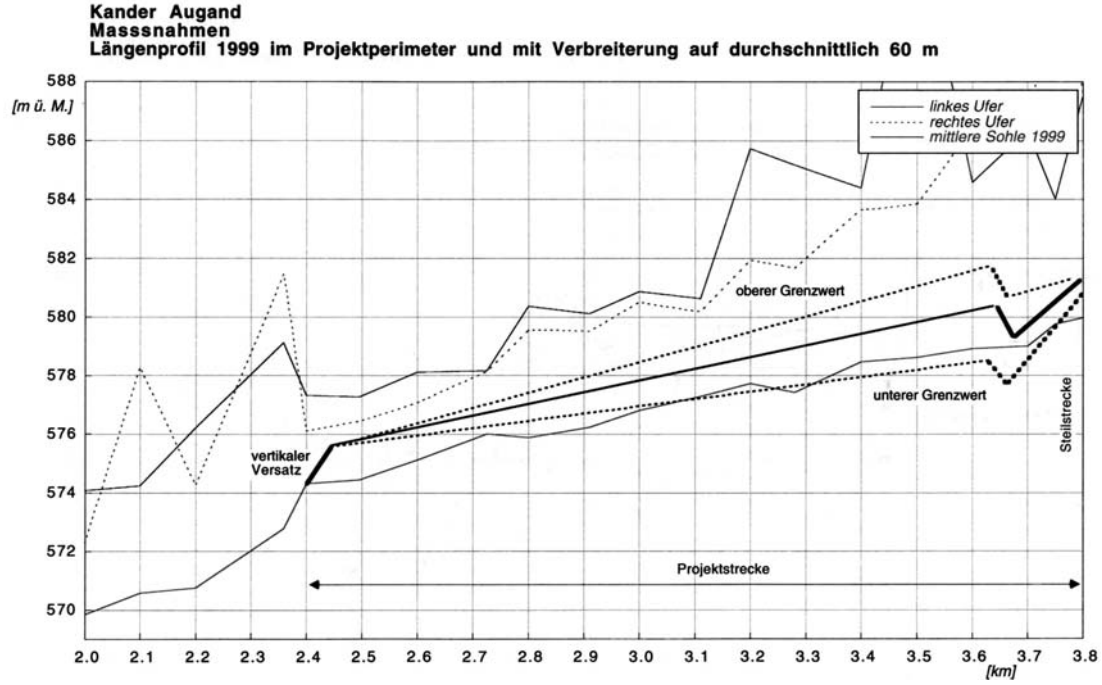


Abb. 4: Auswirkungen auf das Längenprofil der Kander bei einer Verbreiterung des Flussbettes von 30 m auf 60 m [9]

Renaturierung und Gerinneaufweitung

Auf der Basis des Gutachtens wurde ein Wasserbauprojekt erarbeitet, welches der Kander im Bereich des Auengebiets Augand die natürliche Dynamik zur Förderung und Erhaltung eines auentypischen Lebensraumes wieder zurückgeben soll [5]. Der Fluss wird auf mindestens 60 m verbreitert. Die Seitenerosion sorgt für eine mögliche zusätzliche Verbreiterung (maximal 100 m aktive Sohlenbreite). Damit einer unerwünschten morphologischen Entwicklung rechzeitig begegnet werden kann, dienen Diskussions- und Interventionslinie als wichtige Planungsinstrumente. Erreicht die seitliche Erosion die Diskussionslinie, so diskutieren die Betroffenen (Grundeigentümer, Wasserbaupflichtige sowie Kantonale Fachstellen) über geeignete Massnahmen. Beim Erreichen der Interventionslinie werden durch den Wasserbaupflichtigen zwingend Massnahmen ergriffen. Erosionsschäden über bzw. hinter der Interventionslinie sind zu beheben und zu entschädigen. Weil das Projekt in drei Etappen realisiert wird, können bereits nach der ersten Etappe Hinweise über das Erosions- und Ablagerungsverhalten der Kander im verbreiterten Flusslauf aus dem 1:1-Versuch gewonnen werden.

Mit dem aus dem seitlichen Abtrag anfallenden Material wird die Anpassung des Längenprofils an die neuen Breitenverhältnisse künstlich vorweggenommen (vertikaler Versatz). Zur Erhöhung der Strukturvielfalt ist vorgesehen, zusätzlich Aushubmaterial in Form von Kiesbänken innerhalb des verbreiterten Gerinnes abzulagern. Diese Kiesbänke werden nur so hoch geschüttet, dass sie bei einem Hochwasser teilweise oder ganz erodieren. Dadurch wird der Abtrag aus den angrenzenden Gebieten verringert. Eine Niederwasserrinne, welche Abflusshöhen von 20 – 30 cm garantiert, sichert die aquatischen Lebensräume auch während tiefen Wasserständen.

Die heute gefährdete 4er-Sperrentreppe (vgl. Abb. 5), welche in der Kander direkt oberhalb der Simmeeinmündung liegt, wird zu einer 84 m langen Sohlrampe umgebaut. Die Fischgängigkeit, insbesondere für Seeforellen, kann so wieder hergestellt werden. Die einzelnen Sperren werden stehen gelassen und die Zwischenräume mit Blöcken (Abbruchmaterial Buhnen) aufgefüllt. Das Gefälle der Sohlrampe beträgt 7 %. Eine Niederwasserrinne erleichtert den Fischaufstieg.



Abb. 5: Zusammenfluss Kander mit 4er Sperre (links) und Simme (rechts)

Zur Sicherung dieser Sohlrampe wird im Bereich der Simme-Einmündung die Sohle um 2 m angehoben. Anschliessend folgt eine 100 m lange aufgelöste Sohlrampe mit einem Gefälle von 2.5 %, welche als "naturnahe Steilstrecke" ausgebildet wird (vgl. Abb. 6). Die wabenförmige Struktur dieser Sohlrampe ermöglicht die Entwicklung von Becken und Schnellen und erleichtert den Aufstieg von aquatischen Lebewesen.



Abb. 6: Beispiel für den Bau einer aufgelösten Sohlrampe in der Kander, [6]

Wasserbau und Schutzbeschluss als Gesamtprojekt

Das Bundesgesetz über den Wasserbau [2], [8] überträgt die Zuständigkeit für den Wasserbau den Kantonen. Diese wurden damit auch verpflichtet, den Schutz gegen Hochwasser zu gewährleisten. Die richtige Umsetzung von Hochwasserschutzmassnahmen (z.B. Verbauungen oder präventive Vorkehrungen), bedeutet, sie mit Massnahmen aus anderen Bereichen ganzheitlich und in ihrem Zusammenwirken zu beurteilen. Dies zeigt sich beispielsweise dadurch, dass mit einem Eingriff, welcher dem Gewässer seinen natürlichen Verlauf zurückgibt, eine vielfältige Tier- und Pflanzenwelt gefördert werden kann.
Die Verordnung über den Schutz der Auengebiete von nationaler Bedeutung [3] verpflichtet die Kantone, Auen zu schützen, den Grenzverlauf der Gebiete festzulegen, Pufferzonen auszuscheiden, Unterhaltsmassnahmen zu treffen sowie die Nutzungen im Einklang mit den Schutzzielen zu regeln. Die rechtliche Sicherung wird einerseits mit forstwirtschaftlichen Massnahmen (z.B. Nutzungsverzicht oder naturnahe Nutzung der Gebiete), andererseits mit Schutzbestimmungen wie Besucherlenkung oder einem Veranstaltungsverbot, gewährleistet.

Damit diesen Vorgaben hochwasser- und auenschutzseitig Rechnung getragen werden konnte, wurde für das Projekt Renaturierung und Aufwertung Augand die Auflage eines Wasserbauplans als Bewilligungsverfahren gewählt. Dieser Plan regelt den Bau und den Unterhalt des Gewässers sowie die Rechte und die Finanzierung. Um eine möglichst hohe Transparenz gewährleisten zu können, wurde beim Verfahren auf die Information und Mitwirkung der Bevölkerung besonders grossen Wert gelegt. Vor allem die betroffenen Gemeinden sollen bei der Entstehung des neuen Auengebietes miteinbezogen werden.

Erfolgskontrolle

Um die Auswirkungen der getroffenen Massnahmen und die Erreichung der ökologischen Ziele zu überprüfen, soll eine Erfolgskontrolle durchgeführt werden. An ausgewählten Standorten und während verschiedenen Jahreszeiten werden periodisch mehrere Indikatoren erhoben und mit den Zielvorgaben verglichen. Die Erfolgskontrolle besteht aus mehreren Modulen, die einzeln bearbeitet und deren Resultate in die Berichterstattung über das Projekt einfliessen werden. Die Erfolgskontrolle beschränkt sich auf folgende vier Teilbereiche:

- Modul Geomorphologie
  Mit Hilfe von Luftbildanalysen und Querprofilen werden Reliefänderungen sowie die Rolle von Totholz untersucht. Weiter gibt die Registrierung der Temperaturen Aufschluss über Lebensräume von Kleinstlebewesen.
- Modul Vegetation
  Auch hier werden mittels Luftbildanalyse die Entwicklung und Veränderung der Vegetation dokumentiert.
- Modul Fischfauna
  Erfassen der Artenvielfalt und der Zusammensetzung der Fischgemeinde.
- Modul Wirbellose Kleintiere

Hier ist der Gewässeruntergrund von Interesse. Die Bewohnergemeinschaft im Untergrund soll über erwartete Zusammenhänge der Vernetzung des Flusslaufes Auskunft geben.

In einer Ersterhebung zwischen Herbst 2001 und Sommer 2002 wird der Ist-Zustand als Referenz erhoben. Nach Realisierungsende ist eine Neuerhebung des Zustandes im Abstand von 2-3 Jahren vorgesehen, um die Entwicklung zu verfolgen und den Erfolg der getroffenen Massnahmen zu überprüfen. Diese Erfolgskontrolle wird als Pilotprojekt durchgeführt. Sie soll insbesondere Rückschlüsse für weitere, ähnliche Projekte erlauben.

Quellenverzeichnis

[1] Bundesamt für Wasser und Geologie BWG, Hochwasserschutz an Fliessgewässern, Wegleitung des BWG, Bern 2001
[2] Bundesgesetz über den Wasserbau (WBG), 21. Juni 1991
[3] Bundesverordnung über den Schutz der Auengebiete von nationaler Bedeutung (Auenverordnung), 28. Oktober 1992
[4] BVE Kanton Bern, Tiefbauamt Wasser- und Energiewirtschaftsamt, Spurensuche zu 300 Jahren Wasserbau und Hochwasserschutz im Kanton Bern, 1997
[5] BVE Kanton Bern, Tiefbauamt, Oberingenieurkreis I, Volkswirtschaftsdirektion des Kantons Bern, ANAT, Renaturierung und Aufwertung Augand, Bericht für die Mitwirkung, 24.1.2002
[6] BVE Kanton Bern, Tiefbauamt, Oberingenieurkreis I, Volkswirtschaftsdirektion des Kantons Bern, ANAT, Photodok. Kander bei Steinigand, Umbau Sperrentreppe zu Blockrampe und Renaturierung, März 2002
[7] Topographischer Atlas der Schweiz, Siegfried, 1870
[8] Verordnung über den Wasserbau (Wasserbauverordnung, WBV), 2. Februar 1994
[9] Volkswirtschaftsdirektion des Kantons Bern, ANAT, Kander Augand, Flussmorphologisches Gutachten, Hunziker&Zarn, Mai 2000

Adressen der Autoren:

Ernst Spycher
Wasserbauingenieur OIK I, Tiefbauamt Kt. BE
Schlossberg 20
CH-3601 Thun

Rolf Künzi
Projektleiter Teilprojekt Wasserbau
Emch+Berger AG Spiez
Seestrasse 22
CH-3700 Spiez

Internationales Symposium 2002 in Zürich
MODERNE METHODEN UND KONZEPTE IM WASSERBAU
Organisiert von der Versuchsanstalt für Wasserbau,
Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich und
dem Schweizerischen Wasserwirtschaftsverband

Raue Rampen in aufgelöster Bauweise – ein modernes Konzept im naturnahen Gewässerausbau

Dipl.-Ing. Susanne Vogel

1 Einleitung

Die meisten Flussläufe sind heute ausgebaut, sei es zum Hochwasserschutz, zur Energieerzeugung oder Schifffahrt. Dieser Ausbauzustand lässt sich in den wenigsten Fällen rückgängig machen und das ist auch nicht wünschenswert. Allerdings lassen sich mit modernen Ausbaumethoden die negativen Auswirkungen auf die Natur begrenzen bzw. positiv beeinflussen.

Ein Beispiel sind Sohlenabstürze. Diese sind u.a. notwendig, um einer fortschreitenden Gewässereintiefung entgegen zu wirken. Das Gefälle im Fließgewässer wird durch die Konzentration des Gefälles am Sohlenabsturz ebenso reduziert wie die Sohlenschubspannung.



Abb. 1 Sohlenabsturz



Abb. 2 Rampe in aufgelöster Bauweise

Für viele Organismen, wie z. B. Fische, ist es überlebensnotwendig in die Oberläufe der Flüsse aufzusteigen. Dabei werden diese Querbauwerke zum unüberwindlichen Hindernis. Auch der Wassersport wird an diesen Stellen behindert. Eine Lösung für dieses Problem bilden Rampen. Durch raue Rampen kann die Durchgängigkeit eines Gewässers wieder hergestellt werden; die hydraulische Funktion bleibt dabei erhalten.

Es gibt verschiedene Ausführungsmöglichkeiten für Rampen. Eine besonders naturnahe, innovative Konstruktion ist die Rampe in aufgelöster Bauweise:

Sie besteht aus mehreren tiefgegründeten Einzelriegeln mit gesetzten Steinen, zwischen denen eine natürliche Gewässerdynamik mit Kolken und Kiesablagerungen stattfinden kann. Dies führt zu vielfältigen Sohl- und Strömungsstrukturen, die eine gute Durchgängigkeit für Organismen bewirken und manchmal kaum noch erkennen lassen, dass es sich um ein künstliches Bauwerk handelt.

2 Rampenarten

Rampen werden nach DVWK Merkblatt 232 (1996) in drei Gruppen nach Schüttsteinrampen, Setzsteinrampen und aufgelösten Rampen unterteilt:

2.1 Setzsteinrampen

Bei dieser Rampe werden die einzelnen Steine sorgfältig nebeneinander gesetzt, wobei darauf geachtet wird, insgesamt eine möglichst große Rauheit zu erzielen. Die Steine werden auf filterstabilem Untergrund eingebaut und meist mit Spundwänden gesichert. Die Neigungen solcher Rampen reichen üblicherweise von 1:4 bis 1:15.

2.2 Schüttsteinrampen

bestehen aus mehreren Lagen lockerer Steinschüttung auf filterstabilem Untergrund. Der Anwendungsbereich erstreckt sich auf Neigungen zwischen 1:10 und 1:25.

2.3 Aufgelöste Rampen

Bei Rampen in aufgelöster Bauform gibt es unterschiedliche Gestaltungsmöglichkeiten. Unter anderem gehören dazu Riegelrampen und Rampen in Gitterstruktur:

2.3.1 Riegelrampen

Riegelrampen sind eine Form der aufgelösten Bauweise und bestehen aus einzelnen, unterschiedlich geformten Riegeln, die mit Steinen der Größe 1,2 - 1,5 m gesetzt werden. Die Standfestigkeit kann ohne den Einbau von Spundwänden oder Beton erreicht werden, da sich die Steine gegenseitig abstützen.

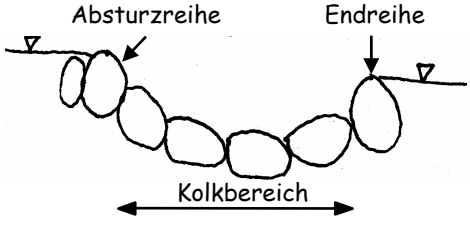


Abb. 3 Querschnitt durch einen Riegel

Ein Riegel besteht aus einer "Absturzreihe" in Höhe der Flusssohle mit einem darauf folgenden, mit Steinen ausgelegten Kolkbereich und einer Endreihe, die sich wieder auf Höhe der Sohle befindet. Das Prinzip ist entfernt mit einem Tosbecken vergleichbar (Step-Pool-System). Die Zwischenräume der Steine der Absturzreihe werden durch davor gesetzte kleinere Steine verdeckt.

Zwischen den Riegeln befinden sich freie Fließstrecken, deren Längenentwicklung von der Neigung der Rampe abhängt. Im Allgemeinen werden aufgelöste Rampen in flachen Neigungen mit weit auseinander gezogenen Riegeln realisiert; Die Bauweise kann aber auch im Wildbachverbau eingesetzt werden. Hier wird Großsteinmaterial verwendet, das verankert wird.

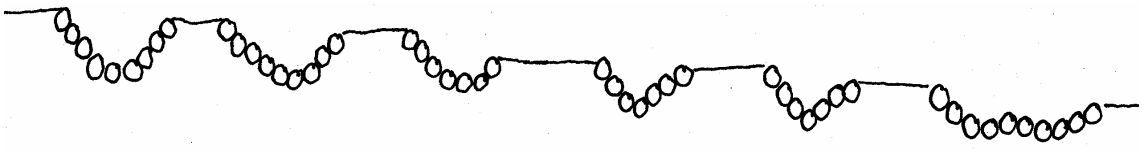


Abb. 4 Schematischer Längsschnitt durch eine Riegelrampe

Bei der Absturzhöhe sollte auf die Sprungfähigkeit der einheimischen Fischarten geachtet werden, d.h. die Höhe sollte durch Lücken und unterschiedlich hoch gesetzte Steine variiert werden, um auch schwächeren Gewässerorganismen den Aufstieg zu ermöglichen; Abb. 5 zeigt dazu zwei Beispiele. Die Riegel werden in Form und Länge so ausgerichtet, dass sich bei Niedrigwasser eine abwechslungsreiche Hauptströmung entwickeln kann.



Abb. 5 Riegelformen am Beispiel der Mangfall-Rampe Grubmühle.

2.3.2 Rampen in Gitterstruktur

Diese Rampen gehören ebenfalls zur aufgelösten Bauweise und bestehen aus mehreren gekrümmten Einzelriegeln, die sich gegenseitig abstützen, so dass eine Gewölbewirkung entsteht. In den Becken zwischen den Riegeln können sich Stillwasserbereiche bilden, die Fischen als Ruhezonen dienen. Abb. 6 zeigt eine Sohlrampe an der Weissach in Oberbayern in dieser Bauweise.

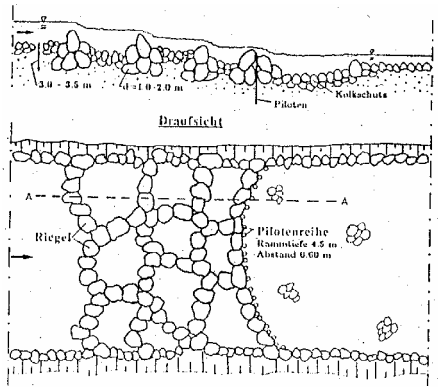


Abb. 6 Sohlrampe an der Weissach (Gebler, 1991)

3 Modellversuche zu aufgelösten rauen Rampen

Hydraulische Bemessungsansätze existieren hauptsächlich für Schüttsteinrampen und Setzsteinrampen. Am Institut für Hydromechanik und Wasserbau der Universität der Bundeswehr München wurden umfangreiche Modellversuche zu aufgelösten rauen Rampen durchgeführt. Dabei wurden unter anderem die hydraulische Wirksamkeit bei unterschiedlichen Abflüssen und die Stabilitätsgrenze des Rampengefüges bezogen auf den spezifischen Abfluss bei verschiedenen Neigungen untersucht um zukünftig Bemessungsansätze formulieren zu können.

Die Modellversuche gliedern sich in die Untersuchung einer bereits bestehenden Rampe an der Leitzach im Bereich des Wasserwirtschaftsamtes Rosenheim mit vergleichenden Messungen am Modell und in der Natur und in allgemeine Grundsatzuntersuchungen zu aufgelösten rauen Rampen.

3.1 Modellversuche und Naturmessungen an der bestehenden Rampe

Für die vergleichenden Naturmessungen wurde eine Rampe an der Leitzach ausgewählt und im Maßstab 1:16 nach einem Belegungsplan im Labor in eine gelenkige Kipprinne von 18 m Länge eingebaut. Die Sohlbreite im Bereich der Rampe betrug 0,80 m (Natur: 13 m), die Länge 1,90 m (Natur: 30 m), die mittlere Neigung 3,5% (1:29). Die Böschungsneigung wurde, ebenso wie in der Zu- und Ablaufstrecke des Modells trapezförmig ausgebildet. Eine Besonderheit der Rampe besteht darin, dass zwischen den Riegeln keine unversteinten freien Fließstrecken bestehen. Die Endreihe der Riegel bildet jeweils wieder die Absturzreihe des folgenden Riegels.



Abb. 7 Modellrampe im Labor der UniBW München

In zwei Versuchsreihen wurden die Stabilität und die hydraulische Wirksamkeit der Rampe im Modell bei unterschiedlichen stationären Abflussereignissen untersucht; der Abfluss wurde dabei bis zur maximalen Pumpenleistung von 500 l/s gesteigert, was in der Natur einem Abfluss von ca. q = 29 m³/sm entspricht. Bis auf geringfügige Schäden konnte in beiden Versuchsreihen die Rampe nicht zerstört werden. Das HQ_{100} an der Leitzach liegt an dieser Stelle bei 98,5 m³/s (96 l/s im Modell).

Die Übertragbarkeit der Ergebnisse vom Modell auf die Natur wurden mit vergleichenden Messungen am Modell und in der Natur festgestellt und die

Reproduzierbarkeit der Modellversuche durch den Vergleich der Messergebnisse aus zwei Versuchsreihen überprüft. Auch die Geschiebedurchgängigkeit konnte nachgewiesen werden.

3.2 Grundsatzuntersuchungen

Für die Grundsatzuntersuchungen wurde der Modellmaßstab M 1:16 beibehalten und der Rinnenquerschnitt zu einem Rechteckquerschnitt umgebaut, um den Ufereinfluss zu eliminieren. Die Sohlbreite im Modell beträgt 1,10 m (Natur: 18 m) die Länge der Rampe 6,0 m (Natur: 96 m).

Unter Variation des Abflusses (max q_{Natur} = 25 m³/sm) und der Neigung (1:30, 1:20, 1:15, 1:10) der Rampe wurden die Stabilität und die hydraulische Wirksamkeit in Abhängigkeit vom spezifischen Abfluss untersucht.

Im Unterschied zu den Versuchsreihen an der bestehenden Rampe wurde nun eine fiktive Rampe mit freien Fließstrecken zwischen den Riegeln nach dem Prinzip der Riegelrampen (vgl. Kap.2.3.1) realisiert.



Abb. 8 Rinne mit eingebauter Modellrampe

3.2.1 Stabilitätsgrenze

Die Stabilitätsgrenze ist von unterschiedlichen Faktoren abhängig, wobei der sorgfältige Einbau an erster Stelle zu nennen sei. Da aber alle Versuchsrampen von Angestellten der Flussmeisterstelle Miesbach (Wasserwirtschaftsamt Rosenheim) eingebaut wurden, die mit dem Bau dieser Rampenart in der Natur viel Erfahrung haben, kann dieser Punkt vorausgesetzt werden.

Tabelle 1 Versagen des Rampengefüges bezogen auf den spezifischen Abfluss in der Natur bei verschiedenen Neigungen

	Neigung 1:30	Neigung 1:20	Neigung 1:15
Zerstörung bei spezifischem Abfluss i.d. Natur q_N	15 m³/sm	12,5 m³/sm	10 m³/sm

Tabelle 1 zeigt für die durchgeführten Versuche mit Rampen der Neigungen 1:30, 1:20 und 1:15 den spezifischen Abfluss zum Zeitpunkt der vollständigen Zerstörung des

Steingefüges. Insgesamt ist hier die Tendenz zu erkennen, dass flachere Rampen größeren Abflussbelastungen standhalten, als steilere.

Durch die größere Höhe haben steilere Rampen auch ein höheres Energiepotential, das über die Rampenlänge abgebaut werden muss. Dem wird beim Einbau mit einer größeren Anzahl Riegel begegnet. Die Riegel bleiben in der Länge des Kolkbereichs in etwa gleich, rücken aber näher zusammen, was eine Verkürzung der freien Fließstrecken gleichkommt. Gleichzeitig werden die Absturzhöhe und die Kolktiefe in den Riegeln größer.

Wird ein einzelner Stein aus dem Rampengefüge gerissen, so kann sich dieser in der Rampe durchaus wieder festsetzten. Sind aber mehrere Steine betroffen, kann ein Dominoeffekt einsetzen. Im Folgenden wird der Schadensablauf am Beispiel der Versuchsreihe mit der Neigung 1:20 beschrieben; die Zerstörung der Rampen mit den Neigungen 1:30 und 1:15 verlief nach demselben Schema:



Abb. 9 Rampe Neigung 1:20

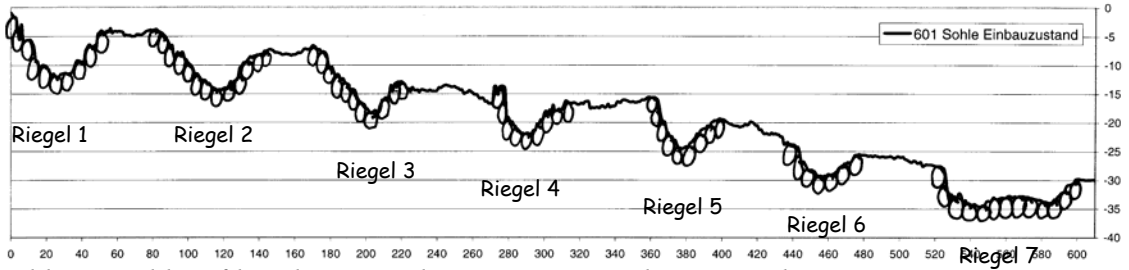


Abb. 10 Sohlprofil in der Mitte der Rampe im Einbauzustand

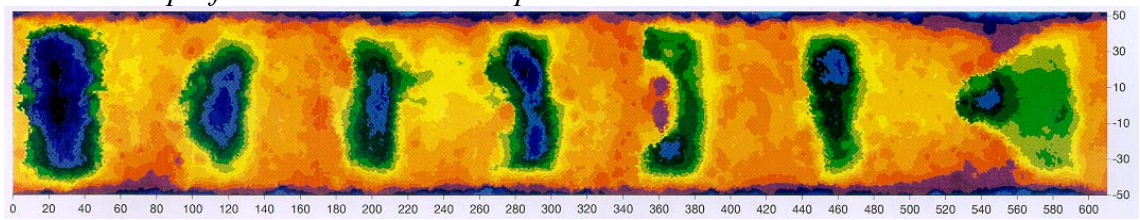


Abb. 11 Darstellung der Kolktiefen im Einbauzustand

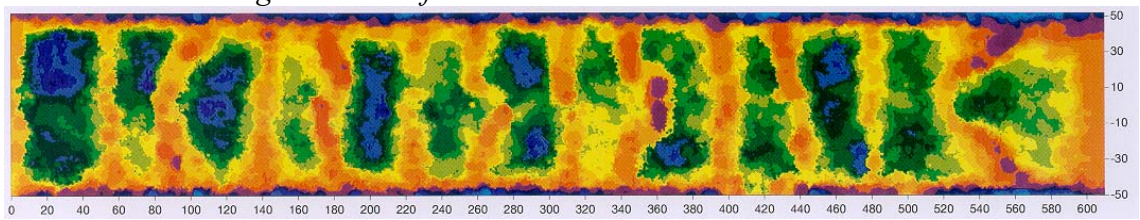


Abb. 12 Darstellung der Kolktiefen nach q_N = 6 m³/sm

Bis zum Abfluss von umgerechnet $q_N = 10{,}0$ m³/sm waren in der Rampe fast keine Schäden zu beobachten. Im darauf folgenden Versuch aber, mit einem Abfluss von $q_N = 12{,}5$ m³/sm, wurde die Rampe total zerstört!

In allen Versuchen erwiesen sich immer wieder die freien Fließstrecken als problematisch. In Abb. 12 ist deutlich zu erkennen, dass es zwischen den Riegeln zu starken Auskolkungen kommt, die allerdings erst bei höheren Abflüssen auftreten. Beim Versuch mit $q_N = 12{,}5$ m³/sm wurde die Endreihe des vorletzten Riegels durch die Auskolkung dahinter zerstört. Die Steine des Kolkbereiches waren nach hinten und unten nicht mehr abgestützt und wurden innerhalb kürzester Zeit von der Strömung mitgerissen. Darauf folgten die Kolksteine und die Absturzreihe, die nun ebenfalls nicht mehr gestützt waren. Die anschließende freie Fließstrecke zwischen zerstörtem und nächst oberem Riegel war durch den fehlenden Riegel unterhalb wesentlich stärkerer Auskolkung unterworfen und bewirkte damit das Versagen des oberhalb liegenden Riegels nach dem gleichen Ablaufmuster. Der Wegfall eines Riegels initiierte jeweils die Zerstörung des oberhalb liegenden. Innerhalb weniger Minuten glich die Rampe bis auf den letzten Riegel – der ja unterhalb des zuerst versagenden lag – nur noch einem Trümmerhaufen (Abb. 13).



Abb. 13 Rampe der Neigung 1:20, im Einbauzustand und nach der Zerstörung

Ist das Rampengefüge einmal gestört, geht schlagartig die ganze Stützwirkung der Steine untereinander verloren. Die Zerstörung pflanzt sich von unten nach oben fort.

Da das auslösende Moment der Zerstörung in der Auskolkung hinter der Endreihe eines Riegels zu suchen ist, wurde diese bei den folgenden Versuchsreihen mit einer Extra-Steinreihe im Untergrund abgestützt (Abb. 14).

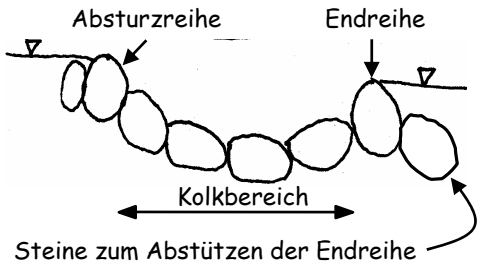


Abb. 14 Querschnitt durch einen Riegel mit abgestützter Endreihe

3.2.2 Hydraulische Wirksamkeit

Im Allgemeinen wird eine Sohlstufe dann als hydraulisch wirksam bezeichnet, wenn am Bauwerk ein zweifacher Fließwechsel mit Wechselsprung im Unterwasser stattfindet.

Gebler (1991) schreibt zu Setz- und Schüttsteinrampen, dass – im Gegensatz zu Abstürzen – die Energieumwandlung meist nicht durch einen Wechselsprung hinter der Rampe erfolgt, sondern durch die Turbulenz auf der Rampe, die durch die große Rauheit erzeugt wird. Dabei wird jedoch die kinetische Energie nur bei kleineren Abflüssen mit großer relativer Rauheit (= k/h) vollständig über der Rampe umgewandelt. Die am Rampenfuß noch vorhandene, kinetische Energie ist für die Erzeugung eines Wechselsprungs nicht ausreichend, so dass in den meisten Fällen ein gewellter Abfluss im Unterwasser auftritt.

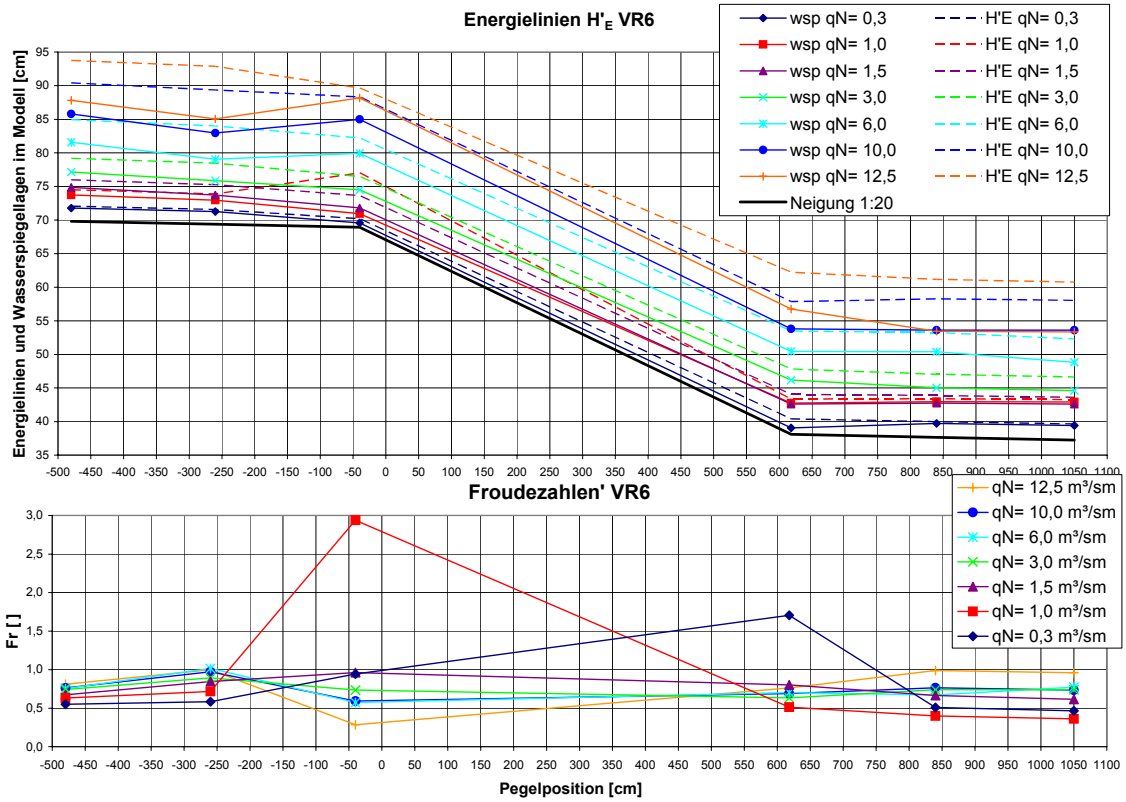


Abb. 15 Energielinien und Froude-Zahlen vor und hinter der Rampe (Neigung 1:20)

Bei Rampen in aufgelöster Bauform gelten andere Fließverhältnisse: Es treten partiell und abhängig vom Abfluss über der Rampe Fließwechsel auf, oft in Form von Wechselsprüngen. Insgesamt ist der Abfluss als turbulenter zu betrachten.

Für die hydraulische Wirksamkeit sind vor allem die Verhältnisse vor und hinter der Rampe relevant. Abb. 15 zeigt beispielhaft für die Rampe der Neigung 1:20 den

Energielininienverlauf und die Froude-Zahlen, die aus den Wasserspiegellagen im Ober- und Unterwasser der Rampe berechnet wurden.

Die Froude-Zahlen hinter der Rampe der Neigung 1:30 sind alle kleiner 1 und damit im strömenden Bereich. Neigung 1:20 zeigt im Prinzip dasselbe Bild (vgl. Abb. 15 unten); eine Ausnahme bildet der kleinste Abfluss (q_{Natur} = 0,3 m³/sm), bei dem direkt hinter der Rampe noch schießender, kurz darauf aber ebenfalls strömender Abfluss vorliegt. Im Unterwasser der Rampe der Neigung 1:15 herrscht bei allen Abflüssen (q_{Natur} = 0,3 ÷ 10,0 m³/sm), bedingt durch die größere Steilheit, hinter der Rampe schießender Abfluss mit Werten zwischen Fr = 1,07 ÷ 2,11, der aber ebenfalls beim nächsten Pegel wieder ins Strömen übergegangen ist.

Aus dem Verlauf der Energielinien lässt sich ablesen, dass über der Rampe Energie umgewandelt wird. Um aber auch eine Aussage über deren Qualität treffen zu können, müssen die Energiehöhen über der Sohle betrachtet werden. In Abb. 16 ist die Differenz zwischen der Energiehöhe vor der Rampe (Pegel P2, 260 cm ≙ 41,6 m) und ein Stück dahinter (Pegel P5, 240 cm ≙ 38,4 m) dargestellt.

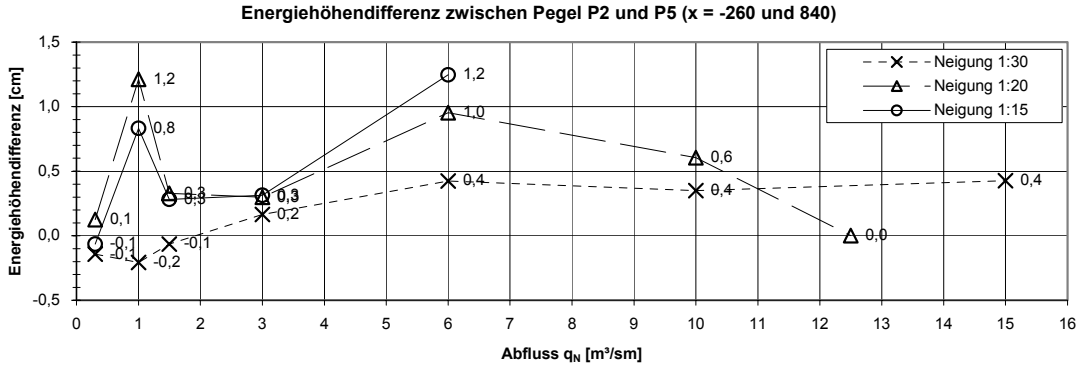


Abb. 16 Energiehöhendifferenz vor und hinter der Rampe (Modell)

Die mit 1:30 flachste Rampe präsentiert bis zum Abfluss q_N = 3,0 m³/sm eine effektive hydraulische Wirksamkeit, da die Energiehöhe über der Sohle hinter der Rampe kleiner ist, als davor. Bei höheren Abflüssen ist das Gegenteil der Fall; der Unterschied ist aber mit Werten von 0,2 cm bis 0,4 cm gering, so dass davon ausgegangen werden kann, dass die Rampe auch bei diesen Abflüssen noch hydraulisch wirksam ist. Bei den beiden steileren Rampen sind im ganzen untersuchten Abflussspektrum die Energiehöhen im Unterwasser etwas größer als vor der Rampe, aber auch hier in einem akzeptablen Bereich.

Die Fließverhältnisse über der Rampe werden anhand des Wasserspiegelverlaufs im Längsschnitt der Rampe, der mittels Tracern aufgenommenen Bahnlinien, den daraus resultierenden Froude-Zahlen und fotodokumentarischer Beobachtungen beurteilt.

Abb. 17 zeigt exemplarisch für die Rampe der Neigung 1:20 beim Abfluss $q_{Natur} = 6{,}0$ m³/sm den Wasserstand über der Sohle, die Sohle nach und vor dem Versuch und die berechneten Froude-Zahlen.

Die Froude-Zahlen bestätigen die während des Versuchs dokumentierten Beobachtungen bezüglich der Fließverhältnisse über der Rampe und zeigen, dass bei kleineren Abflüssen bis $q_{Natur} = 3{,}0$ m³/sm immer wieder Fließwechsel in den Kolkbecken auftreten, die sich in um 1,0 schwankenden Froude-Zahlen widerspiegeln. Bei größeren Abflüssen (wie auch in Abb. 17 erkennbar) finden je nach Ausbildung der Riegel teilweise immer noch Fließwechsel statt, die dann in insgesamt turbulenten, schießenden Abfluss übergehen.

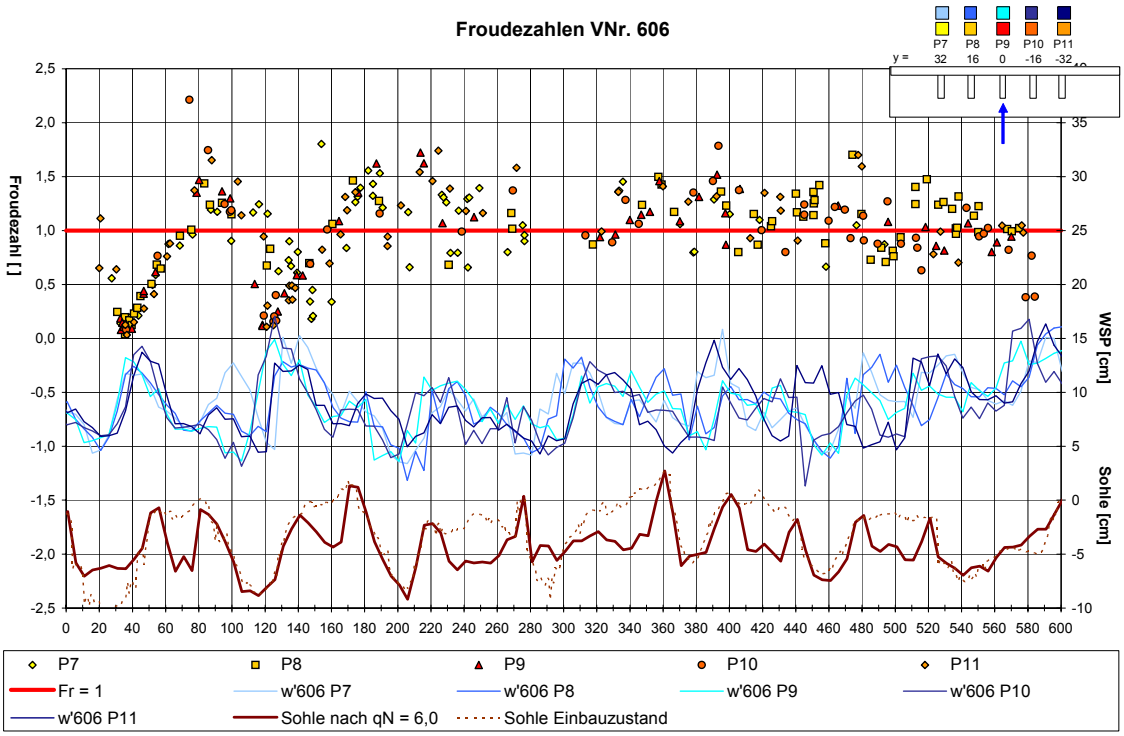


Abb. 17 Froude-Zahlen über der Rampe, Neigung 1:20, Abfluss $q_N = 6{,}0$ m³/sm

Durch den Einbau tiefer Kolkbecken lassen sich verstärkt Fließwechsel in Form von Wechselsprüngen provozieren; dies führt aber gleichzeitig auch zu einer höheren Belastung der Rampe, im Besonderen der Endreihe im Riegel und kann damit auch zusätzlich ein Grund für das frühere Versagen der Rampen mit den Neigungen 1:20 und 1:15 sein, da vor allem im oberen Teil die Kolkbecken der steilen Rampen tiefer ausgelegt sind.

4 Zusammenfassung

Bei Anwendung der aufgelösten Bauweise sollte eher eine flache Neigung (1:30) gewählt werden: Die Versuche ergaben bei den steileren Rampen einen doch erheblich größeren Angriff der Strömungskräfte auf die Rampenriegel. Dazu kommt, dass die Energieumwandlung über der Rampe auch bei einer flachen Neigung durchaus befriedigende Ergebnisse erzielt. Die aufgelöste Form mit ihren vielen Kolkbecken provoziert partiell und abhängig vom Abfluss Fließwechsel, oft in Form von ausgeprägten Wechselsprüngen. Insgesamt ist der Abfluss turbulenter, als bei gesetzten rauen Rampen klassischer Bauart. Der Einbau tiefer Kolkbecken unterstützt die Entstehung von Fließwechseln in Form von Wechselsprüngen, führt aber gleichzeitig auch zu einer höheren Belastung der Rampe, im Besonderen der Endreihe im Riegel. Hier muss der Nutzen einer besseren Energieumwandlung gegenüber einem Stabilitätsverlust abgewogen werden.

Ein weiterer Punkt, der für die flache Ausführung der Rampe spricht, ist die geringere Absturzhöhe, die vielen Fischarten zugute kommt. Auch der Kanuverband begrüßt die weniger strömungsintensive Ausbildung von Rampen.

Nach dem Stand der bisherigen Versuche kann gesagt werden, dass bei sorgfältigem Einbau der Steine eine recht gute Stabilität bis zu einem Abfluss von $q_N = 10$ m³/sm gegeben ist, die sich durch zusätzliche Maßnahmen noch weit erhöhen lässt.

Der kompletten Zerstörung der Rampen ging in den Versuchen jeweils die Auskolkung der freien Fließstrecke voraus, die ein Versagen der Endreihe bewirkt und sich von unten nach oben fortpflanzt. Dieser Auskolkung kann durch stärkeren Schutz der freien Fließstrecken begegnet werden, z.B. in Form von Sohlberollung oder kompletter Versteinung – nicht unbedingt die wirtschaftlichste, aber eine sehr sichere Lösung, wie die ersten beiden Versuche mit dem Modell der Leitzachrampe zeigten. Auch durch die Sicherung der Endreihe mit Spundbohlen oder Schienen könnte eine weitere Stabilisierung erreicht werden, allerdings steht dies dem Grundsatz entgegen, im Fluss nur mit Naturmaterial zu bauen und weitestgehend auf Beton oder Stahl zu verzichten.

Dem Wasserwirtschaftsamt Rosenheim sei an dieser Stelle für Finanzierung des Projektes und den fachkundigen Einbau der Modellrampen gedankt.

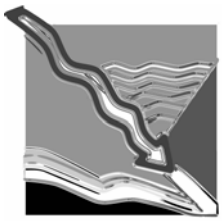
5 Literatur

DVWK Fischaufstiegsanlagen, Merkblätter zur Wasserwirtschaft Nr. 232, Bonn, Wirtschafts- und Verlagsgesellschaft Gas und Wasser, 1996

Gebler R.-J. Beiträge zur naturnahen Umgestaltung von Fließgewässern, Institut für Wasserbau und Kulturtechnik, Mitteilungen, Heft 180, Universität Fridericana zu Karlsruhe,1991

Dipl.-Ing. Susanne Vogel
Universität der Bundeswehr München
Institut für Wasserwesen
Werner-Heisenberg-Weg 39
85577 Neubiberg

Internationales Symposium 2002 in Zürich
MODERNE METHODEN UND KONZEPTE IM WASSERBAU
Organisiert von der Versuchsanstalt für Wasserbau,
Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich und
dem Schweizerischen Wasserwirtschaftsverband



Ein Überwachungsprogramm für den Stauraum Wettingen

Lukas Hunzinger, Dr. sc. techn.

Zusammenfassung

Im Stauraum des Limmatwerkes Wettingen liegt ein stark kontaminierter Sedimentkörper in geringer Tiefe unter dem Seegrund. Die Schadstoffe wurden bis in die 1970er Jahre mit Abwässern aus dem Einzugsgebiet in den Stauraum eingetragen und dort abgelagert. Es besteht heute ein geringes Risiko, dass sie wieder mobilisiert werden und in das Limmatwasser, das Grundwasser oder in die Nahrungskette gelangen. Neuere Untersuchungen zeigen zudem, dass die Kolmatierung der Flusssohle stellenweise wieder erodiert ist und dass vermehrt Flusswasser in Grundwasser infiltriert. Das führt dort zu einer größeren Sauerstoffzehrung und beeinträchtigt die Grundwasserqualität.
Im Rahmen der Konzessionserneuerung für das Limmatwerk Wettingen wurde der Betreiber des Kraftwerkes deshalb verpflichtet, den Stauraum und die angrenzenden Grundwasservorkommen langfristig zu überwachen. Mit einer sorgfältigen Überwachung können Veränderungen im Stauraum und in der Grundwasserqualität frühzeitig erkannt werden und gegebenenfalls rechtzeitig Maßnahmen zur Sicherung der Trinkwasservorkommen eingeleitet werden.
Der vorliegende Beitrag beschreibt die flussmorphologischen Analysen, welche im Rahmen der Umweltverträglichkeitsberichte und im Hinblick auf die Überwachung des Stauraumes durchgeführt wurden.

Der Limmatstau Wettingen und seine Verlandungsgeschichte

Das Limmatwerk Wettingen wurde 1930-1933 durch das Elektrizitätswerk der Stadt Zürich (ewz) erstellt. Es nutzt die Wasserkraft der Limmat rund 25 km unterstrom der Stadt Zürich (Abb. 1). Das 18 m hohe Wehr staut die Limmat auf einer Länge von 8 km. Die Stauwurzel liegt bei Mittelwasser im Bereich der Straßenbrücke Dietikon-Oetwil a.d.L. Einzelheiten zum Kraftwerk und der geplanten Erneuerung sind dem Beitrag von Stöckli (2002) in diesem Band zu entnehmen.

Vor dem Einstau hatte sich die Limmat bis zu 20 m tief in die jüngsten glazialen Ablagerungen eingetieft. Sie bildete sog. Talmäander im Niederterrassenschotter. Durch den Bau des Kraftwerks wurden die Talmäander eingestaut. Das Geschiebe wird seither vollständig im Bereich der Stauwurzel abgelagert und der Geschiebetransport limma-

tabwärts unterbrochen. Im Staubereich wurde die Sohle mit Feinsedimenten überdeckt.
Der Hauptstrom der Limmat orientiert sich an den Fixpunkten in den Kurvenaußenseiten. Diese sind weitgehend identisch mit den Fixpunkten, welche der Limmat schon vor dem Einstau die Richtung gewiesen haben. Zwischen den Fixpunkten kann sich die Hauptstromlinie innerhalb der Uferlinien in Abhängigkeit des Abflusses verlagern, wodurch es bei Hochwasserabflüssen zu einer gewissen Umlagerung von Feinsedimenten kommt.

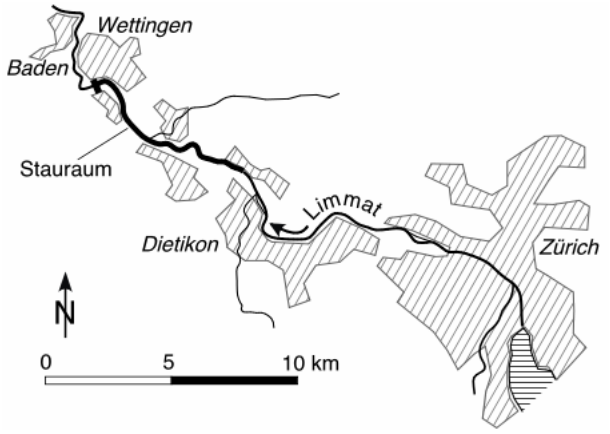


Abb. 1: Situation des Limmatwerks Wettingen.

Für die Beurteilung der Verlandungsgeschichte standen Querprofilaufnahmen der Jahre 1932-1997 und eine flächendeckende bathymetrische Vermessung aus dem Jahre 2000 zur Verfügung. Das Längenprofil des Talwegs (Abb. 2) veranschaulicht die bisherige Entwicklung der Flusssohle. Der Stauraum lässt sich in drei Zonen unterteilen:

1. Zone mit Geschiebeablagerung: Die Geschiebefront befindet sich z.Zt. ungefähr bei km 6.6. Die Auflandung schreitet fort. Aus Gründen der Hochwassersicherheit muss in den nächsten 10-20 Jahren periodisch Kies entnommen werden.
2. Zone mit abgeschlossener Verlandung mit Feinsedimenten (Sand/Silt): In den ersten Jahren nach dem Einstau wurden die Sedimente v.a. im oberen Bereich des Stauraumes abgelagert. Die Ablagerungen haben den Querschnitt unterdessen soweit reduziert, dass die Fließgeschwindigkeit bei Hochwasser ausreicht, um die Schwebstoffe weiter flussabwärts in den tieferen Bereich des Sees zu transportieren.
3. Zone mit fortschreitender Verlandung: Im untersten Bereich des Stausees ist die Verlandung mit Feinsedimenten noch nicht abgeschlossen und es werden sich auch in Zukunft noch Schwebstoffe ablagern. Die mächtigsten Ablagerungen liegen im Bereich des ursprünglichen Gerinnes, aber auch auf den überfluteten Schotterterrassen wurden Sedimente abgelagert. In den Flusskrümmungen sind die Profile deutlich gegliedert mit einer tiefen Rinne in den Außenseiten und seichten Zonen in den Kurveninnenseiten.

Während bei kleineren und mittleren Hochwassern Auflandungsprozesse dominieren, kann ein großes Hochwasser, wie dasjenige vom Mai 1999, über weite Strecken Erosionen bewirken (s. nächstes Kapitel).

Zukünftige Verlandungs- und Erosionsprozesse

Die Verlandungstendenz im Stauraum Wettingen wird mittel- und langfristig anhalten. Basierend auf der bisherigen Entwicklung wurde eine Prognose für die vollständige Verlandung des Stauraumes erarbeitet. Dazu wurde die Ablagerungsmächtigkeit an 90

verschiedenen Punkten im Stauraum aufgrund von logarithmischen Regression früherer Vermessungen extrapoliert (Abb. 3). Zu einem Zeitpunkt von über 100 Jahren nach dem Aufstau ist die Steigung der logarithmischen Funktion (Zunahme der Ablagerungsmächtigkeit) so klein, dass von einer abgeschlossenen Verlandung gesprochen werden kann.

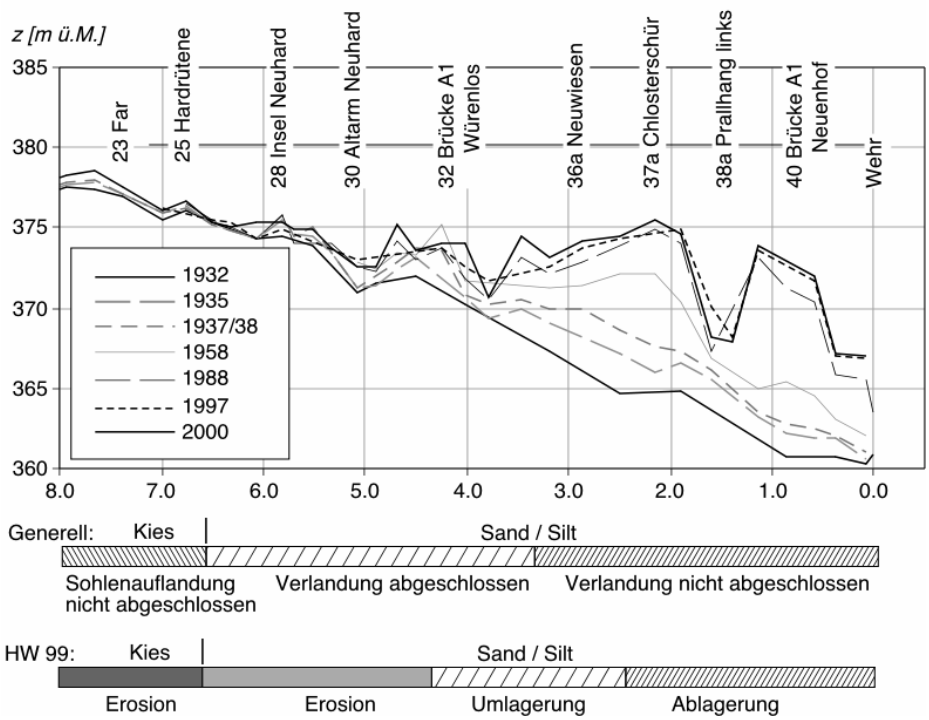


Abb. 2: Längenprofil des Talwegs der Limmat zwischen Dietikon und Wettingen zwischen 1932 und 2000. Gliederung des Staubereiches in drei Zonen mit unterschiedlichen Verlandungsgraden. Bei großen Hochwassern kommt es in der Zone mit abgeschlossener Verlandung zur Erosion und Umlagerung von Feinsedimenten.

Der aktuelle Verlandungsgrad ergibt sich dann aus dem Quotienten zwischen aktueller Ablagerungsmächtigkeit und Mächtigkeit der Ablagerung im Endzustand. Daraus lässt sich ableiten, dass der Verlandungsgrad bei km 2.0 ca 80-90 % und unmittelbar vor dem Wehr bei 60-70 % liegt. Ist der Stauraum vollständig verlandet, wird sich die Morphologie des Flusses gegenüber heute verändern. Im unteren Staubereich werden die Fließgeschwindigkeiten bei Hochwasser zunehmen. Die schon heute starke Gliederung der Querschnitte wird akzentuiert. Wo der Querschnitt aber nicht durch eine scharfe Krümmung fixiert ist, werden Gerinneverlagerungen innerhalb der Feinsedimentablagerungen möglich sein. In Zusammenhang der eingangs erwähnten Risiken sind die potenziellen Erosionsprozesse von großer Bedeutung.

Für die Untersuchung der Erosionsprozesse war ursprünglich eine 2-dimensionale Simulation der Strömungsverhältnisse im Stauraum auf der Grundlage der bathymetrischen Vermessung 2000 vorgesehen. Damit hätten in einem ersten Schritt Zonen hoher Fließgeschwindigkeit und hoher Schleppspannung identifiziert und in einem zweiten Schritt Erosions- und Verlandungsprozesse selber simuliert werden können. Das verwendete Modell mit einem strukturierten Gitter hat sich aber für den vorliegenden Fall als nicht geeignet erwiesen. Die größten Fließgeschwindigkeiten und Schleppspannun-

gen wurden nicht wie erwartet in den tiefen Rinnen und an den Kurvenaußenseiten berechnet, sondern an den Kurveninnenseiten und in Zonen, in welchen in der Vergangenheit stets Auflandungen beobachtet worden sind (Abb. 4). Ein möglicher Grund für die Abweichung zwischen Modell und Beobachtung in der Natur ist der, dass bei den großen Abflusstiefen im Stauraum die Reibung an den unterseeischen Böschungen eine wesentliche Rolle spielt. Wegen der rechteckigen Zellenform im strukturierten Gitter hat das Gerinne dort eine sägezahnförmige Berandung wo es nicht parallel zum Gitter verläuft. Damit wird in den tiefen Rinnen die Rauheit stark überschätzt und eine zu tiefe Fließgeschwindigkeit errechnet (Ruoss, 2001). Der Abfluss wird dann in die seichten Zonen der Kurveninnenseite gedrängt, wo die Wandreibung wegen der geringen Fließtiefe von untergeordneter Bedeutung ist.

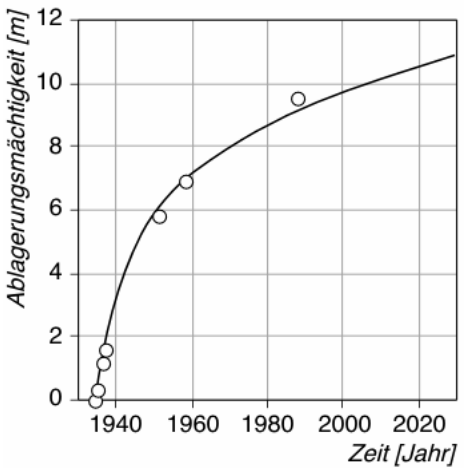


Abb. 3: Entwicklung der Ablagerungsmächtigkeit seit 1932 im Profil 37a, 80 m vom linken Ufer entfernt, mit logarithmischer Regressionskurve.

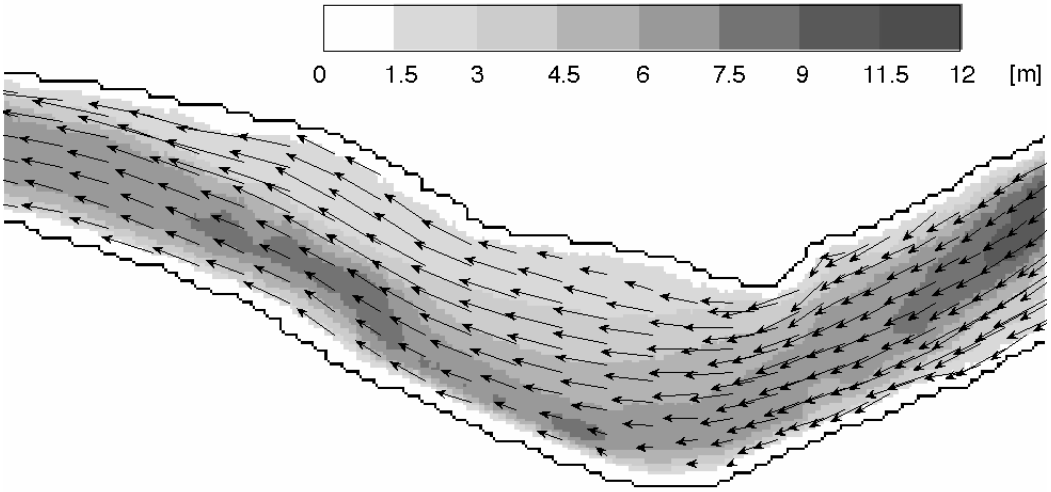


Abb. 4: Modellierte Fließgeschwindigkeiten in einer starken Krümmung. Die höchsten Fließgeschwindigkeiten werden nicht wie erwartet in der Außenkurve erreicht.

Die Erosionsprozesse wurde schließlich mit einer detaillierten Analyse der verschiedenen Querprofilaufnahmen untersucht. Insbesondere die Aufnahmen von 1997 und 2000, welche die Veränderungen während des Hochwassers von 1999 dokumentieren, erlauben es, Erosionsprozesse zu identifizieren (Abb. 5 und **Fehler! Verweisquelle konnte nicht gefunden werden.**):

- Seiten- und Tiefenerosion bei Gerinneverlagerung in Strecken mit abgeschlossener Verlandung.
- Tiefenerosion von Feinsedimenten durch Verlagerung der Stauwurzel flussabwärts bei hohen Abflüssen.
- Erosion von Geschiebeablagerungen bei der Geschiebefront bei großen Hochwasserabflüssen und gleichzeitig geringem Geschiebeeintrag aus dem Oberlauf.
- Seitenerosion durch das Pendeln der Hauptströmung im gestreckten Flussabschnitt

zwischen den Profilen 36 und 38.

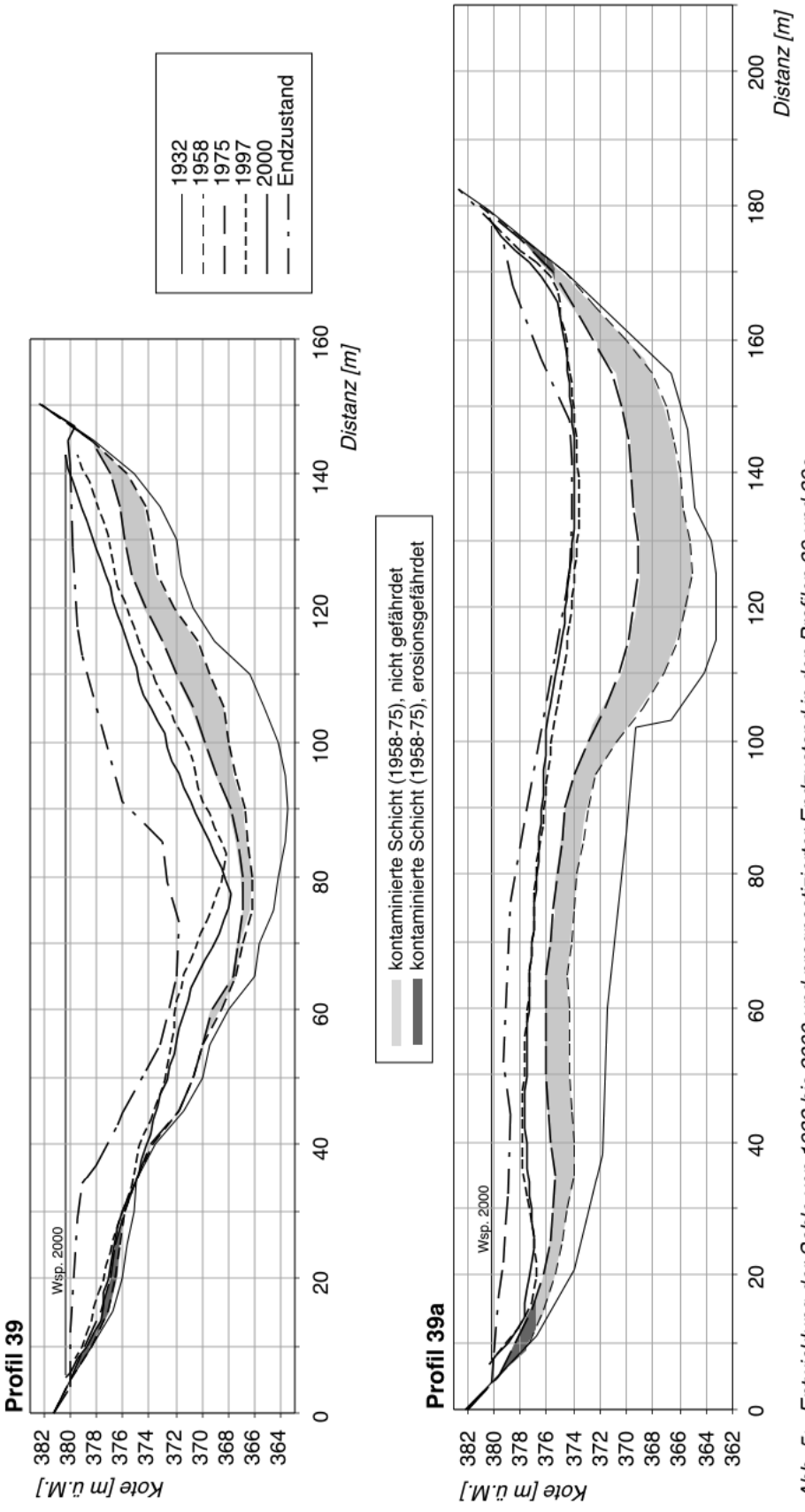


Abb. 5: Entwicklung der Sohle von 1932 bis 2000 und prognostizierter Endzustand in den Profilen 39 und 39a.

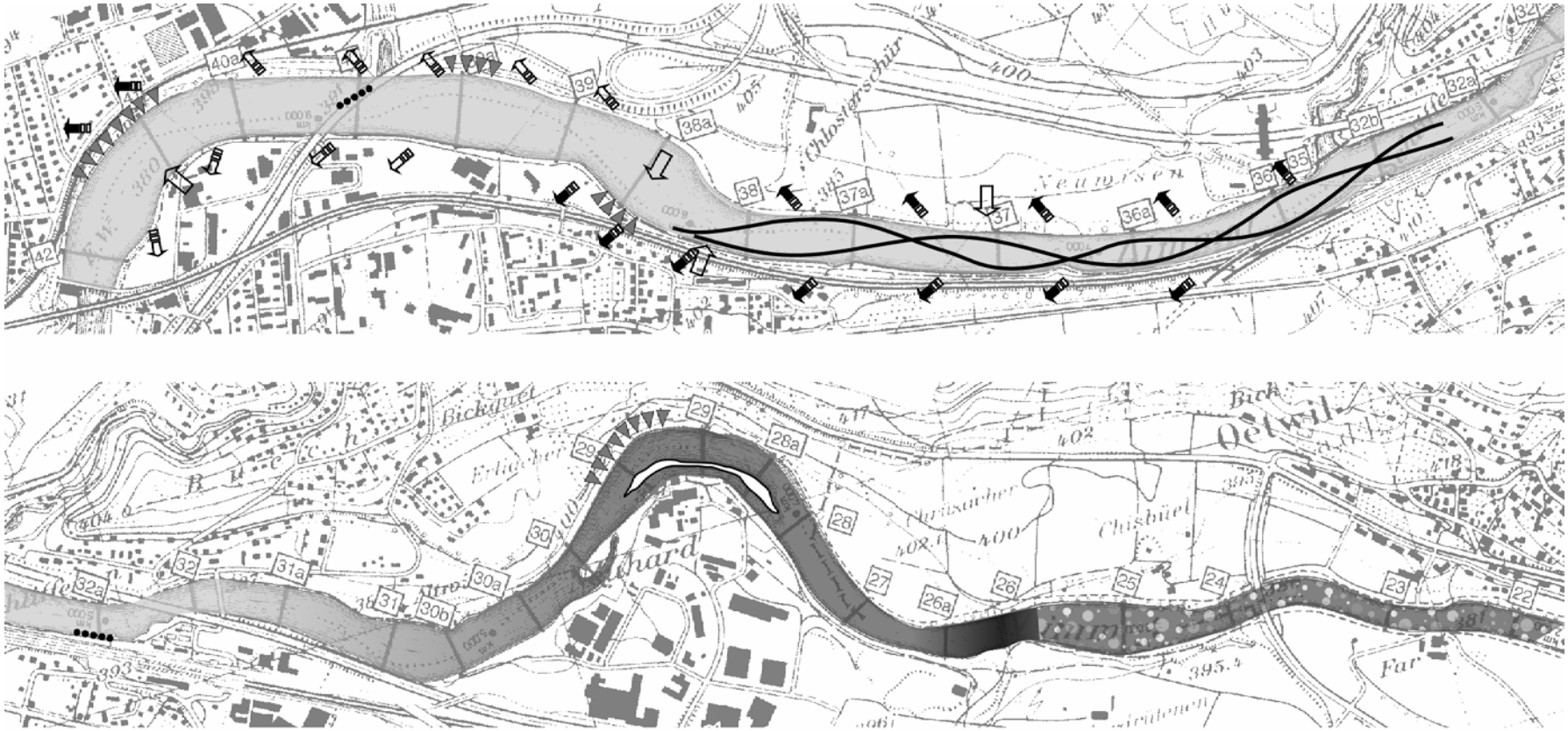


Abb. 6: Zukünftig zu erwartende Auflandungs- und Erosionsprozesse im Stauraum Wettingen. Bei einem außerordentlich großen Hochwasser wird sich die Grenze zwischen Erosions- und Auflandungszone flussabwärts verschieben. Fließrichtung von unten rechts nach oben links.

- Seitenerosion am Prallufer von ausgeprägten Flusskrümmungen.
- Erosionen am Böschungsfuß können subaquatische Rutsche auslösen, sodass auch Ablagerungen mobilisiert werden, welche keiner direkten Strömungsbeanspruchung ausgesetzt sind. Rutsche können sowohl im Bereich steiler Ufer als auch an steilen Böschungen eines gegliederten Querschnittes ausgelöst werden.
- Resuspension von Feinsedimenten durch Wirbelbildung bei der Geschiebefront.
- Kolkbildung oder Seitenerosion durch künstliche Einbauten (Dammschüttungen, Brückenpfeiler, Buhnen, etc.).

Kontaminierte Sedimente und das Risiko einer Mobilisierung von Schadstoffen

Mit den Sedimenten wurden bis in die 70er des 20. Jahrhunderts auch Schadstoffe aus den Abwässern, namentlich Schwermetalle und Kohlenwasserstoffe, abgelagert. Aus der Analyse von Sedimentkernen wurde ein Modell der räumlichen Verteilung und damit der Geschichte der Sedimentqualität im Stauraum erstellt (ewz, 1998b). In diesem Modell werden folgende Schichten unterschieden (Abb. 5):
- 1932-1958: schwache Verschmutzung
- 1958-1975: stark kontaminierte Schicht
- 1975-heute: schwache Verschmutzung

Als Untergrenze der stark kontaminierten Schicht wurde etwas willkürlich die bathymetrische Aufnahme von 1958 gewählt. Die Schichtgrenze von 1975 wurde aus den Messungen von 1958 und 1988 interpoliert und aufgrund von geochemischen Analysen in Sedimentkernen kalibriert.

Das momentane Risiko der Remobilisierung und Verfrachtung von Schadstoffen durch Hochwasser wird als gering beurteilt. Die potenziell erodierbaren kontaminierten Schichten haben eine geringes Volumen im Vergleich zum gesamten Verlandungskörper (Tabelle 1), weil
- an Geschiebeablagerungen wenig Schadstoffe gebunden sind,
- im oberen Staubereich, wo Erosionsprozesse häufiger auftreten, die kontaminierten Schichten wenig mächtig oder bereits erodiert sind,
- im unteren Staubereich Auflandungsprozesse vorherrschen und die mächtigen kontaminierten Schichten durch jüngere Sedimente genügend überdeckt sind. Sie werden auch dann nicht freigelegt, wenn die Verlandung abgeschlossen ist und Umlagerungsprozesse möglich sind.

In Zukunft wird man allerdings auf die kontaminierten Ablagerungen an den Böschungen im unteren Staubereich achten müssen. Ändert sich die Flussmorphologie mit fortschreitender Verlandung, können kontaminierte Sedimente durch Gerinneverlagerung remobilisiert werden. In diesem Fall gilt es zu beurteilen, ob die Verdünnung der Schadstoffe in der fließenden Welle ausreichen wird, um Beeinträchtigungen des Ökosystem ausschließen zu können. Untersuchungen in Zusammenhang mit dem Hochwasserereignis von 1999 weisen in diese Richtung (creato, 1999).

	Total Sedimente	kontaminiert, nicht erosionsgefährdet	kontaminiert, erosionsgefährdet	kontaminiert, erodiert
Zone mit Geschiebeablagerung		600	600	1'600
Zone mit abgeschlossener Verlandung		24'300	9'300	9'700
Zone mit fortschreitender Verlandung		463'000	22'100	3'000
Summe	ca. 2'500'000	487'900	32'000	14'300

Tabelle 1: Gesamtvolumen und Volumen der kontaminierten Sedimente im Stauraum Wettingen. Angaben in [m^3].

Infiltration von Flusswasser ins Grundwasser

Infiltriert Limmatwasser ins Grundwasser, vermindert sich die Grundwasserqualität, vor allem wegen der erhöhten Sauerstoffzehrung und der folgenden Reduktionsprozesse. Kurz nach dem Aufstau der Limmat in den 1930er Jahren war die Wasserqualität in den Trinkwasserleitungen der Gemeinde Wettingen stark beeinträchtigt. Dank technischen Maßnahmen und mit der zunehmenden Kolmatierung der Limmatsohle verbesserte sich die Situation zusehends und hat sich in der Zwischenzeit wieder eingependelt.
Die mächtigen Feinsedimentablagerungen auf der Sohle haben eine geringe Durchlässigkeit. Man kann davon ausgehen, dass diese auch dann nicht zunimmt, wenn Teile der Sedimentschicht erodiert werden. Anders verhält es sich an den Böschungen. Namentlich in ausgeprägten Krümmungen und im gestreckten Flussabschnitt mit pendelnder Hauptströmung ist die Sedimentschicht in den Außenkurven dünn und kann durch Seitenerosion noch an Mächtigkeit verlieren. In diesem Fall würde vermehrt Limmatwasser ins Grundwasser infiltrieren. So wurden zwischen den Profilen 36 und 38 (Abb. 4) auf der rechten Seite der Limmat bereits erhöhte Infiltrationsraten festgestellt. Eine Zunahme der Infiltration muss auch in Zukunft in Betracht gezogen werden, wenn sich mit fortschreitender Verlandung im unteren Teil des Stauraumes das Gerinne verlagern sollte.

Die Überwachung des Stauraumes

Um das Grundwasser im Wirkungsbereich der Stauhaltung dauerhaft als Trinkwasservorkommen zu sichern wurde ein Überwachungsprogramm für den Stauraum Wettingen aufgestellt. Im Rahmen des Programmes sollen

- Veränderungen der Topographie des Stauraumes dokumentiert werden,
- Erosionsprozesse, durch welche Schadstoffe remobilisiert werden könnten erkannt und dokumentiert werden,
- Schadstoffe in der Nahrungskette verfolgt werden,
- Verschmutzungen im Grundwasser erkannt und
- die Infiltration und die Ausbreitung von Schadstoffen im Grundwasserleiter in Abhängigkeit von Veränderungen im Stauraum aufgezeigt werden.

Das Programm ist vorerst auf eine Dauer von 10 Jahren ausgerichtet. Es beinhaltet folgende Programmpunkte:

- Periodische bathymetrische Vermessung des Stauraumes und Vermessung von ausgewählten Profilen nach größeren Hochwasserereignissen.
- Flussmorphologische Analyse der Sohlenveränderungen zur Bestimmung von Erosions- und Auflandungszonen und zur Bestimmung der Veränderung des Erosionspotenzials von kontaminierten Sedimenten.
- Kontrolle der Qualität der Sedimente in Bezug auf Granulometrie, Schwermetallgehalt und Gehalt an Organika.
- Überprüfung der Aufnahme von Schadstoffen durch Organismen, insbesondere durch Schilf, welches am Anfang der Nahrungskette im Ökosystem Fließgewässer steht.
- Überwachung der Grundwasserqualität mit einer vierteljährliche Analyse von physikalisch-chemischen Parametern an 26 Standorten.
- Sicherung der physikalisch-chemischen Parameter des Oberflächenwassers welche durch Dritte erhoben werden.

Das Programm ist im Januar 2002 angelaufen. Die ersten 2 Jahren werden als Startphase betrachtet, in welcher die Sedimente, das Grundwasser und die Schilfpflanzen besonders intensiv beprobt werden. Im ersten Jahr wird auch der Stauraum neu vermessen. Je nach Ergebnis der Startphase wird das Untersuchungsprogramm für die folgenden Jahre angepasst.
Adressat für die Ergebnisse der Stauraumüberwachung ist eine Arbeitsgruppe Grundwasser, in welcher der Projektverfasser, Fachstellen der Kantone und Mitarbeiter der öffentlichen Wasserversorgungen vertreten sind.

Schlussfolgerung

Im Stauraum des Limmatwerks Wettingen schlummern schwermetallhaltige Sedimente. Besteht die Gefahr, dass diese Schadstoffe wieder mobilisiert werden und in die Nahrungskette gelangen? Besteht das Risiko, dass wegen Erosionsprozessen die Infiltration von Limmatwasser zunimmt und die Qualität des Grundwasser dadurch beeinträchtigt wird?
Das Risiko besteht. Ob es in Zukunft eher zu- oder abnimmt wird die längerfristige Beobachtung zeigen. Die wissenschaftlichen Grundlagen für die Überwachung des Stauraumes sind erarbeitet. Sie bieten Gewähr, dass Veränderungen in der Morphologie oder Veränderungen in der Grundwasserqualität korrekt interpretiert werden können und dass bei allfälligen Störungen adäquate Maßnahmen ergriffen werden können.

Dank

Die beschriebenen Arbeiten wurden im Auftrag des Elektrizitätswerks der Stadt Zürich (ewz) durchgeführt. Folgende Firmen und Institutionen waren an den Untersuchungen beteiligt: creato – Netzwerk für kreative Umweltplanung, Ennetbaden (Projektleitung); Institut F.A. Forel, Université de Genève (Bathymetrie, Sedimentqualität); Schälchli, Abegg + Hunzinger, Zürich und Bern (Verlandung, Flussmorphologie); Dr. Heinrich

Jäckli AG, Baden (Grundwasserqualität); Limnex AG, Zürich (Schadstoffe in Pflanzen).

Referenzen

creato (1999): Limmatwerk Wettingen, Erneuerung der Anlagen und der Konzession. Limmathochwasser Frühjahr 1999 – Qualität der verfrachteten Sedimente im Stauraum Wettingen. *Institut F.A. Forel, Université de Genève*, 7. Dezember 1999.

ewz (2001): Erneuerung Limmatwerk Wettingen. Grundlagen Überwachung Stauraum Limmatwerk Wettingen. Umweltverträglichkeitsbericht 2. Stufe, Fachbericht. *creato - Netzwerk für kreative Umweltplanung; Institut F.A. Forel; Schälchli, Abegg + Hunzinger; Dr. Heinrich Jäckli AG; Limnex AG*, Baden, 2001.

ewz (1998a): Erneuerung Limmatwerk Wettingen. Umweltverträglichkeitsbericht 1. Stufe. Fachbericht Nr. 2: Feststoffhaushalt. *Schälchli & Abegg*, September 1998.

ewz (1998b): Erneuerung Limmatwerk Wettingen. Umweltverträglichkeitsbericht 1. Stufe. Fachbericht Nr. 3 Sedimentuntersuchungen im Stauraum Wettingen. *Institut F.A. Forel, Université de Genève*, September 1998.

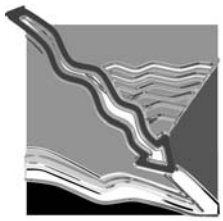
Ruoss P. (2001): Grenzen von 2D-Modellen. Vergleich hydraulischer Modellversuche mit 2D-Computersimulation am Beispiel einer Kurvenströmung bei eingestauten Verhältnissen und fester Sohle. *Diplomarbeit an der Professur für Wasserbau der ETH Zürich*, 37 S.

Stöckli P. (2002): Erneuerung Limmatwerk Wettingen. *Intern. Symposium Moderne Methoden und Konzepte im Wasserbau*, Zürich, Oktober 2002.

Anschrift des Verfassers

Lukas Hunzinger, Dr. sc. techn., Schälchli, Abegg + Hunzinger, dipl. Ing. ETH/SIA, Fluss- und Wasserbau, Schwarztorstr. 7, CH-3007 Bern. Tel: +41-31-376 11 05, Fax: +41-31-376 11 06, email: sah.be@flussbau.ch

Internationales Symposium 2002 in Zürich
MODERNE METHODEN UND KONZEPTE IM WASSERBAU
Organisiert von der Versuchsanstalt für Wasserbau,
Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich und
dem Schweizerischen Wasserwirtschaftsverband



Einsatz innovativer Probenahme- und Messtechniken zur Untersuchung der Kolmationsprozesse im Donaustauraum Wien-Freudenau

Dr. A.P. Blaschke, Dr. R. Schmalfuß, Mag. K.-H. Steiner

Einleitung

Fragen der hydraulischen Wechselwirkung zwischen Oberflächengewässern und Grundwasser gewinnen bei der Planung und beim Betrieb von wasserbaulichen Einrichtungen in zunehmendem Maße an Bedeutung. Speziell gilt dies auch für die österreichische Donau, wo einerseits ein großer Teil der Fließstrecke im Rückstaubereich von Wasserkraftanlagen liegt und andererseits im Bereich freier Fließstrecken Maßnahmen gegen die Sohleintiefung diskutiert werden. Wesentliche Bedeutung bei der Erfassung der Austauschvorgänge zwischen Grundwasser und Strom kommt dabei der Selbstdichtung (Kolmation) des Gewässerbettes zu. Unter dem Begriff „Kolmation" einer Gewässersohle werden alle Vorgänge verstanden, die über eine Reduktion des Porenvolumens und eine Verfestigung des Sohlenmaterials zu einer Abnahme der Durchlässigkeit der Sohle führen. Die dabei ablaufenden Prozesse können grob in eine äußere Kolmation, die in erster Linie auf die Ablagerung von Partikeln auf der Gewässersohle zurückzuführen ist, und in eine innere Kolmation, mit der die Filtration und Einlagerung von Schwebstoffen in das Korngerüst der Sohle konzeptionell erfasst wird, unterteilt werden. Chemische und biologische Prozesse verstärken die dadurch bedingte Abnahme der Gewässerbettdurchlässigkeit. In Abhängigkeit von den hydrologischen, hydraulischen und sedimentologischen Randbedingungen einer Flussstrecke können diese Phänomene in unterschiedlicher Weise wirksam werden, wobei ihre Auswirkungen nicht leicht voneinander abzugrenzen sind, da die Prozesse häufig gleichzeitig auftreten und einander gegenseitig beeinflussen. Die zahlreichen Aspekte der Kolmationsentstehung sind bei Geldner (1981), Schälchli (1993), Patscheider (1994), Gutknecht (1999) und Blaschke (2002) detailliert dargestellt.

Untersuchungsgebiet

Der Stauraum des Donaukraftwerkes Freudenau in Wien mit seinen klar definierten grundwasserhydraulischen Randbedingungen bot eine ausgezeichnete Möglichkeit, den Kolmationsvorgang unter Naturbedingungen ausgehend vom ursprünglichen Zustand vor Stauerrichtung umfassend zu untersuchen.

Der mittlere Durchfluss der Donau beim Kraftwerk Freudenau beträgt 1700 m³/s. Die Breite des Stromes liegt bei etwa 300 m. Bei einem Sohlgefälle von rund 0,4 ‰ ergaben sich daraus vor Stauerrichtung mittlere Fließgeschwindigkeiten von etwa 1,6 m/s.

Durch die Anhebung des Wasserspiegels beim Kraftwerk Freudenau (Strom-km 1921,05) um rund 8,3 m bei Vollstau (6,0 m während der Teilstauphase 1996 - 1997) nimmt die mittlere Fließgeschwindigkeit nunmehr von der Stauwurzel bis zum Kraftwerk kontinuierlich ab, wobei jedoch selbst bei Niederwasserverhältnissen in Kraftwerksnähe 0,3 m/s kaum unterschritten werden.

Der Aquifer unterhalb der Donausohle ist aus quartären sandigen (15-20 Gew.%) Kiesen aufgebaut, deren Durchlässigkeiten in der Größenordnung von rund $5 \cdot 10^{-3}$ m/s liegen und deren Mächtigkeit einige Dezimeter bis wenige Meter beträgt. Die großteils künstlich geschütteten, im wesentlichen aus kiesig-sandigem Material (mittlere Durchlässigkeit $5 \cdot 10^{-3}$ m/s) aufgebauten Böschungen und Dämme sind über die gesamte Stauraumlänge von einem grobblockigen Steinwurf bedeckt. Während durch die Donauinsel (linker Damm) über weite Strecken eine freie Grundwasserkommunikation zwischen Donau und Neuer Donau (gestautes Begleitgerinne) möglich ist, wird entlang des gesamten rechten Uferdammes die freie hydraulische Kommunikation mit dem Grundwasserleiter im dicht bebauten Stadtgebiet durch ein Dichtwandkastensystem unterbunden. Die Grundwasserbewirtschaftung erfolgt hier über ein gesteuertes Hebersystem aus 21 Brunnenpaaren, die beidseitig der Dichtwandkammern angeordnet sind (Entnahmebrunnen, Schluckbrunnen).

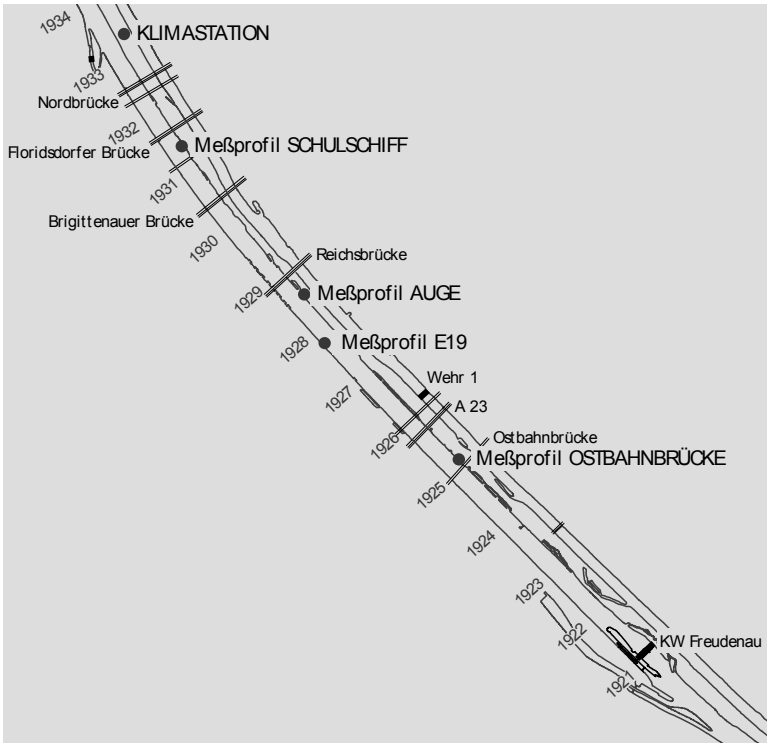


Abb. 1: Untersuchungsgebiet mit den speziell untersuchten Messprofilen

Methoden

Im folgenden werden jene Methoden vorgestellt, die im Stauraum Wien im Zuge des Forschungsprojektes „Kolmationsprozesse am Beispiel des Stauraums Freudenau“ neben den üblichen hydraulischen und hydrologischen Messungen erfolgreich zur Dokumentation der staubedingten Gewässerbettveränderungen zum Einsatz kamen.

Multi-Level-Sonden zur Druckmessung unter der Flusssohle

Die räumliche und zeitliche Verteilung sowie die Größe des Potenzialabbaues durch die kolmatierte Schicht sind für die Kolmationsentwicklung an der Flusssohle von entscheidender Bedeutung. Mit Hilfe sogenannter Multi-Level-Sonden (siehe Abbildung 2) konnten die Piezometerhöhen 0,5 m, 1,0 m und 1,5 m unterhalb der Donausohle im Messprofil Schulschiff (Abbildung 1) gemessen werden.

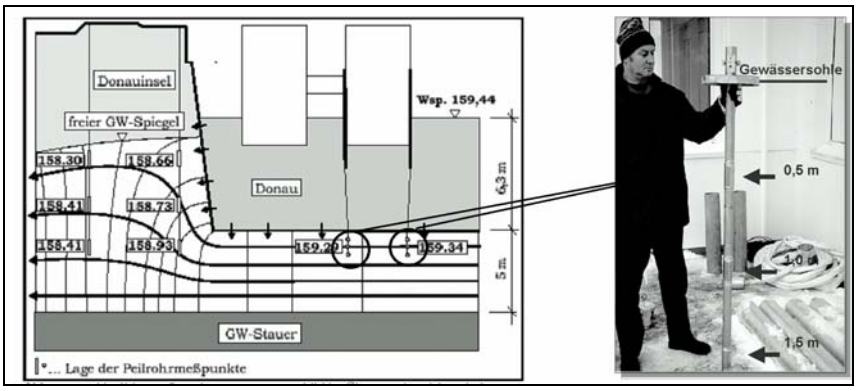


Abb. 2: Idealisiertes Grundwasserströmungsbild im Übergangbereich zwischen Sohle und Böschung beim Messprofil Schulschiff mit Messeinrichtung

Die klaren hydraulischen Randbedingungen im Stauraum Wien-Freudenau ermöglichten mit Hilfe dieser Druckmessungen (Gutknecht, 1999) eine Berechnung des Leakage-Faktors, welche die Infiltrationsrate im lokalen Bereich der Messanordnung bestimmt.

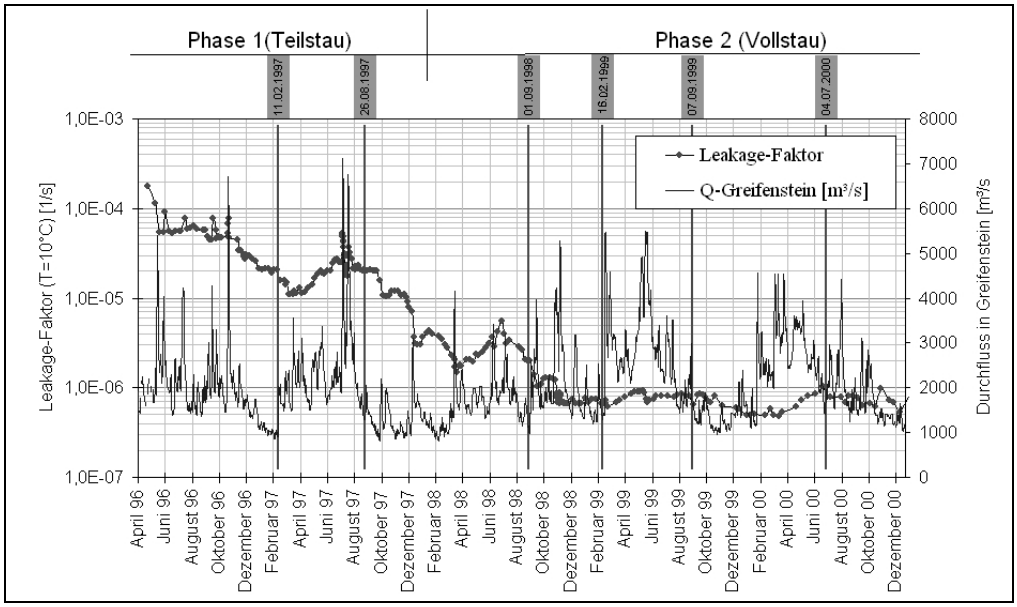


Abb. 3: Ganglinie des Leakage-Faktors der kolmatierten Sohlschicht beim Messprofil „Schulschiff“ mit den Aufnahmedaten der Videoprofile

Bei Betrachtung der Ganglinie des Leakage-Faktors (Abbildung 3) lässt der steile Abfall zu Beginn erkennen, dass der Kolmationsprozess sofort nach Teilstauerrichtung begann. Er erreichte nach zirka zwei bis drei Monaten einen quasi-stabilen Zustand, der bis in den Herbst 1996 bestehen blieb. Im Gefolge kleinerer Hochwässer (Fließgeschwindigkeiten > 2 m/s) konnte in weiterer Folge mehrmals eine teilweise Dekolmati-

on beobachtet werden (Erhöhung des Leakage-Faktors bzw. der Sohldurchlässigkeit), die jedoch immer wieder innerhalb weniger Wochen zurückging, was durch das Wieder-Erreichen der Ausgangs-Leakage-Faktoren dokumentiert ist. In weitere Folge nahm der Leakage-Faktor über etwa zwei Jahre weiter ab und erreichte Ende 1998 ein bislang andauerndes quasi-stabiles Minimum.

Freeze-core-Verfahren

Bei diesem Verfahren (Humpesch, 1993) wird – z.B. von einer schwimmenden Arbeitsplattform – eine etwa 1 m lange Hohllanze in die Gewässersohle eingeschlagen und von innen mittels Flüssigstickstoff gekühlt, worauf ein etwa zylindrischer Probenkörper von 20-40 cm Durchmesser an der Lanze festfriert, der mittels Seilwinde geborgen werden kann (Abbildung 4). Der Vorteil dieses Verfahrens liegt in seiner Aussagekraft über die Tiefe. Es eignet sich vor allem zur Beschreibung des Ablagerungsgefüges und des Schichtaufbaues. Beim Einrammen der Lanze kommt es an der Oberfläche und im Kernbereich der Probe allerdings zu Störungen in Form von Materialverschiebungen und Durchmischungen. Weiters konnte ein teilweises Auswaschen von Feinsedimentfraktionen bis in eine Tiefe von etwa 3-4 dm quantitativ nachgewiesen werden, weshalb korngrößenanalytische Auswertungen nur bedingt durchführbar sind. Anhand der Freeze-core-Proben ließen sich sowohl (semi-)quantitative Aussagen zum Korngrößenaufbau der Stauraumsedimente treffen, als auch rezente Umlagerungsvorgänge (bei Hochwasserereignissen) bis in mehrere Dezimeter Tiefe nachweisen.

Freeze-panel-Verfahren (FPS)

Das Freeze-panel-Verfahren stellt eine Weiterentwicklung des Freeze-core-Verfahrens dar und kann auch ohne großen Zusatzaufwand mit diesem kombiniert werden (Niedereiter, 1999). Der Verfahrensunterschied besteht darin, dass die Sedimentprobe durch nahezu berührungsfreies Gefrieren von der Oberfläche her gewonnen wird. Hier fungiert eine kreisrunde Metallplatte als Kühlfläche, um die sich ein kugelkalottenförmiger Gefrierkörper von 45 cm Durchmesser und max. 25 cm Höhe bildet (Abbildung 5). Es kommt dabei zu keinen Gefügestörungen und Materialverlusten, weder bei der Entnahme, noch beim Transport bis ins Labor, noch beim Auftauen der Probe. Die Methode eignet sich damit vorzüglich sowohl für quantitative Korngrößenanalytik als auch für strukturelle deskriptive Untersuchungen der obersten Sedimentschichten. Im Stauraum des Donaukraftwerkes Freudenau in Wien wurde das Verfahren vor allem zur sedimentologischen Charakterisierung unterschiedlicher Kolmationstypen eingesetzt.

In Tabelle 1 sind die Vor- und Nachteile der beiden Gefrierverfahren einander gegenübergestellt.

Im Zeitraum von September 1998 bis November 1999 wurden an vier Terminen insgesamt 16 FPS-Proben im Bereich der Messprofile Schulschiff (Strom-km 1931,4) und Ostbahnbrücke (Strom-km 1925,1) entnommen. Die Korngrößenanalysen der untersuchten Proben lieferten konkrete Anhaltspunkte über die an der Kolmation maßgeblich beteiligten Korngrößenfraktionen und deren Einlagerungstiefe in das ursprüngliche Korngerüst (Kolmationstiefe). Die feinkörnigsten Anteile waren jeweils unmittelbar an der Oberfläche (Zwickel der Deckschichtkomponenten) vorzufinden. Bis zu einer typischen, nur wenige Millimeter mächtigen „Feinsedimenthaut“ an der Basis der Deckschichtkomponenten wurde eine nur geringfügige, meist kontinuierlich verlaufende Vergröberung des Korngrößenaufbaues festgestellt.

Unter dieser oberflächennahen „Filterschicht“ (vgl. Schälchli, 1993) erfolgt dann eine sehr rasche und markante Abnahme des Feinsedimentanteiles. Die quantitative Korngrößenanalyse ergab, dass innerhalb der 2 cm – 5 cm mächtigen Filterschicht die Kornfraktionen < 0,25 mm (Feinsand-Schluff-Ton) im Vergleich zu den gröberen Sandfraktionen (0,25 mm – 2 mm; Mittel-Grobsand) deutlich überrepräsentiert waren.

Freeze-Core-Sampling (FCS)
HUMPESCH & NIEDERREITER, 1993



Abb. 4: FCS-Probe (mit Stickstofflanze und Strömungsschutzplatte; Probenlänge ca. 90 cm)

Vorteile

- größere Entnahmetiefe (bis ca. 1,5 m)
- größere Gesamtentnahmemenge bis ca. 150 kg
- Schichtungsmerkmale deutlich erkennbar

Nachteile

- Sedimentoberfläche wird gestört
- Sedimentprofil im Inneren wird durch Materialverschiebungen gestört
- Feinsedimentverlust in sandigen Kiesen bis in mehrere dm Tiefe nachweisbar
- Fluchtmöglichkeit für Organismen während der Situierung des Entnahmegerätes
- Porenwasseraustausch wird begünstigt
- Probenzerlegung: Zersägen bzw. Abschlagen und Abtauen der Probe vom Entnahmegerät notwendig: dabei weitere Gefügezerstörungen
- hoher Kraftaufwand beim Setzen und beim Ziehen des Entnahmegerätes (Materialverschleiß)

Freeze-Panel-Sampling (FPS)
NIEDERREITER & STEINER, 1999



Abb. 5: FPS-Probe (mit N_2-Verdampferplatte und Eisbildung; Probendurchmesser ca. 45 cm)

Vorteile

- zerstörungsfrei
- berührungsarm, vibrationsarm
- keine Materialverluste
- kein Porenwasseraustausch, d.h. chemische Analysen möglich
- keine Fluchtmöglichkeit für Organismen durch schockartig einsetzende Frostwirkung innerhalb der Schaumstoffdichtung
- Probenzerlegung: Zersägen bzw. Zerschlagen der Probe zum Abnehmen vom Entnahmegerät nicht erforderlich; keine Gefügezerstörung beim Abtauen bei sachgemäßer Probeneinbettung
- Wesentlich geringerer Kraftaufwand (Mensch- und Material schonender)

Nachteile

- Geringere Gesamtentnahmemenge max. ca. 50 kg
- Geringere Entnahmetiefe (20-30 cm)

Tab. 1: Methodenvergleich Freeze-Core-Sampling und Freeze-Panel-Sampling

Abbildung 6 zeigt die Ergebnisse der empirischen Abschätzung der Durchlässigkeit aus der Kornverteilung (nach Hazen, 1892) für Korngrößenanteile < 2 mm. Diese Darstellung belegt die sehr geringe Kolmationstiefe.

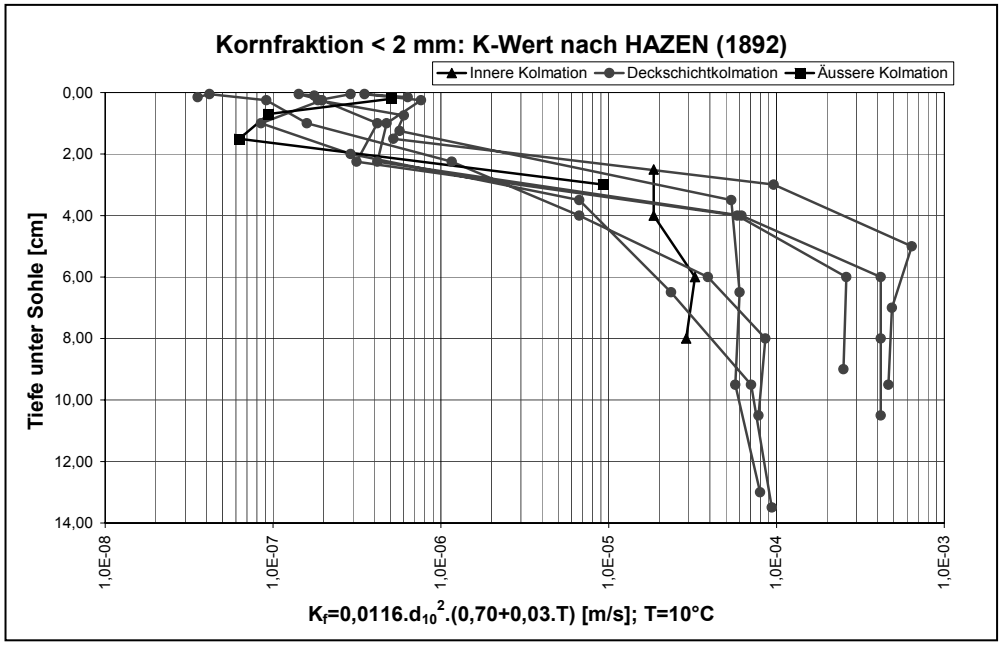


Abb. 6: Empirische Abschätzung der Durchlässigkeit K (nach Hazen, 1892) für die Korngrößenanteile < 2 mm

Unterwasservideoeinheit „VIDEONAUT“

In Kooperation mit der Fa. UWITEC-Mondsee wurde ein Kameragehäuse samt Schlitten (Abbildung 7) entwickelt, welches bei einem minimalen Aufnahmeabstand von 3 cm die wahlweise Aufzeichnung digitaler Standbilder oder Videosequenzen erlaubt. Diese Kamera wurde einerseits zur kontinuierlichen Dokumentation von Messstellenbereichen eingesetzt und lieferte so wertvolle Anhaltspunkte über die zeitliche Entwicklung lokaler Phänomene. Auf der anderen Seite konnten durch mobilen Betrieb von einem Schiff aus gute Einblicke in die großräumige Entwicklung von Gewässerbettstrukturen gewonnen werden. Zu diesem Zweck wurde die Kameraeinheit an mehreren Punkten pro Querprofil an der Sohle abgesetzt. Dadurch konnten verschiedene Kolmationstypen identifiziert und kartiert werden. Bedingt durch den starken sohlnahen Geschiebetrieb, die hohe Schwebstoffführung und die damit verbundene Reduzierung der Sichttiefe auf weniger als 3 cm ist dieses Aufnahmeverfahren im Hochwasserfall allerdings nur sehr beschränkt einsetzbar.

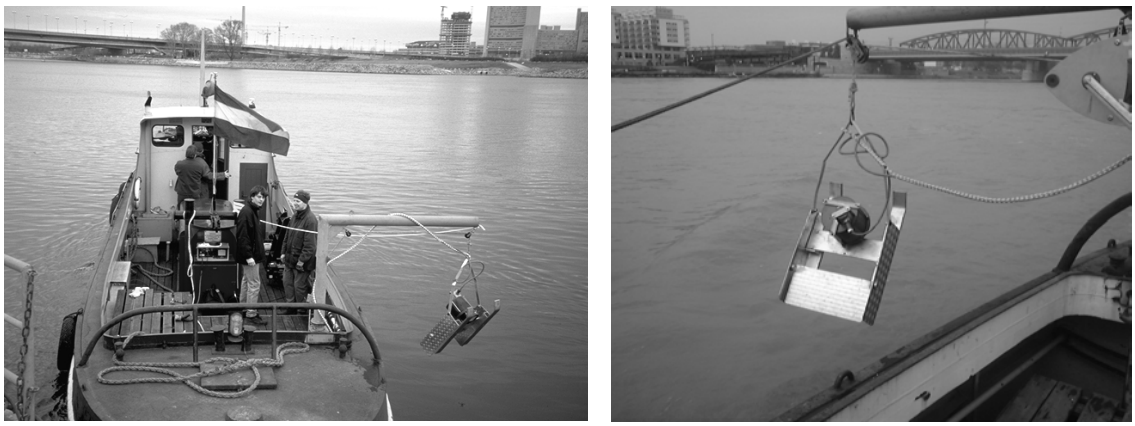


Abb. 7: Mobiler Einsatz des „Videonauten“ mit einer Barkasse

Mit der Videodokumentation von Gewässerbettveränderungen wurden folgende Ziele verfolgt:

- Dokumentation der räumlichen Korngrößenvariabilität der Sohle zu bestimmten Zeitpunkten
- Dokumentation der Kolmationsentwicklung im Stauraum
- Detaillierte Dokumentation der Sohle in den Messstellenumgebungen als Grundlage für hydraulische und sedimentologische Analysen
- Kartierung der unterschiedlichen Kolmationstypen und Auffinden einer eventuell vorhandenen Feinsedimentgrenze im Stauraum Freudenau

Ergebnisse des kombinierten Methodeneinsatzes

Deckschichtkolmation

Mit Hilfe der Videodokumentation und der darauf aufbauenden gezielten Auswahl von Standorten für die Entnahme ungestörter Sedimentproben konnte neben den Erscheinungsformen der inneren und äußeren Kolmation die Deckschichtkolmation als weiterer eigenständiger Kolmationstyp identifiziert werden, bei dem die Zwischenräume der Deckschichtkörner teilweise bzw. vollständig mit Feinsediment verfüllt sind.

Mächtigkeit der Kolmationsschicht

Die Analyse der entnommenen Sedimentproben der obersten Sohlschicht, die Auswertung der Grundwasserdruckhöhen in verschiedenen Tiefen unter der Stromsohle sowie visuelle Beobachtungen durch Taucher im Zuge der Installation von Messeinrichtungen weisen – entgegen den ursprünglichen Erwartungen vor Beginn des Forschungsprojektes – auf eine äußerst **geringe** Mächtigkeit der noch jungen Kolmationsschicht im Stauraum Freudenau von wenigen Zentimetern hin.

Durchlässigkeit der Kolmationsschicht

Sowohl die Untersuchungen weitgehend ungestörter Sedimentproben im Labor als auch die Auswertung von Grundwasserdruckhöhenmessungen im Profil Schulschiff erlaubten die Quantifizierung der Durchlässigkeit der Kolmationsschicht für verschiedene Kolmationstypen (Abbildung 8).

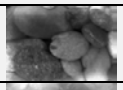
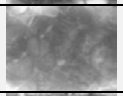
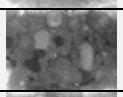
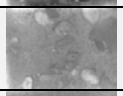
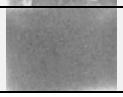
KOLMATIONSTYP		**DURCHLÄSSIGKEIT** in m/s bei einer Mächtigkeit der Kolmationsschicht von 10 cm
Keine sichtbare (innere) Kolmation		$1 \cdot 10^{-3}$ bis $1 \cdot 10^{-4}$
Beginnende Deckschichtkolmation		$1 \cdot 10^{-5}$ bis $5 \cdot 10^{-6}$
Deckschichtkolmation		$1 \cdot 10^{-7}$ bis $5 \cdot 10^{-7}$
Beginnende äußere Kolmation		$5 \cdot 10^{-8}$ bis $1 \cdot 10^{-7}$
Äußere Kolmation		$< 1 \cdot 10^{-8}$

Abb. 8: Abschätzung der Durchlässigkeit für verschiedene Kolmationstypen

Zwischen Frühjahr 1996 (Teilstauerrichtung) und Sommer 2000 sank der Leakage-Faktor der Stromsohle im Messprofil Schulschiff von $1 \cdot 10^{-4}$ s^{-1} auf $1 \cdot 10^{-6}$ s^{-1}. Geht man von einer Mächtigkeit der Kolmationsschicht von 0,10 m aus, so entspricht dies einer Abnahme der Durchlässigkeit von $1 \cdot 10^{-5}$ m/s auf $1 \cdot 10^{-7}$ m/s.

Kolmationszyklen

Vor allem die Erfassung der Grundwasserdruckhöhen im Aquifer unterhalb der Stromsohle mit Hilfe von multi-level-Sonden zeigte, dass größere Hochwässer – im Gegensatz zu kleineren Ereignissen – nach Abklingen der Welle einen weiteren Durchlässigkeitsrückgang auf ein Maß bewirken, welches deutlich unter der Ausgangsdurchlässigkeit vor Beginn des Hochwasserereignisses lag.

Die Auswertung der durchgeführten Videodokumentation belegt, dass dabei bereits kolmatierte Bereiche mit stark verfestigter Deckschicht (z.B. Deckschichtkolmation) mit frischem Sediment überdeckt werden. Diese Überdeckung kolmatiert in weiterer Folge neu, sodass zeitlich aufeinanderfolgende Kolmationszyklen zu beobachten sind, deren Kolmationshorizonte räumlich übereinander liegen.

Die beobachtete Dauer eines Kolmationszyklus von wenigen Wochen bis zu einigen Monaten stimmt mit den aus der Literatur bekannten Ergebnissen von Laboruntersuchungen gut überein (Banscher, 1975; Van Riesen, 1975; Cunningham, 1987; Schälchli, 1993). Andererseits kann durch die Überlagerung zahlreicher Kolmationshorizonte langfristig eine mehrere Dezimeter mächtige Sohlschicht mit sehr geringer Durchlässigkeit entstehen, wie sie aus älteren Donaustauräumen bekannt ist (Steiner, 1998).

Raum-zeitliche Entwicklung der Kolmation

Die umfassende Videodokumentation der Gewässersohle im Stauraum zeigt, dass – entgegen früheren Annahmen – im Stauraum keine eindeutige Feinsedimentgrenze im Längenschnitt angegeben werden kann, sondern dass die räumliche Verteilung von Sedimentablagerungen in Form von äußerer bzw. Deckschichtkolmation auch in wesentlichem Ausmaß durch die unterschiedlichen Strömungsverhältnisse im Querschnitt bestimmt wird.

Die Kolmationsentwicklung im Stauraum lässt sich somit zusammenfassend in drei Phasen darstellen (Abbildung 9), wobei eine räumliche und zeitliche Heterogenität festgestellt werden konnte:

- In der ersten Phase dominieren Kolmationszyklen, welche weitgehend durch Hochwasserereignisse geprägt werden, die Abnahme der Sohldurchlässigkeit. Diese lokale Durchlässigkeitsabnahme bestimmt in dieser Phase auch den Rückgang des Uferfiltratdargebots.
- In der zweiten Phase wird infolge der immer stärkeren Durchlässigkeitsabnahme und Sohlverfestigung – zunächst in Ufernähe – lokal ein quasi-stabiler Endzustand der Sohldurchlässigkeit erreicht. Das Uferfiltratdargebot nimmt jedoch weiter ab, da die Kolmation immer mehr vom Uferbereich in Richtung Strommitte fortschreitet.
- In der dritten und letzten Phase wird schließlich über den gesamten Stauraum ein, den Strömungsverhältnissen bei Staubedingungen entsprechender, quasi-stabiler Zustand der Gewässerbettdurchlässigkeit erreicht, sodass auch das Uferfiltratdargebot nicht mehr weiter signifikant absinkt.

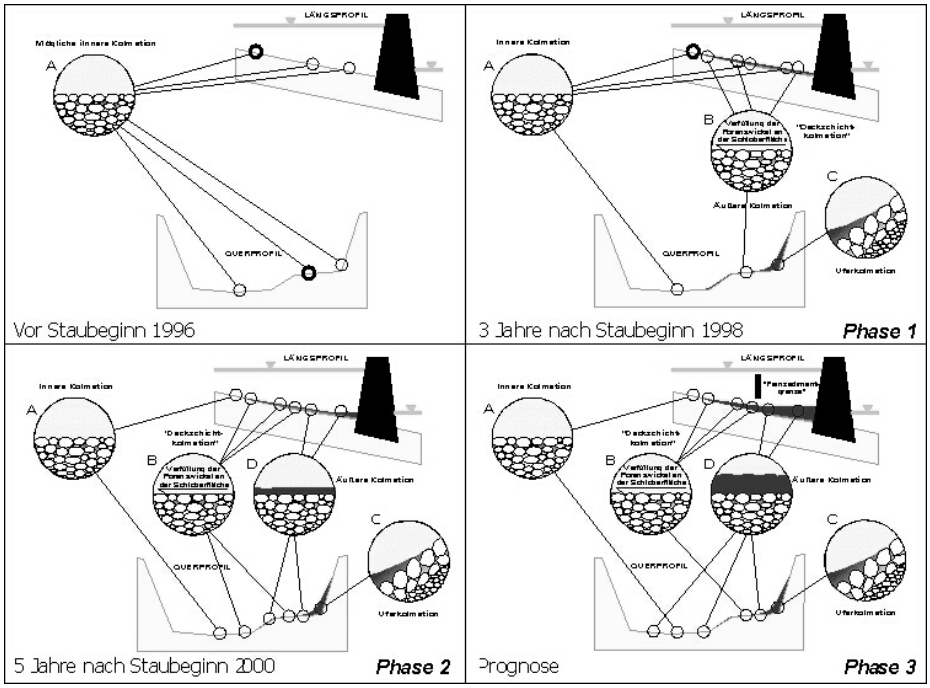


Abb. 9: Kolmationsentwicklung in drei Phasen

Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

Im Rahmen des Forschungsprojektes „Kolmationsprozesse am Beispiel des Stauraums Freudenau“ wurden detaillierte Untersuchungen zur Entwicklung der Kolmation auf verschiedenen Maßstabsebenen durchgeführt. So ermöglichten die Messungen der Grundwasserdruckhöhen im Aquifer unterhalb der Gewässersohle im Messprofile „Schulschiff“ die Dokumentation der Kolmationsentwicklung im lokalen Maßstab mit hoher zeitlicher Auflösung. Mit der Entwicklung einer Probennahmetechnik zur Entnahme von weitgehend ungestörten Sedimentproben des Gewässerbettes (freeze-panel-Verfahren) konnten die kolmatierten Sohlbereiche detailliert beschrieben werden. Die visuelle Information aus den Videoaufnahmen wiederum vermittelte in Kombination mit den Ergebnissen der sedimentologischen Untersuchungen ein anschauliches Bild der Entwicklung der Stromsohle im Stauraum in Raum und Zeit.

In einem großen Mittelgebirgsfluss wie der Donau bei Wien herrschen generell sehr schwierige Bedingungen für in-situ-Untersuchungen und -Beprobungen, weshalb keines der vorgestellten und eingesetzten Verfahren für sich alleine zur Beantwortung der anliegenden Fragestellungen ausreichend gewesen wäre. Es sei ausdrücklich betont, dass vor allem auch die rein qualitativ-beschreibenden Verfahren eine wertvolle und nahezu unverzichtbare Zusatzinformation für die Interpretation der quantifizierenden Verfahren darstellten. Nur durch den kombinierten Einsatz verschiedener Techniken konnten die individuellen Mängel und Einschränkungen in der Verwendbarkeit einzelner Verfahren wettgemacht werden.

Letztendlich konnte unter Anwendung der vorgestellten Untersuchungsmethoden ein sehr klares und konsistentes Bild von der Sedimentationsdynamik im Stauraum gewonnen werden. Die aus zahlreichen Beobachtungen zu ziehenden Schlüsse ließen sich gut in das Bild der hydraulisch erfassbaren Kolmationsdynamik einpassen. Einige visuelle Beobachtungen waren sogar notwendige Voraussetzung für eine sinnvolle Interpretation der hydraulischen Messdaten.

Danksagung

Das Forschungsprojekt wurde von der Forschung des Verbund und der Stadt Wien über fünf Jahre großzügig gefördert, wofür an dieser Stelle herzlich gedankt sei.

Literatur

Banscher, E. 1975: Beitrag zur Beurteilung von Kolmationserscheinungen an fließenden Gewässern. Diss. Techn. Universität Dresden.

Blaschke, A.P.; Braunshofer, R.; Feregyhazy, H.; Gutknecht, D.; Habersack, H.; Karner, Ch.; Mayr, P.; Schmalfuß R.; Schober, S.; Sengschmitt, D.; Steiner 2002: Kolmationsprozesse am Beispiel des Stauraumes Freudenau. Phase II.
Schriftenreihe der Forschung im Verbund. Band 75. Wien 2002.

Cunningham, A. B., Anderson, C. J., Bouwer, H. 1997: Effects of Sediment-Laden Flow on Channel Bed Clogging. J. of Irrigation and Drainage Eng., ASCE. Vol. 113, No.1, pages 106-118.

Geldner, P 1981: Deterministische und stochastische Methoden zur Bestimmung der Selbstdichtung von Gewässern.
Institut für Wasserbau, Uni Stuttgart, Heft 49.

Gutknecht, D., Blaschke, A.P., R. Schmalfuß, D. Sengschmitt, Steiner, K.-H.; Reichel, G., Feregyhazy, H., Herndl, G.J.; Battin, T.; Dreher, J. 1999: Kolmationsprozesse am Beispiel des Stauraumes Freudenau. Schriftenreihe der Forschung im Verbund. Band 44.

Hazen, A. 1892: Some physical properties of sands and gravels with special reference to their use in filtration.- Twenty-fourth annual report state board of health Mass.: p. 541-556. Boston, Mass.

Humpesch, U.H. & Niederreiter, R., 1993. Freeze-core method for sampling the vertical distribution of the makrozoobenthos in the main channel of a large deep river, the River Danube at kilometre 1889. Arch. Hydrobiol. Suppl. 101, large Rivers 9. Stuttgart 1993

Niederreiter, R. & Steiner, K.-H. 1999: Der Freeze-Panel-Sampler (Frost-Platten-Sammler; FPS) - Ein neues korngrößenunabhängiges Verfahren zur Entnahme gefügeintakter oberflächennaher Urproben aus wassergesättigten Lockersedimenten. Hydrologie und Wasserbewirtschaftung, Jg. 43 (1999), H. 1. Koblenz.

Patscheider, R. 1994: Selbstdichtung von Gewässern, Ursachen und Einflußfaktoren. Diplomarbeit Techn. Univ. Wien.

Schälchli, U. 1993: Die Kolmation von Fließgewässersohlen: Prozesse und Berechnungsgrundlagen. Technische Hochschule Zürich (VAW). H. 124.

Steiner, K.-H., Blaschke, A.P., Gutknecht, D. 1998: Auswirkungen künstlicher Dekolmationsmaßnahmen: Fallstudie Altenwörth.
Wiener Mitteilungen, Wasser - Abwasser - Gewässer., H. 148, 289-319

van Riesen, S. 1975: Uferfiltratverminderung durch Selbsdichtung an Gewässersohlen. Dissertation, Universität Karlsruhe.

Autoren:

Dr. A.P. Blaschke[1)], Dr. R. Schmalfuss[2)], Mag. K.-H. Steiner[1)]

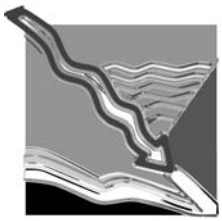
[1)]Institut für Hydraulik, Gewässerkunde und Wasserwirtschaft

Technische Universität Wien, Karlsplatz 13, 1040 Wien, Österreich

email: blaschke@hydro.tuwien.ac.at

[2)]Ingenieurkonsulent f. Bauingenieurwesen, Oswaldgasse 27-31, 1120 Wien, Österreich

Internationales Symposium 2002 in Zürich
MODERNE METHODEN UND KONZEPTE IM WASSERBAU
Organisiert von der Versuchsanstalt für Wasserbau,
Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich und
dem Schweizerischen Wasserwirtschaftsverband



Ein Fluss mit Zukunft

o.Univ.Prof.Dipl.-Ing. Dr. Helmut Drobir

KURZFASSUNG

Die Stadt Wien plant zur Verbesserung des Hochwasserschutzes und der Gewässergüte eine Neugestaltung des derzeitigen Wienflusses. Diese Hauptverbindung des Wienerwaldes mit der Donau rinnt, seit der vor rd. 100 Jahren durchgeführten Flussverbauung, als trübes Rinnsal zwischen scheinbar viel zu hohen Ufermauern mitten durch die Stadt. Man will nun vor allem die ökologische Funktionsfähigkeit des Wienflusses, bei dem man heute eher an Kanalisation als an ein natürliches Fließgewässer denkt, wieder herstellen. Da im Zuge des geplanten Umbaues bezüglich Hochwasserabfuhr, Sohlstabilität und Feststofftransport Fragen auftraten, für deren Beantwortung die heute zur Verfügung stehenden Berechnungsverfahren nicht ausreichen, sind im Wasserbaulabor des Institutes für Konstruktiven Wasserbau der TU Wien entsprechende hydraulische Modellversuche durchgeführt worden. Über die Ergebnisse dieser Modellversuche und die daraus gewonnenen neuen Erkenntnisse soll in vorliegender Arbeit berichtet werden.

1. EINLEITUNG

Als Hauptfluss des Wienerwaldes ist der Wienfluß eine wichtige Verbindung zur Donau. Bis in das späte 19. Jahrhundert durchfloss er romantische Aulandschaften mit Wiesen und lichten Auwäldern; aber diese Idylle war trügerisch und barg große Gefahren für die angrenzenden und ständig wachsenden Siedlungsgebiete der Stadt. Im Hochwasserfall konnte ein Niederwasserabfluss innerhalb kürzester Zeit auf den 2.000- fachen Wert ansteigen. Die Folgen waren verheerende Überschwemmungen. So sind im Jahre 1785 sogar die Keller und das Erdgeschoss des Schlosses Schönbrunn, der kaiserlichen Sommerresidenz in Wien, überflutet worden.

Entlang des Flusses sind in dieser Zeit zahlreiche Gewerbe- und Industriebetriebe, sowie die Siedlungen der dort beschäftigten Arbeiter entstanden. Die Abwässer dieser Anlagen flossen direkt in den Wienfluß, der immer mehr zur Brühe wurde. Nach einer Choleraepidemie um 1830 entschloss man sich, beidseitig der Wienflußufer Sammelkanäle zu bauen, um die Abwässer geradewegs in den Donaukanal zu leiten. Da die Bevölkerung innerhalb weniger Jahre wei-

ter stark anwuchs, wurden diese Sammelkanäle rasch zu klein und ein Teil der Abwässer musste wieder über Entlastungskanäle in den Wienfluß geleitet werden.

Um das Hochwasser- und Abwasserproblem endgültig in den Griff zu bekommen, wurde 1880 eine Flussregulierung in Verbindung mit dem Bau einer Trasse für die Stadtbahn und der Ausbau der Sammelkanäle geplant. Dieses Projekt ist dann in den folgenden Jahren umgesetzt worden. Es entstand das tiefliegende künstliche Flussbett und die ebenfalls tief eingeschnittene, unmittelbar daneben verlaufende Trasse der Stadtbahn. Eine einfache Mauer trennt bis heute das Flussbett von der Stadtbahntrasse. Im Gegensatz zu unseren derzeit gültigen Vorstellungen, sollte der Wienfluß im Stadtbereich verschwinden und weitgehendst eingewölbt werden.



Abbildung 1:
Ein Rinnsal zwischen viel zu hohen Ufermauern mitten in der Stadt

Man war sich schon damals im Klaren, dass die Trennmauer zwischen Flussbett und Stadtbahn einen Schwachpunkt darstellte und man bei extremen Hochwässern eine Überflutung der Stadtbahntrasse nicht ausschließen konnte. Um die Hochwasserspitzen im Wienfluß zu reduzieren, wurden daher am westlichen Stadtrand in Auhof ausgedehnte Hochwasserrückhaltebecken gebaut. Beim Abschluss der Bauarbeiten im Jahre 1899 waren bereits kurze Bereiche des Flussbettes in der Innenstadt überdeckt. Bis 1915 hatte man dann vom Stadtpark über den Naschmarkt hinaus auf rd. 2.6 km Länge den Wienfluß eingewölbt. Im ersten Weltkrieg kam die Bautätigkeit zum Erliegen, wodurch eine weitere Einwölbung unterblieb. So ist bis heute der überwiegende Teil des Wienflusses nach oben offen geblieben.

Ein Abschnitt von ganz besonderer Bedeutung ist der Abschnitt vom Stadtpark bis zum Donaukanal. Hier tritt der Wienfluß nach der 2.6 km langen Einwölbungsstrecke wieder ans Tageslicht und ist inmitten einer Parklandschaft gut zu sehen und als Fluss erlebbar. Gemeinsam mit dem Stadtpark, der dortigen U-

fergestaltung und dem vom Architekten Ohmann geschaffenen Portal am Ende der Einwölbung, bildet der Wienfluß in diesem Bereich ein Gesamtdenkmal von überregionaler Bedeutung.
Bis heute haben die Anlagen der Wienflussregulierung ihre Aufgabe erfüllt. Nun sind sie nach über 100 Jahren Betrieb reparaturbedürftig und bei einem Extremhochwasser überlastet. Dazu kommt, dass die Sammelkanäle, wenn sie nach einem Starkregen zu voll werden, Überwasser in den Wienfluß abgeben und diesen hygienisch belasten. Die verstärkte Verbauung bisher ungenutzter Areale hat im Einzugsgebiet des Flusses große Flächen versiegelt. Niederschläge, die bisher im Boden versickern konnten, fließen jetzt oberflächlich rasch ab und erhöhen die Abflussspitzen der Hochwässer. Es besteht die Gefahr, dass bereits ein hundertjährliches Hochwasser an einigen kritischen Stellen über die Trennmauer zwischen Wienfluß und Stadtbahntrasse überschwappt; nur verläuft auf der ehemaligen Stadtbahntrasse heute eine der wichtigsten U-Bahn-Linien Wiens.

2. NEUGESTALTUNG

Aus all diesen Gründen wird eine zeitgemäße Neugestaltung des Wienflusses ins Auge gefasst, die nicht nur die technische Seite des Hochwasserschutzes, sondern auch die Wassergüte, die ökologische Funktionsfähigkeit und Erlebbarkeit als naturnah gestaltetes Fließgewässer beinhaltet. Es soll ein Fließkontinuum in Form eines durchgehend besiedelbaren und graduell sich ändernden Lebensraumes entstehen. Bestehende Hindernisse wie Abstürze und durchgehende Schwellen wird man so rückbauen, dass tierische Wanderungsbewegungen vom Donaukanal bis in den Wienerwald wieder möglich werden.

Die Hochwasserrückhaltebecken in Auhof bilden das Kernstück des Hochwasserschutzes. Um die Hochwasserspitzen stärker als bisher abzumindern, wird man die Gesamtanlage flexibel und steuerbar betreiben müssen. Zur Zeit werden die bestehenden Wehranlagen umgebaut und mit beweglichen, über Computer steuerbaren Wehrverschlüssen ausgestattet. Die bestehenden Rückhaltebecken, die schon heute das größte Feuchtbiotop im Westen Wiens darstellen, bleiben als Naturräume erhalten.

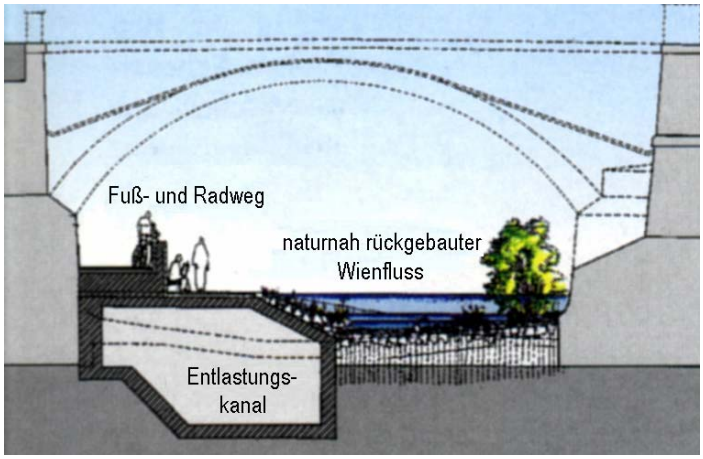


Abbildung 2:
Ein die Wasserfläche begleitender Fuß- und Radweg soll den Wienfluß wieder für die Menschen attraktiv und erlebbar machen.

Ein neuer Sammelkanal soll die bestehenden Sammler entlasten und so die Gewässergüte verbessern. Überwasser wird in Zukunft nur im Extremfall in

einen hochwasserführenden Wienfluss abgegeben. In solchen Fällen ist mit einer ausreichenden Verdünnung der Abwässer zu rechnen.

Durch Belegung der derzeit bestehenden gepflasterten „harten“ Flusssohle mit Bruchsteinen und Verfüllung der Lückenräume mit sandig-kiesigem Material soll eine einem natürlichen Fliessgewässer entsprechende Flusssohle mit naturnah gestalteten Ufern entstehen. Zur Strukturierung des Flussbettes in Tiefenrinnen und Flachwasserzonen hat man den Einbau von klassischen Strukturelementen des Flussbaues wie Störsteine, Buhnen sowie aufgelöste Schwellen und Rampen geplant. Aufgrund der guten Erfahrungen, die in Wien an Bächen und kleineren Flüssen mit wasserbaulichen Strukturmaßnahmen bereits gemacht wurden, ist zu erwarten, dass auch ein neugestalteter Wienfluß in absehbarer Zeit von Fischen und anderen Lebewesen wiederbesiedelt wird.



Abbildung 3:
Geplante Neugestaltung als natürliches Fliessgewässer mit entsprechend naturnah gestalteten Ufern.

Die Neugestaltung des Wienflusses enthält auch ein großes stadtstrukturelles Entwicklungspotential. Ein möglichst durchgehender, die Wasserfläche begleitender Fuß- und Radweg soll den Wienfluß wieder für die Menschen attraktiv und erlebbar machen. Zudem werden damit die Grünräume im Westen der Stadt und die Grünanlagen im Stadtinneren wesentlich besser erreichbar. Bei entsprechender Gestaltung kann sich der Fuß- und Radweg zu einem hochwertigen Naherholungsgebiet entwickeln.

3. MODELLVERSUCHE

Wie bereits erwähnt, waren im hydraulischen Modellversuch speziell die Fragen der Hochwasserabfuhr, der Sohlstabilität und des Feststofftransportes zu untersuchen. Die 2.6 km lange Einwölbungsstrecke ist hier ein besonders kritischer Bereich, so dass sie im Wasserbaulabor des Institutes in voller Länge nachgebildet wurde. Weiters sind zur Klärung von Detailfragen, wie Optimierung der Sohlstrukturen und der Sohlstabilität, in den Versuchsrinnen (Glasrinne und

Flussbaurinne) des Labors zusätzliche Untersuchungen im Maßstab 1:10 und 1:15, durchgeführt worden.



Abbildung 4:
Nachbildung der gesamten Einwölbung und einiger hundert Meter offener Fluss-Strecke im Wasserbaulabor der TU in Wien.
Maßstab: 1:50.

3.1 Vorversuche der Bundesversuchsanstalt in Wien

Die Bundesversuchsanstalt für Wasserbau in Wien hatte man bereits Jahre zuvor mit grundlegenden hydraulischen Modellversuchen, zur Ermittlung der Stabilität von Sohlrollierungen im Rahmen der geplanten Neugestaltung des Wienflusses, beauftragt. Bei diesen, in einer Glasrinne durchgeführten Vorversuchen, bestand die untersuchte Sohlrollierung aus grob gebrochenem, kantigem Einkornmaterial, das einlagig direkt auf der festen Gerinnesohle oder auf einer Unterschicht aus feinkörnigerem Material verlegt wurde. Bei einer dieser Untersuchungen waren auch noch die Lückenräume der Einkorn-Sohlrollierung mit Feinmaterial verfüllt. Außerdem war eine aus einem Korngemisch bestehende Sohlrollierung, die man mehrlagig einbaute, in das Versuchsprogramm aufgenommen worden. Bei all diesen Vorversuchen betrug das Sohlgefälle 6‰.

Als Stabilitätskriterium der Sohlrollierung ist der Bewegungsbeginn eines Steines oder weniger Einzelsteine beim Abfluss von HQ_{1000} festgelegt worden. Grundsätzlich kann man die Sohlstabilität auch über die Froudezahl F_* der beginnenden Steinbewegung definieren.

$$F_*^2 = \frac{h \cdot I}{(\rho_S / \rho - 1) \cdot d_m}$$

In dieser Froudezahl des maßgebenden Korndurchmessers entspricht h der hydraulisch wirksamen Wassertiefe, I dem Sohlgefälle, d_m dem maßgebenden Korndurchmesser der Sohlrollierung und ρ_s / ρ dem Massendichteverhältnis von Sohlrollierung zu Wasser, das im vorliegenden Fall bei 2.65 lag.

Bei gegebenem Sohlgefälle I ist über die wirksame Wassertiefe h der Abfluss definiert, so dass über die maßgebende Korngröße d_m der eingebauten Steine die Froudezahl einer stabilen Sohle bestimmbar wird.

Die einlagige Sohlrollierung aus kantigem, grob gebrochenem Einkornmaterial blieb unabhängig davon, ob sie auf einer Unterschicht oder direkt auf der festen Sohle verlegt war, bis zu einer Froudezahl von F_*^2 = 0.020 stabil. Wurde diese Froudezahl überschritten, so begannen sich einzelne Steine in Bewegung zu setzen. Eine Ausnahme bildete die aus einem Korngemisch bestehende und mehrlagig eingebaute Sohle. Hier wurde eine Froudezahl von F_*^2 = 0.037 erreicht. Damit hatte sich wieder einmal bestätigt, dass Korngemische, mehrlagig eingebracht, deutlich stabilere Sohlrollierungen bilden, als entsprechende Einkornmaterialien mit deutlich größeren Korndurchmessern. Für die eher kugelige Steinform wurde d_{65} als maßgebender Korndurchmesser d_m angenommen. Beim mehrlagig eingebrachten Korngemisch würde man, auf die Großausführung bezogenen, für eine noch stabil bleibende Sohlrollierung einen maßgebenden Korndurchmesser von rd. 46 cm benötigen, während beim Einkornmaterial dieser Korndurchmesser auf rd. 80 cm ansteigt.

Ergänzend ist die Stabilität des Füllmaterials untersucht worden. Wie bereits erwähnt, hatte man die Lückenräume einer Einkorn-Sohlrollierung mit Feinmaterial verfüllt. Nach dem Durchgang einer stufenförmig, bis auf 380 m³/s in der Natur ansteigenden Hochwasserwelle waren gewichtsmäßig 53 % des Füllmaterials ausgetragen. Das ausgetragene Füllmaterial lagerte sich dann in jenen Sohlabschnitten ab, wo man auf die Einbringung von Füllmaterial verzichtet hatte. Generell kann aber gesagt werden, dass der Füllmaterialaustrag mit Abnahme des Sohlgefälles geringer wurde.

Durch den Einbau von Strukturelementen wie Störsteinen, Buhnen sowie aufgelösten Schwellen und Rampen, geneigten Sohlgurten und Inseln hatte sich der Austrag von Füllmaterial zwar deutlich verringert, doch zeigten die Strukturelemente eine geringere Stabilität als der durchgehende Rollierungsteppich. Wesentlich schwerer wog aber die wesentliche Anhebung des Wasserspiegels und die Bildung hoher Wellen; alles Erscheinungen, die bei der geringen Überflutungssicherheit der Trennmauer zwischen Flussbett und U-Bahntrasse beziehungsweise im eingeengten Abflussquerschnitt der Einwölbung, nicht gerade erwünscht waren.

3.2 Modellversuche im Wasserbaulabor der TU Wien

Abweichend von den Versuchen der Bundesversuchsanstalt hatte man an Stelle der Einkorn-Sohlrollierung ein fraktioniertes Bruchstein-Korngemisch, bei der auch höhere Belegungsdichten in kg/m² möglich waren, eingebaut. Dadurch wird eine spätere praktische Umsetzung der Modellergebnisse wesentlich erleichtert und auf einem wirtschaftlichen Kostenniveau gehalten. Die Lieferung von Steinmaterial aus Steinbrüchen erfolgt bei kleineren Korndurchmessern in Kornfraktionen und bei größeren Steinen in Steingewichtsklassen. Ein Modell-Korngemisch ist daher relativ einfach über Kornfraktionen und Steingewichts-

klassen auf die Großausführung übertragbar. Würde man nur Einkornmaterial verwenden, so wäre das eine Abweichung von den üblichen Lieferformen, aufwendig zusammenzustellen und damit unverhältnismäßig teuer.

Die von der Bundesversuchsanstalt durchgeführten Versuche hatten auch gezeigt, dass die klassischen, üblicherweise im Flussbau zum Einsatz kommenden Strukturelemente nicht nur den Wasserspiegel gegenüber dem eines Rollierungsteppichs deutlich anheben, sondern auch eine sehr starke Wellenbildung verursachen. Es war nun diese unerwünschte Wellenbildung, von der man befürchtete, dass sie neben einem Überschwappen über die Trennmauer zwischen Flussbett und U-Bahntrasse auch ein zeitweises Zuschlagen des Durchflussquerschnittes in der Einwölbungsstrecke bewirken könnte. Die dadurch ausgelöste Abflussinstabilitäten könnten weiters, an der über 100 Jahre alten Auskleidung der Einwölbung, schwere Schäden anrichten. Davon abgesehen hatte sich im Strömungsschatten der Buhnen der angestrebte Rückhalt von Feinsedimenten nicht eingestellt.

Da man schon aus gewässerökologischer Sicht auf eine Strukturierung der Gewässersohle nicht verzichten wollte, entschloss man sich die Sohle als Gumpenkette auszubilden. Auf diese Idee brachte uns die Ortsbezeichnung Gumpendorf. Es ist dies eine kleine Ortschaft an einem der Wienerwaldbäche, wo der Ortsname offensichtlich von der Sohlstruktur des Gewässers abgeleitet wurde. Gumpen sind unregelmäßige und zufällig strukturierte Eintiefungen in der Flusssohle. Diese Gumpen zeigten nun hinsichtlich des Feinsedimentrückhaltes und der Sohldynamik ein sehr gutes Verhalten. Weiters sind auch bei sehr großen Abflüssen nur kleine Oberflächenwellen beobachtet worden. Damit waren durch eine Gumpenkette die Struktur- und Wellenprobleme durchaus zufriedenstellend gelöst.

3.2.1 Praktische Ausformung der Flusssohle

Bei der praktischen Ausformung der neuen Flusssohle kommen in der Großausführung, neben dem sandig-kiesigen Unterbau mit einem 12 cm Größtkorn, nur zwei Steinklassen - „Steinklasse 0“ mit 20 bis 30 cm Korndurchmesser und „Steinklasse 1“ mit 30 bis 50 cm Korndurchmesser - zum Einsatz. Im feineren Bruchsteingemisch sind pro m² Sohle 250 kg der Steinklasse 0 und 500 kg der Steinklasse 1 enthalten. Für das gröbere Bruchsteingemisch werden pro m² Sohle 300 kg der Steinklasse 0 und 150 kg der Steinklasse 1 verlegt. Der Bereich, in dem das feinere Bruchsteingemisch eingebaut wurde, bildete eine Art Tiefenrinne. Die besonders erosionsgefährdeten Gumpenkämme werden mit wenigen großen Steinen (50 – 95 cm) befestigt. Abbildung 5 zeigt einen Typenplan.

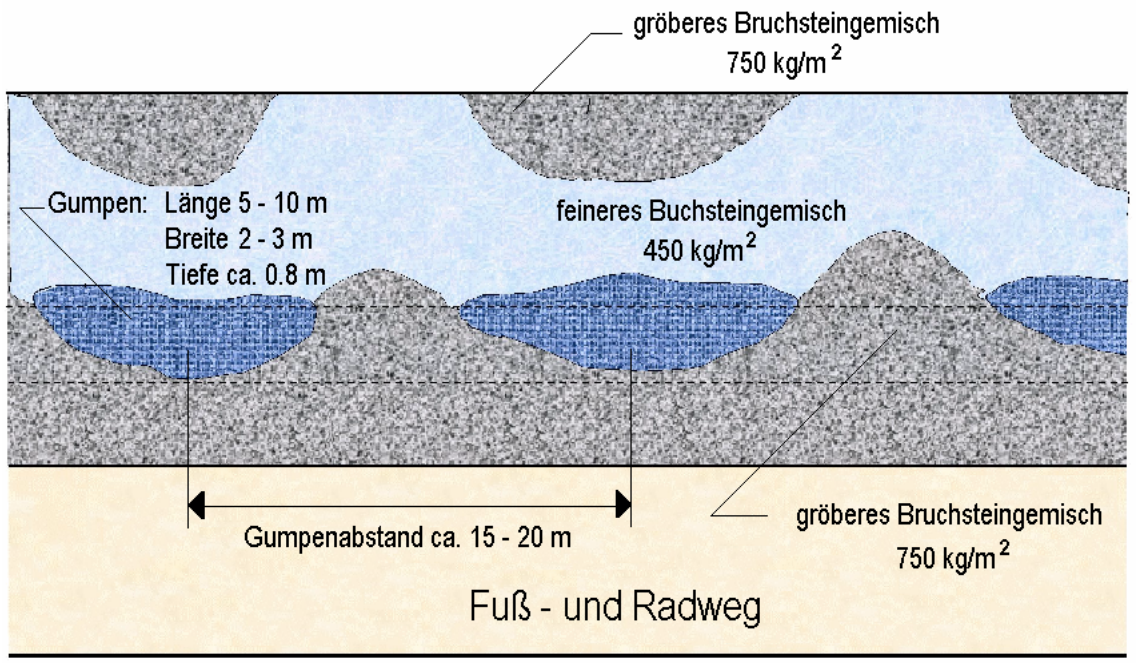


Abbildung 5: Typenplan der Sohlausbildung und Sohlstrukturierung

3.2.2 Sohlstabilität in Abhängigkeit von der Fließgeschwindigkeit

In der Fachliteratur ist es üblich, den Bewegungsbeginn eines Feststoffkornes über eine kritische Strömungsgeschwindigkeit oder über eine kritische Schleppkraft, beziehungsweise über daraus ableitbare Größen zu definieren. Problematisch dabei ist nur, dass einzelne Forscher den Bewegungsbeginn sehr subjektiv erfassen. So verwendet zum Beispiel VANONI bei seiner Beschreibung von Bewegungszuständen die Begriffe „in Ruhe“, „vernachlässigbar“, „gering“, „kritisch“ und „allgemein“. ZANKE versuchte nach diesen Begriffen den Beginn der Sedimentbewegung festzulegen und musste feststellen, dass die entsprechenden Strömungsgeschwindigkeiten bis zu 50 % voneinander abwichen

In einer unserer Versuchsserien bemühten wir uns auch die Sohlstabilität in Abhängigkeit von der Fließgeschwindigkeit herauszufinden. Dabei sind nicht nur die mittleren Strömungsgeschwindigkeiten bestimmt, sondern auch sohlnahe Geschwindigkeiten – auf Naturverhältnisse bezogen 20 cm über den Steinspitzen – im Modell gemessen worden. Untersucht wurde ein auf die Großausführung bezogenes Bruchsteingemisch von 22 – 32 cm; dieses Bruchsteingemisch entspricht in etwa der Steinklasse 0. Das Sohlgefälle der Versuchsrinne lag wie schon bei den Versuchen der Bundesversuchsanstalt bei 6 ‰.

Die nun gemachten Angaben beziehen sich auf die Großausführung und sind aus Modellmessungen auf die Verhältnisse in der Natur umgerechnet worden. Beim Überschreiten einer sohlnahen Geschwindigkeit von 2.4 bis 2.7 m/s, das entsprach der mittleren Abflussgeschwindigkeit von 3.7 bis 4.2 m/s im Querschnitt, haben sich beim Korngemisch 22 – 32 cm einzelne Steine der Sohlrollierung eindeutig zu bewegen begonnen. Bis zu diesen offensichtlichen

Grenzwerten war es nur zu vereinzelten Umlagerungen von Steinen gekommen. Mit Hilfe der ebenfalls gemessenen Abflusstiefe von 3.5 m, war auf Basis des 32 cm Kornes eine Froudezahl von 0.04 errechenbar.

Trägt man nun die im Modell gefundenen Sohlstabilitätsparameter in das Shields-Diagramm (von ZANKE 1990 modifiziert) ein, so zeigt sich auch hier, dass selbst bei extremen Hochwasserabflüssen (HQ_{5000}) ein Korngemisch der Steinklasse 0 stabil bleibt.

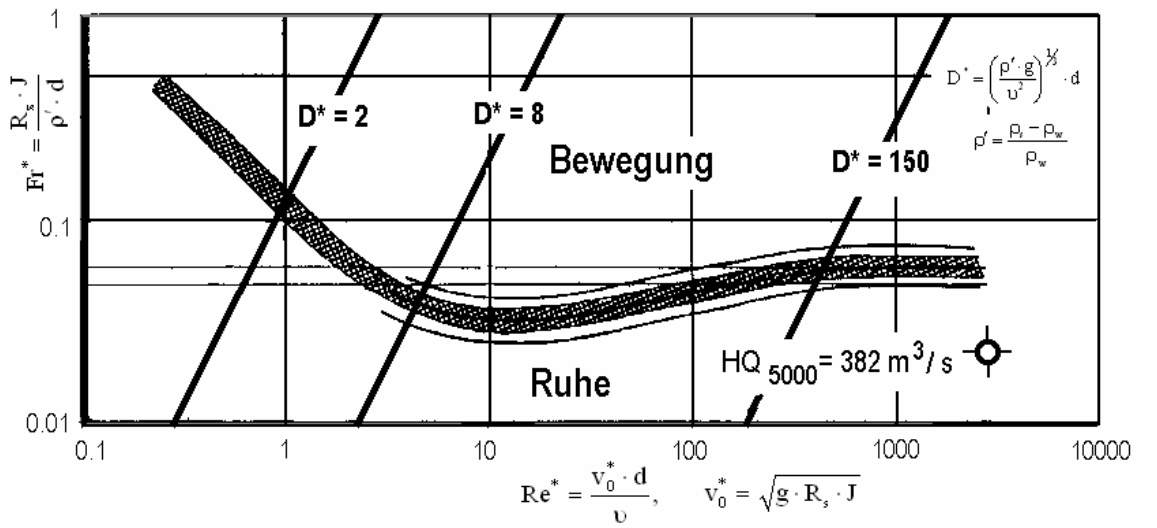


Abbildung 6: Shields-Diagramm (nach ZANKE 1990 modifiziert)

In den Kennzahlen Fr* und v_0* entspricht R_h dem hydraulischen Radius der Sohle, I dem Sohlgefälle und d dem maßgebenden Korndurchmesser. Im vorliegenden Fall wurde der hydraulische Radius durch die Wassertiefe h ersetzt. D* wird als sedimentologischer Korndurchmesser bezeichnet und ist ein Verhältnis von

$$D^* = \left(\frac{Re^{*2}}{Fr^*}\right)^{1/3}$$

Im Shields-Diagramm sieht man, dass der Bewegungsbeginn im Modell bei kleineren Geschwindigkeiten und bei kleineren Kennzahlen (Froudezahl des Korns und sedimentalogischer Korndurchmesser) auftraten, als in der Literatur angegeben. Eine Erklärung sind die extrem rauhen Bruchsteinformen, die sicherlich eine erhöhte Turbulenzschichtstärke hervorrufen, und die geringere Steinstabilität infolge der wenigen Steinlagen der Sohlrollierung, die maximal 2-lagig eingebaut wurde. Auch der geringe Reibungswinkel im Sandbett auf der glatten Sohle des Modellgerinnes wird zur Verringerung der eine Sohlbewegung auslösenden Strömungsgeschwindigkeit beigetragen haben.

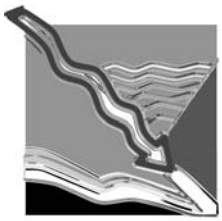
4. ZUSAMMENFASSUNG

Der heute in einem Betongerinne mitten durch die Innenstadt von Wien als Rinnsal verlaufende Wienfluß soll durch den Einbau einer Sohlrollierung, die weitgehendst auf der bestehenden Betonsohle aufgebracht wird, ein ökologisch funktions-fähiges, naturnahes Flußbett erhalten. Das eingebaute Sohlmaterial wird aus einem Bruchsteingemisch der Steinklassen 0 und 1 bestehen. Der Einbau erfolgt mehrlagig auf einem sandigen Unterbau. Zur Strukturierung der Sohle werden Tiefenrinnen und Gumpen ausgeformt, die zwar den Wasserspiegel gegenüber Abflüssen auf einem glatten Rollierungsteppich anheben, die aber, im Vergleich zu Strukturelemten wie Buhnen, nur eine geringe Wellenbildung hervorrufen. Die Modellversuche haben gezeigt, dass bis zu einer modifizierten Froudezahl des Kornes von $Fr^* = 0.04$ und bei mittleren Abflußgeschwindigkeiten von bis zu 4.2 m/s diese strukturierte Bruchsteinsohle durchaus stabil bleibt.

Zwischen den Bruchsteinen der Sohrollierung eingebrachtes Füllmaterial wurde bei Extremhochwässern bis zur halben Steingröße ausgetragen. Es kam aber dabei zu einer Abflasterung des Füllmaterials in den Zwischenräumen und ursprünglich nicht verfüllte Bereiche sind vom ausgetragenen Füllmaterial aufgefüllt worden. Im Modell konnten in keinem Abschnitt des Flußverlaufes größere Geschiebeablagerungen auf der Bruchsteinsohle obachtet werden.

o. Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr. Helmut Drobir
Institut für Konstruktiven Wasserbau
Technische Universität Wien
A-1040 Wien, Karlsplatz 13 / 222

Internationales Symposium 2002 in Zürich
MODERNE METHODEN UND KONZEPTE IM WASSERBAU
Organisiert von der Versuchsanstalt für Wasserbau,
Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich und
dem Schweizerischen Wasserwirtschaftsverband



Landschaftsgestaltung Neubau Kraftwerk Ruppoldingen an der Aare (CH)

Dr.-Ing. Rolf-Jürgen Gebler

Aussergewöhnliche Ausgleichsmassnahmen führen zu einer hohen Akzeptanz

Einleitung

Oberhalb der Stadt Aarburg wurde seit 1896 die Wasserkraft der Aare durch das Kanalkraftwerk Ruppoldingen genutzt. Im Jahr 1995 erhielt die Atel als Betreiber der Anlage die Konzession für den Bau und den Betrieb eines neuen Kraftwerkes Ruppoldingen, das in den Jahren 1996 bis 2001 realisiert wurde.

Dieses neue Kraftwerk ist ein Flusskraftwerk , d.h. eine Wasserausleitung findet nicht mehr statt. Durch eine Erhöhung der Fallhöhe auf maximal 6,3 m und des Ausbauabflusses auf 450 m^3/s konnte die maximale Leistung von 5,8 MW auf 20 MW und die mittlere Jahresproduktion von 40 Mio. kWh auf 114 Mio. kWh im Vergleich zum alten Kraftwerk gesteigert werden.

Für das Projekt wurde eine zweistufige Umweltverträglichkeitsuntersuchung durchgeführt, in der umfangreiche und aussergewöhnliche Ausgleichs- und Ersatzmassnahmen erarbeitet wurden. Durch weitgehende Berücksichtigung der ökologischen Forderungen ergab sich für den Bauherrn der Vorteil eines schnellen Genehmigungsverfahrens und einer hohen Akzeptanz innerhalb der Bevölkerung.

Mit dem Neubau des Kraftwerkes Ruppoldingen war eine Umgestaltung der angrenzenden Flusslandschaft auf ca. 7 km Länge verbunden. Diese im folgenden vorgestellte Umgestaltung geschah als Anpassung an die neuen Verhältnisse und als Ausgleichmassnahme für die ökologischen Eingriffe.

Positive Umweltauswirkungen

Mit dem Betrieb des neuen Kraftwerkes Ruppoldingen ist eine Produktionssteigerung an erneuerbarer umweltschonender Energie von jährlich ca. 74 Mio kWh verbunden. Gegenüber einer Energieproduktion in thermischen Kraftwerken ergibt sich eine Einsparung an CO_2- Ausstoss von ca. 35.000 to / Jahr.

Hiermit wird ein nicht zu unterschätzender Beitrag zu den weltweiten Anstrengungen zur Verminderung des Treibhauseffektes geleistet.

Sehr positiv wirkt sich der Wegfall der Restwasserstrecke im Unterwasser aus. Die bisherig nur mit einem geringen Mindestabfluss beschickte, 900 m lange Restwasserstrecke wird zukünftig mit dem gesamten Aareabfluss durchflossen.

Negative Umweltauswirkungen

Die wesentlichen negativen Wirkungen des Kraftwerksneubaus resultieren aus dem Höherstau um 2,0 m:

- Verlängerung des Staubereiches um ca. 2 km
- Verringerung der Fliessgeschwindigkeiten im Mittelwasserbereich um 30-50%
- Einstau von Uferregionen, der Uferbestockung, von Landwirtschaftsflächen, von Nebengewässern, von kleineren Auenwaldgebieten und der Boniger Inseln
- Verringerung der Schleppkraft, Erhöhung der Sedimentation

Die gravierendste Umweltauswirkung besteht in der Verkürzung der freien Fliessstrecke. Durch die Reduktion der Fliessgeschwindigkeiten verändern sich die Lebensraumbedingungen im Stauraum zuungunsten der gefährdeten strömungsliebenden Arten.

Umweltmassnahmen im Oberwasser

Variables Stauziel

Aus ökologischen Gründen wird der Wasserspiegel im Oberwasser nicht konstant gehalten, sondern in Abhängigkeit des Aareabflusses reguliert.Bei Niedrigwasser liegt der Wasserspiegel um 1,2 m tiefer als das maximale Stauziel *(Bild 1)*. Durch diese Regelung wird ein zu starkes Absinken der Fliessgeschwindigkeit im Oberwasser bei niedrigen Abflüssen verhindert und eine natürliche Wasserstandsdnamik simuliert.

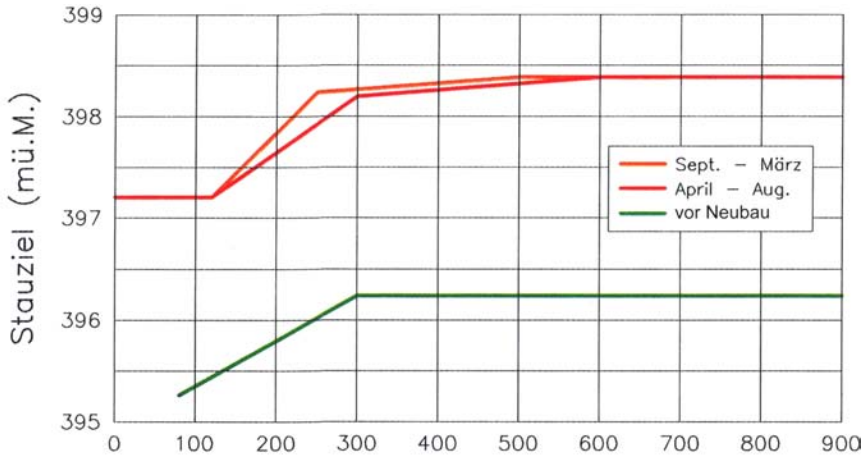


Bild 1: Variables Staureglement in Abhängigkeit vom Aareabfluss

Kiestransporte

Die Massnahmen im Stauraum wurden hauptsächlich mit Kiesmaterial aus der Unterwasserbaggerung umgesetzt. Da die Unterwasserbaggerung bereits in den Jahren 1997 bis 1999 erfolgte, wurden die Baumassnahmen im Stauraum somit bereits zwei Jahre vor Höherstau umgesetzt. Für diese Übergangszeit ergab sich der etwas bizarre Eindruck von grossen Kiesanhäufungen an den Ufern und den Boniger Inseln. Insgesamt wurden im Stauraum ca. 150.000 m^3 Kies aus der Unterwasserbaggerung für Strukturmassnahmen eingebaut. Aus ökologischen Gründen erfolgte der Transport nicht per LKW, sondern mit dem Schiff.

Flachwasserzonen Boninger Feld und Längacher

Die 400 – 900 m oberhalb des Wehres liegenden Bereiche Boninger Feld (linkes Aareufer) und Längacher (rechtes Ufer) sind die Uferregionen, die flächenmässig am gravierendstens vom Höherstau betroffen sind. Teilweise wurden diese Flächen durch Aufschüttungen zur weiteren landwirtschaftlichen Nutzung angehoben. Desweiteren wurden an beiden Ufern ausgedehnte Flachwasserzonen von 1.4 ha bzw. 1,1 ha geschaffen. Hierdurch werden die typischen Tier- und Planzenkennarten langsamer Strömungsbereiche bzw. von Verlandungsbereichen gefördert. Weiterhin werden günstige Voraussetzungen für Rast- und Nistplätze von Wasservögel geschaffen.

- Abtrag Oberboden
- Aufschüttung von Inseln entlang der bestehenden Uferlinie
- Strömungseintrag in die Flachwasserzone durch entsprechende Gestaltung der Inseln
- Stehenlassen bestehender Gehölze des Ufersaumes. Das Absterben von Bäumen wird in Kauf genommen. Totholz verbleibt als Strukturelement.



Bild 2: Oberwasserbereich des Kraftwerks mit Flachwasserzone Boninger Feld und Boniger Inseln nach dem Höhenstau.

Wiederherstellung Boniger-Inseln

Ein wichtiges Landschaftselement der Region stellen die Boniger Inseln (Gesamtfläche ca. 4000 m^2) dar, die ohne Massnahmen 1.50 - 2.0 m überstaut würden. Zur Erhalt dieser Inseln wurden diese um ca. 2,0 m durch Kiesaufschüttungen angehoben (*Bild 3*). Zusätzlich wurde die Aaresohle im gesamten Bereich Boniger-Inseln auf einer Fläche von ca. 2,7 ha mit Kiesschüttungen angehoben (Erhöhung der Strömungsgeschwindigkeiten). Die Gehölze auf den Inseln wurden grösstenteils belassen. Absterbende Bäume verbleiben als Totholz.

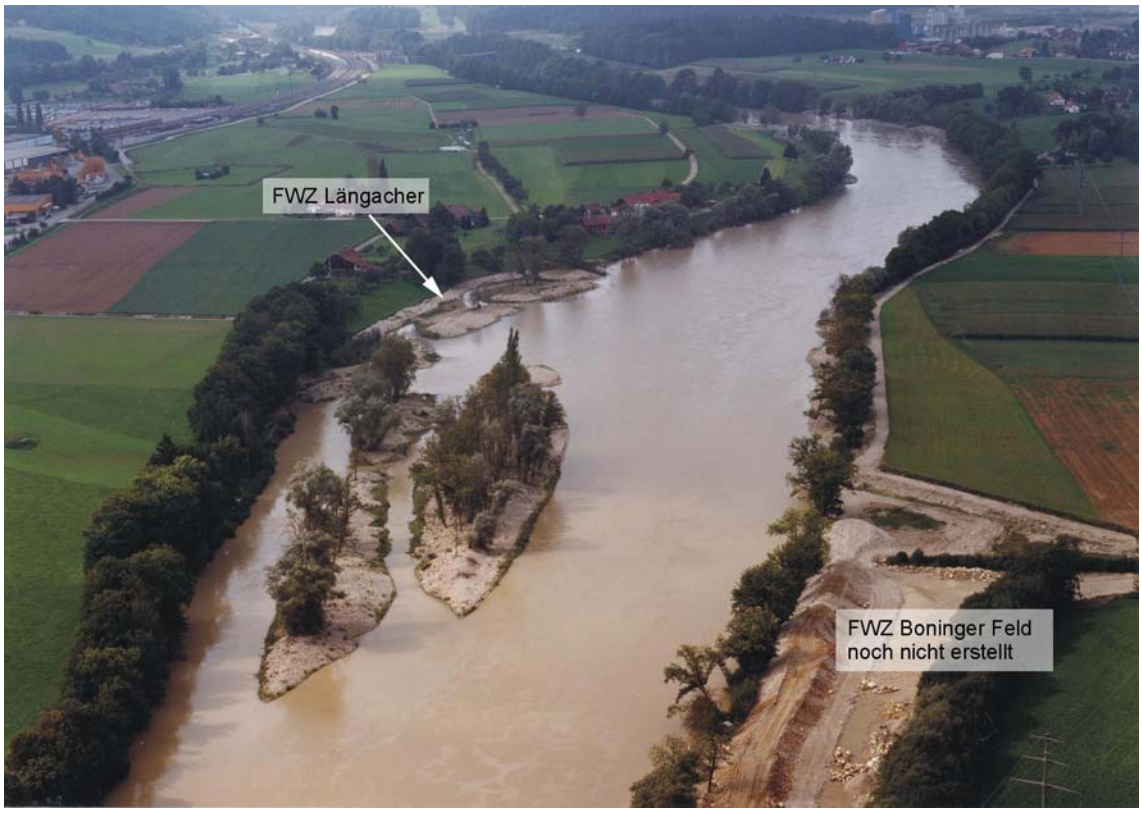


Bild 3: Stauraum des Kraftwerks Ruppoldingen vor dem Höhenstau. Blick Richtung OW. Mit Kiesmaterial angehobene Boniger Insel, neugestaltete Flachwasserzone Längacher.

Sukzessionsflächen – Auenwaldentwicklung

Infolge der zumeist steilen Ufer sind im Oberwasser kaum Auenwaldflächen vorhanden. Die vorhandene Auenwaldfläche von lediglich ca. 0,35 ha (Auenwald Sandmatten) wird mit dem Projekt um ca. 1,3 ha erheblich vergrössert. Durch den Höherstau um 2,0 m werden bisher über dem Wasserspiegel liegende Uferregionen dauerhaft eingestaut. In diesen Bereichen wird eine natürliche Auenwaldsukzession zugelassen. Auf eine Abholzung der betroffenen Flächen wurde verzichtet und folgendes Konzept umgesetzt:

- Entfernung der Grasnarbe, keine Bepflanzung der Sukzessionsflächen
- Stehenlassen bestehender Gehölze, absterbende Bäume verbleiben als Totholz

- Geländeanhebung im Bereich der Uferlinie, Anschüttung der Uferbestockung mit Kies
- Selbständige Auflandung der überfluteten Flächen hinter der Uferbestockung
- Natürliche Auenwaldentwicklung in den Sukzessionsflächen

Auf grossen Abschnitten wurden die Ufer im Stauraum mit Kiesvorschüttungen strukturiert. Hierdurch ergeben sich vielfältige Lebensräume für die aquatische und gewässerbegleitende Fauna.

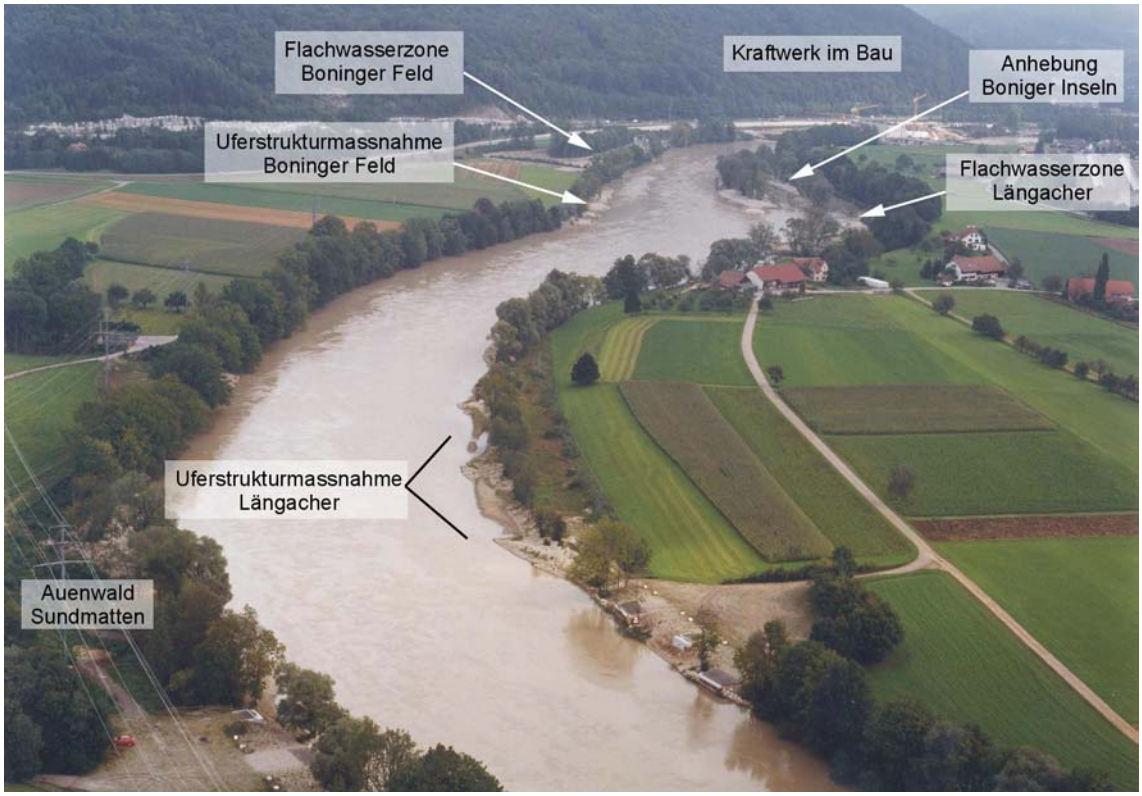


Bild 4*:* Aare oberhalb des Kraftwerks mit Uferstrukturmassnahmen. Blick Richtung UW vor dem Höhenstau.

Anpassung und Renaturierung der Mündungsabschnitte der Nebengewässer

Die Mündungsabschnitte der Nebengewässer werden durch Aufschüttungen mit Kiesmaterial auf die neuen Aarewasserstände angehoben. Zum Erhalt des Gewässercharakter der unteren Forellenregion (Einhaltung Mindestgefälle) werden die Sohlanhebungen relativ weit in die Gewässer gezogen.

Wiederherstellung eines naturnahen Ufersaumes

Der Einstau der bestehenden Uferbestockung durch den Höherstau führt im rechtlichen Sinn zu einer Rodung. Die eingestauten Bäume wurden jedoch nicht gefällt und entfernt. Je nach Einstauhöhe und Baumart werden einzelne Bäume

überleben, viele werden jedoch absterben. Lediglich an stark frequentierten Orten ist eine Fällen von gefährdeten Bäumen vorgesehen.

Gemäss Konzession wurde der vom Aufstau betroffene Uferstreifen und ein mindestens 3 m breiter wasserfreier Uferstreifen von der ATEL erworben und an die Kantone Solothurn und Aargau abgetreten. Der bestehende Ufersaum wurde landeinwärts mit standortgerechten Bäumen und Sträuchern hinterpflanzt.

Umweltmassnahmen im Unterwasser

Die wesentlichen Ersatzmassnahmen zur Verbesserung der Flussökologie erfolgen im Unterwasser des Kraftwerkes durch die Gestaltung eines 1,2 km langen Umgehungsgewässers im alten Oberwasserkanal und durch Neuschaffung von ca.5,2 ha Auenwaldfläche auf der Planie.

Schnellfliessenden Umgehungsgewässers im alten Kraftwerkskanal

Im alten Kraftwerkskanal wurde ein naturnahes Umgehungsgewässers geschaffen, das mit einem Abfluss von 2,0 bis 5,0 m^3/s , einer Wasserspiegelbreite von 10 – 20 m und einem mittleren Gefälle von 3% die Dimension und den Charakter eines kleinen Gebirgsflusses aufweist. Mit diesem Umgehungsgewässer wird ein Ersatzlebensraum für die stark bedrohten Kieslaicher (Barbe, Nase, Schneider, Äsche, Bachforelle) und eine Verbindung der aquatischen Lebensräume unterhalb und oberhalb des Wehres geschaffen.

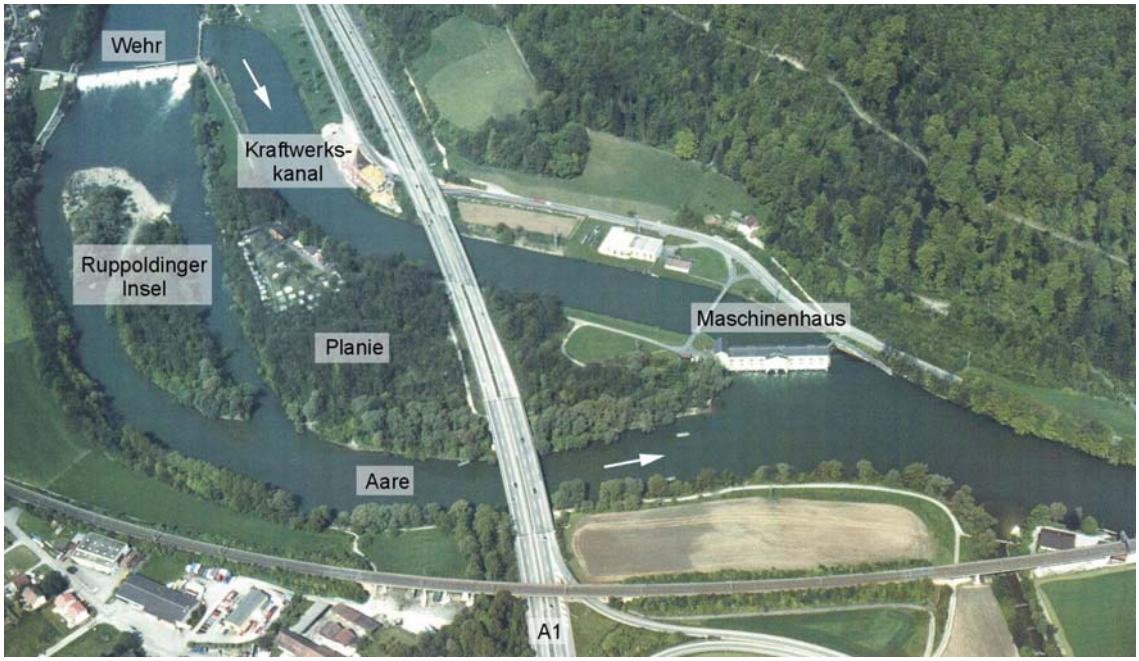


Bild 5: Gesamtansicht der alten Wasserkraftanlage mit Stauwehr, Oberwasserkanal und Maschinenhaus. Die Nationalstrasse A1 quert den Fluss.

Das insgesamt 1,2 km lange Umgehungsgewässer unterteilt sich in zwei unterschiedliche Abschnitte. Das eigentliche strukturreiche Umgehungsgewässer

erstreckt sich auf 740 m Länge im alten Kraftwerkskanal. Der obere ca. 460 m lange, in beengtem Raum verlaufende Abschnitt verbindet den Stauraum mit dem unteren strukturreichen Abschnitt.

Das Umgehungsgewässer ist in seiner Grösse und Gestaltung ein weltweit einzigartiges Objekt.



Bild 6: Gesamtansicht der neuen Anlage mit Flusskraftwerk, Umgehungsgewäser im Bereich des alten Oberwasserkanals und tiefergelegter Planie.

Gestaltung Umgehungsgewässer im unteren Abschnitt

Der im unteren Abschnitt überwundene Gesamthöhenunterschied von maximal 5,6 m wird an der Mündungsrampe (h= max. 2,1 m) und an 9 Stromschnellen (h =0,3 – 0,4 m) abgebaut. Die im Bereich des ehemaligen Krafthauses gelegene, 1:30 geneigte Mündungsrampe dient der Vermeidung des Einstaus des Fliessgewässers bei höheren UW-Ständen der Aare.

Die strukturreiche Ausgestaltung des Fliessgewässers basiert auf Messungen an natürlichen Flussstrukturen und auf einer Planung des Autors für ein Umgehungsgewässer am neuen KW Rheinfelden am Hochrhein.

Um geeignete Habitate für die angesprochenen Fischarten bereitzustellen wurden verschiedene Sohl- und Strömungsstrukturen ausgebildet. Das Gestaltungskonzept besteht aus einer Abfolge von flach überströmten kiesigen Schnellen mit einer parallel dazu verlaufenden, tieferen Rinne und anschliessenden strömungsberuhigten Bereichen (Tiefwasserzonen) mit grösseren Wassertiefen und teilweise flachen Kiesufern. Die kiesigen Schnellen sind als Laichhabitat für Kieslaicher ausgelegt. Die tiefere Rinne dient dem Fischaufstieg innerhalb des Umgehungsgewässers.



Bild 7: Blick auf Umgehungsgewässer, Aare im Hintergrund.

Zusammenfassende Angaben zum Umgehungsgewässer

Gesamtlänge Umgehungsgewässer:	1200 m
Gesamthöhenunterschied OW-UW:	max 6,5 m
Abfluss:	2,0 – 5,0 m^3/s
Spülabfluss.	bis 10 m^3 /s
Länge unterer strukturreicher Abschnitt:	740 m
Mitttl. Gefälle strukturreicher Abschnitt:	0,4 %
Gefälle Stromschnellen:	1:40 – 1:100
Wasserspiegelbreite:	10 – 20 m
Wassertiefen:	0,1 – 1,0 m

Bau

Der alte Kraftwerkskanal wurde mit dem auf der Planie gewonnenen Aushubmaterial lageweise verfüllt und verdichtet (Einbaumaterial Planieaushub: ca. 100.000 m^3). Aufgrund der vorhandenen Dichtheit des Kraftwerkskanal und der Beschaffenheit des Verfüllmaterials konnte auf eine gesonderte Abdichtung verzichtet werden.

Dieses Rohplanum wurde mit Kiesmaterial (ca. 20.000 m^3) überdeckt und die o.g. Strukturen mit Grobkies (Inseln und Ufer) bzw. Grobkies / Bollensteinen (Stromschnellen) aufgeschüttet und gestaltet. Zusätzlich wurden einzelne Wurzelstöcke und Raubäume als Unterstandsmöglichkeiten (Schutz vor z.B. Kormoran) eingebaut.

Gestaltung Umgehungsgewässer im oberen Abschnitt

Der obere ca. 460 m lange Abschnitt vom Einlaubauwerk oberhalb des Wehres bis zum alten Kraftwerkskanal wird durch verschiedene Nutzungen eingegrenzt, so dass die Gestaltungsmöglickeiten stark eingeengt sind.

Einlaufbauwerk

Das Fliessgewässer zweigt ca. 190 m oberhalb des Wehres vom Stauraum ab. Im Einlaufbauwerk sind eine Tauchwand, ein Grobrechen sowie zwei Kontrollfenster und zwei Kontrollreusen für die Erfolgskontrolle installiert. In dem Abschnitt vom Einlaufbauwerk bis zum Krafthaus tritt der schwankende OW-Stand auf.

Abflusskontrollbauwerk

In das Umgehungsgewässer wird ein Abfluss von Q = 2 bis 5 m^3/s abgegeben. Die Abflussdotierung erfolgt in Abhängigkeit des Aaareabflusses. Zu Spülzwecken kann ein Abfluss bis zu 10 m^3/s in das Umgehungsgewässer abgegeben werden.

Am Abflusskontrollbauwerk auf Höhe des Maschinenhauses erfolgt die Anpassung des Umgehungsgewässers an die schwankenden Wasserstände im Stauraum (max. 1,2 m) und die Dotierung des Umgehungsgewässers mit dem o.g. Abfluss. Das Abflusskontrollbauwerk besteht aus einem ungeregelten (Blocksteinrampe) und einem dazu parallel verlaufenden geregelten Abflussquerschnitt (Kanal mit Drehtor und seitlichem Hubschütz).

Der Abfluss über die Blocksteinrampe schwankt zwischen 0,2 m^3/s bei min. Stauziel und 2,0 m^3/s bei maximalen Stauziel. Infolge des um 1,2 m schwankenden OW-Standes mussten für den Rampenaufbau sehr grosse (Länge bis 2,0 m), schlanke Steine verwendet werden. Die Abflussdifferenz zum Abfluss-Sollwert wird über die Regulierung des Drehtores in das Umgehungsgewässer abgegeben.

Fischpass am Krafthaus

Da nur eine Teil der flussaufwärts wandernden Fische in das über 1 km unterhalb des Krafthauses mündende Umgehungsgewässer einsteigen, sondern vielmehr der Hauptströmung bis zum Kraftwerk folgen, wurde am Krafthaus ein weiterer Fischpass errichtet. Der 155 m lange, naturnahe Rauhgerinnebeckenpass zweigt im Seebereich unterhalb des Maschinenhauses vom schnellfliessenden Umgehungsgewässer ab und mündet direkt unterhalb des Turbinenauslaufes in die Aare. Der Fischpassabfluss beträgt ca. 300 l/s, das Gefälle 1:26. Bei hohen Abfüssen wird die Fischpassmündung immer weiter eingestaut. Um an der Fischpassmünung eine ausreichende Leitströmung zu erhalten, wird bei hohen Unterwasserständen über eine Bypassleitung ein zusätzlicher Abflussanteil (bis zu 600 l/s) in Mündungsabschnitt abgegeben.

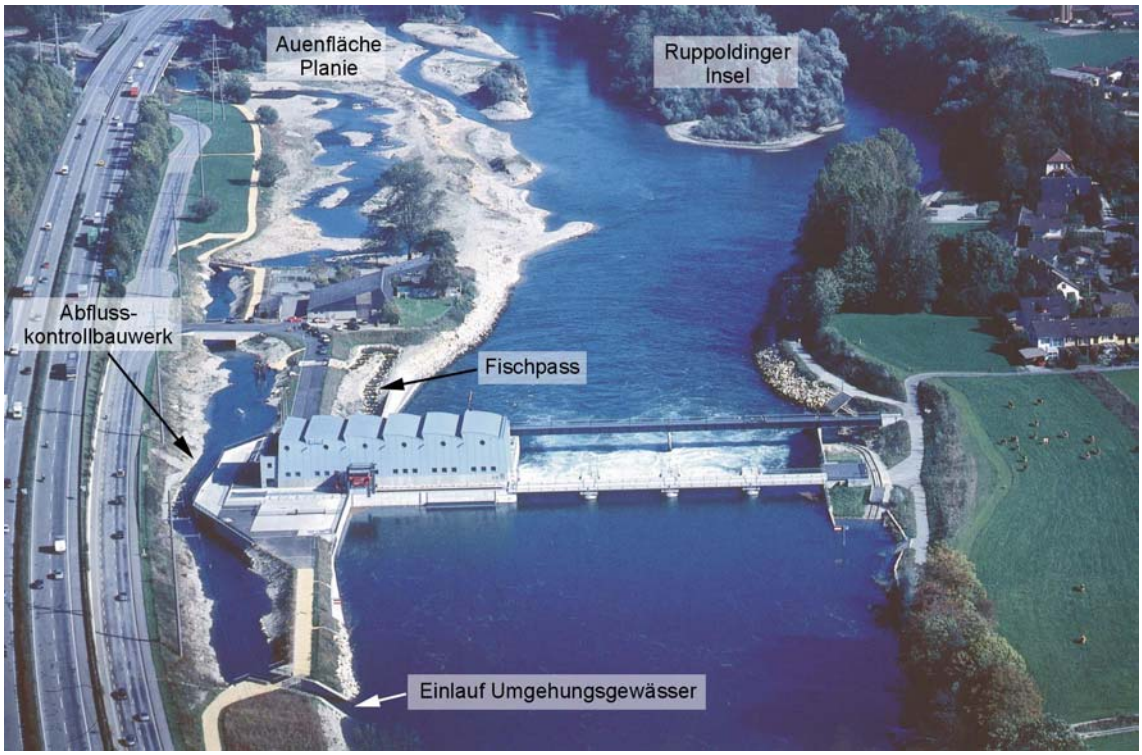


Bild 8: Gesamtansicht des Kraftwerk Ruppoldingen.

Auenwaldentwicklung auf der Planie

Auf dem vom schnellfliessenden Umgehungsgewässer und der Aare eingeschlossenen Gebiet (Planie) wurden Auenlebensräume von 5.2 ha neu geschaffen. Durch Anbindung des Planiegeländes an die Abfluss- und Wasserstandsdynamik der Aare wurden die Voraussetzungen für eine natürliche Zonierung von Weich- und Hartholzauenwald geschaffen.

Die Planie ist in ihrem heutigen Relief erst beim Bau des Kraftwerks vor 100 Jahren entstanden. Das damals angefallene Aushubmaterial aus dem Oberwasserkanal wurde auf das Gelände aufgebracht. Dadurch entstanden Höhendifferenzen von bis zu 6 Metern zum Wasserspiegel der Aare. Durch Abtrag dieser Aufschüt-

tung und Wiederfüllung des Oberwasserkanals erfolgt eine Annäherung an den ursprünglichen Zustand. Im einzelnen wurden auf der Planie folgende Massnahmen durchgeführt:

- Erhalt des bestehenden Weichholzauenwaldes (Grauerlen-Auenwald) im Uferstreifen
- Grossräumige Tieferlegung des Geländes südlich N 1 um durchschnittlich 5,5 m zur Schaffung geeigneter Standortbedingungen für die Entwicklung einer Weichholzaue (Materialabtrag: 170.000 m^3). Planungsziel: großflächige Überflutung bei Q_{55}, vollständige Überflutung bei Q_9;
- Zusätzliche Vernässung des bestehenden Auenwaldes und der neu geschaffenen Flächen durch tiefer liegende Vernässungsrinnen beidseitig der N 1.

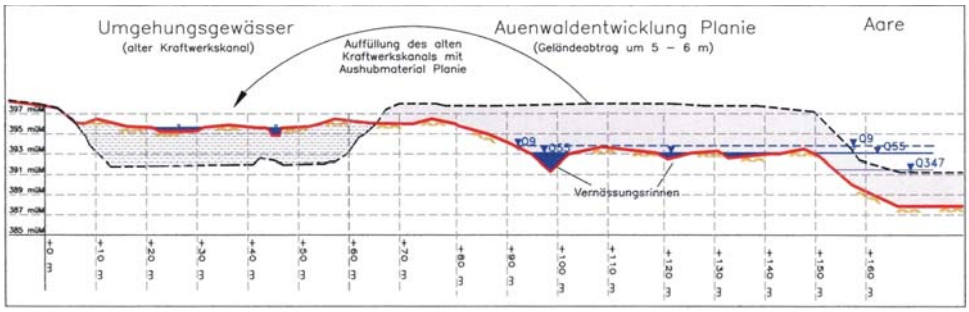


Bild 9: Querschnitt durch alten Kraftwerkskanal und Planie



Bild 10: Blick auf abgesenktes Planiegelände bei einem Abfluss ≈ Q_q

Weitere Massnahmen im Unterwasser

Naturnahe Ufergestaltung

Am rechten Ufer wurde der Bereich des abgerissenen alten Wehres und am linken Ufer der gesamte 1 km lange Abschnitt vom alten Wehr bis unterhalb der Mündung des Umgehungsgewässers mit Kiesvorschüttungen, buhnenartigen Strukturen und Steilufern strukturreich gestaltet. Hierdurch wurden sowohl Lebensräume für Fische als auch für die gewässerbegleitende Flora und Fauna (z.B. Flussuferläufer, Wasseramsel, Gebirgsstelze und Eisvogel) geschaffen bzw. initiiert.

Renaturierung Pfaffnern

Die am rechten Aareufer mündende hart ausgebaute Pfaffnern wurde auf einer Länge von ca. 200 m renaturiert. An diese Strecke schloss sich die Umgestaltung eines ca. 2 m hohen Absturzes in eine naturnahe Blocksteinrampe als Baumassnahme des Kantons Aargau an.

Anbindung Abschlag Rotkanal

Der im Ausgangszustand kurz oberhalb des alten Wehres in den Stauraum mündende Abschlag des Rotkanales wurde über ein naturnahes Raugerinne an das Unterwasserbett der Aare angebunden.

Entwicklung- Monitoring

Die Planungen der Ausgleichs- und Ersatzmassnahmen erfolgten nach dem Grundsatz, dass Natur nicht gestaltet werden kann, sondern "nur" die Voraussetzungen für eine natürliche Entwicklung der betroffenen Gebiete geschaffen werden. Insofern sind die meisten Gebiete als sogenannte Sukzessionsflächen einzustufen. Die Entwicklung der Lebensräume wird sich über Jahrzehnte erstrecken. Zur Beweissicherung und zur Beobachtung der Entwicklung wird ein langfristiges Umweltmonitoring durchgeführt.

Zusammenfassende Bewertung

Im Oberwasser des Wehres erfolgt eine deutliche Vergrösserung der Auenwaldflächen und der Lebensräume für Amphibien und Wasservögel. Die ausgedehnten überfluteten Kiesstrukturen vermindern die negative Wirkung des Höherstaus.

Eine wesentliche Verbesserung gegenüber dem Ausgangszustand ergibt sich im Unterwasserbereich. Durch die Aufhebung der Restwasserstrecke und der strukturellen Aufwertung der Uferregionen ergibt sich eine entscheidende ökologische Aufwertung dieses Flussabschnittes. Durch die Errichtung des schnellfliessenden Umgehungsgewässers werden Laichgebiete für die gefährdeten Kieslaicher bereitgestellt und ein zusätzlicher Fliessgewässerlebensraum ge-

schaffen. Im Bereich der Planie werden die Voraussetzungen für eine natürliche Entwicklung einer typischen Auenvegetation und Auenfauna geschaffen.

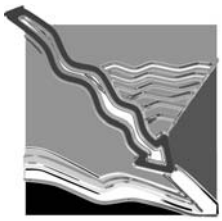
Die mit dem Neubau KW Ruppoldingen von der ATEL umgesetzten Umweltmassnahmen sind sowohl in ihrer Art (naturnahes Fliessgewässer) als auch in ihrem Umfang als einzigartig anzusehen. Mit den durchgeführten Massnahmen wurde ein wesentlicher Beitrag zum Arten- und Naturschutz geleistet, der über das eigentliche Projektgebiet hinaus zur Verbesserung des Ökosystems Aare wirksam wird. In fast allen Umweltbereichen konnte eine Verbesserung gegenüber der Ausgangssituation erreicht werden.

Wasserbau und Umwelt

Dr.-Ing.
Rolf-Jürgen Gebler

Ingenieurbüro
Dr.-Ing. Rolf-Jürgen Gebler
Friedhofstr. 6/5
D-75045 Walzbachtal
☏ +49 / 72 03 / 83 55
🖷 +49 / 72 03 / 83 58
✉ gebler@ib-gebler.de

Internationales Symposium 2002 in Zürich
MODERNE METHODEN UND KONZEPTE IM WASSERBAU
Organisiert von der Versuchsanstalt für Wasserbau,
Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich und
dem Schweizerischen Wasserwirtschaftsverband



Entwicklung eines Dimensionierungskonzeptes für naturnahe Raue Rampen anhand von Naturuntersuchungen in Gebirgsflüssen

Dr.-Ing. Sebastian M. Palt

Kurzfassung

Im Rahmen des Artikels wird das Konzept eines neuen Rampentypes vorgestellt, das sich auf den Naturuntersuchungen an Gebirgsflüssen im Himalaya-Karakorum stützt und sich an dem Leitbild der Gebirgsflüsse orientiert. Abschließend wird ein Dimensionierungskonzept für eine naturnahe Rampe vorgestellt und anhand eines Fallbeispieles mit einer klassischen Bauweise verglichen.

1. Einleitung

Zur Wiederherstellung der ökologischen Durchgängigkeit von Gewässern werden oftmals Raue Rampen verwendet. Die Strömungsbedingungen auf und unterstrom des Rampenkörpers können zur retrogressiven Erosion der Deckwerkssteine und letztlich zur Schädigung bzw. Zerstörung der Rampe führen, die erhebliche Unterhaltungskosten nach sich ziehen. Deshalb kommt dem Fließwiderstand auf dem Rampenkörper sowie der Sohlenstabilität des Deckwerkes eine besondere Bedeutung bei der Bemessung der technischen Bauwerke zu.

Bei Naturuntersuchungen im Rahmen eines Projektes der Gesellschaft für Technische Zusammenarbeit (GTZ) zur Wasserkraftentwicklung im Himalaya-Karakorum, welche durch das Institut für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik (IWK) durchgeführt wurden, zeigten sich neue Erkenntnisse hinsichtlich der Strömungsbedingungen und der Sohlenstabilität von Gebirgsflüssen. Der Vergleich der Ergebnisse mit den Stabilitätskriterien von Rauen Rampen weist eine Analogie auf, die im Folgenden zur Entwicklung eines neuen naturnahen Rampentypen genutzt wird.

2. Raue Rampen und Gebirgsflüsse im Vergleich

Raue Rampen werden heute im Zuge der Verbesserung der Fließgewässerökologie als Ersatz von Abstürzen gebaut. Dabei wird der Höhenunterschied des Absturzes durch eine schiefe Ebene ersetzt, wie in Abb. 1 dargestellt. Die Sohle

der Rampe ist eben, die Länge ist abhängig von dem gewählten Gefälle der Strecke. Als Deckwerk des Rampenkörpers kommen Wasserbausteine der Schüttsteinklassen I-V zur Anwendung. Hierbei ist darauf
hinzuweisen, dass die Schüttsteinklassen eine steile Sieblinie mit $1,3<\sigma<1,6$ aufweisen, die weitgehend Einkornmaterial gleicht.

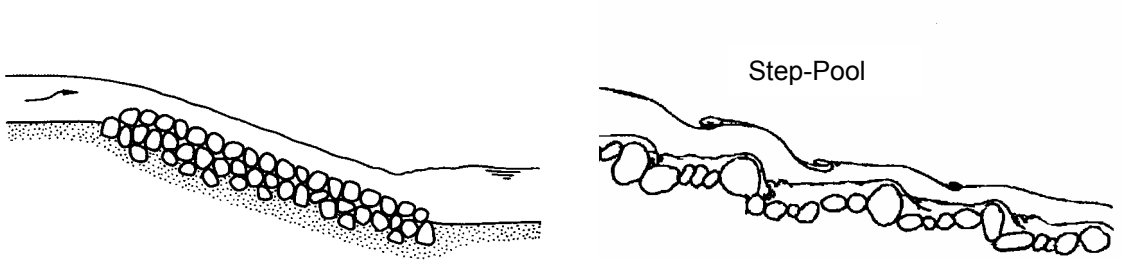


Abb. 1: Längsprofil einer Rauen Rampe und eines Gebirgsflusses im Vergleich (nach WHITTAKER/JÄGGI 1986 und SCHÄLCHLI 1991)

Das Längsprofil von Gebirgsflüssen ist geprägt durch eine Sequenz von lokalen Absturz-Becken (Step-Pools), die charakteristisch für die Morpholgie steiler natürlicher Gerinne ist. Die Step-Pools werden durch die groben Steine und Blöcke des Bettmaterials gebildet, das sich durch eine weite Sieblinie ($3<\sigma<5$) auszeichnet (PALT 2001). Die geometrische Ausprägung der Step-Pools (Höhe der Steps, Länge der Pools) ist eine Funktion des Gefälles I des Flusses [(WHITTAKER (1987), GRANT ET AL. (1990), SCHÄLCHLI (1991)], wie in Gl. (1) nach WHITTAKER dargestellt. Vereinfacht kann festgestellt werden: je steiler der Fluss desto stärker ist die Ausprägung der morphologischen Einheiten, die Step-Pools werden höher und kürzer. Darüber hinaus bildet das Bettmaterial mit dem weiten Kornspektrum eine Deckschicht aus, die zu einer erhöhten Stabilität der Sohle führt.

$$L = \frac{0.3113}{I^{1.188}} \qquad (1)$$

Die Ausprägung des Längsprofiles hat unmittelbare Folgen auf die Strömungsbedingungen auf den Gefällestrecken. Raue Rampen werden so bemessen, dass auf der Gefällestrecke schießende Strömungsbedingungen herrschen. Aufgrund der strömenden Abflussbedingungen im Unterwasser stellt sich ein Wechselsprung ein, der von einer Kolkbildung begleitet ist. Da während eines Hochwasserereignisses eine mögliche Erosion des Kolkes eine Gefährdung für die Stabilität der gesamten Rampe bedeutet, sind Kolksicherungsmaßnahmen notwendig.

Abhängig von den Wasserständen ergeben sich bei Gebirgsflüssen verschiedene Abflusszustände. Bei Niedrigwasser wirken die Stufen hydraulisch wie lokale Abstürze mit wechselnden Fließverhältnissen. Auf der Krone der Stufen herrschen schießende Abflussbedingungen, unmittelbar unterstrom der Grobkomponenten der Sohle erfolgt ein Wechselsprung, der den Übergang zum strömenden Abfluss im Pool darstellt. Mit zunehmendem Wasserstand verschwindet der Einfluss der stufenartigen Geometrie, was sich in einem nahezu ebenen Wasserspiegellängsprofil bemerkbar macht. Die Abflussbedingungen

im Fluss sind im Allgemeinen strömend, lediglich auf kurzen Strecken können sich schießende Zustände einstellen (Jarret 1984). Aufgrund der durch die Morphologie induzierten Turbulenzintensität hat die Strömung hohe Energieverluste. Eine Überprüfung der Übertragbarkeit der im Schriftum bekannten Fließformeln [BATHURST (1985), BRAY (1979)] für Gebirgsflüsse mit ebener Sohle auf Strecken mit ausgeprägter Morphologie findet sich bei PALT (2001).

Zum Nachweis der Sohlenstabilität wird bei Rauen Rampen der dimensionslose spezifische Abfluss q_{*c} verwendet, der eine Funktion des Gefälles I nach Gl. (2) darstellt. Der dimensionslose Parameter q_{*c} kann durch Kombination des Stabilitätskriteriums nach SHIELDS (1936), der empirischen Abflussgleichung nach GAUCKLER-MANNING-STRICKLER sowie einer Beziehung zur Beschreibung des Fließwiderstandes hergeleitet werden. In Gl. (2) ist q der Abfluss pro Breiteneinheit, s die relative Dichte des Sedimentes, d eine charakteristische Korngrösse und g die Erdbeschleunigung.

$$q_{*c} = \frac{q}{\sqrt{(s-1)\cdot g \cdot d_c^3}} = f(I) \qquad (2)$$

Tabelle 1 zeigt die klassischen Ansätze, die heute zum Nachweis der Sohlenstabilität von Rauen Rampen Verwendung finden. Beim Vergleich der verschiedenen Ansätze zeigen sich erhebliche Unterschiede bei der Berechnung der kritischen Abflüsse bei Bewegungsbeginn. Der Grund für die relativ großen Abweichungen der meist im Labor empirisch bestimmten Kriterien liegt in der Definition des Bewegungsbeginns begründet. Der kritische Zustand des Bewegungsbeginns wird bei HARTUNG/SCHEUERLEIN und KNAUSS theoretisch bestimmt, bei LINFORD/SAUNDERS/OLIVIER durch die Bewegung einzelner Steine bei stabilem Rampenkörper und bei WHITTAKER/JÄGGI durch die untere Grenzbelastung bei Zerstörung des Rampenkörpers (PALT UND DITTRICH 2002).

Tabelle 1: Sohlenstabilitätskriterien für Raue Rampen

Ansatz	Autor
$q_c = 0.235 \cdot \left(\frac{1.2}{P_c} \frac{\rho_s - \rho}{\rho_w} \right)^{\frac{5}{3}} \cdot \sqrt{d_s{}^3} \cdot I^{-\frac{7}{6}}$	LINFORD/SAUNDERS/ OLIVIER (1967)
$v_c = 1{,}2 \cdot \sqrt{\frac{2g \cdot (\rho_s - \rho)}{\sigma \cdot \rho}} \cdot \sqrt{d_s \cdot \cos\alpha}$	HARTUNG/SCHEUERLEIN (1970)
$q_c = \left(1{,}44 + \frac{0.08}{I} \right) \cdot \sqrt{g \cdot d_s{}^3}$	KNAUSS (1979)
$q_c = 0{,}257 \cdot \sqrt{\frac{\rho_s - \rho}{\rho}} \cdot \sqrt{g \cdot d_{65}{}^3} \cdot I^{-\frac{7}{6}}$	WHITTAKER/JÄGGI (1986)

Die Anwendung der Ansätze hat erhebliche Abweichungen im Ergebnis zur Folge. Für eine Raue Rampe beispielsweise mit einem Gefälle von 5%, einer Sedimentdichte von ρ_s = 2,7t/m^3, einem Reibungswinkel von $\varphi = 40^\circ$ und einem Steindurchmesser von d=300 mm liegt der kritische Abfluss nach WHITTAKER/JÄGGI bei 5,6 m^3/s, wohingegen der Ansatz von KNAUSS nur einen Abfluss von maximal 1,6 m^3/s zulässt.

3. Naturuntersuchungen

Die Naturuntersuchungen wurden in dem pakistanischen Teil des Himalaya-Karakorum an 16 verschiedenen Gebirgsflüssen durchgeführt. Der Gefällebereich der untersuchten Flüsse lag zwischen 0,4% < I < 13%, das Sohlenmaterial wies einen Korndurchmesser zwischen 96 mm < d_m < 296 mm auf und mittlere Jahresabflüsse zwischen 4 m^3/s < MQ < 135 m^3/s bei Gerinnebreiten von 10 m < b < 50 m.

Die Deckschicht von Gebirgsflüssen besteht aus Grobkies, Steinen und Blöcken mit Durchmessern von bis zu 1 m. Die Kornzusammensetzung wurde mit dem Verfahren der Linienzahlanalyse von FEHR (1987) sowie ergänzend durch Sohlproben des Unterschichtmaterials durchgeführt.

Die Bestimmung des Flussgefälles im Bereich der Messstrecke erfolgte durch Messung der Wasserspiegellängsprofile bei verschiedenen Abflusszuständen. Für die weitere Datenanalyse wurden die Wasserspiegellagen während der Niedrigwasserperiode in Annäherung an das Sohlgefälle verwendet.

Um das direkte Wechselspiel zwischen Strömung und Geschiebetransport zu untersuchen, wurden im Vorlauf der Geschiebemessungen Abflussmessungen durchgeführt. Der Abfluss wurde mit einer Zweipunktmessung in äquidistanten Messlotrechten bestimmt. Die Messung der Fließgeschwindigkeiten erfolgte mit einem Schwimmflügel, der von Seilkrananlagen oder Brücken mit Kran bedient wurde. Die Messung wurde mit dem Softwareprogramm „DBHYDRO“ ausgewertet, einer auf Windows basierenden Datenbank zur Aufbereitung und Berechnung hydrologischer Daten. Aus den gemessenen Werten der Abflussmessung, der durchflossenen Querschnittsfläche A, der mittleren Geschwindigkeit V, der Wasserspiegelbreite B_w und des berechneten Abflusses Q ließen sich zunächst die querschnittsgemittelten hydraulischen Parameter berechnen. Hieraus ergaben sich die mittlere Wassertiefe $y = A/B_w$ und der spezifische Abfluss pro Breiteneinheit $q = Q/B_w$. Darüber hinaus konnten für jede Messlotrechte aus der gemessenen Wassertiefe y_i und der mittleren Geschwindigkeit v_{mi} die hydraulischen Parameter an jeder Stelle i berechnet werden.

Zur Messung des Geschiebetransportes wurde eigens ein neuer Geschiebefänger entwickelt und gebaut. Der mobile Geschiebefänger B-69 zeichnet sich durch eine große Eintrittsöffnung (250 mm x 200 mm), hohes Gewicht (69 kg) und die Verwendung sowohl eines feinmaschigen (2 mm Siebweite) als auch eines groben Drahtgeflechtes (10 mm lichte Weite) aus. Damit können auch feine Sedimentpartikel gemessen werden (PALT 2001).

Abhängig von der Größe/Breite der Flüsse wurden bei der Geschiebemessung zwischen 2 und 7 Messlotrechte aufgenommen. Bei lokalen Fließgeschwindigkeiten v > 4 m/s war das Absetzen des Gerätes aufgrund der Zugkräfte schwierig. Die Dauer der Messungen lag, abhängig vom Geschiebetrieb, zwischen 2,5 und 15 Minuten. Um die Zuverlässigkeit der Messungen zu erhöhen, wurde die Geschiebemessung bei gleichen Abflussverhältnissen mehrmals wiederholt. Das Geschiebematerial wurde anschließend im Labor getrocknet, gewogen und gesiebt, so dass die Siebkurve jeder Probe bestimmt werden konnte.

4. Ergebnisse

4.1 Strömung

Bei der Analyse der Naturdaten zeigte sich, dass das Gefälle I in Gebirgsflüssen als maßgebender Parameter für eine Vielzahl von Phänomenen und Prozessen anzusehen ist. Mit steigendem Gefälle I ist eine deutlichere Ausbildung der kaskadenförmigen Sequenzen von ebenen Sohlen zu Riffel-Pool- und Step-Pool-Systemen festzustellen. Die Ausbildung der Step-Pool-Systeme verändert die Rauheit des Flusses und damit den Fließwiderstand der Strömung. Die Energieverluste nehmen mit zunehmendem Gefälle deutlich zu.

Die Auswertung der querschnittsgemittelten Daten hinsichtlich des Energieverlustbeiwertes k_{st} nach STRICKLER zur Verwendung der Fließformel nach GAUCKLER-MANNING-STRICKLER zeigte gute Übereinstimmungen mit den in den USA von JARRET (1984) und in Großbritannien von BATHURST (1985) aufgenommenen Naturdaten. Deshalb wurden die eigenen Naturdaten mit den bereits veröffentlichten zur Entwicklung eines empirischen Ansatzes zur Abschätzung des Strickler-Beiwertes k_{st} verwendet. Als maßgebender Parameter zeigte sich für I > 0,2% das Gefälle I und die Zusammensetzung des Sohlenmaterials in Form der Kornrauhigkeit k_r, wie es in Gl. (3) dargestellt ist.

$$\frac{k_{st}}{k_r} = 0{,}1 \cdot I^{-0{,}36} \qquad (3)$$

Darüber hinaus konnte durch die Naturmessungen belegt werden, dass die Strömungsverhältnisse von Gebirgsflüssen bis zu bordvollen Abflüssen Froude-Zahlen Fr von maximal 0,8 erreichen. Schießende Abflussverhältnisse stellten sich lediglich auf wenigen Metern Länge ein. Damit entspricht die natürliche Strömung in einem Gebirgsfluss einem strömenden Abflusszustand.

4.2. Sohlenstabilität

Als wesentliches Ergebnis aus den Messungen hinsichtlich der Sohlenstabilität lassen sich in der Natur drei Zustandsformen der Sohle unterscheiden:

- Stabile Deckschicht ohne Transport
- Bewegungsbeginn von Feinmaterial
- Bewegungsbeginn von Deckschichtmaterial

Die Naturversuche haben ergeben, dass der Bewegungsbeginn des Feinmaterials die Stabilität des natürlichen Deckwerkes in keiner Weise gefährdet. Als maßgebende Bemessungsgröße ist die Bewegung der Deckschichtelemente zu nennen, die hinsichtlich der Dreidimensionalität der Strömung zu unterscheiden ist.

Das aus den Naturversuchen bestimmte empirische Kriterium der querschnittsgemittelten hydraulischen Parameter liegt im Bereich des Kriteriums von LINFORD/SAUNDERS/OLIVIER. Es markiert den Bewegungsbeginn eines Deckwerksteines auf der natürlichen Deckschicht. Das Deckwerk selbst sowie die natürlich ausgebildeten Riegel bleiben bei diesem Belastungszustand stabil. Hierbei ist zu beachten, dass die Deckschichtsteine lediglich lokal auf wenigen Metern

Breite im Bereich des größten Strömungsangriffes im Flussschlauch in Bewegung geraten, während die Deckschicht an Stellen mit geringerer Wassertiefe stabil bleibt.

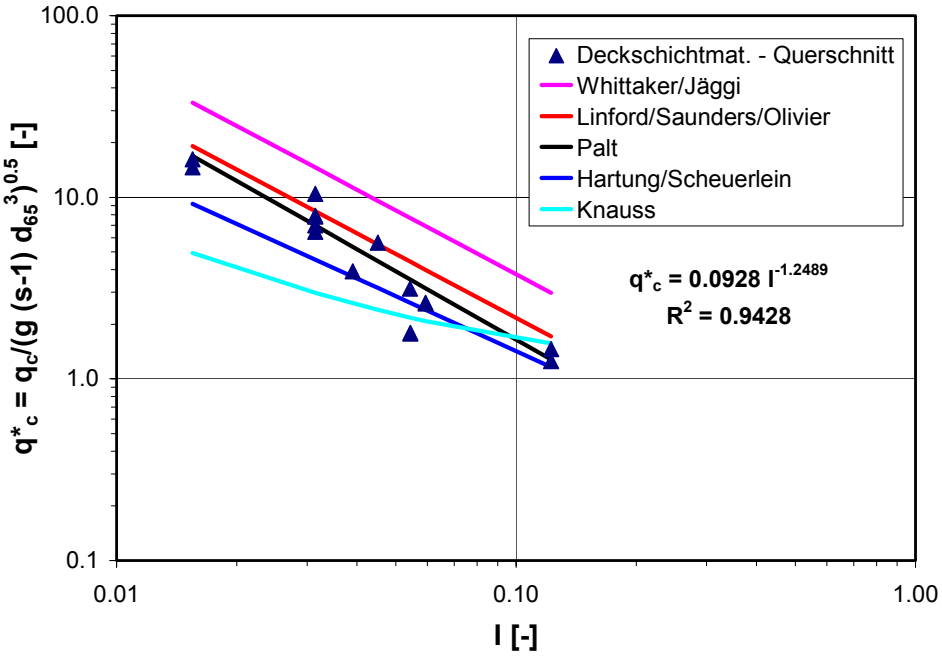


Abb. 2: Bewegungsbeginn der Deckschicht im Querschnitt

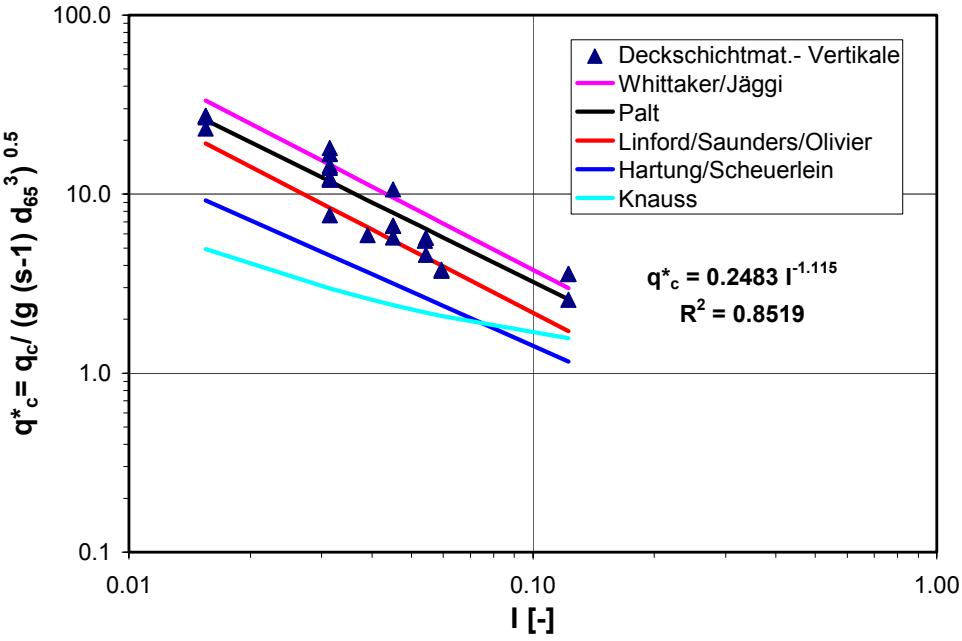


Abb. 3: Deckschichtbewegung in der geschiebeführenden Breite

Würde das unter natürlichen Bedingungen in der geschiebeführenden Breite bestimmte Kriterium an jeder Stelle des Querschnittes erreicht werden, ist zu erwarten, dass die Deckschicht auf der gesamten Breite in Bewegung geraten und damit die natürliche Deckschicht bzw. die Rampe als gesamter Körper zerstört werden würde. In diesem Zustand entspricht das Stabilitätsverhalten des Deckwerkes auf der gesamten Breite dem Versagen des Rampenkörpers, wel-

ches den Ergebnissen und dem Kriterium von WHITTAKER/JÄGGI in Form eines unteren Grenzwertes für die Zerstörung entspricht. Danach liegt der Unterschied im kritischen spezifischen Abfluss q_c^* zwischen der beginnenden Bewegung von Einzelsteinen und der Zerstörung des Rampenkörpers bei einem fast dreifachen Faktor.

Die Stabilität von Gebirgsflüssen unter Naturbedingungen entspricht durch den dimensionslosen spezifischen Abfluss q_{*c} grundsätztlich den im Labor untersuchten Ansätzen von Rauen Rampen. Die Stabilität erreicht sogar höhere Werte, die auf verschiedene Gründe zurückzuführen sind. Die Bildung von Step-Pools vollzieht sich in der Natur über lange Zeiträume mit wiederkehrenden Lastspielen, die zu einer größeren Stabilität führen als dies im Labor mittels quasi-instationärer Versuche möglich ist. Dadurch entsteht eine optimale Packungsdichte, in der kleineres Kornmaterial die Zwischenräume von gröberen Steinen und Blöcken optimal ausfüllt. Das Kornmaterial eines Gebirgsflusses verfügt über eine weite Sieblinie, die zu einer Verzahnung der Körner mit erhöhter Stabilität führen. Der Vorteil der natürlichen Kies- und Steinpackung besteht darin, dass die Erosion einzelner Steine kein Versagen der gesamten Deckschicht zur Folge hat, sondern durch lokale Umlagerungen der Sohle abgefangen wird. Darüber hinaus ist das natürliche Sohlenmaterial durch dreidimensionale Strukturen geprägt, die die Rauheit des Gewässers deutlich erhöhen und somit zu einer erhöhten Stabilität führen.

5. Dimensionierungskonzept Naturrampe

Die oben dargestellte Analogie in der Sohlenstabilität zwischen Gebirgsflüssen und Rauen Rampen soll im Folgenden zur Entwicklung eines Bemessungskonzeptes für naturnahe Raue Rampen genutzt werden. Dabei fließen die gewonnenen Erkenntnisse zur Morphologie und Hydraulik von steilen Gerinnen in die Bemessung des neuen naturnahen Rampentyps ein.

Als Eingangsparameter sind die Hydrologie des Flusses in Form von mittleren Tagesabflüssen sowie die geometrischen Bedingungen der zu betrachtenden Flussstrecke (Flussbreite B, die geplanten Rampenhöhe ΔH und -länge ΔL, Rampenneigung I) zu nennen. Unter Berücksichtigung der Abflusscharakteristik des Flusses sowie der geometrischen Randbedingungen an der zu planenden Rauen Rampe wird zunächst ein Rampengefälle I als Startwert gewählt.

Wie der Abb. 4 zu entnehmen ist, spielt das Stabilitätskriterium die zentrale Rolle in der Bemessung der Größe der Steine auf dem Rampendeckwerk. Bei bekannten Parametern kann mit Hilfe der empirischen Gleichung in Abb.3 die Steingröße d des Deckwerkes berechnet werden, die einem Korndurchmesser bei 65% Siebdurchgang entspricht. Um eine der Natur ähnlich weite Sieblinie zu gewährleisten, können unter Annahme von $3 < \sigma < 5$ die Korndurchmesser bei 16% und 84% Siebdurchgang bestimmt werden.

Im nächsten Schritt geht es um die geometrische Festlegung der Step-Pool-Systeme. Dabei wird die Initialisierung der morphologischen Strukturen nach dem Ansatz von WHITTAKER (1987) in Gl. (1) vorgeschlagen. Abhängig von den lokalen geometrischen Bedingungen an der geplanten Rauen Rampe ergibt sich danach die Anzahl der Steps sowie deren Höhenunterschiede.

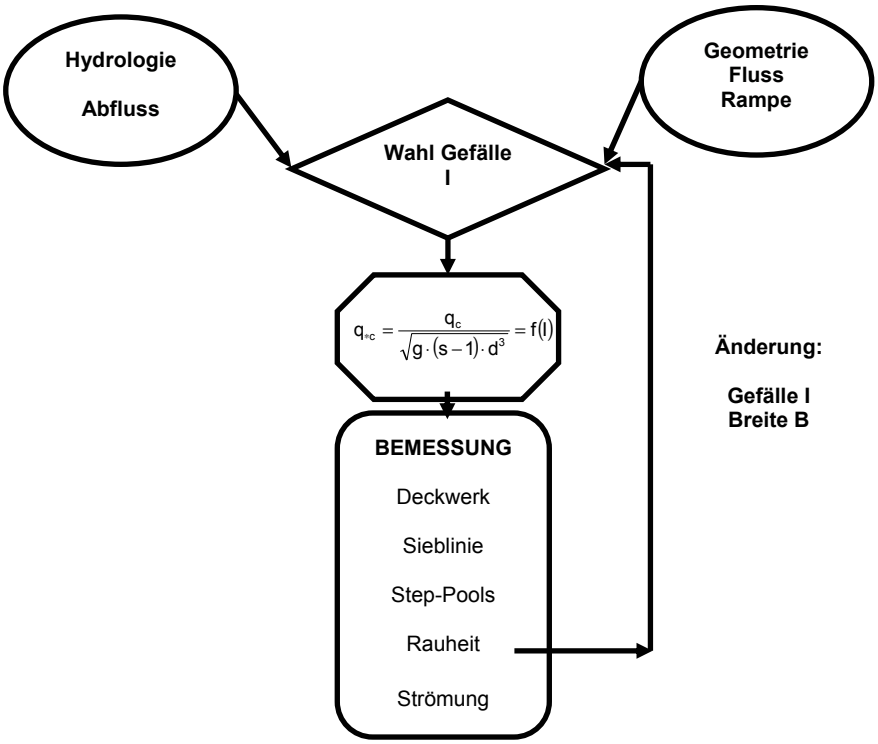


Abb. 4: Bemessungskonzept für eine natürliche Raue Rampe

Es folgt die Bestimmung der Rauheitsbedingungen auf dem Rampenkörper nach dem Ansatz von PALT (2001). Demzufolge kann die Rauheit der Strömung als Verhältnis des Strickler-Wert k_{st} zur Kornrauheit k_r als Funktion des Gefälles I aufgefasst werden. Der Ansatz beschreibt die Energieverluste überschlägig für eine mittlere Wasserführung.

Der letzte Schritt in der Bemessung der Rauen Rampe besteht in der Überprüfung der Strömungsverhältnisse auf dem Rampenkörper. Durch die bekannten Eingangsgrößen bei Bemessungshochwasser wie spezifischer Abfluss q, die Rampenneigung I und die Abschätzung der Energieverluste durch den Strickler-Beiwert k_{st} lässt sich die Wassertiefe h auf dem Rampenkörper sowie die zu erwartende Fließgeschwindigkeit v berechnen. Dabei müssen die Wasserstände unterstrom des Bauwerkes beachtet werden. Daraus kann die über den Querschnitt gemittelte Froude-Zahl Fr berechnet werden, die nach Messungen in natürlichen Gerinnen [JARRET (1984), PALT (2001)] noch im strömenden Bereich liegt. Sollte das Widerstandskriterium der Froude-Zahl nicht erfüllt werden können, so ist nach Abb. 4 eine Neuwahl des Gefälles I oder der Breite B der Rampe durchzuführen und die einzelnen Schritte der Bemessung sind zu wiederholen. Auf diese Weise ist im iterativen Verfahren eine optimale Lösung im Sinne einer den natürlichen Bedingungen entsprechenden Rauen Rampe zu bestimmen.

Es sei darauf hingeweisen, dass es sich bei der hier vorgestellten Dimensionierung einer naturnahen Rampe noch um ein Konzept handelt, das zu einzelnen Fragestellungen der Evaluierung durch weitere Labor- und Naturversuche bedarf. Weitere Fragestellungen wie die Wirtschaflichkeit, Ausführung und ökologische Wertigkeit der Bauwerke sind zukünftig noch näher zu untersuchen.

6. Fallbeispiel

Zur Herstellung der ökologischen Durchgängigkeit wird ein Wehr durch eine Raue Rampe ersetzt. Der Sohlenunterschied zwischen Ober- und Unterwasser beträgt 1,40 m, der Fluss hat eine Breite von 15 m. Das Bemessungshochwasser BQ liegt mit 135 m^3/s zwischen $HQ_{20} < BQ < HQ_{50}$. Für die Raue Rampe ist ein Gefälle von 6% (ca. 1:15) vorgesehen. Das Sedimentmaterial hat eine Dichte von ρ_s = 2700 kg/m^3. In Tabelle 2 sind die einzelnen Dimensionierungsschritte der naturnahen Rauen Rampe mit der klassischen Vorgehensweise im Vergleich dargestellt.

Tabelle 2: Vergleich der Bemessung des Deckwerkes einer naturnahen und klassischen Rauen Rampe

Naturnah	Klassisch
Wahl Gefälle I, Breite B: $q = \frac{BQ}{B} = \frac{135\ m^3/s}{15\ m} = 9\ m^3/sm$	**Wahl Steindurchmesser:** Gewählt: d_s = 0.9 m
Korndurchmesser: nach PALT: $q_{*c} = \frac{q_c}{\sqrt{g \cdot (s-1) \cdot d_{65}^3}} = 0{,}25 \cdot I^{-1{,}12}$ d_{65} = 0.52 m	**Kritische Fließgeschwindigkeit:** nach HARTUNG/SCHEUERLEIN: $v_c = 1.2 \cdot \sqrt{2g \cdot (s-1) \cdot \cos\alpha \cdot d_s}$ v_c = 6,57 m/s
Sieblinie: $d_{84} \approx 1{,}6 \cdot d_{65}$ = 0,83 m $d_{16} \approx d_{84}/\sigma^2 = 1{,}6 \cdot d_{65}$ = 0,03 m mit σ=5 Wasserbauklasse 0 - V	**Rauheit:** $k = 0.54 \cdot d_s = 0.54 \cdot 0{,}9$ = 0,49 m $\frac{1}{\lambda} = 2 \cdot \log\left(\frac{R}{k} \cdot \frac{1}{0.425 + 2.025 \cdot \phi \cdot \sin\alpha}\right)$ $1/\lambda$ = 1.85 mit R = 2.22 m, ϕ = 0.9
Geometrie Absturz-Becken: Länge L: $L = \frac{0.3113}{I^{1.188}} = \frac{0.3113}{0.06^{1.188}} = 8 \div 9\ m$ Rampenlänge L_r $L_r = \frac{\Delta H}{I} = \frac{1{,}4\ m}{0{,}06} \approx 24\ m$ $\Rightarrow$ 3 Absturz-Becken mit: L = 8 m, H = 0,45 m Aufgelöste Strukturen	**Strömung:** Geschwindigkeit auf Rampe v_m: $v_m = \frac{1}{\lambda} \cdot \sqrt{8 \cdot g \cdot R \cdot \sin\alpha}$ v_m = 6,0 m/s $v_m < v_c$ Froude-Zahl Fr: $Fr = \frac{v}{\sqrt{g \cdot h}} = \frac{6{,}0}{\sqrt{9{,}81 \cdot 2{,}22}} = 1{,}28$
Rauheit: Kornrauheit k_r: $k_r = \frac{26}{\sqrt[6]{d_{90}}} = \frac{26}{\sqrt[6]{0{,}6}} \approx 28\ m^{\frac{1}{3}}/s$ Strickler-Beiwert k_{st} : $k_{st} = k_r \cdot 0{,}1 \cdot I^{-0{,}36} = 8\ m^{\frac{1}{3}}/s$	**Korndurchmesser:** Steindurchmesser d_{50}: $d_{50} = d_s/1{,}25 = 0{,}9/1{,}25$ = 0,72 m Wasserbauklasse V
Strömung: Wassertiefe h:	**Nachbett und Kolkdimensionierung:** Nachbettlänge L_{NB}: $L_{NB} = 2{,}0 \div 2{,}5 \cdot b \approx 30$ m

$h^{\frac{5}{3}} = \frac{q}{k_{st} \cdot I^{0,5}}$ h = 2,18 m Geschwindigkeit v: $v = k_{st} \cdot h^{\frac{2}{3}} \cdot I^{\frac{1}{2}} = 10 \cdot 2{,}18^{\frac{2}{3}} \cdot 0{,}06^{\frac{1}{2}} = 4{,}1$ Froude-Zahl Fr: $Fr = \frac{v}{\sqrt{g \cdot h}} = \frac{4{,}12}{\sqrt{9{,}81 \cdot 2{,}18}} = 0{,}89$	Eintiefung t: $t = 0{,}01 \cdot L_{NB} = 0{,}30$ m Deckwerk (KNAUSS) d_s: $d_s = 0{,}04 \cdot v^2_m = 0{,}04 \cdot 2{,}6^2 = 0{,}27$ m Steindurchmesser d_{50} Nachbett: $d_{50} = d_s/1{,}25 = 0{,}27/1{,}25 = 0{,}22$ m Wasserbauklasse II
Skizze: 	**Skizze:** 

Die gesamte Länge des technischen Bauwerkes ist bei der naturnahen Bauweise deutlich geringer. Wegen des fehlenden Fließwechsels zwischen schießendem und strömendem Zustand im Unterwasser kann auf die Sohlensicherung im Nachbett verzichtet werden. Der Einbau des Sohlenmaterials hingegen gestaltet sich bei der naturnahen Bauweise schwieriger, da das Material mit Schüttsteinklassen 0 – V zuvor gemischt werden muss. Bei der klassischen Bauweise kann Einkornmaterial verwendet werden. Insgesamt ist mit ähnlichen Kosten der Rampentypen zu rechnen.

Aus ökologischer Sicht ist festzustellen, dass durch die morphologisch bedingte hohe Rauheit die sich einstellenden Geschwindigkeiten auf der Rauen Rampe im naturnahen Fall deutlich geringer sind als bei der herkömmlichen Bauweise. Mit den kaskadeförmigen aufgelösten Abstürzen bildet sich eine natürliche Strukturvielfalt im Gewässer aus.

7. Zusammenfassung

Die umfangreichen Naturuntersuchungen an steilen Gebirgsflüssen zeigen, dass die Ausbildung der Morphologie in Form von Step-Pool-Systemen einen entscheidenden Einfluss auf die Hydraulik und die Sohlenstabilität der Fließgewässer haben. Die Geometrie der lokalen Absturz-Becken-Sequenzen ist wesentlich von dem Gefälle I des betrachteten Gewässerabschnittes abhängig. Daher werden hydraulische und sedimentologische Fragestellungen auch als Funktion des Gefälles I beschrieben. Damit stimmen die empirischen Ansätze aus der Natur grundsätzlich mit dem Gleichungsaufbau der Stabilitätskriterien überein, die für Raue Rampen entwickelt wurden. Diese Tatsache wird zur Entwicklung eines naturnahen Rampentyps genutzt.

Die Naturrampe orientiert sich am Leitbild des Gebirgsflusses mit seiner typischen morphologischen Struktur und der weiten Sieblinie. Ausgehend von dem empirisch entwickelten Sohlenstabilitätskriterium aus Naturuntersuchungen (PALT 2001) umfassen die Bemessungsschritte die Berechnung der Sieblinie des Deckwerkes sowie der Strömungsbedingungen auf dem Rampenkörper. Durch ein iteratives Verfahren werden optimale Strömungsbedingungen auf

dem Rampenkörper erreicht.

Die naturnahe Raue Rampe stellt eine Alternative zur klassischen Bauweise dar, da die Kosten der Rampe in der gleichen Größenordnung zu erwarten sind und die ökologische Wertigkeit höher ist.

Literatur

Bathurst, J.C. et al. (1985): Bed load discharge equations for steep mountain rivers, In: Sediment Transport In Gravel Bed Rivers, C.R. Thorne, J.C. Bathurst and R.D. Hey, John Wiley & Sons Ltd.

Bray, D.I. (1979): Flow Resistance in Gravel-Bed Rivers, Journal of the Hydraulics Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 105, No.HY9, 1103-1122.

Fehr, F. (1987): Analyse von Geschiebemischungen, Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zürich.

Hartung, F.; Scheuerlein, H. (1970): Design of Overflow Rockfill Dams, ICOLD-Congress Montreal 1970, Q. 36, R. 35, 587 – 598.

Jarret, R.D. (1984): Hydraulics of High-Gradient Streams, Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 110, No. 11, 1519-1539.

Knauss, J. (1979): Computation of Maximum Discharge at Overflow Rockfill Dams (a comparison of different model test results), Proceedings 13th ICOLD Congress, New Dehli, India, Q. 50, R.9, 143 – 159.

Linford, A.; Saunders, D.H. (1967): A Hydraulic Investigation of Rough and Overflow Rockfill Dams, Report RR 888, The British Hydrom. Research Assoc.

Olivier, H. (1967): Through And Overflow Rockfill Dams – New Design Techniques, Institution of Civil Engineers, Proc. Vol. 36, Paper No. 7012.

Palt, S. M. (2001): Sedimenttransportprozesse im Himalaya-Karakorum und ihre Bedeutung für Wasserkraftanlagen, Mitteilungen des Institutes für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik Heft 209, Universität Karlsruhe.

Rickenmann, D. (1996): Fließgeschwindigkeiten in Wildbächen und Gebirgsflüssen, Wasser, Energie, Luft, Jg. 88, Heft 11/12.

Schälchli, U. (1991): Morphologie und Strömungsverhältnisse in Gebirgsbächen, Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie Nr. 113, ETH Zürich.

Whittaker, J.; Jäggi, M. (1986): Blockschwellen, Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie Nr. 91, ETH Zürich.

Whittaker, J. (1987): Sediment Transport in Step-Pool Streams, In: Sediment Transport In Gravel Bed Rivers, C.R. Thorne, J.C. Bathurst and R.D. Hey, John Wiley & Sons Ltd.

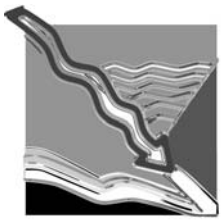
Adresse des Autors:

Sebastian M. Palt

Universität Karlsruhe, Institut für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik

Kaiserstrasse 12, D-76128 Karlsruhe

Internationales Symposium 2002 in Zürich
MODERNE METHODEN UND KONZEPTE IM WASSERBAU
Organisiert von der Versuchsanstalt für Wasserbau,
Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich und
dem Schweizerischen Wasserwirtschaftsverband



Ökologische Aufwertung als Folge eines verbesserten Hochwasserschutzes am Beispiel eines Renaturierungskonzeptes für den Fluss "L'Aire", Kt. Genf

Dr. Tobias Schaller

Abstract
Die L'Aire ist ein Fliessgewässer, das auf den nord-westlichen Hängen des Salève entspringt und in Genf in die Arve mündet. Der Abschnitt zwischen der Grenze und der Mündung in die Arve wurde im Verlaufe der letzten 120 Jahre in mehreren Etappen stark verbaut. Diese Verbauungen sowie eine drastische Verschlechterung der Wasserqualität führten dazu, dass die L'Aire in ihrem aktuellen Zustand als "totes" Gewässer betrachtet werden kann. Gleichzeitig erwies sich die den Verbauungen zugrundegelegte Gerinnegeometrie als unzureichend um einen akzeptablen Hochwasserschutz der besiedelten und landwirtschaftlich genutzten Gebiete zu garantieren.
Für den Entwurf des Renaturierungskonzeptes auf dem Flussabschnitt zwischen dem Pont du Certoux (km 8.530) und des Pont de Lully (km 7.420) waren als Ziele eine Verbesserung des Hochwasserschutzes, eine ökomorphologische und ökologische Aufwertung sowie die Verbesserung des hydraulischen Anschlusses an den Grundwasserleiter zu berücksichtigen.
Um die Ziele zu erreichen wurde ein dem hydrologischen Regime entsprechender Raumbedarf für das Fliessgewässer definiert. Dieser Raumbedarf wurde unter Berücksichtigung der verschiedenen Randbedingungen (Brücken, überbaute Zonen) und der natürlichen Charateristik der "L'Aire" in ein geometrisches Profil umgesetzt.
Abflusskapazitäten, Geschiebetransportraten und Schleppspannungen wurden auf Basis der Ergebnisse eines eindimensionalen numerischen Modelles ermittelt. Dadurch konnte die Gerinnegeometrie abschnittweise optimiert, bzw. die Strecken die besonderer wasserbaulicher Massnahmen bedurften identifiziert werden.
Die durch das Abflussmodell ermittelte Geometrie des Gerinnes wurde im Rahmen der Simulation von Grundwasserströmen berücksichtigt um die Wirkung von Exfiltrations- und Infiltrationsstrecken zu ermitteln. Die Resultate dieser Simulationen wurden wiederum benutzt um die Linienführung des Gerinnes zu optimieren.
Durch die Anwendung verschiedener numerischer Modelle konnte die Gerinnegeometrie unter Berücksichtigung des Prinzips "Raumbedarf für Fliessgewässer

optimiert werden und so eine gute Ausgangslage zur Entwicklung einer für die Biodiversität notwendigen Ökomorphologie geschaffen werden.

Einleitung

Moderne Revitalisierungskonzepte basieren auf dem Grundsatz der Sicherung des Raumbedarfes. Dem Fliessgewässer wird ein Korridor zugeordnet, der genügend Raum zur Gewährleistung der vielfältigen Funktionen (schadloser Transport von Wasser und Geschiebe, Bildung und Vernetzung von Biotopen, Selbstreinigung, Erhohlungsraum) gewährleistet. [1][2].

Das Renaturierungskonzept der l'Aire, das im Rahmen eines vom DIAE (Département de l'interieur, de l'agriculture, de l'énergie et de l'environnement, Canton de Genève) ausgeschriebenen Wettbewerbes, erarbeitet wurde, sollte diesen Grundsatz anwenden.

Im Rahmen der Vorarbeiten zum Projekt wurde ein Renaturierungsperimeter definiert, der, mit Ausnahme weniger Streckenabschnitte, die grundsätzliche Realisierung des Raumkonzeptes ermöglichte.

Die l'Aire entspringt an den Hängen des Lalève und des Mont Sion. Oberhalb von St-Julien-en Genevois umfasst die l'Aire ein weitverzweigtes Netz von vielen kleineren Gerinnen. Von der schweizerisch-französichen Grenze bis zur Mündung in die Arve wurde die l'Aire im verlaufe des 20. Jahrungderts vollständig kanalisiert. Zur Sicherung der Flusssohle wurden in regelmässigen Abständen Querwerke mit Absturzhöhen zwischen 1 – 3 m angeordnet.

Das hydrologische Regime der l'Aire ist gekennzeichnet durch langandauernde Niederwasserabflüsse (weniger als 100 l/s) und relativ dazu sehr grossen Hochwasserspitzen (> 100 m^3/s). Zuflüsse aus Kläranlagen sowie die Nutzung zur Bewässerung im Oberlauf führten zu einer dramatischen Verschlechterung der Wasserqualität. Die durch den hohen Schwebstoffgehalt der Kläranlagenzuflüsse bedingte Kolmatierung sowie die Hebung der Sohle durch die Verbauungen reduzierten die Infiltrationsleistung in den Grundwasserträger.

Trotz Verbauungen verbesserte sich die Hochwassersicherheit kaum. Im Falle eines 100-jährlichen Hochwassers muss mit grossflächigen Überschwemmungen der intensiv genutzten Ebene und entsprechend grossen Schadenausmassen gerechnet werden.

Problemstellung

Aufgrund des aktuellen Zustandes der l'Aire wurden durch die DIAE verschiedene Ziele für das Renaturierungsprojekt formuliert. Die Ziele umfassten insbesondere:

- die Gewährleistung der Hochwassersicherheit gegenüber Q_{300} im Bereich der Siedlungsgebiete und Verkehrsinfrastrukturanlagen
- die Schaffung der Voraussetzungen für die Bildung von typischen Biotopen durch die Flussdynamik
- die Wiederherstellung des hydraulischen Anschlusses an den Grundwasserleiter

Die letzte Zielsetzung war vor allem auf dem Abschnitt zwischen dem Pont du Certoux und dem Pont de Lully wichtig (Abb. 1). Die folgenden Ausführungen fokussieren deshalb auf die Problematik dieses Abschnittes.

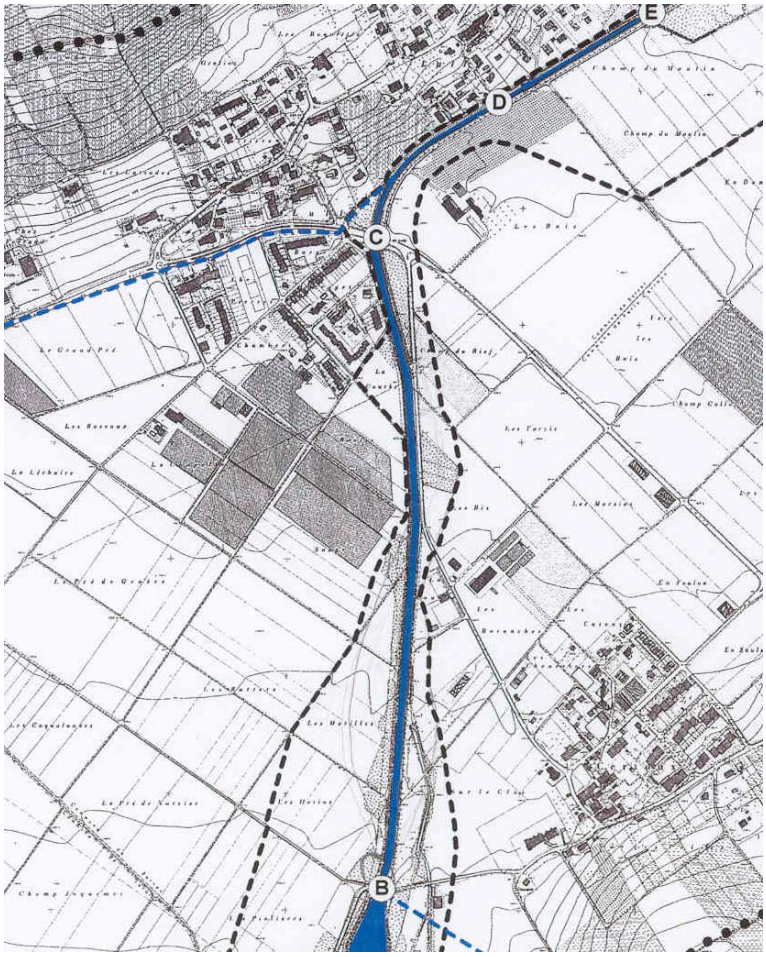


Abbildung 1: L'Aire zwischen dem Pont de Lully (Punkt C, km 7.420) und dem Pont de Certoux (Punkt B, km 8.530). Die gestrichelte Linie bezeichnet den vorgegebenen Projektperimeter.

Vorgehen und Methodik

In einem ersten Schritt wurden die zur Verfügung gestellten historischen Karten [3] ausgewertet und mit Typisierungen der Gerinneform nach Shields [4] ergänzt. Daraus ergaben sich die für diesen Abschnitt natürliche Gerinneform sowie erste Hinweise auf mögliche dynamische Entwicklungen. Aus den Karten wurde ersichtlich, dass sich auf den ersten 600 – 700 m unterhalb der Stauhaltung (Abb. 1) phasenweise ein schmaler langgezogener See bildete. Die restliche Strecke bis zum Pont de Lully war jeweils durch Mäander mit Amplituden < 30 m gekennzeichnet. Das phasenweise Auftreten des Sees dürfte mit sich verlagernden Erosions- und Auflandungszonen zusammenhängen. Die Typisierung nach Shields ergab, dass eine Bankbildung, bzw. eine Bildung eines verzweigten Gerinnes aufgrund der durchschnittlichen Energieliniengefälle sowie der Abflusstiefe und –breite nicht zu erwarten ist.

Ausgehend von der Gerinneform eines mäandrierenden Flusses (Reduktion des durchschnittlichen Gefälles der Talebene durch die grössere Flusslänge) wurde eine vorläufige Gerinnegeometrie bestimmt. Mit Hilfe des numerischen Simulationsprogrammes HEC-RAS (eindimensionale Lösung der Energieglei-

chung) wurde die Geometrie so optimiert, dass sie einerseits die Hochwassersicherheit garantieren konnte (Abfluss Q_{300} mit Freibord > 0.5 m) und andererseits der gegebene Projektperimeter respektiert, bzw. optimal ausgenutzt werden konnte.
Auf Basis der optimierten Gerinnegeometrie wurden Transportbeginn und Transportkapazität in Abhängigkeit des Abflusses in den einzelnen Profilen bestimmt [5]. Der Geschiebetransport setzte bei allen Profilen bei Abflüssen in der Grössenordnung des jährlichen Hochwassers (9 m^3/s) ein. Die ermittleten Geschiebetransportraten schwankten zwischen 5 – 10 kg/s im Fall des 2 jährlichen Hochwassers und zwischen 100 – 300 kg/s im Falle des 300 jährlichen Hochwassers. Einzige Ausnahme bildet das Brückenprofil bei Lully. Geschiebetransport kann erst bei Abflussmengen die Q10 entsprechen (64 m^3/s) erwartet werden. In diesem Abschnitt ist deshalb mit Auflandungstendenzen zu rechnen.
Der Grundwasserleiter, der die Talebene durchströmt wurde mit Hilfe eines numerischen Modelles [6] (FEFLOW 4.8, 3-dimensional, Finite-Elemente) erfasst. Die mittels HEC-RAS ermittelte Gerinnegeometrie wurde unter Einbezug des hydrologischen Regimes der l'Aire bei der Simulation der Grundwasserströme berücksichtigt. Die Resultate zeigten deutlich, dass die geplante Sohlenlage zu einer signifikanten Exfiltration im Bereich des Pont de Lully führen würde. Es bestand das Risiko einer "Entleerung" des Grundwasserträgers während den langandauernden Niederwasserperioden. Da die Geschiebetransportraten in diesem Bereich ebenfalls deutlich grösser waren, als im Oberlauf, musste mit einer rückschreitenden Tiefenerosion, bzw. mit einer Verstärkung der Exfiltrationsleistung gerechnet werden.

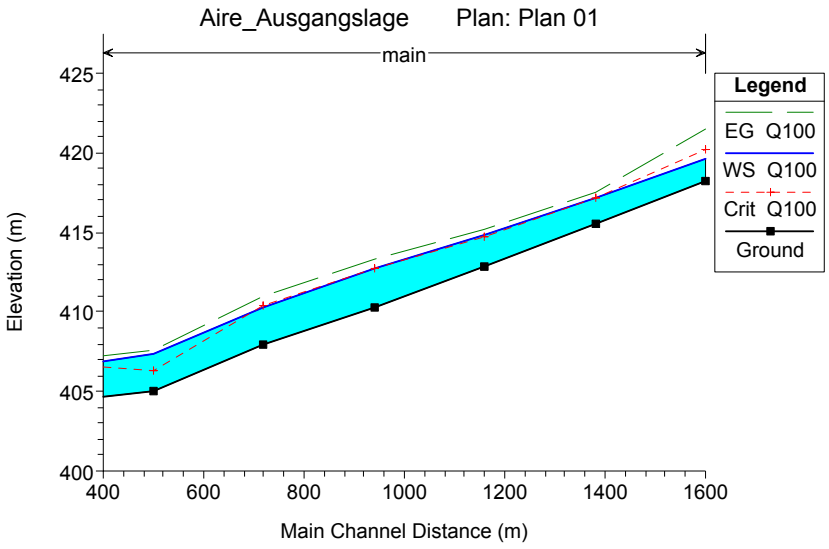


Abbildung 2: Ausschnitt (Pont du Certoux bis Pont de Lully) aus dem Längenprofil des renaturierten Gerinnes

Aufgrund dieser Ergebnisse musste die ursprünglich geplante Sohle auf einer Strecke von rund 300 m oberhalb des Pont de Lully um ca. 1 m angehoben werden (Abbildung 2). Die Querprofile des Gerinnes mussten entsprechend angepasst, bzw. verbreitert werden, um die Hochwassersicherheit gegenüber Q_{300} noch gewährleisten zu können. Die Anhebung der Sohle führte zu einer

deutlichen Erhöhung der Sohlneigung im Bereich des Pont de Lully. Aufgrund der Modellierungsergebnisse war jedoch nicht mit einem Fliesswechsel zu rechnen.

Massnahmen Renaturierung

Auf Basis des ermittelten theoretischen Gerinnes wurde vorgeschlagen, die bestehenden Dämme des Kanals auf der linken (unterhalb des Pont du Certoux) und auf der rechten Seite (oberhalb des Pont de Lully) abzubauen, so dass ein 60 bis 150 m breiter Korridor entstehen würde. Die berechnete Abflussbreite bei Mittelwasser liegt zwischen 6 bis 10 m. Die Addierung der zur Sicherstellung der Biodiversität benötigten 15 m breiten Uferstreifen [1] ergeben eine Gesamtbreite von 40 m. Die Breite des Pendelbandes ergibt sich auf Basis der Gerinnesohlebreite zu 60 m. Der ausgewiesene Korridor vermag also die minimalen Anforderungen der Raumsicherung für Fliessgewässer [1] zu erfüllen.

Im Bereich des Pont de Lully sowie in den durch den Projektperimeter bedingten Fliessrichtungswecheln war aufgrund der ermittelten Schubspannungen mit regelmässiger Tiefen- bzw. Seitenerosion zu rechnen. Die Flusssohle musste auf einer Strecke von ca. 300 m oberhalb des Pont de Lully mit einer Rollierung gegen die Tiefenerosion geschützt werden. Bei den durch den Projektperimeter bedingten Fliesswechseln wurden Lebendverbaumassnahmen vorgesehen, um die Seitenerosion zu verhindern.

Es wurde vorgeschlagen den Abtrag der Dämme grossflächig aber unregelmässig vorzunehmen. Dadurch ergeben sich grössere Flächen, die einer Erosion durch den Fluss zugänglich werden und die negative Wirkung der Stauhaltung oberhalb des Pont du Certoux hinsichtlich Geschiebehaushalt aufheben würden. Gleichzeitig können durch den unregelmässigen Abtrag kleinere Seitenarme, dauernd oder phasenweise überflutete Flächen entstehen, die zu einer deutlichen Verbesserung der Ökomorphologie führen.

Die erwartete Mäandrierung sowie der ermittelte Geschiebetransportbeginn bei Abflüssen um Q1 erfüllen die grundsätzlichen ökomorphologischen Anforderungen an die Gerinnesohle.

Fazit

Der Einsatz von numerischen Modellen erlaubt, die bei Renaturierungskonzepten oft bestehende, komplexe Zielmatrix zu optimieren. Ausgehend von einer geschätzten natürlichen Gerinneform kann die Gerinnegeometrie hinsichtlich Hochwassersicherheit optimiert werden. Aus den berechneten Abflussparametern lassen sich Rückschlüsse auf den Geschiebehaushalt ziehen und die Entwicklungstendenzen des Fliessgewässers ziehen. Ein Vergleich der Entwicklungstendenzen mit den Zielvorgaben des Renaturierungskonzeptes erlaubt es, die Massnahmen zu optimieren, bzw. deren Wirkung zu verifizieren.

Literatur

[1] Bundesamt für Wasser und Geologie (2000) Raum den Fliessgewässern. Faltblatt

[2] Bundesamt für Wasser und Geologie (2001) Hochwasserschutz an Fliessgewässern – Wegleitung des BWG. Bundesamt für Bauten und Logistik, Bern.

[3] DIAE (2000) Pflichtenheft zum Wettbewerbsprojekt "Revitalisation de l'Aire". Kanton Genf.

[4] Shields, A. (1936) Anwendung der Ähnlichkeitsmechanik und der Turbulenzforschung auf die Geschiebebewegung. Mitt. Preus. Versuchsanstalt für Wasser- und Schiffsbau 87.

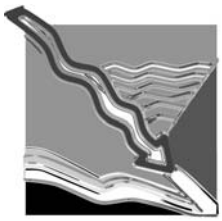
[5] Jäggi, M. (1984) Der Geschiebetransport in Flüssen nach der VAW-Formel 1983. SIA 47/84.

[6] Diersch H.-J. G. & al. (1999) Interactive, Graphics-based Finite-Element Simulation System FEFLOW for Modeling Groundwater Flow. Contaminant Mass and Heat Transport Processes. User's Manual Version 4.8. WASY Institute for Water Resources Planning and System Research Ltd Berlin.

Adresse des Autors:

Tobias Schaller
Emch + Berger AG
Gartenstrasse 1
Postfach 6025
3001 Bern
Tobias.Schaller@EmchBerger.ch

Internationales Symposium 2002 in Zürich
MODERNE METHODEN UND KONZEPTE IM WASSERBAU
Organisiert von der Versuchsanstalt für Wasserbau,
Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich und
dem Schweizerischen Wasserwirtschaftsverband



Abschätzung der Kolktiefe entlang Uferschutzmauern in Flusskurven und Einfluss vertikaler Rauhigkeitsrippen

Daniel Hersberger und Prof. Dr. Anton Schleiss

Zusammenfassung

Verschiedene in der Literatur vorgeschlagene Kolkformeln werden mit den Resultaten von Laborversuchen verglichen, die in einem 1 m breiten und 90° gekrümmten Kanal bei variabler Abflussmenge und Gefälle durchgeführt wurden. Als Sohlenmaterial wurde eine breite Kornverteilung verwendet, so wie sie in Gebirgsflüssen vorkommt. Der Vergleich zeigt, dass die meisten Ansätze die Kolktiefe für die speziellen Gegebenheiten der Gebirgsflüsse deutlich unterschätzen. Dies rührt daher, dass die Formeln meist für Sandflüsse mit geringem Gefälle und oftmals für ein Einheitskorn erarbeitet wurden.

Ein weiterer Teil der Arbeit befasst sich mit dem Einfluss von an der Kurvenaussenwand angebrachten vertikalen Rauhigkeitsrippen. Diese bewirken bei gut gewählter Anordnung eine beachtliche Verminderung der Kolktiefe sowie eine bessere Verteilung des Kolks entlang der gesamten Flusskrümmung.

Abstract

The present article investigates existing scour formulae. They are compared to laboratory experiments performed in a 1 m wide, 90° curved channel with variable discharge and variable slope. The bed material was constituted with a wide grain size distribution as observed in mountain rivers. The comparison shows that most formulae seriously underestimate the scour depth for mountain rivers. This is due to the fact that most formulae were elaborated for sand rivers with rather flat slopes or for uniform grain sizes.

Another part of the work deals with the influence of vertical ribs placed on the outer sidewall. These ribs considerably reduce the scour depth if they are placed in an appropriate way. Furthermore, they lead to a better distribution of the scour along the whole bend.

1. Einleitung

In den engen Tälern des Alpenraumes durchqueren Fliessgewässer häufig Siedlungsgebiete. Ufernahe Infrastrukturanlagen und Gebäude entlang dieser Gebirgsflüsse sind keine Seltenheit. Wegen den engen Platzverhältnissen muss die Hochwassersicherheit der Anlieger oftmals mit Ufermauern gewährleistet werden. Diese Ufermauern sind während extremen Hochwasserereignissen durch Unterkolkung gefährdet, insbesondere

wenn sie sich in einer Flusskrümmung befinden. In der Vergangenheit wurde dieser Kolkgefahr mit einer genügenden Fundationstiefe begegnet.

Erste Erfahrungen bei Hochwasserschutzprojekten haben gezeigt, dass die Kolktiefen entlang gekrümmter Ufermauern sehr wirksam durch Anordnung von Makrorauhigkeiten vermindert und damit kostspielige Aushübe für tiefliegende Mauerfundamente vermieden werden können. Dies konnte im Rahmen von systematischen Laborversuchen bestätigt werden, die im folgenden beschrieben werden.

2. Bekannte Formeln zur Abschätzung der Kolktiefe

2.1 Allgemeines

Die meisten Kolkformeln wurden aufgrund von Gleichgewichtsbetrachtungen an einem Korn erarbeitet. Die Querneigung der Sohle wird dabei üblicherweise in Funktion der Abflusstiefe h und des Radius r angegeben.

$$\sin\beta = K \cdot \frac{h}{r} \tag{1}$$

Damit die lokale Kolktiefe bestimmt werden kann, wird $\sin\beta$ oftmals mit $\sin\beta \cong \tan\beta \cong dh/dr$ angenähert und anschliessend integriert:

$$\frac{h}{h_m} = \left(\frac{r}{R_c}\right)^K \tag{2}$$

Grundsätzlich können die bestehenden Kolkformeln in vier verschiedene Kategorien unterteilt werden: Formeln die auf Impulsbetrachtungen basieren, solche die das Gleichgewicht eines Korns betrachten, Formeln mit Gleichgewicht der Kräfte auf ein Kontrollvolumen und schliesslich empirische Formeln (siehe Tabelle 1).

2.2 Kolkformel basierend auf Impulsbetrachtungen

Die älteste Kolkformel stammt von FARGUE (1868, zitiert in Williams, 1899). Sie wurde aufgrund von Impulsbetrachtungen über die Ufer und das Flussbett aufgestellt und hängt hauptsächlich vom Kurvenradius und der Flussgeometrie ab:

$$h_{max} = c \cdot \sqrt{1+m^2} \cdot \sqrt{1-\left(\frac{R_c}{R_c + B/2}\right)^2} \tag{3}$$

Die Konstante c ist eine Funktion der Ufer- und Bettrauhigkeit, der mittleren und bodennahen Fliessgeschwindigkeiten, sowie der Uferneigung m. Für eine Teststrecke an der Weissen Elster (Ostdeutschland) gibt Williams einen Wert von c = 0.5.

2.3 Kolkformeln basierend auf Gleichgewichtsbetrachtungen am Korn

VAN BENDEGOM (1947, zitiert in Odgaard, 1981) basierte seine Formel auf Gleichgewichtsbetrachtungen an einem Korn. Er nimmt an, dass sich das Korn im Gleichgewichtszustand nur noch in Fliessrichtung bewegt, und dass sich die radialen Kräftekomponenten ausgleichen. Er bestimmt die Abweichung zwischen der Sohlenschubspannung (oder der bodennahen Geschwindigkeit) und der Längsachse zu $\tan\delta = 10 \cdot h/r$. Des weiteren nimmt er an, dass das betrachtete Korn kugelförmig und vollständig exponiert ist. Somit erhält er schliesslich folgende Gleichung für die Querneigung der Sohle in radialer Richtung:

$$\sin\beta = \frac{10\cdot g}{C^2}\cdot Fr_d{}^2\cdot\frac{k_2}{k_1}\cdot\frac{h}{r} = 0.0589\cdot Fr_d{}^2\cdot\frac{h}{r} \tag{4}$$

ENGELUND (1974) erweiterte diesen Ansatz und verwendete als Gleichgewichtsbedingung den Transportbeginn (das Korn bewegt sich gerade noch), den er mit dem Gleitreibungsgesetz berechnete. Er ermittelte $\tan\delta = 7\cdot h/r$, basierend auf einem einfachen analytischen Strömungsmodell:

$$\sin\beta \cong \frac{dh}{dr} = 7\cdot\tan\phi\cdot\frac{h}{r} \tag{5}$$

Den dynamischen Gleitreibungswinkel des Sohlenmaterials nahm er als $\phi = 27\div 33\,°$ an.

Der Ansatz von BRIDGE (1976) ist demjenigen von Engelund ähnlich. Basierend auf der ausführlichen Strömungsstudie von Rozovskii (1957) und des Gleitreibungswinkels von Bagnold (1966) bestimmte er den Ablenkungswinkel zu $\tan\delta = 11\cdot h/r$:

$$\sin\beta \cong \frac{dh}{dr} = 11\cdot\tan\phi\cdot\frac{h}{r} \tag{6}$$

KIKKAWA, IKEDA UND KITAGAWA (1976) erarbeiteten ihre Kolkformel ebenfalls aufgrund von Gleichgewichtsbetrachtungen am Korn, jedoch mit einem anderen Ansatz für die Geschwindigkeitsverteilung. Sie basierten ihre Überlegungen auf einer konstanten Wirbelviskosität und einer logarithmischen Geschwindigkeitsverteilung, welche in radialer Richtung mittels der "forced-vortex" Verteilfunktion $f(r)$ modifiziert wurde. Wie van Bendegom, Engelund und Bridge, nahmen sie an, dass das Korn auf dem Bett rutscht. Zudem gehen sie von einer schwachen Sohlenquerneigung aus, um trigonometrische Vereinfachungen machen zu können. Im Gleichgewichtszustand setzten Kikkawa et al. die Abweichung zwischen Fliessrichtung und Kanalachse gleich null ($\tan\delta = 0$) und erhalten so die Sohlenquerneigung mit

$$\tan\beta = \frac{dh}{dr} = A\cdot\frac{1}{\lambda_0}\cdot f^2(r)\cdot\frac{h}{r} \tag{7}$$

wobei $A = (1.896 - 3.002\cdot V*/V)\cdot Fr_d$. Die Kolktiefe lässt sich mit folgender Gleichung bestimmen:

$$\frac{h}{h_m} = \exp\left(\frac{A}{2}\cdot\left(\frac{r^2}{R_c{}^2} - 1\right)\right) \tag{8}$$

REINDL (1994) erarbeitete eine ähnliche Formel mit leicht verändertem Ansatz für die Geschwindigkeitsverteilung. Zudem führte er eine Geschiebeverfügbarkeits-Funktion ein. Letztere lässt sich jedoch in der Praxis nur schlecht abschätzen. Die Querneigung der Sohle und die Kolktiefe lassen sich gemäss Reindl wie folgt bestimmen:

$$\tan\beta = \frac{dh}{dr} = A\cdot f^2(r)\cdot\frac{h}{r},\ \text{und}\ \frac{h}{h_m} = \exp\left(\frac{A}{6}\cdot\left(\frac{r^6}{R_c{}^6} - 1\right)\right) \tag{9}$$

wobei $A = -1.5\cdot\left(\frac{C_D}{\kappa}\right)\cdot Fr_d\cdot\left(-4.167 + \frac{2.640}{\kappa}\cdot\frac{V*}{V}\right) \cong -1.5\cdot Fr_d\cdot\left(-4.2 + 6.6\cdot\frac{V*}{V}\right)$.

2.4 Kolkformeln basierend auf Kräftebetrachtungen an einem Kontrollvolumen

ZIMMERMANN (Zimmermann & Kennedy, 1978; Zimmermann & Naudascher, 1979; Zimmermann, 1983) wählte einen analytischen Ansatz basierend auf der Betrachtung eines Kontrollvolumens. Er verknüpfte die durch radiale Schubspannungsgeschwindigkeiten verursachten Momente miteinander:

$$\sin\beta = \frac{n+1}{2n\cdot(n+2)}\cdot Fr_d^{\,2}\cdot\frac{h}{R_c} \tag{10}$$

FALCON & KENNEDY (1983) betrachteten bei ihrer Herleitung ebenfalls ein Kontrollvolumen. Basierend auf der Arbeit von Karim (1981) bestimmen sie die Dicke der zu betrachtenden Deckschicht. Sie erhalten dabei folgende Kolkformel:

$$\sin\beta \cong \frac{dh}{dr} = \frac{\sqrt{8\cdot\vartheta}}{(1-p)}\cdot\frac{1+\sqrt{f}}{1+2\sqrt{f}}\cdot Fr_d\cdot\frac{h}{r} \tag{11}$$

ODGAARD (1981, 1982, 1984 und 1986) modifizierte den Ansatz von Falcon (1979) und Falcon & Kennedy (1983). Er betrachtete ein Kontrollvolumen der Deckschicht, im Grenzzustand in dem sich die Körner weder in radialer noch tangentialer Richtung bewegen:

$$\sin\beta \cong \frac{dh}{dr} = \frac{3\cdot\alpha}{2}\cdot\frac{\sqrt{\vartheta}}{\kappa}\cdot\frac{n+1}{n+2}\cdot Fr_d\cdot\frac{h}{r} \cong 4.8\cdot\sqrt{\vartheta}\cdot Fr_d\cdot\frac{h}{r} \tag{12}$$

Der letzte Teil der Gleichung enthält verschiedene Vereinfachungen und entspricht einer frühen Form der Gleichung von Odgaard (1984).

Die Kolkformeln von Zimmermann, Falcon & Kennedy und Odgaard gehen alle von einer voll entwickelten Sekundärströmung aus.

2.5 Empirische Kolkformel

PETER (1986) erarbeitete eine empirische Kolkformel aufgrund umfangreicher Kolkversuche in einem mit 135° gekrümmten Gerinne. Für die maximale Kolktiefe in einem Kanal mit rechteckigem Querschnitt gibt Peter folgende Gleichung:

$$\frac{h_{max}}{h_m} = 5.23 - 13.0\cdot\frac{h_m}{B} - 0.379\cdot\sigma + 68.4\cdot S_e \tag{13}$$

In einem trapezförmigen Querprofil berechnet sich die Querneigung der Sohle mit

$$\sin\beta = \left(2.95\cdot\frac{R_c}{B} - 0.7\cdot\sigma - 29.3\cdot\frac{h_m}{B} + 2.7\cdot Fr + 3.4\right)\cdot\frac{h}{r} \tag{14}$$

Gemäss Peter sind diese Formeln nur im untersuchten Bereich von $R/B = 2 \div 6$ gültig.

3. Laborversuche

Im Rahmen eines Forschungsprojektes am LCH (EPFL) wurden in einer 1 m breiten Rinne mit rechteckigem Querschnitt über 40 Laborversuche durchgeführt. Der 90° gekrümmte Versuchskanal war insgesamt rund 20 m lang. Die untersuchten Längsgefälle variierten zwischen 0.3 und 0.8 % bei Abflussmengen zwischen 70 und 210 l/s und Froudezahlen zwischen 0.68 und 0.97. Die Kornverteilung wurde derjenigen von Alpenflüssen angenähert. Die Korndurchmesser lagen zwischen 2 und 32 mm mit einem

Mittelwert bei 8.5 mm. Vor jeder Versuchreihe wurde die Sohle hydraulisch belastet, um die Abpflästerung des Betts zu erreichen. Der eigentliche Versuch erstreckte sich über rund 24 Stunden, wobei sich die Sohle nach etwa 8 Stunden stabilisierte. Um den Einfluss der Wandrauhigkeit auf die Kolktiefe zu untersuchen, wurden trapezförmige vertikale Rippen (siehe Abbildung 4) an der Aussenwand der Krümmung angebracht. Die Versuche wurden für unterschiedliche Rippenabstände und –tiefen durchgeführt.

Diese Laborversuche wurden mit den Daten der 1986 von W. Peter an der VAW (ETHZ) durchgeführten Versuche ergänzt. Damit konnte der neue Datensatz (36 Versuche) um 32 Versuche erweitert werden. Die Versuche decken insbesondere einen weiteren Bereich von Verhältnissen Radius zu Breite zwischen 2 und 3.5 (im Vergleich zu 6 der LCH-Versuche) ab, sowie 5 verschiedene Kornverteilungen von annäherungsweise Einheitskorn bis zu sehr breiten Kornverteilungen. Erwähnt sei hier auch der Bereich von Froudezahlen zwischen 0.3 und 1.2 sowie die Reynoldszahlen Re zwischen 700 und 4100 (in Vergleich zu 44'000 bis 63'000, für die LCH-Versuche).

4. Diskussion und Vergleich der untersuchten Kolkformeln

Die älteste der untersuchten Formel von Fargue (1868) vereinfacht die Vorgänge im Kolkprozess etwas stark, indem angenommen wird, dass die bodennahe Geschwindigkeit mit variabler Abflussmenge nur wenig ändert. Somit ist die Kolktiefe hauptsächlich von der Flussgeometrie abhängig. Trotzdem vermag diese Formel die Grössenordnung des Kolks zu bestimmen (siehe Abbildung 1).

Autor	Formel	Parameter	Daten [1)]	Grundlagen	Bemerkungen
Fargue (1868)	(3)	R_c/B	F	Analytisch, Impulsbetrachtung	Formel für max. Kolk
Bendegom [a)](1947) Engelund [b)](1974) Bridge (1976)	(4) (5) (6)	Fr_d $7 \cdot \tan\phi = cst$ $11 \cdot \tan\phi = cst$		analytisch, Gleichgewicht am Korn	[a)] nur für kleine S_e, grosse B/h, r □ h [b)] nicht für voll entwickelte Sekundärströmung
Kikkawa al. (1976) Reindl (1994)	(7) (9)	Fr_d, V*/V, n Fr_d, V*/V, n, Gs	L L	analytisch, Gleichgewicht am Korn, Geschwindigkeitsverteilung	Reindl führte eine Geschiebeverfügbarkeitsfunktion Gs ein
Zimmerm. (1978) Falc.& Ken. (1983) Odgaard (1986)	(10) (11) (12)	Fr_d^2, n Fr_d, n, ϑ, p Fr_d, n, ϑ	L+F L+F L+F	analytisch, Kräfte auf Kontrollvolumen	wurde für Sandflüsse entwickelt
Peter (1986)	(14)	R_c/B, σ h_m/B, Fr	L	empirisch, basiert auf Dimensionsanalyse	gültig für R_c/B von 2 bis 6; Achtung: d fehlt als Parameter

Tabelle 1: Vergleich der Charakteristiken der untersuchten Kolkformeln
[1)] L: Labordaten, F: Felddaten

Die analytischen Formeln von van Bendegom, Engelund und Bridge wurden für Flüsse mit kleinem Gefälle unter der Annahme eines idealen Gerinnes (B □ h) bei schwacher Flusskrümmung (R_c □ h) aufgestellt. Die beiden erstgenannten Formeln beruhen auf

einer teilweise entwickelten Sekundärströmung. Van Bendegom's Gleichung basiert auf dem Gleichgewicht an kugelförmigen Körnern, die komplett der Strömung ausgesetzt sind. Somit wird das Quergefälle unterschätzt. Zudem wurde der statische Auftrieb vernachlässigt, was zu einer zusätzlichen Unterschätzung der Querneigung führt. Die Formel von Engelund wurde für einen rechteckigen Querschnitt mit fixer Sohle ermittelt. Die gemessenen Labordaten unterscheiden sich stark von den mit der Formel berechneten. Bridge korrigierte den Ansatz von Engelund. Dank detaillierter Analyse der Versuchsergebnisse von Rozovskii, bestimmte er das Verhältnis zwischen der tangentialen und der radialen Geschwindigkeitskomponenten zu 11. Im Mittel stimmen die berechneten Datenpunkte recht gut mit den gemessenen überein, jedoch mit einer grossen Streuung. Dies rührt daher, dass wesentliche Parameter vernachlässigt werden.

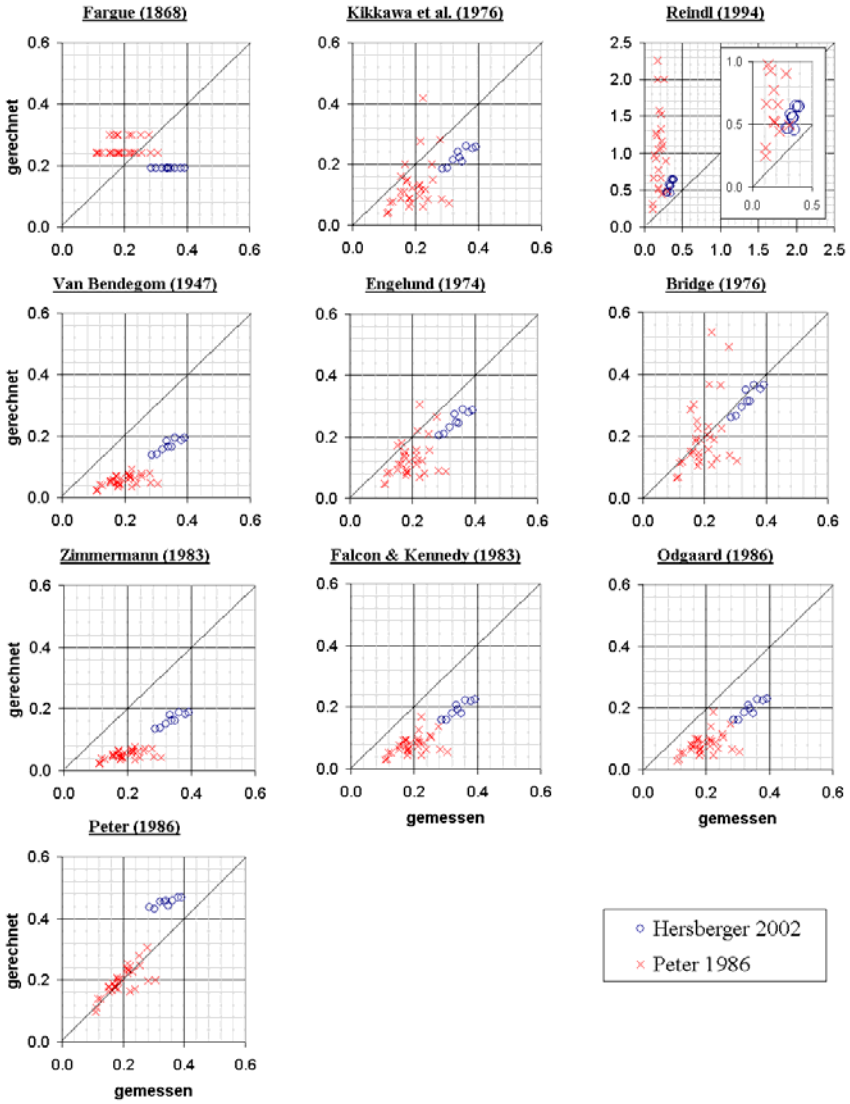


Abbildung 1: Vergleich der mit den Kolkformeln berechneten Kolktiefen im Vergleich zu den Messdaten der Laborversuche von Hersberger (2002) und Peter (1986)

Kikkawa et al. bestimmten die Schlepp- und Auftriebskraft in Abhängigkeit der Abfluss- und Sohlencharakteristiken. Die berechneten Werte unterschätzen die Kolktiefe leicht, was durch die breite Kornverteilung der Laborversuche erklärt werden kann, die

zu einer Abpflästerung mit modifizierter Kornverteilung im Kolkloch führt (siehe auch Hersberger & Schleiss, 2001). Die von Reindl eingeführte Geschiebeverfügbarkeitsfunktion lässt sich in der Praxis nur schwer abschätzen. Zudem wird der berechnete Kolk, insbesondere im Vergleich zu den Messdaten von Peter (1986), deutlich überschätzt. Dies mag daherrühren, dass die berechneten Werte ohne Reduktion durch die Geschiebeverfügbarkeitsfunktion ermittelt wurden, welche in Reindls Modell eine überaus zentrale Rolle spielt, für die Versuche von Peter jedoch nicht bekannt war.

Zimmermann, Falcon & Kennedy und Odgaard nahmen Kontrollvolumen unterschiedlicher Grösse an, jedoch immer mit der Dicke der Deckschicht. Zimmermann verwendete den gesamten Querschnitt, Falcon & Kennedy und Odgaard ein lokales Kontrollvolumen. Da die Gleichung von Zimmermann auf dem Verhältnis h/R_c beruht, resultiert eine konstante Querneigung, die nur schlecht mit dem gemessenen Querprofil übereinstimmt. Alle drei Formeln wurden für Flüsse mit Sandbett erstellt.

Die Formel von Peter liefert ziemlich gute Resultate, speziell für Gebirgsflüsse. Trotzdem darf sie (innerhalb der autorisierten Grenzen von $R_c/B = 2 \div 6$) nur mit Vorsicht zum Gebrauch empfohlen werden, da die Korngrösse darin nicht berücksichtigt wird.

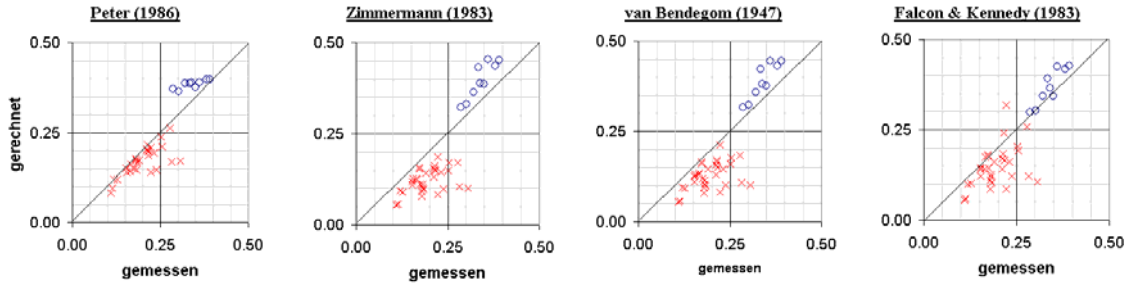


Abbildung 2: Vergleich der mit einem Korrekturfaktor berechneten Kolktiefen mit den gemessenen Werten

Um eine bessere Übereinstimmung zwischen berechneten und gemessenen Werten (Abbildung 2) zu erhalten müssten die berechneten maximalen Kolktiefen mit folgenden Korrekturfaktoren F_K multipliziert werden: Fargue: 0.95, van Bendegom: 2.3, Engelund: 1.4, Bridge: 1.0, Kikkawa: 1.45, Zimmermann: 2.4, Falcon & Kennedy: 1.9, Odgaard: 1.8, Peter: 0.85 (für Rechteckquerschnitt). Um eine bessere Übereinstimmung mit Reindl's Formel zu erzielen müssten die berechneten Kolktiefen um einen Drittel reduziert werden (im Vergleich zu Versuchsdaten LCH, ohne Daten VAW). Ein Korrekturfaktor, der eine bessere Übereinstimmung unter Einbezug der Daten von Peter erlaubt, kann leider aufgrund der grossen Streuung nicht ermittelt werden. Die besten Korrelationen (r^2) erzielen folgende Kolkformeln: Peter (0.87), Zimmermann (0.79), van Bendegom (0.79), Falcon & Kennedy (0.75) und Odgaard (0.73) (Abbildung 2). Die restlichen Formeln erzielen Korrelationen unter 0.60.

5. Einfluss der Makrorauhigkeit auf die Kolktiefe

Die Laborversuche zeigten, dass senkrechte Rippen, welche in geeignetem Abstand an der Kurven-Aussenwand angebracht werden, mehrere Vorteile haben:

1. Der Kolk wird regelmässiger entlang der Krümmung verteilt und die markanten lokalen Kolklöcher werden ausgeglichen (Abbildung 3).

2. Die maximale Kolktiefe wird je nach Gefälle und Abfluss um bis zu 40% reduziert (Abbildung 4). Für kleine Gefälle und Abflüsse ist diese Reduktion meist nur gering.

Dabei ist jedoch zu beachten, dass ein optimaler Abstand der Rippen beachtet werden muss. Gairola (1996) untersuchte senkrechte Rippen verschiedener Form in einem geraden Kanal. Dabei stellte er fest, dass die Ablösung hinter den Rippen den grössten Einfluss (= Verlust) auf die Strömung hat, wenn das Verhältnis Rippentiefe zu –abstand ungefähr 10 beträgt. Diese Grössenordnung wird durch unsere Versuchsergebnisse bestätigt, allerdings ist zu vermerken, dass der optimale Abstand in der Krümmung je nach Längsgefälle auch etwas grösser sein kann (10 bis 20).

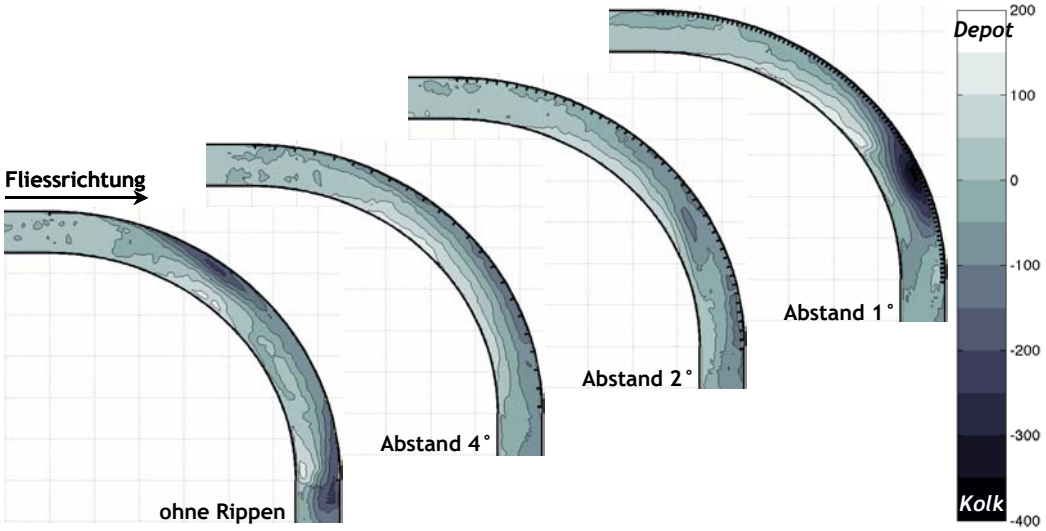


Abbildung 3: Einfluss der Makrorauhigkeit auf die Sohlentopographie bei einem Abfluss von 210 l/s mit einer Sohlenneigung von 0.5% (Anordnung der Rippen alle 1°, 2°, 4°)

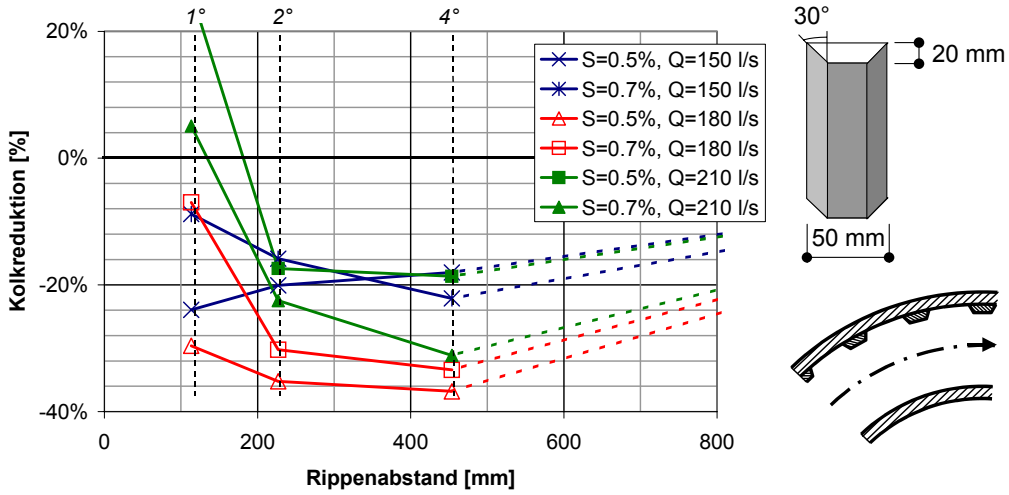


Abbildung 4: Maximale Kolkreduktion in Abhängigkeit des Rippenabstands

6. Schlussfolgerungen

Es existiert eine grosse Anzahl von Kolkformeln. Die meisten unterschätzen jedoch die Kolktiefen in Gebirgsflüssen mit breiter und grober Kornverteilung des Sohlenmaterials. Werden die berechneten Kolktiefen mit einem Faktor F_K korrigiert, so erzielen die Kolkformeln von Peter (F_K=0.85, r^2=0.87), Zimmermann (F_K=2.4, r^2=0.79), van Bendegom (F_K=2.3, r^2=0.79), Falcon & Kennedy (F_K=1.9, r^2=0.75) und Odgaard (F_K=1.8, r^2=0.73) Resultate, welche recht gut mit den Labormessungen übereinstimmen. Eine verbesserte, allgemein anwendbare Kolkformel für Gebirgsflüsse ist in Vorbereitung.

Bei Hochwasserabflüssen kann die Kolktiefe durch senkrechte, an der Aussenseite angebrachte Rippen um bis zu 40 % reduziert werden. Diese Rippen sind am effizientesten, wenn sie in einem Verhältnis Rippenabstand zu –tiefe zwischen 10 und 20 angebracht werden.

Verdankung

Diese Arbeit wurde durch den Schweizerischen Nationalfonds (SNF) (Projekt 2100-052257.97/1) sowie dem Bundesamt für Wasser und Geologie (BWG) finanziert. Die Daten von Peter (1986) wurden uns freundlicherweise von der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) der ETH Zürich zugänglich gemacht.

Bibliographie

Bagnold, R.A. (1966). *An approach to the sediment transport problem from general physics*; Prof. Paper. US Geol. Survey, 4221, 1-37

Bridge, J.S. (1976). *Bed topography and grain size in open channel bends*, Sedimentology, Int. Ass. of Sedimentologists, Vol. 23, p.407-414

Engelund, F. (1974). *Flow and bed topography in channel bends*, Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol. 100, Nr. 11, November 1974, p.1631-1648

Engelund, F. (1976). Errata to "*Flow and bed topography in channel bends*", J. Hydr. Div., ASCE, Vol. 102, Nr. 3, March 1976, p.416-418

Falcon, A.M. & Kennedy, J.F. (1983). *Flow in alluvial-river curves*; J. Fluid Mech, Vol. 133, p. 1-16

Gairola, A. (1996). *Finite element solutions of fluid flow with heat transfer past obstructions*, PhD. thesis Nr. 247-667, Department of Civil Engineering, University of Roorkee, India, 212 pp.

Karim, F. (1981). *Computer-based prediction for sediment discharge and friction factor of alluvial streams*, Ph. D. thesis, Dept. Mach. and Hydraul., University of Iowa

Kikkawa, H., Ikeda, S. & Kitagawa, A. (1976). *Flow and bed topography in curved open channels*, J. Hydr. Div., ASCE, Vol. 102, Nr. 9, September 1976, p.1372-1342

Odgaard, A.J. (1981). *Transverse bed slope in alluvial channel bends*; J. Hydr. Div., ASCE, Vol. 107, Nr. 12; American Society of Civil Engineers (ASCE), p.1677-1694

Odgaard, A.J. (1982). *Bed characteristics in alluvial channel bends*; J. Hydr. Div., ASCE, Vol. 108, Nr. 11, p.1268-1281

Odgaard, A.J. (1984). *Flow and bed topography in alluvial channel bend*; J. Hydr. Eng., ASCE, Vol. 110, Nr. 4, p.521-536

Odgaard, A. J. (1986). *Meander flow model I: Development*; J. Hydr. Eng., ASCE, Vol. 112, Nr. 12, p.1117-1136

Peter, W. (1986). *Kurvenkolk- Untersuchungen über Sohlenausbildung in Flusskrümmungen*, Mitteilung Nr. 85 der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) der Eidg. Tech. Hochschule Zürich (ETHZ), Zürich, SChweiz

Reindl, R. (1994). *Sohl- und Strömungsausbildung in einer Bodenfolge mit und ohne Rückstaueinfluss*, Ph.D thesis, Institut für Wasserbau, Leopold-Franzens-Universität, Innsbruck

Rozovskii, I.L. (1957). *Flow of water in bends of open channels*; Israel Program for scientific translation, Jerusalem, National Science Foundation, Cat. No 363

Schleiss, A. & Hersberger, D. (2001). *Grain sorting process and scour in a curved channel with coarse gravel bed*, Proceedings of the 29th IAHR Congress, September 16-21, 2001, Beijing, China, Theme D, Volume 2, pages 140-145

Williams, R. (1899). *Flussbefestigungen erläutert an einer Flussstrecke der weissen Elster sowie Beispiele zur Nachprüfung der Fargue'schen Gesetze mit Hilfe der Stossflächen*, Leipzig, Verlag von Wilhelm Engelmann, 1899

Zimmermann, C. & Kennedy, J.F. (1978). *Transverse bed slopes in curved alluvial streams*, J. Hydr. Div., ASCE, Vol. 105, Nr. 1, pp. 33-48

Zimmermann, C. & Naudascher, E. (1979). *Sohlausbildung und Sedimentbewegung in Krümmungen alluvialer Gerinne*, Wasserwirtschaft, Vol. 69, Nr. 4, p.110-117

Zimmermann, C (1983). *Einfluss der Sekundärströmung auf Sohlausbildung und Transportvorgänge in offenen Gerinnen*, Wasserwirtschaft, Vol 73, Nr. 11, p.447-452

Bezeichnungen

A	Kanalquerschnitt (m2)
B	Kanalbreite (m)
C	Chezy Koeffizient ($m^{1/2}/s$)
c	Integrationskonstante / Koeffizient
d	charakteristischer Korndurchmesser (m)
F_K	Korrekturfaktor für Kolkformel
Fr	Froudezahl $Fr = V/\sqrt{g \cdot h}$
Fr_d	densimetrische Kornfroudezahl $Fr_d = V/\sqrt{(s-1)g \cdot d}$
Fr*	Kornfroudezahl $Fr^* = V^*/\sqrt{(s-1)g \cdot d}$
g	Gravitationskonstante (9.81 m/s^2)
Gs	Geschiebeverfügbarkeitsfunktion
h	Abflusstiefe (m)
K, k	Konstante
k_1	Verhältnis von Kornvolumen zu d^3 ($k_1 = \pi/6$ für eine Kugel)
k_2	Verhältnis von Anströmfläche des Korns zu d^2 ($k_2 = \pi/4$ für eine Kugel)
Q	Abflussmenge (m^3/s)
r	(lokaler) Krümmungsradius (m)
R_c	Krümmungsradius auf der Kanalachse (m)
Re	Reynoldszahl $Re = V \cdot 4R_h/\nu$ (-)
s	Sediment-Dichte-Verhältnis $s = \rho_s/\rho_w = 2.63$
S	Längsgefälle des Kanals
V	Geschwindigkeit (m/s)
V*	Schubspannungsgeschwindigkeit (m/s)
α	Anströmfläche des Korns, normalisiert mit der äquivalenten Anströmfläche d^2 $\alpha = 1/k_2$
β	Querneigung der Sohle (°)
δ	Ablenkungswinkel zwischen Schubspannung und Kanal-Längsachse
ϕ	dynamischer Gleitreibungskoeffizient (°)
ϕ	Fargue und Odgaard: Öffnungswinkel der Kurve zwischen Kurvenbeginn und betrachtetem Punkt
ϑ	Shields-Parameter
κ	von Karman-Konstante ($\kappa = 0.4$)
λ_0	Abschattungskoeffizient ($\lambda_0 = 0.592$)
μ	Reibungskoeffizient ($\mu = \tan\phi$)
ρ_s	Dichte Sediment (2.63 t/m^3)
ρ_w	Dichte Wasser (1.00 t/m^3)
τ	Schubspannung (N/m^2)

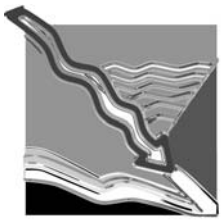
Indizes und Exponenten

c	Zentrum oder Kanalachse
e	Energie
m	Mittelwert
r	radial
s	Sediment
w	Fluid (Wasser)
ϑ	tangential
*	Korn

Adresse der Autoren

Daniel Hersberger und Prof. Dr. Anton Schleiss
Laboratoire de Constructions Hydrauliques (LCH)
Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL)
1015 Lausanne, Schweiz, Tel: +41-21-693 23 85, Fax: +41-21-693 22 64
http://lchwww.epfl.ch, daniel.hersberger@epfl.ch, anton.schleiss@epfl.ch

Internationales Symposium 2002 in Zürich
MODERNE METHODEN UND KONZEPTE IM WASSERBAU
Organisiert von der Versuchsanstalt für Wasserbau,
Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich und
dem Schweizerischen Wasserwirtschaftsverband



Signifikante Auswirkungen von wasserbaulichen Anlagen

Bewertungskriterien im Sinne der EU-Wasserrahmenrichtlinie

Univ. Prof. Dr.-Ing. habil. Heinz Patt

1 Allgemeines

Die Aufstellung von Bewirtschaftungsplänen für ganze Flussgebiete in einem verbindlich vorgeschriebenen Zeitrahmen ist ein wesentliches Instrument der Europäischen Wasserrahmenrichtlinie (EU-WRRL). Die flussgebietsorientierte Bewirtschaftung der Oberflächenwasserkörper von der Quelle bis zur Mündung dient den Zielen:

- Erreichung bzw. Erhaltung eines „guten Zustands“ bis zu einem festgesetzten Zeitpunkt mit präzise festzulegenden Maßnahmen
- Kombination von Abwassereinleitungsgrenzwerten und Gewässergütefestlegungen
- Nachweis von kostendeckenden Preisen im Flussgebiet
- Einbindung der Öffentlichkeit in die Planungs- und Entscheidungsprozesse
- Flächendeckenden Grundwasserschutz

Um die gesetzten Ziele zu erreichen, gibt es organisatorische und inhaltliche Vorgaben, die in einem gesetzlich vorgeschriebenen Zeitrahmen zu erfüllen sind. Es ist offensichtlich, dass die Regelungen in der Wasserrahmenrichtlinie und die darauf aufbauenden Umsetzungsstrategien der Nationalstaaten den Betrieb und die Unterhaltung von wasserbaulichen Anlagen beeinflussen werden. Diese Thematik soll hier mit Blick auf den ersten Umsetzungsschritt, die Bestandsaufnahme, diskutiert werden.

2 Umsetzung - Arbeiten der Länderarbeitsgemeinschaft Wasser

In der EU-Wasserrahmenrichtlinie werden eine Vielzahl fachlicher Regelungen getroffen, die bei der Umsetzung der Richtlinie zu beachten sind. Vorgaben, wie z. B. die Bestandsaufnahme oder die Aufstellung und Durchführung der Bewirtschaftungspläne, müssen fachlich aufgearbeitet und für den Vollzug formuliert werden, um eine einheitliche Vorgehensweise sicher zu stellen. Diese Koordinierungsaufgabe hat in der Bundesrepublik Deutschland die Länderarbeitsgemeinschaft Wasser (LAWA) übernommen.

Es sind u.a. folgende Sachfragen zu klären bzw. entsprechende Vorgaben zu formulieren (IRMER, 2001):

- Festlegung von einheitlichen Verfahren für die ökologische Bewertung von Fließgewässern, Seen, Estuarien, Küstengewässer u.a.
- Festlegung von Kriterien für die Zuordnung eines Gewässers als „erheblich verändertes Oberflächengewässer“ bzw. „künstlicher Wasserkörper“ sowie Bestimmung des „maximalen ökologischen Potenzials“ für die erheblich überformten Gewässer
- Durchführung der Information und Anhörung der Öffentlichkeit gem. Art. 14 WRRL
- Festlegung von Kriterien zur repräsentativen Überwachung von Oberflächengewässern und Grundwasser
- Kriterien für die Ausnahmen vom „guten Zustand“ bei Oberflächengewässern und Grundwasser gemäß Art. 4 Abs. 5 ff EU-WRRL
- Strategien für die gemeinsame Bewirtschaftung von Grund- und Oberflächenwasser bei gegenseitiger Beeinflussung
- Festlegung zu den Messnetzen und nachfolgend auch zum Aufwand für die chemischen, physikalischen, morphologischen und biologischen Untersuchungen im Rahmen des Anhang V der EU-WRRL
- Festlegung von Maßnahmen zur Reduktion der Gewässerbelastung aus diffusen Quellen
- Handlungsanleitung zur Umsetzung des kombinierten Ansatzes, d.h. Kombination von einheitlichen Emissionsgrenzwerten mit Gewässergüte-Qualitätszielen, sofern die Emissionsgrenzwerte für das Erreichen des „guten Zustands“ nicht ausreichen.

Die Ergebnisse der diesbezüglichen Arbeiten und andere Hinweise zur Umsetzung werden in der „LAWA-Arbeitshilfe zur Umsetzung der WRRL“ zusammengefasst. Diese ist als Lose-Blatt-Sammlung konzipiert und enthält momentan vorzugsweise Hinweise zu den in den nächsten vier Jahren erforderlichen Arbeiten; es sind jedoch auch Fragestellungen angesprochen, die erst in sechs Jahren geklärt sein müssen. Die jeweils aktuelle Fassung der Arbeitshilfe kann unter http://www.lawa.de im Internet eingesehen werden.

3 Bestandsaufnahme

Die Mitgliedsstaaten sind gemäß Anhang II der Wasserrahmenrichtlinie verpflichtet, bis Ende 2004 die auf die Oberflächenwasserkörper einwirkenden signifikanten anthropogenen Belastungen einzuschätzen und zu ermitteln (Anhang II Nr. 1.4). Sie haben zu beurteilen, wie empfindlich die Gewässer auf die festgestellten Belastungen reagieren und ob möglicherweise das Ziel des guten Gewässerzustandes gefährdet ist (Anhang II Nr. 1.5). Aufbauend auf diesen Erkenntnissen sind ggf. die Überwachungsprogramme (Art. 8 EU-WRRL) zu gestalten und Maßnahmenprogramme (Art. 11 EU-WRRL) aufzustellen.

3.1 Gewässertypen und Referenzsituationen

Um einschätzen zu können, wie empfindlich die Oberflächenwasserkörper auf anthropogene Belastungen reagieren und ob ggf. das Ziel, „guter Gewässerzustand“, gefährdet ist, müssen zunächst die einzelnen Gewässertypen bzw. Gewässerlandschaften und deren Besonderheiten definiert werden.

Die Typisierung der Oberflächengewässer erfolgt in der Bundesrepublik Deutschland auf der Grundlage von Höhenlage, geografischer Lage, Einzugsgebietsgröße und Geologie sowie der morphologischen Strukturen und biologischen Befunde. Insgesamt ist von ca. 20 Gewässerlandschaften auszugehen.

Die entsprechenden Basiskarten zur „Allgemeinen Beschreibung der Flussgebietseinheiten“ gem. Art. 5 WRRL liegen in einigen Bundesländern als GIS-Layer bereits vor (z. B. Nordrhein-Westfallen – siehe z. B. LANDESUMWELTAMT, 1999, Baden-Württemberg und Thüringen). Andere stehen kurz vor der Veröffentlichung (z. B. Bayern). Die Karte für die gesamte Bundesrepublik Deutschland wird voraussichtlich im Jahr 2003 veröffentlicht.

Die einzelnen Gewässertypen definieren sich über die benthische Wirbellosenfauna, die Fischfauna, die aquatischen Makrophyten und ggf. das Phytoplankton, ergänzt durch die Qualitätskomponenten Morphologie, Stoffhaushalt und Wasserhaushalt in den regionalen Referenzsituationen. Die Referenzzustände entsprechen einer „sehr guten Gewässerqualität“. Der Grad der Abweichung vom der jeweiligen regionalen Referenzsituation bestimmt jeweils den ökologischen Zustand. Entsprechende Verfahren zur Einordnung in die fünf Zustandsklassen sind z.Zt. in Bearbeitung.

Für künstliche und erheblich veränderte Fließgewässer ist der Bewertungsmaßstab nicht mehr die regionale Referenzsituation, sondern der Zustand desjenigen Fließgewässertyps, der dem betreffenden künstlichen bzw. veränderten Gewässer am ähnlichsten ist. Der sehr gute ökologische Zustand dieses Gewässertyps definiert das höchste ökologische Potenzial des entsprechenden künstlichen bzw. veränderten Gewässers. Das höchste ökologische Potenzial kann dadurch erreicht werden, dass bei Beibehaltung der Nutzung, welche die Ausweisung als erheblich verändertes Fließgewässer verursachte, alle Gegenmaßnahmen getroffen werden, um das ökologische Potenzial zu verbessern; vor allem hinsichtlich der Durchgängigkeit des Gewässers. Verfahren zur Ausweisung und Bewertung künstlicher und erheblich veränderter Fließgewässer sind ebenfalls zur Zeit in Bearbeitung (PODRAZA, 2001).

3.2 Signifikante anthropogene Belastungen

Ein erster Schritt bei der Umsetzung der EU-WRRL ist die Einschätzung und Ermittlung der signifikanten anthropogenen Belastungen durch gefährliche Stoffe aus Punktquellen und diffusen Quellen sowie die Einarbeitung der entsprechenden Anforderungen aus anderen EG-Gewässerschutzrichtlinien.
Neben den stofflichen Belastungen zählen zu den anthropogenen Belastungen auch die Belastungen durch Wasserentnahme, Abflussregulierung und morphologische Verände-

rungen. Im Text der EU-WRRL wird speziell zu diesen Formen ausgeführt (Anhang II Nr. 1.4 EU-WRRL):

Die Mitgliedsstaaten sorgen für die Erhebung und Aufbewahrung von Daten über die Art und das Ausmaß der signifikanten anthropogenen Belastungen, denen die Oberflächenwasserkörper in jeder Flussgebietseinheit unterliegen können; dies umfasst insbesondere die...

...

und im Hinblick auf den ersten Bewirtschaftungsplan

...

- *Einschätzung und Ermittlung signifikanter **Wasserentnahme** für städtische, industrielle, landwirtschaftliche und andere Zwecke einschließlich der saisonalen Schwankungen und des jährlichen Gesamtbedarfs sowie der Wasserverluste in Versorgungssystemen;*
- *Einschätzung und Ermittlung der Auswirkungen signifikanter **Abflussregulierung** – einschließlich der Wasserüber- und -umleitung – auf die Fließeigenschaften und die Wasserbilanzen*
- *Ermittlung signifikanter **morphologischer Veränderungen** von Wasserkörpern.*

...

Da die Belastungen durch vorhandene wasserbauliche Anlagen oder Eingriffe in den Wasserhaushalt (Wehre und Stauanlagen, Wasserkraftanlagen, Wasserstraßen, Wasserentnahmen u.a.) bzw. die Ausbauzustände an den Oberflächengewässern (Hochwasserschutzdeiche, Sohlensicherungen) in der Hauptsache unter die o.a. Belastungsformen fallen, soll im Folgenden darüber detaillierter berichtet werden.

4 Wann ist eine Belastung signifikant? – Allgemeine Anforderungen an die Kriterien und Schwellenwerte

Im Rahmen der Bestandsaufnahme ist die Empfindlichkeit der Oberflächenwasserkörper gegenüber wasserbaulichen Anlagen (anthropogenen Belastungen) im Hinblick auf die Erreichung der Umweltziele „guter Zustand“ bzw. „gutes ökologische Potenzial“ der Oberflächengewässer festzustellen. Für die im Rahmen der Berichterstattung zu leistende (grobe) Beurteilung sind als Betrachtungsräume Oberflächenwasserkörper mit Einzugsgebieten in der Größenordnung zwischen 500 km² bis maximal 2.500 km² vorgesehen.

Neben der fachlichen „Belastbarkeit“ der Kriterien und Schwellenwerte, waren bei der Erarbeitung der entsprechenden Vorschläge weitere Anforderungen zu berücksichtigen. Insbesondere sind hier die zeitlichen Vorgaben in der Richtlinie (Berichterstattung an die Kommission bis Ende 2004), die Anforderungen an die Inhalte der Berichterstattung sowie die auf die Berichterstattung folgenden Arbeiten, wie z. B. die Aufstellung eines ersten Bewirtschaftungsplanes für Einzugsgebiete, zu nennen.

Weitere Vorgaben ergeben sich aus den Beschlüssen der 117. LAWA-Vollversammlung vom 20.-21. September 2001:

- Ausrichtung an einer termingerechten und aussagekräftigen Berichterstattung an die EU bis Ende 2004.
- Verfügbarkeit aussagekräftiger und belastbarer Daten nach einem groben Raster im ersten Schritt mit der Möglichkeit, bei Feststellung von gefährdeten Gewässern in einem zweiten Schritt für eine zusätzliche Beschreibung detailliertere Daten zu-

sammenzustellen und ggf. örtlich nach zu erfassen (s. Anhang II Nr. 1.5 - letzter Absatz).
- Festlegung von Aggregationskriterien, die eine fehlerfreie regionale Betrachtung und eine aussagekräftige überregionale Bewertung ermöglichen.
- Berücksichtigung der Konsequenzen für den Vollzug.

Um die genannten Vorgaben erfüllen zu können, muss auf vorhandene Datensammlungen, wie z. B. die Gewässerstrukturkartierung, zurückgegriffen werden. Ferner ist es erforderlich, dass die Kriterien derart formuliert werden, dass ggf. erforderliche Nacherhebungen ohne großen Aufwand möglich sind. Es ist daher ratsam, nur wenige aussagekräftige Bewertungsparameter auszuwählen (erster Schritt).

Die im LAWA-Beschluss geforderte Möglichkeit einer hohen örtlichen Auflösung bei der Feststellung von gefährdeten Gewässern, bedingt eine Betrachtung bis in Einzugsgebietsgrößen von 10 km^2 (zweiter Schritt).

5 Einschätzung und Ermittlung signifikanter Wasserentnahme

Zu den Formen der Wasserentnahme, die zu signifikanten Belastungen führen können, gehören u. a.:

- Wasserentnahme für die Wasserversorgung (z. B. Industrie u. Haushalte)
- Ausleitungen für die Wasserkraftnutzung
- Umleitungen, Über- und Ausleitungen

Eine signifikante Wasserentnahme hat u. a. Auswirkungen auf:

- Abflüsse
- Wasserverfügbarkeit
- Morphologische Strukturen, Feststoffhaushalt
- Lebensräume

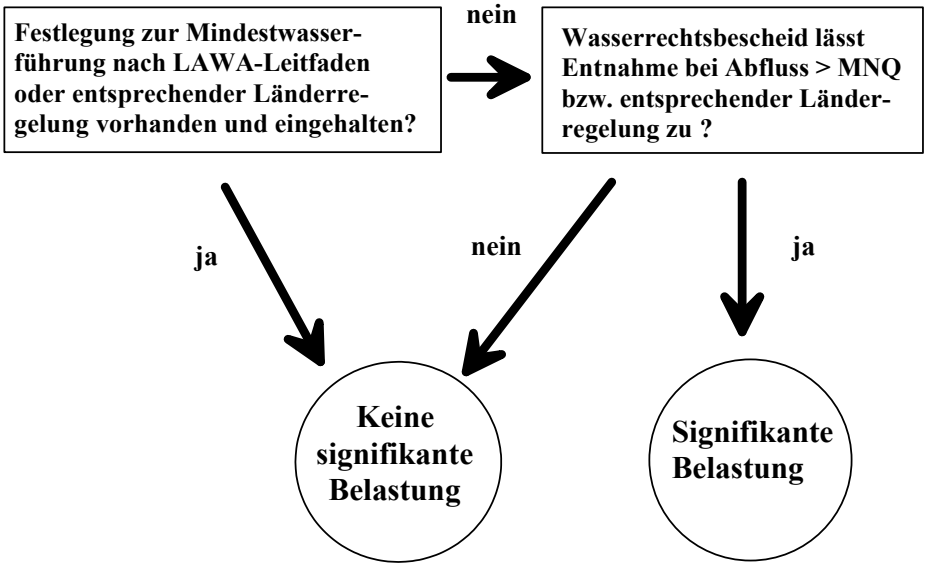
Unter dem Begriff „Wasserentnahme“ wird die mengenmäßige Veränderung des Abflusses eingeschätzt und ermittelt. Eine signifikante Belastung aufgrund einer Wasserentnahme ist anzunehmen, wenn ...

- bei Niedrigwasserabfluss im Gewässer Entnahmen erfolgen oder ein wesentlicher Teil des natürlichen Abflusses reduziert wird <u>oder</u>
- durch eine Entnahme der Abfluss vergleichmäßigt wird und somit die Gewässerdynamik verloren geht.

Als Kriterien (Schwellenwerte) für die Signifikanz einer „Wasserentnahme“ werden folgende Kriterien vorgeschlagen:

<u>Kriterien im Bezug auf die Mindestwasserführung</u>

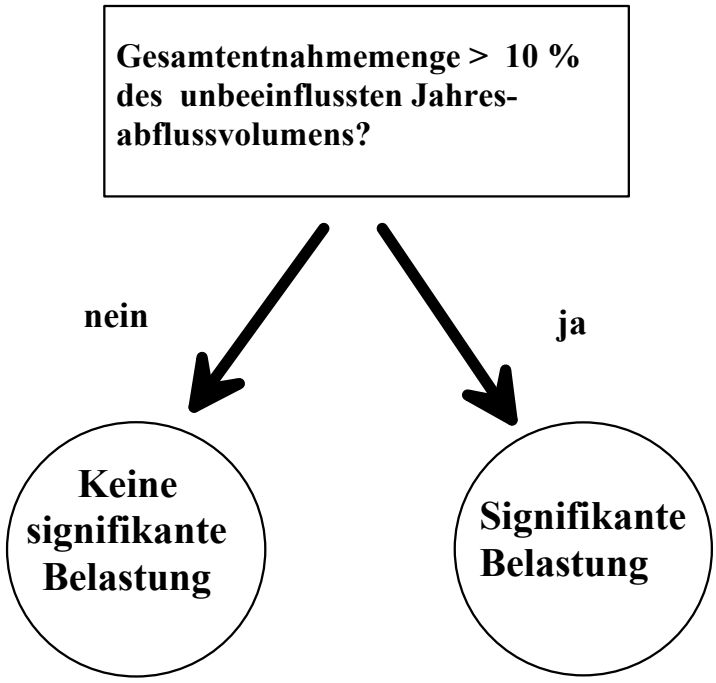
(1.) Wenn der wasserrechtliche Bescheid für die Wasserentnahme die Mindest- bzw. Restwassermenge nach LAWA-Leitfaden zur Mindestwasserführung oder durch eine entsprechende Länderregelung festlegt, ist davon auszugehen, dass die Entnahme keine signifikante Belastung darstellt.



(2.) In allen anderen Fällen ist eine signifikante Belastung anzunehmen, wenn der wasserrechtliche Bescheid die Entnahme auch bei Abflüssen unterhalb von MNQ bzw. entsprechender Länderregelung zulässt.

*Kriterien im Bezug auf die Reduzierung des Abflusses bzw. Ver*gleichmäßigung des Gesamtabflusses (saisonale Schwankungen)

(1.) Überschreitet die Entnahmemenge 10 % des unbeeinflussten Jahresabflussvolumens [m^3/Jahr] am Bezugspunkt, so ist eine signifikante Belastung anzunehmen.



6 Einschätzung und Ermittlung einer signifikanten Abflussregulierung

Unter der Belastungsform „Abflussregulierung“ werden die Belastungen durch Wasserbauwerke zusammengefasst. Zu derartigen Bauwerken zählen u. a.:

- Stauanlagen (z. B. Wehre, Talsperren, Hochwasserrückhaltebecken)
- Bauwerke für Zu-, Ab- und Ausleitungen

Von Wasserbauwerken gehen Auswirkungen nach ober- und unterstrom aus. Sie haben u. a. Auswirkungen auf die

- Durchgängigkeit
- Morphologische Strukturen, Feststoffhaushalt
- Lebensräume

Unter der Belastungsform „Abflussregulierung“ werden die Belastungen in Verbindung mit der *Durchgängigkeit eines Wasserbauwerks* für Fische und andere Wasserorganismen sowie die *Belastungen durch Rückstau* des Fließgewässers eingeschätzt und ermittelt.

Kriterien für die Signifikanz einer Abflussregulierung

(1.) Eine Abflussregulierung ist signifikant, wenn der Parameter „Querbauwerke“ oder der Parameter „Rückstau“ der Gewässerstrukturklasse 5 oder schlechter zuzuordnen ist.

Querbauwerke

Indexdotierung (LAWA- S. 56)

Grundschwellen	X
Absturz mit Umlauf	3
Raue Gleite/Rampe	3
Absturz mit Teilrampe	3
Kleiner Absturz	3
Absturz mit Fischpass	4
Glatte Gleite	**6**
Hoher Absturz	**6**
Sehr hoher Absturz	**7**

Anmerkung:
Die Indexdotierungen sind der Veröffentlichung „Länderarbeitsgemeinschaft Wasser (LAWA) (Hrsg.) Gewässerstrukturkartierung in der Bundesrepublik Deutschland - Verfahren für kleine und mittelgroße Fließgewässer - Empfehlungen“, Schwerin, Januar 2000, entnommen worden (Vor-Ort-Kartierung).

Rückstau

Indexdotierung (LAWA- S. 63)

Geringer Rückstau	X
Mäßiger Rückstau	**5**
Starker Rückstau	**7**

7 Ermittlung signifikanter morphologischer Veränderungen

Morphologische Veränderungen werden durch Wasserentnahme, Wasserbauwerke und flussbauliche Maßnahmen bewirkt. Zu den Letzteren zählen u.a.:

- Ausbaumaßnahmen (Uferverbau, Gewässerausbau, Deiche und Dämme)
- Strömungsregulierungsbauwerke (u. a. mittels Buhnen, Parallelwerke)

Beeinflusst werden u.a.:

- Morphologische Strukturen, Feststoffhaushalt
- Lebensräume

Unter dieser Belastungsform wird *der morphologische Zustand des Oberflächenwasserkörpers ermittelt*.

Kriterium für die Signifikanz einer morphologischen Veränderung

(1.) Eine morphologische Veränderung ist signifikant, wenn dem Parameter (Gesamtwert) **„Gewässerbett“** aus der Gewässerstrukturkartierung die Gewässerstrukturklasse 5 oder schlechter zuzuordnen ist.

8 Aggregation

Ergibt die Beurteilung der in Anlage II Abschn. 1.4 EU-WRRL aufgeführten Belastungen, dass das Oberflächengewässer bzw. der betreffende Gewässerabschnitt hinsichtlich des guten Zustandes gefährdet ist, so ist ggf. eine zusätzliche Beschreibung des Wasserkörpers erforderlich, um die Überwachungsprogramme (Art. 8 EU-WRRL) und die Maßnahmenprogramme (Art. 11 EU-WRRL) zu optimieren.

Als praktikable Größenordnungen für die Bearbeitungsgebiete zeichnen sich 500 bis 2.500 km^2 ab (erster Schritt). Diese Größe wird jedoch sukzessive zu reduzieren sein, wenn das Ziel „guter Zustand“ gefährdet ist (zweiter Schritt). Als kleinste Größe eines Bearbeitungsgebietes werden 10 km^2 vorgeschlagen.

Für die Dokumentation, das Berichtswesen und die Zusammenführung aller Fakten und Daten in einer Flussgebietseinheit, ist eine effiziente Umsetzung mit Hilfe der Datenverarbeitung erforderlich. Hierzu wird derzeit ein Konzept für eine gemeinsame Datenverarbeitungsplattform unter Nutzung der Internet-Technik erarbeitet, mit dem die in den Bundesländern vorliegenden digitalen Daten in eine moderne Kommunikationsstruktur übergeführt werden können. Damit kann ein länderübergreifendes Informationssystem geschaffen werden, mit dessen Hilfe der Berichtpflicht gegenüber der Europäischen Kommission in einfacher Weise nachgekommen werden kann. Gleiches gilt natürlich auch für die Öffentlichkeitsbeteiligung, die einen sehr hohen Stellenwert in der Wasserrahmenrichtlinie hat.

9 Zusammenfassung

Vorgestellt wurde ein Vorschlag für ein praktikables Vorgehen bei der Ermittlung von signifikanten anthropogenen Belastungen im Hinblick auf Wasserentnahme, Abflussregulierung und morphologische Veränderungen.

Durch die Verwendung von ausgesuchten Parametern aus der Gewässerstrukturkartierung (Übersichtskartierung) ist der Arbeitsaufwand für die Einschätzung und Ermittlung der anthropogenen signifikanter Belastungen aus den o. a. Belastungsformen vertretbar und im vorgeschriebenen Zeitrahmen von vier Jahren zu leisten.

Um den Aufwand weiter zu reduzieren, sollten die Kenntnisse der verantwortlichen Behörden oder Unterhaltungspflichtigen vor Ort genutzt werden. Damit können die erforderlichen Erhebungen und Auswertungen auf das Notwendigste, d. h. die wirklich relevanten Gewässerabschnitte, reduziert werden. Viele Arbeiten wurden in der Vergangenheit schon erledigt und bedürfen nur einer entsprechenden Aufbereitung.

10 Literatur

Irmer, H. (2001) Fachliche Vorgaben der Länderarbeitsgemeinschaft Wasser (LAWA) zur Umsetzung der EU-Wasserrahmenrichtlinie, Fachtagung „EU-Wasserrahmenrichtlinie in Nordrhein-Westfalen“ am 1. März 2001 an der Universität Essen, IN: Forschungsberichte aus dem Fachbereich Bauwesen, Heft Nr. 89, 2001.

Landesumweltamt Nordrhein-Westfalen (Hrsg.) (1999) Leitbilder für kleine bis mittelgroße Fließgewässer in Nordrhein-Westfalen – Gewässerlandschaften und Fließgewässertypen, Bearbeitung Universität Essen, Merkblätter des LUA NRW, Nr. 17, Essen.

LAWA-Länderarbeitsgemeinschaft Wasser (Hrsg.) Gewässerstrukturkartierung in der Bundesrepublik Deutschland - Verfahren für kleine und mittelgroße Fließgewässer - Empfehlungen“, sogenannte Vor-Ort-Kartierung, Schwerin, Januar 2000.

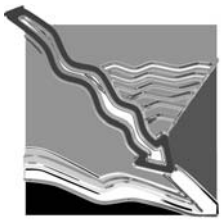
Patt, H., Binder, W. (2002) Ermittlung der signifikanten anthropogenen Belastungen im Hinblick auf den mengenmäßigen Zustand des Oberflächengewässers, Einschätzung und Beschreibung signifikanter Wasserentnahmen einschließlich der saisonalen Schwankungen durch Abflussregulierungen einschl. der Wasserüberleitung und -umleitung auf die Fließeigenschaften und die Wasserbilanz durch morphologische Veränderungen von Wasserkörpern, IN: Fachtagung „EU-Wasserrahmenrichtlinie - Signifikante anthropogene Belastungen. - Was ist gemeint? - Wie wird ermittelt?“, am 11. Oktober 2001 an der Universität Essen, Forschungsberichte aus dem Fachbereich Bauwesen, Heft Nr. 92, 2002.

Podraza, P. (2001) Gute ökologische Qualität – Was ist gemeint ?, Fachtagung „EU-Wasserrahmenrichtlinie in Nordrhein-Westfalen“ am 1. März 2001 an der Universität Essen, IN: Forschungsberichte aus dem Fachbereich Bauwesen, Heft Nr. 89, 2001.

Universitätsprofessor Dr.-Ing. habil. Heinz Patt
Institut für Wasserbau u. Wasserwirtschaft
Universität Essen
Universitätsstr. 15

45117 Essen/Deutschland

Internationales Symposium 2002 in Zürich
MODERNE METHODEN UND KONZEPTE IM WASSERBAU
Organisiert von der Versuchsanstalt für Wasserbau,
Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich und
dem Schweizerischen Wasserwirtschaftsverband



Sensitivitätsanalyse eines morphodynamischen numerischen Modells am Beispiel der Mündung des Alpenrheins in den Bodensee

David Vetsch, Roland Fäh

Zusammenfassung

Ein numerisches Modell basierend auf den tiefengemittelten Flachwassergleichungen, iterativ gekoppelt mit einem Geschiebe- und Suspensionstransportmodul, wurde verwendet um morphologische Entwicklungen des Alpenrheindeltas am Bodensee zu simulieren. Die Feststoffe, welche durch den Rhein in den Bodensee transportiert werden, bestehen grösstenteils aus feinem Material. Um die Verlandung der angrenzenden Buchten zu verhindern werden seitliche Leitdämme gebaut um die suspendierten Stoffe in tiefere Regionen des See zu führen. Durch teilweise Senkung der Dämme soll ein natürlicheres Bild des Deltas entstehen. Das Ziel ist, lokale Ablagerungen ausserhalb der Leitdämme zu erhalten ohne die Hochwassersicherheit zu gefährden. Mit diesen restaurativen Massnahmen hofft man die ökologische Situation an der Mündung zu verbessern. Der Einfluss verschiedener Anordnungen der Dammbreschen auf die Entwicklung des Deltas soll mittels eines numerischen Modells simuliert werden. Um das Modell zu verifizieren, wurden die Berechnungsresultate mit den auf Feldmessungen basierenden morphologischen Veränderungen des Deltas, die während einer Zeit von sechs Monaten entstanden, verglichen. Die Resultate zeigen, dass die Richtung und Form der Ablagerungen befriedigend wiedergegeben werden. Somit eignet sich das Modell als Werkzeug für geomorphologische Untersuchungen und als Unterstützung für die weitere Planung der Rheinvorstreckung.

1. Einleitung

Der Alpenrhein drainiert ein Gebiet von rund 6100 km^2 der nördlichen Schweizeralpen und Österreich. Das komplexe Fliessregime ist bestimmt durch glaziale, nivale und pluviale Einflüsse. Der mittlere jährliche Abfluss beträgt 230 m^3/s, wobei die Hochwasser im Sommer (Mai bis Oktober) bis zum zehnfachen und mehr als Spitze aufweisen können.

Der vorliegende Bericht befasst sich mit dem Delta des Alpenrheins am Bodensee. Der Alpenrhein transportiert jährlich im Mittel 3'000'000 m^3 suspendierte Stoffe in den Bodensee, was zu einer stetig zunehmenden Verlandung des Mündungsbereichs und der mündungsnahen Buchten geführt hat. Deshalb wurde im Jahre 1972 vorgeschlagen, bis zu 5 km lange Vorstreckungsdämme auf den bestehenden Ablagerungen in den See hin-

ein zu bauen. Mit dem Ziel, dass sich die suspendierten Stoffe in tieferen Regionen des Bodensees ablagern. Der aktuelle Stand des Vorstreckungsprojektes ist in Figur 2 dargestellt. Aus ökologischen und topografischen Gründen wurden die Dämme mit meandrierender Form gebaut. Zurzeit ist der linke Vorstreckungsdamm fast fertig gestellt und der rechte erreicht bereits 2/3 seiner projektierten Länge. Die Vorstreckung hat eine Breite von ca. 180 m und ein Gefälle von 0.3 %.

2. Mathematisches Modell

Das mathematische Modell basiert grundsätzlich auf den Vorschlägen von Spasojevic & Holly (1990), welche für instationäre Strömungen mit getrenntem Geschiebe- und Suspensionstransport gelten, wobei die Feststoffe durch mehrere Kornklassen repräsentiert werden um Sortiereffekte zu ermöglichen. Zusätzlich zu deren Modell wurde auch laterale Erosion berücksichtigt. Jedoch berücksichtigt das verwendete Modell allfällige Einflüsse des Windes, des seeseitigen Wellengangs und der Temperatur nicht. Ebenfalls wird entsprechend dem zweidimensionalen mathematischen Ansatz die Strömungskomponente in vertikaler Richtung vernachlässigt. Somit können z.B. Dichteströme und eine temperaturabhängige Einschichtung in tieferen Bereichen des Bodensees nicht nachgebildet werden.
Ursprünglich wurde das Modell für Berechungen von Überflutungen in alpinen Regionen (Beffa & Fäh, 1994) mit steilem Gefälle und sehr wechselhafter Geometrie entwickelt. Die Ausbildung der Kanäle und der Fliessstruktur eines Flussdeltas sind einem alluvialen Fächer sehr ähnlich. Die numerischen Probleme welche durch Fliesswechsel von strömendem zu schiessendem Abfluss und umgekehrt und dem Benetzen und Trockenfallen von Randzellen entstehen, treten auch bei einem Flussdelta auf. Um solche Probleme in den Griff zu bekommen, ist ein robuster numerischer Ansatz von grosser Bedeutung. Das verwendete numerische Modell lässt sich wie folgt charakterisieren:

- Die Berechnungen des Strömungsfelds basieren auf den tiefengemittelten Flachwassergleichungen.
- Die Gleichungen werden mittels einer finite Volumen-Technik und einer expliziten Zeitdiskretisierung gelöst. Die numerische Dämpfung basiert auf einem Ansatz von Roe (z.B. Priestly, 1987).
- Sedimenttransport kann als Transport von suspendiertem Feststoff oder Geschiebetrieb, oder beides, simuliert werden.
- Bezüglich lateraler Erosion werden strömungs- und gravitationsinduzierter Transport berücksichtigt.

Um die mathematischen Beziehungen aufzuzeigen muss zuerst ein Modell für die zu berücksichtigen physikalischen Prozesse erstellt werden. Das System wird durch charakteristische raum- und zeitabhängige Variablen beschrieben und das Berechnungsgebiet in geeignete Kontrollvolumen eingeteilt, für welche die Erhaltungssätze formuliert werden können. In Abbildung 1 ist eine Zelle des Berechnungsgebietes abgebildet. In der Vertikalen ist die Zelle in drei Kontrollvolumen unterteilt, wofür je die entsprechenden Erhaltungsgleichungen formuliert werden. Die Variablen, welche die *Strömung und die damit transportierten suspendierten Feststoffe* beschreiben sind die Abflusstiefe h, die spezifischen Abflüsse in x- und y-Richtung, q und r, und die Feststoffkonzentrationen C_k, entsprechend für nk verschiedene Kornfraktionen. Die nk Kornfraktionen repräsentieren die den natürlichen Gegebenheiten entsprechende Kornverteilungskurve in

diskreter Form. Somit resultieren für die oberste Schicht *nk*+3 primäre Unbekannte, zu deren Lösung entsprechende Gleichungen formuliert werden müssen.
Zur Lösung der Strömungsvariablen (*q,r,h*) werden die tiefengemittelten Flachwassergleichungen verwendet und der Feststofftransport in der obersten Schicht wird durch *nk*-Advektions-Diffusions-Gleichungen beschrieben.
Die tiefengemittelten Flachwassergleichungen lassen sich mit einer Massenerhaltungsgleichung und zwei Impulsgleichungen für die spezifischen Abflüsse in x- und y-Richtung, *q* und *r*, folgendermassen anschreiben:

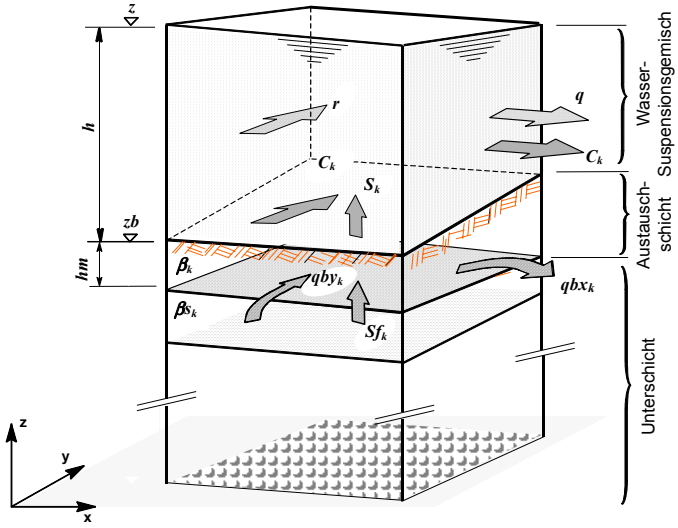


Abbildung 1: Definitionsskizze (vertikale Ansicht einer Zelle) für die Beschreibung der einzelnen Kontrollvolumen und deren entsprechenden Variablen

$$\frac{\partial}{\partial t}\begin{pmatrix} h \\ q \\ r \end{pmatrix} + \frac{\partial}{\partial x}\begin{pmatrix} q \\ qu + \frac{g}{2}h^2 - \frac{h}{\rho}\tau_{xx} \\ qv - \frac{h}{\rho}\tau_{xy} \end{pmatrix} + \frac{\partial}{\partial y}\begin{pmatrix} r \\ ru - \frac{h}{\rho}\tau_{xy} \\ rv + \frac{g}{2}h^2 - \frac{h}{\rho}\tau_{yy} \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} -S \\ gh\partial_x z_b + \frac{\tau_{bx}}{\rho} \\ gh\partial_y z_b + \frac{\tau_{by}}{\rho} \end{pmatrix} = 0 \tag{2.1}$$

wobei z_b die Kote der Flusssohle, τ_b die Sohlschubspannung, g die Erdbeschleunigung und ρ die Dichte des Wassers sind. Der Einfluss der Mischung von Wasser und suspendierten Stoffen auf die Strömung, welcher in den physikalischen Eigenschaften wie Dichte, Viskosität und den turbulente Eigenschaften zum Ausdruck kommt, ist bei mitteleuropäischen Flüssen vernachlässigbar und wird deshalb nicht berücksichtigt. Was die Sohlschubspannung betrifft, wurde der Widerstandkoeffizient gemäss Chézy verwendet. Die innere Reibung (Terme mit τ_{xx} und τ_{xy}) ist bei stark fliessenden Gewässern vernachlässigbar klein gegenüber den Wand-, resp. den Sohlschubspannungen. Um jedoch die Strömungsverhältnisse wie sie bei dieser Untersuchung auftreten, d.h. beinahe horizontale Strömungen mit Zirkulationen, richtig nachzubilden, wird ein einfaches Turbulenzmodell gemäss dem Konzept der Wirbelviskosität von Boussinesq verwendet (Beffa 1994).
Entsprechend der Anzahl Kornklassen, können *nk* Advektions-Diffusions-Gleichungen zur Berechnung des Transports der suspendierten Stoffe wie folgt angegeben werden:

$$\frac{\partial}{\partial t}C_k h + \frac{\partial}{\partial x}\left(C_k q - h\Gamma\frac{\partial C_k}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(C_k r - h\Gamma\frac{\partial C_k}{\partial y}\right) - S_k = 0 \quad \text{für } k = 1,\ldots,nk \tag{2.2}$$

wobei C_k die tiefengemittelte Konzentration der suspendierten Partikel der k-ten Kornklasse ist und Γ der Dispersionskoeffizient, welcher die physikalischen Prozesse wie die molekulare und turbulente Diffusion und die Längsdispersion in einer Strömung repräsentiert.
Der Quellterm S_k drückt den Austausch über die Gerinneberandung aus. Falls die Eintrags- und Ablagerungsrate, bzw. die Sedimentation und Erosion, sich die Waage halten, ist dieser Term gleich Null. Die Ablagerungsrate wird durch die Gravitation und somit durch den Konvektionsfluss der Sinkgeschwindigkeit dominiert. Entsprechend den komplexen sohlnahen Strömungsverhältnissen in natura und dem zweidimensionalen tiefengemittelten Charakter des Modells, wurde für den Absetzvorgang ein empirischer Ansatz nach Lin (1984) verwendet. Der Suspensionseintrag wird durch die sohlnahe Turbulenz induziert und kann als vertikaler Diffusionsfluss angesehen werden. Da die sohlnahe Konzentration sowie die für den Diffusionsfluss massgebende turbulente Grösse schwierig zu bestimmen sind, wird hier ein empirischer Ansatz nach van Rijn (1984) angewendet.
In der *Austauschschicht* gilt für jede der nk Unbekannten folgende Massenerhaltungsgleichung:

$$(1-p)\frac{\partial}{\partial t}(\beta_k \cdot hm)+\frac{\partial qbx_k}{\partial x}+\frac{\partial qby_k}{\partial y}+S_k-Sf_k-Sl_k=0 \quad \textit{für } k=1,...,nk \tag{2.3}$$

worin p die konstante Porosität ist und β_k das Verhältnis des Sedimentvolumens der Fraktion k zum Gesamtvolumen aller Feststoffe in der Austauschschicht bezeichnet und somit die Veränderung der Sohlenoberfläche bezüglich der Anteile der verschiedenen Korngrössen wiederspiegelt. Des weiteren bezeichnet qbx_k und qby_k den spezifischen Geschiebetrieb in x- und y-Richtung. Der Geschiebefluss in Fliessrichtung qbx_k wird mittels der modifizierten Meier-Peter und Müller Formel gemäss Hunziker (1995) berechnet, wobei die Bestimmung der kritische Sohlschubspannung nach Shields erfolgt. Der seitliche Transport, der durch die Strömung in y-Richtung und das Gefälle in x-Richtung entsteht, wird gemäss einem Ansatz von Ikeda (1982,1988) berücksichtigt. Der durch Gravitation induzierte Transport ist durch einen rein geometrischen, numerischen Ansatz implementiert. Wie bereits erläutert, beschreibt der Quellterm S_k den Nettofluss von Sedimentspartikeln (Strömungseintrag minus Ablagerung) pro Einheitsfläche (Gebietsberandung). Der Term S_{fk} beschreibt den Fluss über die Grundfläche der Austauschschicht. Dieser ist abhängig von der vorgegebenen Dicke der Austauschschicht und entsteht rein durch die Verschiebung der Sohle (obere Berandung der Austauschicht), womit S_{fk} als scheinbarer Fluss bezeichnet werden kann. Mit dem Quellterm Sl_k kann eine lokale Zugabe (z.B. Bergsturz) oder Entnahme (z.B. Baggerung) von Material spezifiziert werden.
Die letzte Erhaltungsgleichung drückt die globale Massenerhaltung für die Sedimente aus, woraus man direkt eine Bestimmungsgleichung für die Sohlenkote z_b erhält.

$$(1-p)\frac{\partial z_b}{\partial t}+\sum_{k=1}^{nk}\left(\frac{\partial qbx_k}{\partial x}+\frac{\partial qby_k}{\partial y}+S_k-Sl_k\right)=0 \tag{2.4}$$

Zusammengefasst erhält man ein Gleichungssystem mit $2nk$+4 Gleichungen; $2nk$+1 Gleichungen für den Feststofftransport und 3 Gleichungen (eine Massenerhaltungsglei-

chung, zwei Impulsgleichungen (2.1)) für die Strömung. Ergänzungen zu den empirischen Ansätzen und eine detaillierte Ausführung bezüglich den numerischen Aspekten sind in Fäh (1996,1997) zu finden.

3. Rand- und Anfangsbedingungen

Der für die numerische Simulation verwendete Ausschnitt (Abb. 2) beinhaltet die ganze Rheinvorstreckung, welche die seichtere Fussacher-Bucht vom tieferen Bereich des Bodensee abgrenzt. Das Berechnungsgebiet deckt eine Fläche von nahezu 6.8 km^2 ab und wurde zur Lösung der Gleichungen in ungefähr 11'000 Zellen unterteilt. Die kleinsten Zellen, hauptsächlich im Nahbereich der Dämme, haben eine Grösse von 20 mal 20 m. Auslaufend in Richtung des Randbereichs, welcher bezüglich der Flussmorphologie wenig von Bedeutung ist, nimmt die Grösse der Zellen auf 50 mal 100 m zu. Auf der Südseite tritt der Alpenrhein in das Gebiet ein und wird für die Berechnung in Form von diskreten Werten (Hydrographen, Abb. 3) repräsentiert. Der Abfluss und die Schwebstoffkonzentration des Alpenrheins werden vom Schweizerischen Bundesamt für Wasser und Geologie (BWG) 12 km oberhalb der Mündung in Diepoldsau gemessen. Der Pegel des Bodensees wird im Modell mittels einer sogenannten Wehr-Randbedingung gehalten. Die Wehrstellungen korrespondieren mit den Messungen (BWG) des Pegelstandes des Bodensees in Romanshorn.

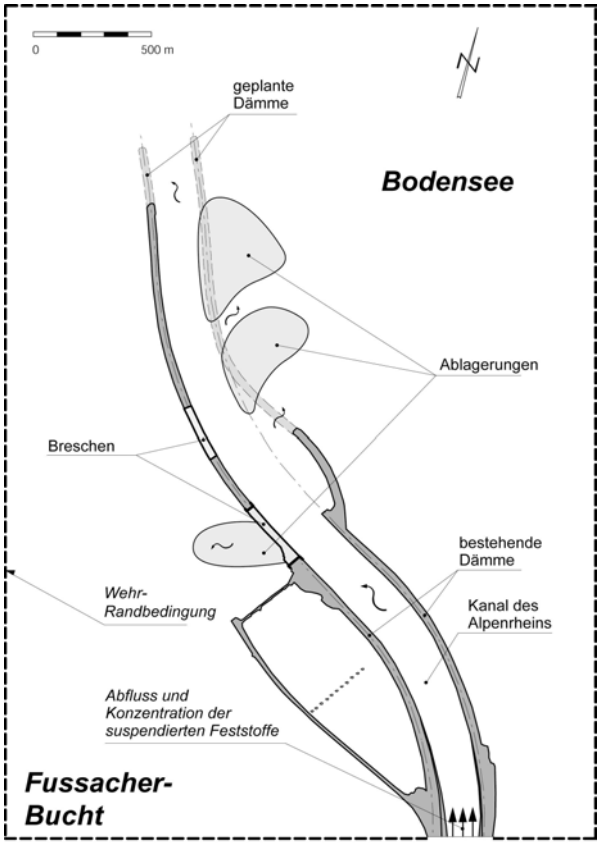


Abbildung 2: Initiale Situation mit Vorstreckungsdämmen und Anordnung der Breschen. Bezeichnung der Randbedingungen.

Die Anfangstopographie besteht aus der Seegrundaufnahme und terrestrischen Messungen die im Frühjahr 1999 im Auftrag der internationalen Rheinregulierung erhoben wurden. Durch eine Messkampagne der VAW wurde die Kornverteilung des bettbildenden Materials im Vorstreckungskanal bestimmt, woraus sich ein mittlerer Korndurchmesser von ungefähr 0.25 mm ergibt.

Die Rauhigkeit des Gerinnes, bzw. der Sohle ist eine unsichere Grösse. Für die Bedingungen wie sie an der Rheinmündung vorzufinden sind, schlägt Van Rijn (1993) vor, die effektive Bettrauhigkeit (in Form einer äquivalenten Sandrauhigkeit) als Summe der Kornrauhigkeit und Formrauhigkeit auszudrücken. Gemäss Messungen des Gefälles, der Abflusstiefe und des Abflusses am Mississippi und darauf folgender Bestimmung der äquivalenten Sandrauhigkeit k_s mittels der Chézy-Gleichung, ist eine Annahme von k_s im Bereich von 30 bis 300 mm vernünftig. Diese Bandbreite entspricht den natürlichen Gegebenheiten mit stark wechselhaften Abflüssen und Seeständen im Bereich des Vorstreckungskanals und der Mündung.

Die Simulationen basieren auf dem hydrologisch seltenen Ereignis von 1999. Der betrachtete Zeitraum erstreckt sich von Mitte März bis Mitte November, in welchem sich zwei fünf- bis zehnjährliche Hochwasser mit Abflüssen von 1890 m^3/s und 1920 m^3/s ereigneten. Der Bodensee erreichte den im 20 Jahrhundert gemessenen Höchststand von 397.89 m ü. M.

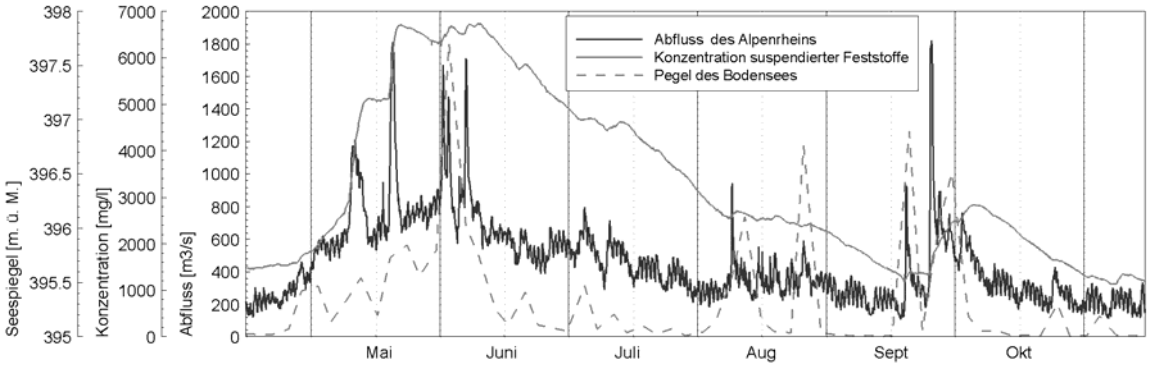


Abbildung 3: Für die Berechnung verwendete Hydrographen von Mitte April bis Mitte November 1999: Bodenseespiegel, Konzentration der suspendierten Feststoffe, Abfluss des Alpenrheins

4. Resultate

4.1. Ein-Korn Berechnungen

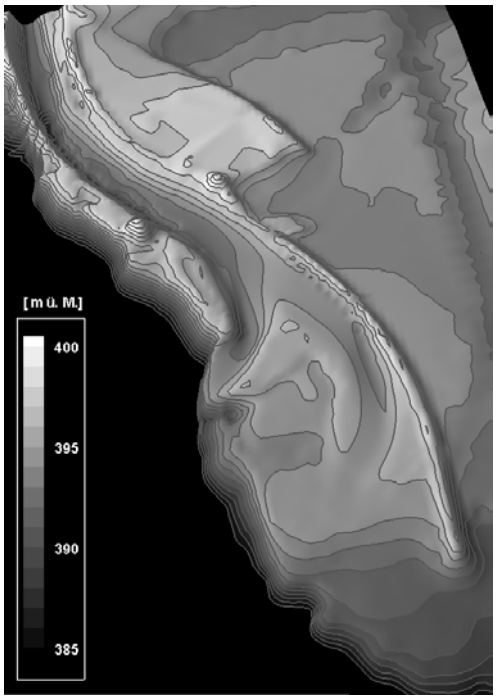


Abb. 4a: 1-Korn, 14%, $\tau_{b,crit}$ =2 N/m²

Für die Berechungen mit einer Kornklasse wurde ein charakteristischer Korndurchmesser von 0.25 mm und ein dem Korndurchmesser entsprechender prozentualer Anteil von 14% gewählt. Diese Wahl stützt sich auf die sedimentologischen Naturmessungen im Vorstreckungskanal (VAW, 1999) kombiniert mit Messungen der schweizerischen Landeshydrologie in Lustenau (1965-1966). Dieser Wert wurde ebenfalls im physikalischen Modellversuch (erster Teil dieser Untersuchung mit physikalischem Modell für den Nahbereich der Breschen, VAW, 2001) durch die Eichversuche geometrisch, bezüglich den Ablagerungen im Modell und in Natur, bestätigt.

In verschiedenen Berechnungen wurde die kritischen Sohlschubspannung $\tau_{b,crit}$ und der prozentuale Anteil der Zuflussmenge des Feststoffs variiert. Die Resultate zeigen, dass die Sedimentfracht nicht primär ausschlaggebend ist für morphologische Veränderungen, sondern die kritische Sohlschubspannung der wesentliche Kalibrierungsparameter des Modells ist.

Vergleicht man die Resultate der Berechnungen mit einer unterschiedlichen kritischen Sohlschubspannung, so wird ersichtlich, dass sich bei einer kleineren kritischen Sohlschubspannung von $\tau_{b,crit}$ = 2 N/m^2 eine Verzweigung im Mündungsbereich bilden kann (Abb. 4a), welche bei einem grösseren Wert von $\tau_{b,crit}$ = 5 N/m^2 nicht mehr ausgebildet

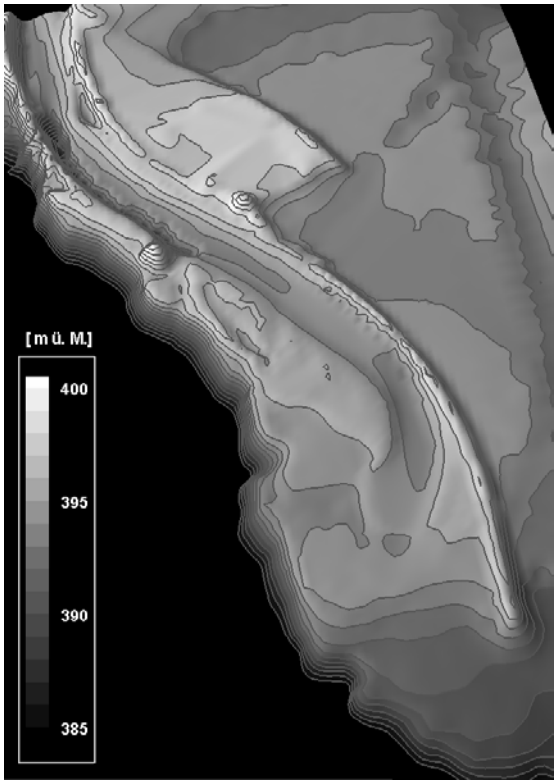


Abb. 4b: 1-Korn, 14%, $\tau_{b,crit}$ =5 N/m^2

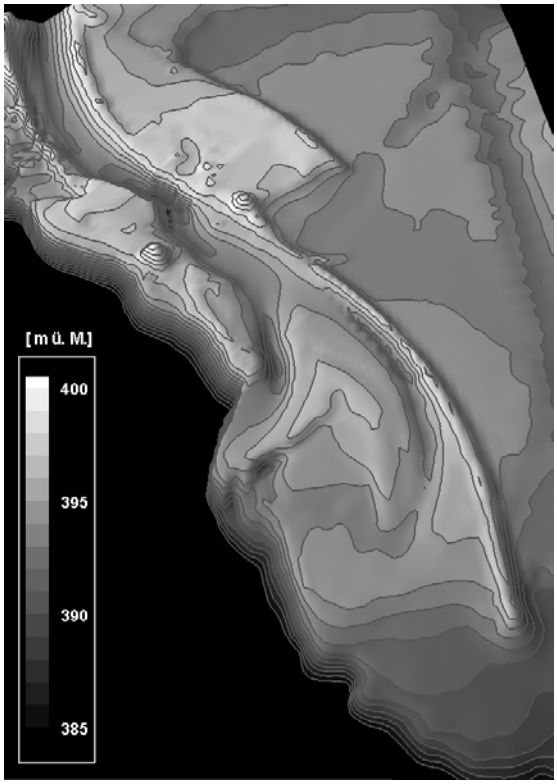


Abb. 4c: 1-Korn, 50%, $\tau_{b,crit}$ =2 N/m^2

wird (Abb. 4b). Die Simulation mit einer kritischen Sohlschubspannung von $\tau_{b,crit}$ = 2 N/m^2 aber 36% grösserer Fracht (Abb. 4c), zeigt grössere Ablagerungen aber keine wesentliche Änderung bezüglich der Verzweigung. Diese Tatsache bekräftigt die Wahl der kritischen Sohlschubspannung als Kalibrierungsparameter.

4.2. Simulation mit vier Kornklassen

Die Klassifizierung der Kornklassen für die 4-Korn Berechnung basiert auf den Konzentrationsmessungen der schweizerischen Landeshydrologie in Lustenau (1965-1966). Die verwendeten Kornklassen haben Korndurchmesser von [0.256 mm, 0.064 mm, 0.016 mm, 0.005 mm] und entsprechende prozentuale Anteile von [13%, 16%, 33%, 38%].
Vergleicht man die Menge an erodiertem und abgelagertem Material der 4-Korn Berechnung und der 1-Korn Berechnung mit gleicher kritischer Sohlschubspannung (Abbildungen 5a und 5b), so wird ersichtlich, dass die Ablagerungen bei der Verwendung von vier Kornklassen differenzierter wiedergegeben werden. Die Ablagerungen im Bereich der ersten Bresche (Koordinaten 900/1400 in Abb. 5a) sind deutlich mächtiger als bei der 1-Korn Berechung und bestehen grössten Teils aus feinerem Material als der mittlere Korndurchmesser, was mit den Naturmessungen übereinstimmt. Somit werden mit einer 4-Korn Berechnung quantitativ bessere Aussagen möglich, als mit der vornehmlich qualitativen 1-Korn Berechung. Jedoch muss berücksichtigt werden, dass der

Berechnungsaufwand für die Simulation mit vier Kornklassen um ca. das vierfache zunimmt (zusätzlich zwei Gleichungen pro Kornklasse).

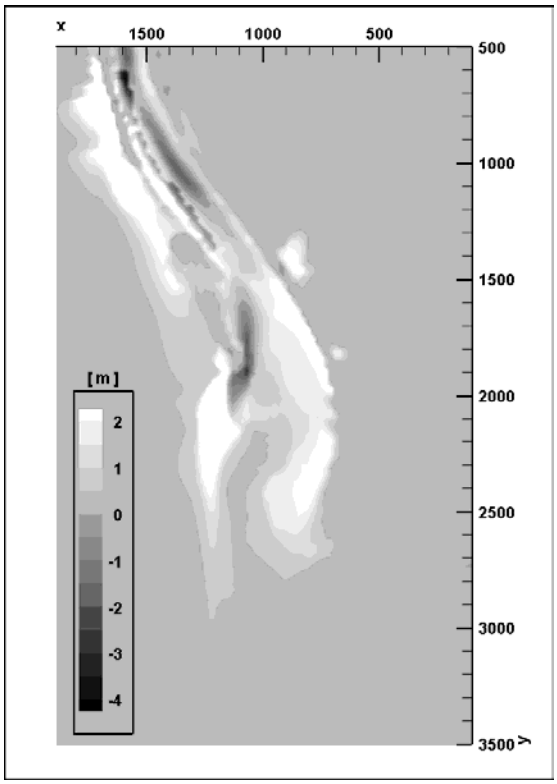


Abb. 5a: 4-Korn, 100%, $\tau_{b,crit}$ =4 N/m²

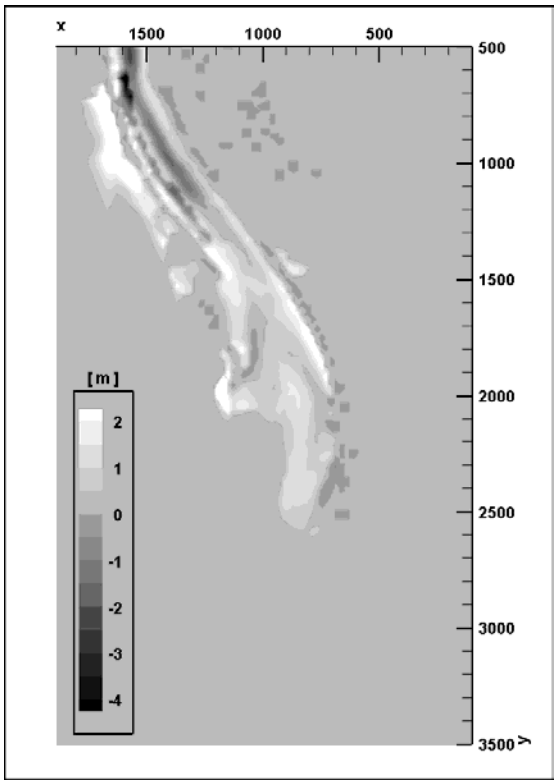


Abb. 5b: 1-Korn, 14%, $\tau_{b,crit}$ =4 N/m²

4.3. Vergleich mit den Naturmessungen

Die den Naturmessungen zugrundliegende Topographie basiert auf den Feldaufnahmen vom Herbst 1999, welche mit Echolot und terrestrisch im Auftrag der internationalen Rheinregulierung von verschiedenen Firmen durchgeführt wurden.
Vergleicht man die resultierende Topographie einer 4-Korn Berechnung mit einer kritischen Sohlschubspannung von $\tau_{b,crit}$ = 2 N/m² und der Kornverteilung wie bereits in Abschnitt 4.2 erwähnt, mit der zeitlich entsprechenden natürlichen Topographie (Abbildungen 6a und 6b), so wird ersichtlich, dass bei der Simulation eine ausgeprägte Rinne direkt nach Ende des rechten Leitdammes entsteht, welche in natura nicht ausgebildet ist. Ebenfalls sind die Ablagerungen hinter den Breschen (ausserhalb des linken Vorstreckungsdamms, Richtung Fussacher-Bucht) weniger mächtig als jene welche in den Naturmessungen erhoben wurden. Jedoch stimmt das Ablagerungsmuster befriedigend mit der Natur überein.

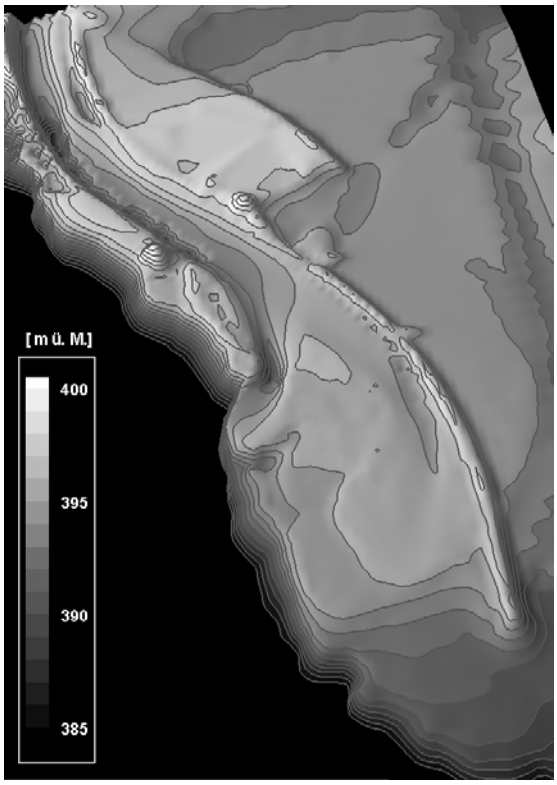


Abb. 6a: 4-Korn, 100%, $\tau_{b,crit}$ = 4 N/m²

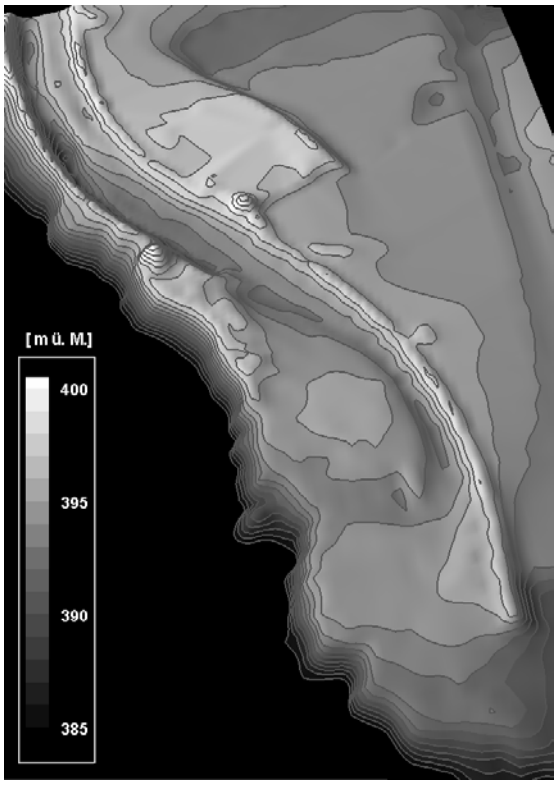


Abb. 6b: Naturmessungen Herbst 1999

5. Schlussfolgerungen

Berechnungen mit nur einer Korngrösse fordern ein zeitaufwändiges Parameterfitting, d.h. die Wahl eines passenden Korndurchmessers und einer entsprechenden kritischen Sohlschubspannung, doch scheint dieser Aufwand berechtigt, wenn als Grundlage und zum Vergleich die Randbedingungen auf detaillierten Naturmessungen basieren. Im Gegensatz erbringt eine Berechung mit höherer Auflösung der Kornverteilung a priori ein quantitativ genaueres Resultat, welches die natürlichen Gegebenheiten besser nachzubilden vermag, ohne aufwändige Kalibrierungszyklen. Jedoch muss die erheblich grössere Berechnungszeit, welche durch die zusätzlichen Gleichungen für die Kornklassen entsteht, berücksichtig werden.

Bezüglich der Wahl der kritischen Sohlschubspannung muss berücksichtigt werden, dass wegen den stark unterschiedlichen Seeständen und Abflüssen mit einer gewissen Konsolidation des Untergrunds zu rechnen ist. Ebenfalls ist wegen des grossen Feinanteils (neben Silt ca. 5-10% Ton) des zugeführten und abgelagerten Feststoffs bei der Sohle eine gewisse Kohäsion in Rechnung zu stellen. Eine Quantifizierung und örtliche Bestimmung dieser Einflüsse ist sehr schwierig (resp. die Annahme eines globalen Wertes für die kritische Sohlschubspannung ist häufig ungenügend), doch sind diese Faktoren für morphologische Entwicklungen mitbestimmend. Ebenfalls sind die Einflüsse der Baggerschiffe, welche zwischen den beiden Hochwassern im Mündungsbereich tätig waren, nur grob und eher spekulativ abschätzbar.

Die Effekte (z.B. Dichteströme) die durch die nahe, seewärts steil abfallende, Halde entstehen, können mit dem numerischen Modell nicht berücksichtigt werden und waren nicht Teil dieser Untersuchung. Ebenfalls sind die Auswirkungen von dreidimensiona-

len Strömungen (z.B. in der Kurve) nicht implementiert. Dies bleibt eine zukünftige Aufgabe.
Zusammenfassend lässt sich sagen, dass die Ablagerungen in Richtung und Form grundsätzlich richtig simuliert wurden und somit das numerische Modell als Hilfsmittel für die weitere Planung der Rheinvorstreckung verwendet werden kann.

Anmerkung

Das dieser Veröffentlichung zugrundeliegende Projekt wurde im Auftrag der internationalen Rheinregulierung durchgeführt. An dieser Stelle sei den beiden Rheinbauleitern U. Bergmeister und L. Kalt für Ihre Unterstützung und die interessanten Diskussionen bezüglich des Rheinvorstreckungsprojekts gedankt.

Referenzen

Beffa, C. J., 1994. *Praktische Lösung der tiefengemittelten Flachwassergleichungen,*
Mitteilung der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie Nr. 133

Beffa, C. and Faeh, R., 1994. *Flood propagation on mobile beds under mountainous flow conditions*, Proc. Speciality Conference "Modeling of Flood Propagation Over Initially Dry Areas", ASCE, Milan, Italy, p. 327-341.

Fäh, R., 1996. *Erosion-based dambreak simulation*,
Proc. Second Int. Conference on Hydroinformatics '96, Vol. 2, p. 681-688.

Fäh, R., 1997. *Numerische Simulation der Strömung in offenen Gerinnen mit beweglicher Sohle*,
Mitteilung der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie Nr. 153, (Ph.D. Dissertation, ETH, Zurich, no. 12179).

Hunziker, R. P., 1995. *Fraktionsweiser Geschiebetransport,*
Mitteilung der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie Nr. 138

Ikeda, S., 1988. *Lateral Bed Load Transport on Slide Slopes,*
Civil Engineering Practice 2, Technomic Publishing Company, USA.

Ikeda, S., 1982. *Lateral Bed Load Transport on Slide Slopes,*
Journal of Hydraulics Division, ASCE, Vol. 108, No. 11

Lin, B., 1984. *Current Study of Unsteady Transport of Sediment in China,*
Proceedings of Japan-China Bi-Lateral Seminar on River Hydraulics and Engineering Experiences, Tokyo-Kyoto-Sapporo.

McArdell, B.W. and Fäh, R., 1999. *Choice of grain size representation for morphological modeling*, IAHR Symposium on River, Coastal and Estuarine Morphodynamics, Genova, Vol. 2, pp. 189-197

Priestly, A., 1987. *Roe-type schemes for the 2D shallow water equations*.
Num. Anal. Report 8/87, Department of Mathematics, University of Reading, U.K.

Spasojevic, M. and Holly, F.M., Jr., 1990. *Evolution in natural watercourses - a new simulation approach*, Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering, Vol. 116, p. 425-443.

Van Rijn, L. C., 1993. *Principles of Sediment Transport in Rivers, Estuaries and Coastal Seas,*
Amsterdam, Aqua Publications-I11.

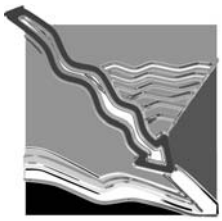
Van Rijn, L. C., 1984. *Sediment Transport, Part II: Suspended Load Transport,*
Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 110, No. 11

Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), 2001. *Rheinvorstreckung-Hydraulische Modellversuche und numerische Simulationen zur Entwicklung der Rheinmündung in den Bodensee*,
Band 1 : Hydraulische Modellversuche, Bericht Nr. 4149-1, Zürich, (unveröffentl. Projektbericht).

Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), 1984. *Rheinvorstreckung-Prognoserechnung für die Sohlenentwicklung im projektierten Vorstreckungskanal*,
Bericht Nr. 874, Zürich, (unveröffentl. Projektbericht).

Adressen der Autoren:
Dipl. Ing. David Vetsch, Dr. Dipl. Ing. Roland Fäh
Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie VAW ETH Zürich
ETH Zentrum, 8092 Zürich
vetsch@vaw.baug.ethz.ch, faeh@vaw.baug.ethz.ch

Internationales Symposium 2002 in Zürich
MODERNE METHODEN UND KONZEPTE IM WASSERBAU
Organisiert von der Versuchsanstalt für Wasserbau,
Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich und
dem Schweizerischen Wasserwirtschaftsverband



Abnahmeversuche Erneuerung Kraftwerk Amsteg - In Situ Überprüfung von Modellversuchen und numerischen Simulationen des Triebwassersystems

Peter Billeter und Markus Hager

Zusammenfassung

Der Beitrag schildert in geraffter Form die Projektierung und die detaillierten modelltechnischen Untersuchungen des Wasserschlosses für die Erneuerung des Kraftwerks Amsteg. Schwergewichtig werden die Resultate der Abnahmemessung und der Vergleich mit den Projektierungsannahmen und den Untersuchungsresultaten vorgestellt. Es konnte gezeigt werden, dass sowohl die Annahmen für die Fliessverluste im Triebwassersystem wie auch die rechnerische und experimentell gestützte Prognose der Wasserschlossschwingungen angesichts der komplexen Strömungszustände im Wasserschloss erstaunlich gut mit den gemessenen Verhältnissen am ausgeführten Objekt übereinstimmten.

1 Einleitung

Die Erneuerung des SBB-Kraftwerks Amsteg, die in den Jahren 1994 bis 1999 vorgenommen wurde, brachte eine Leistungssteigerung der bestehenden Anlage von 56 MW auf heute 120 MW und zukünftig 160 MW sowie eine Vergrösserung der Energieproduktion um rund 50 %. Nebst einer neuen Kavernenzentrale und einem nachfolgenden Ausgleichsstollen mit einem zusätzlichen Regulierkraftwerk an dessen Ende, umfasste die Erneuerung hauptsächlich einen neuen Druckstollen, ein neues Wasserschloss und einen neuen Druckschacht. Das Wasserschloss kurz nach der Vereinigung des neuen und des bestehenden Druckstollens ist ein gedrosseltes Differentialwasserschloss mit zwei Kammern und einem Vertikalschacht dazwischen. In die obere Kammer wird über einen Freilaufstollen Wasser aus einer Seitenfassung eingeleitet.

Das sehr variable Betriebsregime des Kraftwerks zur Spitzendeckung des Leistungsbedarfs der SBB, die komplexe Strömungsgeometrie des Wasserschloss und strenge Anforderungen an die minimalen und maximalen Wasserspiegel im Wasserschloss machten eine aufwendige rechnerische Bemessung und eine Detailuntersuchung des Wasserschlosses im hydraulischen Modell im Massstab 1:20.4 notwendig. Dabei wurde ein 1-dimensionales und globales numerisches Modell des gesamten Triebwassersystems mit dem lokalen physikalischen Modell gekoppelt. Mit dem globalen Rechenmodell wurden die Steuergrössen für das physikalische Modell bestimmt, während das physikalische Modell die lokalen Strömungsparameter im Wasserschloss lieferte (Ver-

lustkoeffizienten, Pegelstand - Durchflussbeziehungen). Die beiden Modelle wurden einander für jeden Optimierungsschritt des Wasserschloss-Design iterativ angeglichen. Das Modellierungs- und Simulationskonzept ist in der Abbildung 1 dargestellt.

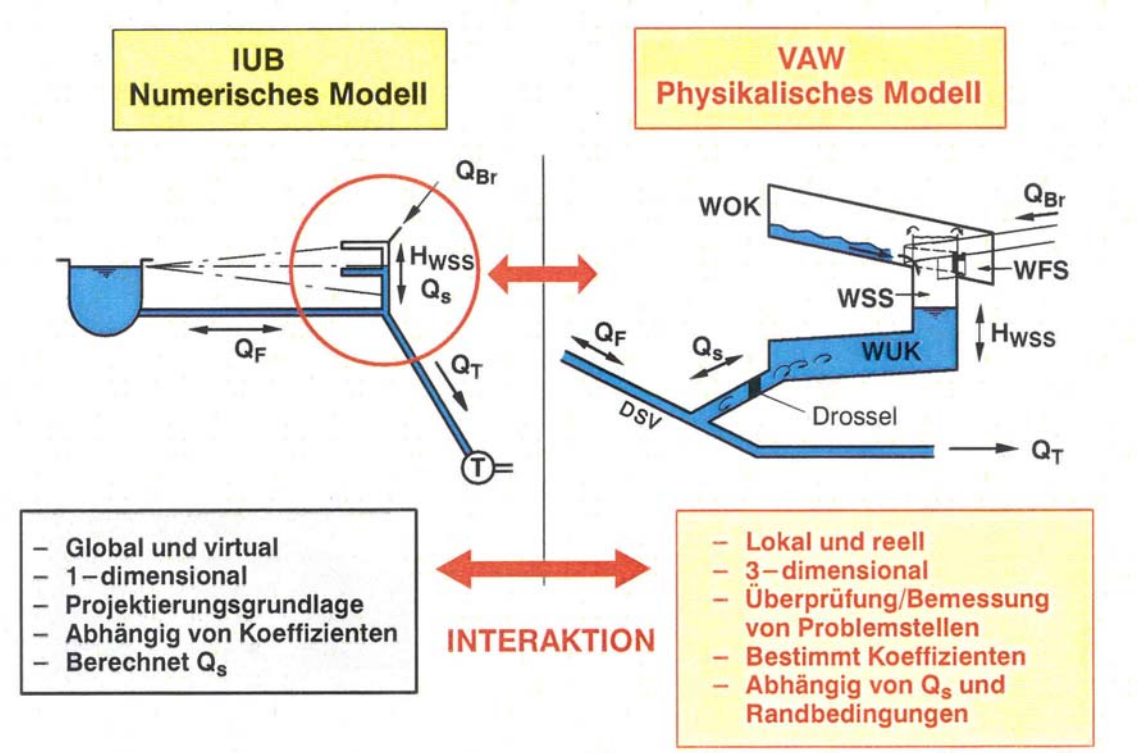


Abb. 1: Modellierungs- und Simultaionskonzept zur Projektierung von Wasserschloss und Triebwassersystem Neubau KW Amsteg.

Endprodukt der Untersuchungen war das optimierte Drosselorgan zwischen Druckstollen und Wasserschloss sowie die Gestaltung und Bemessung des Übergangs zwischen Schacht und Kammer mit einem Wirbelfallschacht und einer selbsttätigen Klappe zur Erzeugung der Differentialcharakteristik des Wasserschlosses. Die Versuche mit dem dynamisch geregelten physikalischen Modell wurden an der VAW, Versuchsanstalt für Wasserbau der ETH Zürich durchgeführt, das numerische Modell wurde vom Projektverfasser IUB erstellt. Dies bedingte eine enge Zusammenarbeit und einen laufenden Wissensaustausch zwischen Hochschule und Projektingenieur.

Die Abnahmeversuche am Triebwassersystem fanden im Juli 1999 statt. Dabei wurden einerseits die stationären Fliessverluste im Druckstollen ermittelt und die Design-Annahmen überprüft. Anderseits konnten detaillierte Messungen der Wasserschloss-Schwingungen vorgenommen werden, womit sich die Güte der numerischen Simulationen und der Modellversuche überprüfen liess.

2 Anlagenbeschrieb

Das Triebwassersystem des KW Amsteg ist in Abbildung 2 dargestellt. Beim Ausgleichsbecken Pfaffensprung wird das Triebwasser des KW Wassen und der Zufluss aus der Fassung Reuss eingeleitet. Ein Teil der gefassten Wassermenge muss mit einem Dotierkraftwerk unterhalb der Staumauer wieder der Reuss zugeführt werden.

Der restliche Abfluss bis 12 m^3/s sowie der Zufluss vom Kraftwerk Wassen (maximal 26 m^3/s) werden dem Kraftwerk Amsteg zugeführt. Das Stauziel im Ausgleichsbecken liegt bei 806.74 m ü.M., die minimale Staukote beträgt 796.00 m ü.M..

Zwei Druckstollen, ein neuer und der bestehende, verbinden das Ausgleichsbecken mit dem Wasserschloss. Der neue Druckstollen ist rund 7300 m lang, hat ein kreisrundes Profil mit Innendurchmesser 4.44 m und eine Verkleidung aus Beton. Als hydraulischer Reibungsbeiwert wurde ein Strickler-Koeffizient von k_{ST} = 85 $m^{1/3}/s$ angenommen. In der Sohle befindet sich eine Rigole, damit der entleerte Druckstollen begehbar ist. Der alte, bestehende Stollen ist rund 7500 m lang und hat einen Querschnitt von 6.2 m^2. Rund 3.7 km Fliessweg ab der Fassung Pfaffensprung mündet über einen Vertikalschacht (Absturz) der Zufluss aus der Fassung Fellibach und leitet ganzjährig 2.5 m^3/s in den bestehenden Druckstollen ein.

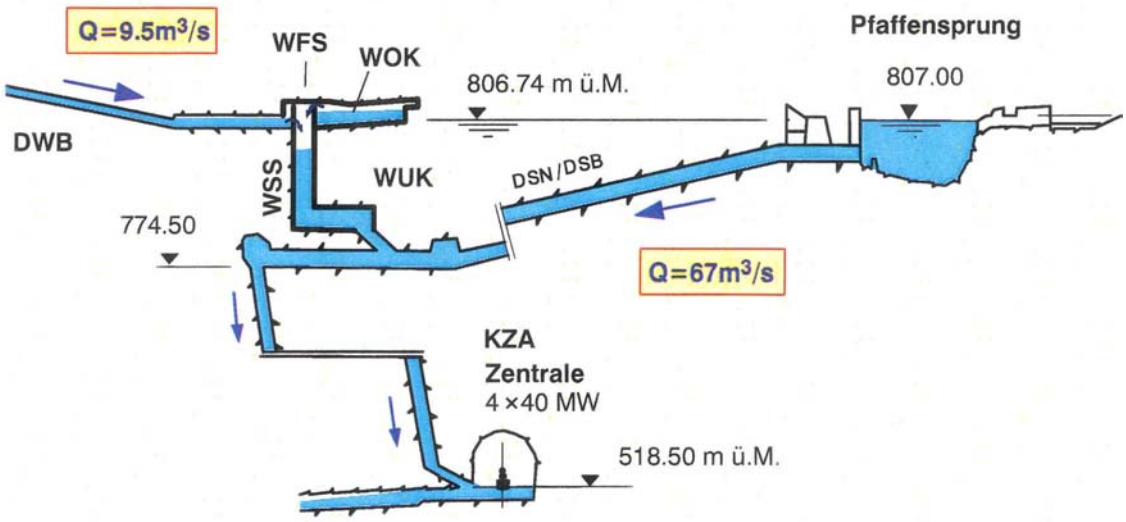


Abb. 2: *Neubau KW Amsteg: Schematisches Längenprofil Fassungen bis Kavernenzetrale (ohne Unterwasserstollen und Regulierkraftwerk). Bezeichnungen: DSB = Bestehender Druckstollen Pfaffensprung - Wasserschloss, DSN = Neuer Druckstollen Pfaffensprung - Wasserschloss, DSV = Vereinigte Druckstollen, WDR = Drosselung Zutritt Wasserschloss, WUK = Wasserschloss untere Kammer, WSS = Wasserschloss-(Vertikal-)Schacht, WOK = Wasserschloss obere Kammer, WFS = Wirbelfallschacht, DCH = Druckschacht zur Kavernenzentrale KZA.*

Die Zuflüsse aus dem Madranertal (Fassungen Chärstelen- und Etzlibach) münden via Freispiegelstollen Bristen in der oberen Wasserschlosskammer und tragen bis zu 9.5 m^3/s in das neue Triebwassersystem ein. Damit können in der Zentrale Amsteg im Dauerbetrieb maximal 50 m^3/s turbiniert werden. Wird der Nutzinhalt des Beckens Pfaffensprung (maximal ca. 160'000 m^3) abgearbeitet, so kann für die Spitzendeckung der Durchfluss auf 67 m^3/s gesteigert werden. Auf diesen Maximaldurchfluss wurde das Triebwassersystem bemessen.

Via einen gepanzerten Druckschacht mit einem Durchmesser von 3.6 m, einer Länge von ca. 380 m und einem Gefälle von 85 % wird das Wasser zur Zentrale geführt. Die Druckleitungen sind ab kurz vor den ersten Drosselklappen bis hin zur Zentrale gepanzert. Das Bruttogefälle der neuen Anlage beträgt maximal 288 m, womit bei einer installierten Leistung von 160 MW im Endausbau pro Jahr bis zu 463 GWh Strom er-

zeugt werden können. Im heutigen Ausbauzustand wurden nur drei Maschinen mit einer heutige Leistung von total 120 MW installiert.

Die Rückgabe des Wassers in die Reuss erfolgt durch den Unterwasser-Ausgleichsstollen. Dieser Reservoirstollen dämpft den Wasserschwall der Turbinierung und gewährleistet eine ausgeglichene Wasserrückgabe an die Reuss.

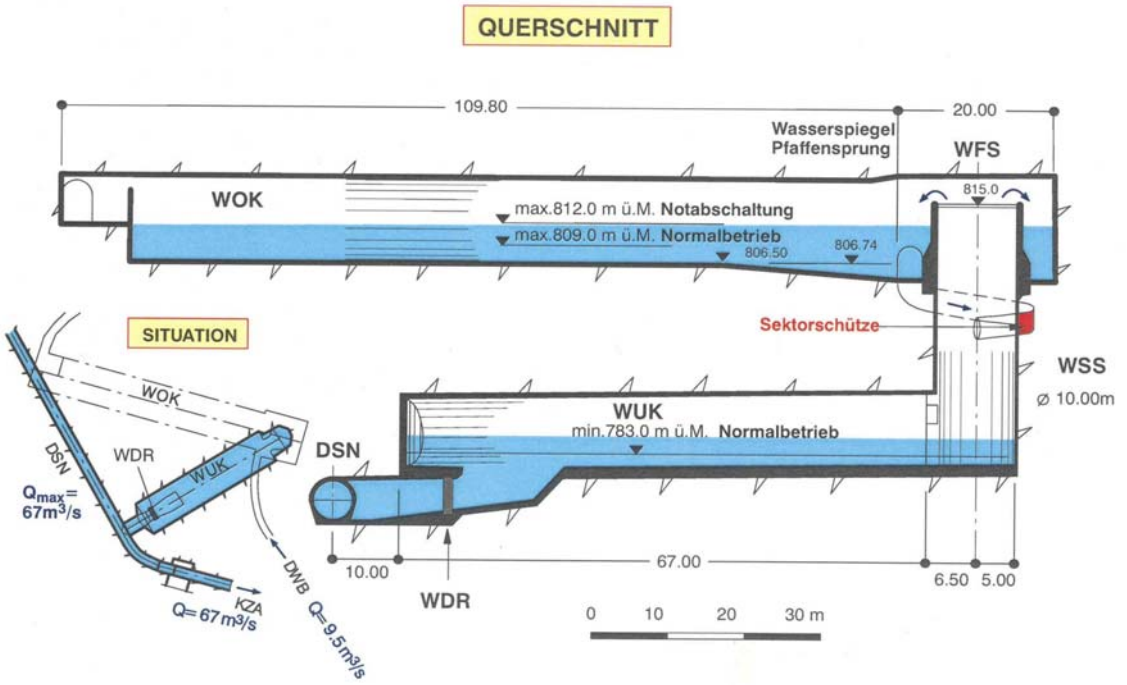


Abb. 3: *Schnitt und Situation Wasserschloss, Neubau KW Amsteg. DWB = Einleitung Fassungen Maderanertal in WOK, übrige Bezeichungen siehe Abb. 2.*

Für die Erneuerung des KWs Amsteg wurde ein besonderes gedrosseltes Differenzial-Wasserschloss konzipiert, dass im folgenden beschrieben ist:

Das Wasserschloss besteht aus einer oberen und einer unteren Wasserschlosskammer mit 19‘000 m^3 bzw. 6‘500 m^3 Volumen. Die beiden Kammern sind mit einem vertikalen Wasserschlossschacht (Durchmesser 10 m) verbunden. Die Durchflüsse zwischen dem Druckstollen und der unteren Wasserschlosskammer werden durch einen Stabrost mit unterschiedlichen Verlustcharakteristika für Zu- und Abflüsse gedrosselt.

Der Übergang zwischen dem Wasserschlossschacht und der oberen Kammer wurde so gestaltet, dass ein differentielles Verhalten der Wasserspiegel beim Auf- bzw. Abschwung resultierte. Das Querprofil des vertikalen Schachtes ist in den Bereich der oberen Kammer hochgezogen (Kote der Überfallkrone: 815.00 m ü.M.) und zwischen Schacht und oberer Kammer befindet sich ein selbsttätiges Regulierorgan.

Das Volumen und die Form der unteren Kammer wurden so bemessen, dass beim maximalen Abschwung keine Luft in Druckstollen und Druckschacht eingetragen wird. Volumen und Form der oberen Kammer im Wasserschloss wurden durch die Randbedingung bestimmt, dass bei normalem Betrieb des neuen Kraftwerkes der Zufluss aus dem Madranertal (Bristenstollen) nicht zurückgestaut werden bzw. der Stollen nicht unter Druck laufen darf.

3 Projektierung und Optimierung des Wasserschloss'

In einem erstem Arbeitsschritt wurde das Triebwassersystem mit dem gedrosselten Kammerwasserschloss mit einem Differentialgleichungssystem beschrieben. Das System wurde mittels Programm CSMPIDRO simuliert. Das Programm wurde für die Lösung von hydraulischen Differentialgleichungen entwickelt und arbeitet nach der sog. Differenzen-Methode. In die Routinen sind die Verlustcharakteristika der Anlageteile eingesetzt. Für die definitiven Berechnungen wurden die experimentell mit den Modellversuchen bestimmten Verlustwerte der Stabdrossel die Charakteristiken für das Schliessen bzw. Öffnen des Regulierorgans und die Entleerung des Wirbelfallschachts implementiert (vgl. unten).

Die Optimierung der Stabdrossel und der Anlageteile, die die Differentialcharakteristik des Wasserschlosses bewirken, wurde durch die Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich anhand eines dynamisch gesteuerten, hydraulischen Modells im Massstab 1:20.4 vorgenommen. Näheres zu den Modellversuchen ist in Billeter et al. (1996) und in VAW (1996) zu finden.

Die in Abschnitt 2 beschriebenen Randbedingungen für den Betrieb des Wasserschloss verlangten folgende Verlustbeiwerte K_D mit $\Delta z_e = K_D \times (u_0^2/2g)$ (Δz_e = Energieverlusthöhe, u_0 = mittlere Anströmgeschwindigkeit):

- Füllen des Wasserschlosses $K_D = 3.4 - 3.8$
- Leeren des Wasserschlosses $K_D = 5.4 - 5.75$

Diese Werte wurde in einer ersten Phase der Modellversuche mit einer Stabdrossel mit prismatischen, trapezförmigen und horizontalen Stäben im Abstand 400 mm bei einer minimalen lichten Weite von 280 mm erreicht.

In einer zweiten Phase wurde das dynamische Verhalten des gesamten Wasserschloss untersucht und die Konstruktionselemente beim Übergang Wasserschlossschacht zu oberer Wasserschlosskammer unter folgenden Randbedingungen entwickelt:

- Beschränkung des Wasserspiegels in der oberen Kammer, so dass der Zufluss ab Maderanertal nicht beeinflusst und der Bristenstollen nicht beschädigt wird
- Genügend schnelle Entleerung der oberen Kammer
- Selbstätiges Regulierorgan zwischen Schacht und Kammer, das beim Aufschwung genügend schnell schliesst und bei ausgeglichenen Wasserspiegeln in Schacht und oberer Kammer wieder öffnet.

Das dynamisch gesteuerte Modell wurde mit den beiden Betriebszuständen "Normalbetrieb" und "Öffnen und ungünstig Schliessen" für den Endausbau (Maximaldurchfluss 67 m^3/s) betrieben, wobei die Steuergrössen aus der numerischen Berechnung mit den am physikalischen Modell ermittelten Koeffizienten übernommen wurden.

Als Bestlösung für den Übergang zwischen oberer Kammer und Vertikalschacht resultierte aus den Optimierungen ein Wirbelfallschacht, in den das Regulierorgan eingebaut ist. Diese wurde als Sektorschütze entwickelt, die einen dichten Luftkoffer (Auftriebskörper) hat, mit dem das Organ selbsttätig und ohne zusätzliche Antriebe nur aufgrund der Wasserspiegeldifferenz zwischen dem Vertikalschacht und dem Wirbelfallschacht bzw. der oberen Kammer die Zu- und Abflüsse richtig reguliert.

Neben experimentellem Nachweis der Funktionstüchtigkeit des Organs wurde auch ein analytisch-numerischer Nachweis erbracht. Beide Nachweise lieferten die Bemessungsgrundlagen für die Herstellung der Sektorschütze.

Die Resultate der eindimensionalen Berechnung und der Modellmessungen am Ende des Abgleichs von numerischen und physikalischen Modellierung, d.h. am Ende der Optimierung des Wasserschloss' sind in Abbildung 4 dargestellt. Ausgewertet wurden die beiden massgebenden Betriebsfälle "Normalbetrieb" und "Öffnen und ungünstig Schliessen" mit den Maximaldurchflüssen im Endausbau (67 m3/s). Es zeigt sich eine sehr gute Übereinstimmung beim extremen Betriebsfall "öffnen und ungünstig schliessen", während beim Normalbetrieb leichte Unterschiede u.a. in den Amplituden beim Abschwung festzustellen sind. Die Übereinstimmung der Berechnung und des physikalischen Modells kann zusammenfassend aber noch immer als gut bis gar sehr gut bezeichnet werden.

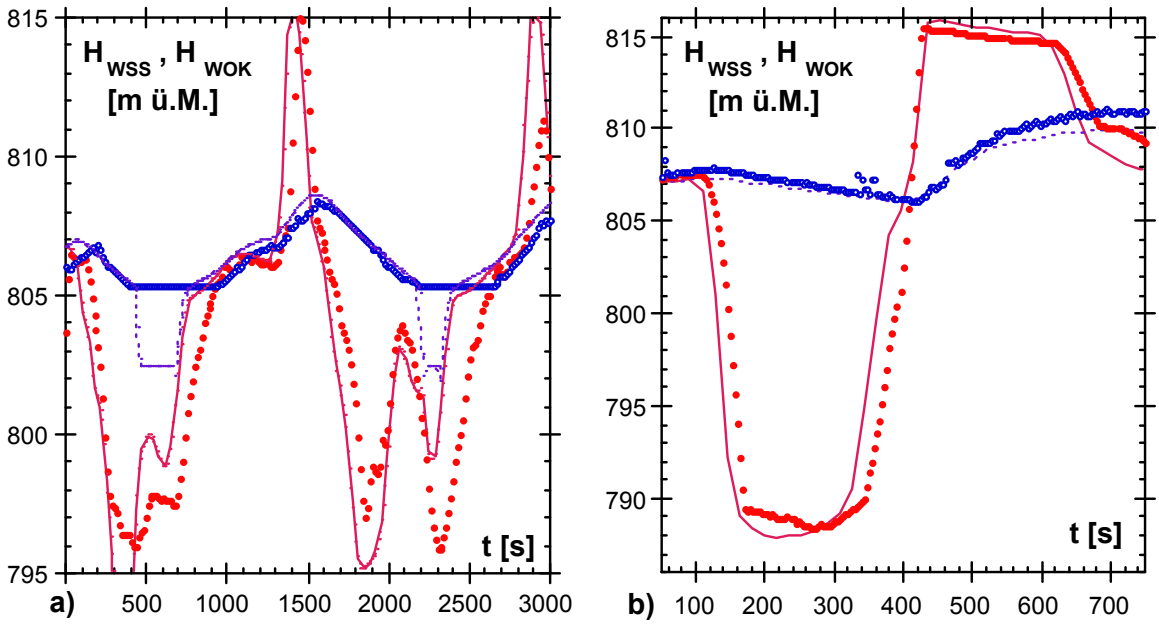


Abb. 4: *Vergleich der Wasserspiegel im physikalischen Modell mit den Werten aus der endgültigen numerischen Berechnung.* ***a)*** *Normalbetrieb,* ***b)*** *Extremfall: öffnen und ungünstig schliessen. H_{WSS} = Wasserspiegel im Vertikalschacht, H_{WOK} = Wasserspiegel in der oberen Kammer. (—) H_{WSS} berechnet (●) H_{WSS} gemessen, (---) H_{WOK} berechnet, (○) H_{WOK} gemessen.*

4 Abnahme des Bauwerkes

Die Abnahme des Triebwassersystems mit drei installierten Maschinen und Maximaldurchflüssen bis 50 m^3/s (Endausbau 4 Maschinen mit Maximaldurchfluss 67 m^3/s) fand im Juli 1999 statt. Dabei wurde die effektive Kapazität und das hydraulische Verhalten des neuen Triebwassersystems messtechnisch ermittelt. Die wichtigsten Resultate sind im folgenden Zusammengefasst.

4.1 Stationärer Betrieb: Bestimmung Reibungsverluste DSN

Während diesem Versuch wurden für den stationären Betrieb die Wasserspiegel im Becken Pfaffensprung und im Wasserschloss bei verschiedenen Durchflüssen gemessen und ausgewertet. Da Schwingungen in einem Triebwassersystem sehr langsam ausklingen, traten auch bei diesen sogenannt stationären Versuchen leichte Wasser-

spiegelschwankungen auf. Um zuverlässige Werte für die stationären Spielgeldifferenzen zwischen der Fassung und dem Wasserschloss, d.h. für die Fliessverlusthöhen, zu erhalten, wurden die Wasserspiegel während dem stationären Betrieb gemittelt.

Die gemessenen Spiegeldifferenzen wurden anschliessend mit den lokalen Verlusten infolge des Eintritts aus dem Becken in den Stollen, des Wechsels der Stollenverkleidung von Beton auf Stahl, und der geometrischen Veränderungen der Fliessquerschnitte (z.B. bei den Drosselklappen) korrigiert. Daraus ergaben sich die effektiven Verlusthöhen durch Reibungsverlust und damit die Verlustbeiwerte k_{St} des neuen Betondruckstollens (Verlustbeiwerte nach Strickler). Die Resultate sind in Abbildung 5 dargestellt. Die Werte liegen im Bereich von $\mathbf{k_{St} = 85 - 88\ m^{1/3}/s}$ und steigen mit zunehmendem Durchfluss leicht an, was mit dem theoretischen Verhalten turbulenter Rohrströmungen übereinstimmt (mit grösseren Reynoldszahlen bzw. mit grösseren Fliessgeschwindigkeiten nehmen die relativen, dimensionslosen Fliessverluste leicht ab). Die Umrechnung auf Reibungskoeffizienten nach Darcy-Weissbach und die Ermittlung der äquivalenten Sandrauhigkeit nach Colebrook-White ergab dann auch annähernd konstante Werte von $\mathbf{\varepsilon = 0.12\ mm \pm 10\ \%}$. Dieser Wert liegt innerhalb des Bereichs der Blevins (1984) für sehr glatten, mit Stahlschalung hergestellten Beton angibt.

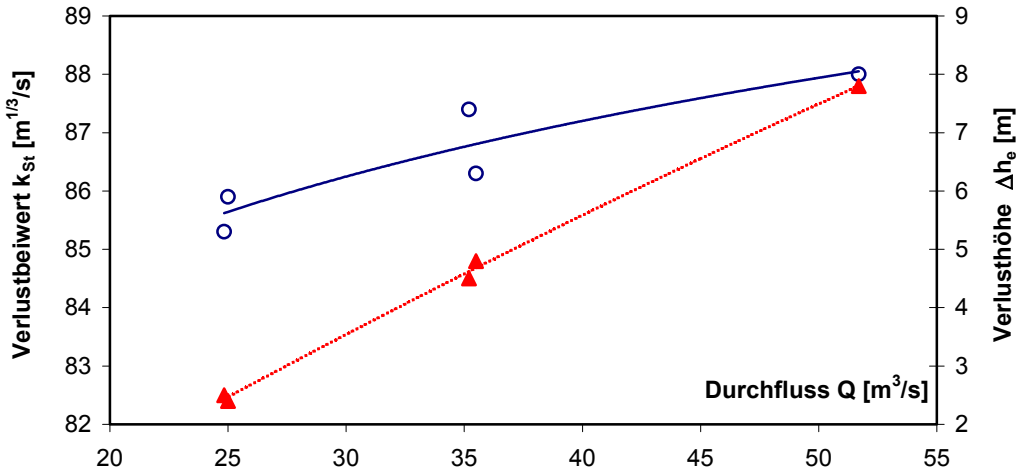


Abb. 5: *Effektive Energieverlusthöhe Δh_e (×) infolge Fliessverluste im neuen Druckstollen und ermittelte Reibungsbeiwerte k_{St} (○), beides in Funktion des Durchflusses Q.*

Für die hydraulischen Berechnungen wurde beim neuen Druckstollen ein Verlustbeiwert von k_{St} = 85 $m^{1/3}/s$ angenommen. Wie sich anhand der Messungen zeigte, stimmt diese Annahme ausgezeichnet mit den am ausgeführten Bauwerk ermittelten Verlustbeiwerten überein. Beim Betrieb mit grossen Durchflüssen ist sogar mit etwas geringeren Fliessverlusten zu rechnen als angenommen. Dies ist insofern äusserst günstig, als dass auch bei einer alterungsbedingten, leichten Erhöhung der Fliessverluste (leichte Zunahmen der Betonrauhigkeit mit der Betriebsdauer) der angenommene Verlustbeiwert nicht unterschritten bzw. die angenommenen Strömungsverluste nicht überschritten werden.

4.2 Öffnen und ungünstig schliessen bis 50 m3/s Durchfluss

Mit diesem Versuch wurde das extreme Betriebsereignis simuliert. In Abbildung 6 sind die Wasserspiegel und die Durchflüsse aus der Messung am ausgeführten Wasser-

schloss und aus der numerischen Berechnung mit identischen Betriebsbedingungen dargestellt. Die Berechnung wurde mit den am physikalischen Modell ermittelten Koeffizienten durchgeführt (vg. Abschnitt 3), der Durchfluss in der Berechnung war auf den In-situ-Betrieb abgestimmt und somit auf maximal 50 m^3/s limitiert.

Der Vergleich zwischen den Daten von Messungen und Berechnung zeigt, dass die Wasserspiegel-Amplituden sehr gut übereinstimmen (die Koten der maximalen Auf- und Abschwünge sind praktisch identisch), während das zeitliche Auftreten der Wasserspiegeländerungen im realen Versuch und der Berechnung leicht differiert. Die Abweichungen liegen in derselben Grössenordnung wie beim Vergleich numerische Berechnung mit physikalischen Modellmessungen. Mit der erfolgten Überprüfung der Berechnung und der positiven Beurteilung der Resultate kann davon ausgegangen werden, dass das verwendete Berechnungssystem die realen physikalischen Strömungsverhältnisse bei schnellen Durchflussänderungen (extremer Betrieb) korrekt simuliert. Die Berechnungen und Vorhersagen treten mit grosser Zuverlässigkeit ein.

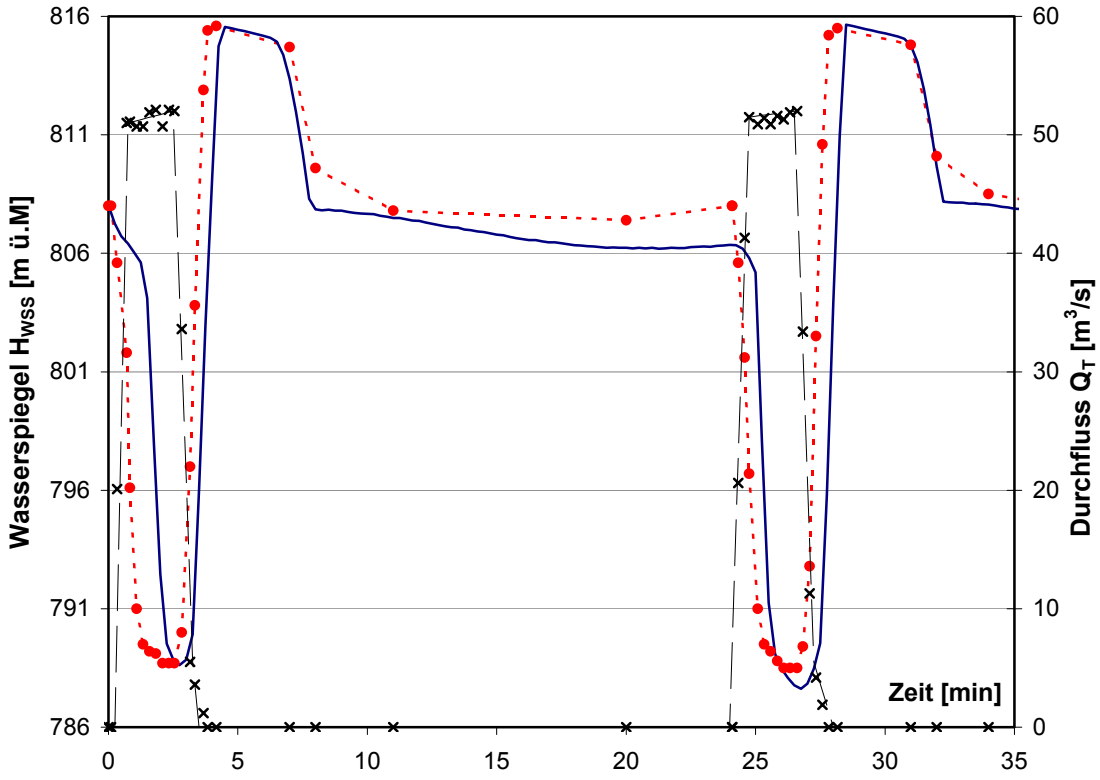


Abb. 6: *Vergleich zwischen Abnahmemessung und Berechnung beim Versuch " öffnen und ungünstig schliessen" Wasserspiegel H_{WSS} im Wasserschloss: (●) gemessen (—) berechnet, Turbinendurchfluss Q_T: (×) gemessen, (– –) berechnet.*

4.3 Normalbetrieb bis 50 m^3/s Durchfluss

Mit diesem Versuch wird der heute mögliche Normalbetrieb zur Spitzendeckung mit Turbinendurchflüssen bis 50 m^3/s simuliert. In Abbildung 7 sind die gemessenen und berechneten Wasserspiegel im Wasserschloss-Schacht und die turbinierten Abflüsse aufgezeichnet. Die Nachrechnung der Abnahmemessungen wurde wiederum mit demselben numerischen Modell durchgeführt, das für die Berechnungen im Verlaufe der

Projektierung verwendet wurde. Die Randbedingungen, wie Anfangswasserspiegel und Turbinendurchflüsse, wurden entsprechend den Abnahmemessungen vorgegeben.

Wie aus der Abbildung 7 hervorgeht ist die Übereinstimmung zwischen Abnahme-Messung und Berechnung über weite Strecken ausgezeichnet. Gewisse Abweichungen ergeben sich einzig beim maximalen Abschwung. Das reale Wasserschloss reagiert beim Anfahren der Turbinen mit etwas schnelleren aber weniger tiefen Abschwüngen als das Rechenmodell. D.h. die schwingende Wassermasse verhält sich in der Realität geringfügig weniger träge als in der Berechnung. Eine ähnliche Differenz zwischen der eindimensionalen Berechnung und dem effektiven Verhalten einer dreidimensionalen Strömung wurde bereits in den Modellversuchen festgestellt (Abb. 5). Gesamthaft darf aber festgestellt werden, dass sich das Wasserschloss auch im Normalbetrieb so verhält, wie im Zuge der Projektierung berechnet und vorhergesagt.

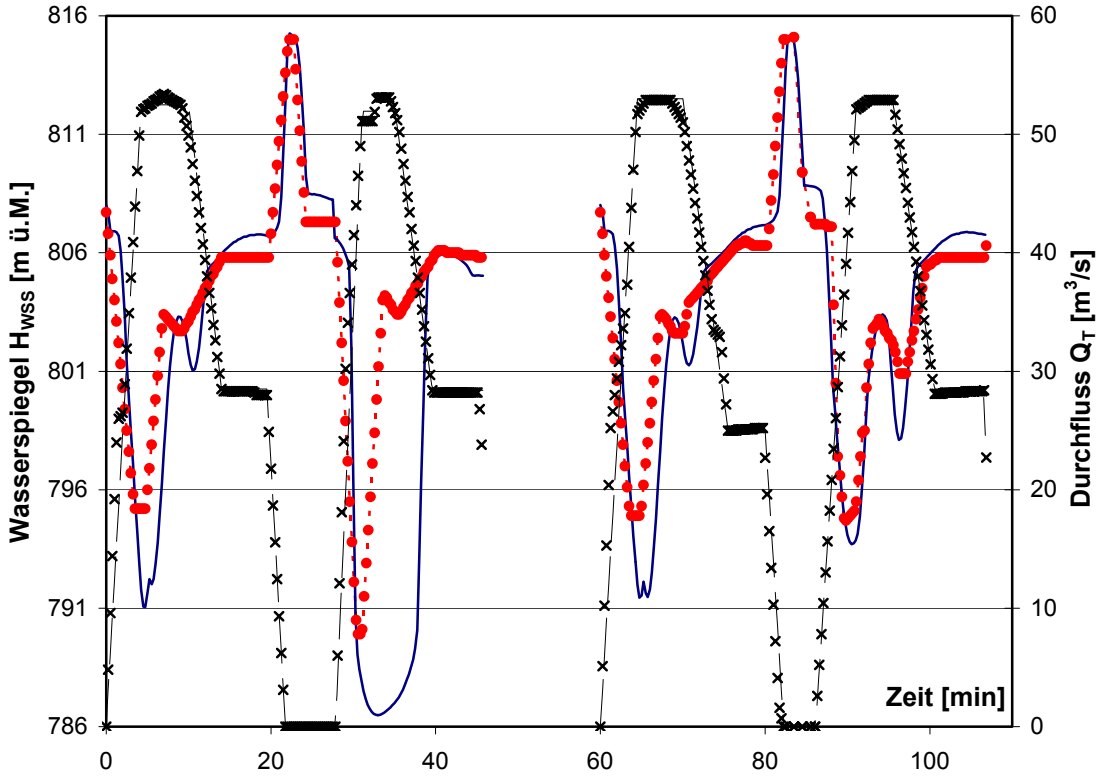


Abb. 7: *Vergleich zwischen Abnahmemessung und Berechnung beim Versuch Normalbetrieb. Wasserspiegel H_{WSS} im Wasserschloss: (●) gemessen (—) berechnet, Turbinendurchfluss Q_T: (×) gemessen, (– –) berechnet. Dargestellt sind zwei unabhängige Versuche auf derselben Zeitachse.*

5 Folgerungen und Schlussbemerkung

Mit dem Modellversuch für das Wasserschloss wurden die dreidimensionalen Strömungsverhältnisse modelliert und darauf aufbauend die detaillierte Geometrie und Grösse der relevanten Bauteile im Wasserschloss festgelegt. Die hydraulischen Eigenschaften dieser Bauteile wurden in das endgültige numerische Berechnungsmodell integriert und damit die massgebenden Berechnungen durchgeführt. Die in Abschnitt 4

gezeigten Berechnungen für die Abnahmeversuche beruhen auf diesem Rechenmodell, wobei der Maximaldurchfluss beim heute turbinierbaren Durchfluss von 50 m^3/s lag. Wie sich zeigte war die Übereinstimmung im Normalbetrieb zufriedenstellend und beim extremen Betriebsfall sogar sehr gut.

Die Abweichungen zwischen numerischer Berechnung und der physikalischen Modellierung mit zwar massstäblich reduzierten aber dennoch realen, dreidimensionalen Strömungsvorgängen verhalten sich sehr ähnlich wie die Abweichungen der Berechnung bei 50 m^3/s von den Messungen am realisierten Wasserschloss. Dies deutet darauf hin, dass sich das physikalische, kleinmassstäbliche Modell wie das reale Wasserschloss bzw. Triebwassersystem näherungsweise verhalten. Es lässt sich somit eine Abschätzung für das Verhalten des realen Triebwassersystems bei Vollausbau vornehmen. Da

1. die Übereinstimmung von Projektierungsannahmen (Berechnungen) und messtechnischer Überprüfung am ausgeführten Kraftwerke bei einem Teillastbetrieb von 75 % der maximalen Bemessungswerte nachgewiesen werden kann und
2. die beiden Vergleiche der Berechnungen mit den Messwerten am gebauten Wasserschloss bei 50 m^3/s und der Berechnungen mit dem Messwerten am physikalischen Modell bei 67 m^3/s gut übereinstimmen,

kann gefolgert werden, dass sich das reale Wasserschloss bzw. das gesamte Triebwassersystem im Vollausbau auch so verhalten wird, wie aufgrund der Projektierung bzw. der Berechnungen zu erwarten ist. Aus diesem Grund kann aufgrund der Abnahmeversuche und deren Auswertung davon ausgegangen werden, dass das Wasserschloss auch bei Vollausbau mit Durchflüssen bis zu 67 m^3/s einen sicheren Betrieb des Kraftwerkes Amsteg erlauben wird.

Literatur

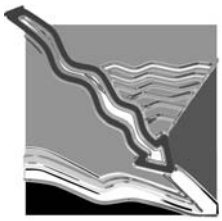
Billeter, P., Ch. Portner, A. Blötz & M. Hager (1996). Coupled Numerical and Physical Simulation of the Surge Tank Dynamics for the Refurbishment of a High Head Power Plant. *Proc. Int. Conf. Modelling, Testing & Monitoring for Hydro Powerplants II*, Lausanne, pp. 41 - 50.

Blevins, R.D. (1984). *Applied Fluid Dynamics Handbook*. Van Nostrand Reinhold Co., New York.

VAW (1996). Wasserschloss Kraftwerk Amsteg - Schlussbericht zu den hydraulischen Modellversuchen. *VAW-Bericht N° 4084*, VAW-ETHZ (unveröffentlicht).

Verfasser: Dr. Peter Billeter, dipl. Bauing ETH, und Markus Hager, dipl. Bauing. ETH; IUB Ingenieur-Unternehmung AG Bern, Thunstrasse 2, 3000 Bern 6.

Internationales Symposium 2002 in Zürich
MODERNE METHODEN UND KONZEPTE IM WASSERBAU
Organisiert von der Versuchsanstalt für Wasserbau,
Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich und
dem Schweizerischen Wasserwirtschaftsverband



Ermittlung der Hubkräfte bei einem HYDROMATRIX® - Modul

Dr. Reinhard Prenner

Kurzfassung

In einem hydraulischen Modellversuch (Schnittmodell M = 1 : 12,5) wurden die auftretenden hydrodynamischen Vertikalbelastungen (Downpull) an einem sogenannten " HYDROMATRIX® - Modul " (6-Pack) bei unterschiedlichen Unterströmungszuständen bestimmt. Dieses Modul wird an Stelle des Dammbalkenverschlusses in das Wehrfeld einer bestehenden Stauanlage abgesenkt, wo es im Betriebsfall mittels kleiner eingebauter Matrixturbineneinheiten Strom erzeugt. Es muss aber auch im Notfall bei einem in Offenstellung blockierenden Wehrverschluss in das vom Hochwasser durchströmte Wehrfeld eingesetzt werden können. Die Versuchsdurchführung erfolgte an einem Plexiglasmodell (6-er Turbinen-Pack Modulausschnittes = 2 x 3 Turbinen), welches in einem 44 cm breiten Versuchskanal höhenmäßig verstellbar aufgehängt wurde. Unter Einhaltung eines konstanten Oberwasserspiegels wurden bei unterschiedlichen stationären Höhenpositionen (Spaltweiten) des Moduls die Hubkräfte gemessen und dabei der Unterwasserspiegel variiert. Die Untersuchung zeigte, dass in Abhängigkeit von der Höhenlage des Unterwasserspiegels einerseits ein freier Ausfluss bzw. anderseits ein rückgestauter Ausfluß mit Wechselsprung auftreten kann, welcher sich unterschiedlich auf die Hubkraftverläufe auswirkt. Die Auswertung der Ergebnisse erfolgt in Diagrammform, wobei die Hubkräfte in Abhängigkeit vom Unterwasserspiegel bzw. in Abhängigkeit von der Eintauchtiefe des Moduls dargestellt werden. Auf das Auftreten einer möglichen Schwingungsanfälligkeit der Konstruktion wird hier nicht eingegangen.

1. Einleitung und Ziel der Untersuchung

Allgemein: Die HYDROMATRIX® - Technologie (Abb. 1) der VA TECH HYDRO GmbH ist eine neue, innovative Methode der elektrischen Energieerzeugung durch den Einbau von vorgefertigten Matrix-Modulen in bestehende wasserbauliche Anlagen.

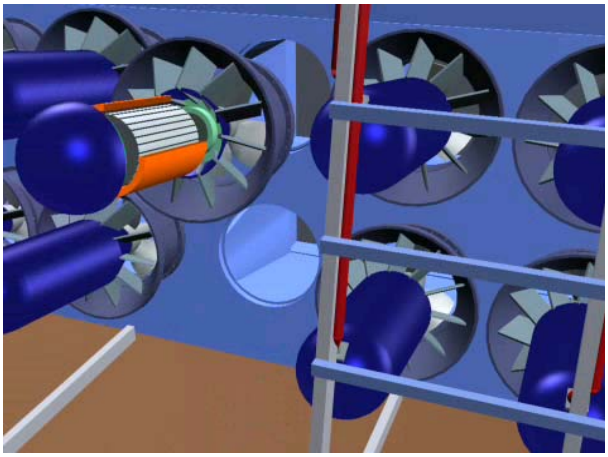


Abb. 1: Blick auf den Einlaufbereich eines HYDROMATRIX® - Moduls [1]

Die häufigsten Einsatzbereiche dieser Module ergeben sich durch die nachträgliche Ausrüstung von Stauanlagen, üblicherweise bei Wehranlagen, aber auch in Füll- und Ablaufkanälen von Schifffahrtsschleusen, sowie in Entnahmebauwerken von Stauseen für die Bewässerung und Trinkwasserversorgung. Die Konstruktion ist sehr anpassungsfähig und kann in relativ kurzer Zeit durch Werkvorfertigung kostengünstig realisiert werden. Diese wesentlichen Vorteile der HYDROMATRIX® - Technologie ermöglicht es dem Bauherrn Wasserkraftanlagen mit minimalen Umwelteinflüssen und extrem konkurrenzfähigen Kosten auch nachträglich zu verwirklichen.

Das Modul ist eine bewegliche Stahlkonstruktion (Abb. 2), die sich aus Einlaufrechen, rasterförmig angeordneten Generator- und Turbineneinheiten, sowie Saugrohren, welche in der Regel mit Verschlüssen ausgerüstet sind, zusammensetzt. Zusätzlich beinhaltet diese Konstruktion die notwendigen Schalt-, Steuer- und Hydraulikanlagen sowie bei Bedarf eine Klappe zur Hochwasserabfuhr.

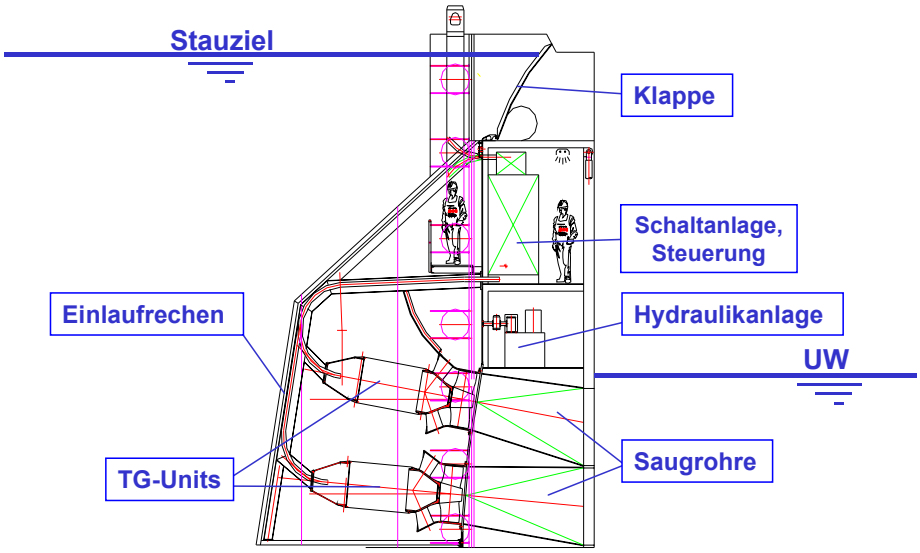


Abb. 2: Genereller Querschnitt eines HYDROMATRIX® - Moduls [2]

Im normalen Betriebsfall erfolgt eine Anhebung bzw. Absenkung der HYDROMATRIX® - Module bei geschlossenen Wehrverschlüssen (Drucksegmente) im ausgespiegelten Oberwasser (Stillwasser), was im Reparaturfall und bei Revisionsarbeiten vorteilhaft ist, es muß aber auch bei größeren Hochwasserabflüssen gezogen werden können.

Problem: Das gegenständliche Projekt befasst sich mit der nachträglichen Ausrüstung einer ca. 30 Jahre alten Staustufe am Ohio River in USA mit HYDROMATRIX® - Module, welche damals zur Wasserspiegelregulierung für die Schiffbarmachung des Flusses errichtet wurde. Die HYDROMATRIX® - Module werden bei einigen Wehrfeldern dieser Anlage an Stelle des Dammbalkenverschlusses eingesetzt und sollen neben der Energienutzung auch die Aufgaben eines Notverschlusses erfüllen. Zu diesem Zweck muß es bei einem klemmenden oder nur teilweise einfahrbaren Wehrverschluss in das vom Hochwasser durchströmte Wehrfeld abgesenkt werden können (Abb. 3).

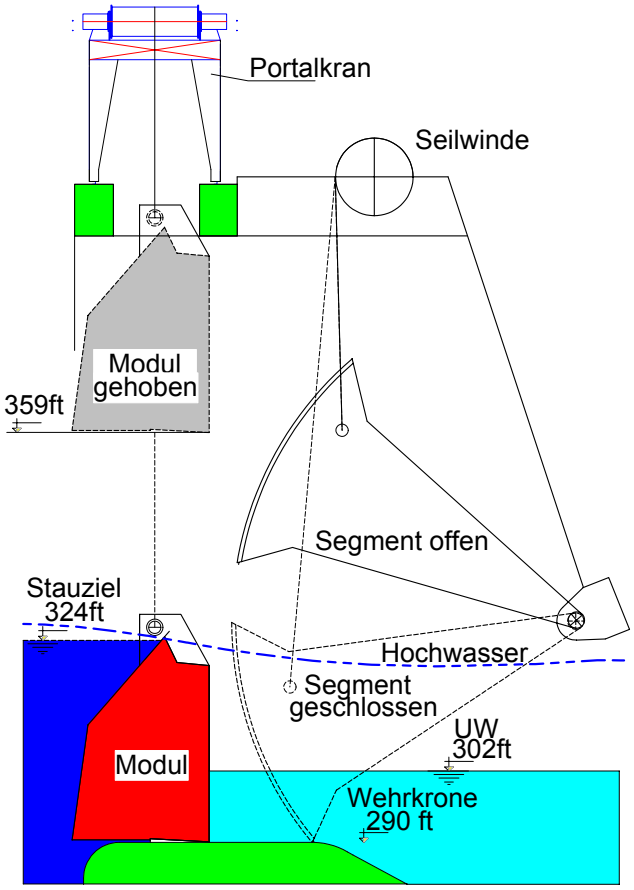


Abb. 3: Systemskizze der Wehranlage mit gehobenem und abgesenktem Modul

Dabei auftretende zu große Hubkräfte können zum Projektkiller werden, da die Erneuerung oder der Umbau der bestehenden Hebeeinrichtung (Portalkran) inklusive Tragwerk die Wirtschaftlichkeit des Gesamtprojektes in Frage stellt.

Die Firma VA TECH HYDRO GmbH hat nun das Institut für Konstruktiven Wasserbau der TU Wien mit der Durchführung eines hydraulischen Modellversuchs

zur Ermittlung der maximal auftretenden Hubkräfte beauftragt, da die hydrodynamischen Zusatzkräfte für das vorliegende Matrixmodul aufgrund seiner Komplexität und Eigenart auf rechnerischem Weg nicht ausreichend genau bestimmt werden können, beziehungsweise da es wegen der Neuheit der Konstruktion auch noch keine derartigen Untersuchungen gibt.

2. Beschreibung der Strömungsvorgänge

2.1 Derzeitiger Wissenstand

Über die beim Unterströmen eines Schützes auftretenden Sogkräfte gibt es eine ganze Reihe von wissenschaftlichen Untersuchungen und entsprechende Veröffentlichungen [3, Naudascher,1991]. Die Downpullkraft wird dabei im wesentlichen von der Form der Schützenunterseite und der Höhenlage des Unterwasserspiegels beeinflusst. Mit Hilfe von experimentell bestimmten Kraftbeiwerten, die in Abhängigkeit der relativen Schützenöffnung für unterschiedliche Schützenformen ermittelt wurden, kann man den zu erwartenden Downpull berechnen. Jedoch für die Beurteilung des quantitativen Einflusses dieser hydrodynamischen Kräfte auf die gegebene komplexe Konstruktion reichen diese Untersuchungen nicht aus. Die dort angeführten Unterscheidungen zwischen dem Abfluß in Form eines „free-surface flow“ und einer „submerged flow“ wurde auch bei den gegenständlichen Untersuchungen für das Hydromatrix® - Modul beobachtet.

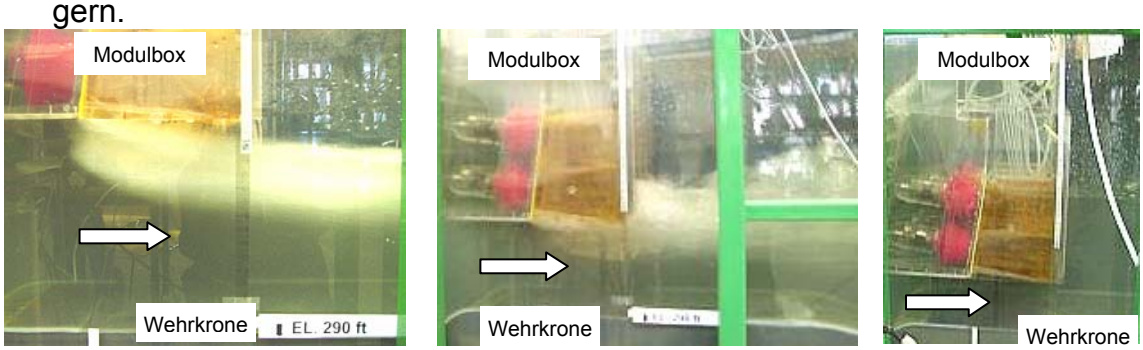
Erwähnenswert sind vielleicht noch die von Naudascher beobachteten sogenannten „Viskositätseffekte“ die bei der Strahlablösung an der Unterseite eines Schützes bei Unterströmung auftreten. Ganz allgemein bestimmt die Viskosität den Beginn, die Intensität und die Struktur der Turbulenz. Diese Effekte beeinflussen bis zu einer bestimmten kritischen Reynoldszahl der Unterströmung, die Druckverteilung an der Schützenunterseite und somit die Größe der Hubkräfte. Diese kritische Reynoldszahl - $Re_{kri} = 2 \cdot d \cdot v / \nu$ - mit „d“ als Spaltweite, „v“ als mittlere Strömungsgeschwindigkeit im Öffnungsspalt und „ν“ als kinematische Viskosität - liegt bei etwa $Re_{krit} \approx 1{,}3 \cdot 10^5$, bei deren Überschreitung im Modell naturähnliche Druckverteilungen zu erwarten sind.

Im Rahmen dieser Untersuchung wurden im Bereich der maximal auftretenden Hubkräfte aber auch bei den meisten anderen Unterströmungszuständen diese Bedingung erfüllt. Dazu wird angemerkt, dass in den hier durchgeführten Versuchen andere Voraussetzungen gelten, und zwar, dass die Anströmung durch die Stahlfachwerkkonstruktion im Einlaufbereich (Turbulenzgitter) konstruktionsbedingt eine höher entwickelte Turbulenz aufweist als jene im Buch von Naudascher erwähnte. Aus diesem Grund können Viskositätseffekte auf den Hubkraftverlauf mit hoher Wahrscheinlichkeit ausgeschlossen werden.

2.2 Unterströmung des Matrixmoduls

In Abhängigkeit von der Höhenlage des Unterwasserspiegels konnten beim HYDROMATRIX® - Modul drei verschiedene Abflusszustände und damit unterschiedliche Charakteristiken der Hubkraftverläufe beobachtet werden.

- **Zustand 1:** Tiefliegender Unterwasserspiegel – der Ausfluß erfolgt ab der Dichtungsebene (Saugrohrbeginn) in Form eines freien Schussstrahles (Abb. 4). Alle Bauteile, die vor der Dichtungsebene liegen (Einlaufrechen, Generatorbirne der Matrixturbine, Einlauftrompete etc.), werden durch- bzw. umströmt, die dabei hervorgerufenen Druck- bzw. Sogkräfte erzeugen hydrodynamische Zusatzkräfte.
- **Zustand 2:** Hier liegt der Unterwasserspiegel so hoch, dass der Schussstrahl gerade am unterwasserseitigen Saugrohrende anschlägt (Abb. 4). Infolge der Strömungsumlenkung im Saugrohrbereich entstehen zusätzliche Unterdrücke und damit noch größere Downpullkräfte. Die Energieumwandlung im Unterwasser mit ihrer starken Wellenbildung verursacht zusätzlich große Auftriebsschwankungen am Modul welche damit die maximalen Hubkräfte bei dieser Unterströmungsform auslöst.
- **Zustand 3:** Das Modul ist unterwasserseitig vollkommen eingestaut, wodurch sich die Hubkräfte durch das Wirken größerer Auftriebkräfte verringern.



Zustand 1: Freier Ausfluss | Zustand 2: Rückgestauter Ausfluss | Zustand 3: UW höher

Abb. 4: Unterströmungszustand 1, 2 und 3

Der dynamische Anteil ist in diesem Zustand relativ groß, womit auch eine Schwingungsanregung für einen Einmasseschwinger (Matrixmodul mit elastischer Seilaufhängung) vorstellbar ist. Vor allem bei einem gleichmäßigen Wellenanschlag von Unterwasserseite sind Resonanzerscheinungen möglich. Andererseits ist jedoch bei einem ca. 34 m breiten Wehrfeld eine ungleichmäßige, disperse Wellenstruktur zu erwarten, die eher dämpfend wirkt.

3. Experimentelle Untersuchungen

3.1 Versuchsaufbau

Das Schnittmodell im Maßstab 1:12,5 wurde in einer neu errichteten Versuchsrinne mit einer Breite von 44 cm, einer Höhe von 150 cm und einer nutzbaren Länge von etwa 15 m in der Versuchshalle des Wasserbaulabors (Adolf-Blamauergasse 1-3, 1030 Wien) des Instituts für Konstruktiven Wasserbau der

Technischen Universität Wien aufgebaut (Abb. 5). Eine Rinnenwandseite wurde über eine Teilstrecke transparent ausgeführt, um das Abflussgeschehen des in diesem Bereich plazierten Modulkastens (6-Pack) ungehindert beobachten zu können.

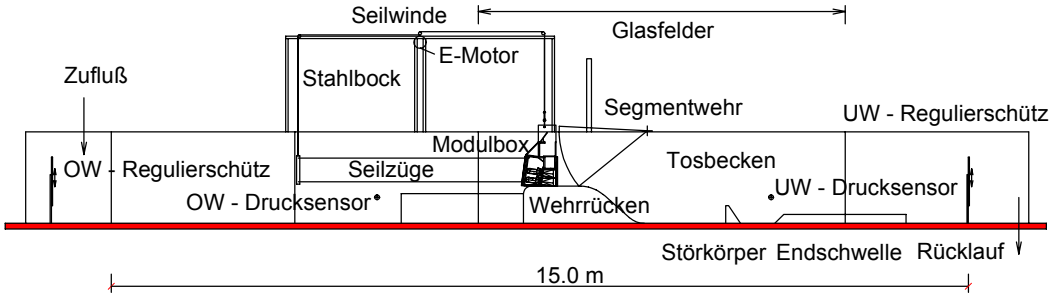


Abb. 5: Versuchsaufbau

Bei einem Modellmaßstab von 1:12,5 konnte man einerseits einen maximalen Durchfluß von 600 l/sec optimal nutzen, andererseits werden bei einem solchen Modellmaßstab in der Natur auftretende dynamische Vorgänge im Modell sehr gut nachgebildet. Die Wehrschwelle, das ziehbare Drucksegment und das Tosbecken inklusive Störkörper wurden in der neu errichteten Rinne fix montiert. Im Plexiglasmodell wurde ein Ausschnitt von 3 Turbinenachsen der aus 17 Turbinenachsen bestehenden Großausführung nachgebildet (Abb. 6).

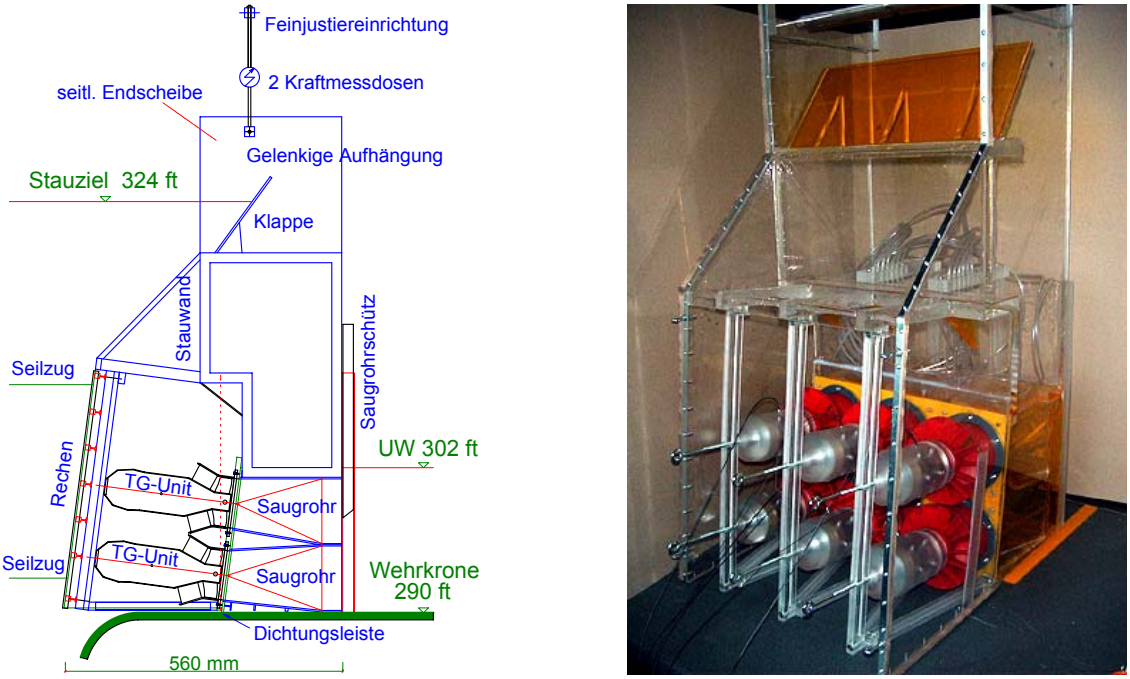


Abb. 6: Schnitt und Ansicht des Modellmodulkasten

Der Modulkasten wurde an einer Tragkonstruktion beidseitig mittels Stahlseilen und je einem Kraftaufnahmesensor zur Registrierung der Hubkräfte aufgehängt.





Abb. 7: Ansicht Versuchsstand und Blick auf eingebauten Modulkasten von OW

Eine elektrische Seilwinde ermöglichte die stufenlose Positionierung der Höhenlage des Modulkastens. Zur Verhinderung der Auslenkung des Moduls aus der vertikalen Lage durch den Wasserdruck wurde dieses durch Seile in Richtung Oberwasser horizontal abgespannt (Abb. 7). Die Höhenlage dieser horizontalen Abspannvorrichtung war an die jeweilige vertikale Position des Modellkastens gekoppelt. Durch die momentenfreie Abtragung der Horizontalkräfte war es möglich, nur die vertikalen auf das Modul wirkenden Kräfte zu messen.

3.2 Versuchsdurchführung

Der Versuchsaufbau und die Durchführung erfolgte nach dem Froudeschen Ähnlichkeitsgesetz [4]. Es wurde der sogenannte Notfall simuliert, in dem eine Funktionsstörung des Drucksegmentes in totaler Offenstellung auftritt und das Modul als Notverschluss gesetzt werden muss. Das Modell wurde bei geschlossenen Saugrohrschützen in unterschiedlichen stationären Offenstellungen (Spaltweiten) gehalten und die Hubkräfte über eine längere Zeitdauer registriert. Modellherstellungsbedingte Auftriebsvergrößerungen wurden rechnerisch im Meßprogramm kompensiert. Gleichzeitig wurden der Ober- und Unterwasserspiegel über Druckmessdosen aufgezeichnet, wobei der Oberwasserspiegel auf einem konstanten Stauziel gehalten wurde. Der Unterwasserspiegel wurde stufenweise bis zum freien Unterströmungszustand abgesenkt.

3.3 Versuchsergebnisse

Bei der Unterströmungsform 1 entsteht eine vom Durchfluss abhängige relativ konstante Sogkraft, die ungefähr die Hälfte des Eigengewichts des Moduls beträgt (Abb. 8).

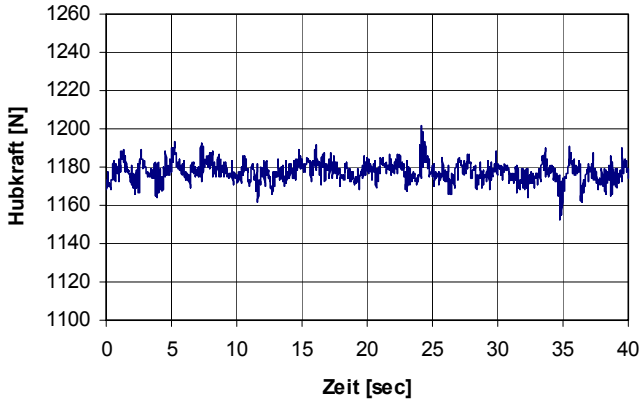


Abb. 8: Hubkraftmessung bei 28 cm Spaltweite, freier Ausfluß (Zustand 1)

Die größten Sogkräfte ergeben sich beim Unterströmungszustand 2, wenn der Schussstrahl unter dem Matrixmodul, bedingt durch die Höhenlage des Unterwasserspiegels, am Saugrohrende anschlägt.

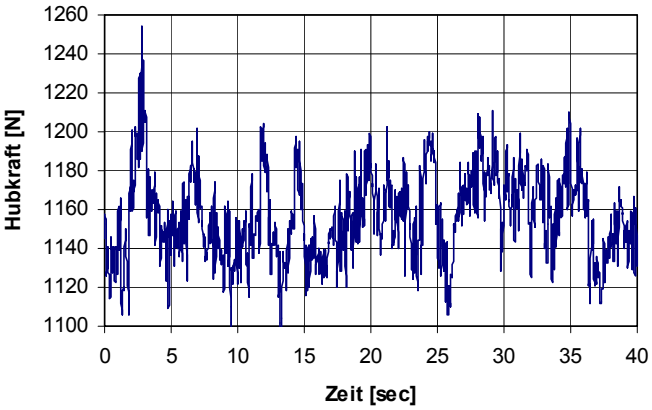


Abb. 9: Hubkraftmessung bei 28 cm Spalt, rückgestauter Ausfluß (Zustand 2)

In diesem Grenzzustand bildet sich am Saugrohrende ein rückgestauter Wechselsprung, dessen starke Wellenbildung seinerseits eine große Dynamik der Hubkräfte hervorruft (Abb. 9).

Eine Zusammenstellung der Meßergebnisse der maximalen Hubkräfte bei unterschiedlichen Spaltweiten in Abhängigkeit vom UW-Stand auf die Naturgrößen umgerechnet zeigt Abb. 10.

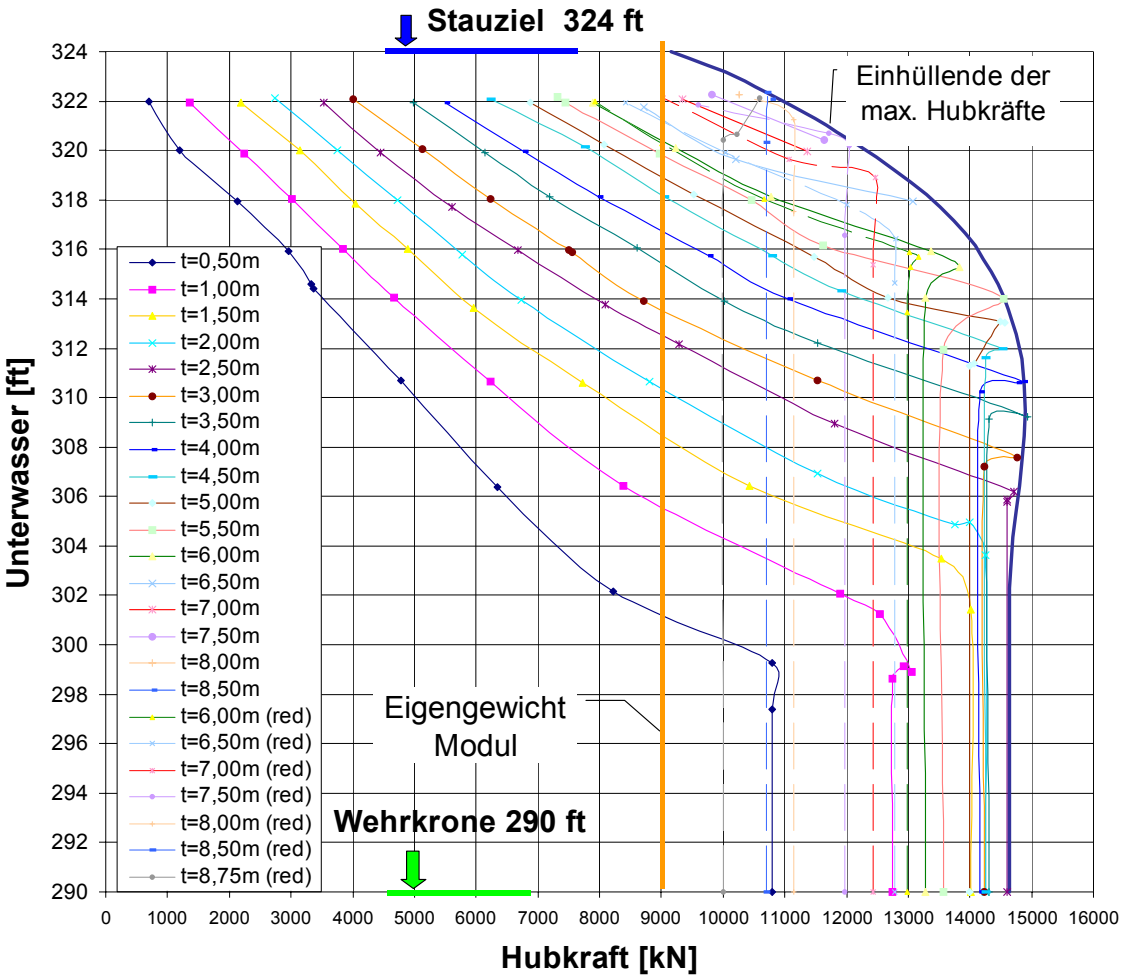


Abb. 10: Maximale Hubkräfte bei verschiedenen Spaltweite und UW-Spiegeln

Die größte Hubkraft von 1.254 N (Eigengewicht 760 N) wurde im Modell im Grenzzustand 2 bei einer Spaltweite von 28 cm und einem Unterwasserspiegel von 46,9 cm über der Wehrschwelle gemessen. Bei Spaltöffnungen größer als 48cm (6,00 m in Natur) traten aufgrund der großen Durchflüsse hohe Wellenbildungen im Zufluss auf, daher wurden diese mit einer um 20 cm reduzierten Modulpositions- und Spiegelhöhe durchgeführt.

In Abb. 11 sind die Einhüllenden der auf die Großausführung umgerechneten minimalen, mittleren und maximalen Hubkraftverläufe dargestellt, um den dynamischen Charakter des Schwankungsbereich der gemessenen Hubkräfte zu verdeutlichen.

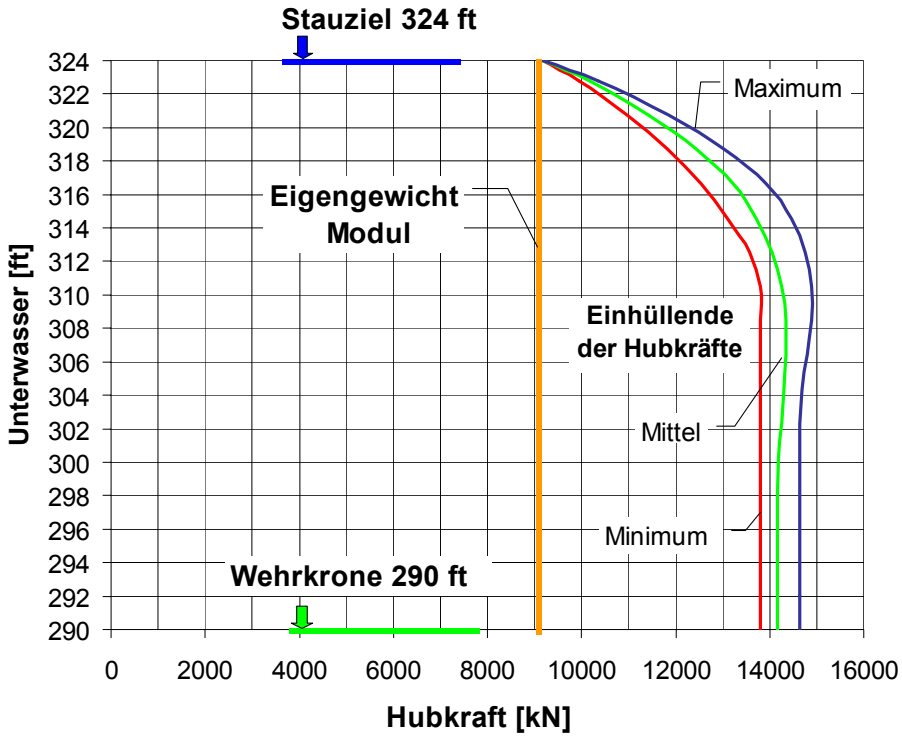


Abb. 11: Einhüllende der minimalen, mittleren und maximalen Hubkräfte

In Abb. 12 ist für einen bestimmten Unterwasserspiegel (UW 322 ft) die minimale, mittlere und maximale Hubkraft bei unterschiedlichen Offenstellungen des HYDROMATRIX® Moduls wiedergegeben. Die einzelnen Punkte repräsentieren die Modellmessungen bzw. auf die Natur umgerechneten Werte, die durchgezogenen Linien sind die an diese Messwerte angepassten Hubkraftverläufe.

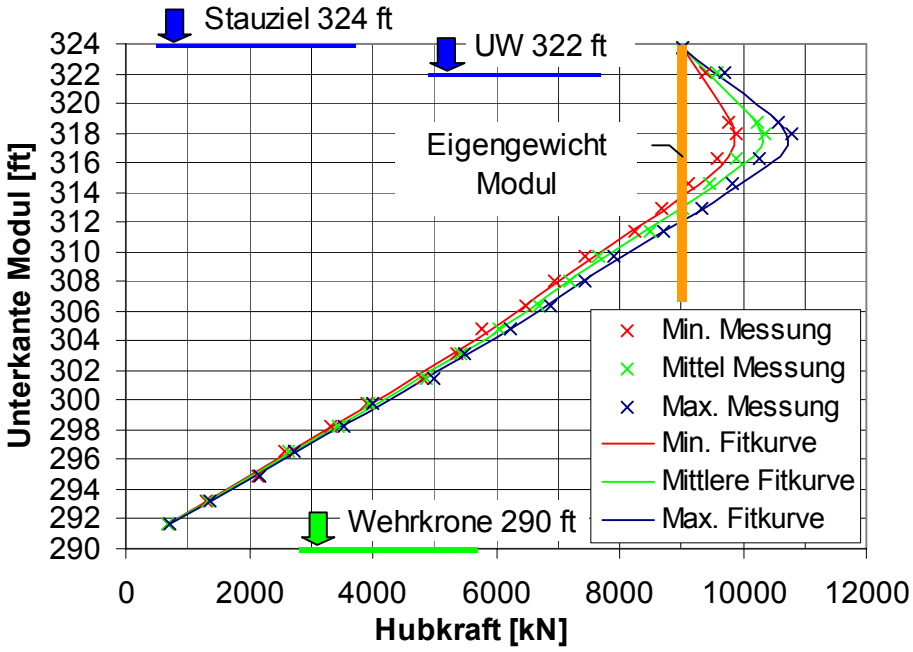


Abb. 12: Minimale, mittlere und maximale Hubkräfte bei UW 322 ft in Abhängigkeit von der Höhenposition des Moduls

Bei den praxisrelevanten, üblicherweise bei Hochwasserwellendurchgängen auftretenden höheren Unterwasserständen können somit folgende maximale dynamische Vergrößerungsfaktoren bei einem Eigengewicht des Moduls von 9.000 kN ermittelt werden (Tab. 1).

Unterwasserstand [EL ft]	Spaltweite [m]	Maximale Hubkraft [kN]	Hydrodynamischer Vergrößerungsfaktor
322	8,40	10.72	1,191
320	7,50	11.46	1,273
318	6,60	12.72	1,413
316	6,20	13.18	1,464
314	5,50	13.92	1,546
309.2	3,50	max. 14.93	1,659

Tab. 1: Dynamische Vergrößerungsfaktoren für verschiedene UW-Stände

4. Zusammenfassung

In der durchgeführten Untersuchung wurden die Hubkräfte eines Schnittmodells (6-Pack) eines Hydromatrix® - Moduls – der zur Energienutzung bzw. auch als Notverschluss dienen soll – experimentell bestimmt. In Abhängigkeit der Lage des Unterwasserspiegels zur Modulunterseite konnten verschiedene Unterströmungsformen beobachtet werden. Bei Unterströmungsform 1 erfolgt der Ausfluß in Form eines freien Schußstrahles ab der Dichtungsebene der Konstruktion. Hierbei wirkt rund 0.5 des Eigengewichts des Moduls als hydrodynamische Zusatzkraft. Bei Unterströmungsform 2 fängt sich der Schußstrahl am Saugrohrende, die dabei entstehenden Sogkräfte im Saugrohrbereich bzw. die durch die starke Wellenbildung der Energieumwandlung induzierten Auftriebsschwankungen, rufen die maximale Hubkraft in der Größe von rund 0,57 des Eigengewichts der Konstruktion hervor. Im Zustand 3 erhöhen sich mit zunehmendem Einstau die Auftriebskräfte, was folglich zu einer Verringerung der Hubkräfte führt. Untersuchungen bezüglich der Schwingungsanfälligkeit des Modulkastens werden in einer späteren Veröffentlichung behandelt.

Literatur:

[1] www.vatech.at: “Products & Services, HYDROMATRIX™”, 2001

[2] VA Tech Hydro: “HYDROMATRIX™ – Product Information”, S. 1 - 27

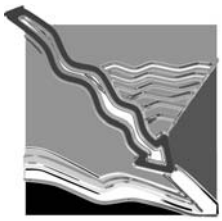
[3] Naudascher E.: “Hydrodynamic Forces”, 3. Hydraulic Structures Design Manual IAHR, Balkema, Rotterdam 1991.

[4] Kobus, H.: “Wasserbauliches Versuchswesen”, Mitteilungsheft Nr. 4, Deutscher Verband für Wasserwirtschaft, 1978

Autor

Dr. Reinhard Prenner, Institut für Konstruktiven Wasserbau,
Technische Universität Wien, A-1040 Wien, Karlsplatz 13, Austria
E-mail: Reinhard.Prenner@kw.tuwien.ac.at

Internationales Symposium 2002 in Zürich
MODERNE METHODEN UND KONZEPTE IM WASSERBAU
Organisiert von der Versuchsanstalt für Wasserbau,
Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich und
dem Schweizerischen Wasserwirtschaftsverband



Modernisierung des Westharz-Talsperrensystems Beispiel Sösetalsperre - Ersatz der Grundablässe

Dipl.- Ing. Frank Campen

1. Entwicklung der Harzwasserwerke

Verheerende Hochwasser um die Jahreswende 1925/26 sowie eine Typhusepidemie, die 1926 im Leinegebiet 260 Todesopfer forderte, führten 1928 zur Gründung der Harzwasserwerke der Provinz Hannover (HWW). Ziel der HWW war die Umsetzung des in den 20er Jahren entwickelten wasserwirtschaftlichen Konzeptes für das niederschlagsreiche Westharzgebiet. Dieses sah die Nutzung der Harzhochwässer zu Zwecken der Wasserversorgung, Niedrigwasseranreicherung und Energieerzeugung vor.

Talsperre		**Söse**	**Oder**	**Ecker**	**Oker**	**Innerste**	**Grane**
Absperrbauwerk		Dämme mit Betonkern		Gewichtsmauer aus Beton	Bogenmauer *	Dämme mit bituminöser Oberflächendichtung	
Stauraum	Mio. m³	25,5	30,6	13,3	47,4	20,0	46,4
Einzugsgebiet	km²	49	52 + 22*	19	85	96	22 + 205**
Mittl. Jahresabfluss	Mio. m³	39	54	16	75	60	15
Ausbaugrad	%	65	57	83	72	42	309
Fertigstellung	Jahr	1931	1934	1942	1956	1966	1969
Nutzungen	Hochwasserschutz	■	■	■	■	■	■
	Niedrigwasseraufhöhung	■	■	■	■	■	■
	Wassersport		■		■	■	
	Stromerzeugung	■	■	■	■	■	■
	Wasserversorgung	■		■	■	■	■
Überleitung			Von Sperrlutter,Breitenbeek		Zur Grane	Zur Grane	Von Oker, Innerste, Radau, Gose
Entnahmerechte für Wasserversorgung	Mio. m³/a	17,2		14	24**	12**	46 (inkl. Überleitungen

*mit aufgesetzter Gewichtsmauer ** Überleitungen

Tabelle 1: Daten der Talsperren

Die Tradition des Talsperrenbaus reicht im Harz mehr als 450 Jahre zurück. Viele der alten wasserbaulichen Anlagen werden heute als Kulturdenkmal von der HWW unterhalten.

Mit der Sösetalsperre bei Osterode wurde die Entwicklung des Talsperrensystems begonnen. Vom ersten Wasserwerk am Dammfuß wurde eine erste Transportleitung in das Wassermangelgebiet des Harzvorlandes bis nach Bremen gebaut.

Weitere Transportleitungen ergeben ein System von über 500 km Länge. Die Leitungen haben Durchmesser bis DN 1000. Aus dem regionalen Verbundsystem (Bild 1) werden über 2 Millionen Menschen in Norddeutschland mit dem von Natur aus weichem Trinkwasser versorgt.



Bild 1: Trinkwasserversorgungssystem

Mit steigendem Wasserbedarf mussten zusätzliche Wasserwerke innerhalb des Versorgungsgebietes unter Nutzung von Grundwasservorkommen erschlossen werden. Die Harzwasserwerke verfügen über eine Lieferkapazität von 100 Mio.m³/a. Die Wassersparmaßnahmen der letzten Jahre haben zu einer Reduzierung der Liefermenge an die Endverteiler auf 78 Mio.m³/a geführt. Auch mit dem niedrigen Trinkwasserverkaufspreis von im Durchschnitt 0,36 €/m³ konnte diese Tendenz nicht gebremst werden.

Mit den Erträgen aus frei ausgehandelten Wasserlieferungsverträgen und dem Stromverkauf wurde der Systemaufbau finanziert. Für den Bau der Talsperren wurde ein Zuschuss von rd. 25 Mio. € gewährt. Neben dem Bau und Betrieb der 6 Talsperren, 7 Wasserwerke, 8 Wasserkraftanlagen, des Transportleitungs-systems mit 10 Hochbehältern erfolgt seit 1991 die Unterhaltung des Kulturdenkmals „Oberharzer Wasserregal“.

Das Unternehmen beschäftigt ca. 230 Mitarbeiter und erwirtschaftet einen Jahresumsatz von rund 33 Mio. € (2001).

Die HWW wurden 1996 nach einem Bieterwettbewerb und der Umwandlung einer Anstalt des öffentlichen Rechts in eine GmbH mit dem vollständigen Verkauf der Geschäftsanteile an ein Konsortium norddeutscher Versorgungsunternehmen privatisiert. Eigentümer sind verschiedene Großstädte (anteilig 47 %), Verbände/Gemeinden (25 %) und Energieversorger (28 %).

2. Modernisierungsprogramm

Parallel mit der Optimierung der Wasserwerke werden die technischen Anlagen modernisiert und an den Stand der Technik angepasst. Exemplarisch für den Bereich der Talsperren wird der Umfang der Modernisierung wesentlicher Betriebseinrichtungen der Entnahmeanlagen in Tabelle 2 dargestellt.

Talsperre	Einlauf-rechen	Revisions-verschluss	Rohrbruch-sicherung	Rohrleitung	Regulier-organ
Söse	1995 überholt	2001 Neu-konstruktion	2001/2002 Ersatz	1999/2001 Ersatz	1999/2001 Ersatz
Oder	1989 überholt	1997 Neu-konstruktion	2002 Ersatz	2002 Teilumbau in Planung	1996/97 überholt
Ecker	1994 Tauch-roboter	1997 überholt	2001 Umbau	(2003) Korrosions-schutz	(2003) in Planung
Oker **KWL**	1991 überholt	1991 überholt	1998 Ersatz	1998 ZM-Auskleidung	1998 überholt
GA	1994 Tauchroboter	1996 verstärkt	1996 Ersatz	1996 Korrosions-schutz	2000 Ersatz
Innerste **KWL**	1996 Inspektion Taucher	1997 KWL überholt	(2003) in Planung	(2003) in Planung	(2003) in Planung
GA		1996 GA Ersatz			
Grane	1996 Neu-konstruktion	1996 über-holt	1997 über-holt	1991 Korrosions-schutz	2002 Ersatz

KWL Kraftwerksleitung GA Grundablaß ZM Zementmörtelauskleidung

Tabelle 2: Stand der Modernisierung wesentlicher Betriebseinrichtungen

Die Rohrbruchsicherungen schließen automatisch bei Überschreitung der zulässigen Fließgeschwindigkeit oder Flutung der Stollen. Daneben kann von den dezentralen Leitständen aus das Schließen erfolgen. Die Öffnung der Ringkolbenventile und Fallgewichtsklappen ist nur über Steuerschränke am Einbauort möglich. Die örtliche Kontrolle durch einen Mitarbeiter ist so gewährleistet. Diese Vorgehensweise stellt die Verkehrssicherung in einem relativ stark genutzten Erholungsgebiet sicher.

3. Sösetalsperre

Die im Südharz in den Jahren 1928 – 1931 errichtete Sösetalsperre (Bild 2) liegt oberhalb der Kreisstadt Osterode. Das Wassereinzugsgebiet erstreckt sich in den Nationalpark Harz. Die überwiegenden Flächen werden forstwirtschaftlich genutzt.

Das Abwasser der im Einzugsgebiet liegenden Orte Riefensbeek und Kamschlacken wird über eine Abwasserringleitung der HWW aus dem Einzugsgebiet zu einer zentralen Kläranlage geleitet.

3.1. Hauptdaten

Stauraum

Höchstes Stauziel	327,27	m ü. NN
Stauziel	326,50	m ü. NN
Gesamtstauraum	26,25	hm³
Stauraum	25,50	hm³
Speicheroberfläche (bei höchstem Stauziel)	1,24	km²

Hauptabsperrbauwerk

Höhe	56,00	m
Kronenlänge	485,00	m
Kronenbreite	9,00	m
Bauwerksvolumen	1.9	Mio. m³
Dammböschung		
wasserseitig	1 : 2,00 / 1 : 2,50	
luftseitig	1 : 1,75 / 1 : 2,00	

Nutzungen

Ausbauleistung	1,55	MW
Jahresarbeitsvermögen	2,81	GWh
Abgabe zur Abflusserhöhung	22,00	Mio. m³/a

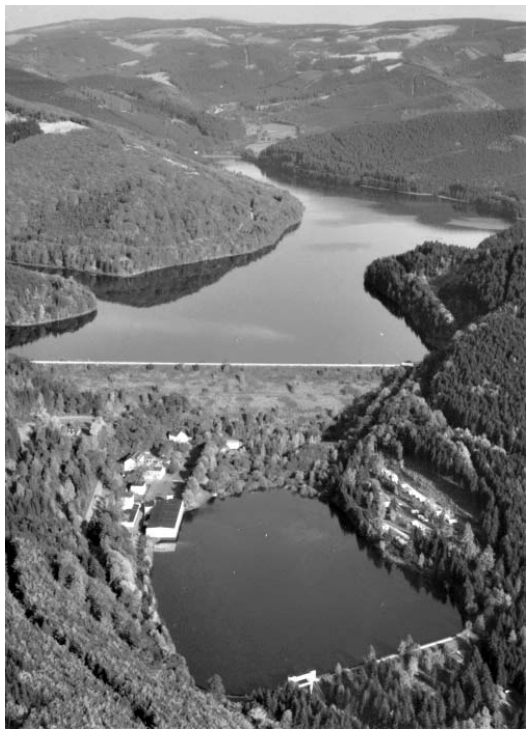


Bild 2: Sösetalsperre

3.2. Bauweise

Der Steinschüttdamm ist mit einer innen liegenden Betondichtung (Bild 4) errichtet. Zusätzlich wurde wasserseitig der Betondichtung bindiges Material als zusätzliche Dichtung eingebaut.
Der Betonkern ist in Blöcke unterteilt. In den Blockfugen sind befahrbare Kontrollschächte angeordnet, in denen u. a. die Verformung des Betonkerns überwacht wird. Der Zugang zu den Schächten erfolgt von der befahrbaren Dammkrone mit einem mobilen Schachtbefahrgerät (Fahrstuhl). Die Schächte enden jeweils im Kontrollgang.
Zugänge zum Kontrollgang bestehen auf der rechten und linken Seite der Dammkrone und am Dammfuß. Zwei Betonstollen in der Dammaufstandsfläche dienen als Grundablassstollen mit Einlaufstollen und Rohrstollen. Hinter dem Betonkern liegt eine Stahlrohrleitung im Rohrstollen. Von den Grundablässen zweigen erdverlegte Rohwasserleitungen (Bild 3) zum Kraft- und Wasserwerk ab.
Für die kontrollierte Hochwasserableitung ist am linken Hang als Hochwasserentlastungsanlage eine Überlaufschwelle angeordnet. Über eine Schussrinne wird das Wasser in das Ausgleichbecken abgeführt.

3.3. Sanierungsbedarf

In den Jahren 1980 bis 1986 wurden an der Sösetalsperre umfangreiche Sanierungsarbeiten u. a. zur Reduzierung der Durchsickerung der Dichtung und Ergänzung der Untergrundverpressung durchgeführt. Der Betonkern wurde systematisch verpresst. Trotz erheblicher Zementaufnahme wurde keine Reduzierung der Wasserdurchlässigkeit erreicht. Zur Lokalisierung der Durchsickerungsstellen wurden sechs Durchbrüche vom Kontrollgang aus in die luftseitige Schüttung ausgeführt. Unter Anwendung des Soilcrete-Verfahrens wurde in die wasserseitige Lehmvorlage der Betonkerndichtung eine plastische Dichtungswand geschaffen. Hierbei wurde ausschließlich in den undichten Blöcken durch Hochdruckinjektion eine Zement/Bentonit-Suspension eingebracht. Hierdurch gelang eine Reduzierung des Sickerwassers um 90 bis 95 %. Mit einer systematischen Untergrundverpressung wurde eine Reduzierung der Wasserdrücke in 20 bis 30 m Tiefe um bis zu 80 % erreicht.

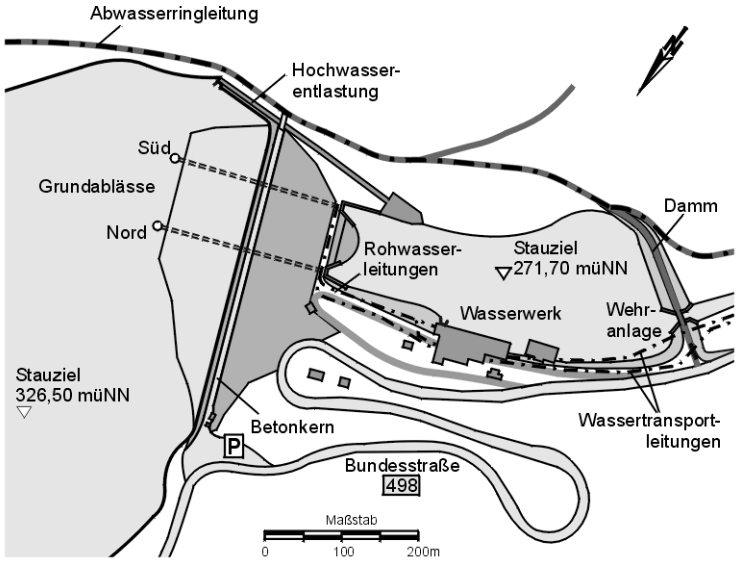


Bild 3: Sösetalsperre- Lageplan Absperrbauwerk und Wasserwerk

Das 1991 ersetzte Einlaufbauwerk der Hochwasserentlastungsanlage ist für einen Bemessungsabfluss (HQ_{1000}) von 90 m³/s dimensioniert.

Untersuchungsergebnisse der Betonstollen weisen Schwankungen der Druckfestigkeiten im Bereich von 11 bis 35 N/mm² auf. Die geringen Festigkeiten werden auf die Umstände der Betonherstellung zurückgeführt. Der Betoneinbau erfolgte als Stampfbeton. Die Konstruktionen sind als unbewehrter Massenbeton angelegt. Statische Berechnungen unter Berücksichtigung der ermittelten Betonqualitäten haben einen Handlungsbedarf für die Rohrleitungsfestpunkte aufgezeigt.

Die Überprüfung der Stahlrohrleitungen zeigte Fehlstellen im Bereich der Schweißnähte. Exemplarisch konnte eine Schweißnaht nach der Reinigung mit einer Büroklammer durchstoßen werden.

Die Armaturen im Rohrleitungssystem waren nach z. T. 70-jährigem Betrieb stark korrodiert und schwergängig. Die Ringkolbenventile konnten nur unter Ausnutzung der hydrostatischen Kräfte mit den Antrieben gefahren werden. Ein Schließen der Ringkolbenventile bei entleerter Rohrleitung war damit nur eingeschränkt möglich.

Die Tosbecken zeigen in der Felssohle eine mehrere Meter Tiefe Kolkbildung.

3.4. Ersatz der Grundablässe

Der für den Wasserwerksbetrieb erforderliche Wasservorrat in der Talsperre verhindert einen Abstau des Staubeckens zur Ausführung von Arbeiten in/am Absperrbauwerk. Die beiden Grundablässe der Sösetalsperre verlaufen an den Fußpunkten der Hänge. Wasserseitig des Stollens ist ein Einlaufturm angeordnet.

Bei einem Tauchereinsatz in den Jahren 1959/1960 erfolgte die Demontage der Zylinderschütze, mit denen die wasserseitigen Stollen im Kopf des Einlaufturms verschlossen werden sollten. Die entstandene Einlauföffnung wurde mit einem Grobrechen verschlossen. Nach Demontage dieses Rechens besteht für Taucher die Einstiegsmöglichkeit in die Einlaufstollen. Die Taucherarbeiten wurden veranlasst, um die Rohrbruchsicherungen auszuwechseln, die bis 1959/60 in unterschiedlicher Bauweise (Kugelhahn- bzw. Keil- und Walzenschiebern (DN 900)) in beiden Stollen bestand. Der Einbau der Fallgewichtsklappen erforderte das Setzen eines temporären Verschlusses. Dieser Revisionsverschluss wurde als Stahlkugel mit einem Durchmesser von 1,80 m ausgeführt. Als weitere sicherheitstechnische Maßnahmen wurde das zugängliche Rohr bis zur Fallgewichtsklappe mit einem Schutzrohr gesichert. Eine Revisionsmöglichkeit bestand nicht.

Instandsetzungsarbeiten an anderen Bauwerken der Sösetalsperre waren Anlass, den Zustand der Betoneinlaufstollen mit einem Tauchereinsatz im Jahr 1995 zu überprüfen. Nach der Untersuchung von Bohrkernen konnte die Standsicherheit der Stollen unter den gegebenen Betriebsverhältnissen nachgewiesen werden. Bei Funktionsprüfungen und Begehungen wurden jedoch Schäden an den luftseitigen Stahlrohrleitungen und den Armaturen festgestellt. Der Ersatz dieser Komponenten einschl. der 40 Jahre alten Fallgewichtsklappen, die sich betrieblich bewährt haben, erforderte den Einsatz eines Revisionsverschlusses.

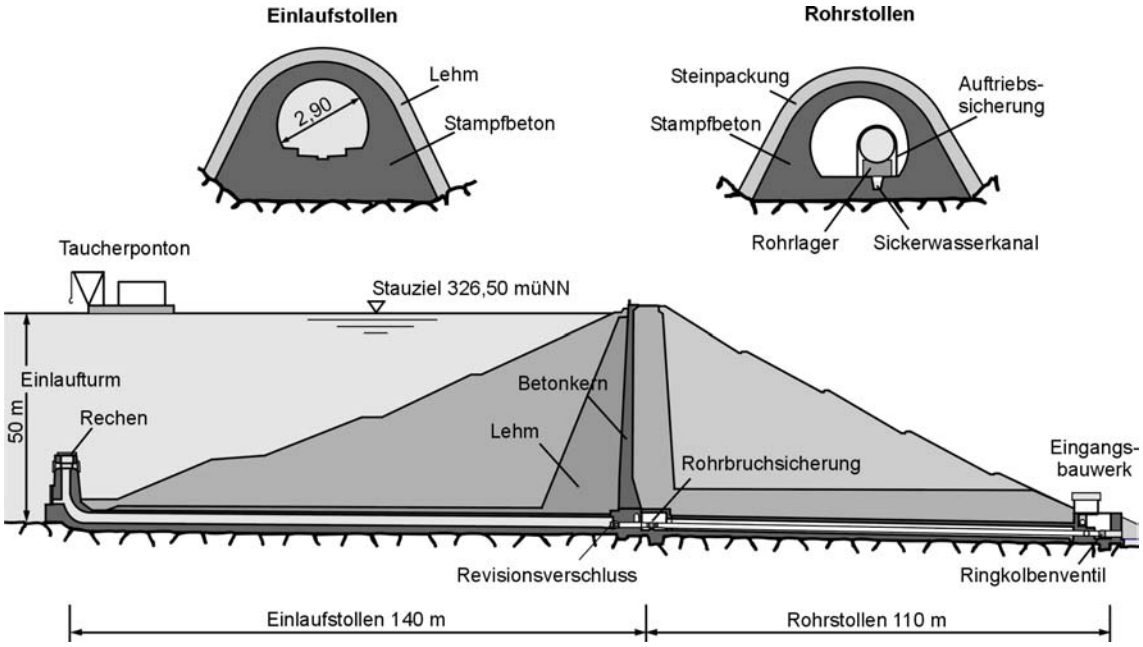


Bild 4: Sösetalsperre- Absperrbauwerk mit Grundablass

Die statische Überprüfung des Kugelrevisionsverschlusses (Lastfall Vollstau) zeigte Defizite im Bereich der Lastübertragung. Nach den Ergebnissen war ein erneuter Einsatz nicht möglich.
Nach Vorgesprächen mit Tauchunternehmen und erster Kostenschätzungen wurde unter Berücksichtigung der ständigen Betriebsbereitschaft eines Grundablasses die Reihenfolge der Umbauarbeiten gegen die Fließrichtung festgelegt.

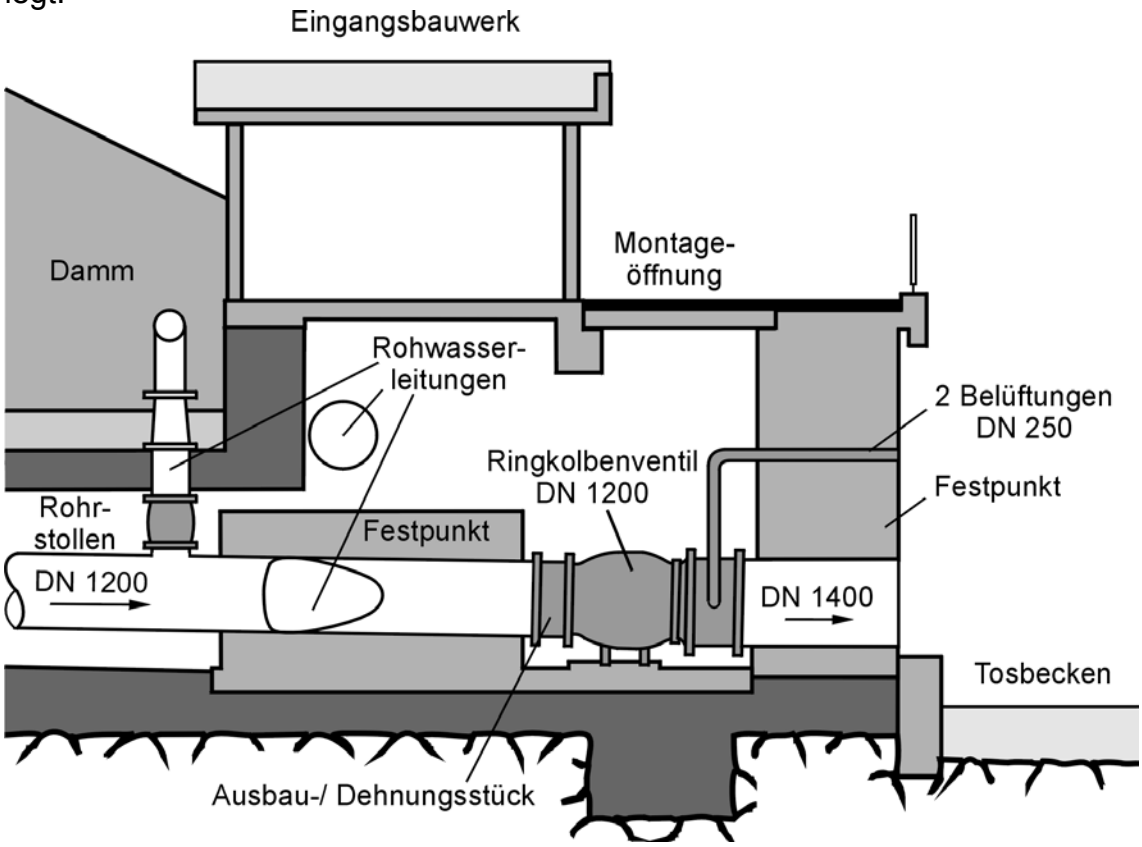


Bild 5: Eingangsbauwerk mit Ringkolbenventil

Das Ringkolbenventil im nördlichen Grundablass wurde 1999 ersetzt. Hierzu erfolgte der Teilabriss des Auslaufbauwerkes.
Bei dem Neubau werden die Wasserdruckkräfte in luftseitigen Stahlbetonfestpunkten innerhalb der Wandscheibe aufgenommen. Die Decke der Armaturenkammer ist mit Schwerlastverkehr befahrbar. Zusätzlich zu Montageöffnungen wurde ein neues Eingangsbauwerk mit Treppenhaus errichtet.
Die Stahlbetonarbeiten an Auslaufbauwerk und Festpunkten konnten teilweise parallel mit der Montage der Stahlrohrleitung DN 1200 PN 16 durchgeführt werden. Je Rohrleitung sind drei Ausbau/- Dehnungsstücke eingebaut. Das erste zwischen Ringkolbenventil und Festpunkt mit Abzweig zum Wasserwerk, das zweite in der Mitte der 110 m langen Rohrleitung. Für Revisionsarbeiten ist zusätzlich ein Ausbaustück luftseitig der Fallgewichtsklappen mit einem kurzen Rohrschuss kombiniert. Nach Demontage schafft diese Konstruktion bei Arbeiten an den Klappen bzw. beim durchgeführten Relining des Mauerrohres den entsprechenden Arbeitsraum. Automatische Be- und Entlüftungsventile sind direkt hinter den Fallgewichtsklappen eingebaut. Die Anschlussstutzen der Be- und Entlüftungsventile sind als zusätzliche Mannlochdeckel vorgesehen. Die

Auftriebssicherung bei Flutung des Stollens ist mit den Rohrauflagern kombiniert. Die verzinkten Stahlbügel sind mittels Bolzen mit den Fußplatten in der Betonsohle verankert. Das Gleitlager aus 5 mm starken Elastomer-Folien liegt in Betonfertigteilen. Die Rohrlager können bis auf die einbetonierten Grundplatten demontiert werden.
Beim Grundablass Süd konnte der Transport der 12 m langen Rohrschüsse nach dem Abbruch des Auslaufbauwerkes erfolgen.

Der Anschluss der Rohrleitung erfolgte zunächst an die alten Fallgewichtsklappen. Die Schweißarbeiten folgten der Fließrichtung. Hand in Hand erfolgte durch Betonbauer und Rohrleitungsbauer der Einbau des Stahlbetonfestpunktes und des Abzweigs der Rohwasserleitung zum Wasserwerk.

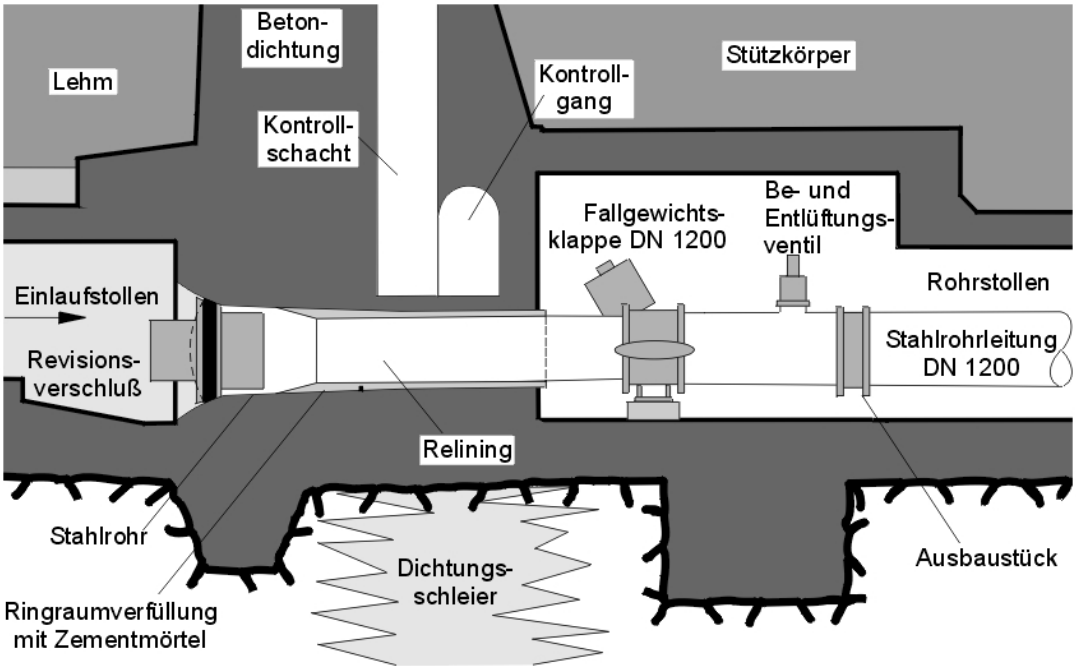


Bild 6: Sösetalsperre- Revisionsverschluss und Rohrbruchsicherung

Zum Ersatz der Fallgewichtsklappe wurden verschiedene Varianten für den erforderlichen wasserseitigen Verschluss der Stahlrohrleitung diskutiert. Die Ideen reichten über Vereisung, Gummiblase oder Roboter mit integriertem Verschluss. Über bewährte Konstruktionen wie Packer im Rohr mit stirnseitiger Lastabtragungskonstruktion (System Ruhrverband Listertalsperre) oder Stahldeckel mit gekoppelten Auftriebskörpern (System Ruhrverband Möhnetalsperre).
Als Einbaustelle für den Revisionsverschluss (RVS) bot sich der Übergangsbereich vom Betonstollen auf das Mauerrohr an. Die Einbaustelle liegt am Ende des 140 m langen Einlaufstollens. Bei der Konstruktion des Verschlusses konnte auf eine Stahlbauzeichnung des eingebauten Stahlrohres zurückgegriffen werden. Für Korrosionsschäden und Unrundheiten wurde eine Toleranz von bis zu 20 mm und ein doppeltes Dichtungssystem festgelegt.
Für den Taucher ist der Zugang durch den senkrechten Krümmer im Einlauf-

turm erschwert. Die bei der Planung zu berücksichtigende Wassertiefe betrug 50 m. Dies ist der Grenzbereich der von der Tiefbau- Berufsgenossenschaft (TBG) zugelassenen Tauchtiefe. In der Unfallverhütungsvorschrift BGV C 23 sind u. a. in Tabellen die Aufenthaltszeiten und Dekompressionszeit, beim Austauchen mit Sauerstoffatmung, in Abhängigkeit von der Tauchtiefe aufgelistet. Die zulässigen Tauchzeiten sind um die Wegezeiten im Stollen zu korrigieren, um die eigentliche Arbeitszeit an der Arbeitsstelle zu erhalten. Bei der Planung des RVS muss neben der Sicherheitsfunktion für die Talsperre die Sicherheit der Taucher gleichwertig berücksichtigt werden. Die effektive Arbeitszeit an der Montagestelle nimmt entsprechend Bild 7 mit der Tauchtiefe ab. Für eine wirtschaftliche Lösung mussten die Tauchzeiten optimiert werden. Eine einfache und schnelle Montage durch Taucher war ein wesentliches Konstruktionsziel.
Die Ausschreibung beinhaltete die Konstruktion, Herstellung, Lieferung und Montage des RVS. Die Leistungen wurden in einzelnen Leistungspositionen detailliert beschrieben. Bei Vergabe konnten neben erheblichen organisatorischen Optimierungen zeitliche und wirtschaftliche Vorteile gegenüber einer getrennten Vergabe erreicht werden.
Der ausgeführte RVS besteht aus einem so genannten Klöpperboden mit konischem Ring zur Aufnahme der Dichtungssysteme. Integrierte Luftbehälter ermöglichen einen kontrollierten Schwebezustand unter Wasser.

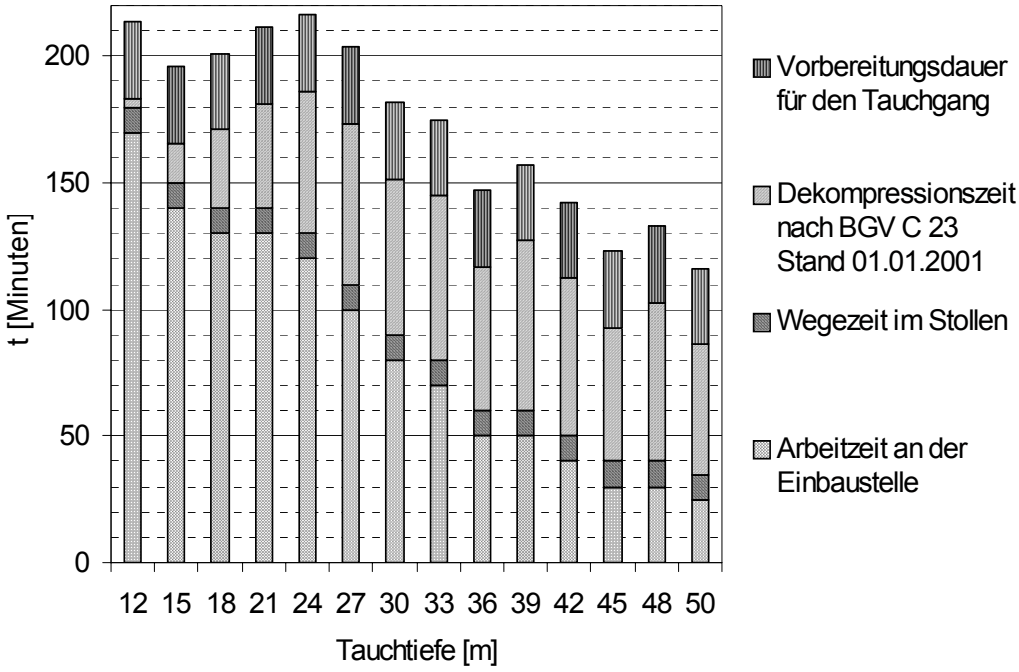


Bild 7: Sösetalsperre- effektive Tauchzeiten nach BGV C 23

Beim Transport durch den Einlaufstollen musste der Verschluss – wegen der Abmessungen – im Einlaufturm um 90° gedreht werden. Der im Schwebezustand befindliche RVS wurde innerhalb weniger Tauchgänge zur Einbaustelle bewegt. Nach Fixierung in Einbaulage erfolge die Entleerung der Rohrleitung

zur Luftseite. Das Dichtungssystem dichtet auf der mit Hochdruckwasserstrahl durch Taucher gereinigten Stahloberfläche tropfdicht ab.
Die Demontage des RVS war erst nach Druckausgleich möglich. Hierzu erfolgte das Fluten der Leitung durch die Verbindungsleitung (Rohwasserleitung) am luftseitigen Dammfuß.
Der Ausbau des RVS erfolgt entsprechend dem Einbau. Nach der Montage der Einlaufrechen konnte der Probebetrieb erfolgreich durchgeführt werden. Die Leistungsfähigkeit beträgt 2 x 16 m³/s.
Bei den Hochwasserereignissen im Frühjahr 2002 wurden die neuen Grundablässe eingesetzt. Die vorgenommenen konstruktiven Änderungen haben sich voll bewährt.

4. Literatur:

[1] MANTWILL, Hartmut: Privatisierung der Harzwasserwerke- Erfahrungen, Perspektiven-, Wasserwirtschaft, Zeitschrift für Wasser und Umwelt, 88Jhrg., Heft 7-8 1998, Verlagsgesellschaft Vieweg mbH, Wiesbaden

[2] FRANKE, Peter: Dams in Germany,
Deutsches TalsperrenKomitee 2001,Verlag Glückauf GmbH,
Essen

Dipl.-Ing. Frank Campen
Leiter der Abteilung Talsperrenbetrieb
und Naturschutz
Harzwasserwerke GmbH
Nikolaistraße 8
D-31137 Hildesheim
Telefon: + 49 5121/404-230
Telefax: + 49 5121/404-199
campen@harzwasserwerke.de

Internationales Symposium 2002 in Zürich
MODERNE METHODEN UND KONZEPTE IM WASSERBAU
Organisiert von der Versuchsanstalt für Wasserbau,
Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich und
dem Schweizerischen Wasserwirtschaftsverband

Rissfortschrittsberechnungen beim Standsicherheitsnachweis von Staumauern

Dr.-Ing. V. Bettzieche, Dr.-Ing. C. König, Prof. Dr.-Ing. C. Könke

1 Einleitung

Viele Talsperren in Deutschland werden durch Bruchsteinmauern eingestaut, die vor nahezu 100 Jahren errichtet wurden. Diese Staumauern besitzen einen etwa dreiecksförmigen Querschnitt, der unter Verwendung von großen Bruchsteinen mit Kantenlängen von 0,50 m und größer von Hand aufgemauert wurde. An den Außenflächen der Staumauern wurden die Steine besonders sorgfältig gesetzt und möglichst wasserdicht vermörtelt. Im Mauerinneren wurden die Steine zum Teil gekippt, aber auch hier wurden etwaige Hohlräume sorgfältig mit Steinbrocken aufgefüllt und vermörtelt. Die Gründung der Staumauern erfolgte auf dem anstehenden Fels, der vom darüberliegenden Talschotter befreit und bis auf den gesunden Fels ausgehoben wurde.

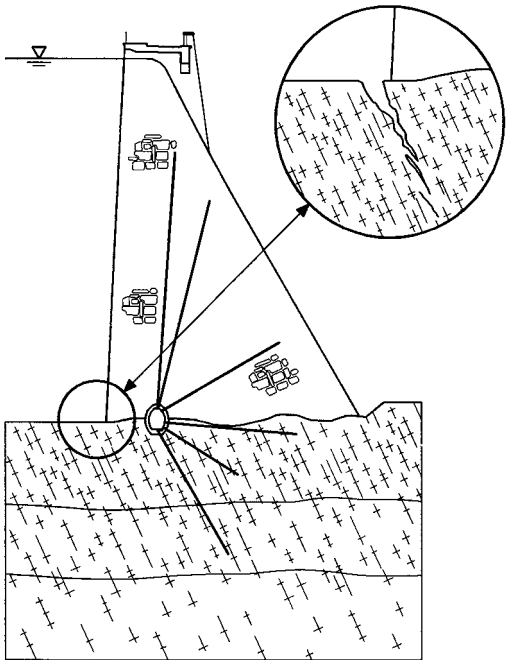


Abbildung 1: Riss am wasserseitigen Fuß einer Gewichtsstaumauer

Aufgrund von Klüftung und Schichtung des Untergrundes einer Talsperre infolge Sedimentation und Belastungsgeschichte weist der Fels ein anisotropes Materialverhalten auf. Diese Klüfte haben jedoch nur eine kleine Zugfestigkeit, die durch Mineralisierung innerhalb der Kluftflächen und auf Kohäsion zurückzuführen ist. Wird diese Zugfestigkeit überschritten, so kommt es zu einem Auseinanderreißen der Kluft und es entsteht ein Riss. Bei Gewichtsstaumauern ist das Auftreten eines Initialrisses am wasserseitigen Mauerfuß ein bekanntes Phänomen [1] (siehe Abbildung 1).

Die Berücksichtigung dieses Risses in der statischen Berechnung ist von besonderer Bedeutung, wenn, was im Allgemeinen der Fall ist, Talsperrenwasser in diesen Riss eindringen kann und so zu veränderten Wasserdruckverhältnissen im Felsuntergrund führt.

Der Standsicherheitsnachweis dieser Staumauern kann mit numerischen Methoden durchgeführt werden. Zu einer realitätsnahen Abbildung der gekoppelten mechanischen und hydromechanischen Einzelprozesse müssen die hierfür verwendeten Methoden die Belastungen aus Temperatur und Strömungsdruck sowie die Rissausbreitung abbilden können. Für die Berechnung des Rissfortschritts wurden bisher verschmierte Rissmodelle eingesetzt. Neu entwickelte diskrete Rissmodelle haben den Vorteil, dass die physikalischen Effekte wesentlich besser abgebildet werden.

2 Verschmiertes Rissmodell

Die Ergebnisse eines Standsicherheitsnachweises auf der Grundlage der Methode der Finiten Elemente (FEM) mit Hilfe eines verschmierten Rissmodells (s.a. [2] u. [3]) zeigt Abbildung 2.

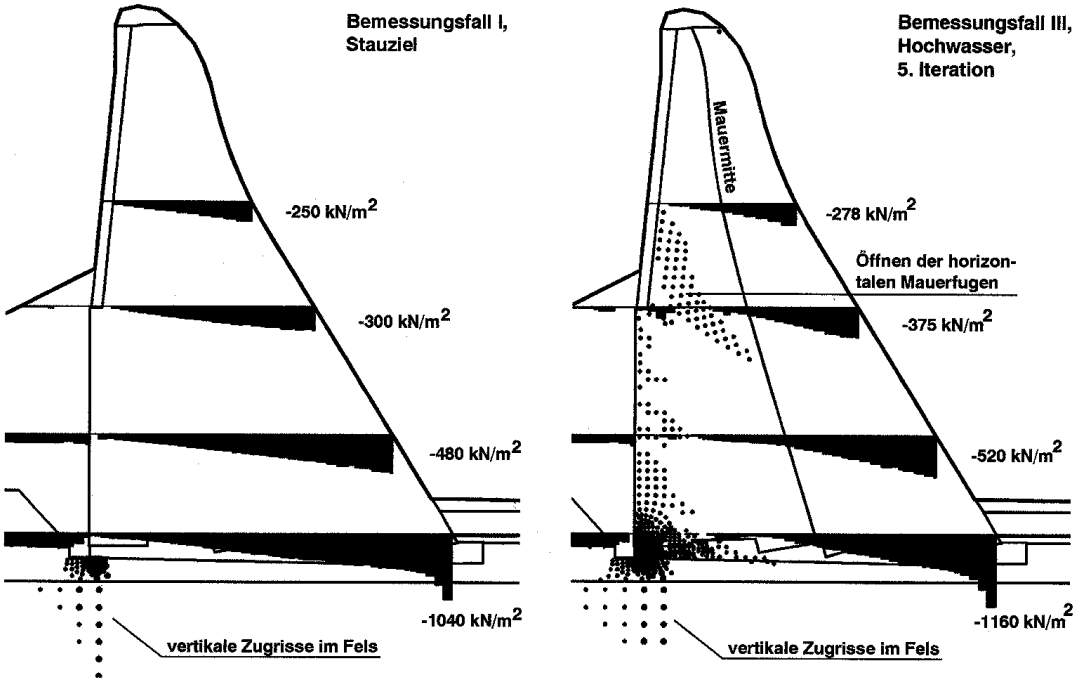


Abbildung 2: Vertikale Spannungen σ_z und Risszonen in der Staumauer

Im Bemessungsfall I nach der in Deutschland gültigen DIN 19700, also bei gefüllter Talsperre, reduzieren die aus dem Wasserdruck an der Wasserseite resultierenden Zugspannungen die Druckspannungen aus dem Eigengewicht der Mauer an der Wasserseite der Staumauer nahezu auf Null (s. Abbildung 2 links). Im Felsuntergrund tritt ein vertikaler Zugriss auf, der den wasserseitigen Mauerfuß entlastet. Das numerische Modell ist jedoch nicht in der Lage den genauen Ort des Risses zu identifizieren und markiert einen vergleichsweise breiten Bereich des Untergrundes als gerissen. Das Programm simuliert das Aufreißen der durch Zugkräfte beanspruchten Elemente, indem diese durch eine entsprechende Eigenspannung entlastet werden. Es werden an den Nachbarelementen korrespondierende Kräfte angebracht.

Bei einem extremen Hochwasser des Bemessungsfalls III und entsprechend höherem Wasserstand in der Talsperre entstehen zusätzlich vertikale Zugspannungen an der Wasserseite der Mauer. Auch hier überschätzt das Programm die räumliche Ausbreitung der Risse und markiert große Bereiche der Staumauer als geschädigt. Dieses Verhalten zeigt die grundsätzliche Schwierigkeit durch verschmierte Rissmodelle stark lokalisierte Schadensphänomene abzubilden.

3 Diskrete Rissfortschrittberechnung

Eine Alternative zu den verschmierten Rissmodellen stellt die diskrete Modellierung von Rissen im Rahmen von Randelemente- und Finite-Element-Methoden dar. Der Riss wir hier als diskretes topologisches Element in das Modell eingebracht.

Die Modellierung diskreter Rissfortschrittsprobleme unabhängig von der gewählten Vernetzung wurde zu Beginn der 80er Jahre erstmals von Saouma und Ingraffea vorgestellt und von Swenson 1985/87 weiterentwickelt [6]. Dieses Verfahren wurde inzwischen für die Betrachtung von 3D-Problemen der linearelastischen Bruchmechanik weiterentwickelt [8]. Um das Vorgehen für linearelastische Probleme einsetzen zu können, muss jedoch im Modell ein Anfangsriss vorgegeben sein. Die Lage des Anfangsrisses lässt sich in vielen Fällen aus einer Betrachtung der Spannungsverteilung in der ungeschädigten Struktur vorhersagen. Der Anfangsriss wird als diskreter Riss in das FE-Modell eingeführt, das heißt, die beiden Rissoberflächen werden als freie Randflächen im Modell berücksichtigt. Die Rissspitze beziehungsweise Rissfront kann mit speziellen Elementen modelliert werden, die beispielsweise für den Fall der linearelastischen Bruchmechanik eine Spannungssingularität an der Rissspitze ergeben. Nachdem die Struktur mit Riss berechnet wurde, lässt sich mit Hilfe bruchmechanischer Kenngrößen wie den Spannungsintensitätsfaktoren oder dem J-Integral eine Aussage über die Richtung und die Größe des nächsten Rissinkrements gewinnen. Für Probleme der Dauerfestigkeit lassen sich die entsprechenden phänomenologischen Wachstumsgesetze, beispielsweise die Gleichungen von Paris oder Foreman, auswerten [9].

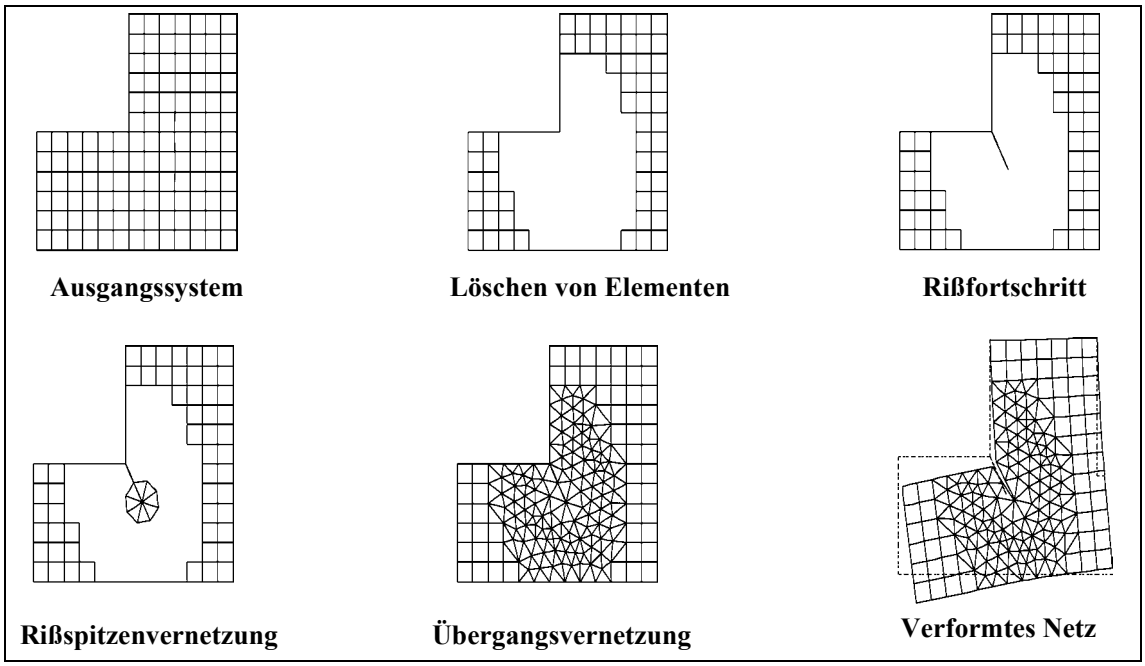


Abbildung 3: Diskrete Rissfortschrittssimulation

Das grundsätzliche Vorgehen der diskreten Rissfortschrittssimulation ist in Abbildung 3 prototypisch an einer zweidimensionalen Struktur dargestellt. Man erkennt, dass sowohl die FE-Vernetzung als auch das geometrische Modell jeweils an die neue Rissgeometrie angepasst werden müssen.

Im Rahmen der linear-elastischen Bruchmechanik quasistatischer Risse lässt sich die Risswachstumsrichtung beispielsweise nach der Theorie der maximalen Umfangsspannung ermitteln. Die Theorie postuliert, dass ein Riss in Richtung der maximalen Umfangsspannung in der Umgebung einer existierenden Rissspitze verläuft (Abbildung 4). Die Umfangsspannung $\sigma_{\theta\theta}$ wird maximal, wenn die Spannung $\sigma_{r\theta}$ zu Null wird.

$$\sigma_{r\theta} = K_I \sin\theta + K_{II}\ 3\cos(\theta\text{-}1) = 0 \qquad (1)$$

Damit ergibt sich der Winkel unter dem Riss fortschreitet wie folgt:

$$\theta_0 = 2\tan^{-1}\left[\ \frac{1K_I}{4K_{II}} \pm \frac{1}{4}\sqrt{\left(\ \frac{K_I}{K_{II}}\ \right)^2 + 8}\ \right] \qquad (2)$$

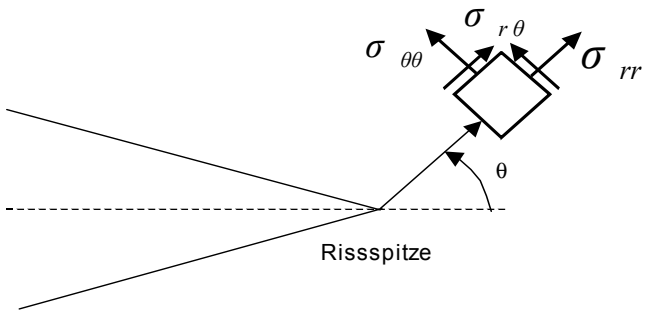


Abbildung 4: Koordinatensystem der Rissspitze

4 Kopplung von Riss- und Strömungsberechnung

Bei "*Hydrofracturing"-Problemen* müssen die für das Risswachstum verantwortlichen Kräfte berücksichtigt werden, die durch das Wasser entstehen, das in den Riss eindringt. Da sich mit jedem Rissinkrement auch das Strömumgsfeld ändert, muss eine zunächst neue Strömungsberechnung mit veränderten Randbedingungen durchgeführt werden, die die neuen im Riss wirkenden Drucklasten und Druckverteilungen im Material für die weitere Rissfortschrittsberechnung liefert. Dieses Zweischrittverfahren wurde für die FEM-Berechnung in dem Programmsystem SPRING [10] automatisiert.

Am Anfang des Verfahrens steht eine Strömungsberechnung und eine darauf aufbauende Berechnung des ungeschädigten Spannungszustandes. Basierend auf dieser Berechnung wird ein Anfangsriss festgelegt. Dieser initiale Riss wird an der Stelle der größten Hauptzugspannung senkrecht zu dieser eingeführt. Wie im vorherigen Abschnitt beschrieben, wird der Bereich des Anfangsrisses neu vernetzt. Anschließend wird eine Strömungsberechnung mit im Riss neu definierten Randbedingungen durchgeführt. Diese liefert die Drucklast für den nachfolgenden Schritt der Spannungsberechnung. Aus dieser Spannungsberechnung folgt als Ergebnis das neue Rissinkrement. Nach der Neuvernetzung im Bereich des Rissinkrements erfolgt wieder eine Strömungsberechnung mit veränderten Randbedingungen. Diese Iteration wird solange fortgesetzt, bis der Riss nicht mehr weiter wächst, d.h. die im Riss anstehenden Kräfte die kritische Bruchenergie nicht mehr überschreiten.

5 Anwendung

In einer beispielhaften Anwendung wird die Leistungsfähigkeit und Stabilität der vorgestellten Algorithmen untersucht. Die in Abbildung 1 dargestellte Staumauer der Listertalsperre besitzt einen Drainagestollen und Drainagebohrungen, die die Staumauer entwässern. Das komplexe Strömungsfeld in der Staumauer und die Wirkung von Rissen, die bei extremen Situationen nicht auszuschließen ist, kann nur mit der oben beschriebenen Vorgehensweise einer gekoppelten Strömungs- und Rissberechnung realitätsnah abgebildet werden und somit die Standsicherheit der Staumauer nachgewiesen werden.

Zu Anfang der Berechnung wurde das Strömungsproblem im ungeschädigten Zustand betrachtet. Es wurde eine Sickerrandbedingung für den luftseitigen Rand und die Drainageeinrichtungen im Inneren der Staumauer sowie eine Festpotentialrandbedingung auf der Wasserseite angesetzt. Das aus dem daraus resultierenden freien Randwertproblem berechnete Strömungsfeld ist in Abbildung 5 dargestellt.

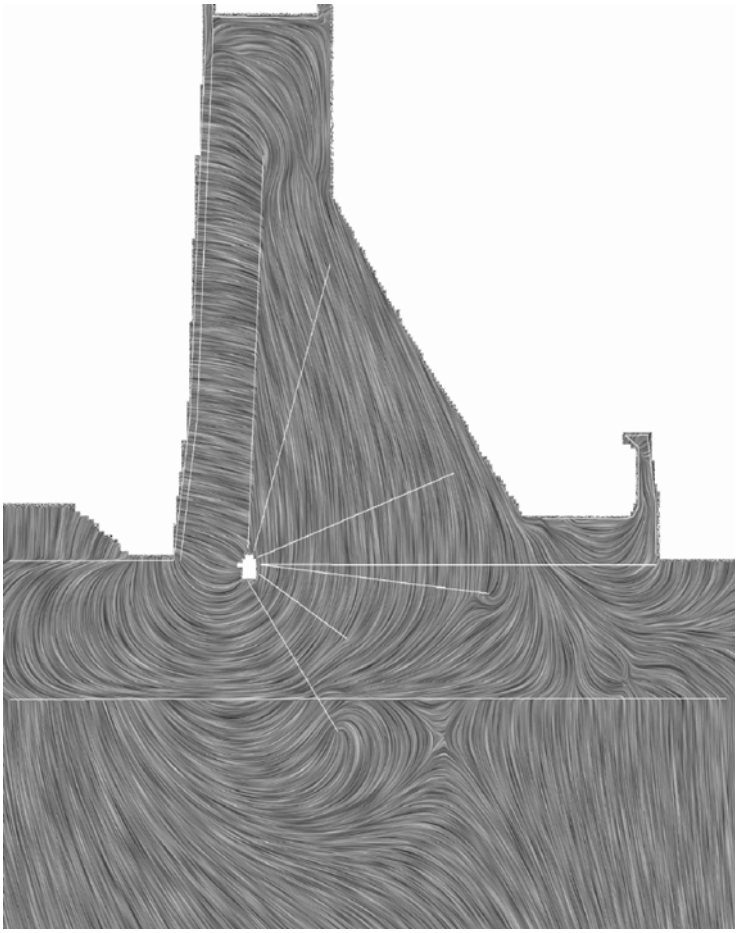


Abbildung 5: Strömungsfeld in der Listerstaumauer im ungeschädigten Zustand

Die Berechnung des mechanischen Problems liefert zunächst die aus der Literatur bekannten großen horizontalen Zugspannungen am wasserseitigen Mauerfuß. Hier wird die Lage des Anfangsrisses am Übergang zwischen Mauerfuß und geklüfteten Untergrund gewählt (Abbildung 6).

Die anschließende Iteration der Strömungs- und Rissfortschrittsberechnung führt zu einem Riss, der schräg unter dem Mauerfuß in den Felsuntergrund verläuft. Abbildung 7 zeigt die Hauptspannungstrajektorien und die vertikalen Druck- oder Zugspannungen zum Ende der Berechnung.

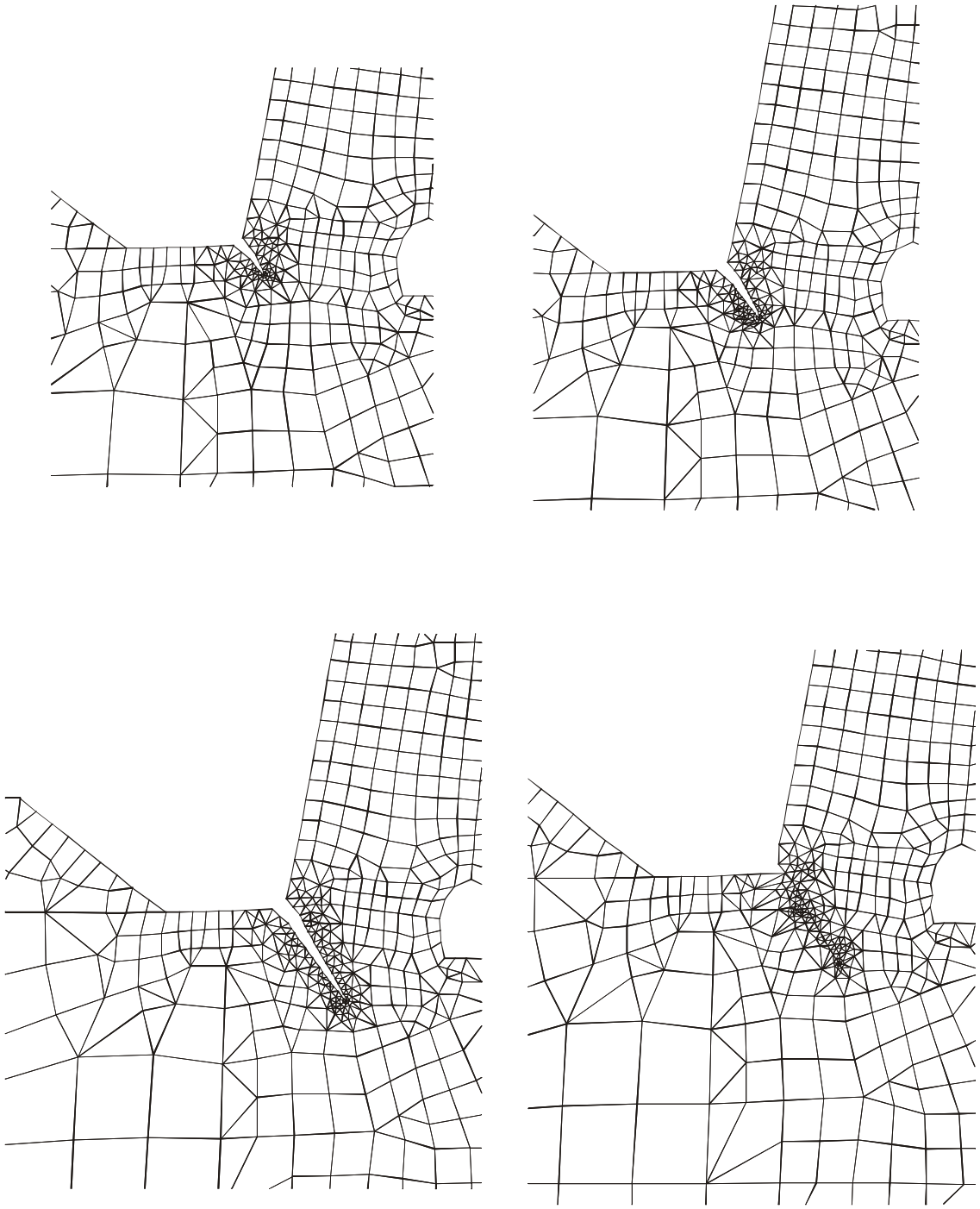


Abbildung 6: Rissfortschritt am wasserseitigen Mauerfuß

Der mehrere Meter lange Riss hat zu einer Zugentlastung im Mauerfußbereich geführt. Die Zugspannungen an der Rissspitze haben sich durch Lastumlagerung soweit reduziert, dass das Energiekriterium greift und die Rissspitze stehen bleibt. Die Staumauer bleibt auch in dieser Extremsituation standsicher.

6 Zusammenfassung

Es wurde gekoppeltes Strömungs-/Rissmodell mit einer diskreten Rissberechnung zum Nachweis der Standsicherheit einer Staumauer vorgestellt. Die Rissfortschrittsberechnung wurde durch die komplexe mitwandernde Wasserlast beeinflusst und veränderte in einem lokalen Bereich die Strömungsdruckverhältnisse.

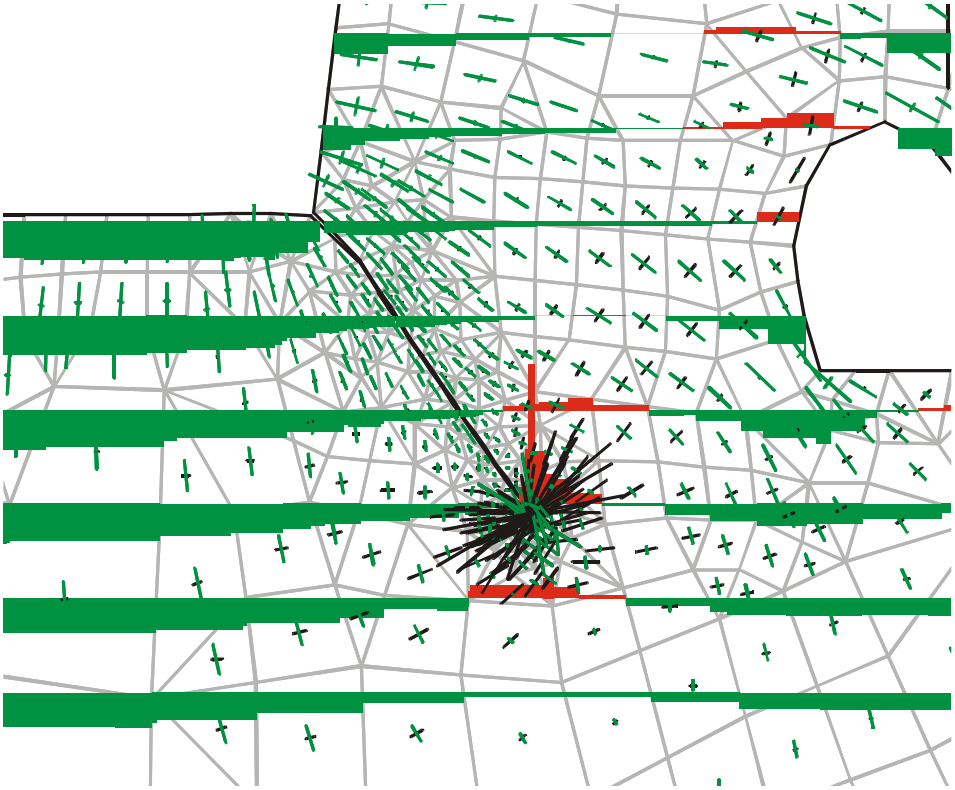


Abbildung 7: Vertikalspannungen und Hauptspannungstrajektorien nach Abschluss der Rissiteration

Wie aus der Literatur bekannt ist, führen horizontale Zugspannungen zu vertikalen Entlastungsrissen im Fels am wasserseitigen Fuß der Staumauer. Die Richtung und Ausdehnung dieser Risse ist im Wesentlichen durch die Materialeigenschaften des Felses bestimmt. Die Entstehungsgeschichte des Felses sowie die Verwitterung haben im Fels Trennflächen, wie Schichtung und Klüfte, entstehen lassen. Diese schwächen das eigentliche Material, da senkrecht zu den Trennflächen keine Zugspannungen übertragen werden können und in Kluftrichtung eine mögliche Schubübertragung verringert wird. Der Riss folgt den Trennflächen vom Staumauerfuß in den Untergrund, bis der Fels soweit gerissen und durch die Rissöffnung entlastet ist, dass der Riss nicht weiter fortschreitet.

7 Literatur

[1] ATV-DVWK; Berechnungsverfahren für Gewichtsstaumauern - Wechselwirkung zwischen Bauwerk und Untergrund; DVWK-Merkblätter zur Wasserwirtschaft, Heft 242; 1996

[2] Bettzieche, V.: Temperaturmessungen und -berechnungen am Beispiel einer alten Gewichtsstaumauer, Wasserwirtschaft 87 (1997)

[3] Bettzieche, V.: Berücksichtigung von Durchsickerung und Wärmefluss beim Nachweis alter Staumauern mit der Finite Element Methode; Finite Elemente in der Baupraxis - FEM' 98; Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 1998

[4] Rashid, Y.R.: Ultimate Strength Analysis of prestressed concrete pressure vessels, Nuclear Engineering and Design 7 (1968), 334-344.

[5] Rots, J.G.: Computational Modeling of Concrete Fracture, PH.D. Thesis, University Delft, 1988.

[6] Wawrzynek, P.A., Ingraffea A. R.: Discrete Modeling of Crack Propagation. Theoretical Aspects and Implementation Issues in Two and Three Dimensions, Department of Structural Engineering, Report Number 91-5, Cornell University, Ithaca, New York, 1991.

[7] Cervenka, J.: Discrete Crack Modeling in Concrete Structures, Ph.D. Thesis, Department of Civil, Environmental and Architectural Engineering, University of Colorado, Boulder, 1994.

[8] Potyondy, D.O.: A Software Framework for Simulating Curvilinear Crack Growth in Pressurized Thin Shells, School of Civil and Environmental Engineering Report Number 93-5, Cornell University, Ithaca, New York, 1993

[9] Broek, D.: Elementary engineering fracture mechanics, Noordhoff International Publishing, 1974.

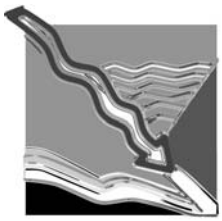
[10] SPRING; SPRING User's Manual Version 1.1 (1999) deta h Ingenieurgesellschaft, Bochum.

Dr.-Ing. Volker Bettzieche, Leiter der Abteilung Talsperrenüberwachung und Geotechnik, Ruhrverband, Kronprinzenstr. 37, 45128 Essen, vbe@ruhrverband.de

Dr.-Ing. Christoph. König, delta h Ingenieurgesellschaft, Markstr.77, 44801 Bochum, ck@delta-h.de

Prof. Dr.-Ing. Carsten Könke, Institut für Strukturmechanik, Bauhaus Universität, Marienstrasse 15, 99421 Weimar, carsten.koenke@bauing.uni-weimar.de

Internationales Symposium 2002 in Zürich
MODERNE METHODEN UND KONZEPTE IM WASSERBAU
Organisiert von der Versuchsanstalt für Wasserbau,
Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich und
dem Schweizerischen Wasserwirtschaftsverband



Verstärkung mit Mikropfählen

Marco Peter, Dipl. Bauing. ETH

In den letzten Jahren haben wir die Wehranlage Augst- Wyhlen mit Mikropfählen umfangreich verstärkt und für eine kleinere Nebensperre (Palü 2) eine entsprechende Sicherung geplant.

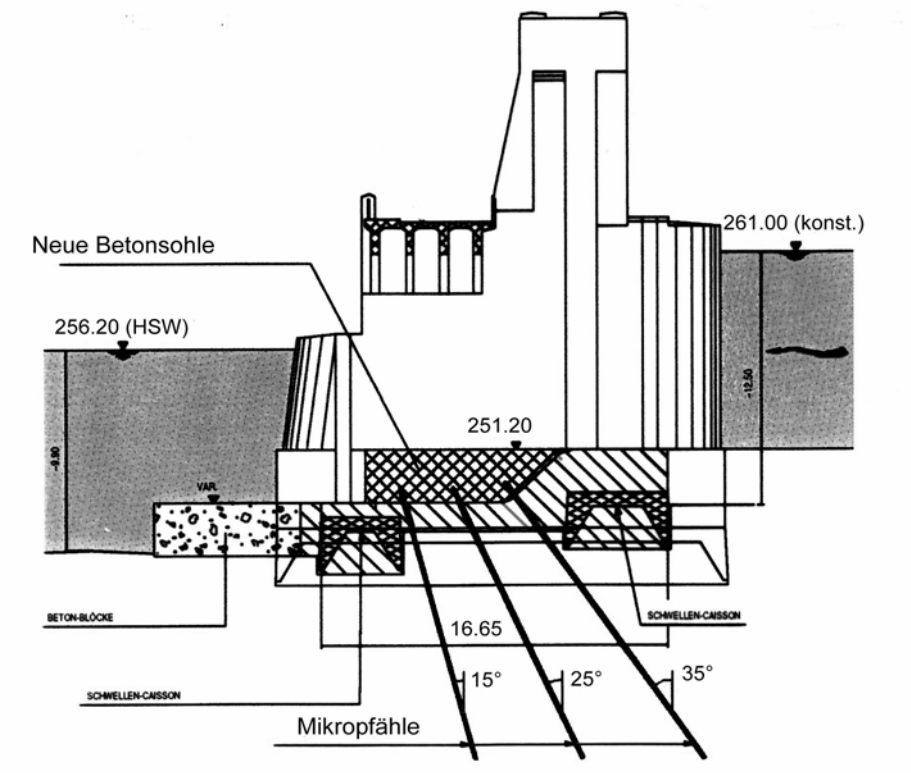
Ein ungewöhnliches oder ein modernes Sicherungskonzept ?

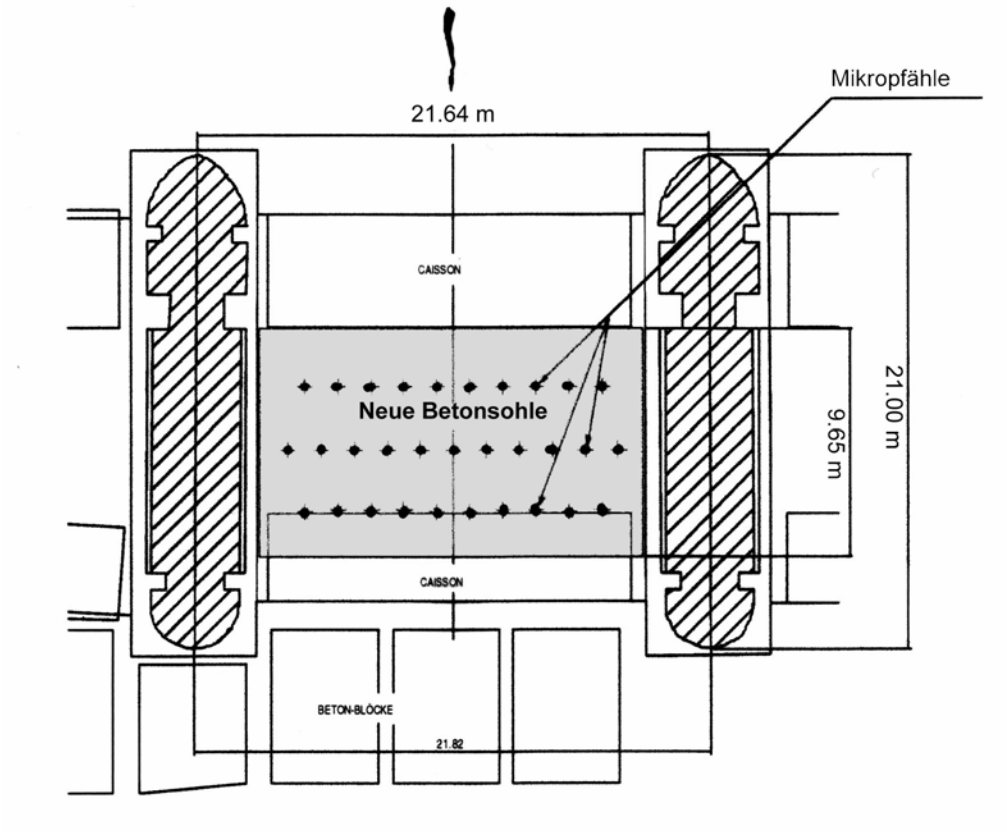
Die vor 90 Jahren errichtete Wehranlage Augst- Wyhlen besteht aus zehn einzelnen Wehrfeldern von etwas mehr als 20 m Breite, die durch Tafelschützen von rund 10 m Höhe abgeschlossen werden. Die Schützen sind jeweils auf zwei Pfeilern seitlich gelagert. Die wesentliche Aufgabe bestand in der Erhöhung der ungewissen Gleitsicherheit.

Da das Gros der Kräfte von den Schützen auf die Pfeiler abgetragen wird, wäre es naheliegend, die Pfeiler entsprechend zu verstärken. Die ersten Ideen umfassten auch eine klassische Sicherung der Pfeiler mit Vorspannankern. Die entsprechend hohen Kräfte verursachten aber zu grosse Spannungen im alten Stampfbeton. Umfangreiche Sicherungsmassnahmen (lokaler Ersatz im Krafteinleitungsbereich und Injektionen im Stampfbeton) wären erforderlich gewesen. Der Kostendruck liess nach andern Lösungen suchen.

Die Kippsicherheit war gerade ausreichend, so dass dafür rechnerisch keine Massnahmen zwingend waren. Die Sicherheit gegen Gleiten und Auftrieb musste erhöht werden. Zu diesem Zweck wurde die Sohle mit Beton erhöht und mit ein paar Dutzend (variabel je nach Gründungstiefe der Wehrfelder) Mikropfählen in jedem Wehrfeld verstärkt. Diese neue Betonsohle wurde mit den Pfeilern schubfest verbunden, um auch bei den Pfeilern die erforderliche Gleitsicherheit zu erreichen.

Der Einbau unter Wasser und die Forderung nach Dauerhaftigkeit lässt nur ganz einfache Ankerkopfsysteme zu. Die diesbezüglich beste Lösung bot der GEWI-Mikropfahl. Durch seine rund dreimal tiefere Fliessgrenze und entsprechend grösserem Querschnitt als beim konventionellen Ankerstahl sind die Gebrauchsspannungen und Deformationen unter Last so klein, dass dieser "Anker" normalerweise ohne Vorspannung eingebaut wird.


Neue Betonsohle
261.00 (konst.)
256.20 (HSW)
251.20
VARL
BETON-BLÖCKE
SCHWELLEN-CAISSON
16.65
15°
25°
35°
SCHWELLEN-CAISSON
Mikropfähle


Mikropfähle
21.64 m
CAISSON
Neue Betonsohle
9.65 m
21.00 m
CAISSON
BETON-BLÖCKE
21.82

Je nach Fundationskote bestand die Verstärkungsmassnahme aus:

- Geneigte Mikropfähle von 15° bis 35° ohne Vorspannung.
- Durchmesser des Mikropfahles von 50 mm mit doppeltem Korrosionsschutz (1. Schutz: vorfabrizierter Zementmörtel im Innern eines Rippenrohrs; 2. Schutz: Injektionsgut des Bohrlochs).
- Je nach Geometrie der einzelnen Wehrfelder wurden 20, 31 oder 42 Mikropfähle in 3 oder 4 hintereinander liegenden Reihen eingebaut (total 310 Mikropfähle).

Bohrung und Einbau der Pfähle wurden durch das Wasser von einem schwimmenden Bohrgerät mit Hilfe eines Tauchers ausgeführt. Eine erste temporäre Verankerung erfolgte auf den Granitblöcken der Wehrsohle mit Hilfe eines speziell angefertigten Ankerkopfes aus Stahl. Nach dem Trockenlegen der Wehrfelder wurde das überstehende Stabende als zweite definitive Verankerung in der neu aufbetonierten Sohle eingebunden. Die Sohlen wurden bis auf die Höhe der Schützenschwelle um 1 bis 4 m (je nach Fundationskote der Schwellen) erhöht.

Das nachstehende Bild zeigt die temporär auf der bestehenden Sohle verankerten Mikropfähle bei Trockenlegung. Die Nachverpressschläuche sind gut zu erkennen.



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

Die Verteilung der Kräfte auf grosse Flächen führte zu sehr tiefen Spannungen und somit zu unbedeutenden Deformationen.

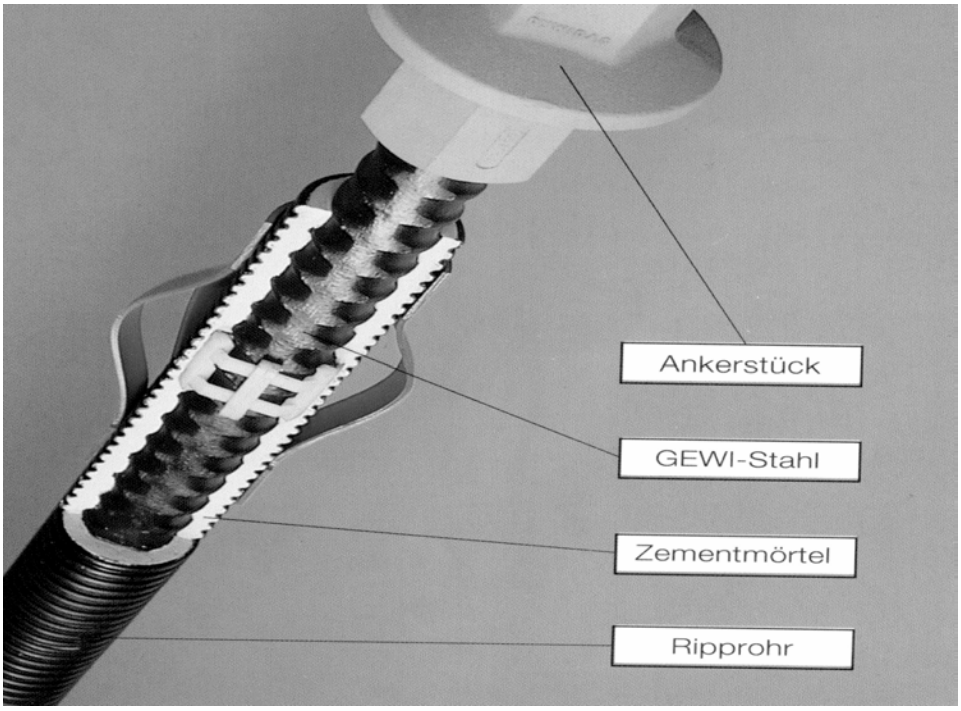
Der Mikropfahl

Kernstück der Verstärkungsmassnahme waren die Mikropfähle. Sie werden von der Firma Dywidag unter dem Namen GEWI- Mikropfähle vertrieben und sind grundsätzlich in drei verschieden Durchmessern erhältlich, gebräuchlich ist aber der mittlere Durchmesser von 50 mm. Der Korrosionsschutz erfolgt durch ein mit Mörtel verfülltes Kunststoffhüllrohr und durch die Injektion zwischen diesem Hüllrohr und der Bohrlochwandung.

Die technischen Daten sind:

- Stahl Durchmesser 50 mm
- Stahlgüte 500 / 550 N/mm^2
- zulässige Gebrauchslast bei 1.75- facher Sicherheit: 561 kN
- doppelter Korrosionsschutz, Ripprohr Durchmesser 65 mm
- Bohrlochdurchmesser ca. 133 mm
- Zweifache Nachverpressung (3 m resp. 8 m oberhalb "Pfahlfuss")

Hüllrohr, erster Mörtelschutz (aus Fabrik), Abstandshalter im Bohrloch und die Schraubverbindung sind am nachstehenden Schnittbild gut ersichtlich.

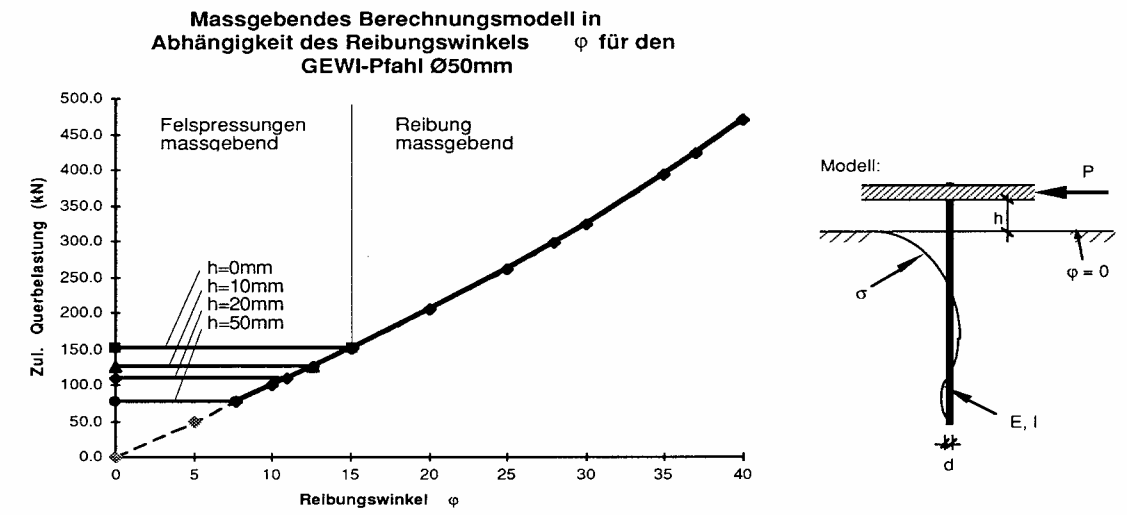


Infolge der ungenügenden Auftriebssicherheit der Sohle musste der Einbau der Mikropfähle unter Wasser erfolgen. Anfänglich wurde sowohl ein ausführungstechnisch einfacher vertikaler Einsatz als auch der unter Wasser etwas schwieriger einzubauende geneigte Einsatz studiert. Die grundsätzliche Wirkungsweise ist nachstehend kurz zusammengefasst.

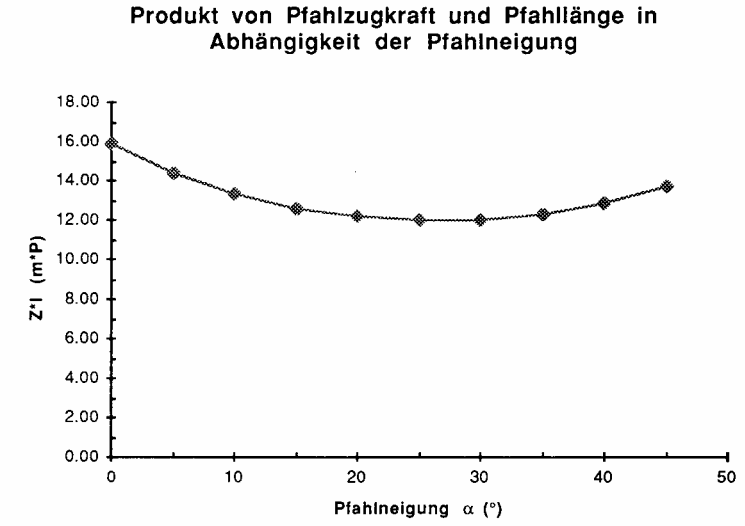
Bemessung der Mikropfähle

In Analogie zum Stahlbeton wurde ein Modell mit schiefen Druckdiagonalen im Beton/ Fels und Zugbändern beim Mikropfahl gebildet. Die Neigung der Druckdiagonalen kann jedoch nie grösser sein als der minimale Reibungswinkel in einer Felsfuge. Diesem heiklen Punkt wurde besondere Beachtung geschenkt, da der Fels teilweise horizontale, mit Lehm gefüllte Klüfte aufwies.

Bei dem in Erwägung gezogenen vertikalen Einbau der Mikropfähle hätte das Fachwerkmodell aber bei tiefen Reibungswinkeln innerhalb der Klüfte nicht funktioniert und Schub/ Lochpressung beim Mikropfahl wären massgebend geworden wie aus nachstehendem Diagramm ersichtlich wird:



Der geneigte Einbau bringt bei Auftrieb eine erwünschte Komponente in Richtung Oberwasser, verunmöglicht ein „Abscheren der Pfähle“ und führt zu tieferen Spannungen im Untergrund. Je stärker die Pfähle geneigt sind, desto effektiver werden sie, doch andererseits nimmt die Länge zu. Eine entsprechende Optimierung zeigte, dass Einbauwinkel von 15° bis 40° ungefähr die gleiche Kostenwirksamkeit aufweisen, wie dies aus untenstehendem Diagramm ersichtlich wird:



Vorteile der Lösung

Dieses Konzept bot folgende Vorteile:

- Viele kleine Krafteinleitungen: Die Spannungen an dem alten Material waren klein, so dass keine Injektionen des Stampfbetons oder spezielle Krafteinleitungszonen erforderlich wurden.
- Kurze Distanz zum Fels: Die Länge der Verankerungselemente wurde im Vergleich zu vorgespannten Pfeilern sehr kurz.
    - unempfindliche und dauerhafte Stahlqualität (Armierungseisenqualität)
    - einfach zu verarbeiten (Unterwassereinsatz auch für den geneigten Pfahl)

Kosten

Inklusive Installationen und aller Bohrerschwernisse betrugen die spezifischen Kosten bei diesem Objekt:

- Mikropfahl in Sohle: CHF 11.--/kN
- Vorspannanker im Pfeiler: CHF 22.--/kN
- Betongewicht unter Auftrieb: CHF 25.--/kN

Aus konstruktiven Gründen wurden noch ein paar klassische Vorspannanker (je zwei am obern und untern Ende von jedem Pfeiler) an den Wehrpfeilern angebracht. Sie sichern die obersten, teilweise gelösten Granitblöcke und erhöhen die Kippsicherheit. Die spezifischen Laufmeterkosten dieser Anker sind sehr ähnlich wie bei den Mikropfählen. Die oben vermerkte Kostendifferenz kommt im Wesentlichen aus den unterschiedlichen Längen.

Die total 310 Mikropfähle wurden ohne nennenswerte Probleme eingebaut. Einzig bei einer geologischen Störung waren lokal umfangreiche Zementinjektionen erforderlich.

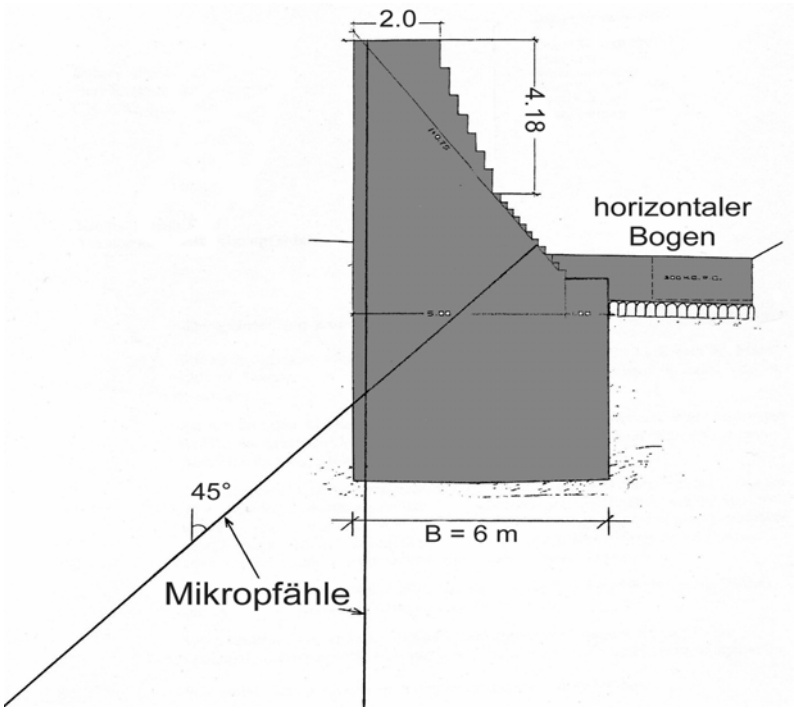
Sicherung einer kleinen Mauer

Die kleine Nebensperre auf der Alp Palü wurde ursprünglich als Gewichtsmauer mit einer luftseitigen Neigung von 1:0.75 geplant. Die Horizontallasten hätten direkt von jedem Mauerquerschnitt an der Fundamentfläche in den Fels eingeleitet werden sollen.

Das Nichteinhalten der dreieckförmigen Querschnittsform im Bereich des alten Bachlaufes erforderte, dass ein Teil der Horizontallasten durch ein sekundäres Tragsystem aufgenommen werden. Dazu wurde seinerzeit ein Horizontalbogen aus Beton eingebaut. Die Mauer ist keine übliche Bogengewichtsmauer, sondern eine „unvollständige“ Gewichtsmauer die durch einen zusätzlichen Horizontalbogen gestützt wird (siehe nachstehende Skizze).

In den letzten Jahren wurde im Beton eine starke Rissbildung beobachtet, die auf Frosteinwirkung und/oder eine Alkali-Aggregat-Reaktion schliessen lässt. Aufgrund der Erfahrungen im Gebiet, ist weitgehend vom zweiten Szenario auszugehen. Quellen des Betons führt zu einer generellen Verschlechterung der mechanischen Eigenschaften (Druck- und Zugfestigkeit) des Betons, was beim Bogen zu erheblichen Problemen führen kann, da dieser für die Gewährleistung der Gesamtstabilität der Mauer unerlässlich ist. Aufgrund der statischen Unbestimmtheit des Bogens verursacht ein Quellprozess im Beton (Alkalireaktion) zusätzliche Zug- und Druckspannungen im Bogen, die die Alterung des Betons in Zonen mit Zugbeanspruchungen sogar noch beschleunigen.

Um die Sicherheit zu gewährleisten sind in den nächsten Jahren Sicherungsmassnahmen erforderlich. Dazu könnten Mikropfähle oder Vorspannanker eingesetzt werden:



Mikropfähle oder Vorspannanker ?

Um die erforderlichen Sicherheiten gegen Gleiten und Kippen bei einem Versagen des vorgelagerten Bogens sicherstellen zu können, muss die Mauer verankert werden. Als Verankerungsart können "nicht vorgespannte Mikropfähle (GEWI-Pfähle)" und "vorgespannte Stab- oder Litzenanker" eingesetzt werden.

Nicht vorgespannte Mikropfähle (GEWI-Pfähle) haben folgende Vorteile:

- Zuverlässiger, doppelter Korrosionsschutz, auf der ganzen Länge voll vermörtelt und nachinjizierbar
- Unempfindliche Stahlqualität (vergleichbar mit derjenigen von Armierungsstahl)
- Dank dem Verbund zwischen Pfahl und Fels nur geringe Deformationen (Hebung) möglich. Sie sind aber grösser als bei vorgespannten Ankern.

Vorgespannte Anker haben den Vorteil, dass dank der Vorspannung nur äusserst geringe Deformationen auftreten. Andererseits haben sie den gewichtigen Nachteil dass:

- Vorspannlitzen aus extrem korrosionsempfindlichem Stahl bestehen
- Der doppelte Korrosionsschutz sehr aufwendig ist
- Die Ausbildung des Ankerkopfes, insbesondere bei geneigter Ausführung, arbeitsintensiv ist, da die Ankerplatte und das Spannglied senkrecht mit einer max. Abweichung von ± 5° aufeinander ausgerichtet werden müssen. Die Verhinderung der Korrosion im Ankerkopf ist eine besonders heikle Aufgabe.
- Permanente Vorspannanker müssen aus den oben erwähnten Gründen überwacht werden

Da die Kostenunterschiede von Mikropfählen und Vorspannankern klein sind, die Deformationen bei einem Bauwerk von dieser geringen Höhe nicht die Bedeutung haben wie bei einer hohen Mauer und die Verstärkung möglichst sicher funktionieren soll, wurde die Verstärkung mit Mikropfählen geplant. Durch den Einbau von rund 40 Mikropfählen kann die rund 40 m breite und etwa 8 m hohe Mauer zuverlässig und wartungsfrei gesichert werden.

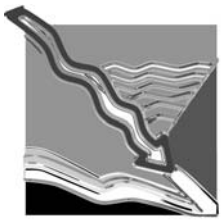
Schlussbemerkung

Alterung und neue Sicherheitsanforderungen werden auch in Zukunft nach permanenten Verstärkungen rufen. Verstärkungen durch zusätzliches Betongewicht werden aufgrund der Platzverhältnisse nur selten in Frage kommen. Der Griff zu permanenten Vorspannankern ist bei gewissen Ingenieuren hemmungslos, andere haben grundsätzliche Vorbehalte und wieder andere hoffen, dass die neuen Produkte langlebiger sind und die Versprechen der Verkäufer nun eingehalten werden.

Der im Wasserbau selten eingesetzte Mikropfahl setzt eine seit Jahrzehnten bewährte Technologie des armierten Betons in etwas grösseren Dimensionen fort. Kleine nicht mit letzter Genauigkeit zu ermittelnde Deformationen und auch die teilweise nicht ganz präzisen Fachwerkmodelle des Stahlbetons rechtfertigen die Verdrängung des Mikropfahls aber nicht. Er ist aus praxisgerechtem, baustellengerechtem Stahl gefertigt, der seine Kraft gerade dann bringen kann wenn es erforderlich wird.

Adresse des Verfassers:
Marco Peter
Electrowatt- Ekono AG
Hardturmstrasse 161
CH- 8037 Zürich

Internationales Symposium 2002 in Zürich
MODERNE METHODEN UND KONZEPTE IM WASSERBAU
Organisiert von der Versuchsanstalt für Wasserbau,
Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich und
dem Schweizerischen Wasserwirtschaftsverband



Erneuerung Kraftwerk Wettingen: Der Einsatz von hydraulischen Modellversuchen im Planungsprozess des Wehrumbaus

Urs Keller, dipl. Bauing ETH
Frits de Vries, Dr. sc. techn., dipl. Bauing TH

1 Einleitung

Das Kraftwerk Wettingen wurde in den Jahren 1930 – 1933 erstellt. Es nutzt die Wasserkraft der Limmat zwischen dem oberliegenden Kraftwerk Dietikon und dem unterliegenden Kraftwerk Baden-Aue. Es wurde eine Konzession mit einer Laufzeit bis 2013 erteilt. Die gesamte nutzbare Fallhöhe dieses Flussabschnitts beträgt 22 m. Der Hauptteil dieser Höhe (18 m) wird beim Stauwehr erzeugt. Die restliche Fallhöhe von 4 m wird mittels des Unterwasserstollens, der die Limmatschleife beim Kloster Wettingen abschneidet, genutzt. Die dadurch entstandene Restwasserstrecke ist ca. 1'300 m lang. In der Kraftwerkszentrale sind drei Maschinengruppen mit vertikaler Achse installiert (Turbinentyp: Kaplan). Die Betriebsaufnahme des Kraftwerkes erfolgte 1933. Werkeigentümer und Betreiber ist ewz Elektrizitätswerk der Stadt Zürich.
Die Kraftwerksanlagen sind heute zum grössten Teil noch im Originalzustand vorhanden. Einige Anlagenteile haben ausgedient, weil sie am Ende ihrer Lebensdauer angelangt oder technisch überholt sind. Weitere Teile sind sanierungsbedürftig. Auch die Restwasserverhältnisse in der Limmatschleife müssen aufgrund der geänderten gesetzlichen Vorschriften verbessert werden. Detaillierte Angaben zum gesamten Erneuerungsprojekt sind dem Beitrag von Stöckli (2002) in diesem Band zu entnehmen.

Die notwendigen Anpassungen können nur mit einem grossen finanziellen Aufwand realisiert werden. Um diesen Investitionen eine sinnvolle Amortisationsbasis zu verschaffen, hat die Stadt Zürich bereits 1995 mit den betroffenen Kantonen Aargau und Zürich Verhandlungen für eine vorzeitige Konzessionserneuerung aufgenommen. Diese Verhandlungen konnten mit der Erteilung einer neuen Konzession erfolgreich abgeschlossen werden.

In diesem Beitrag werden die geplanten baulichen Massnahmen im Bereich der Wehranlage vorgestellt und wird die hydraulische Bemessung dargelegt. Im

Speziellen wird dabei der koordinierte Einsatz von hydraulischen Modellversuchen im Planungsprozess hervorgehoben.

2 Ausgangslage

Die bestehende Wehranlage (Abbildungen 1 und 2) weist vier Wehrfelder von je 11 m Breite auf. Diese sind durch drei Wehrpfeiler von 5 m Breite voneinander getrennt. In jedem dieser Wehrfelder befinden sich eine mit einer Segmentschütze abschliessbare Durchlassöffnung (Grundablass) und ein mit einer Stauklappe abschliessbarer Überfall. Die lichte Weite der Segmentschütze beträgt 11 m in der Breite und 2.5 m in der Höhe. Die Stauklappen weisen identische Abmessungen auf. Als Revisionsorgane sind eine Gleitschütze mit Zahnstangenantrieb für den Grundablass und Dammbalken für die Stauklappe vorhanden. Beide Organe können nur bei stehendem Wasser betrieben bzw. eingesetzt werden.



Abbildung 1: Oberwasseransicht der Wehranlage und Kraftwerkzentrale

3 Hydraulische Randbedingungen für das Wehrsanierungsprojekt

Verschiedene wichtige Anforderungen waren bei der Erarbeitung des Erneuerungsprojekt zu beachten.

- Von Seiten der Gewässerschutzgesetzgebung wird heute eine erheblich grössere Dotierwassermenge in der Limmatschleife verlangt. Die geforderte Menge beträgt je nach Jahreszeit 7.5 bis 12 m^3/s. Damit diese Wassermenge nicht dauerhaft der Energieerzeugung entzogen wird, wurde schon früh die Erstellung eines Kleinwasserkraftwerkes am Fuss des Wehres in Betracht gezogen. Damit die Baukosten tragbar bleiben, wurde eine Lösung gesucht, für die die bestehende Wehrstruktur möglichst optimal genutzt werden kann. Eine solche Lösung bedingt jedoch die Aufgabe eines Wehrfeldes für die Hochwasserableitung, in diesem Fall das linksufrige.

- Weitere Anforderungen folgen aus der gesetzlichen Pflicht die Stauanlagensicherheit auch bei widrigsten hydrologischen Umständen zu gewährleisten. Massgebend für die Neubemessung der Ableitorgane in den verbleibenden

drei Wehrfeldern sind dabei die erforderliche Ableitkapazität bei Hochwasser und die Betriebssicherheit der Wehranlage.

- Die heute zu berücksichtigenden Hochwassermengen sind im Vergleich zu den ursprünglichen Annahmen beim Bau des Kraftwerkes erheblich grösser. Im Rahmen der damaligen Modellversuche für den Wehrbau (1930) wurde eine maximale Hochwassermenge von rund 700 m^3/s unter Einhaltung des Stauzieles für die Bemessung berücksichtigt. Heute gilt es den Nachweis zu erbringen, dass ein Bemessungshochwasser von 900 m^3/s mit n-1 Ableitorgane bei einem Wasserspiegel tiefer als die Gefahrenkote abfliessen kann. Die Gefahrenkote für die Stauanlage Wettingen wurde auf der Höhe der Wehrbrücke-Oberkante festgelegt. Ein zweiter Nachweis wird für die Ableitung der anderthalbfachen Menge des Bemessungshochwassers (= Sicherheitshochwasser) verlangt. Dabei darf der Betrieb sämtlicher n Ableitorgane angenommen werden. Der Oberwasserspiegel muss in diesem Fall ebenfalls tiefer als die Gefahrenkote der Stauanlage bleiben.



Abbildung 2: Unterwasseransicht der Wehranlage

Der Einbezug sämtlicher Anforderungen resultierte in einer ersten Umbauvorschlag. Das linke Wehrfeld wird zugunsten der Erstellung einer Dotierturbinenanlage mit einer Maschinengruppe stillgelegt. In jedem der drei verbleibenden Wehrfelder ist nach wie vor eine Stauklappe über die gesamte Breite vorgesehen. Diese Stauklappe wird in Gegensatz zur heutigen automatischen Gegengewichtsklappe hydraulisch betätigt. Im Bereich der Grundablässe wurde eine Lösung mit einer Aufteilung der Gesamtfeldbreite in zwei Durchlässe je Wehrfeld gewählt. Diese sind jeweils mit einem Zwischenpfeiler voneinander getrennt. Eine massgebliche Verbesserung der Beriebssicherheit wird dabei mit der Anordnung einer Revisionsschütze und einer Regulierschütze in jedem Durchlass erreicht, die ebenfalls hydraulisch betätigt werden.

4 Planungsprozess

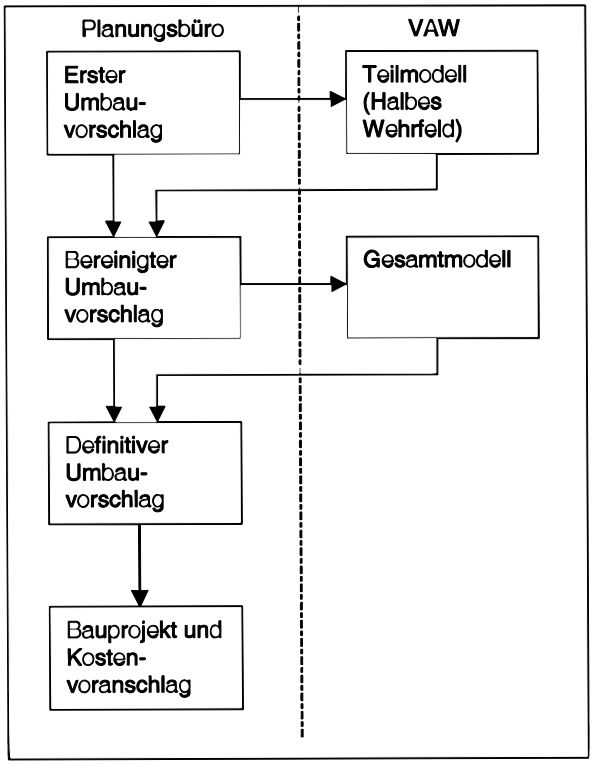


Abbildung 3: Planungsprozess

Damit die Machbarkeit des Umbaukonzeptes möglichst früh abgeklärt werden konnte, wurde die Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich (VAW) bereits in dieser Projektphase beigezogen. Dabei standen vor allem Fragen bezüglich der Kapazität der Wehranlage und der Energieumwandlung im vorhandenen Tosbecken im Mittelpunkt, da durch den geplanten Verzicht auf ein Wehrfeld die spezifische Belastung der verbleibenden Wehrfeldern zunimmt.

Nach ersten Gesprächen im Laufe vom Jahr 1998 wurde rasch klar, dass die Fragestellung nur mit der Durchführung von Versuchen an einem Teilmodell befriedigend beantwortet werden konnte. Dieses Modell wurde im Sommer 1999 gebaut. Die Ergebnisse aus den nachfolgenden Vorversuchen lagen im September 1999 vor und zeigten, dass die Machbarkeit des gewählten Konzeptes unter der Berücksichtigung einiger Anpassungen gegeben war.

Zusammen mit weiteren Überlegungen flossen diese Erkenntnisse in die Detailplanung ein. Der bereinigte Umbauvorschlag lag Ende 1999 vor.
Damit die Ableitkapazität der gesamten Wehranlage bestimmt und auch die räumlichen Effekte der Abflusskonzentration auf drei Wehrfelder erfasst werden konnten, wurde im März 2000 die VAW – nach vorangegangem Submissionsverfahren – mit der Ausführung von Modellversuchen an einem Gesamtmodell beauftragt. Die Resultate der Untersuchungen sind im Versuchsbericht vom Januar 2001 festgehalten.
Unter Einbezug der Versuchsresultate wurde im Laufe des Jahres 2001 das Bauprojekt für die Wehrsanierung erstellt, das ein Teilprojekt im Rahmen der Erneuerung des Kraftwerkes Wettingen darstellt. Dieses Erneuerungsprojekt samt Kostenvoranschlag konnte im Herbst 2001 fertiggestellt und dem Auftraggeber ewz Elektrizitätswerk der Stadt Zürich überreicht werden.

5 Teilmodell Umbauvorschlag

Ziel der Untersuchungen am Teilmodell musste es also sein, die grundsätzliche Machbarkeit des neuen Konzeptes aus hydraulischer Sicht zu überprüfen. Entsprechend dem Planungsstand des Gesamtprojektes waren dafür die Kapazität der Anlage zur Ableitung der Hochwasser zu überprüfen und ein mögliches Ausblasen des Wassersprunges aus dem Tosbecken mit der damit verbundenen Kolkgefährdung, sowie ein denkbarer kritischer Rückstau aus dem Tosbecken zurück zu den Grundablassschützen erkannt und die Lösbarkeit dieser Probleme abgeschätzt werden.

Dementsprechend wurden dann auch die Versuche in eine reine Kapazitätsbestimmung und ergänzende Versuche zur Überprüfung der weiteren Problemstellungen unterteilt.

Für die Untersuchungen wurde ein Modell eines halben Wehrfeldes im Massstab 1:25 in eine bestehende Rinne eingebaut. Die Wahl eines halben Wehrfeldes allein (nur 1 Grundablass und die darüber liegenden Hälfte der Schussrinne) erlaubte sowohl den Materialaufwand zu minimieren, als auch gleichzeitig den Modellmassstab gross zu halten um Massstabseffekte zu vermeiden. Durch die Platzierung direkt an der gläsernen Seitenwand konnten die Versuche einfach video- und fototechnisch festgehalten und dokumentiert werden.

Die Vorversuche konnten denn auch mit der Feststellung abgeschlossen werden, dass die Kapazität der Anlage den neuen gestellten Anforderungen auch bei einer Reduktion um ein Wehrfeld genügen wird.
Basierend auf diesem Ergebnis und der Gewissheit, dass auch die erwarteten Probleme im Tosbeckenbereich zwar vorhanden, aber mit relativ geringem Aufwand (zusätzliche Endschwelle am Ende des Beckens) lösbar erschienen, konnten die Arbeiten zum Entwurf eines bereinigten Umbauvorschlages durch das beauftragte Ingenieurbüro weiter voran getrieben werden.

6 Gesamtmodell bereinigter Umbauvorschlag

Der bereinigte Umbauvorschlag wiederum sollte hinsichtlich verschiedener Aspekte noch an einem hydraulischen Modell überprüft werden. Die Hydraulik der Gesamtanlage (Kapazität der einzelnen Organe, der einzelnen Wehrfelder und aller Wehrfelder zusammen, Dissipation im Tosbecken und Kolkungen im Unterwasser), der Einfluss der vorgesehenen Dotierturbine auf die Abflussverhält-

nisse im Unterwasser standen dabei im Vordergrund. Weiter sollte ein Wehrreglement erarbeitet werden und verschiedene ökologische Aufwertungsmassnahmen im Unterwasserbereich überprüft werden.

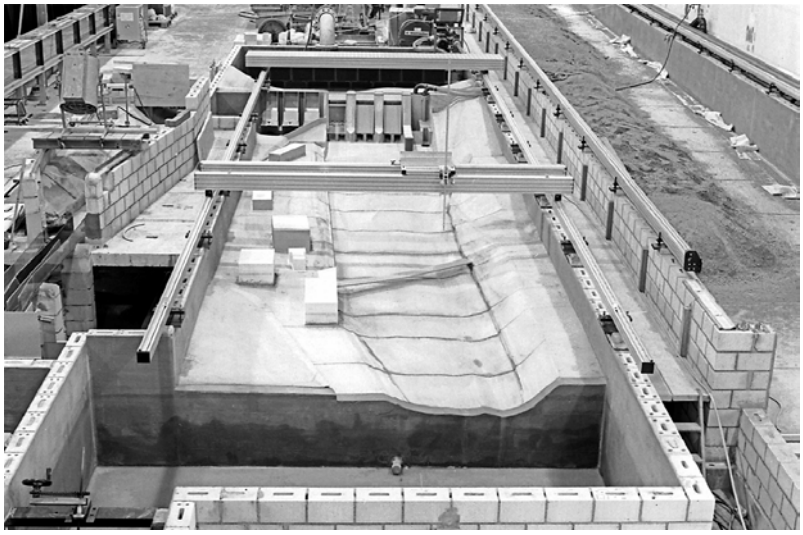


Abbildung 4: Das fertig gestellte Modell im Massstab 1:40

Dafür wurde ein Abschnitt der Limmat um das Wehr Wettingen nachgebaut, der von rund 100 m oberstrom der Wehranlage bis ca. 300 m unterstrom reichte. Das im Massstab 1:40 gehaltene Modell ist in Abbildung 4 dargestellt. Die notwendigen Kapazitäten konnten sowohl für die gesamte Anlage wie auch für die einzelnen Organe gut erreicht werden. Wie bereits aus den Erfahrungen am Teilmodell erwartet konnten die Dissipationsvorgänge im Tosbecken mit einer einfachen Endschwelle von einem Meter Höhe unter Kontrolle gebracht werden.

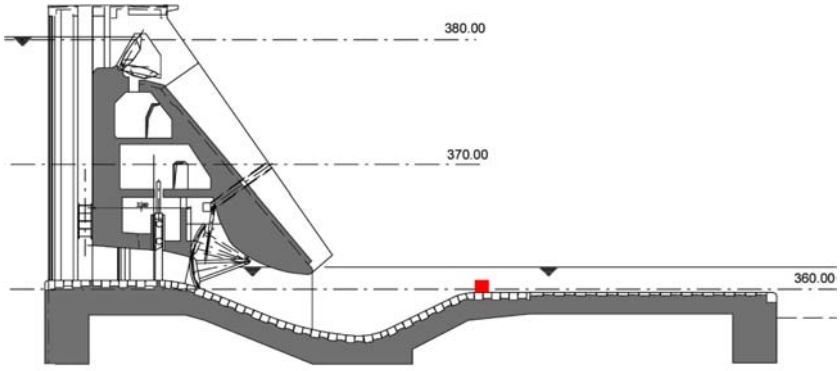


Abbildung 5: Längsschnitt durch ein Wehrfeld. Sichtbar ist die neu zu errichtende Endschwelle am Ende des Tosbeckens von einem Meter Höhe. Die sonstige Struktur des Tosbeckens bleibt im aktuellen Zustand erhalten.

Die Erhöhung des Dotierabflusses wirkt sich grundsätzlich positiv auf die zu erwartenden Strömungsgeschwindigkeiten in der Limmatschleife aus. Durch weitere Gestaltungsmassnahmen im Unterwasser, insbesondere mit einer Strukturierung der Sohle im Nahbereich der Wehranlage mittels einem ca.

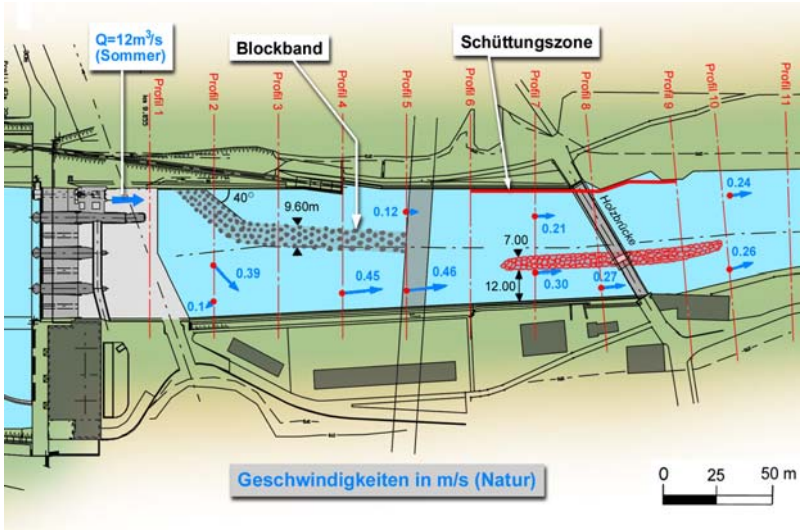


Abbildung 6: Übersicht über die wichtigsten Massnahmen im Modellbereich

9.60 m breiten Blockband und einer aus Blöcken bestehenden Insel um den Pfeiler der Insel konnte die Strömungsdiversität in diesem Bereich erhöht und die gewünschte Konzentration der Strömung entlang dem in orographisch rechten Ufer (eigentliche Niedrigwasserrinne) erreicht werden. Dies bei alleinigem Betrieb der Dotierturbine. Die Wasserspiegel während einem Hochwasser werden dagegen nur punktuell und minimst erhöht. Abschliessend wurde in Versuchen mit bereichsweise beweglicher Sohle das Wehrreglement dahingehend optimiert, dass sich die entwickelnden Kolke auf ein Minimum beschränken (Abbildung 7). Dies wurde erreicht mittels identischen relativen Öffnungen S_{GA} der Grundablässe, wenn die Überfallklappen bereits vollständig geöffnet sind.

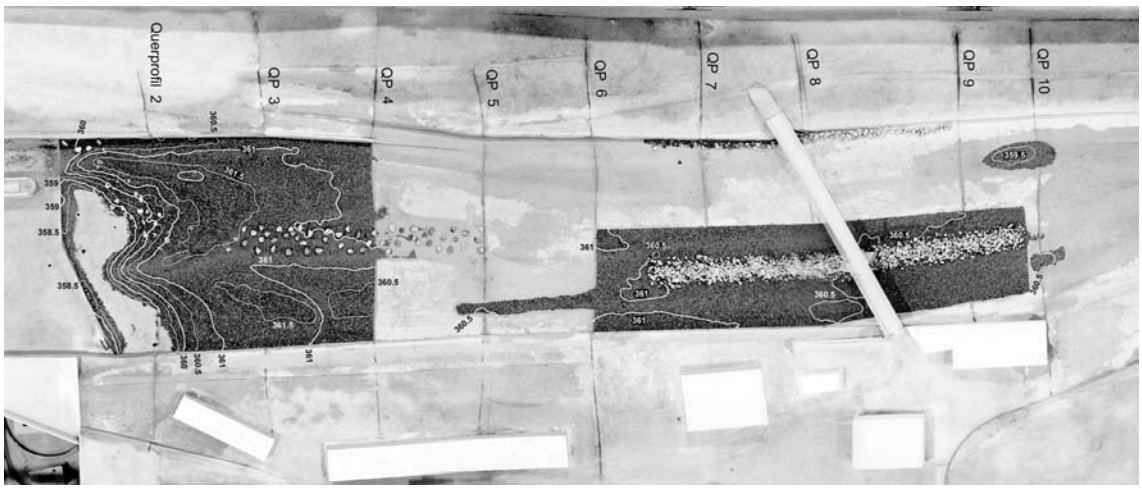


Abbildung 7: Die Sohle im Modellbereich nach einem etwa 100-jährlichen Hochwasser. Die Kolke im Unterwasser beschränken sich auf einen relativ kleinen Bereich im Anschluss an die befestigte Sohle des Tosbeckens. Hier wird das auf dem anstehenden Fels aufliegende Sohlenmaterial ausgeräumt.

Abschliessend wurden einige spezielle Fragestellungen untersucht und ein Vorschlag für ein Betriebsreglement für das Wehr entwickelt.

7 Bauprojekt definitiver Umbauvorschlag

Wie bereits vorgängig erwähnt wird das linksufrige Wehrfeld stillgelegt und zur Aufnahme der Einrichtungen der Dotierturbinenanlage umgebaut (Abbildung 8 und Abbildung 9). Jedes der drei verbleibenden Wehrfelder wird identisch umgebaut. Nachfolgend werden die vorgesehenen Änderungen am Baukörper des Wehres sowie die neuen Abschlussorgane für ein Wehrfeld beschrieben (Abbildung 10).

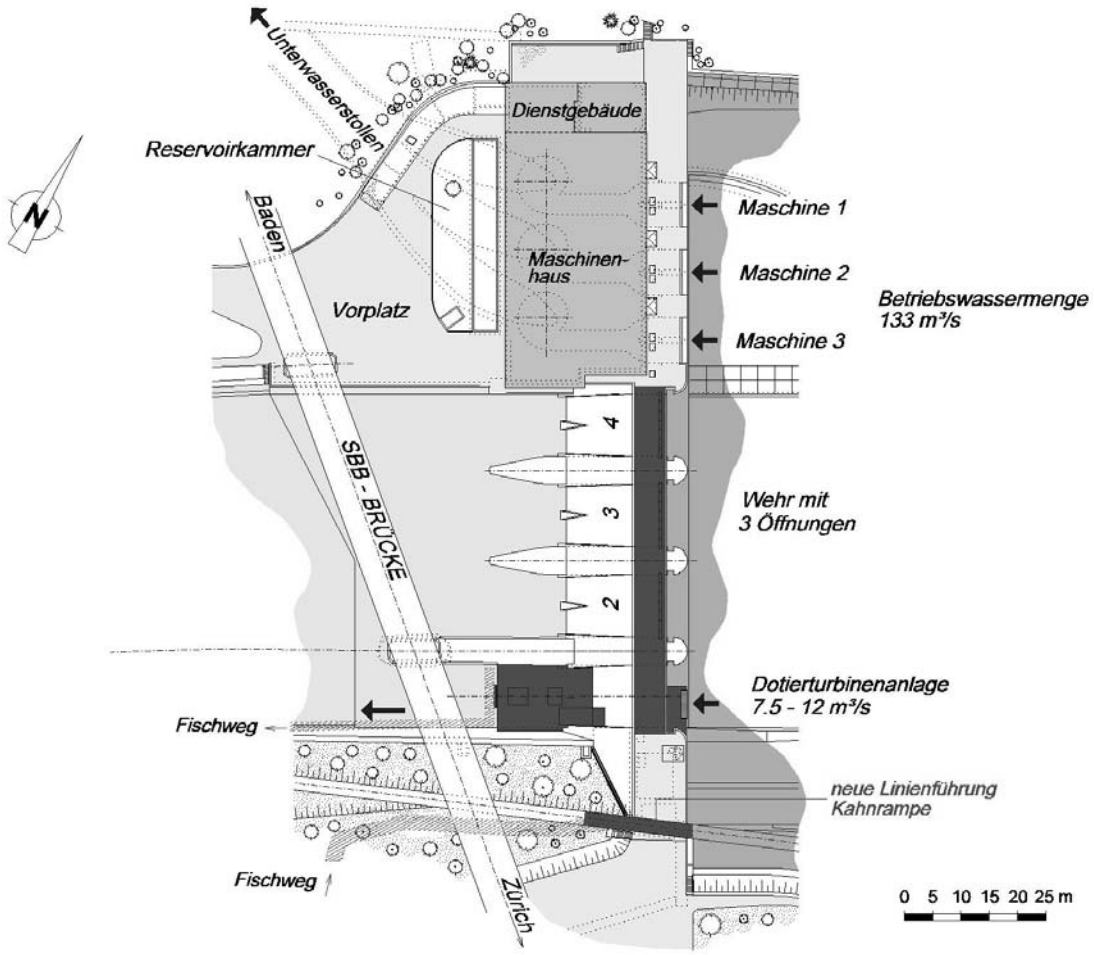


Abbildung 8: Situation der Kraftwerksanlagen.

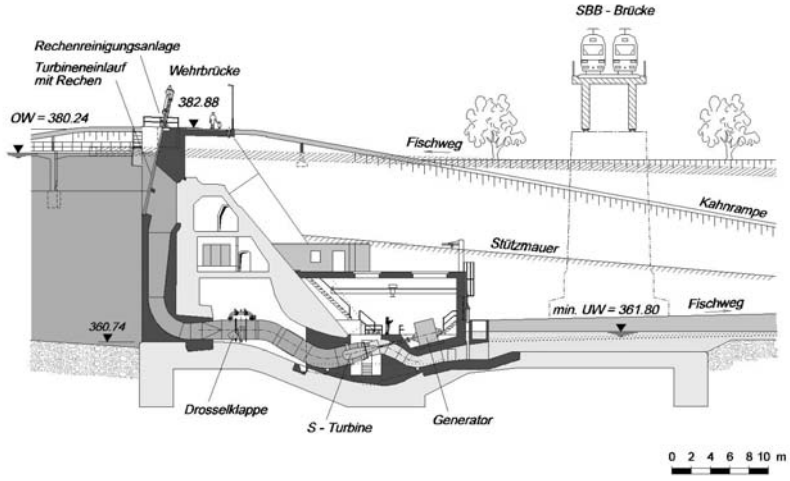


Abbildung 9: Schnitt durch die Dotierturbinenanlage

In der Überlauföffnung wird die bestehende selbstregulierende Stauklappe ersetzt. Die Lichtweite der neuen, ölhydraulisch betriebenen Stauklappe beträgt 10.30 m und ist damit um 0.7 m weniger breit als die bestehende. Die beidseitigen Lücken werden durch Vorbetonieren der Wände geschlossen. Zur Belüftung der Klappenunterseite ist beidseitig eine Luftzufuhr vorgesehen. Die Belüftungskanäle werden in den freiwerdenden Schächten der heute vorhandenen Gegengewichte platziert.

Die heute 11 m breite Grundablassöffnung wird neu in zwei Durchlässe mit einer Lichtweite von 3.50 m aufgeteilt. Die Trennwand zwischen den Durchlässen weist eine Breite von 2.00 m auf. Zugleich werden den Pfeilern Seitenwände von 1.00 m Breite vorbetoniert.

In jedem Durchlass wird eine Gleitschütze als Revisions- bzw. Notschlussorgan und eine Segmentschütze als Regulierorgan eingebaut. Die Höhen im Licht betragen 2.41 m resp. 2.20 m. Diese Schützen werden ebenfalls mit einer Ölhydraulik betätigt.

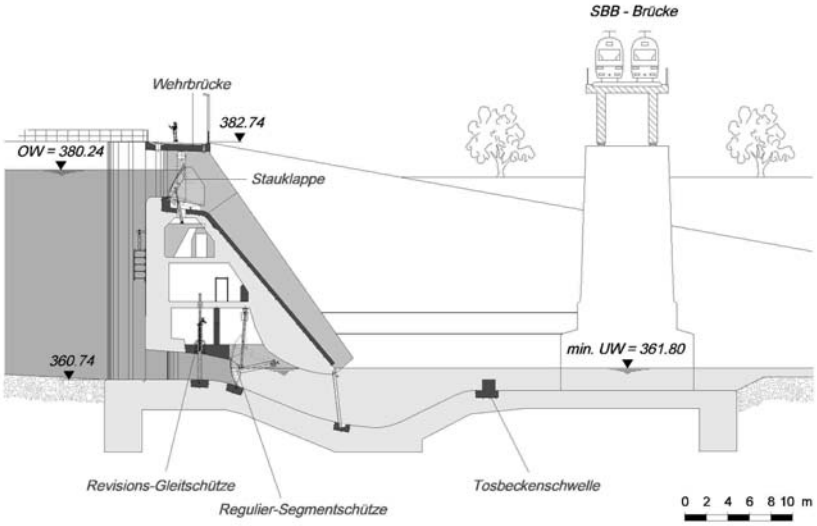


Abbildung 10: Schnitt durch ein Wehrfeld

Am Ende der Tosbeckenmulde und der Wehrpfeiler wird ein Betonriegel von 1 m Höhe und 1.2 m Breite gebaut. Mit dieser Massnahme kann die Strömung stromabwärts des Wehres im Hochwasserfall massgeblich beruhigt werden.

	heute	zukünftig
Stauwehr ▪ Typ ▪ Kronenlänge ▪ Max. Höhe über Fundation	 Gewichtsmauer 80 m 29 m	 Gewichtsmauer 80 m 29 m
Stauziel	380.24 m ü.M.	380.24 m ü.M.
Wehrfelder ▪ Stauklappen ▪ Grundablässe	4 4 St. (11m $\times$ 2.5m) 4 St. (11m $\times$ 2.5m)	3 3 St. (10.3m $\times$ 2.5m) 6 St. (3.5m $\times$ 2.2m)
Mittlere Fallhöhe ▪ Hauptmaschinen ▪ Dotieranlage	 22.8 m	 22.8 m 18.4 m
Schluckvermögen der Turbinen Total	3 $\times$ 44.3 m^3/s = 133 m^3/s	3 $\times$ 44.3 m^3/s + 1 $\times$ 12 m^3/s = 145 m^3/s
Maximale Leistung	25.5 MW	27.3 MW
Mittl. Jahresproduktion ▪ Sommerhalbjahr ▪ Winterhalbjahr	143.0 GWh 83.4 GWh 59.6 GWh	144.5 GWh 85.2 GWh 59.3 GWh
Ausbaugrad	83 Tage	63 Tage

Tabelle 1: Charakteristische Daten des Kraftwerkes Wettingen, heute und zukünftig.

8 Ausblick

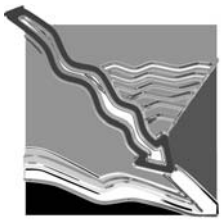
Die Projektauflage des Erneuerungsvorhabens fand April / Mai 2002 in den betroffenen Gemeinden der Kantone Zürich und Aargau statt. Mit der Erteilung der Baubewilligung wird anfangs 2003 gerechnet. Der Baubeginn ist für den Monat Juni 2003 vorgesehen. Nach einer geplanten Bauzeit von vier Jahren sollte Mitte 2007 die Erneuerung des Kraftwerkes Wettingen abgeschlossen sein.

Anschriften der Verfasser

Urs Keller, Dipl. Bauing. ETH, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich, Gloriastrasse 37/39, ETH Zentrum, 8092 Zürich, Tel.+41 1 632 4119, Fax +41 1 632 1192, E-Mail keller@vaw.baug.ethz.ch

Frits de Vries, Dr. sc. techn, Dipl. Bauing. TH , Ingenieurbüro für bauliche Anlagen, Departement der Industriellen Betriebe der Stadt Zürich, Beatenplatz 2, Postfach, 8023 Zürich, Tel. +41 1 216 50 18, Fax +41 1 216 50 24, E-Mail: frits.devries@ewz.stzh.ch

Internationales Symposium 2002 in Zürich
MODERNE METHODEN UND KONZEPTE IM WASSERBAU
Organisiert von der Versuchsanstalt für Wasserbau,
Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich und
dem Schweizerischen Wasserwirtschaftsverband



Einsatz einer Rahmenschalung als wasserdichte Baugrubenumschließung bei der Sanierung des Tosbeckens der Lechstaustufe 18

Dipl.-Ing. Ulrich Geisinger
Dipl.-Ing. Bernhard Kalusa

Vorbemerkung

Die Lechstaustufe 18 – Kaufering wurde im Zuge des Wasserkraftausbaues am Lech, einem der voralpinen Zuflüsse der Donau, von der Bayerische Wasserkraftwerke AG (BAWAG), München, in den Jahren 1973-75 nördlich der Gemeinde Kaufering errichtet. Konzeption von Kraftwerk und Wehranlage entspricht den rund 10 Jahre früher ausgeführten Staustufen Lechbruck und Dessau [1] sowie den bis 1984 realisierten Stufen 19 – 23 [2]

Das Wehr wurde als kombiniertes Wehr mit drei Grundablässen und einer darüber angeordneten Heberbatterie mit sechs Einzelhebern geplant. Über die Grundablässe mit einer Durchflussbreite von 13 m kann das Bemessungshochwasser BHQ=HQ_{100}=1350 m^3/s abgeführt werden. Bei Ausfall eines Grundablasses, n-1-Fall der DIN 19700, übernehmen die Heber die fehlende Abflussleistung.

Bauwerksüberwachung und Schadensfeststellung

Im Rahmen der Bauwerksüberwachung wird die unterstromige Flusssohle durch Kolkpeilungen auf Sohlerosionen untersucht. Die Kolkaufnahmen werden im regelmäßigen Abstand von fünf Jahren bzw. nach Hochwasserabflüssen größer HQ_5 durchgeführt. Auch nach dem bisher größten Hochwasser mit rund 1.100 m^3/s, das die Staustufe am 22.05.1999 beherrschen musste, wurden keine signifikanten Veränderungen der Sohle gegenüber dem Urzustand von 1975 festgestellt. Hydraulische Wirksamkeit des Tosbeckens und fachgerechter Betrieb der ferngesteuerten Anlage wurden dadurch eindrucksvoll bestätigt.

Darüber hinaus werden von Tauchern die Betonoberflächen im Tosbecken sowie der Zustand der Panzerung oder der Kantenschutzeisen geprüft. Die bereits aus früheren Tauchgängen bekannten Fehlstellen hatten sich nach den Hoch-

wasserereignissen vom Mai 1999 deutlich vergrößert. Zum Schadensbild gehörten abgerissene Stahlplatten der Panzerung an den Seitenflächen einzelner Prallkörper, Betonlöcher in der 2,0 m dicken Tosbeckensohle mit bis zu 70 cm Tiefe, Betonschäden entlang der Bewegungsfuge zwischen Wehr und Tosbecken sowie Betonabtrag an der Wehrwange bei den Störkörpern.



Bild 1: Luftbild Lechstaustufe 18 - Kaufering

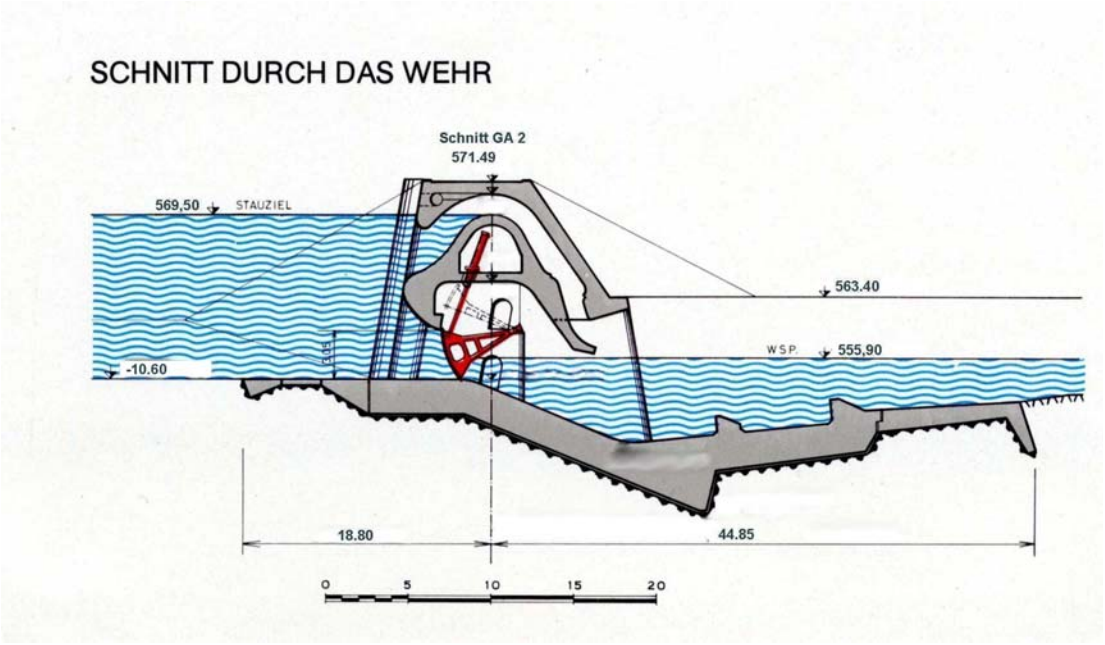


Bild 2: Querschnitt durch das Wehr

Sanierungskonzept

Vor der Sanierungsplanung war die Ursache für die beobachteten Schäden festzustellen. Durch den weitgehenden Ausbau des Lechs mit Flussstaustufen wurde der Geschiebetrieb unterbrochen. Ferner zeigten die Betonfehlstellen scharfkantige Begrenzungen und nicht die bei Erosionsschäden glatt geschliffenen Flächen. Die gleichmäßige Verteilung der Schäden über die gesamte Tosbeckenbreite widersprach den möglichen Ursachen ungleichmäßiger Wehrbetrieb oder mangelhafte Betonqualität bzw. Bauausführung.
Da die üblichen Schadensmechanismen ausgeschlossen werden konnten, wurde die Versuchsanstalt Obernach der Technischen Universität München eingeschaltet. In einer ersten Untersuchungsstufe wurde nachgewiesen, dass die Schäden mit Kavitationserscheinungen an den Tosbeckeneinbauten erklärt werden können. Als Abhilfe wurde in einer zweiten Untersuchungsphase versucht, durch Veränderung der Wehr- bzw. Störkörpergeometrie die Bildung der Kavitationswirbel zu unterbinden. Die Varianten „schmälere Störkörper“ oder „Strahlteiler auf den Wehrrücken“ führten nicht zum gewünschten Erfolg. Erst mit der Variante „vorgesetzte Keile“ konnten auch für σ-Werte, die der Großausführung entsprechen, ein wirbelfreies Strömungsbild erzeugt werden. Zur bautechnischen Optimierung wurden vier verschiedene Größen von Vorsatzkeilen getestet. Den Ausführungsvorschlag zeigt Bild 6.

Aus dem Schadensbild und den Empfehlungen der Versuchsanstalt Obernach zur Umgestaltung der Störkörper ergab sich folgender Sanierungsumfang:

- Reprofilierung der Betonflächen in der Sohle, an der Wangenmauer und an den Störkörpern,
- fehlende Teile der dreiseitigen Panzerung der Störkörper ergänzen,
- nachträgliche Befestigung der Panzerung durch Reaktionsanker,
- Anschweißen von Stahlvorsatzkeilen an die Prallseiten der Störkörper und Ausbetonieren der Stahlblechkonstruktion.

Da die einzelnen Arbeitsschritte sich über die gesamte Tosbeckenbreite erstreckten und sich in mehrere vergleichsweise schwierige Arbeitsschritte aufteilten, wurde vom Auftraggeber beschlossen, die Maßnahme im Trockenen auszuführen.

Für die Bauzeit in den wasserärmeren Monaten Februar bis April konnte das Tosbecken vollständig durch eine Baugrubenumschließung vom Unterwasser abgeschottet werden. Über das Kraftwerk kann mit 150 m^3/s rund das zweifache Mittelwasser abgeführt werden.
Da im Oberlauf der Stauspiegel der Talsperre Roßhaupten (Forggensee) im Winter bis zu 16 m abgesenkt wird und dadurch bis zu 135 Mio. m^3 Speicherraum frei werden, können auch größere Winterzuflüsse zwischengespeichert werden. In den folgenden Staustufen 2 bis 15 steht weiterer Speicherraum zur Verfügung.
Bei Kraftwerksausfall kann auf Propellerbetrieb mit rund 20 m^3/s umgestellt und das Überwasser ebenfalls zwischengespeichert werden.

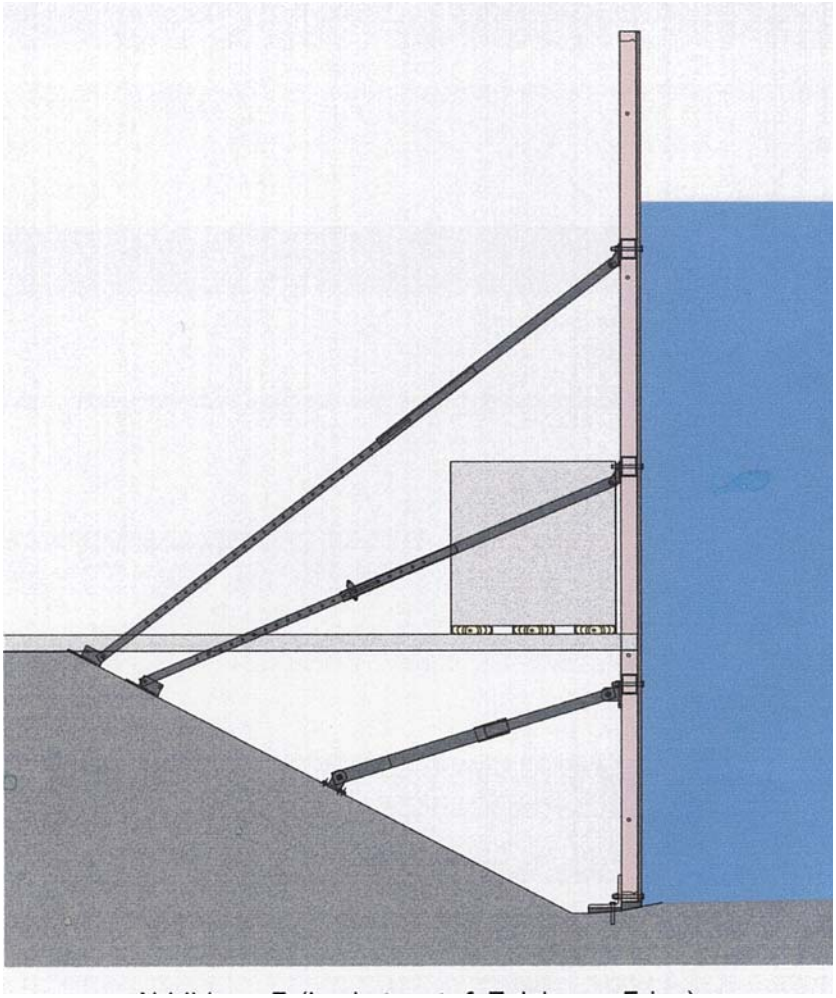


Bild 3: Systemskizze für die Baugrubenumschließung

Baugrubenumschließung

Konzeption

Vom planenden Ingenieurbüro war vorgesehen, die Baugrubenumschließung mittels eines rahmengestützten zweischaligen Spundwandverbaus herzustellen. Die Zwischenräume sollten mittels eingespültem Kies gefüllt werden, um ein Fangedammsystem zu erstellen.

Den Zuschlag zur Ausführung der Bauarbeiten erhielt die Firma J. Dobler GmbH & Co., Bauunternehmung, Kaufbeuren, mit einem Sondervorschlag [3] der vorsah, die Baugrubenumschließung mittels einem dreifach „luftseitig“ zug- und druckfest abgestützten Großflächenschalungssystem aus Stahlrahmentafeln herzustellen. Die erforderlichen, teilweise schräg verlaufenden Anschlüsse an bestehende Bauteile wurden zimmermannsmäßig unter zu Hilfenahme von Schalungsnormteilen ausgeführt.

Für den 75 m langen wasserdichten Verbau wurden bei einer Wassertiefe bis zu 4,50 m, bis auf den Anschlagwinkel „Schalung – Beton“ ausschließlich Schalungsnormteile aus dem NOE-TOP 2000-Programm verwendet.

Statik

Die Statik wurde von der Firma J. Dobler GmbH & Co. in Zusammenarbeit mit der Firma Noe-Schaltechnik erstellt. Der Vorteil der gewählten Baugrubenumschließung lag darin, dass fast ausschließlich typengeprüfte Normteile, wie Stahlrahmen, Schalungsnormteile, Schrägstützen und Anker verwendet wurden.

Da während der gesamten Nutzungsdauer der Baugrubenumschließung der Kraftwerksbetrieb fortgesetzt wurde, waren zusätzlich zu den in den Normen festgelegten Bauzuständen in Abstimmung mit der TU München, Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Herrn Prof. Dr. Th. Strobl, noch Zuschläge für dynamische Lasten zur berücksichtigen.

Mangels Vorgaben in den entsprechenden DIN-Normen wurde hierfür ein empirischer Zuschlag von 50 % zu dem statischen Wasserdruck festgelegt.

Die von den Turbinen angeströmte äußere Baugrubenecke wurde zusätzlich konstruktiv ausgesteift.

Im Bereich der Endschwelle wurde für die Verankerungskräfte nur eine Betongüte B 35 angesetzt, obwohl nach Plänen mit einem B 55 zu rechnen war. Diese Betongüte musste auch vor Ort nachgewiesen werden.

Aufgrund eines von E.ON Wasserkraft aufgestellten Sicherheits- und Gesundheitsplanes wurde der Ausfall einer vertikalen Abstützreihe (drei zug- und druckfeste Schrägstützen) berücksichtigt und statisch nachgewiesen.

Bei der Verankerung der Schrägstützen und des Fußwinkels mittels Hilti-Einschlaganker wurde das Redundanzverhalten bei Ausfall zweier nebeneinander liegender Dübel nachgewiesen.

Die vollflächige, kraftschlüssige Auflage des Stahlfußwinkels musste gewährleistet sein.

Abdichtung

Die Abdichtung zwischen den einzelnen Stahlrahmentafeln wurde mittels Neoprenbändern hergestellt.

Zur kraftschlüssigen Auflagerung des Fußwinkels und gleichzeitig zur Abdichtung wurden diese, über vorab an den Fußwinkeln angeschweißten Nippeln, unter Wasser mit Polyurethan-Harz verpresst.

Die Wasserunbedenklichkeit des Verpressmaterials wurde nachgewiesen.

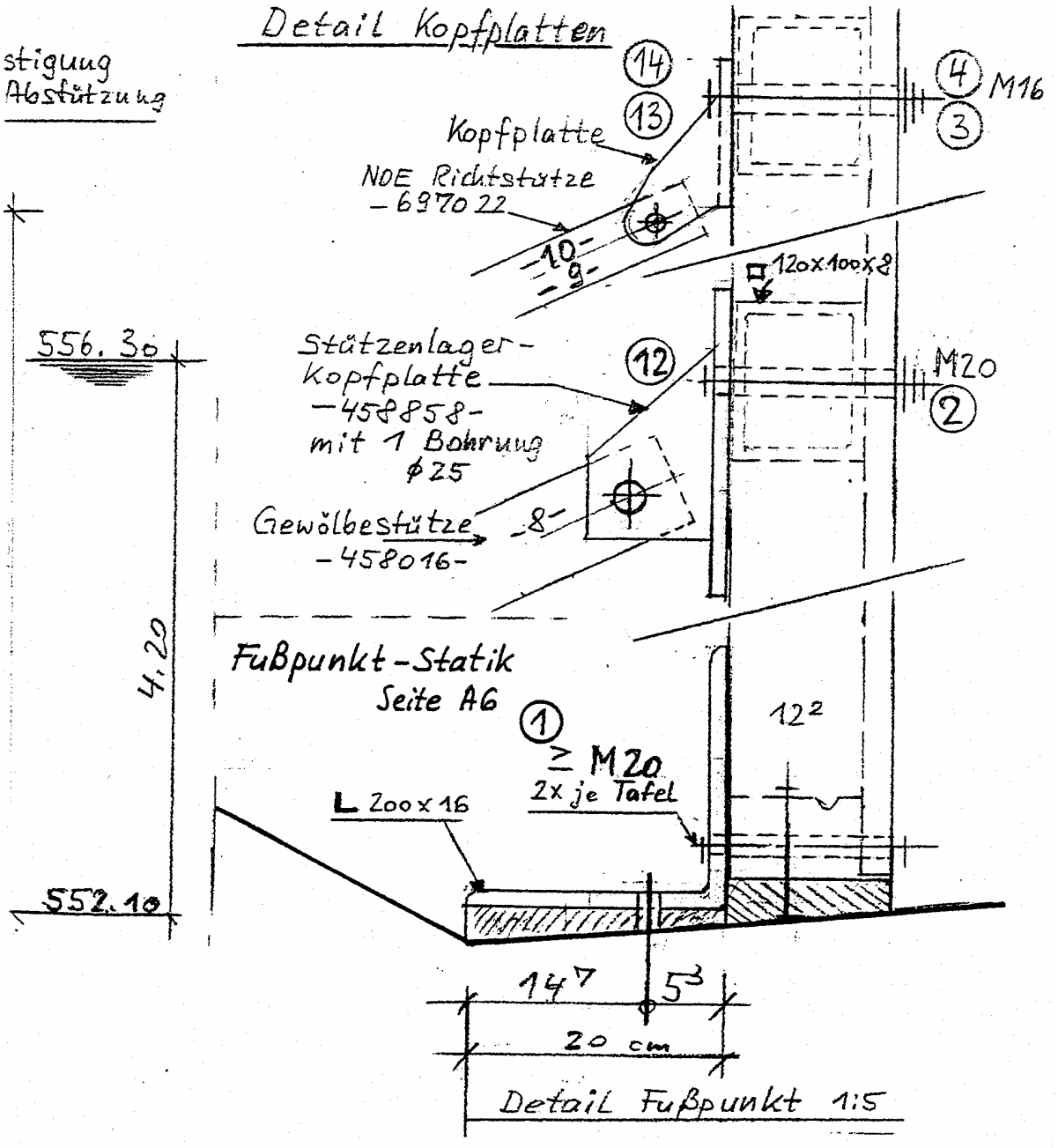


Bild 4: Detailausbildung Kopfplatte und Fußpunkt

Verwendetes Material:
NOE-TOP 2000-Großelemente 5,30 x 2,65 m
NOE-TOP 2000-Großelemente 2,65 x 2,65 m
NOE-Schalungsrichtstützen
Hilti HST M 16/25 Durchsteckanker
Hilti HST M 20/30 Durchsteckanker
Zweikomponenten Polyurethan Injektionsharz
Mischviskosität zwischen 2000 m Pas und 100.000 m Pas bei 25°C
Eingestellte Reaktionszeit: 2 Min. bei 5°C Wassertemperatur
Winkelprofile L 200 x 16 mit aufgeschweißten Verpressnippeln.
Eingesetztes Personal und Geräte
1 Vorarbeiter
1 Kranführer
1 Spezialbau-Facharbeiter
4 Arbeitstaucher
1 Hochbaukran 140 EC-H 6
2 Pumpen Bibo 5
2 Pumpen Bibo 2
1 Arbeitsboot
1 Treppenturm H = 12 m
4 Stück Komplettausstattungen Arbeitstaucher mit luftbetriebenen Bohrern, Flex und Säge
1 Stück Kompressor 20 m³.

Bauablauf

- Vormontage der einzelnen Schalungselemente auf 5,3 x 5,3 m
- Verbindung mittels Normkeilen
- Anbringen der Winkelschiene am Fußpunkt
- Anhängen der Schrägstützen an die einzelnen Elemente und deren Befestigung zum Krantransport
- Einheben der vorbereiteten Schalungselemente mittels Hochbaukran
- Positionierung durch Arbeitstaucher
- Bohren und Setzen der Dübel an den Winkelschienen
- Feinausrichtung der Schrägabstützung
- Bohren und Setzen der Dübel an den Richtstützen
- Vorfertigung der Randkeile in zimmermannsmäßiger Ausführung an Land
- Einheben der Passteile mittels Hochbaukran
- Befestigung an den seitlichen Schalungselementen
- Verankerung an den angrenzenden, schräg verlaufenden, bestehenden Betonwänden
- Bohren und Setzen der Dübel an den bestehenden Uferwänden
- Verpressen der unteren Abschlusswinkel, wasserdicht und kraftschlüssig mittel Polyurethan-Harz
- Teillenzen der Baugrube mit parallelen Nachdichtungsarbeiten
- Einheben von Betonfertigteilen zur Auftriebssicherung der Tosbeckensohle

- Aufbringen der Ballastierung auf der Baugrubenumschließung
- Zusätzliche stahlbaumäßige Versteifung der angeströmten Baugrubenumschließungsecke
- Zusätzlicher Belastungstest der Baugrubenumschließung. Hierbei wurden die in Betrieb befindlichen Turbinen mit Höchstlast gefahren und durch Schnellabschaltung geschlossen. Hierbei ergaben sich die Maximalkräfte aus Druck, Sog und Strömung auf die Baugrubenumschließung

Die Gesamtbauzeit für die Herstellung der Umschließung betrug bis zur Freigabe der Baugrube lediglich 20 Arbeitstage.

Überwachung der Montagearbeiten

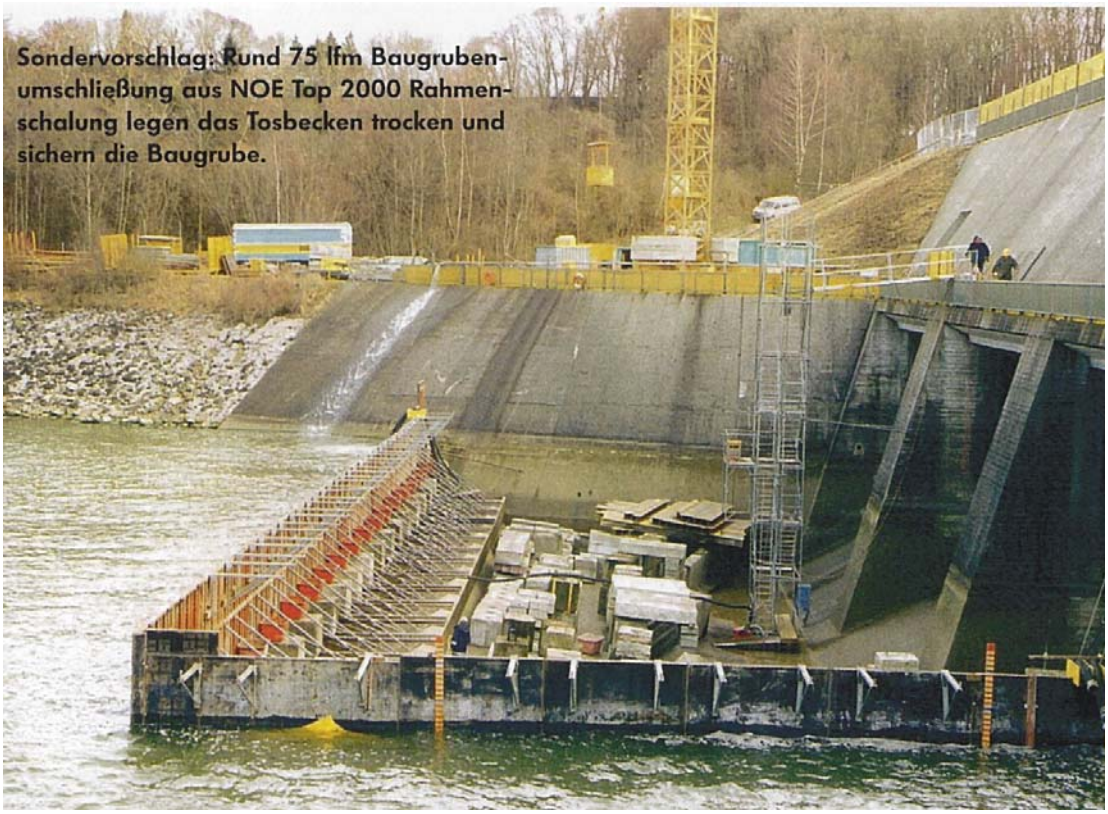


Bild 5: Baugrubenumschließung

Qualitätsmanagement durch Führung von detaillierten Checklisten je Dübel und Verbindungselement. Aufgeteilt in die einzelnen Arbeitsschritte, wie Bohren, Bohrlochreinigung, Setztiefe, Bohrlochdurchmesser, Setzen Dübel, Eindrehen Verschraubung, Festziehen.

Vorabnahme der Schalungsstöße, Verbindungen, Dübel, Verspannung der Schrägstützen mittels Kamerabefahrung durch die Arbeitstaucher, Vorlenzen der Baugrube.

Zur Abnahme, Erstkontrolle sämtlicher Verbindungsmittel und Dübel mit Fortschreiten der Baugrubenlenzung.

Endkontrolle mit Drehmomentesschlüssel an sämtlichen Dübeln und Verschraubungen.

Abnahme und Freigabe der Baustelle durch den Prüfstatiker.

Tägliche Sicht- und Handkontrolle der statisch relevanten Konstruktionsteile der Baugrubenumschließung.

Tosbeckensanierung



Bild 6: Prallkörper mit Stahlvorsatzkeilen

Erst nach dem Lenzen der Baugrube konnte der tatsächliche Schadensumfang festgestellt werden. Dabei bestätigten sich die von den Tauchern angegebenen Schadensbilder.

Die notwendigen Anker-, Beton- und Schweißarbeiten konnten ohne Zwischenfälle und Verzögerungen termingerecht durchgeführt werden. Bereits vier Wochen nach Beginn der Arbeiten innerhalb der Baugrubenumschließung waren die Sanierungsmaßnahmen abgeschlossen.

Erwartungsgemäß benötigte die Demontage der Umschließungswände nur eine knappe Woche.

Schlussbemerkung

Bei der Sanierung des Tosbeckens der Staustufe 18 – Kaufering bestimmten Art und Ausführung der Baugrubenumschließung wesentlich die Kosten der Gesamtmaßnahme. Der Einsatz einer Betonrahmenschalung als Baugrubenumschließung war ein innovativer Sondervorschlag des Bauunternehmens, der für den Auftraggeber eine deutliche Kosteneinsparung erbrachte. Bauunternehmen und Schalungshersteller haben die hier entwickelte Technik mittlerweile zum Patent angemeldet.

Literatur

[1] Treiber, Friedrich: Mittel- und Niederdruckwasserkraftanlagen im bayerischen Lech zwischen Füssen und Augsburg als Beispiel für Entwicklungstendenzen in der Vereinheitlichung von Wasserkraftwerken an Flüssen mit Stufenausbau, Wasserwirtschaft 57, Heft 1, 1967

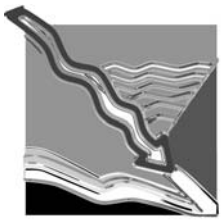
[2] Hochtief AG: Wasserbau am Lech
Hochtief-Nachrichten, 57. Jahrgang, Ausgabe 2/84, Essen

[3] J. Dobler: Rahmenschalung statt Spundwandkasten
Firmeninformation in Beton, Heft 5, 2001

Dipl.-Ing. Ulrich Geisinger
J. Dobler GmbH & Co.
Bauunternehmung
Gutenbergstraße 8
87600 Kaufbeuren

Dipl.-Ing. Bernhard Kalusa
E.ON Wasserkraft GmbH
Werkleitung Lech
Johann-Schmidt-Str. 11
86899 Landsberg a. Lech

Internationales Symposium 2002 in Zürich
MODERNE METHODEN UND KONZEPTE IM WASSERBAU
Organisiert von der Versuchsanstalt für Wasserbau,
Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich und
dem Schweizerischen Wasserwirtschaftsverband



Hydraulische Berechnungen einer angepassten Hochwasserentlastung mit einem dreidimensionalen Strömungsmodell

Dr. Niki Beyer Portner, Dr. Jérôme Dubois, Georg Lehmann

Die Sanierung der Spullerseesperren der Österreichischen Bundesbahnen erfordert unter anderem eine Anpassung der Hochwasserentlastung. Um die gegenwärtige Abflusskapazität auch nach der Sperrensanierung zu gewährleisten, sieht das Sanierungsprojekt vor, die vorhandenen Überlaufschwellen auf den Sperrenkronen (Nord– und Südsperre) nicht weiter einzusetzen und die bestehende Schwelle des Überlaufbauwerkes von etwa 20 m auf etwa 55 m zu verlängern. Das vorhandene kreisförmige Überlaufbauwerk wird in eine trapezförmige Sammelrinne umgewandelt, welche in den vorhandenen Entlastungskanal mündet. Ausser örtlichen Sanierungsarbeiten und einer Erhöhung der Leitwände bleibt dieser Kanal im Wesentlichen unverändert.
Der vorliegende Artikel befasst sich mit den hydraulischen Detailberechnungen des neuen Entlastungsbauwerkes. Es sollen dabei insbesondere die Abflusszustände in der Sammelrinne sowie im Abflusskanal im Detail erfasst werden. Dabei sind folgende zwei Aspekte von besonderem Interesse:

- Um die berechnete Abflusskapazität des neuen Bauwerkes gewährleisten zu können, muss bei der Überlaufschwelle immer ein freier Abfluss herrschen. Die Wasserhöhen in der Sammelrinne sollen möglichst genau erfasst werden, um einen Rückstau ausschliessen zu können. Dies kann von Hand nur mit stark vereinfachten Berechnungen überprüft werden.
- Die Biegung zwischen Sammelrinne und Entlastungskanal führt im letzteren zur Bildung von Stosswellen, deren Höhen und Lage anhand einer klassischen hydraulischen Analyse nur grob abgeschätzt werden können. Stosswellen führen zu einer wesentlichen Anhebung der Wasserhöhen an den Leitwänden des Entlastungskanals, so dass deren Ermittlung zur Festlegung der vorzunehmenden Anpassungen dieses Bauwerkes von Bedeutung ist.

Die Berechnungen wurden mittels einer numerischen 3-D Modellierung mithilfe des Computerprogramms *FLOW-3D* durchgeführt, in welcher ausser der Geometrie des Bauwerkes auch die Zuflussbedingungen in der Ufernähe berücksichtigt wurden.

1 Einleitung

Die Sanierung der Spullerseesperren sieht im Wesentlichen vor, diese anhand einer luftseitigen Aufschüttung zu verstärken. Bei dieser Sanierungslösung besteht die Notwendigkeit, die vorhandenen Hochwasserentlastungen anzupassen.
Um die gegenwärtige Abflusskapazität auch nach der Sperrensanierung zu gewährleisten, sieht das Sanierungsprojekt vor, die vorhandenen Überlaufschwellen auf den Sperrenkronen (Nord– und Südsperre) nicht weiter einzusetzen und die bestehende Schwelle des Überlaufbauwerkes von etwa 20 m auf etwa 55 m zu verlängern. Das vorhandene kreisförmige Überlaufbauwerk wird in eine trapezförmige Sammelrinne umgewandelt, welche in den vorhandenen Entlastungskanal mündet. Ausser örtlichen Sanierungsarbeiten und einer Erhöhung der Leitwände bleibt dieser Kanal im Wesentlichen unverändert.
Der vorliegende Artikel befasst sich mit den hydraulischen Detailberechnungen des neuen Entlastungsbauwerkes. Es sollen dabei insbesondere die Abflusszustände in der Sammelrinne sowie im Abflusskanal im Detail erfasst werden.
Die Berechnungen wurden mittels einer numerischen 3-D Modellierung durchgeführt, in welcher ausser der Geometrie des Bauwerkes auch die Zuflussbedingungen in der Ufernähe berücksichtigt wurden. Die Untersuchung wurde auf die Ausbauwassermenge der neuen Hochwasserentlastung beschränkt.
Nach der Erläuterung der Zielsetzungen der Studie wird die geometrische Modellierung des Bauwerkes beschrieben. Danach wird auf die Berechnungsgrundlagen des angewendeten Programms und des Modells eingegangen.
Zum Schluss werden die ermittelten Abflusszustände in der Sammelrinne und die hydraulischen Bedingungen im Abflusskanal beschrieben.

2 Zielsetzung der hydraulischen Detailberechnungen

Die vorgeschlagene Auslegung der angepassten Hochwasserentlastung ist dem Übersichtsplan der Abbildung 1 zu entnehmen. Trotz einer relativ einfachen Geometrie des Bauwerkes weisen die Abflussbedingungen in der Hochwasserentlastung einen ausgeprägten drei-dimensionalen Charakter auf, der nur sehr beschränkt anhand der klassischen Hydraulik ermittelt werden kann.
Zur Überprüfung der hydraulischen Funktionstüchtigkeit des Bauwerkes sind folgende zwei Aspekte von besonderem Interesse:

- Um die berechnete Abflusskapazität des neuen Bauwerkes gewährleisten zu können, muss bei der Überlaufschwelle immer ein freier Abfluss herrschen. Die Wasserhöhen in der Sammelrinne sollen möglichst genau erfasst werden, um einen Rückstau ausschliessen zu können.
- Die Biegung zwischen Sammelrinne und Entlastungskanal führt im letzteren zur Bildung von Stosswellen, deren Höhen und Lage anhand einer klassischen hydraulischen Analyse nur grob abgeschätzt werden können. Stosswellen führen zu einer wesentlichen Anhebung der Wasserhöhen an den Leitwänden des Entlastungskanals, so dass deren Ermittlung zur Festlegung der vorzunehmenden Anpassungen dieses Bauwerkes von Bedeutung ist.

Zusätzlich zu den oben erwähnten Aspekten sind natürlich weitere Angaben von Interesse wie z. B. die Anströmungsbedingungen der Überlaufschwelle, sowie die Abflusshöhen unterhalb der Brücke am Übergang zwischen Sammel-

rinne und Entlastungskanal. Was die Anströmungsbedingungen anbelangt, ist insbesondere der Schwellenabschnitt entlang des Seeufers von Bedeutung, da in diesem Abschnitt die Seetiefe relativ bescheiden ist.

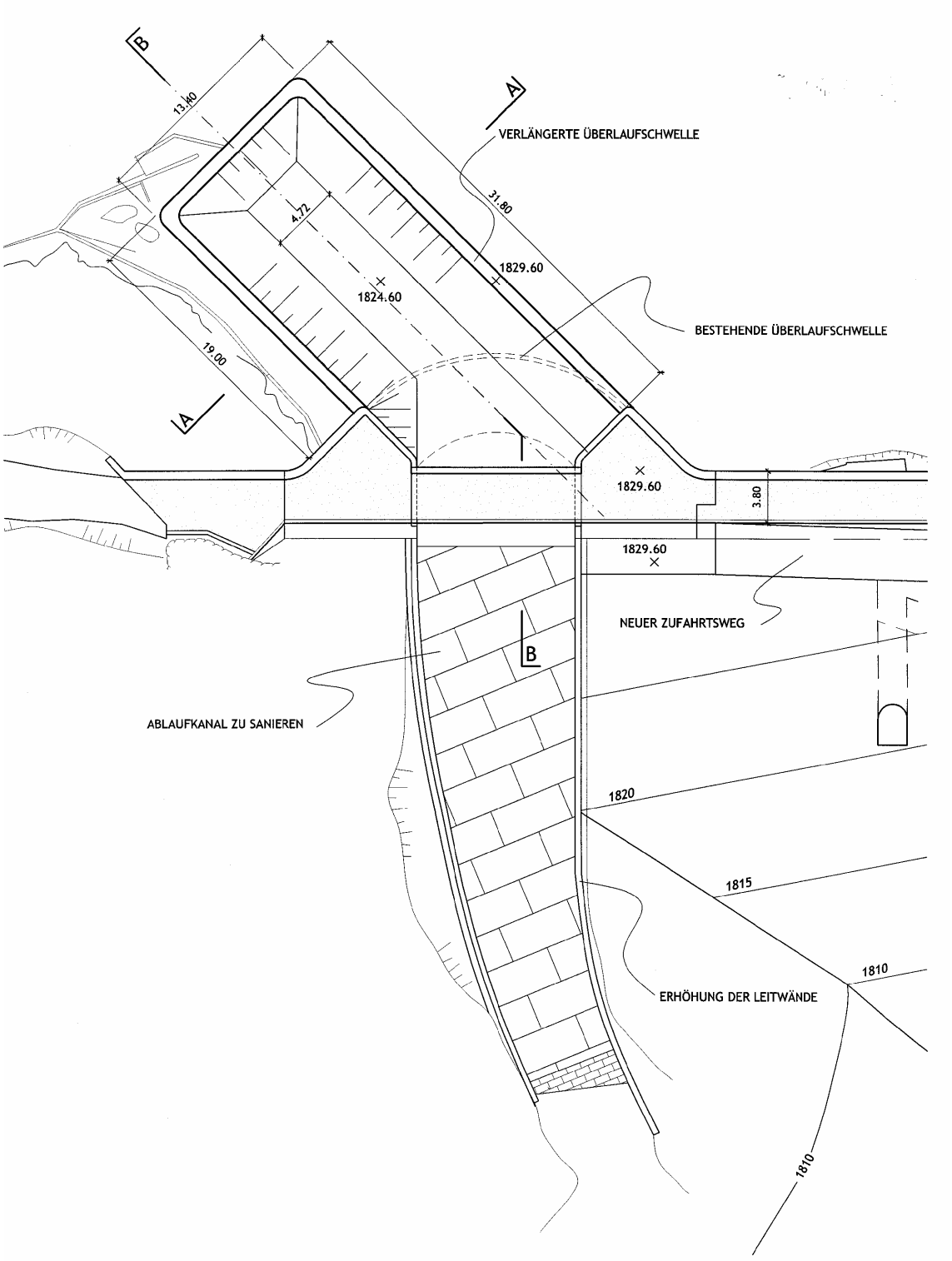


Abbildung 1 :Übersichtsplan der angepassten Hochwasserentlastung nach Detailprojekt Lombardi AG.

Nach eingehender Prüfung erschien es möglich die oben erwähnten Aspekte mittels einer drei-dimensionalen hydraulischen Detailberechnung zu erfassen. Für die gegebene Problemstellung erlaubt der Einsatz von moderner Software eine durchaus zuverlässige Ermittlung der Fliesszustände, deren Genauigkeit mit den üblichen Modellversuchen vergleichbar ist.

3 Geometrische Modellierung

Als Grundlage zur geometrischen Definition des angepassten Bauwerkes dienten die von der Lombardi SA erarbeiteten Pläne und topographische Aufnahmen. Dabei wurden nicht nur die Sammelrinne und der Entlastungskanal nachgebildet, sondern auch die Böschung in der unmittelbaren Nähe der Hochwasserentlastung.
Das geometrische Modell wurde von der Lombardi AG mit dem Computerprogramm Autocad 3D vorbereitet. Mit diesem Programm können Dateien hergestellt werden, welche eine Darstellung der Oberflächen von Körpern mithilfe von Facetten enthalten (siehe Abbildung 2). Dieser Dateityp kann direkt vom Rechencode gelesen werden.

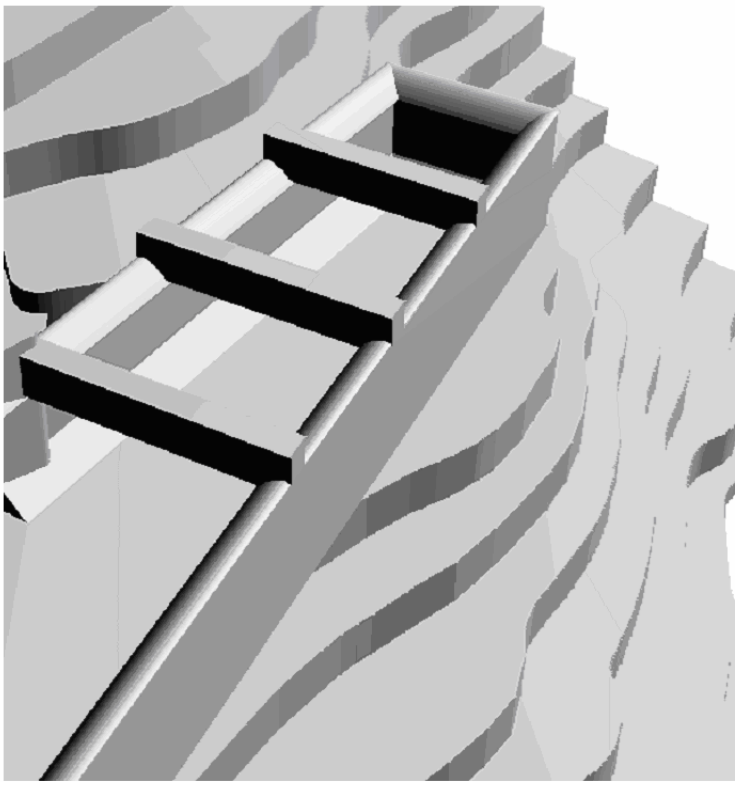


Abbildung 2: Darstellung eines Details der Sammelrinne und der mitberücksichtigten Böschung.

Das Bauwerk wurde aus rechentechnischen Gründen in zwei Teile aufgeteilt. Das erste Teilmodell stellt die Sammelrinne mit der Biegung in den Abflusskanal bis zur Sperrenbrücke dar. Es entspricht einem Quader, in dem das Bauwerk und die Sperre als starre Körper definiert sind. Die Abmessungen des Modells sind gegenüber einem physikalischen Modell gering. Es ist aber zu berücksichtigen, dass die Randbedingungen im numerischen Modell so gewählt werden können (siehe Abschnitt 4.2), dass sie den Verhältnissen einer unendlichen Wasseroberfläche entsprechen. Im physikalischen Modell muss hingegen der Einfluss der Modellgrenzen auf die Abflussbedingungen berücksichtigt werden.

Das zweite Modell besteht aus der Fortsetzung des ersten in Fliessrichtung und stellt den Abflusskanal zwischen der Sperrenbrücke und dem Austritt dar. Es entspricht ebenfalls einer rechteckigen Schachtel, in welcher die Leitwände und der Boden des Kanals als starre Körper definiert sind. Die effektive Höhe der Leitwände wurde im Modell nicht nachgebildet, sondern eine konstante Kote der Mauernkronen angenommen. Ein Überschreiten der Mauerkronen durch die im Kanal vorhandenen Stosswellen kann somit ausgeschlossen werden.
Bei der Verwendung eines numerischen Modells muss die geometrische Darstellung eines Bauwerks diskretisiert werden, um sie in die Vermaschung des Rechencodes integrieren zu können. Die Elemente des Bauwerks, welche kleiner sind als eine Masche, werden bei der Simulation somit nicht weiter berücksichtigt. Eine zu feine Vermaschung kann hingegen die Berechnung aus technischen Gründen (Rechenzeit, Speicher) verunmöglichen. Die Kunst der Modellierung besteht darin, einen Kompromiss zwischen Genauigkeit und technischen Möglichkeiten zu finden.
In der beschriebenen Studie wurden beide Modelle regelmässig vermascht. Die Maschen haben in alle drei Richtungen eine Kantenlänge von ⅓ m.

4 Grundlagen der numerischen Berechnung

4.1 Das Computerprogramm

Das numerische Modell der angepassten Hochwasserentlastung des Spullersees wurde mit dem Computerprogramm *FLOW-3D,* das von Flow Science Inc. in Los Alamos entwickelt wurde, erstellt. Das numerische Modell löst die Navier-Stokes-Gleichungen im dreidimensionalen Raum und erlaubt somit die Simulation von nicht stationären, dreidimensionalen Abflussvorgängen.
FLOW-3D ist ein kommerzieller Code, der seit 20 Jahren bei Flow Science Inc. für dynamische Berechnungen der Fluidmechanik entwickelt wird. Der Vorteil gegenüber Konkurrenzprodukten ist der speziell für Freispiegelabflüsse entwickelte numerische Lösungsansatz der Navier-Stokes-Gleichungen. Freispiegelabflüsse sind im dreidimensionalen Raum sehr schwierig zu berechnen, da die Geometrie des Fluidkörpers nicht im Voraus bekannt ist. Im Gegensatz zu Drucksystemen, wie Turbinen und Pumpen, ist daher eine fixe Vermaschung des Berechnungsbereichs mit finiten Elementen a priori nicht möglich.
Für *FLOW-3D* wurde daher die Methode VOF (*Volume of Fluid*) entwickelt, um zu jedem Zeitpunkt die Position der freien Oberfläche im Berechnungsbereich bestimmen und die entsprechenden Grenzbedingungen vorgeben zu können. Durch diese Methode ist die Simulation von Freispiegelabflüssen mit *FLOW-3D* unvergleichlich schnell und genau.
Ein weiterer Vorteil von *FLOW-3D* ist die zur Beschreibung der Geometrie des numerischen Modells verwendete Methode, welche FAVOR (*Fractional Area/Volume Obstacle Representation*) genannt wird. Durch diese Methode ist die Vermaschung des Modells unabhängig von der Geometrie des Gerinnes/Bauwerks. Da die Vermaschung nicht an die Geometrie gebunden werden muss, kann die Geometrie geändert werden, ohne dass die Vermaschung geändert oder verfeinert werden muss.

4.2 Modelleigenschaften

Die Rauhigkeit der Oberflächen aller Bauwerke wurde mit 1.5 mm (Höhe der Unregelmässigkeiten) angenommen, was den gängigen Werten für Betonoberflächen entspricht.
Wie schon erwähnt wurde das Bauwerk in zwei Modelle aufgeteilt und gerechnet, dies um die Rechendauer zu optimieren. Zuerst wurden die Abflussbedingungen in der Sammelrinne bestimmt. Die Ergebnisse wurden anschliessend als Randbedingung für die Bestimmung der Fliesszustände im Entlastungskanal verwendet.
Die Randbedingungen des Modells der Sammelrinne bestehen aus einer Wasserhöhe (entsprechend einem Seestand von 1830.40 m. ü. M.) mit einer hydrostatischen Druckverteilung auf den drei vom Wasserspiegel des Speichers begrenzten Seiten. Weiter wird ein freier Abfluss beim Übergang von der Sammelrinne in den Abflusskanal angenommen.
Die Randbedingungen an der oberen Grenze des Entlastungskanalmodells entsprechen den berechneten Wasserhöhen und Fliessgeschwindigkeiten an der unteren Grenze des Sammelrinnenmodells. An der unteren Grenze des Entlastungskanalmodells wird ein freier Abfluss angenommen.

5 Ergebnisse

Gemäss dem Rechenmodell beträgt die Abflusskapazität der Überlaufschwelle, bei einem Seestand von 1830.40 m. ü. M. 80 m^3/s (stationärer Zustand). Mit einer wirksamen Überströmungsbreite von B_{eff}=54.04 m, ergibt sich ein Abflussbeiwert von C_d=0.463 statt C_d=0.430 wie aufgrund der einschlägigen Literatur angenommen.

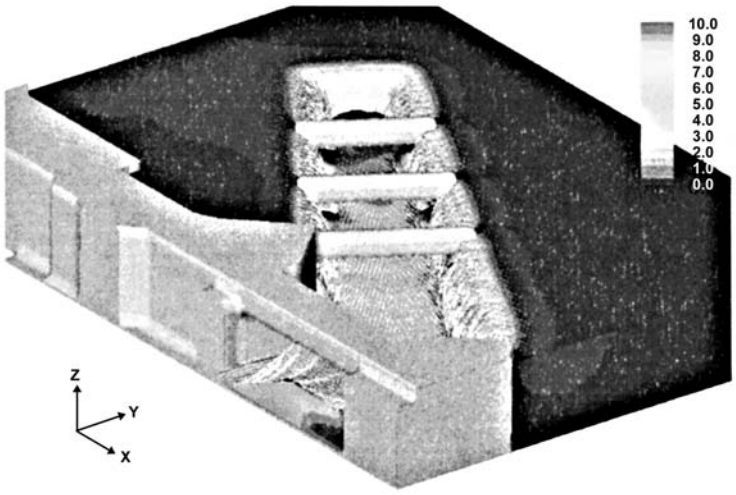


Abbildung 3: Übersicht der Sammelrinne mit Wasseroberfläche und Geschwindigkeitsvektoren für einen Abfluss von 80 m^3/s.
Färbung entsprechend dem Modul der Fliessgeschwindigkeiten.

Abbildung 3 zeigt eine Übersicht der Abflusszustände in der Sammelrinne mit der berechneten Wasseroberfläche für eine Abflussmenge von 80 m^3/s. Wie aus dieser Abbildung zu entnehmen ist, entsteht entlang der Sammelrinne kein rückgestauter Abfluss.
Der mittlere Wasserstand beim Austritt aus der Sammelrinne liegt bei 2.1 m. Aufgrund der Umlenkung von 45 ° zwischen Sammelrinne und Abflusskanal ist der Wasserstand auf der

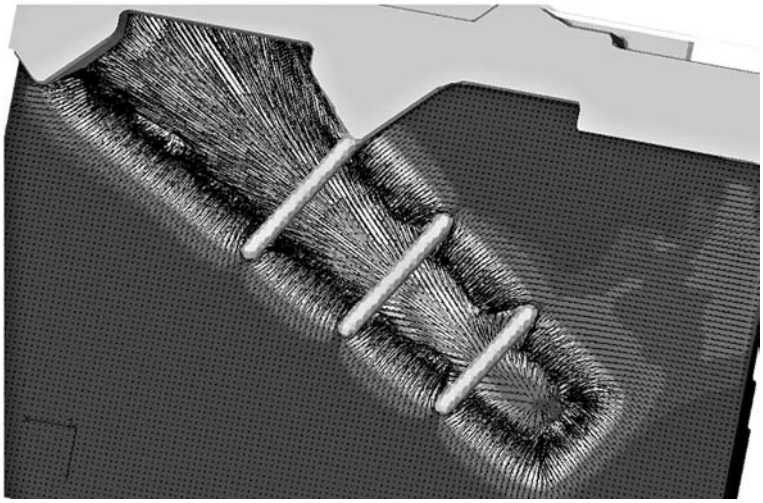


Abbildung 4: Anströmungsbedingungen der Überfallschwelle. Dargestellt ist die Wasseroberfläche mit Färbung entsprechend des Moduls der Fliessgeschwindigkeit.

linken Seite jedoch wesentlich höher.
Die Anströmbedingungen der Überlaufschwelle sind durch die Nähe zur Böschung und der Sperre auf der rechten Seite der Sammelrinne sehr wenig beeinflusst. Im oberen Teil wird die Überlaufschwelle leicht schräg angeströmt. Der Abflussbeiwert der Überlaufschwelle wird dadurch jedoch nicht reduziert.
Schliesslich wird in Abbildung 5 die Wasserhöhe in der Achse der Sammelrinne dargestellt. Es ist zu bemerken, dass die erhaltenen Wasserhöhen nur unwesentlich vom mit der vereinfachten Bemessungsmethoden berechneten Wasserspiegelverlauf abweichen.

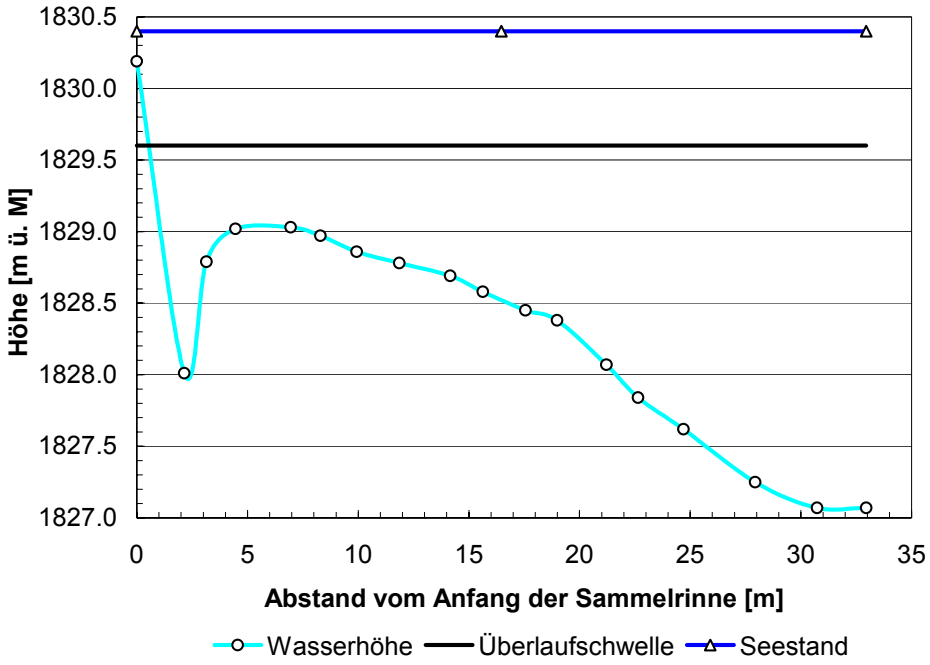


Abbildung 5: Vergleich der Wasserhöhen in der Achse der Sammelrinne gemäss numerischer Berechnung und vereinfachter Bemessungsmethode für 80 m^3/s.

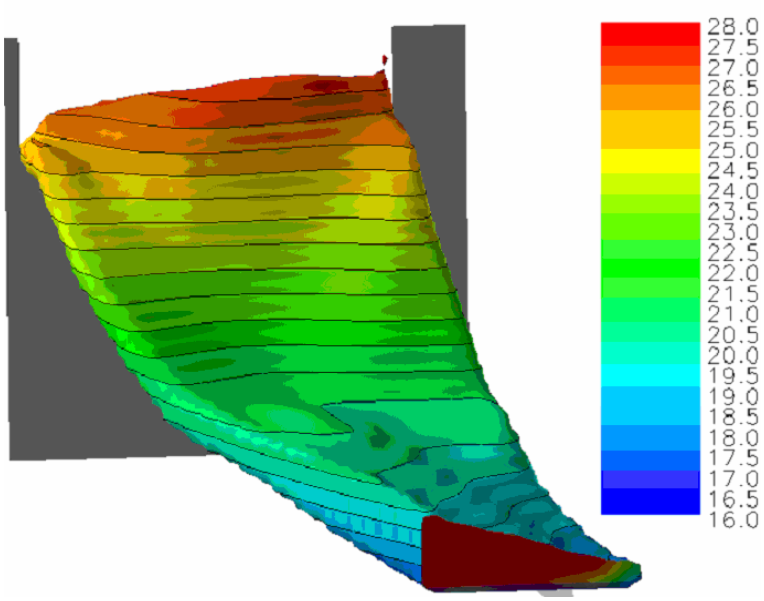


Abbildung 6: Sicht der Wasseroberfläche im Abflusskanal mit Höhenkurven für eine Abflussmenge von 80 m^3/s
Referenzebene: 1800 m ü. M.

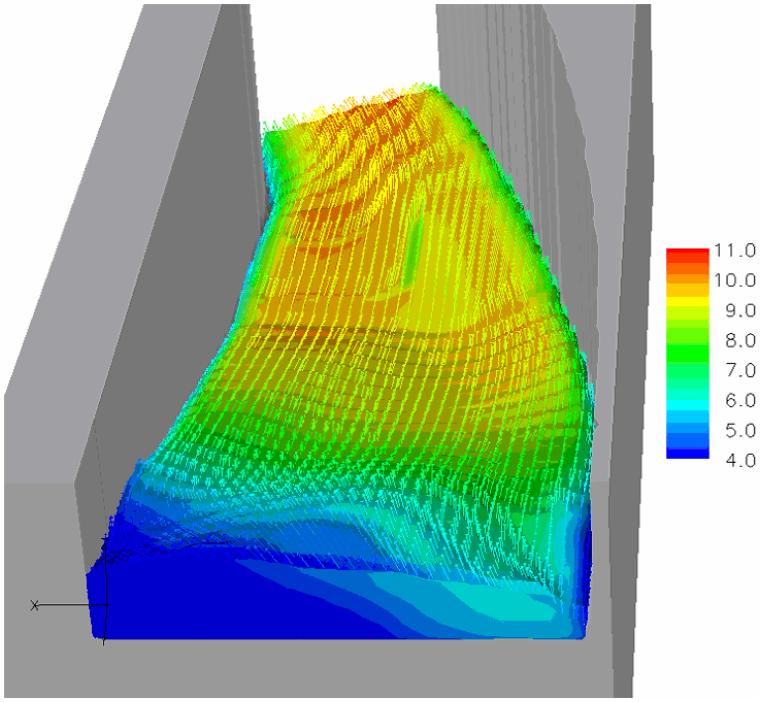


Abbildung 7: Wasseroberfläche im Abflusskanal mit Färbung entsprechend des Moduls der Fliessgeschwindigkeit sowie Geschwindigkeitsvektoren für eine Abflussmenge von 80 m^3/s
Referenzebene: 1800 m ü. M.

Zu den simulierten Wasserhöhen ist zu bemerken, dass der Lufteintrag nicht berücksichtigt werden konnte. Eine gewisse Anhebung in der Grössenordnung von 5-10% der Wasserhöhen in der Sammelrinne ist somit nicht auszuschliessen. Dabei sei zu bemerken, dass aufgrund der Fliessgeschwindigkeiten der Lufteintrag im oberen Abschnitt der Rinne kleiner ist als im unteren Abschnitt.
Die grössere Wassertiefe auf der linken Seite beim Übergang von der Sammelrinne zum Entlastungskanal führt in letzterem zur Bildung von Stosswellen. Wenn diese Stosswellen auf die Leitwände des Kanals prallen, entstehen dort relativ hohe Wasserstände welche bei der Projektauslegung zu berücksichtigen sind. In Abbildung 6 ist die Wasseroberfläche im Abflusskanal für eine Abflussmenge von 80 m^3/s dargestellt.
Dank der grossen Neigung der Kanalsohle haben die Berechnungen jedoch ergeben, dass die Stosswellen im oberen Bereich des Entlastungskanals schnell abgebaut werden. Infolge der

Krümmung des unteren Kanalabschnittes nimmt die Wellenhöhe entlang der rechten Leitwand (in Fliessrichtung) vor dem Auslauf erneut zu.
In Abbildung 8 sind die Wasserhöhen im Entlastungskanal entlang beider Leitwände aufgetragen. Untersucht man die Resultate in der Fliessrichtung, ist in erster Linie zu bemerken, dass bei der Sperrenbrücke ein minimaler Luftraum von 1.60 m vorhanden ist. Der vorhandene Querschnitt unterhalb der Sperrenbrücke ist somit zur Ableitung der Abflussspitze ohne weiteres ausreichend.
Für die ersten 20 m sind die Wasserhöhen entlang beider Leitwände etwa gleich. Dann steigen die Wasserhöhen entlang der rechten Leitwand stark an und erreichen einen Maximalwert von fast 2.5 m. Wie der Abbildung 7 zu entnehmen ist, wird die vorhandene Höhe der Leitwand (anstehender Fels) aber nirgends überschritten. Es ist zu bemerken, dass sich bei kleineren Abflussmengen die Lage der maximalen Wasserhöhe nur unwesentlich verändern wird. Schliesslich ist auch für diese Resultate eine gewisse Anhebung der Wasserhöhen durch den Lufteintrag zu berücksichtigen.

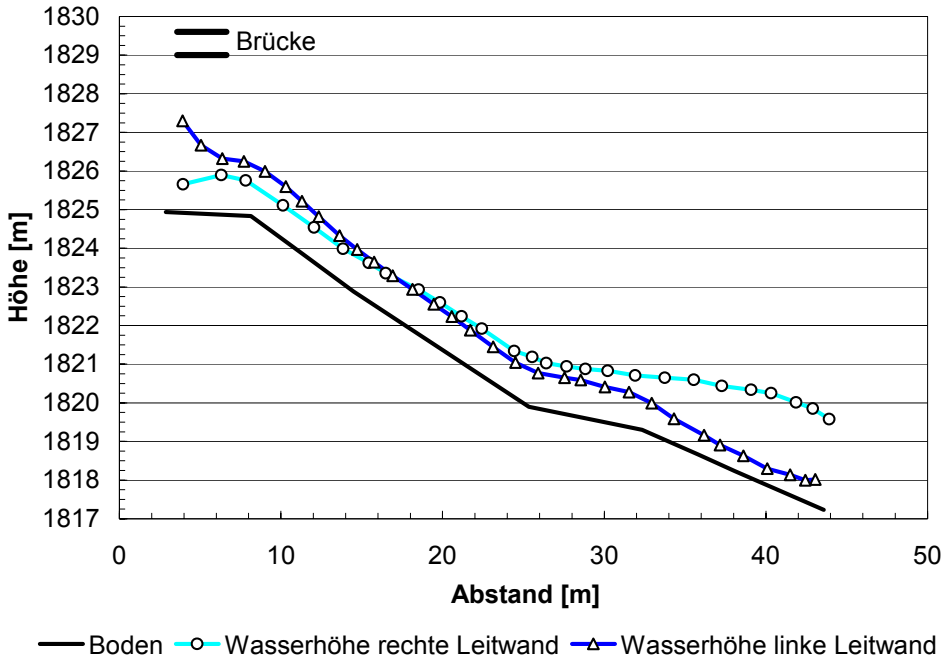


Abbildung 8: Wasserhöhen entlang der Leitwände des Entlastungskanals für 80 m^3/s.

6 Schlussbemerkungen

Anhand einer 3-D Modellierung mit dem Einsatz des Computerprogramms *FLOW-3D* ist es möglich, die Fliesszustände in der Sammelrinne sowie im Entlastungskanal der angepassten Hochwasserentlastung der Spullerseesperren nachzubilden.
Die Berechnungen wurden aufgrund der im Detailprojekt vorgeschlagenen Geometrie des Bauwerkes sowie der vermessenen Seeböschung durchgeführt. Die erhaltenen Resultate können folgendermassen zusammengefasst werden:

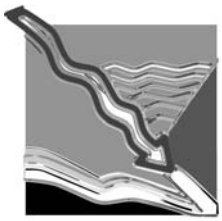
- Das Berechnungsmodell erlaubt die Fliesszustände in der angepassten Hochwasserentlastung äusserst genau nachzubilden. Die vorliegende Berechnung ist somit durchaus imstande einen klassischen Modellversuch zu ersetzen. Für einen Seestand von 1830.40 m. ü. M. beträgt die Abflusskapazität der Überlaufschwelle 80 m^3/s. Dieser Wert liegt etwa 7 % höher als die in mit einfachen Bemessungsmethoden berechnete Kapazität.
- Die Wasserhöhen in der Sammelrinne führen zu keinem Rückstau, so dass unter allen Bedingungen ein freier Abfluss über die Überlaufschwelle gewährleistet werden kann. Die berechneten Wasserhöhen weichen nur geringfügig von den mit vereinfachten Bemessungsmethoden bestimmten ab.
- Trotz der Biegung zwischen Sammelrinne und Entlastungskanal werden die Stosswellen im oberen Kanalabschnitt schnell abgebaut. Im unteren Kanalabschnitt entsteht entlang der linken Leitwand eine bis zu 2.5 m hohe Stosswelle. Die Resultate der vorliegenden Studie erlauben es, die im Detailprojekt nur angedeutete Anhebung der Leitwände genau festzulegen.

Anhand dieser Angaben, sowie einer globalen Bewertung der Fliesszustände in der Hochwasserentlastung scheint die im Detailprojekt vorgeschlagene Anpassung des bestehenden Bauwerkes alle hydraulischen Anforderungen zu erfüllen.

Autoren:
Dr. Niki Beyer Portner, Dr. Jérôme Dubois,
HydroCosmos SA, Rue de l'Industrie 35, CH-1030 Bussigny

Georg Lehmann
Österreichische Bundesbahnen, Bereich Kraftwerke

Internationales Symposium 2002 in Zürich
MODERNE METHODEN UND KONZEPTE IM WASSERBAU
Organisiert von der Versuchsanstalt für Wasserbau,
Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich und
dem Schweizerischen Wasserwirtschaftsverband



Konsequenzen aus dem Verhalten abwandernder Fische für die Gestaltung funktionsfähiger Fischschutz- und –abstiegsanlagen

Dr. Beate Adam, Dr. Ulrich Schwevers & Dipl.-Ing. Ulrich Dumont

1 Einleitung

Wasserkraftanlagen und -entnahmebauwerke schädigen in beträchtlichem Umfang abwandernde Fische (u.a. LUNDBECK 1927, OTTERSTRÖM 1932, VON RABEN 1957, HEMSEN 1960, BERG 1987, BERNOTH 1990). Betroffen sind prinzipiell alle in einem Gewässer präsente Arten (HOLZNER 1999). Besonders kritisch sind jedoch Verluste bei diadromen Spezies wie Lachs und Aal, deren Lebenszyklus einen obligaten Wechsel zwischen den Gewässern im Binnenland und dem Meer einschließt: Eine Unterbrechung der Wanderwege solcher Arten führt zwangsläufig zum Erlöschen ihrer Populationen. Vor dem Hintergrund der EU-Wasserrahmenrichtlinie, die den Erhalt bzw. den Wiederaufbau der Populationen auch diadromer Arten fordert, damit Fließgewässer den Status der "guten ökologischen Qualität" erfüllen, ist die Entwicklung von Verfahren und Techniken notwendig, um neben dem Fischaufstieg auch die Fischabwanderung zu gewährleisten.

2 Lösungsansätze zur Gewährleistung der Fischabwanderung

Tab. 1 zeigt auf, welche Strategien aktuell verfolgt werden, um abwandernde Fische vor gefährdenden wasserbaulichen Anlagen bzw. Anlagenbereichen zu schützen und ihnen Abwanderwege zu eröffnen. Die hierzu einsetzbaren Systeme und Verfahren werden in einem ATV-DVWK Merkblatt eingehend beschrieben und hinsichtlich ihrer Einsatzmöglichkeiten und -grenzen bewertet

(ATV-DVWK 2002). Allerdings liegen über die Effizienz vieler dieser Lösungsansätze bislang leider keine abgesicherten Erkenntnisse vor.

Tab. 1: Strategien zur Vermeidung von Schädigungen abwandernder Fische durch wasserbauliche Anlagen

Strategie	**Verfahren**
Verhindern des Eindringens abwandernder Fische in gefährdende Anlagenbereiche und Bereitstellen bzw. Eröffnen von Abwanderkorridoren, um die Fische gefahrlos an der wasserbaulichen Anlage vorbeizuführen	Verhaltensbarrieren oder mechanische Barrieren kombiniert mit Bypaßsystemen
Abfangen abwandernder Fische vor Gefahrenstellen und Transport in stromabwärts gelegene Bereiche, von denen aus die Fische ihre Abwanderung fortsetzen können	Stationär installierte Fischsammelsysteme und temporäre fischereiliche Maßnahmen
Entschärfung gefährdender Anlagenbereiche und -teile	Entwicklung fischfreundlicherer Anlagen, z.B. Turbinen
Anpassung der Betriebsführung wasserbaulicher Anlagen an das Abwandergeschehen bestimmter Zielarten	Einsatz von Frühwarnsystemen, um Abwanderwellen rechtzeitig zu erkennen

In der Vergangenheit errichtete Fischauf- und vor allem Fischabstiegsanlagen sind häufig nur eingeschränkt wirksam oder sogar vollkommen funktionsuntauglich. Die Ursache hierfür wurden bereits 1912 von dem Ingenieur GERHARD erkannt und beschrieben: *„Wenn man die baulichen Anlagen, die Fischereizwecken dienen sollen, richtig entwerfen und ausführen will, so muß man mit den Gewohnheiten der Fische vertraut sein. Zahlreich sind die Klagen über schlecht erbaute Fischwege, die ihren Zweck entweder ganz verfehlt hätten oder zu teuer geworden wären. Die Klagen sind leider vielfach berechtigt. Ihre Ursachen sind fast ausnahmslos darauf zurückzuführen, daß der Ingenieur ohne genaue Kenntnis der Naturgeschichte der Fische seine Arbeit unternahm. [...].“*

Insofern hat es sich als zielführend erwiesen, zunächst das Verhalten abwandernder Fische zu analysieren, um darauf aufbauend Fischschutz- und Abstiegsanlagen zu entwickeln (SCHWEVERS 1998, ADAM et al. 1999).

3 Verhaltensuntersuchungen von Fischen im Modellgerinne

Vor diesem Hintergrund wurden über mehrere Jahre im Modellgerinne des Instituts für konstruktiven Wasserbau der Universität Darmstadt die Verhaltensweisen der einheimischen Arten Aal *(Anguilla anguilla)* und Lachs *(Salmo salar)*, jeweils im abwanderbereiten Smolt- bzw. Blankaalstadium sowie Bachforelle *(Salmo trutta f. fario)*, Döbel *(Leuciscus cephalus)* und Plötze *(Rutilus rutilus)* beobachtet. Die Verhaltensbeobachtungen erfolgten einerseits bei unterschiedlichen Strömungsgeschwindigkeiten sowie andererseits mit verschiedenen Rechentypen sowie Rechen- und Bypaßanordnungen. Ziel dieser interdisziplinären Forschung von Fischereibiologen und Wasserbauingenieuren war es, bei den Fischen Reaktionsmuster zu erkennen, die auch unter Freilandbedingungen vor wasserbaulichen Anlagen prinzipiell in gleicher Weise ablaufen werden. Diese Erkenntnisse bilden schließlich eine Grundlage für die Entwicklung und Optimierung funktionsfähiger Fischschutz- und -abstiegsanlagen. Nachfolgend wird über einige der Befunde aus den Verhaltensbeobachtungen berichtet und deren Konsequenzen für die Praxis dargestellt.

4 Befunde

4.1 Verhalten vor konventionellen Rechen

Von den Fischereigesetzen der meisten deutschen Bundesländer wird der Einbau von Flachstahlrechen mit einem Stababstand von maximal 20 mm vor Turbineneinläufen und Entnahmestellen gefordert. Ein solcher Rechen wurde sowohl vertikal stehend als auch in einer sehr flachen Neigung von 15° zum Gerinneboden im Modellgerinne installiert und mit unterschiedlichen Fließgeschwindigkeiten angeströmt.

Die Verhaltensbeobachtungen zeigten zunächst, daß Rechen diesen Typs von Aalen mit Körperlängen bis zu 70 cm sowie von Klein- und Jungfischen anderer Arten mit Körperlängen unter 20 cm passiert werden. Bei größeren Fischen wirkt ein 20 mm-Flachstahlrechen prinzipiell sowohl als mechanische Sperre, als auch als Verhaltensbarriere, indem die Fische entsprechend ihres Leistungsvermögens wenige Zentimeter vor dem Rechen, mit dem Kopf der Anströmung zugewandt, verharren.

Bei Anströmgeschwindigkeiten < 0,5 m/s zeigen Aale, die prinzipiell andere Reaktionsweisen aufweisen als die anderen beobachteten Arten, ein in mehreren Phasen ablaufendes Verhaltensmuster (Abb. 1):

- Die abwandernden Blankaale stoßen Kopf-voran mit dem Rechen zusammen, was auf eine eingeschränkte Wahrnehmungsfähigkeit der physiologisch bereits an das marine Milieu angepaßten Fische zurückzuführen ist.
- Die Kollision löst eine Fluchtreaktion aus. Zu deren Vorbereitung sucht der Aal zunächst seinen unmittelbaren Nahbereich mit der Schnauze oder dem Schwanz nach einem Fluchtweg ab, wobei unter Freilandbedingungen eine erfolgreiche Passage des Rechens mit einem hohen Verletzungsrisiko verbunden ist. Eine stromaufwärts orientierte Flucht bewahrt den Aal jedoch vor Schädigungen. Diese Flucht kann jedoch nur dann erfolgreich verlaufen, wenn es dem Fisch gelingt, auf der Rechenfläche eine 180°-Kehre auszuführen, um sich gegen die Anströmung auszurichten.
- Erst wenn der Vorderkörper eine annähernd gestreckte Haltung eingenommen hat, gelingt ein befreiender Fluchtversuch, wobei sich der Aal katapultartig vom Rechen abstößt. Dazu, und um eine ausreichende Sprintgeschwindigkeit zu erzielen, nutzen die Fische die Rechenstäbe als Widerlager.

Übersteigt die Anströmgeschwindigkeit des Rechens 0,5 m/s, werden die meisten Aale immer wieder von der Strömung erfaßt und gegen die Rechenfläche gepreßt. Im Freiland geschieht dies so lange, bis die Aale vor Erschöpfung verenden oder vom Rechenreiniger erfaßt und getötet werden. Diese Situation verschärft sich mit fortschreitender Verlegung der Rechenfläche mit Treibgut oder weiteren Fischen, da die entstehende Wasserspiegeldifferenz am Rechen einen Unterdruck erzeugt, der die Tiere zusätzlich vor dem Rechen fixiert.

Plötze, Döbel sowie insbesondere die leistungsstarken Bachforellen und Lachssmolts sind noch bis Anströmgeschwindigkeiten von 1,0 m/s in der Lage, sich einem Angepreßtwerden gegen den Rechen zu entziehen.

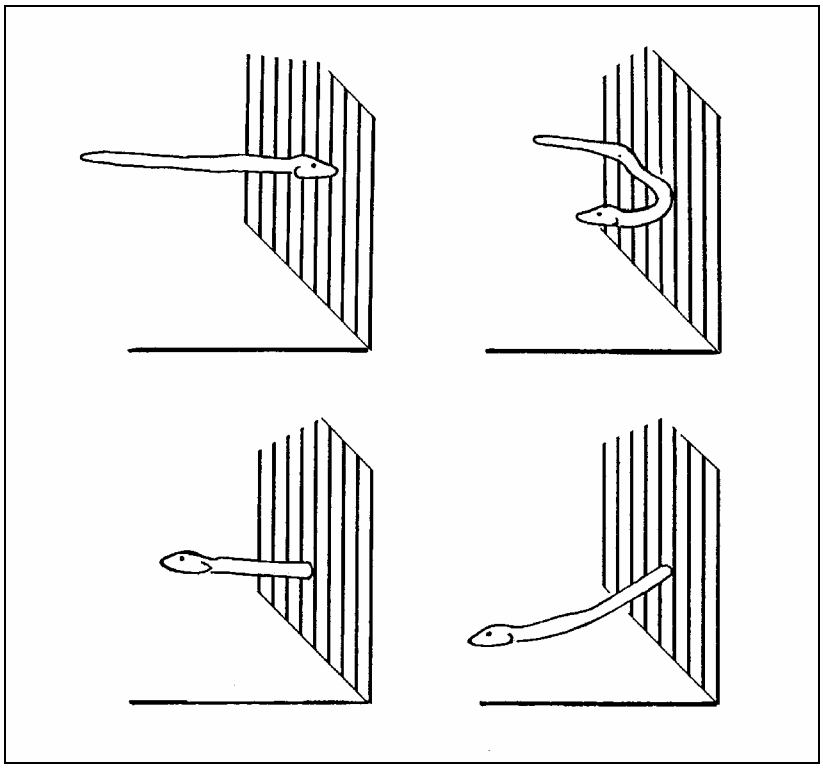


Abb. 1: Ablauf der Fluchtreaktion von Aalen: Kopf-voran Anschwimmen des Rechens, 180°-Kehrtwendung, Ausrichten gegen die Strömung, bodenorientierter Sprint in Richtung Oberwasser

4.2 Funktionsfähigkeit von Bypässen

Zur Ausleitung einer Teilwassermenge aus dem Gerinne im Sinne eines Bypasses diente eine rechtwinklig von der linken Gerinneseite abzweigende 400 mm Rohrleitung. Die Dotation des Bypasses wurde mit Hilfe eines Schiebers sowie eines Induktionsdurchflußmessers eingestellt. Die Anströmung des Bypasses erfolgte auf zwei Weisen:

a) Durch einen unmittelbar neben dem Rechen, parallel zur Fließrichtung angeordneten Bypaßeinlauf (Abb. 2a).
b) Bei einem in 15° zum Gerinneboden geneigten konventionellen Flachstahlrechen mit einem Stababstand von 20 mm und einem Wedge-Wire-Screen (lichte Weite: 5,3 mm (Abb. 3)) über eine 0,2 m tiefe Rinne, die entlang der Oberkante des Rechens installiert war und in die Rohrleitung des Bypasses einmündete. Die Speisung der Bypaßrinne ergab sich jeweils aus der Überströmung der Rechenoberkante (Abb. 2b).

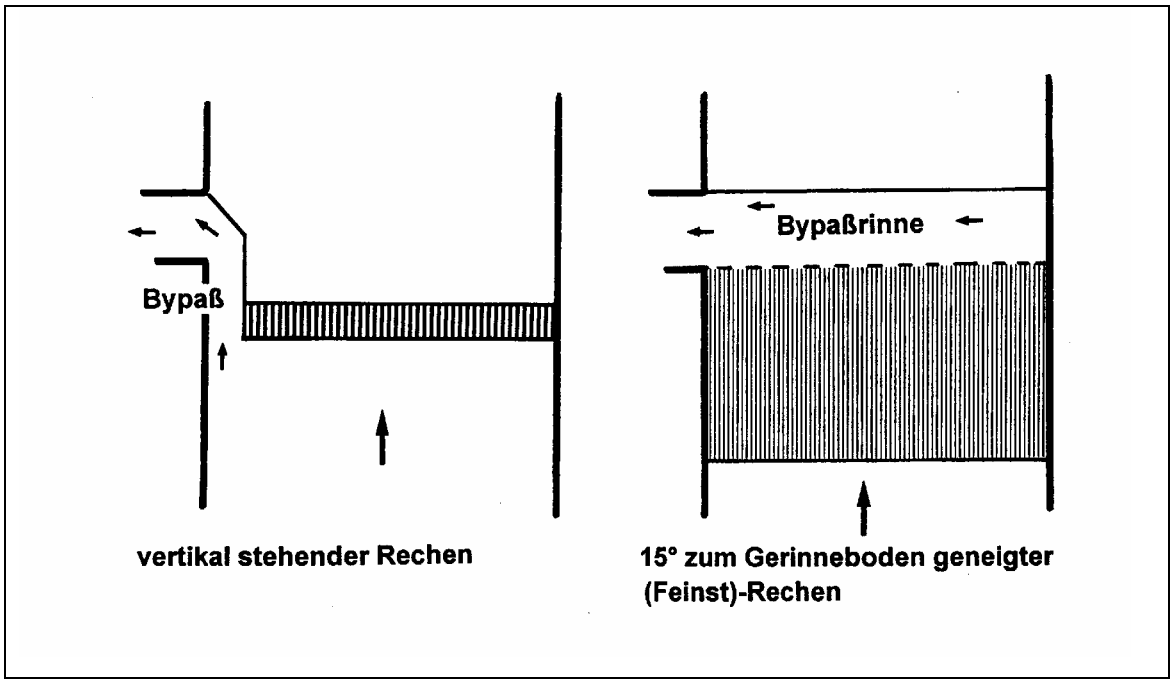


Abb. 2: Anordnung eines Bypaß: a) parallel zur Fließrichtung; b) als Bypaßrinne entlang der Rechenoberkante

Infolge des bereits in Kap 4.1 beschriebenen Fluchtverhaltens der Aale, das seitliche Ausweich- oder Orientierungsbewegungen ausschließt, wird ein parallel zur Fließrichtung angeordneter Bypaß nur von denjenigen Exemplaren aufgefunden, deren Bewegungsrichtung die Tiere direkt dem Bypaßeinlauf zuführt. Andere Fischarten hingegen zeigten vor dem vertikal angeordneten Rechen durchaus ein seitlich orientiertes Suchverhalten, so daß der parallel zur Fließrichtung angeordnete Bypaß von ihnen aufgefunden werden kann. Allerdings wird die Auffindbarkeit auch von dem artspezifischen Schwimmverhalten beeinflußt, indem sich z.B. Lachssmolts bevorzugt oberflächennah bewegen (LARINIER & TRAVADE 1999).

Um die Auffindbarkeit eines Bypasses über die gesamte Rechenbreite zu ermöglichen, wurde den Fischen sodann eine Bypaßrinne angeboten (Abb. 2 b). Entgegen allen Erwartungen zeigte es sich, daß keine der beobachteten Arten bereitwillig der Rechenfläche bis in die Bypaßrinne folgte. Vielmehr waren insbesondere bei Aalen ausgesprochene Scheu- und Fluchtreaktionen in der bereits beschriebenen Weise im unteren Drittel der Rechenfläche zu registrieren. Diese Fluchtreaktion konnte nur durch eine sehr hohe Anströmgeschwindigkeit

von über 1,0 m/s überwunden werden, die das Schwimmvermögen der Fische übersteigt und die Tiere in die Bypaßrinne verdriftet.

Ferner wurde im Eignungsvergleich des konventionellen 20 mm-Flachstahlrechens mit einem Wedge-Wire-Screen von 5,3 mm lichter Weite deutlich, daß letzterer aufgrund seiner sehr glatten Oberflächenbeschaffenheit (Abb. 3) für Fische ein wesentlich geringeres Verletzungsrisiko birgt.

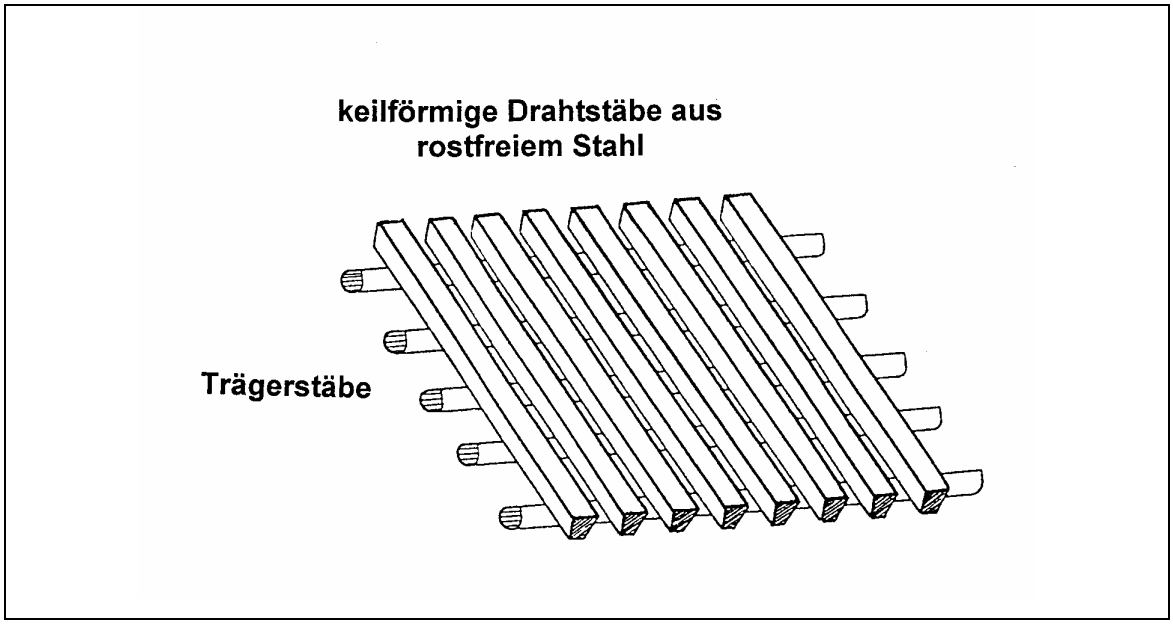


Abb. 3: Die glatte Oberfläche der keilförmigen Drahtstäbe des Wedge-Wire-Screen (Stababstand 5,3 mm) ist der Strömung entgegen gerichtet

4.3 Entwicklung der Bottom Gallery®

Insbesondere die Beobachtung, daß Aale, die vom Grund abgelöst den Rechen anschwimmen, bei ihrer Fluchtreaktion mit der 180°-Kehre (Kap 3.1) ein Abtauchen in Richtung des Gerinnebodens verbinden, führte schließlich zur Konstruktion des unterdessen zum Patent angemeldeten Bypaßsystems der Bottom Gallery®. Diese Einrichtung wird quer über die gesamte Breite des Turbineneinlaufs am Gewässerboden installiert und dient dazu, die stromaufwärts fliehenden Aale aufzuhalten und einer Bypaßleitung zuzuführen (Abb. 4).

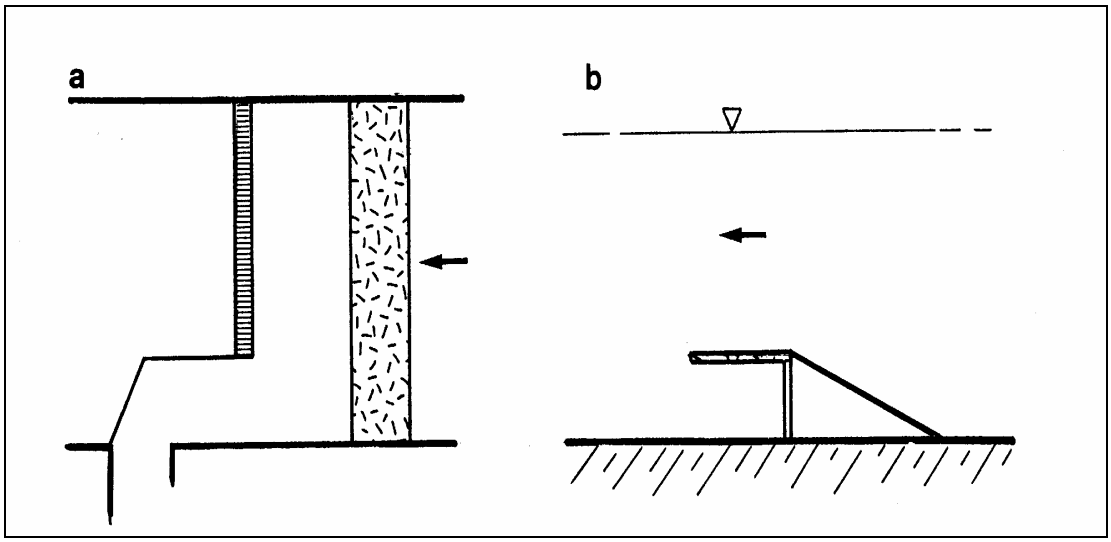


Abb. 4: Schematische Ansicht einer Bottom Gallery®: a) Draufsicht; b) Seitenansicht

Bei allen Anströmgeschwindigkeiten, bei denen Aalen noch eine Fluchtreaktion möglich ist, nahmen 95 % der stromaufwärts sprintenden Fische die Bottom Gallery® an. In ihrem Schutz zeigten die Aale sodann ein sehr aktives Suchverhalten, scheuten allerdings, sobald sie Turbulenzen im Bereich der seitlichen Bypaßableitung wahrnahmen, in den Innenraum zurück. Um dieser Verhaltensweise Rechnung zu tragen, wurde die Bottom Gallery® in einem zweiten Entwicklungsschritt mit einem automatischen Verschlußmechanismus versehen, mit dessen Hilfe die Aale periodisch in die Bypaßleitung absogen werden.

5 Diskussion

Die Beobachtungen des Abwanderverhaltens von Fischen in einem Modellgerinne dokumentieren eindrucksvoll, daß die Funktionsfähigkeit von Fischschutz- und -abstiegsanlagen in hohem Maße von artspezifischen Verhaltensweisen abhängig ist: Was die eine Fischart wirksam zu schützen vermag, kann bei einer anderen Art völlig versagen.

Auch gewähren die gesetzlich geforderten Rechen mit 20 mm Stababstand keinesfalls einen ausreichenden Schutz vor einem Eindringen von Fischen in gefährdende Anlagenbereiche. Wenngleich Feinstrechen < 10 mm Stababstand, wie der Wedge-Wire-Screen, diesem Mangel abhelfen könnten, so muß stets

sichergestellt sein, daß die Anströmgeschwindigkeit vor jeglicher Rechenkonstruktion stets so gering ist, daß sich angepreßte Fische wieder lösen und entfliehen können. Auch hierbei sind die ermittelten Grenzwerte artspezifisch und betragen für den Aal 0,5 m/s, während leistungsstärkere Arten wie Lachssmolts, Bachforelle, Döbel, und Plötze Anströmgeschwindigkeiten bis zu 1,0 m/s tolerieren.

Die Auffindbarkeit von Bypässen wird ebenfalls maßgeblich von artspezifischen Verhaltensmustern beeinflußt. Während neben einem Rechen angeordnete Bypässe für solche Arten auffindbar sind, die auch in Bereichen mit hoher Anströmung noch seitlich orientierte Suchbewegungen durchzuführen vermögen, wird eine solche Bypaßanordnung aufgrund des speziellen stromaufwärts gerichteten Fluchtverhaltens der Aale von dieser Art kaum aufgefunden. Vor dem Hintergrund der vor allem bei großen Wasserkraftanlagen kaum realisierbaren technisch/hydraulischen Anforderungen an flach geneigte Rechen mit Bypaßrinne sowie den ernüchternden Erkenntnissen über die Auffindbarkeit seitlich angeordneter Bypässe für abwandernde Aale verspricht die Bottom Gallery® eine effektive Lösung des Problems der Aalabwanderung, da sie das Fluchtverhalten dieser Fischart gezielt ausnutzt.

6 Literatur

ADAM, B., U. SCHWEVERS & U. DUMONT (1999): Beiträge zum Schutz abwandernder Fische - Verhaltensbeobachtungen in einem Modellgerinne. - Solingen (Verlag Natur & Wissenschaft), Bibliothek Natur und Wissenschaft 16, 63 S..

ATV-DVWK (Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V.) (2002): Fischschutz- und Fischabstiegsanlagen - Bemessung, Gestaltung, Funktionskontrolle. - ATV-DVWK-Merkblatt M501 (in Vorbereitung).

BERG, R. (1987): Fischschäden durch Turbinen. - Arbeiten Dt. Fischereiverband 44, 41 - 47.

BERNOTH, E. M. (1990): Schädigung von Fischen durch Turbinenanlagen. - Dt. tierärztl. Wschr. 97, 161 - 163.

HOLZNER, M. (1999): Untersuchungen zur Vermeidung von Fischschäden im Kraftwerksbereich, dargestellt am Kraftwerk Dettelbach am Main / Unterfranken. - SchrR. Landesfischereiverband Bayern 1.

HEMSEN, J. (1960): Fische und Turbinen. - Österr. Fischerei 13, 113 - 122.

LARINIER, M. & F. TRAVADE (1999): The development and evaluation of downstream bypasses for juvenile salmonids at small hydroelectric plants in France. - In: Odeh, M. (Hrsg.): Innovations in fish passage technology, Bethesda/Md. (American Fisheries Society), 25 - 42.

LUNDBECK, J. (1927): Untersuchungen über die Beschädigung von Fischen, besonders Aalen, in den Turbinen des Kraftwerks Friedland (Opr.). - Z. Fischerei 25, 439 - 465.

OTTERSTRÖM, C. V. (1932): Die Turbinen und die abwärts wandernden jungen Lachse und Forellen. - Conseil International pour l'Exploration de la Mer 8, 63 - 75.

v. RABEN, K. (1957): Über Turbinen und ihre schädliche Wirkung auf Fische. - Z. Fischerei NF. 6, 171 - 182.

SCHWEVERS, U. (1998): Die Biologie der Fischabwanderung. - Solingen (Verlag Natur & Wissenschaft), Bibliothek Natur und Wissenschaft 11, 84 S.

Anschrift der Autoren:
Dr. Beate Adam, Dr. Ulrich Schwevers
Institut für angewandte Ökologie
Neustädter Weg 25
D-36320 Kirtorf-Wahlen; Tel.: 0049 (0) 6692 - 6044

Dipl.-Ing. Ulrich Dumont
Ingenieurbüro Floecksmühle
Bachstraße 62 - 64
D-52066 Aachen; Tel.: 0049 (0) 241 - 949860

Internationales Symposium 2002 in Zürich
MODERNE METHODEN UND KONZEPTE IM WASSERBAU
Organisiert von der Versuchsanstalt für Wasserbau,
Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich und
dem Schweizerischen Wasserwirtschaftsverband

HYDROMATRIX® - Eine innovative Technologie der hydraulischen Energieerzeugung

Dr. Volker Kienberger, Dipl.-Ing. Harald Schmid

Kurzfassung

Die HYDROMATRIX®-Technologie ist eine Lösung zur Gewinnung elektrischer Energie bei bestehenden Wasserbauten (z.B. Wehranlagen) mit niedrigen Fallhöhen, wobei anstatt konventioneller Turbinengrößen eine Anzahl kleiner Turbinen zum Einsatz gelangen. Die Vorteile bewährter Technologien werden mit jener des kostensenkenden Einbaus in bestehende Strukturen kombiniert, wobei bisher ungenutztes Wasserkraftpotential erschlossen werden kann.
Im Beitrag werden Anwendungsmöglichkeiten für die HYDROMATRIX® gezeigt sowie bisher ausgeführte bzw. in Bau oder Planung befindliche Anlagen vorgestellt.

1 Einleitung

HYDROMATRIX® ist ein neues Konzept der hydraulischen Energieerzeugung, bei dem bestehende wasserbauliche Anlagen verwendet werden, um zusätzlich zu ihrer ursprünglichen Funktion elektrische Energie zu gewinnen. Es wurde im Jahr 1983 von einem amerikanischen Ingenieur entwickelt und von VATECH HYDRO weiter verbessert.

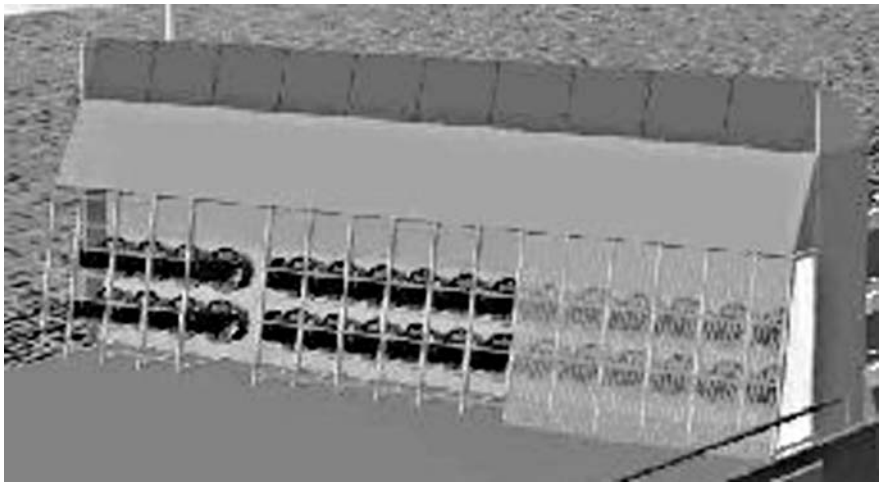


Abbildung 1: HYDROMATRIX®-Modul

Es kommen hiebei Turbinen-Generator-Einheiten (TG-Einheiten) zum Einsatz, die meist in größerer Anzahl in einen Modul (Abb. 1) integriert sind. Die Anordnung der Einheiten am Modul erfolgt gitterartig, also wie in einer Matrix. Der Modul wird im Werk vorgefertigt, zur Baustelle angeliefert und am bestehenden Bauwerk installiert.
Bei Abflußverhältnissen, die die Kapazität des Moduls überschreiten, muß der Modul - wie ein Schütz - aus der Betriebsposition gehoben werden können.

2 Vorteile

Die Vorteile gegenüber konventionellen Lösungen – wie z.B. dem Bau eines Krafthauses – sind:

- Es werden bestehende Wasserbauten verwendet. Die Einrichtung einer Baustelle mit Baugrube ist nicht erforderlich, die damit verbundenen kostenintensiven Bauarbeiten mit geologischem und bodenmechanischem Risiko fallen weg.
  Als einzige Bauarbeiten an der Bauwerksstruktur können der Einbau von Führungsschienen mit deren Verankerung anfallen, sowie der Ein- oder Anbau von Unterstützungen und Plattformen für die elektrische Einrichtung (wie Transformatoren, Schaltanlagen). Möglich ist auch die Verlegung von Kabeltrassen sowie die Installation von Vorrichtungen für die Verriegelung des Moduls in gehobener Position.
- Es ist keine zusätzliche Landfläche und dadurch auch keine Änderung des Flußlaufes nötig.
- Die HYDROMATRIX®-Technologie ist ein standardisiertes modulares Konzept, wodurch Kosten und Zeit für Berechnung und Konstruktion wegfallen.
- Die Projektdauer zwischen 1 und 2 Jahren ist sehr kurz.
- Wartung und Betrieb sind durch die gute Zugängigkeit zu allen Anlagenteilen einfach. Von Vorteil ist hiebei auch die Tatsache, daß ein Modul aus der Strömung gehoben werden kann.

3 Anwendungskriterien

Prinzipiell lassen sich HYDROMATRIX®-Module nur bei geringen Fallhöhen – also vergleichbar mit jenen bei Niederdruckanlagen – einsetzen. Folgende Voraussetzungen für den Einsatz der Technologie müssen gegeben sein:

- Es muß eine Baustruktur vorhanden und für den Einsatz geeignet sein. Das Bauwerk muß die aus dem Wasserdruck entstehenden Kräfte aufnehmen können. Ideal hiefür sind vorhandene Dammbalken- oder Schützennischen, in denen der Modul positioniert und auch in vertikaler Richtung bewegt werden kann.
  Eine Hubvorrichtung (Kran, Windwerk) sollte vorhanden sein oder installiert werden können. Platzbedarf besteht auch für das notwendige Herausheben des Moduls aus der Strömung und die Verriegelung in dieser Position.
  Gegenüber der bisherigen Verwendung entstehen durch den Einbau zusätzliche Kräfte auf das Bauwerk durch das Gewicht des Moduls und des Hubwerks, die ebenfalls aufgenommen werden müssen.

- Ein Durchfluß von mindestens 100 m^3/s ist für einen wirtschaftlichen Einsatz erforderlich (Abb 2.).
- Mögliche Fallhöhen bewegen sich zwischen 3,0 m und 30, 0 m.

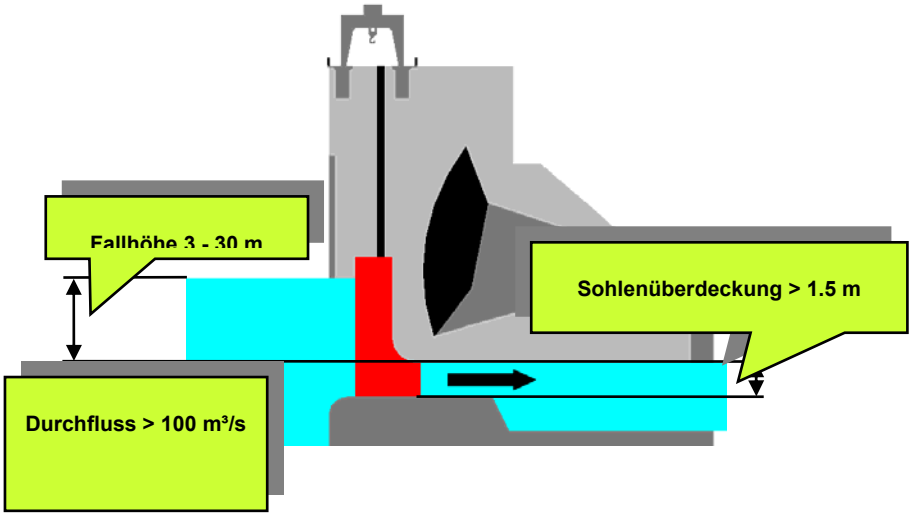


Abbildung 2: Anwendungsbereich der HYDROMATRIX®-Technologie

- Eine Wasserspiegelhöhe von mindestens 1,5 m am Austritt aus dem Modul muß vorhanden sein, um eine nötige Saugrohrüberdeckung zu gewährleisten.
- Wichtig ist auch eine nahe Netzanbindungsstelle.

4 Turbine-Generator-Einheit

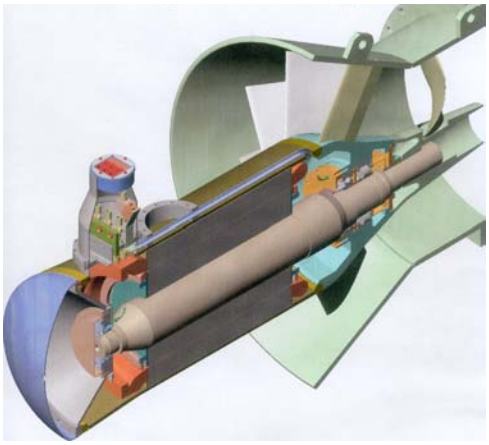


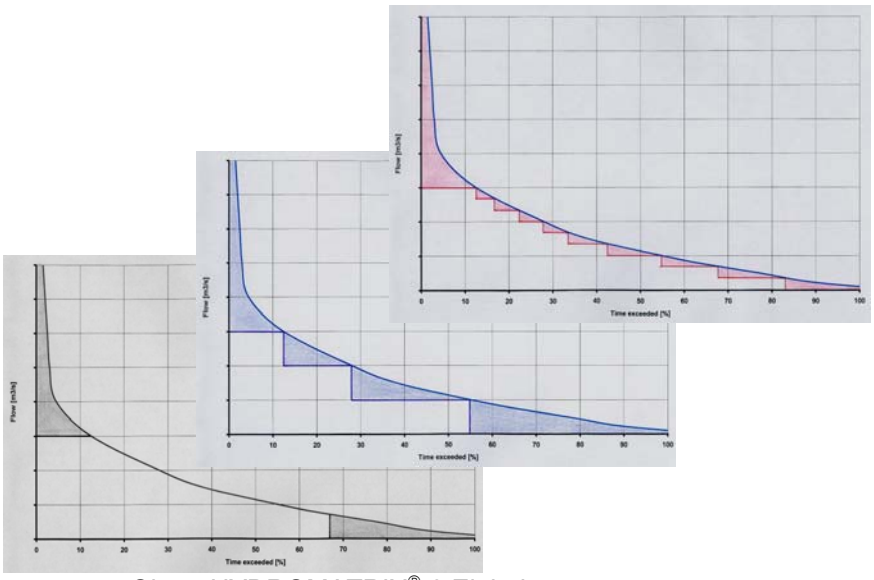
Abbildung 3: Turbine-Generator-Einheit

Die TG-Einheit (Abb. 3) besteht aus einer unregulierten Propellerturbine sowie einem direkt angetriebenen Asynchrongenerator, gedichtet mittels Gleitringdichtung. Der Spitzenwirkungsgrad liegt unter dem einer konventionellen Rohrturbine (Tab. 1).

Type	Turbine	Generator	Total
Rohrturbine	95 %	98 %	93 %
HYDROMATRIX®	90 %	95 %	85,5 %
Differenz			7,5 %

Tabelle 1: Vergleich Spitzenwirkungsgrade

Die Energieproduktion liegt gegenüber "Compact- Hydro" Lösungen bei unregulierten Turbinen niedriger.
Durch den Einsatz einer unterschiedlichen Anzahl von Turbinen eines Moduls – in Abhängigkeit vom Abfluß – läßt sich das jedoch teilweise kompensieren. Das gelingt besser, je mehr TG-Einheiten im Einsatz sein können (Abb. 4)



Oben: HYDROMATRIX®-9 Einheiten
Mitte: HYDROMATRIX®-3 Einheiten
Unten:Typische Compact Hydro Lösung

Abbildung 4: Vergleich Energieproduktion HYDROMATRIX®-Compact Hydro

5 Modul

Der Modul ist eine Stahlkonstruktion, die sich den jeweiligen Gegebenheiten anpassen muß, wodurch sich für jeden Anwendungsfall eine unterschiedliche Konstruktion ergibt. In jedem Fall überträgt der Modul die Wasserlasten ins Bauwerk und ist die Tragstruktur für die TG-Einheiten.
Notwendig sind ebenfalls an die Turbine angrenzende Saugrohre, die in den meisten Fällen mit Saugrohrverschlüssen versehen sind. Diese Verschlüsse ermöglichen sowohl den Einsatz des Moduls in Funktion eines Dammbalkens als auch das Außerbetriebsetzen einzelner Turbinen.
Bei ausreichender Größe kann der Modul Räume für Hydraulikanlagen, Schaltanlagen und Steuerungen (Abb. 5) enthalten, die aber auch am Bauwerk situiert sein können.

Erforderlichenfalls ist ein Einlauf-Feinrechen am Modul vorgebaut. Die Hochwasserabfuhr über die Konstruktion besteht durch die Möglichkeit der Anbringung einer Klappe.

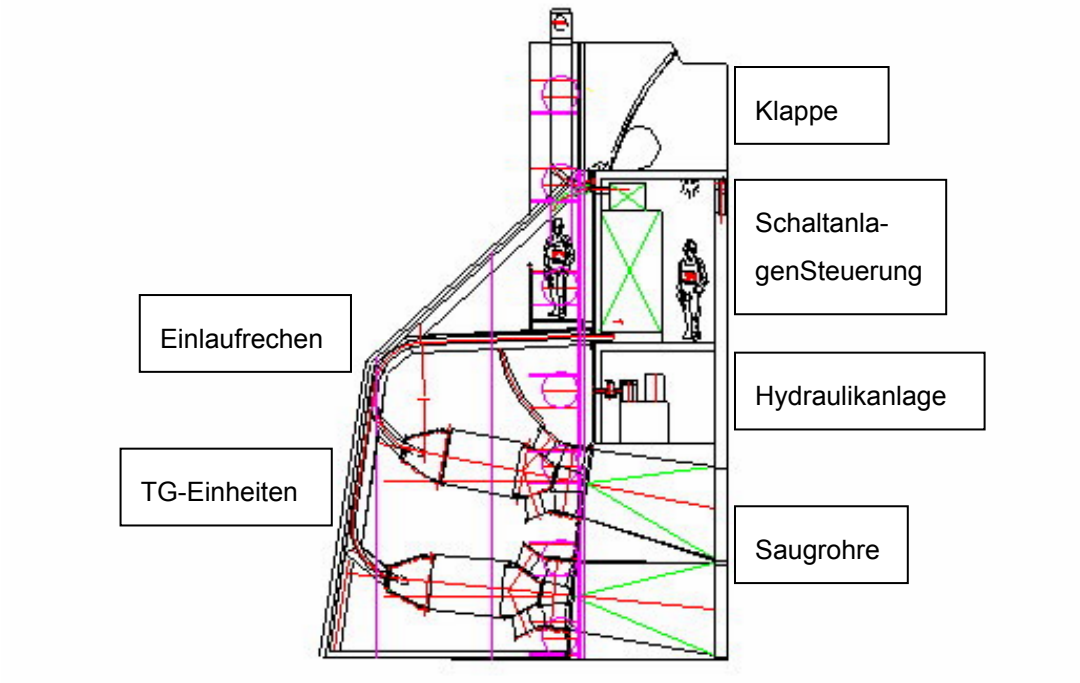


Abbildung 5: Modulquerschnitt (Smithland, Cannelton)

6 Anwendungsbeispiele

Es wurden bisher von VA TECH HYDRO an verschiedenen wasserbaulichen Anlagen HYDROMATRIX®-Projekte verwirklicht, bzw. sind sie in Bau oder in Planung:

- Einlaufbauwerk
- Schiffsschleuse
- Bewässerungsanlage
- Wehranlage

6.1 Einlaufbauwerk Colebrook

Die ersten HYDROMATRIX®-Einheiten wurden im Jahr 1988 bei einem zur Hochwasserkontrolle und für ein Reservoir errichteten Damm in Colebrook, Connecticut installiert.
Das Einlaufbauwerk besteht aus 3 zu einem betonausgekleideten Stollen führenden Einläufen. 2 der 3 Dammbalkennischen wurden mit Modulen versehen, die mit je 3 übereinander liegenden TG-Einheiten versehen sind (Abb. 6).



Abbildung 6: Colebrook-Modul während der Installation

In Abhängigkeit von der Fallhöhe (zwischen 7,6 m und 30,5 m) variiert der Durchfluß durch jeden Modul von 23 m^3/s bis 107,7 m^3/s. Aufgrund des 20,3 m über den Turbinen liegenden Unterwasserspiegels können die Module bis zu 51 m Einstau im Oberwasser im Einsatz sein.
Bei einer durchschnittlichen jährlichen Produktion von 7,5 MWh liegt die Spitzenproduktion bei 13,0 MWh.
Die technischen Daten sind in Tabelle 2 zusammengefaßt.

Technische Daten Colebrook	
Leistung	3,0 MW
Bruttofallhöhe	7,6 – 30,5 m
Geschwindigkeit	900 rpm
Leistung einer TG-Einheit	500 kW
Laufraddurchmesser	660 mm
Anzahl der Einheiten	6
Jahresarbeitsvermögen	7,5 GWh

Tabelle 2:Technische Daten Colebrook

6.2 Schiffsschleuse Freudenau

Der Modul wurde im März 2000 in einem Füll- und Entleerkanal der Schiffsschleuse Freudenau an der Donau in Wien installiert (Ab. 7, 8).

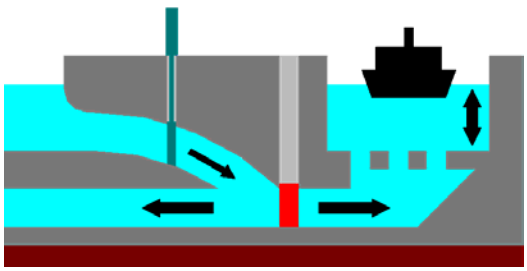


Abbildung 7: Funktionsweise eines Moduls an einer Schiffsschleuse

Der Modul hat 25 Propellerturbinen mit einem Laufraddurchmesser von 910 mm. Die Energiegewinnung erfolgt sowohl während des Füll- als auch des Entleervorgangs (Abb. 8), was eine Funktion der Turbine-Generator-Einheit in beide Drehrichtungen erfordert.



Abbildung 8: HYDROMATRIX®-Modul Schiffsschleuse Freudenau

Technische Daten Freudenau	
Leistung	5,0 MW
Bruttofallhöhe	10,3 m
Geschwindigkeit	500 rpm
Leistung einer TG-Einheit	200 kW
Laufraddurchmesser	910 mm
Anzahl der Einheiten	25
Jahresarbeitsvermögen	3,7 GWh

Tabelle 3:Technische Daten Freudenau

6.3 Bewässerungsanlage Jebel Aulia

Die Stauanlage Jebel Aulia (Abb. 9) wurde in den Jahren 1933-37 am Weißen Nil 40 km südlich der Hauptstadt Khartoum im Sudan errichtet. Sie dient der landwirtschaftlichen Bewässerung.
40 der 50 Wehrfelder mit einer Breite von ca. 3,6 m und einer Höhe von 4,5 m werden mit Modulen mit je 2 TG-Einheiten bestückt (Abb. 10). In die bestehenden Dammbalkennischen werden Führungsschienen für die Module montiert, die über die Nischen hinausragen, wo die Module in gehobener Position verriegelt werden können.



Abbildung 9: Jebel Aulia Dam, Sudan

Die elektrische Ausrüstung wird auf an der Staumauer errichteten Stahlpodesten situiert sein.
Der erste Modul wird bereits 16 Monate nach Vertragsunterzeichnung geliefert.

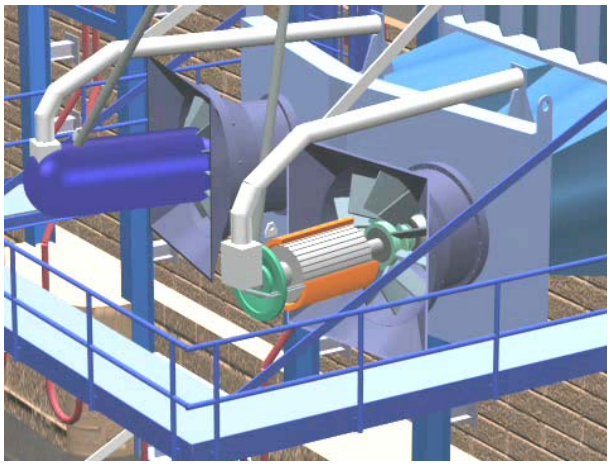


Abbildung 10: Jebel Aulia, Modul mit 2 TG-Einheiten

Technische Daten Jebel Aulia	
Leistung	30,4 MW
Bruttofallhöhe	5,5 m
Geschwindigkeit	375 rpm
Leistung einer TG-Einheit	380 kW
Laufraddurchmesser	1120 mm
Anzahl der Einheiten	80
Jahresarbeitsvermögen	116,4 GWh

Tabelle 4: Technische Daten Jebel Aulia

6.4 Wehranlagen Smithland und Cannelton

Die Wehr- und Schiffschleusenanlagen Smithland und Cannelton (Abb. 11) liegen am Ohio River in Kentucky. Sie dienen der Hochwasserregulierung und Schiffbarmachung des Flusses, ein Kraftwerk existiert derzeit nicht. Es werden HYDROMATRIX®-Anlagen mit einer Gesamtleistung von 173 MW errichtet.



Abbildung 11: Cannelton Lock and Dam

Je 5 Module (Abb. 5) mit 34 (Smithland) bzw. 28 (Cannelton) TG-Einheiten beinhalten die gesamte mechanische und elektrische Ausrüstung. Sie besitzen eine Breite von mehr als 30 m und eine Höhe von mehr als 10 m. Die Installation in den für die Radialschütze vorhandenen Dammbalkennischen (Abb. 12) erfolgt nach dem Antransport der Module auf dem Wasserweg.

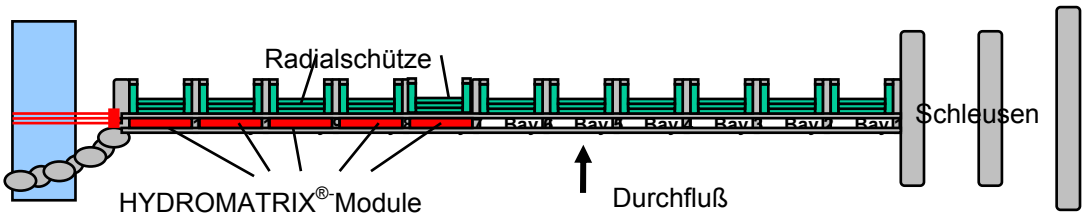


Abbildung 12: Modul-Anordnung, Wehranlagen am Ohio

Technische Daten Smithland	
Leistung	85 MW
Bruttofallhöhe	6,5 m
Geschwindigkeit	360 rpm
Leistung einer TG-Einheit	500 kW
Laufraddurchmesser	1250 mm
Anzahl der Einheiten	170
Jahresarbeitsvermögen	352,5 GWh

Tabelle 5: Technische Daten Smithland

Technische Daten Cannelton	
Leistung	88 MW
Bruttofallhöhe	6,5 m
Geschwindigkeit	360 rpm
Leistung einer TG-Einheit	627 kW
Laufraddurchmesser	1330 mm
Anzahl der Einheiten	140
Jahresarbeitsvermögen	366,7 GWh

Tabelle 6: Technische Daten Cannelton

7 Zusammenfassung

Die HYDROMATRIX®-Technologie, ein neues Konzept der hydraulischen Energieerzeugung, ist eine innovative Lösung zur Gewinnung elektrischer Energie bei bestehenden wasserbaulichen Anlagen. Es kommen hiebei Turbinen-Generator-Einheiten zum Einsatz, die meist in größerer Anzahl in einem Modul matrixartig integriert sind. Der Modul wird im Werk vorgefertigt, zur Baustelle angeliefert und am bestehenden Bauwerk installiert.
Die Vorteile der Technologie gegenüber konventionellen Lösungen liegen besonders im Wegfall umfangreicher Bauarbeiten, der kurzen Projektsdauer und der damit verbundenen Kostengünstigkeit.
Es wurden von VA TECH HYDRO an verschiedenen wasserbaulichen Anlagen HYDROMATRIX®-Projekte verwirklicht, bzw. sind sie in Bau oder in Planung. Im Beitrag wird der Einsatz an Einlaufbauwerken, Schiffsschleusen, Bewässerungsanlagen und Wehranlagen beschrieben

Literatur

[1] VA TECH HYDRO, Information im Internet (www.hydromatrix.com); 2002

[2] VA TECH HYDRO, Water. Power. Hydromatrix, Produktinformation; 2002

Autoren

Dr. Volker Kienberger, Engineering Services, VA TECH HYDRO, A-4031 Linz, Lunzerstr. 78, Postfach 28; volker.kienberger@vatech-hydro.at

Dipl.-Ing. Harald Schmid, Projektentwicklung und Verkauf HYDROMATRIX®, VA TECH HYDRO, Linz; harald.schmid@vatech-hydro.at

Internationales Symposium 2002 in Zürich
MODERNE METHODEN UND KONZEPTE IM WASSERBAU
Organisiert von der Versuchsanstalt für Wasserbau,
Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich und
dem Schweizerischen Wasserwirtschaftsverband

Regulierung des Vierwaldstättersees und Sanierung der Reusswehranlage in Luzern mit dem historischen Nadelwehr

Ernst Deubelbeiss, Dipl. Bauing. HTL
Peter Stalder, Dipl. Bauing. ETH
Urs Müller, Dipl. Bauing. ETH



Bild 1 Übersicht über heutige Reusswehranlage

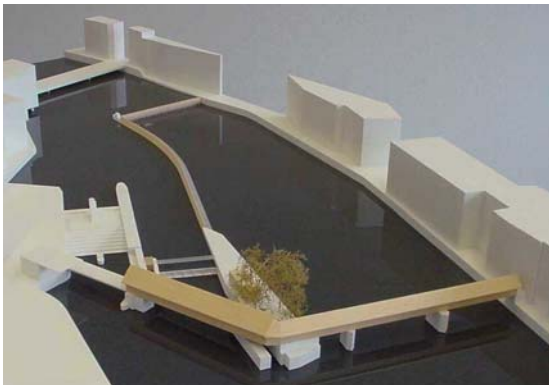


Bild 2 Modell der neuen Reusswehranlage

Historischer Überblick, Bedürfnisfrage

Das alte Benediktinerkloster St. Leodegar im Hof, Luzern, war Eigentümer der Mühlen an der Reuss bei der Spreuerbrücke, die im 14. Jahrhundert in städtischen Besitz übergingen.
Bereits im 13. / 14. Jahrhundert war der Ausbau der städtischen Mühlen soweit fortgeschritten, dass die Reuss einen Lauf durch zwei Abflusssektionen nahm. Schon damals wurde der See durch ein Wehr gestaut. Die erste Anlage bestand aus einem Dammwerk von einfacher Art. Später wurde diese Schwelle solider ausgeführt um das Wasser bereits näher bei der Reussbrücke aufzufangen was zu einer Zweiteilung des Flussbetts führte. Dies ist noch heute mit dem Längswehr sichtbar. In der Aussenkurve fand das Wasser einen schnelleren Lauf, und gleichzeitig vertiefte sich das Flussbett. Als Folge wurde um 1585 ein Querdamm als Schwelle erstellt, teils um die Vertiefung aufzuhalten, aber auch um den Wasserstand zu erhöhen. 1608 wurde die erwähnte, feste Schwelle durch Bauherr Christoph Feer und Werkmeister Hans Heinrich Suter erneuert

und den Quellen zu Folge vermutlich auch erhöht. Schon damals wurden die Urkantone beim Stande Luzern zwecks einer besser ausgeglichenen Regulierung der Seestände vorstellig. Solche Eingaben und Besprechungen zwischen den Waldstätte-Kantonen wiederholten sich nach jeder Überschwemmung. Am 9. Oktober 1858 schlossen, unter Mitwirkung des Bundesrats, die Waldstätte-Kantone und die Centralbahn-Gesellschaft einen Vertrag über die Verbesserung des Seeabflusses bei Luzern und die Erstellung eines Nadelwehrs ab. Wesentlicher Anlass zum Wehrneubau war der Bahnbau und insbesondere die Erstellung des Bahnhofs.

Die bewegliche Wehranlage wurde an Stelle der bisherigen festen Grundschwelle gebaut. Noch heute wird der See mit dieser 1859 bis 1861 erstellten Wehranlage reguliert. Sie besteht aus dem Stirnnadelwehr, dem Längsnadelwehr und dem Seitenwehr mit zwei Tafelschützen. Neben dem Seitenwehr wurde vor einigen Jahren das neue Kleinkraftwerk Mühlenplatz erstellt, das aber im Hochwasserfall wegen dem zu kleinen Gefälle nicht zur Ableitung der Hochwassermengen dienen kann.
Seit 1867 ist ein Reglement über das Öffnen und Schliessen des Reusswehrs in Luzern in Kraft. Dieses regelt die Bedienung durch die Stadt Luzern unter der Oberaufsicht des Kantons und hat bis heute Gültigkeit.



Bild 3 Um die Hochwasser einzudämmen, wurde 1859/60 das Nadelwehr errichtet, das eine Regulierung der Seehöhe zuliess.
(Bild aus Postkartenbuch der „Stadt Luzern in alten Ansichten“)



Bild 4 Manuelles Versetzen der Holznadeln beim Stirnnadelwehr

Veranlasst durch die hohen Seestände von 1910 wurden bereits 1911 die damals bekannten Ingenieure Kürsteiner, St. Gallen und Lüchinger, Zürich sowie Dr. Epper, Direktor der Schweizerischen Landeshydrographie, Bern vom Baudepartement beauftragt die Frage des Abflussverhältnisses des Vierwaldstättersees allseitig zu begutachten. Der Bericht der Experten wurde grundsätzlich gutgeheissen. Zusammen mit ihren Vorschlägen wurden bis zum heute vorliegenden Projekt zahlreiche weitere ausgearbeitet. Alle diese Projekte sahen bereits Sohlenausbaggerungen vor. Verschiedene Umstände verzögerten aber bis heute eine Beschlussfassung für die Ausführung.

Das Bedürfnis nach einer Verbesserung der Abflussverhältnisse stieg nach dem bisher grössten gemessenen Hochwasser vom 16./17. Juni 1910 welches gros-

se Schäden anrichtete. Bei einem Seestand von 435.25 m ü.M. wurde damals eine maximale Abflussmenge von rund 455 m^3/s abgeschätzt. Weitere hohe Seewasserstände traten 1937, 1953, 1970 und 1999 auf. Ein ähnliches Ereignis wie 1910 hätte heute ein Schadenspotential von mehreren 100 Mio. Franken zur Folge. Die Schadenkote beim Vierwaldstättersee liegt bei 434.45 m ü.M.. Das heutige Reusswehr hat bei dieser Seehöhe eine Abflusskapazität von rund 330 m^3/s. Heute befindet sich die Wehranlage in einem baulich schlechten Zustand und eine baldige Sanierung und Erneuerung von verschiedenen Anlageteilen drängt sich auf.

Mit dem heute vorliegenden Projekt werden folgende Ziele verfolgt:

- der Betrieb der Wehranlage muss einfacher und sicherer werden
- eine Hochwassermenge von etwa 450 m^3/s soll schadlos abgeleitet werden können
- die Wehranlage ist am bisherigen Standort und mit ihrer dreiteiligen Charakteristik Stirnnadelwehr, Längsnadelwehr und Seitenwehr zu erneuern
- die Nutzungsdauer der Anlage soll 100 Jahre betragen
- der Wehrausfluss muss bei einem gleichzeitigen Hochwasser in der Kl. Emme gedrosselt werden können.
- das Projekt muss den verschiedenen Nutzungsansprüchen gerecht werden, umweltverträglich und wirtschaftlich sein.

Besondere Aufmerksamkeit verlangen die denkmalpflegerischen, bauhistorischen und städtebaulichen Belange. Auch andere Städte, so z.B. Zürich hatten Nadelwehre. Da die Bedienung der Nadeln nur mit aufwendiger und gefährlicher, körperlicher Arbeit möglich ist, wurden die anderen Nadelwehranlagen durch modernere Einrichtungen ersetzt. Das Luzerner Nadelwehr ist deshalb heute eine einzigartige Sehenswürdigkeit der Technikgeschichte, wie sie weit über die Landesgrenzen hinaus nicht mehr zu finden ist.

Projektorganisation

Beim Ausbau der Reusswehranlage in Luzern handelt es sich um ein Interkantonales Wasserbauvorhaben, bei dem die Uferkantone Uri, Schwyz, Obwalden, Nidwalden und Luzern als Trägerschaft auftreten. Wie bereits beim Bau der Anlage von 1859/61 wird die Bauherrschaft an den Kanton Luzern delegiert. Die Projektorganisation (Bild 5) stellt sicher, dass die vielfältigen Interessen der Seeanstösser, des Hochwasserschutzes, des Landschafts- und Umweltschutzes, der Denkmalpflege und Stadtplanung, sowie der Schifffahrt und Fischerei koordiniert und angemessen berücksichtigt werden. Die Projektierungsarbeiten erfolgen in engem Kontakt mit dem Bundesamt für Wasser und Geologie (BWG) als Subventionsbehörde. Die Uferkantone sowie die Unterliegerkantone sind in den Interkantonalen Fachgremien vertreten, die sich vor allem mit der künftigen Regulierung sowie mit dem neuen Vertrag innerhalb der Trägerschaft befassen. Das Schwergewicht der Projektleitung liegt damit in der Aufgabe, die vielfältigen und oft divergierenden Interessen zu koordinieren und in ein konsensfähiges Gleichgewicht zu bringen.

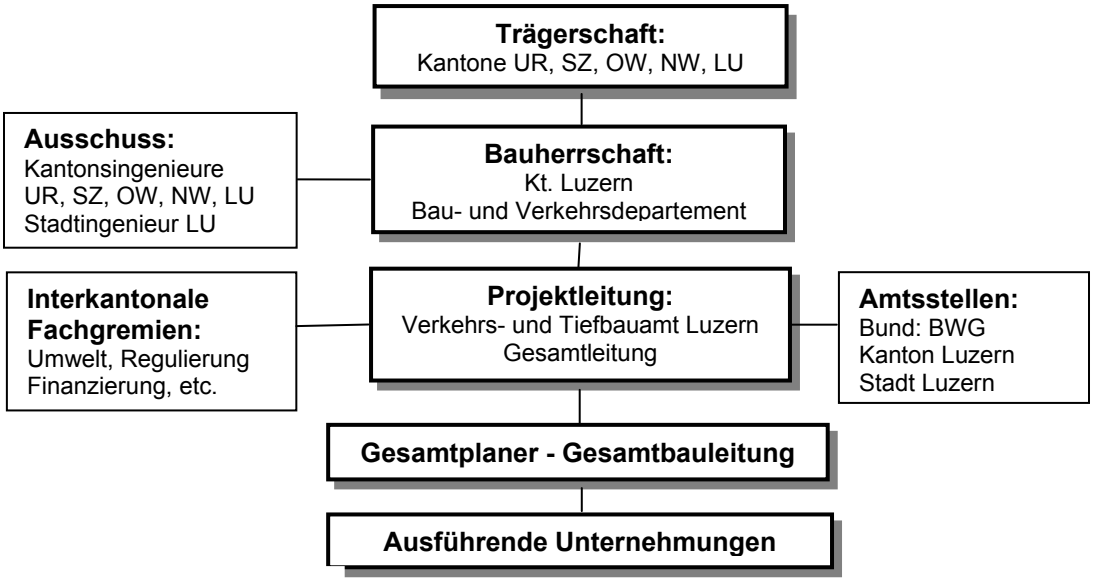


Bild 5 Projektorganisation

Projektablauf

Der Ausbau der Seeregulierung fällt unter die Bestimmungen des Wasserbaugesetzes WBG vom 21.06.1991 und der zugehörigen Verordnung WBV. Der Bund leistet deshalb Abgeltungen an die Kantone mit mittlerer und schwacher Finanzkraft. Das BWG hat als Subventionsbehörde schon bei den Vorstudien beratend mitgewirkt.

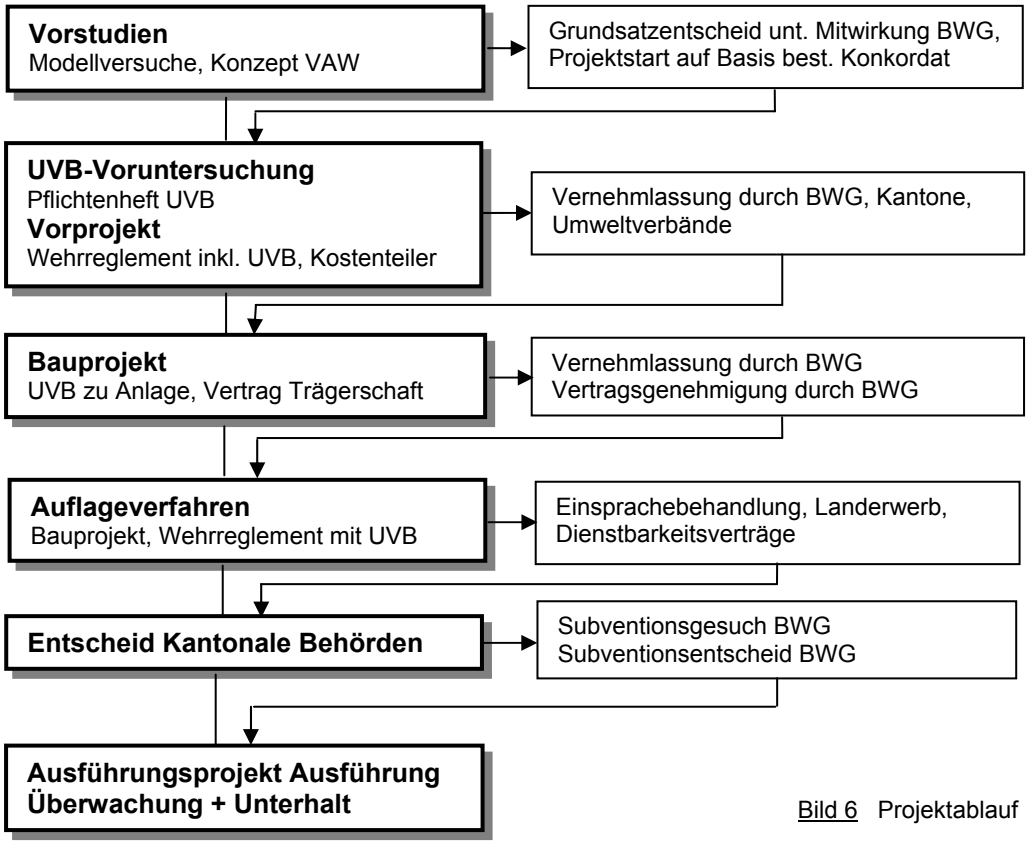


Bild 6 Projektablauf

Wehrreglement

Mit dem Ausbau der Wehranlage muss auch das seit 1867 gültige Wehrreglement überarbeitet werden. Während damals ausschliesslich der Hochwasserschutz und die Schiffahrt für die Regulierung massgebend waren, müssen heute in Übereinstimmung mit der Gesetzgebung weitere Schutzbedürfnisse der Natur, der Umwelt und der Landschaft berücksichtigt werden. Bei der Evaluation einer neuen Reguliervariante wurde der Nachvollziehbarkeit durch klare Definition der Kriterien und deren Bewertung besondere Beachtung geschenkt. Der Reglementsentwurf wurde in den folgenden 4 Phasen erarbeitet:

1. Festlegen von Zielen und Präferenzen für alle Bereiche: AHP-Verfahren (Analytischer Hierarchischer Prozess)
2. Ermittlung von effizienten Reguliervarianten: Für die künftige Regulierung wird das PID-Verfahren angewendet. (Proportional-Integral-Differenzial-Regler, Kühne 1975)
3. Ermittlung von Variantenwirkungen und deren Bewertung: in Bezug auf die in Phase 1 formulierten Ziele und Präferenzen
4. Wahl einer Reguliervariante und Formulierung des Wehrreglements

Das neue Reglement bringt folgende Vorteile:

- Verbesserung des Hochwasserschutzes unter Berücksichtigung des Schutzbedürfnisses von Natur, Umwelt und Landschaft. Die Jährlichkeit von Hochwasserereignissen kann ca. um den Faktor 10 erhöht werden. Der Seepegel wird bei künftigen Hochwasserständen um ca. 30 cm tiefer gehalten.
- Die PID-Regelung erlaubt eine pegelstandsabhängige und damit automatisierbare Regulierung über das neue Seitenwehr.
- Der Pegelstandsverlauf entspricht über eine lange Zeitdauer dem natürlichen Zustand eines unregulierten Sees.

Umweltverträglichkeitsprüfung UVP

Regulierungswerke sind der UVP unterstellt. Neben dem Bauprojekt ist auch das neue Wehrreglement auf seine Umweltverträglichkeit zu überprüfen. Während der Umweltverträglichkeitsbericht (UVB) für das Bauprojekt die Auswirkungen des Bauvorhabens für den wehrnahen Bereich aufzeigt, beschreibt der UVB für das Wehrreglement die Auswirkungen eines ver-änderten Regulierregimes für den gesamten Seebereich.
Der UVB für die Regulierung kann nicht im üblichen Umfang erstellt werden. Schon die Aufnahme des heutigen Zustandes im Bereich der Biosphäre wäre neben den unverhältnismässig hohen Kosten nur mit einem mehrjährigen Zeitaufwand realisierbar. Ausserdem ist es aufgrund des heutigen Wissens-standes nicht möglich, eine zuverlässige Voraussage der Auswirkungen einer veränderten Regulierung auf die Biosphäre vorzunehmen. Nach Absprache mit dem Kt. AfU Luzern beschränkt man sich im UVB auf die Beschreibung des Ist-Zustandes in bereits gut erfassten Teilgebieten. An Stelle einer Prognose über die Auswirkungen auf die Biosphäre wird ein Monitoring durchgeführt. Damit sollen allfällige negative Veränderungen über einen Zeitraum von ca. 10 Jahren beobachtet und Korrekturmassnahmen vorgesehen werden. Das Monitoring-Konzept muss als Bestandteil des UVB öffentlich aufgelegt werden.

Projektübersicht der Sanierung und Erneuerung der Reusswehranlage

Zwischen dem linksufrig vor einigen Jahren sanierten Stirnnadelwehr und dem rechtsufrig neu erstellten Kraftwerk Mühlenplatz mit Fischtreppe ist das baufällige Längsnadelwehr und das Seitenwehr umfassend zu erneuern und deren Abflusskapazität um rund $^1/_3$ zu vergrösseren. Das Nadelwehr ist aus der Sicht der Denkmalpflege schützenswert und ist auch bei vergrösserten Durchflussquerschnitten bei Stirn- und Längswehr im heutigen Konzept zu erhalten. Durch Sohlenabsenkungen im Ober- und Unterwasser, einer Tieferlegung des Längsnadelwehrs und einer Vertiefung des Seitenkanals mit dem Einbau eines leistungsfähigen neuen Abschlussorganes im Seitenwehr kann die gewünschte Kapazitätssteigerung des Reusswehrs auf knapp 450 m^3/s bei der Schadenskote von 434.45 m ü.M. erreicht werden.

Hydraulische Modellversuche zur Erhöhung der Abflusskapazität

Vor den eigentlichen Projektierungsarbeiten für die Erneuerung der Reusswehranlage wurden an der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich (VAW) in den Jahren 1980 und 1996 – 98 verschiedene Modellversuche durchgeführt um einen optimalen Ausbau des Auslaufes des Vierwaldstättersees zu erreichen. Die Untersuchung von 10 verschiedenen Ausbauvarianten umfasste die vorzunehmenden Anpassungen der Wehranlagen, die Gerinneerweiterungen durch Absenkung der Sohle wie auch die notwendige Sohlenbefestigung im Wehrbereich. Die Untersuchungen zeigten, dass der abflussbestimmende Querschnitt oberhalb der Wehranlage im Bereich der Reussbrücke liegt und aus topographischen und städtebaulichen Gesichtspunkten nur beschränkt erweitert werden kann. Die Modellversuche zeigten, dass die Zielvorgabe einer Ableitung einer Hochwassermenge von 450 m^3/s aus dem Vierwaldstättersee bei einem zulässigen Wasserspiegel von 434.45 m ü.M. nur näherungsweise erreicht wird.

Die Ableitkapazität des Reusswehrs wird durch den im Unterlauf einmündenden Fluss der Kleinen Emme massgeblich beeinflusst. Bei Hochwasser des Seitenflusses wird das Reusswehr eingestaut und die Abflusskapazität der einzelnen Wehrteile folgendermassen reduziert:

Abfluss Kleine Emme [m^3/s]	**Stirnwehr** [m^3/s]	**Längswehr** [m^3/s]	**Seitenwehr** [m^3/s]	**Kraftwerk** [m^3/s]	**Gesamt** [m^3/s]	**Gefälle** [m]
Zustand heute mit $Q_{Kl.Emme}$= 15 m^3/s	*242*	*57*	*37*	--	***336***	--
$Q_{Kl.Emme}$= 545 m^3/s	*238*	*53*	*36*	--	***327***	
Projektzustand mit $Q_{Kl.Emme}$= 15 m^3/s	253	37	148	0	**438**	0
$Q_{Kl.Emme}$= 545 m^3/s	246	24	125	0	**395**	0

Die von der VAW vorgeschlagene Bestvariante 8 beinhaltet gegenüber dem heutigen Zustand folgende Umbauten: (siehe Bild 7)

- Tieferlegen des Längswehres auf der gesamten Länge um 1 m
- Herstellen eines gleichmässigen Gefälles links des Längswehres und des Trennpfeilers zwischen Stirnwehr und Querprofil 22. Dabei ist die tiefergelegte Sohle

im Bereich der Ufermauern, des Querprofils 22 und des Kraftwerks-auslaufes an die bestehende Kote anzupassen.

- Abbruch der Einbauten im Seitenkanal und gleichzeitiges Tieferlegen der Sohle von 432.00 m ü. M. auf Kote 429.00 m ü. M.
- Tieferlegen der Sohle im Oberwasser des Stirnwehres und rechts des Längswehres auf die Kote 429.00 m ü. M.. Vor dem Stirnwehr erfolgt auf einer Länge von ca. 5 m eine Anrampung auf die heutige Sohlenkote des Stirnwehrs von 431.12 m ü. M..
- Die Rampe des Kraftwerkeinlaufes wird von 431.80 m ü. M. auf die Kote 429.00 m ü. M. abgesenkt.



Bild 7 Übersicht über die Bestvariante 8 der VAW-Modellversuche 1998

In einer zweiten Phase der Modellversuche wurde auch die Widerstandsfähigkeit der Sohle im Bereich des Reusswehrs gegen ein Auskolken bei grossen Hochwassern geprüft. Es zeigte sich, dass die stark beanspruchten Zonen wie Brückenpfeiler, Unterwasser von Stirn- und Seitenwehr sowie der Zulaufkanal des Seitenwehrs mit einem massiven Kolkschutz mit Blöcken bis ∅ 70 cm zu schützen sind.

Projektstudien für ein neues Seitenwehr

Die VAW-Modellversuche 1998 zeigten eindeutig, dass die gewünschte Kapazitätssteigerung des Reusswehrs in Luzern nur mit einem umfassenden Umbau des Seitenkanals, einer Absenkung der Reusssohle um 3 m und mit dem Abbruch der Einbauten der Mühlenkanäle erreicht werden kann. Bereits im Vorfeld der Projektierungsarbeiten wie auch im Rahmen der UVB-Voruntersuchung zeigte sich, dass aus denkmalpflegerischer Sicht den Mühlenkanälen eine besondere Bedeutung zukommt und deren Erhaltung allenfalls eine höhere Bedeutung hat als der Beibehaltung der Breite der Trenninsel der Reuss. Insbesondere ist in diesem Zusammenhang auch die Erhaltung der Widerlager der berühmten Spreuerbrücke von zentraler Bedeutung.

In einer ersten Projektphase wurde mit hydraulischen Staukurvenberechnungen des Seitenkanals der Einfluss der Mühlenkanaleinbauten untersucht. Diese Berechnungen zeigten, dass der rechte Mühlenkanal IV bei einer Anpassung des Inselspitzes der mittleren Reussinsel ohne Kapazitätseinbussen im Bereich des Seitenwehrs erhalten werden kann. Damit werden die Anliegen des Hochwasserschutzes und zum Teil der Stadtarchäologie und der Denkmalpflege erfüllt, indem zumindest noch Einzelteile der ursprünglichen Stadtmühlenbauten und die Widerlager der Spreuerbrücke erhalten bleiben.

Im Rahmen der Vorstudie wurden 7 verschiedene Varianten von Abschlussorganen des Seitenwehrs (Segmentklappenschütze, Hubschütze mit aufgesetzter Klappe, Stauklappen mit einseitigem ölhydraulischen oder seitlich versenktem Torsionsantrieb, Dachwehr, versenkbare Sektorschütze und Drehsegmenttor) auf ihre Eignung, Machbarkeit, Kosten, Vor- und Nachteile untersucht. Neben dem rein technischen Vergleich, mussten auch die Gesichtspunkte des Stadtbildes in die Variantenwahl einfliessen. Wie die Fotomontagen auf den nachfolgenden Bildern 8 und 9 eindrucksvoll zeigen, ist eine überströmbare Stauklappe mit seitlichem Torsionsantrieb einem über der Wasserlinie angeordneten Abschlussorgan eindeutig vorzuziehen.



Bild 8 Seitenwehr - Fotomontage einer Variante mit Segmentklappenschütze



Bild 9 Seitenwehr - Fotomontage einer Variante mit Stauklappe und seitl. Torsionsantrieb

Unter Berücksichtigung aller technischen, hydraulischen, finanziellen und ästhetischen Gesichtspunkte wurde die Wahl einer überströmbaren Stauklappe mit linksseitigem Tosionsantrieb als optimal beurteilt. Die 12.4 m breite und rund 4 m hohe Stauklappe wird mit zwei oder mehreren Lagern in der Wehrschwelle verankert. Der Antrieb erfolgt über einen in einem Seitenschacht untergebrachten horizontalen Ölhydraulikzylinder. Dieser öffnet und schliesst die Stauklappe über einen mit dem Torsionsrohr der Schütze verbundenen Hebelarm. Es ragen somit keine mechanischen Anlageteile über die Kote der mittleren Reussinsel hinaus.
Montage- und Revisionsarbeiten an der Stauklappe lassen sich im trockengelegten Wehrabschnitt im Schutze von Ober- und Unterwasser-dammbalken ausführen.

Die Feinregulierung des Seestandes des Vierwaldstättersees erfolgt in Zukunft automatisch durch das neue Seitenwehr, wobei bei grosser Wasserführung das Nadelwehr nach wie vor manuell betätigt wird. Der Personaleinsatz wird jedoch massgeblich reduziert, indem die Feinregulierung des Seestandes nicht mehr ausschliesslich mit dem Holznadelwehr erfolgt.

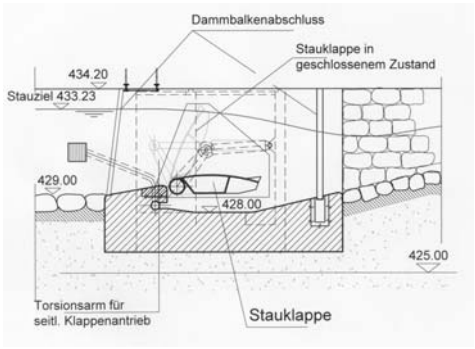


Bild 10 Längsschnitt durch Seitenwehr mit Stauklappe in geöffnetem Zustand

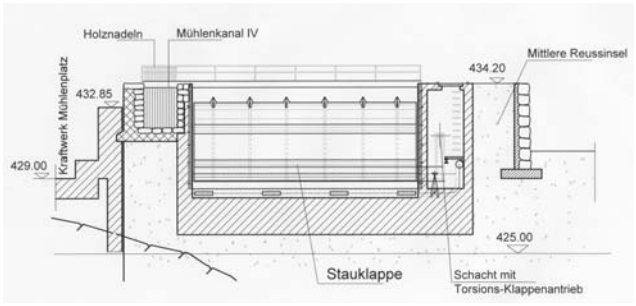


Bild 11 Querschnitt durch Seitenwehr mit Stauklappe in geschlossenem Zustand

Erneuerung des Stirn- und Längsnadelwehrs

Die vor einigen Jahren erneuerte Wehrkonstruktion des historischen **Stirnnadelwehrs** wird in seiner Form und Bauart weitgehend erhalten. Die Fundation wird jedoch im Zug der Bauarbeiten der gesamten Wehranlage saniert und wo notwendig verstärkt. Die bisher vollständig manuell erfolgte Bedienung des Kettenzuges zum Aufstellen der Wehrböcke erfolgt in Zukunft maschinell, indem die bestehende Winde elektrifiziert wird.

Die Sohle des **Längswehres** muss gemäss den VAW-Modellversuchen um einen Meter abgesenkt werden. Diese Tieferlegung der Fundation sowie der schlechte bauliche Zustand der bestehenden Längswehrkonstruktion bedingen einen kompletten Neubau dieses Anlageteils. Die neue Wehrkonstruktion besteht aus fest mit dem neuen Betonfundament verbunden Stahlböcken und einer Wehrbrücke aus zwei mit einem Montagewagen befahrbaren Längsträgern, die als obere Abstützung für das Nadelwehr dient. Der eigentliche Wehrabschluss besteht wie beim Stirnwehr aus 3.60 m langen Holznadeln. Das aufwendige und für das Betriebspersonal nicht ungefährliche Versetzen und Entfernen der Holznadeln von Hand soll im Bereich des Längswehrs in Zukunft durch einen Montagekran vereinfacht werden. Dieser Montagewagen mit hydraulischem Versetzkran soll einerseits den Längstransport und das Versetzen der Wehrnadeln vereinfachen und den Personalaufwand wesentlich reduzieren. Diese Versetzeinrichtung wird in einem auf der Reussinsel neu zu erstellenden Bedienungs-gebäude gelagert.

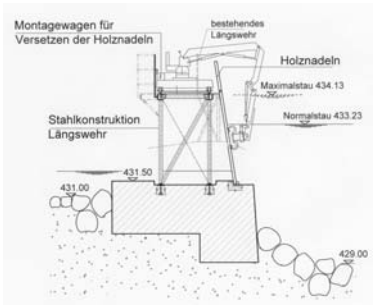


Bild 12 Querschnitt durch das Längswehr mit Montagekran

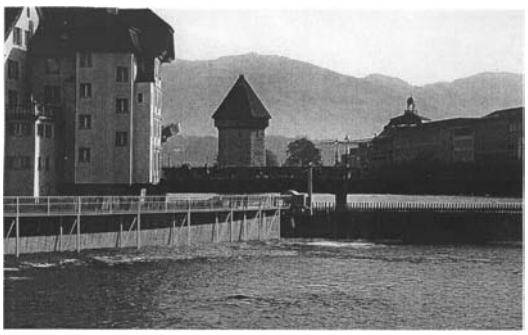


Bild 13 Fotomontage des erneuerten Längswehrs

Sohlenabsenkungen oberhalb und unterhalb des Reusswehrs

Zur Vergrösserung der Gesamtabflusskapazität sind ober- und unterhalb des Reusswehrs grossflächige Sohlenabsenkungen auszuführen. Die VAW-Modellversuche haben eindeutig gezeigt, dass im Bereich der Reussbrücke der kritische und abflussbestimmende Querschnitt zwingend zu vergrössern ist. Da die Fliessgeschwindigkeiten der Reuss im Wehrbereich für die natürliche vorhandene Flusssohle wesentlich zu hoch sind, muss ein wirksamer Erosionsschutz in Form eines Blockteppichs eingebaut werden. Als Folge der Sohlenabsenkung sind verschiedene Fundationen der Reuss-, der Spreuerbrücke und von zahlreichen Ufermauern wirksam zu unterfangen

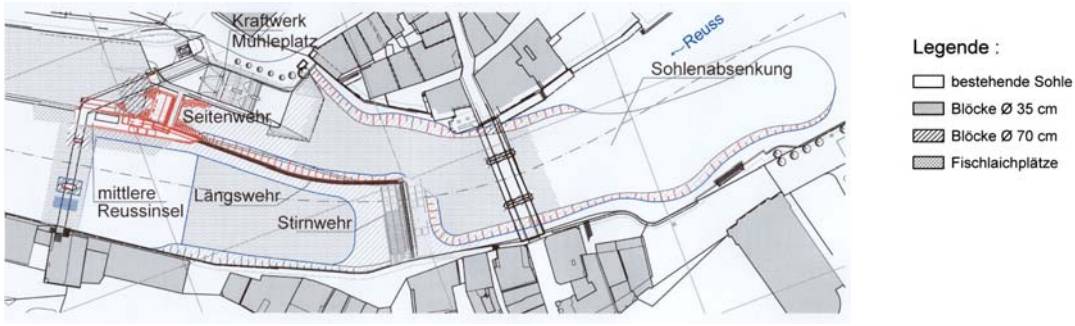


Bild 14 Gesamtsituation der Reusswehranlage mit eingetragenen Bauwerken, der Sohlenabsenkung und der Sohlsicherung mit Blockteppich

Bauausführung, Bauzeit, Baukosten

Zur Gewährleistung einer dauernd genügenden Hochwassersicherheit am Ausfluss des Vierwaldstättersees ist eine etappenweise Ausführung der Bauwerke vorgesehen. Der Bau von Seiten- und Längswehr erfolgt in trockenen Baugruben. Die Sohlenabsenkungen und Pflästerungsarbeiten erfolgen im Oberwasser ab Schwimmpontons und im Unterwasser mit der Baggerung ab Flusssohle bei Niederwasser. Zugang, Transporte und Bauinstallationen müssen den strengen Auflagen und Bedingungen einer innerstädtischen Baustelle genügen.

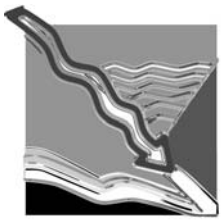
Baubeginn für die Erneuerung der Reusswehranlage erfolgt frühestens im Winter 2003/04. Die vorgesehene Bauzeit beträgt rund 3 Jahre.

Die Kosten der Erneuerung des Reusswehrs betragen ca. 20 Mio. Fr..

Mit den beschriebenen Massnahmen ist eine grundlegende Erneuerung der Reusswehranlage mit Steigerung der Abflusskapazität auf knapp 450 m^3/s möglich, wobei die Vorgaben des Hochwasserschutzes erfüllt und die Anliegen der Denkmalpflege und der Erhaltung des Stadtbildes gebührend berücksichtigt werden.

Adresse der Autoren:
- Ernst Deubelbeiss, Verkehrs- und Tiefbauamt des Kantons Luzern, CH-6010 Kriens (Bauherrschaft – Vertretung)
- Peter Stalder, Peter Stalder Ingenieur AG (PSTI), CH-6102 Malters (Projektleitung)
- Urs Müller, Ingenieurgemeinschaft Maggia – Berchtold + Eicher (Locarno, Zug), c/o IM Ingenieurbüro Maggia AG, CH-6601 Locarno (Planung, Projektierung, Bauleitung)

Internationales Symposium 2002 in Zürich
MODERNE METHODEN UND KONZEPTE IM WASSERBAU
Organisiert von der Versuchsanstalt für Wasserbau,
Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich und
dem Schweizerischen Wasserwirtschaftsverband



Das Kolkproblem am Limmatwehr Dietikon

A. Lais, dipl. Bauing. ETH
Dr. G.R. Bezzola

Zusammenfassung
Nach der Hochwasserperiode an der Limmat im Mai und Juni 1999 wurden beim Wehr Dietikon massive Kolkerscheinungen beobachtet. Die Elektrizitätswerke des Kantons Zürich EKZ als Betreiberin des Kraftwerks Dietikon wollen aufgrund der Kolkprobleme die Situation im Ober- und Unterwasser des Wehres dauerhaft sanieren. Mögliche Sanierungsvarianten sollen dabei im hydraulischen Modell geprüft und optimiert werden.
Der heute anzutreffende Kolk ist durch einen asymmetrischen Wehrbetrieb zu erklären, bei dem ein Wehrfeld viel stärker als die anderen drei beaufschlagt wurde. Es stellte sich ein dreimal tieferer Kolk ein, als mittels Modelluntersuchungen im Jahre 1931 prognostiziert wurde. Die Optimierung des Tosbeckens wurde damals für Lastfälle durchgeführt, bei denen der Abfluss gleichmässig auf alle Wehrfelder verteilt war. Bei einem solchen Betrieb wurde die Sohle im Unterwasser der Wehranlage durch einen kleineren spezifischen Abfluss beansprucht, als dies zum Teil während den jüngst vergangenen Hochwasserereignissen in der Natur der Fall war.
Der am Modell an der VAW ausgearbeitete Sanierungsvorschlag sieht eine flächendeckende Anreicherung der Kolksohle mit Blöcken vor. Hinter diesem Vorschlag steckt die Idee, die Energie in der von der Strömung geschaffenen Kolkwanne dissipieren zu lassen, ohne das Tosbecken unter grossem wirtschaftlichem Aufwand anpassen zu müssen. Zudem wird eine neue Wehrsteuerung in Betrieb genommen, die eine möglichst gleichmässige Beaufschlagung der 4 Wehrfelder garantieren soll.

1. Einleitung

1.1 Wasserkraftnutzung an der Limmat bei Dietikon

Das Kraftwerk der EKZ nutzt das Limmatwasser bei Dietikon über ein Bruttogefälle von 2.8 - 4.5 m. Die Ausbauwassermenge beträgt 100 m^3/s. Bei einer installierten Leistung von 2.9 MW werden jährlich 19 GWh Strom produziert. Bei Hochwasserereignis-

sen mit Limmatabflüssen über 400 m^3/s wird der Turbinierbetrieb gänzlich eingestellt und das Wasser ausschliesslich über das Wehr entlastet.

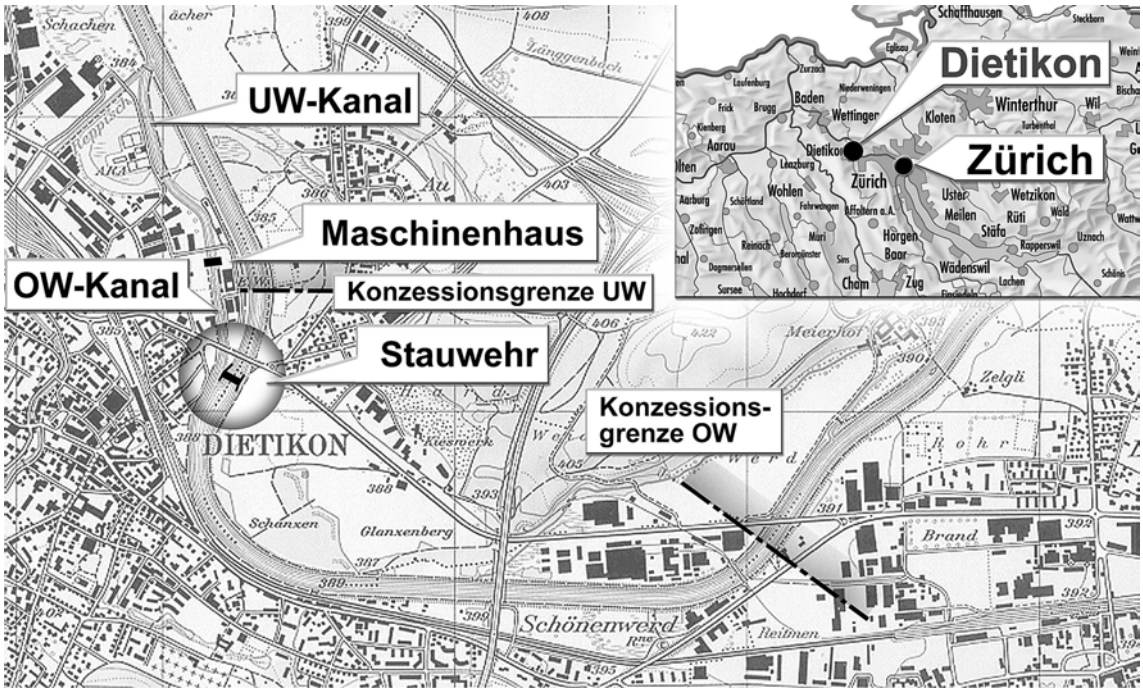


Abb. 1 Das Kraftwerk Dietikon mit Wehr, Oberwasserkanal, Maschinenhaus und Unterwasserkanal. Die konzessionierte Limmatstrecke weist eine Länge von 2.85 km auf. Kartendaten: PK25© 2002 Bundesamt für Landestopographie (DV1366.2)

1.2 Stauwehr und Wehrbedingung

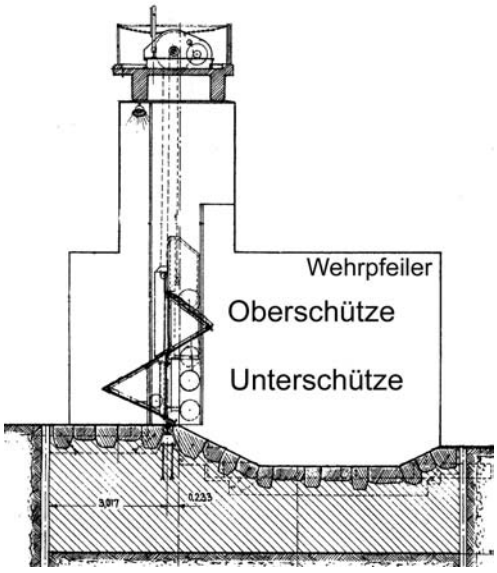


Abb. 2 Schnitt durch Wehrfeld 2.

Die 4 Wehröffnungen mit einer lichten Weite von je 14 m sind mit zweiteiligen Schützen verschliessbar (Abb. 2). Die Oberschützen regulieren in überströmter Stellung den Stau und können bis zur Regulierstellung 160 cm abgesenkt werden, was einer Überfallmenge von 215 m^3/s für das ganze Wehr entspricht. Bei grösserer Wassermenge werden die abgesenkten Ober- mit den Unterschützen gekoppelt und zusammen hochgezogen, wobei sie zwischen den Stellungen 160 - 320 cm gleichzeitig unter- und überströmt werden. Ab der Stellung 320 cm werden die Schützen bis zu einem Abfluss von 400 m^3/s unterströmt. Bei noch grösseren Abflüssen erfolgt der Wehrdurchfluss schliesslich frei. Das heute gültige Reglement für das Wehr Dietikon beschreibt das grundsätzlich anzuwendende Wehrbedienungs- und Hochwasserregulierungskonzept: Der Stauspiegel wird bis zu einem

Limmatabfluss von 370 m^3/s konstant auf einer Kote von 385.30 m ü.M. einreguliert. Bei Überschreiten dieses Abflusses soll eine Absenkung auf 385.0 m ü.M. erfolgen. Ab 400 m^3/s muss der Stau weiter auf 384.5 m ü.M. gesenkt werden.

1.3 Hydrologie

Abflussmessstationen mit längeren Messperioden befinden sich an der Limmat in Zürich Unterhard (Abflussmessungen seit 1906) sowie in Baden (Abflussmessungen seit 1951). Da keine nennenswerte seitliche Zuflüsse zwischen Zürich Unterhard und dem Wehr Dietikon zu verzeichnen sind, können die bei dieser Station gemessenen Abflüsse auch als repräsentativ für die Limmat bei Dietikon betrachtet werden. Das 100 jährliche Hochwasser beim Stauwehr Dietikon beträgt nach neuster statistischer Auswertung 640 m^3/s und liegt damit 60 m^3/s höher als vor der Hochwasserperiode im 1999.

1.4 Kornverteilung des Sohlenmaterials

Auf verschiedenen Kiesbänken unterhalb der Wehranlage wurden 1994 und 2001 von der VAW Linienproben erhoben und anschliessend zu Kornverteilungskurven entsprechend herkömmlichen Siebanalysen umgerechnet. Folgende charakteristische Korndurchmesser wurden ermittelt: d_m = 4.9 cm, d_{90} = 11.5 cm, d_{max} = 30 cm. Aufgrund des Vergleichs mit Videoaufnahmen anlässlich eines Tauchgangs im Bereich des tiefsten Kolkes kann das Material als repräsentativ für das Sohlenmaterial im Kolkbereich betrachtet werden. Der mittlere Durchmesser der noch vorhandenen Blöcke der ehemaligen Sicherung des Böschungsfusses beträgt rund 60 bis 70 cm.

1.5 Hochwasserschäden und deren Sanierung

Anlässlich der Zustandsermittlung der Wehranlage im 1993 wurden auch Inspektionen unter Wasser vorgenommen. Dabei stellte man im Ober- und im Unterwasser mehrere lokale Kolkbildungen fest, die zum Teil schon sehr tief waren und Gegenmassnahmen erforderten. Parallel zur Ausarbeitung eines Sanierungskonzeptes wurde die VAW mit einer generellen Überprüfung des Kolkbildungsrisikos aufgrund der bei der Wehrbedienung auftretenden Strömungsverhältnisse beauftragt. Auf diese Untersuchung im Jahre 1994 wird im 3. Kapitel eingegangen. In zwei Etappen (1994/95) füllte man die grösseren Kolke im Flussbett mit Granit-Flusssteinen auf und ergänzte an den Uferböschungen den Blockwurf (Abb. 3).

Im Herbst 1998 wurden Ausspülungen des Blockwurfes im Bereich der Wehrschwelle im Oberwasser, starke Kolkbildung unterhalb Wehröffnungen 1 und 2 sowie im Bereich der Strassenbrücke und massive Unterspülungen der Uferschutzplatten und fehlender bzw. abgesackter Blockwurf am linken Ufer im Unterwasser festgestellt. Die im 1995 noch völlig intakte Uferböschung war in diesem Bereich akut einsturzgefährdet. Die Unterspülungen wurden hinterfüllt und mit injizierten Gewebesäcken abgeschalt (Abb. 3).

Die grossen Hochwasser im Mai 1999 verursachten weitere Kolke (Abb. 4), ein Nachrutschen grösserer Teile des bereits eingebrachten Blockwurfes und Uferunterspülungen, sodass im Oberwasserkanal und im Unterwasser die Uferböschungen instabil zu werden drohten. Umfangreiche Sofortmassnahmen sind zur Sanierung der Schäden erforderlich.

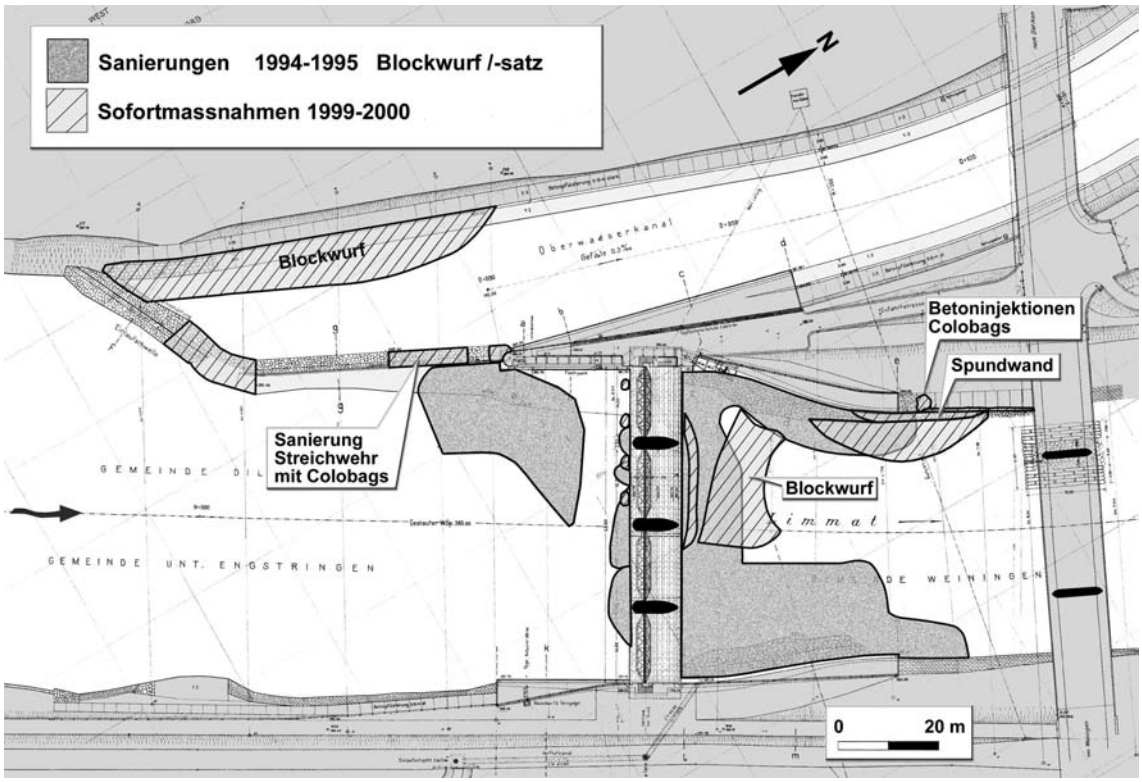


Abb. 3 Sanierungen 1995 und Sofortmassnahmen 2000 bei der Wehranlage Dietikon.

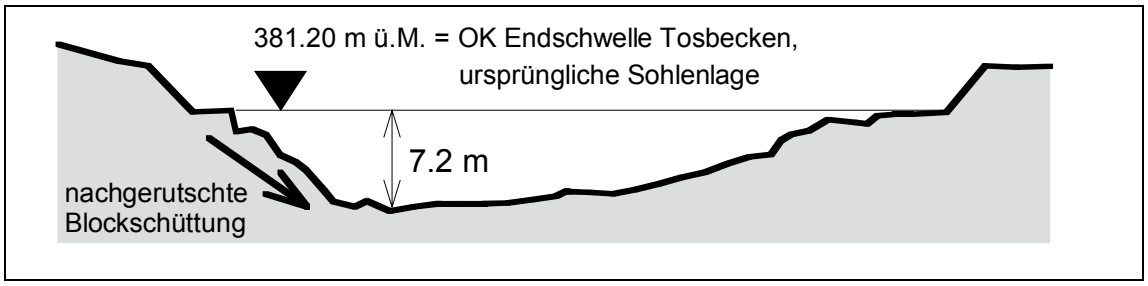


Abb. 4 Eintiefung der Flusssohle unterhalb des Stauwehrs nach dem Hochwasser 1999.

2. Hydraulische Modellversuche von 1931

Der Umbau des Kraftwerks Dietikon in den heutigen Zustand erfolgte ab Mitte des Jahres 1932. Vorgängig wurden an der damaligen Versuchsanstalt für Wasserbau der ETH Zürich von Oktober bis Dezember 1931 Modellversuche durchgeführt. Zweck dieser Versuche war die Optimierung der Form der Wehrschwelle hinsichtlich der im Unterwasser des Wehres zu erwartenden Kolktiefen.

Das Teilmodell des Wehres im Massstab 1:40 umfasste 2 Pfeiler mit einer ganzen und zwei halben Wehröffnungen (Abb. 5). Zur Regulierung der Staukote waren für das ganze Wehr insgesamt 4 Schützen mit aufgesetzten Klappen vorgesehen. Man ging davon aus, dass alle Schützen jeweils gleichmässig bewegt werden. Der Stauspiegel wurde bis zu einer Wasserführung von 400 m^3/s konstant auf einer Kote von 385.0 m ü.M. gehalten. Zwischen 400 und 450 m^3/s wurden schliesslich alle 4 Schützen soweit hochgezogen, dass bei letzterem Abfluss das Stauwehr vollständig geöffnet war.

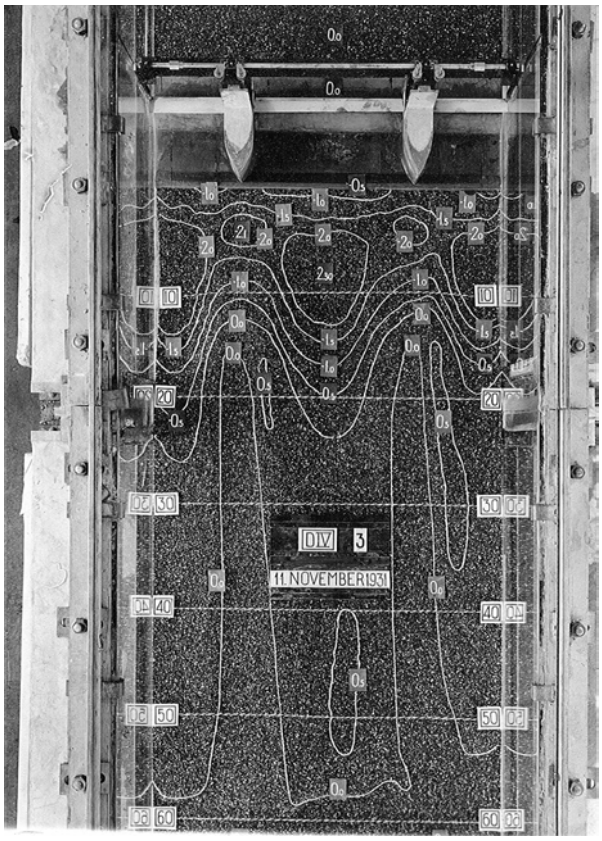


Abb. 5 Kolkbild D IV 3 von 1931.
Q = 300 m^3/s, 4 Schützen geöffnet

Zur Bestimmung der Kornverteilung des Sohlenmaterials wurde vorausgesetzt, dass sich die Limmatsohle bis zum untersuchten Maximalabfluss von 650 m^3/s im Beharrungszustand befinde und eine allfällige Kolkbildung somit allein auf das Vorhandensein des Stauwehres zurückzuführen sei. Daraus ergab sich für das Sohlenmaterial eine Mischung mit Korngrössen von 8-16 cm.

Insgesamt wurden 7 Versuchsreihen mit jeweils unterschiedlicher Schwellenform durchgeführt. Es zeigte sich, dass der Einfluss der Form der Wehrschwelle auf die Kolktiefe vergleichsweise gering ist. Im Rahmen dieser Untersuchung wurde deshalb für einen bestimmten Lastfall jeweils die grösste ermittelte Kolktiefe berücksichtigt. Der tiefste Kolkpunkt mit einer Kote von 378.9 m ü. M. (Kolktiefe 2.30 m) ergab sich für einen Wehrdurchfluss von 300 m^3/s, gleichmässig verteilt auf alle 4 Wehröffnungen. Im Modell wurde auch der Revisionsfall mit nur 3 betriebsbereiten Schützen untersucht, wobei sich in diesem Fall kein wesentlich tieferer Kolk ergab (Q = 400 m^3/s durch 3 Öffnungen, Kolktiefe 2.65 m).

3. Untersuchung von 1994 zum Kolkproblem im Unterwasser des Wehres

Die im 1993 durch Inspektion unter Wasser festgestellten starken Abtiefungen der Sohle im Unterwasser der Wehranlage - die als Abschluss der Uferverbauung am rechten Böschungsfuss gerammte Spundwand war bis in eine Tiefe von 2.5 m freigelegt - erforderten Gegenmassnahmen. Der Vergleich zwischen der im Modell von 1931 ermittelten Kote und Lage des tiefsten Kolkpunktes (Kap. 2) mit den Sohlenaufnahmen von 1993

zeigte auf, dass sich in Natur ein doppelt so tiefer Kolk gebildet hat, der zudem weiter flussabwärts lag. Diese Diskrepanz zwischen Modell und Natur zeigt, dass die Modellversuche von 1931 nicht ohne weiteres für die Erklärung des Kolkes in der Natur verwendet werden können. Vielmehr war eine eingehende Betrachtung der massgebenden Randbedingungen, welche die Entwicklung des Kolkes bestimmen, notwendig. Im Zusammenhang mit der Projektierung von Sanierungsmassnahmen wurde die VAW angefragt, die zu ergreifenden Massnahmen im hydraulischen Modell zu überprüfen. Jedoch zeigten die Erkenntnisse aus Vorabklärungen, dass auf Modellversuche verzichtet und das Problem mit rechnerischen Ansätzen angegangen werden konnte. Für die Beschreibung des Kolkes steht eine Vielzahl von empirischen Formeln zur Verfügung. Es galt also anfänglich, geeignete Kolkformeln auszuwählen und anhand der Resultate der Modellversuche von 1931 zu verifizieren.

3.1 Nachrechnung der Modellversuche von 1931

Zur Anwendung gelangten die Kolkformeln von Eggenberger/Müller (1944) und von Shalash (1959). Beide Ansätze gelten für die Kolkbildung bei Unterströmen einer Schütze. Da beim Überströmen der Überfallstrahl ins Tosbecken der Wehranlage Dietikon eintaucht und also nicht auf die unbefestigte Sohle trifft, wird die Kolkbildung deutlich vermindert. Die Kolkbildung bei Überströmen oder kombiniert Über- und Unterströmen brauchte im vorliegenden Fall also nicht berücksichtigt werden.
In Tabelle 1 sind die Ergebnisse der Nachrechnung der Modellversuche von 1931 für den Fall eines reinen Unterströmens dargestellt. Mit dem Ansatz von Eggenberger/Müller wird die aus den Modellversuchen resultierte Kolktiefe durchschnittlich um 26 % über-, mit jener von Shalash um 28 % unterschätzt. Grundsätzlich kann jedoch die maximale Kolktiefe mittels der beiden betrachteten Ansätze zufriedenstellend beschrieben werden.

Q_{Wehr} [m^3/s]	Schützen geöffnet	Kolktiefe [m]		
		Eggenberger / Müller (1944)	Shalash (1959)	Modellversuch 1931
300	4	2.88	1.66	2.30
400	3 von 4	3.37	1.92	2.65

Tab. 1 Nachrechnung der Modellversuche von 1931 für den Fall unterströmter Schützen.

3.2 Reproduktion des Zustandes 1993

Zur Reproduktion des Zustandes im November 1993 anhand der ausgewählten Kolkformeln war vorgängig eine eingehende Betrachtung der massgebenden Randbedingungen notwendig. So zeigte die Auswertung von Werkrapporten der Jahre 1984 bis 1994, dass bei verschiedenen Hochwasserereignissen nur eine Schütze hochgezogen und in unterströmter Stellung belassen wurde, während die drei anderen Schützen den Stau in reinem Überströmen regulierten. Im Vergleich zu den Untersuchungen von 1931 ergab sich dadurch bei gleichem Unterwasserstand ein grösserer Durchfluss durch die Wehr-

öffnung der hochgezogenen Schütze, als bei einer gleichmässigen Verteilung des Abflusses auf alle 4 Wehrfelder. Zur Ermittlung des Kolkes mit den ausgewählten Kolkformeln war somit bei gegebener Absturzhöhe ein grösserer spezifischer Abfluss in Rechnung zu stellen.
In Abbildung 6 sind die Resultate der Kolkberechnungen nach Eggenberger/Müller für die aufgetretenen Lastfälle in der Periode zwischen 1984 und 1994 dargestellt. Sie stimmen erstaunlich gut mit dem Resultat der Vermessung vom November 1993 überein. Der in Natur beobachtete Kolk kann also mit Hilfe der theoretischen Ansätzen reproduziert werden und erklärt sich in erster Linie durch die Konzentration des durch Unterströmen abgeführten Anteils des Abflusses auf eine oder zwei Wehröffnungen.
Dank dieser guten Übereinstimmung konnte nun auch die Entwicklung des Kolkes für den theoretisch ungünstigsten Fall, bei dem der gesamte Wehrdurchfluss durch eine Wehröffnung (n = 1) abgeleitet wird, berechnet werden. Das Resultat zeigte auf, dass beim konzentrierten Ableiten des Abflusses durch eine voll durchströmte Wehröffnung die Sohle im Unterwasser der Wehranlage, verglichen mit dem Zustand im November 1993, sich noch weiter auf eine Kote von ca. 374 m ü.M. abtiefen würde (Abb. 6).

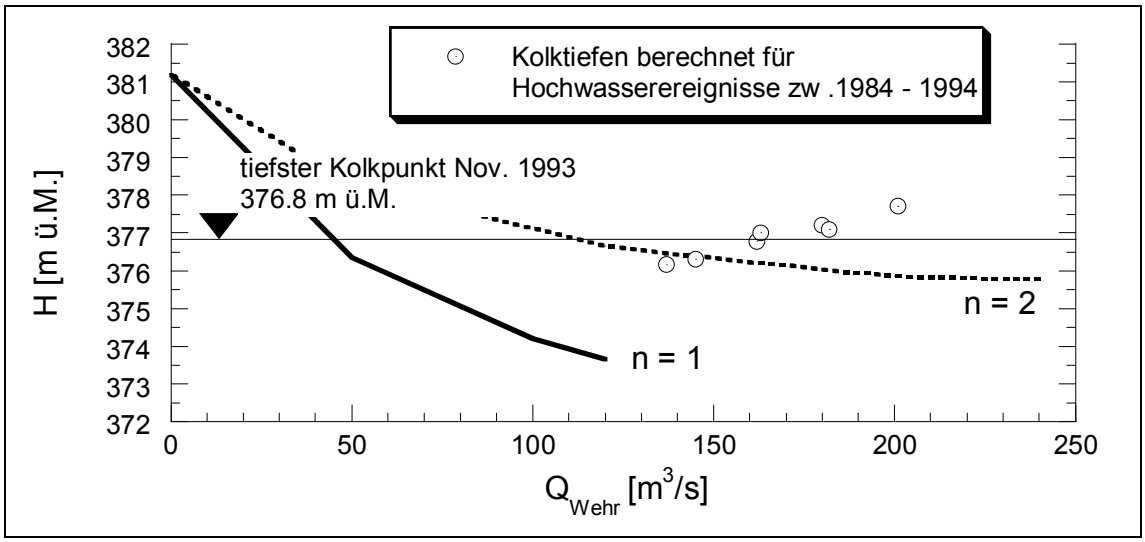


Abb. 6 Kolkberechnungen für theoretisch ungünstigste Betriebsfälle mit Anzahl n rein unterströmter Schützen sowie für aufgetretene Lastfälle bei Hochwasserereignissen zwischen 1984 und 1994.

3.3 Massnahmen

Wie zusätzlich aufgezeigt werden konnte, entsprachen die vorhandenen Kolktiefen in etwa den zu erwartenden Endkolktiefen für die aufgetretenen Lastfälle. Deswegen erschien eine flächendeckende Anreicherung der Sohle im Unterwasser mit Blöcken nicht sinnvoll. Der Möglichkeit einer weiteren Abtiefung bei sehr ungünstigen Betriebsfällen (siehe oben) wurde mit der Empfehlung begegnet, das Wehrregulierungskonzept zu ändern. Das gleichzeitige Abheben aber auch Wiederabsenken von mindestens zwei anstelle von nur einer Schütze während Hochwasserereignissen schliesst ein Voranschreiten des Kolkprozesses im Unterwasser der Wehranlage aus.

Stabilisierende Massnahmen beschränkten sich daher auf die gefährdeten Uferbereiche. Hier wurde die Stützung der Uferböschung mittels einer Blockschüttung erreicht (siehe Abb. 3).

4. Experimentelle Kolkuntersuchung im Unterwasser der Wehranlage Dietikon

Obwohl umfassende Sanierungsmassnahmen getroffen wurden und die VAW-Untersuchung im 1994 die für weitere Kolkungen ungünstigen Betriebsfälle aufgezeigt hat (Kap. 3), nahm die Kolktiefe bis hin zum Juni 1999 weiter um 2.8 m zu. Unglücklich wurde das Wehr während der abklingenden Hochwasserwelle im 1999 betrieben, als die Schütze in Wehrfeld 2 als einzige in unterströmter Stellung gehalten wurde, damit die 3 anderen in überströmter Stellung das Oberwassers wieder aufstauen konnten (Abb. 8). Während dieser Phase wurden 1.3 m des Kolkbettes im Bereich des tiefsten Kolkpunktes bei einem Wehrdurchfluss von nur 154 m^3/s auf eine Kote von 374 m ü. M. abgetragen, die auch als Resultat der Kolkberechnung für den theoretisch ungünstigsten Betriebsfall hervorging (Abb. 6). Die durch die Kolkung verursachten Schäden im Unterwasser der Wehranlage bewegten schliesslich die EKZ, doch eine dauerhafte Sanierung im hydraulischen Modell optimieren zu lassen. Der Abbildung 7 ist der Situationsplan des Modells zu entnehmen, das an der VAW im Massstab 1:40 konstruiert wurde.

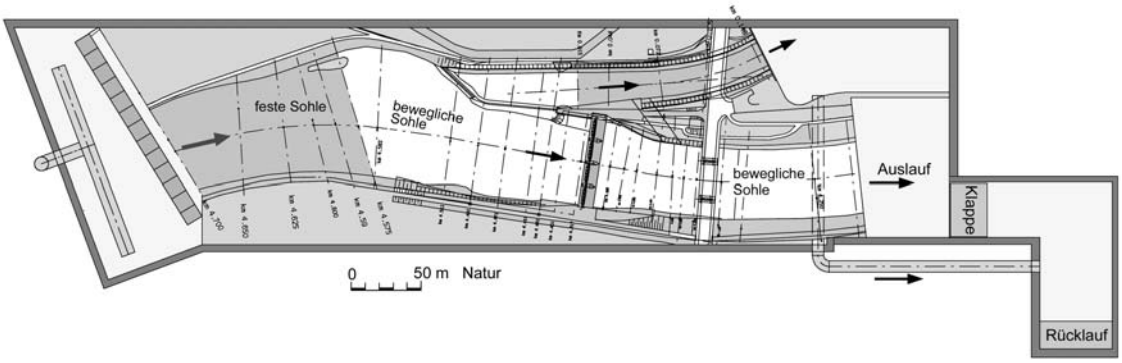


Abb. 7 Situationsplan des hydraulischen Modells im Massstab 1:40.

4.1 Reproduktion des Zustandes vom Oktober 2000

Als Ausgangslage für die Reproduktion des bekannten Zustandes im Oktober 2000 wurde die nach den Instandstellungsarbeiten im Juli 1995 vermessene Sohle im hydraulischen Modell eingebaut. Die Vorgehensweise für die Evaluation der für den Kolkprozess massgebenden Lastfälle war durch die Studie der VAW im 1994 aufgezeigt und konnte durch Vorversuche untermauert werden. Es galt also, die Werkrapporte in der Zeitperiode von 95 – 99 nach Wehrstellungen zu sichten, bei denen die hochwasserführende Limmat konzentriert durch ein oder zwei Wehrfelder abgeleitet wurde. Dies war auch tatsächlich an Tagen in den Sommermonaten im 96 und 97 sowie während des Hochwassers im 99 der Fall. Die Nachbildung dieser Ereignisse ergab einen praktisch

identischen Kolk im Modell wie in Natur. In der Abbildung 8 ist eine Momentaufnahme des Zustandes der Sohle während der abklingenden Hochwasserwelle im Juli 1999 gezeigt. Der Kolk hat sich bereits maximal abgetieft und kam im Fortlauf des, im Bild ebenfalls gut ersichtlich, weit geöffneten zweiten Wehrfeldes zu liegen. In das Loch rutschten die im Zuge der Sanierung 94/95 geschütteten Blöcke nach und die linke Uferböschung wurde destabilisiert.

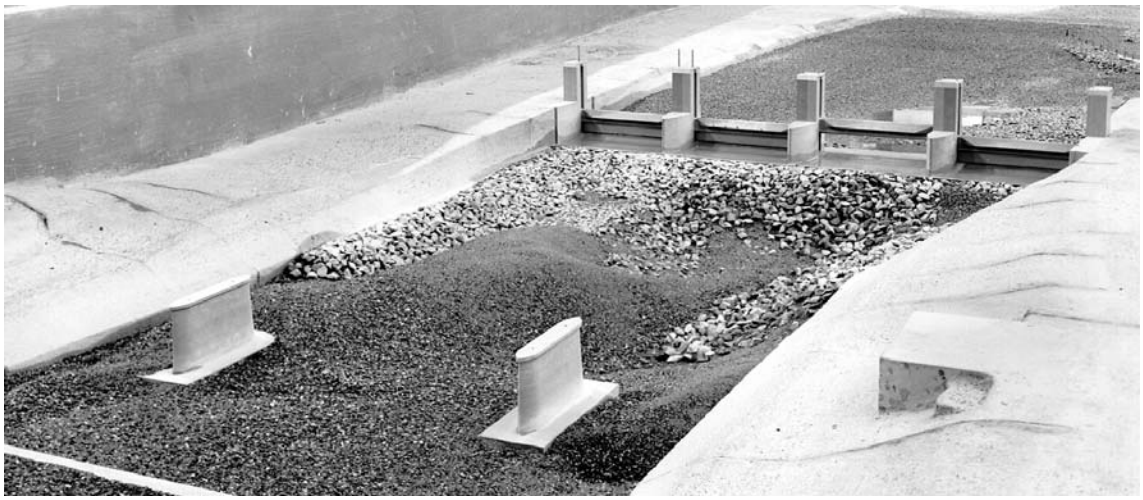


Abb. 8 Kolk und in den Kolk nachgerutschte Blockschüttung im Unterwasser des Wehr Dietikons während der abklingenden Hochwasserwelle im Juni 1999.
Im Vordergrund sind die Pfeiler der Überlandbrücke Dietikon – Weinigen ersichtlich.

4.2 Sanierung im Unterwasser des Wehrs Dietikon

Obwohl der Kolk praktisch maximal abgetieft ist, kann er sich bei ungünstigem Wehrbetrieb in Längsrichtung noch ausdehnen. In diesem Fall besteht die Gefahr, dass die Fundation der Brückenpfeiler der Überlandbrücke Dietikon nach Weiningen (Abb. 8) freigelegt werden. Es wird deshalb empfohlen, die Sohle bis nach den Brückenpfeilern mit Blöcken mit einer mittleren Kantenlänge von 40 cm flächendeckend anzureichern. Dabei ist darauf zu achten, dass eine Abstufung der Korndurchmesser zum anstehenden relativ feinen Kies der Limmat gemäss den Filterkriterien eingehalten wird. Keinen Schutz gegen lokale Erosionserscheinungen bietet die Abdeckung bei dem aussergewöhnlichen Lastfall, wo der Abfluss ausschliesslich über eines der beiden seitlichen, vollständig geöffneten Wehrfeldern abgeleitet wird (Abb. 9). Der sich über die seitliche Blockschüttung gewellt einstellender Abflussstrahl, erodiert die unbefestigte Sohle im Uferbereich nach der Abpflästerung. Den Auswirkungen dieses aussergewöhnlichen Lastfalles könnte mit einem massiven Tosbecken begegnet werden. Aus wirtschaftlichen Gründen wird auf ein derartiges Bauwerk verzichtet. Letztlich bleibt eine angepasste Wehrsteuerung, mit der dieser aussergewöhnliche Lastfall vermieden werden kann.



Abb. 9
Konzentrierter, gewellter Ausfluss am linken Ufer. Die Wehrfelder 2 – 4 sind geschlossen. Dieser aussergewöhnliche Lastfall wird durch die angepasste Wehrsteuerung verhindert.

5. Schlussfolgerungen

Ein ungünstiger Wehrbetrieb, bei dem ein Wehrfeld viel stärker beaufschlagt wird als die restlichen, erhöht lokal das Erosionspotential im Nachlauf des konzentrierten Ausflussstrahls. Insbesondere bei unterströmten Schützen, denen kein oder nur ein kurzes Tosbecken folgt, trifft der Ausflussstrahl mit grosser Bewegungsenergie auf das Flussbett. Falls bei der Projektierung ein solcher Lastfall nicht berücksichtigt wurde und bauliche Massnahmen zur Verhinderung des Kolkes im Unterwasser fehlen, muss mit Auskolkungen gerechnet werden, die das Bauwerk gefährden. Es empfiehlt sich deswegen, in regelmässigen Zeitabständen den Zustand der Sohle im Unterwasser einer Wehranlage aufzunehmen um allfällige Kolkerscheinungen frühzeitig zu erkennen. Die Entwicklung dieser kann mit geeigneten Kolkformeln beschrieben werden, wie die Untersuchung des Kolkproblems am Limmatwehr Dietikon aufgezeigt hat.

Literatur

Eggenberger W., Müller R. (1944). Experimentelle und theoretische Untersuchung über das Kolkproblem, Mitteilungen aus der Versuchsanstalt für Wasserbau der ETH Zürich, Nr. 5

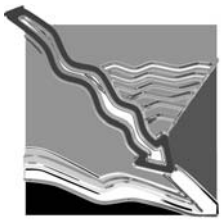
Shalash M. Salah E. (1959). Die Kolkbildung beim Abfluss unter Schützen. *Dissertation.* Fakultät für Bauwesen der Technischen Hochschule München

Adresse der Autoren

A. Lais, dipl. Bauing. ETH, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich

G.R. Bezzola, Dr. dipl. Bauing ETH, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich

Internationales Symposium 2002 in Zürich
MODERNE METHODEN UND KONZEPTE IM WASSERBAU
Organisiert von der Versuchsanstalt für Wasserbau,
Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich und
dem Schweizerischen Wasserwirtschaftsverband



DAS KLEINKRAFTWERK DER VIKTOR-KAPLAN-AKADEMIE- VON TRADITION ZU INNOVATION

Univ.-Prof.DI.Dr. Günther Heigerth
DI. Gottfried Gökler

KURZFASSUNG

Das Klein-Kraftwerk der Viktor-Kaplan-Akademie in Mürzzuschlag ist aus mehreren Gründen bemerkenswert. Es erinnert mit seinem Namen an den in dieser steirischen Kleinstadt geborenen berühmten Turbinen-Erfinder. Dieses Ausleitungskraftwerk - die Erneuerung einer kleinen älteren Anlage mit einer Ausbauleistung von über 1000 KW und einer gesamten Länge des Triebwasserweges von ca. 1,3 km - zeigt mehrere technische Innovationen. Neben den erforderlichen ökologischen Begleitmaßnahmen sind weitere Einrichtungen vorgesehen, die der Öffentlichkeit diese Anlage im speziellen und die Nutzung der Wasserkraft allgemein sowie auch andere erneuerbare Energien nahe bringen soll. Das mittels Förderungen errichtete Kraftwerk wird im Jahre 2002 fertig gestellt.

1. ALLGEMEINES

Das Kleinkraftwerk der Viktor-Kaplan-Akademie, das in Mürzzuschlag errichtet wird, ist aus mehreren Gründen bemerkenswert: Es trägt den Namen des berühmten Erfinders der nach ihm benannten Überdruck-Turbine, der in dieser Nordoststeirischen Kleinstadt geboren ist. Weiters zeigt die Anlage einige technische Innovationen und ist mit zusätzlichen Einrichtungen ausgestattet, die die Wasserkraftnutzung und deren Sinnhaftigkeit der Öffentlichkeit näher bringen sollen.

Viktor Kaplan, der „genius loci“, ist am 27.11.1876 in Mürzzuschlag als Sohn eines Bahn-Angestellten geboren und hat dort seine Kindheit verbracht; eine Gedenktafel am Bahnhofsgebäude erinnert heute daran (Abb. 1). Er hat in Wien studiert, war u.a. viele Jahre als Professor an der Deutschen Technischen Hochschule in Brünn tätig und ist am 23.08.1934 in seinem Gut in Unterach am Attersee (Oberösterreich) verstorben. Kaplan hat bekanntlich ausgehend vom Francis-Laufrad, die doppelt geregelte Überdruck-Turbine entwickelt, die heute weltweit bei allen Niederdruckanlagen im Einsatz ist.



Das Kraftwerk stellt die Erneuerung bzw. Erweiterung einer älteren Anlage dar. Dieses Ausleitungskraftwerk im Stadtgebiet von Mürzzuschlag nützt das Gefälle der Mürz, eines Hauptzubringers der Mur, mit deren Oberlauf sie die geologisch bedingte Mur-Mürz-Furche bildet, bekannt durch die Standorte der Schwerindustrie. Die Mürz (Mittelwasserführung an der Wehrstelle = 9 m³/s) wird in mehreren Stufen, vorwiegend flußabwärts der neuen Anlage, energetisch genutzt.

Abb. 1: V. Kaplan und sein Geburtshaus

1995 hat die Mürz-Wasserkraftmuseum-GmbH das Wasserrecht der bestehenden Anlage sowie die zugehörigen Grundstücke erworben und Wasser- und Energiewirtschaftliche Studien in Auftrag gegeben, um das vorhandene Potiental bei Beachtung der ökologischen Erfordernisse optimal zu nutzen. Auf Basis der Ergebnisse dieser Studien hat ein Zivilingenieurbüro ein Einreichprojekt ausgearbeitet, das 1999 wasser- und naturschutz-rechtlich genehmigt worden ist. Dieses Projekt sieht im Vergleich zur alten Anlage vor:

- Durchgehende Nutzung der vorhandenen Trassen
- Erhöhung des Stauziels um über 2,50 m bei Beibehaltung der Wehrrücken-Höhe für den Hochwasserabfluß
- Erhöhung der Ausbauwassermenge von 5,9 m³/s auf 14,0 m³/s
- Abgabe einer variablen Pflichtwassermenge am Wehr (gegenüber keiner Abgabe bei der alten Anlage).

Die Realisierung dieses Kraftwerkes konnte auch in der Zeit des weitgehenden Stillstandes des Wasserkraftausbaus in Mitteleuropa erreicht werden, auch aufgrund von Förderungen der Europäischen Union für technische Innovationen sowie des Landes Steiermark für Kleinkraftwerke. Dazu kommt eine günstige Abnahme-Vereinbarung für die erzeugte elektrische Energie nach dem neuen österreichischen Elektrizitätswirtschaftsorganisationsgesetz (ELWOG).

2. DAS PROJEKT

2.1. **Generelles; Projektdaten** (siehe Abb. 2 u. 3)

Anstelle des alten Kasten-Wehres wird ein neues mit Wehrklappe und Stauziel auf 674,80 m errichtet. Daran schließt ein 1030 m langer oberwasserseitiger Triebwasserweg an, ausgeführt als Druckrohrleitung mit darüberliegendem Begleitgerinne. Die alte Anlage verfügte oberwasserseitig über einen Freispiegel - Kanal. An das Krafthaus mit

2 Maschinensätzen schließt ein 270 m langer UW-seitiger Triebwasserweg in Form einer zweisträngigen Heberleitung mit Rückgabe in die Mürz
an, der sich aus dem Vergleich zweier Varianten als günstigere Lösung ergeben hat.

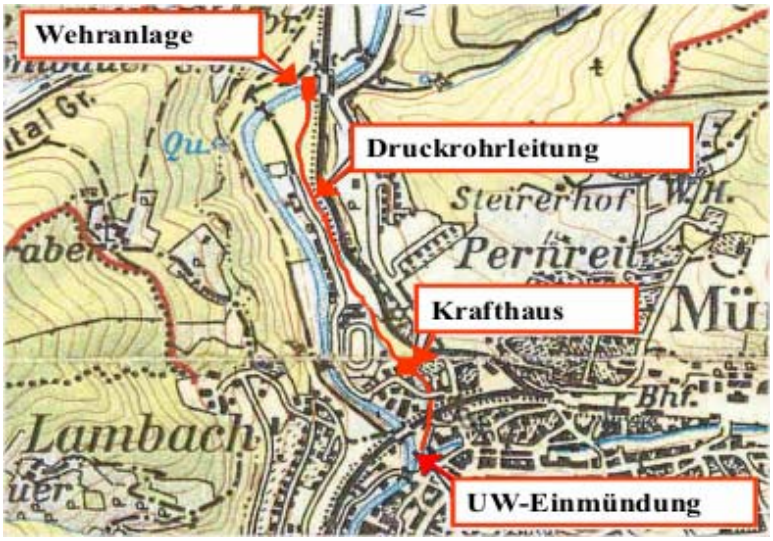


Abb. 2: Lageübersicht

Die o.a. technischen Innovationen sind:

- OW-Triebwasserweg in Form einer Holz-Druckrohrleitung mit Stahl-Ringbändern
- Neue Anordnung der Kaplan-S-Rohrturbinen im Krafthaus
- UW-seitiger Triebwasserweg als zweisträngige Heberleitung (GFK-Rohre)

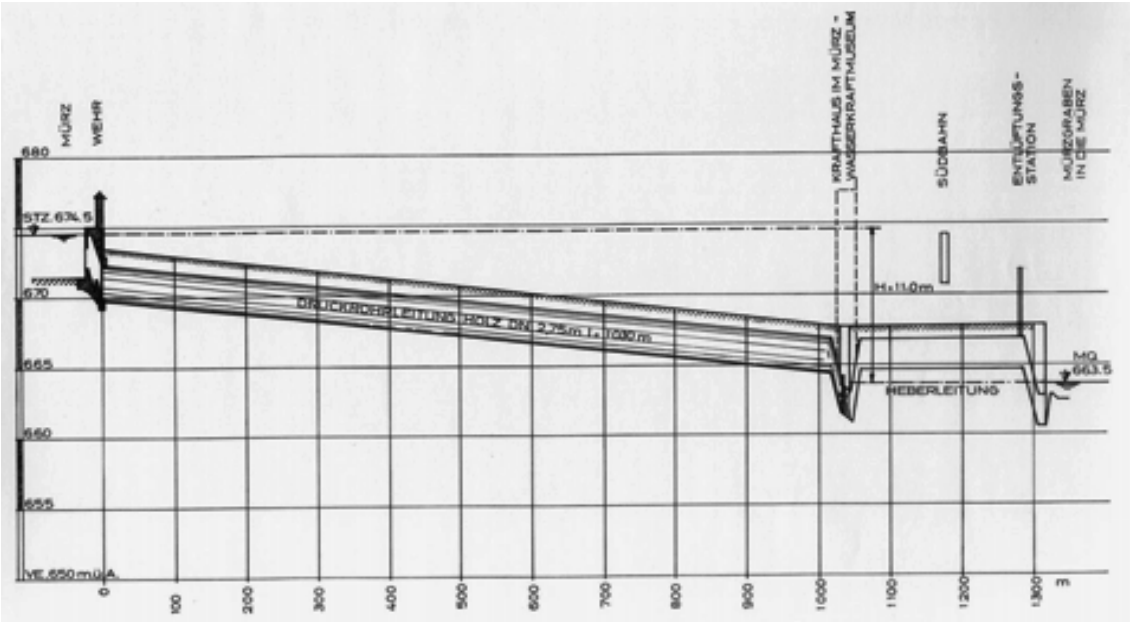


Abb. 3: Längsschnitt der Anlage

Als ökologische Begleitmaßnahmen sind vorgesehen:

- Naturnahe Gestaltung des Rückstauraumes
- Fischaufstieg am Wehr in Form eines Tümpelpasses
- Pflichtwasserabgaben in die Restwasserstrecke
  (im Sommer 650 l/s, im Winter 450 l/s)
- Errichtung flacher Buhnen in der Entnahmestrecke zur Erhöhung der Wassertiefe bzw. Verbesserung der ökologischen Verhältnisse (ohne Auswirkung auf die Hochwasserabfuhr)
- Naturnahes Begleitgerinne entlang der Triebwasserleitung (Durchfluß: 50 l/s) mit abzweigender Dotation des angrenzenden Auwaldes (15 l/s).

Darüber hinaus sind folgende Maßnahmen für die Öffentlichkeit vorgesehen:

- Begleitweg entlang des Triebwasserweges
- Sichtbarkeit der maschinellen Anlagen im Krafthaus (Anordnung eines Glas-Bodens)
- Anordnung eines Wasser-getriebenen Mühlrades an der Krafthausrückwand

Geachtet wurde weiters auf eine ansprechende architektonische Gestaltung der Hochbauten und Mauer-Kronen, z.T. ausgeführt bzw. verkleidet mit Holz - Lattenrastern.

Im Folgenden sind die einzelnen Anlagenteile im Detail beschrieben:

2.2. **Wehr und Rückstauraum** (siehe Abb. 4)

Das **Wehr** besteht aus einem festen Flußsohl-gleichen Wehrrücken mit 30 m lichter Weite und einer aufgesetzten einfeldrigen 2,80 m hohen Fischbauchklappe; sie ist mit Aufreißzähnen versehen und wird über zwei Hydraulik-Zylinder gesteuert.
Orographisch rechts ist der Fischaufstieg als naturnah ausgeführter Tümpelpass mit ca. 20 cm Stufenhöhe angeordnet.

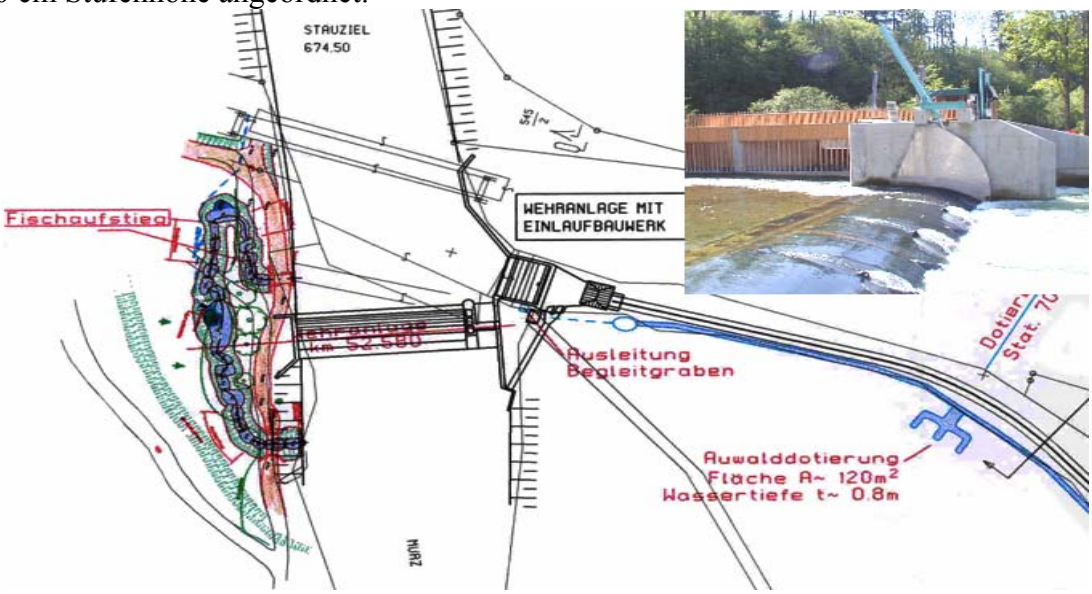


Abb. 4: Lageplan Wehrbereich
(Bild: Wehr u. Einlauf fertiggestellt)

Weiters ist in die rechte Wangenmauer ein kleines Wehrkraftwerk zur Nutzung der Pflichtwasserabgabe eingesetzt; die Kenndaten sind

QA = 1 m³/s, H = 4,8 m

Diagonal - Turbine, N_A = 35 KW.

Der Maschinensatz mit Hilfseinrichtungen ist in einem Schacht untergebracht.

Der **Rückstauraum** ist or. rechts mit einem niederen Damm versehen, der im unteren Abschnitt mit einer Kunststoffolie abgedichtet ist. Extreme Hochwässer können wie auch bisher aus dem Flußbett oberhalb austreten und um das Wehrbauwerk herum abgeführt werden.
Einen Zwangspunkt stellt die ca. 50 m oberhalb des Wehrs querende Eisenbahnbrücke dar, deren Unterkante bei Aufstau nur ein Freibord von ca. 80 cm frei läßt. In einer Vereinbarung mit dem Bahnbetreiber ist die Absenkung bei Hochwasser bzw. bei Brücken-Revisionen festgelegt.
Auf Grund der Topographie und Morphologie einschließlich der Sohlsicherungen sowie der Tatsache, daß die Verhältnisse bei Hochwasserabfluss gegenüber früher praktisch nicht verändert sind, ist von einem eigentlichen Tosbecken abgesehen worden; die Flußsohle ist flußabwärts mit einem Sohlgurt gesichert.

2.3. OW-seitiger Triebwasserweg (siehe Abb. 5)

Vor dem linksufrig liegenden Triebwassereinlauf mit Geschiebeleitschwelle ist eine 3,50 m breite Spülöffnung mit einem Flachschütz angeordnet. Der Einlauf besteht aus einer Tauchwand mit einem Grobrechen, (15,0 x 2,1 m) aus Holzstangen ähnlich einem Nadelwehr. Daran schließen Dammbalkennischen sowie ein zwei-feldriger Feinrechen (9,00/2,50m) mit Rechenreinigungsmaschine und Ablaufgerinne an; die Spülung erfolgt über ein Rohr DN =1,0 m, dessen Einlauf mit zwei Schiebern abgesperrt ist; anschließend zweigt das o.a Begleitgerinne ab. Der Triebwasserweg kann durch das Einlauf-Schütz mit anschließendem Naßschacht abgeschlossen werden.

Ein Stahlrohr bildet den Übergang zu einer 1030 m langen Druckrohrleitung mit 2,75 m Durchmesser. Auf Grund eines technisch-wirtschaftlichen Variantenvergleichs ist eine Holzleitung gewählt und festgelegt worden, die in einer Künette verlegt und anschließend hinterfüllt bzw. überschüttet wird. Sie besteht aus Holz-Läden, die gegenseitig versetzt und aneinander gefügt sind, sowie außenliegenden Stahlringen, die über Spannschlösser geschlossen bzw. vorgespannt werden; sie übernehmen den Innendruck. Die Vorspannung durch das zusätzliche Quellen des wasserbenetzten Holzes sichert die Dichtheit der Rohrleitung. Auf Grund der statischen Bemessung kann diese Rohrleitung die Innen-Drücke einschließlich möglicher Unterdrücke aufnehmen. Diese Anforderungen an das Material sind vom ausführenden Unternehmen vertraglich garantiert. Am unteren Ende der Leitung schließt ein Stahlrohr an, das über ein Schrägstück in das Krafthaus führt.

Oberhalb der eingeschnittenen Rohrleitung wird das naturnah gestaltete Gerinne und ein Fußweg geführt.

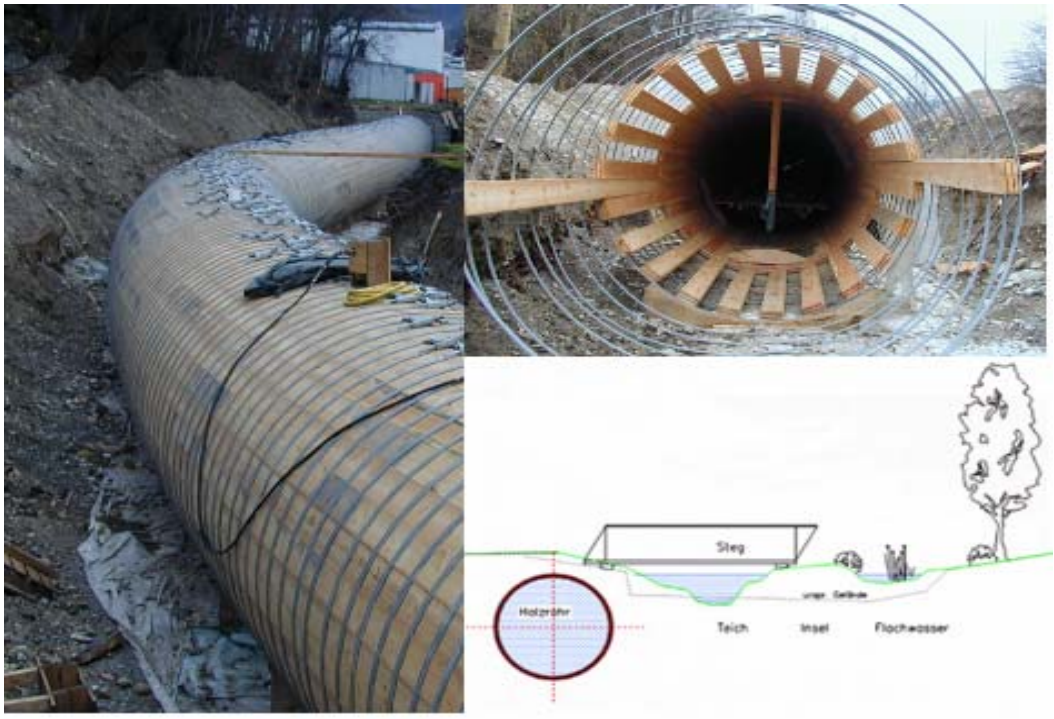


Abb. 5: OW- Triebwasserweg:
Regelprofil; Bilder: Holzleitung in Montage

2.4. UW-seitiger Triebwasserweg (siehe Abb. 6a u. 6b)

Auf Grund der örtlichen Gegebenheiten muß die Triebwasserleitung durch eine Siedlung bzw. unter einem Viadukt der ca. 150 Jahre alten Semmering-Bahn geführt werden. Da die Herstellung tiefer Aushub-Künetten aufgrund von Grundstücksbreiten und Gebäuden praktisch unmöglich ist, muß eine Heber-Leitung ausgeführt werden; sie erfordert praktisch Gas-dichte Rohre und Anschlüsse sowie eine gezielte Entlüftung. Ausgeführt werden – im Anschluß an die Stahlrohre saugseitig der beiden Turbinen - zwei Rohre mit Durchmesser von je 2,172 m aus Glasfaser-verstärktem Kunststoff (GfK). Diese beiden Rohre die zum Durchfluß-Ausgleich nach dem Krafthaus über ein Rohr verbunden sind, sind leicht steigend angeordnet, so daß der Unterdruck im Extremfall über die gesamte Länge etwa gleich ist; der tiefste stationäre Unterdruck liegt bei ca. 3,5 m, die extreme instationäre Druckabsenkung erreicht Werte bis 4,4 m. Selbstverständlich ist für die Herstellung der gedichteten Rohrstöße besondere Sorgfalt erforderlich. Das Liefer-Unternehmen garantiert deren ordnungsgemäße Funktion bis zu einem Unterdruck von 7 m.

Für die ordnungsgemäße Funktion ist zunächst ein Syphon-artiger Auslauf erforderlich, der das Eindringen von Luft sicher verhindert. Zur Füllung der Heberleitungen und zur Erhaltung des Unterdrucks im Dauerbetrieb ist eine Entlüftungsstation erforderlich, die am obersten Ende der Leitungen, d.h. knapp vor dem Auslauf, angeordnet ist; damit entspricht die Entlüftungsrichtung der Strömungsrichtung.

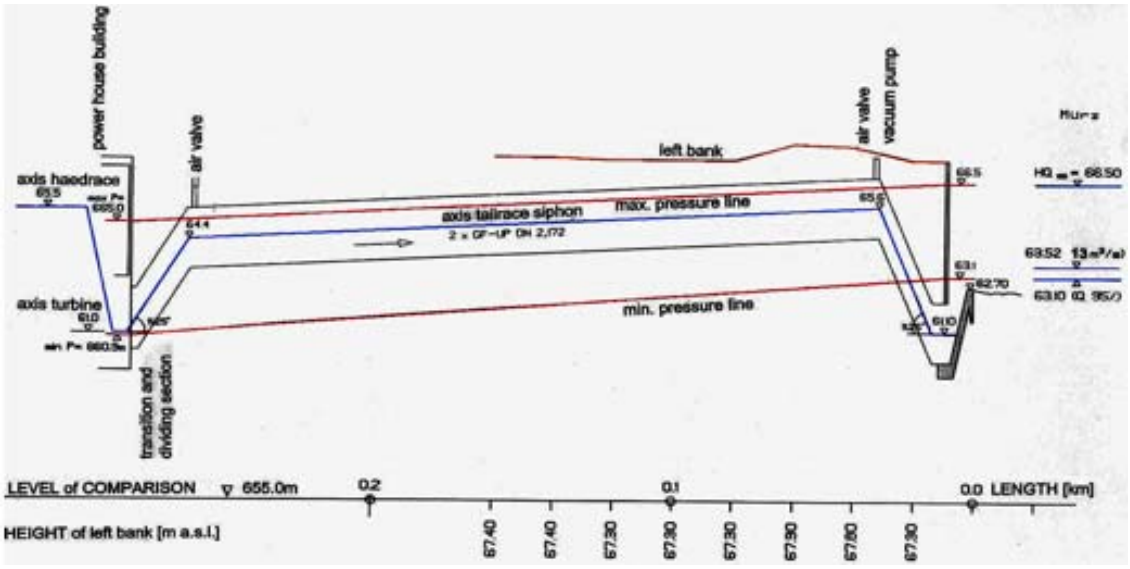


Abb. 6a: UW- Triebwasserweg: Längsschnitt

Diese Entlüftungsstation ist wie folgt ausgeführt:
Jedes Rohr verfügt über einen Einstiegsschacht mit Abschluß. Beide Schächte sind mit Rohrleitungen verbunden, die in den Vakuumtank führen; die Entlüftung besorgen zwei Vakuumpumpen. Das Einhalten des vorgegeben Unterdrucks, d.h. das Ein- und Ausschalten der Pumpen, erfolgt über eine automatische Steuerung, Der Einsatz der Vakuumpumpen wird dokumentiert, so daß im Laufe der Zeit Erfahrungen gewonnen werden. Das Liefer-Unternehmen hat ähnliche Ausrüstungen zu anderen Zwecken bereits mit Erfolg eingesetzt; für den vorliegenden Zweck ist dies – nach Wissen der Verfasser – ein erstmaliger Einsatz.

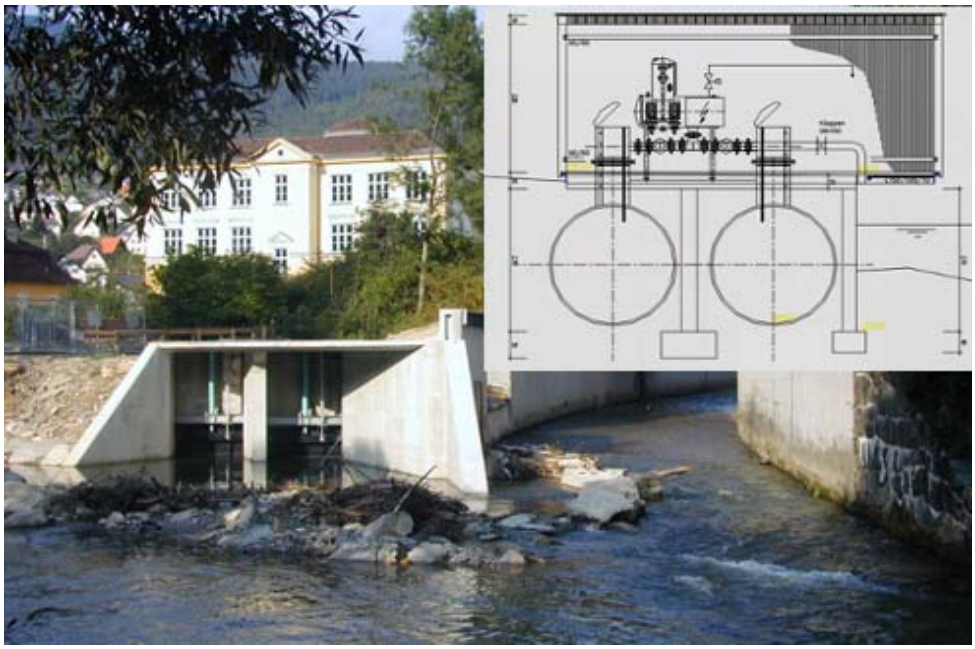


Abb. 6b: UW- Triebwasserweg:
Schnitt mit Entlüftungsstation, Bild: Fertiges Auslaufbauwerk

Das Rückgabe-Bauwerk ist mit je einem Flachschütz ausgerüstet und liegt neben der Einmündung eines Seitenbaches. Die Flußbettsohle der Mürz ist in diesem Bereich geringfügig eingetieft.

2.5 **Krafthaus** (siehe Abb. 7)

Das Krafthaus liegt an der Stelle der alten Anlage, an die ein Gewerbebetrieb angeschlossen war.
Eine Vergleichsuntersuchung hat gezeigt, daß die beiden vorgesehenen Kaplan-S-Rohrturbinen - trotz gewisser geringfügiger Nachteile – verschieden groß ausgelegt werden sollen, um den stark unterschiedlichen Zufluß von ca. 1,0 bis 14,0 m³/s mit durchwegs sehr hohem Wirkungsgrad abzuarbeiten. Die Maschinendaten sind:

9,6 m³/s bzw. 4,4 m³/s sowie 656 KW bzw. 300 KW.

Der Wirkungsgrad liegt fast durchwegs um bzw. über 90 % und sinkt auch im Extremfall nicht unter 84 %. Aus Kostengründen ist auf OW-seitige Verschlüsse verzichtet worden; im Revisionsfall muß die Triebwasserleitung entleert werden. Das Einlaufschütz ist Notschluß-tauglich ausgelegt.

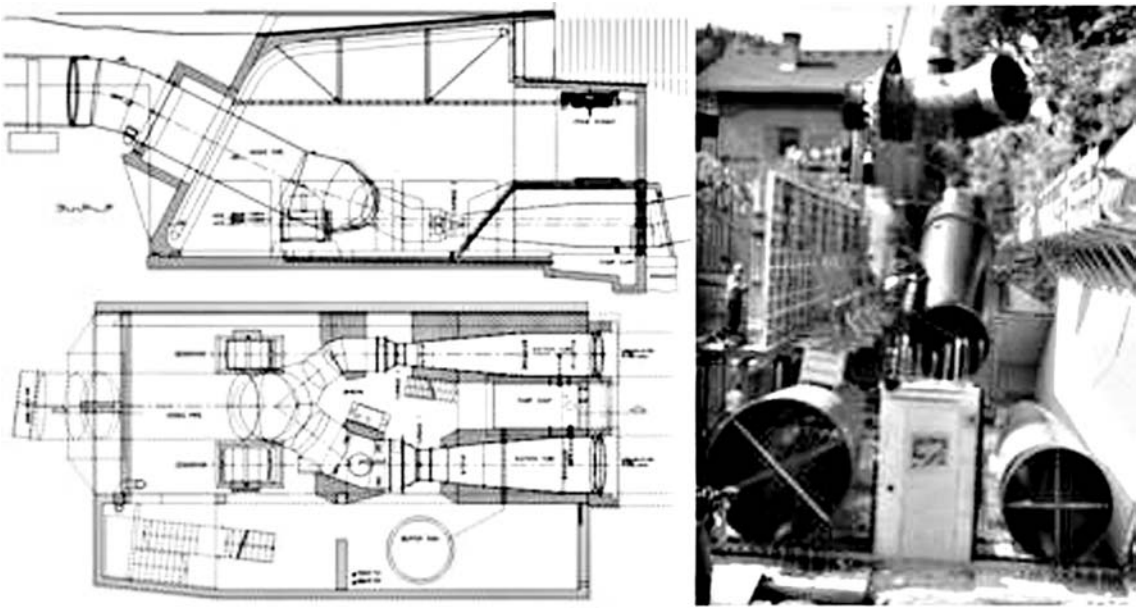


Abb. 7: Krafthaus:
Grundriss, Längsschnitt, Bild: Turbinen-Montage

Aus Platz- und Kostengründen war es notwendig den Maschinenraum so klein wie möglich zu halten, ohne Einschränkungen in der Manipulierbarkeit sowie in der Sichtbarkeit der einzelnen Aggregate. Das Zulaufrohr, D = 2,75 m, verzweigt sich zu beiden Maschinensätzen; die Ablaufrohre D_1 = 2,40 m und D_2 = 1,80 m, gehen in die o.a. beschriebenen Rohre, D = 2,17 m, über.
Um den Anforderungen zu genügen wurde eine neue Anordnung der Maschinensätze vorgenommen die – nach Wissen der Autoren – zumindest in Mitteleuropa erst bei einer Anlage mit einer Turbine ausgeführt worden ist: Die Laufradketten führen OW-seitig

durch die Zulauf-Krümmer zu den Generatoren, die damit seitlich des Haupt-Zulaufrohres zu liegen kommen. Dies ermöglicht bei Vergleichsweise geringen Platzbedarf auch eine gute Erreichbarkeit durch den Hallenkran. Die Zulauf-Krümmer sind als Betonfestpunkte ausgeführt. Der Maschinenraum mit erhöhtem Montageplatz und seitlicher Zufahrt schließt alle Hilfseinrichtungen ein und wird über einen Pumpensumpf entwässert.
Seitlich des Krafthauses ist ein mittelschlächtiges Schau-Mühlenrad angeordnet, das vom Wasser des Begleitgerinnes angetrieben wird.
Die erzeugte Energie wird in das Hochspannungsnetz der Stadt eingeleitet.

In einer zweiten Bauphase wird über dem Krafthausblock ein Gebäude errichtet werden, das Schauräume und Veranstaltungsräume der Viktor-Kaplan-Akademie aufnehmen soll.

3. BAUAUSFÜHRUNG

Mit dem Bau des neuen Ausleitungskraftwerkes ist im Juni 2000 begonnen worden.
Zunächst wurde mit der Errichtung des Wehres begonnen, und zwar im rechten Abschnitt in einer umspundeten Baugrube, und des niederen Dammes im Rückstauraum. Anschließend wurden nach Umleiten des Flusses nach rechts die Arbeiten im linken Abschnitt ausgeführt. Im folgenden Winter ist der gesamte Einlaufbereich sowie der Auslaufbereich ins Unterwasser errichtet worden. Gleichzeitig wurde mit der vergleichsweise zeitaufwändigen Montage des Holzrohres begonnen. In weiterer Folge wurden auch die Arbeiten am UW-seitigen Triebwasserweg und am Krafthaus in Angriff genommen.
Im Bereich des Krafthauses mußte zufolge des steilen Geländeschnitts mit lockerem Material eine Aushubsicherung mit Spritzbeton und einem Anker-Raster vorgenommen werden. Die Arbeiten zur Verlegung der GfK-Rohre erwiesen sich wegen der angrenzenden Bauwerke zum Teil als schwierig. Beim Aushub waren Fundamente von Gebäuden zu sichern. Die relativ hochliegenden Fundamente des aus Ziegelmauerwerk errichteten Viadukts der zweigleisigen Eisenbahnlinie mußten in einem Teilabschnitt zusätzlich mit einer Spundwand gesichert werden. Weiters war mit dieser Leitung eine Straße in möglichst kurzer Zeit in offener Baugrube zu unterqueren.
Der Abschluß der Arbeiten erfolgt im Sommer 2002.

Im März 2002, also noch vor Inbetriebnahme, führte die Mürz ein eintägiges extremes Hochwasser, das vom fertiggestellten Wehr und den anderen Einbauten im Flußbett schadlos abgeführt werden konnte.

4. SCHLUSSBEMERKUNGEN

Beim vorgestellten Projekt konnte ein bestehendes Wasserrecht einer älteren nicht mehr betriebenen Anlage genutzt werden, mit Beibehaltung des Schemas, aber deutlicher Vergrößerung der Ausbaukenndaten.

Die fertiggestellte Anlage ist mit dem Namen Viktor Kaplans verbunden und mit Kaplanturbinen ausgerüstet. Das Kraftwerk verfügt über technische Innovationen im Bereich der Triebwasserleitung und der Anordnung der Maschinensätze sowie über ökologische Begleitmaßnahmen und architektonische Gestaltungen, die über das übliche Maß hinaus gehen. Weiters soll die Kraftwerksanlage über zusätzliche Einrichtungen der Öffentlichkeit näher gebracht werden, wobei es das Ziel der künftigen Viktor-Kaplan-Akademie ist, in Präsentationen und Veranstaltungen Sinnhaftigkeit und Bedeutung der Nutzung der Wasserkraft einschließlich anderer erneuerbarer Energieformen darzustellen.



Abb. 8: Schau-Mühlenrad, geplant

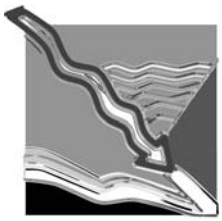
Literatur:

Gökler G., Knoblauch H., Heigerth G.: „Innovative Solutions for the Rehabilitation of a Small Hydro Powerplant at the River Mürz in Austria“, Proceedings Conference "Waterpower XII", 9.-12.7.2001, Salt Lake City, Utah/USA

Univ.-Prof.Dipl.-Ing.Dr. Günther Heigerth
Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU Graz
Stremayrgasse 10, A-8010 Graz

Dipl.-Ing. Gottfried Gökler
Vorarlberger Illwerke AG
Batloggstrasse 36, A-6780 Schruns

Internationales Symposium 2002 in Zürich
MODERNE METHODEN UND KONZEPTE IM WASSERBAU
Organisiert von der Versuchsanstalt für Wasserbau,
Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich und
dem Schweizerischen Wasserwirtschaftsverband



Überwachungskonzept für Talsperren auf Basis ambienter Schwingungsmessungen

Dipl.-Ing. Roman Geier
Dipl.-Ing. Heinz Lutz

Kurzfassung

Erdbeben, Überströmen, Durchströmen (während des Grundablasses) und in gewissen Fällen Verkehr auf der Sperrenkrone stellen die wichtigsten dynamischen Beanspruchungen für eine Talsperre dar und sind bei der Berechnung im Rahmen der Planung zu berücksichtigen. Das Gefahrenpotential, das von einem Erdbeben oder einer geschädigten Talsperre ausgeht, hängt stark von der Region, der dynamischen Übertragungsfunktion des Untergrundes sowie der Art und Intensität der Einwirkung (Risikoabschätzung) auf die Staumauer ab. Um die Sicherheit von Staudämmen und Staumauern zu erhöhen, wurden in der Vergangenheit verschiedene Überwachungssysteme, sogenannte „Monitoring-Systems“, entwickelt. Der Großteil dieser Systeme basiert auf der Erfassung von Deformationen und Verschiebungen der instrumentierten Struktur.

Das in diesem Beitrag beschriebene Überwachungskonzept basiert auf der Analyse ambienter (= umweltbedingter) Schwingungen des Bauwerkes und eröffnet der Erhaltung und Beurteilung des Systems neue Möglichkeiten. Ursprünglich für den Brückenbau entwickelt, zeigten sich auch für Talsperren hervorragende Ergebnisse. Neben den Resultaten die an der Talsperre Schlegeis in Österreich erzielt wurden, soll auch das Überwachungskonzept kurz erläutert werden.

1. Einleitung

Im Bauwesen ist es bis heute üblich, die meisten dynamischen Problemstellungen (Erdbeben, Wind, Wellenschlag, Verkehr, usw.) mittels statischer Ersatzverfahren (Multiplikation von statischen Ersatzlasten mit dynamischen Faktoren) zu lösen. Mit dieser Vorgangsweise können die in einem Bauwerk zufolge dynamischer Einwirkungen auftretenden maximalen Schnittgrößen und Verformungen näherungsweise erfasst werden. Aussagen über das tatsächliche Verhalten unter dynamischen Lasten bzw. zuverlässige Aussagen über das Langzeitverhalten der Struktur können jedoch auf diese Weise nicht erstellt werden.

Das Schwingungsverhalten eines Bauwerkes kann durch eine dynamische Analyse bestimmt werden, die rechnerisch (theoretisch) und/oder messtechnisch erfolgen kann. Durch Messung und Beurteilung des realen Schwingungsverhaltens können Ergebnisse in einem Bereich erzielt werden, die weit über die Möglichkeiten herkömmlicher visuellen Inspektionsverfahren und Methoden hinausgehen. Wird versucht das Schwingungsverhalten rechnerisch am Computermodell zu erfassen, so sind durch die unbekannten Randbedingungen die Ergebnisse mit großen Unsicherheiten behaftet. Durch die messtechnische Erfassung der dynamischen Charakteristik kann ein an die Realität kalibriertes Rechenmodell erstellt werden. Weiters ist es möglich, durch dynamische Messungen das Langzeitverhalten und damit den Zustand des Bauwerkes über die Zeit zu beurteilen.

2. Methode

Jedes Bauwerk schwingt nicht nur auf Grund der Einwirkungen von dynamischen Lasten, sondern auch ein Bauwerk dass sich in Ruhe befindet, reagiert durch Schwingungen auf in der Natur immer vorhandene Schwingungen (mikroseismische Erscheinungen oder indirekte Anregung durch dynamische Einflüsse aus der Umgebung). Diese sogenannte ambiente Erregung besitzt die Eigenschaften eines „weißen Rauschens“, d. h. alle relevanten Frequenzen sind im Antwortspektrum nahezu mit gleichem Energiegehalt vertreten. Durch hochempfindlicher Beschleunigungsaufnehmer können diese kleinen, ambienten Erregungen aufgezeichnet werden.

Diese Schwingungen werden im Falle von Talsperren zur Ermittlung der modalen Parameter Eigenfrequenzen (Trendkarten) und Eigenformen verwendet. Dämpfungsparameter und Schwingungsintensitäten sind bei solchen massiven Bauwerken von untergeordneter Bedeutung. Jede Veränderung des Bauwerkes durch Schädigung oder durch eine Veränderung der Randbedingungen (Auflagerung) führt zu einer Abweichung der ursprünglichen modalen Parameter. Ein hochsensibles Messsystem ist in der Lage diese Veränderungen zu ermitteln und entsprechende Warnhinweise zu geben.

Um die Eigenform eines Bauwerkes ausreichend genau bestimmen zu können, müssen die Beschleunigungsaufnehmer so aufgestellt werden, dass eine ausreichende Anzahl von Punkten entlang der Systemlinie erfasst wird. Weiters ist der Referenzsensor so aufzustellen, dass auch für die höheren Eigenformen ein klares Referenzsignal erzielbar ist. Für die Untersuchung an der Talsperre Schlegeis wurde das Messsystem BRIMOS (www.vce.at) eingesetzt. Dieses besteht aus mehreren Modulen, wobei hochempfindlichen Beschleunigungsaufnehmer, die Speicher- und Steuerungseinheit sowie die entsprechende Mess- und Auswertesoftware die maßgebenden Elemente darstellen.

3. Überwachungskonzept

Das von VCE (Vienna Consulting Engineers) für Talsperren entwickelte Überwachungskonzept sieht im Allgemeinen einen mehrstufigen Aufbau vor. Grundlage ist dabei die Basismessung, bei der die maßgebenden Beurteilungspara-

meter ermittelt werden. Um die Langzeitkontrolle des Systems zu ermöglichen, können einerseits periodische Untersuchungen sowie eine Dauerinstallation zur kontinuierlichen Überwachung eingesetzt werden.

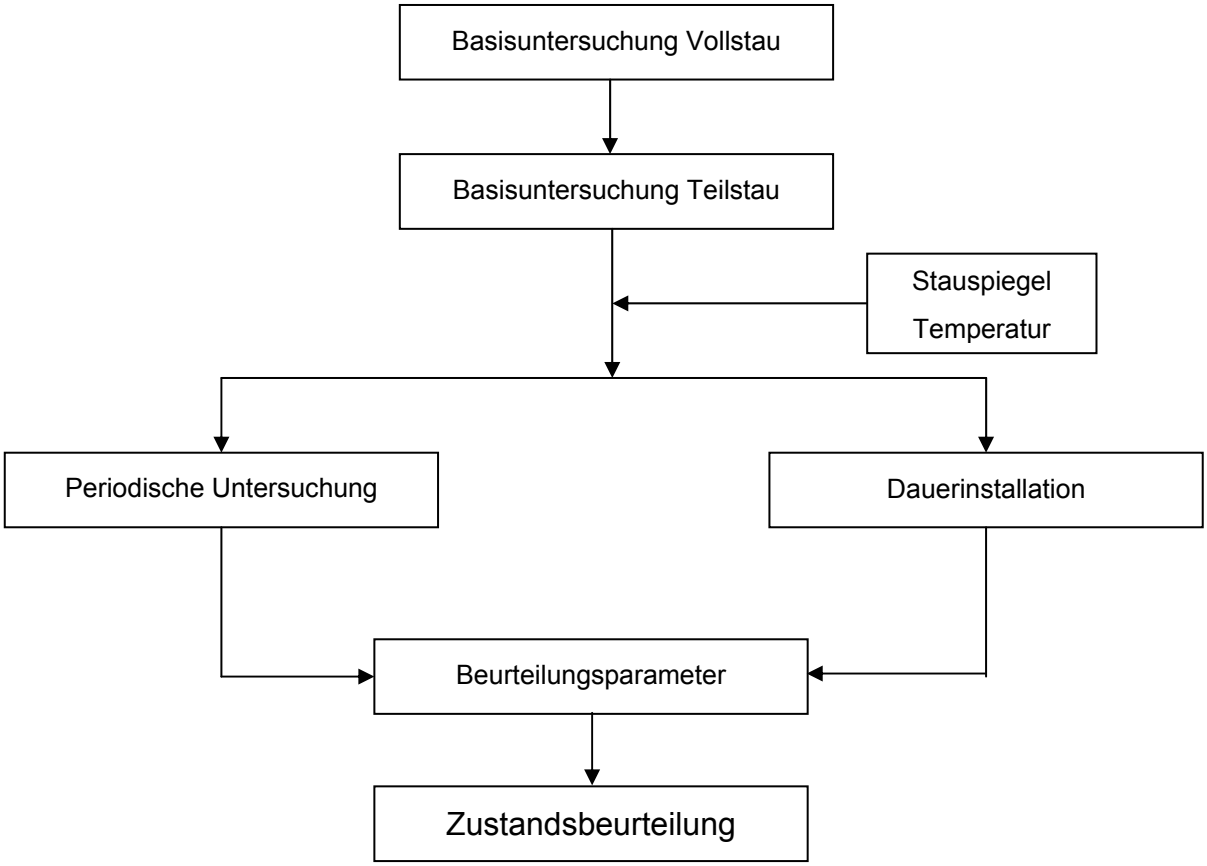


Bild 1. Überwachungskonzept für Talsperren

Auch hinsichtlich der Beurteilung gegenüber Erdbeben in seismisch aktiven Gebieten ist die messtechnische Ermittlung der modalen Parameter hervorragend geeignet. Wird das Gesamtsystem, bestehend aus Talsperre, Wasserkörper und Untergrund von einem Erdbeben angeregt dessen Frequenzen in der Nähe der Eigenfrequenzen des Sperrensystems liegen, so kommt es zu einer Verstärkung der Schwingungen (Resonanz), welche sehr schnell zu hohen Beanspruchungen des Bauwerkes führen können. Aus diesem Grund ist es wichtig, genaue Kenntnis über die Parameter Eigenfrequenz, Schwingungsformen und Dämpfungswerte des Systems zu erhalten. Damit ist es möglich, genaue mechanische Modelle für Sperrensysteme zu entwickeln.

3.1 Basisuntersuchung

Die Basisuntersuchung oder auch Nullmessung dient der genauen Bestimmung der modalen Parameter auf denen eine Beurteilung aufbaut. Belastungszustände (Stauspiegel), sowie klimatische Einflüsse (Temperatur) üben einen Einfluss auf die dynamische Charakteristik aus, daher sind der zugehörige Stauspiegel sowie die aktuelle Bauwerkstemperatur zu erfassen und gemeinsam mit den Messdaten zu beurteilen. Dieser Vorgang ist erforderlich, um gewöhnliche Veränderungen der modalen Parameter von außergewöhnlichen Änderungen (Schädigung) unterscheiden zu können. Eine Messung bei Vollstau sowie bei möglichst leerer Talsperre wird durchgeführt, um die „Ganglinie“ der Eigenfrequenz unter Last („added-mass“) zu erfassen.

Bei der Basismessung ist eine möglichst genaue Abdeckung des Bauwerkes mit Sensoren durchzuführen, um eine ausreichend große Datenbasis für die zukünftige Beurteilung aufzunehmen.



Bild 2. Beschleunigungsaufnehmer auf der Sperrenkrone

3.2 Periodische Messungen

Dabei werden in regelmäßigen Abständen Schwingungsmessungen durchgeführt (meist jährlich) und mit den Werten der Basismessung verglichen. Dabei kommt der Trenddarstellung besondere Bedeutung zu, wobei wieder eine Kompensation für den aktuellen Stauspiegel sowie die Bauwerkstemperatur durchzuführen ist. Zeigen sich in den Trendkarten außergewöhnliche Verschiebungen so können deren Ursachen genauer untersucht, sowie entsprechende Korrekturmaßnahmen ergriffen werden.

3.3 Permanente Überwachung (Brimos-Rekorder)

Wird bei einem sensiblen Bauwerk eine genaue Untersuchung erforderlich, so kann in einem oder mehreren charakteristischen Punkten ein dauerhaft installiertes Messsystem eingesetzt werden. Dieses System wurde von VCE entwickelt und zeichnet in frei wählbaren Intervallen Messdaten auf (z.B. täglich), die anschließend über ein Modem sehr rasch und einfach abgerufen werden können. Die Beurteilung der Daten erfolgt dabei sehr anschaulich über die Trenddarstellung.

Das System wurde unter der Voraussetzung entwickelt, dass auch die periodischen Messungen vom zuständigen Erhalter selbst durchgeführt werden können. Auf eine sehr einfache Bedienung des Gerätes sowie auf eine robuste Konzeption wurde großen Wert gelegt. Die Auswertung und Interpretation der Messdaten wird jedoch weiterhin von Experten durchgeführt.



Bild 3. Brimos-Recorder von VCE

3.4 Automatisches Warnsystem

Durch die Festlegung von kritischen Änderungen der modalen Parameter kann ein automatisches Warnsystem etabliert werden, dass sehr frühzeitig Abweichungen im Sperrensystem aufzeigt und entsprechende Warnsignale liefert.

4. Beurteilungsparameter

4.1 Eigenfrequenzen

Führt man die aufgezeichneten Beschleunigungssignale aus dem Zeitbereich in den Frequenzbereich über, erhält man ein Antwortspektrum, dessen Energiespitzen bei den Eigenfrequenzen des Bauwerkes liegen. Die Transformation aus dem Zeitbereich in den Frequenzbereich erfolgt durch eine Fast-Fourier-Transformation (FFT), die auf Grundlage der diskreten Fourier-Transformation (DFT) entwickelt wurde und eine rasche numerische Spektralanalyse der gemessenen Beschleunigungen möglich macht. Für die Anwendung der FFT ist es lediglich erforderlich, dass der gemessene Datensatz 2^n Werte beinhaltet, wobei n eine natürliche Zahl ist. Die Rechenzeit wurde dadurch gegenüber der DFT erheblich reduziert. Entsprechende Glättungs- und Mittelungsalgorithmen wurden in der Auswertesoftware implementiert, um die Eigenfrequenzen des Bauwerkes klar identifizieren zu können.

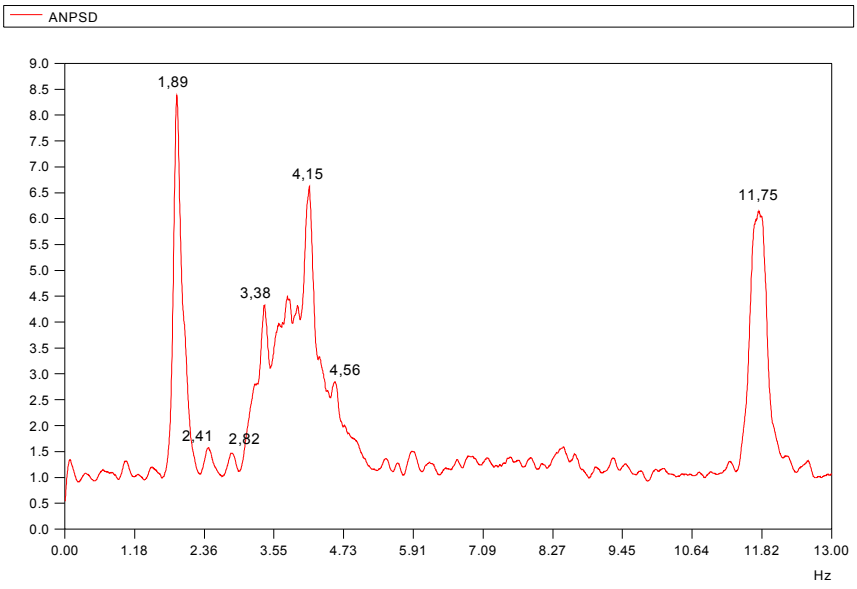


Bild 4. Frequenzspektrum der Sperre Schlegeis

4.2 Eigenformen

Die Eigenformen sind jene zu den Eigenfrequenzen korrespondierenden Bewegungen, aus denen sich die tatsächlichen Bauwerksschwingungen zusammensetzen. Sie sind neben den Eigenfrequenzen die zweite wesentliche Größe zur Beschreibung des dynamischen Verhaltens der Struktur. In jedem Messpunkt werden die Gesamtschwingungen des Bauwerkes und somit auch die Schwingungsanteile der einzelnen Eigenformen erfasst. Grundsätzlich erfolgt die Beurteilung aus einer zweifachen Integration der Beschleunigungswerte, wodurch Schwingwege berechnet werden. Die zu einer bestimmten Eigenfrequenz gehörenden Schwingwege entsprechen damit der Eigenform des Bauwerkes.

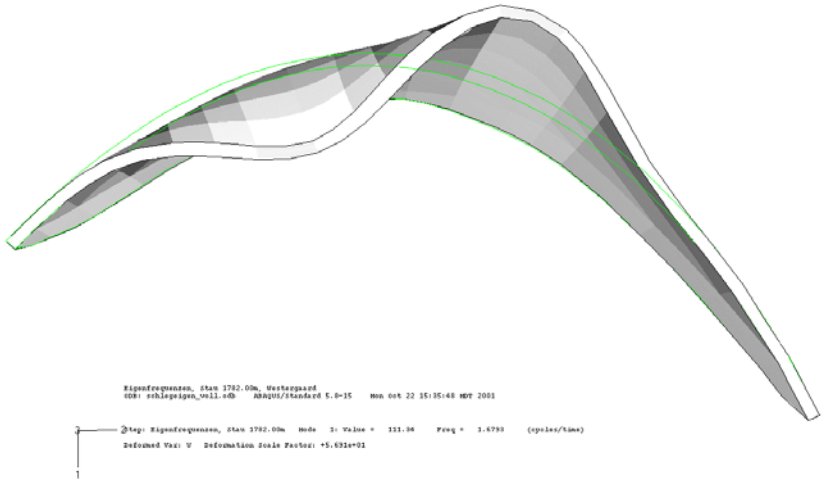


Bild 5. Erste Eigenform der Talsperre Schlegeis

4.3 Trendkarten

Als eine sehr wesentliche Entwicklung im Zusammenhang mit ambienten Messungen sind die Trendkarten anzusehen. Diese Karten stellen ein Signal im Frequenz-Zeitbereich dar, wobei aus Gründen der Anschaulichkeit eine zweidimensionale Flächendarstellung gewählt wurde. Die folgende Grafik zeigt die Erstellung der entsprechenden Trendkarten, wobei die Ergebnisse (Frequenzspektren) mehrerer Messungen ausgewertet, zusammengeschoben und von oben betrachtet werden.

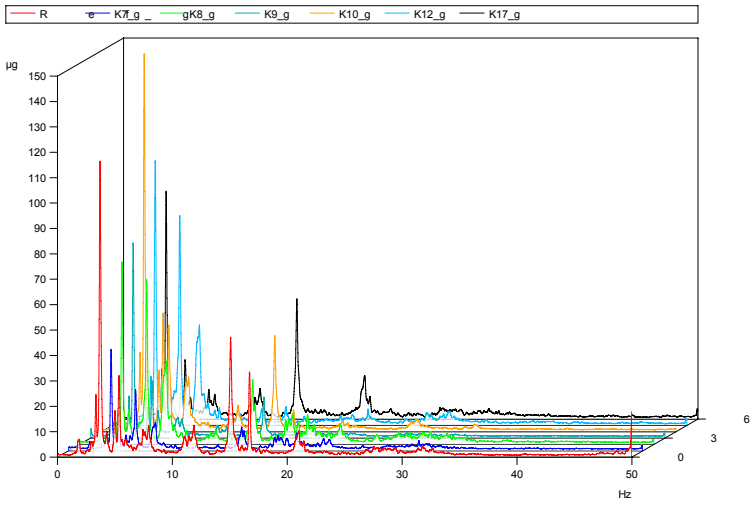


Bild 6. Entstehung der Trendkarten aus den Frequenzspektren

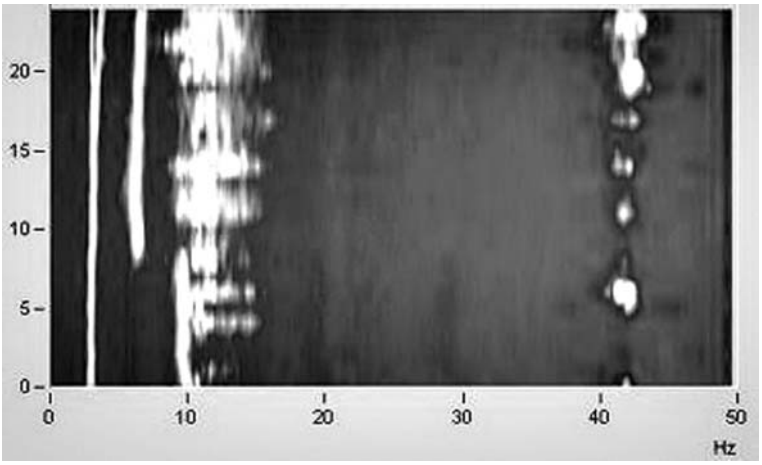


Bild 7. Trendkartendarstellung der Sperre Schlegeis

Um die einzelnen Frequenzspitzen unterscheiden zu können, ist eine Färbung der Karte erforderlich, wodurch der Energiegehalt der Schwingung und damit die zugehörige Intensität bestimmt werden können. Durch diese Art der Darstellung sind Veränderungen bereits in der Anfangsphase in den Frequenzspektren sichtbar. Anzumerken ist jedoch, dass die Grundfrequenzen mit ihren langwelligen Schwingungsformen gegenüber lokalen Schäden eher unempfindlich sind. Daher kommt der Beurteilung und Interpretation des gesamten gemessenen Frequenzspektrums größte Bedeutung zu.

5. Schlussfolgerungen

Die Besonderheit des hier gezeigten Systems liegt darin, dass durch eine Anpassung der Aufzeichnungsparameter auf die spezifischen Fragestellungen bei Talsperren im Vergleich zu früheren Versuchen mit ambienter Erregung bzw. erzwungener Erregung weit bessere Ergebnisse erzielt werden können. In Kombination mit der durch VCE entwickelten Software sind Aussagen über das Bauwerk möglich, die der Beurteilung und Erhaltung von Sperrenbauwerken völlig neue Bereiche erschließen.

Der Vorteil der ambienten Messmethode im Gegensatz zur bisher schon mehrfach angewendeten erzwungenen Anregung (Forced Vibration [7, 8, 9]) ist der weitaus geringere Aufwand für die Durchführung der Messungen, da diese ohne aufwendige Geräte wie Schwingerreger und Stromaggregate auskommen, sowie die höhere Sensibilität der eingesetzten modernen Messtechnik. Die Untersuchungen an der Talsperre Schlegeis in Österreich zeigten deutlich, dass auch sehr massive Bauwerke unter ambienter Erregung eindeutige Ergebnisse liefern. Bei einem Vergleich zu Messungen die unter erzwungener Erregung durchgeführt wurden, zeigten sich die herausragenden Vorteile der ambienten Analyse hinsichtlich Aufwand und Informationsgehalt der Messdaten.

6. Literatur

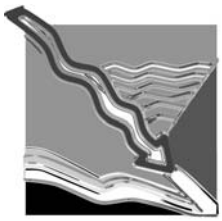
1. www.vce.at
2. Geier, R.; Wenzel, H.; Pichler, D. 2001 „BRIMOS – Beurteilungsmethode für den Brückenbau", Veröffentlichung für das österreichische Verkehrsministerium.
3. Bachmann, H., 1996 „Vibration Problems in Structures – Practical Guidelines", Birkhäuser Verlag, ETH Zürich.
4. Felber, A., „An Introduction to Ambient Vibration Testing – Course Manual", EMPA Report-No. 155´715 Dübendorf.
5. Wenzel, H.; Geier, R, 2001 „Dynamic tests of real bridges till failure", Symposium Health Monitoring and Retrofitting of Large Civil Engineering Structures, San Diego.
6. Lutz, H. 2002 „Dynamische Analyse von Bauwerken unter ambienter Anregung", Diplomarbeit, TU-Wien
7. Riezinger, J. 1996 „Identifikation des dynamischen Verhaltens einer Talsperre bei unterschiedlichen Wasserständen im Speicher". Dissertation, TU-Wien
8. Cantieni, R.; Wiberg, U.; Pietrzko, S.; Deger, Y., 1998 „Modal Investigation of a Dam", 16th International Modal Analysis Conference, Santa Barbara
9. Cantieni, R.; Wiberg, U.; Pietrzko, S.; Deger, Y., 1999 „Modal Investigation of a Dam", Fourth Conference of the European Association for Structural Dynamics, Prag

---

Dipl.-Ing. Roman Geier, Projektleiter bei VCE Holding GmbH., Diesterwegg. 1, A-1140 Vienna, Austria – geier@vce.at

Dipl.-Ing. Heinz Lutz, Projektbearbeiter bei VCE Holding GmbH., Diesterwegg. 1, A-1140 Vienna, Austria – lutz@vce.at

Internationales Symposium 2002 in Zürich
MODERNE METHODEN UND KONZEPTE IM WASSERBAU
Organisiert von der Versuchsanstalt für Wasserbau,
Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich und
dem Schweizerischen Wasserwirtschaftsverband



Neue Aspekte der hydraulisch-hydrologischen Talsperrensicherheit unter Einbeziehung der Zuverlässigkeit von Verschlussorganen

Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Helmut Martin, apl. Prof. Dr.-Ing. habil. Reinhard Pohl

1. Einführung

Während die Funktionssicherheit von Talsperren und Hochwasserrückhaltebecken in der Vergangenheit zumeist mit deterministischen Bemessungsverfahren nachgewiesen wurde, sind trotz nach wie vor bestehender Vorbehalte auch im deutschsprachigen Raum zunehmend Tendenzen zur Anwendung von Risikobetrachtungen zu beobachten (z.B. *Rissler 2001*, *Bergmann/ Breinhälter/Hable 2001* und Sicherheitsüberlegungen im Entwurf der deutschen Talsperrennorm DIN 19700).
Im Rahmen von Risk Assessment und Risk Management spielt die Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit eine wichtige Rolle. Allerdings gibt es noch nicht ausreichend Eingangsdaten für die Bemessung, was zu Unschärfen bei in der Anpassung der benötigten Verteilungen führen kann. In der vorliegenden Arbeit soll gezeigt werden, wie das zufällige Ereignis "Versagen von Verschlüssen" in das statistische Modell eingeführt werden kann. Um eine zuverlässigere Vorhersage des Verhaltens von Verschlüssen und Armaturen durchführen zu können, wurde eine Umfrage unter Stauanlagen-Betreibern in den deutschsprachigen Ländern durchgeführt.

2. Modell für die Bestimmung der Überflutungssicherheit

Die Auswirkungen der statistischen Unsicherheit werden in vier Gruppen der Eingangsdaten zusammengefasst und berücksichtigt: 1. Bewirtschaftung, Anfangswasserstand, 2. Hochwassergeschehen, Ganglinie, Retention, 3. Betriebsverhalten der Verschlüsse, 4. Windabhängige erforderliche Freibordhöhe. Diese werden jeweils durch eine oder mehrere Zufallsgrößen beschieben, an entsprechende Verteilungsfunktionen angepasst und mit Hilfe einer Monte-Carlo-Simulation unter Verwendung von Höhen (Wasserstand, Freibordhöhe, Überfallhöhe, Kronenhöhe) in der Berechnung der Überflutungswahrscheinlichkeit berücksichtigt.
Die drei Hauptbelastungsgrößen Anfangswasserstand, erhöhter Wasserstand infolge Hochwasser (incl. Zu- und Abflussganglinie und Funktion der Betriebseinrichtungen) und erforderliche Freibordhöhe können mit Hilfe von Hö-

henkoten ausgedrückt werden. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wird als "Versagen" die Situation bezeichnet, in der gilt:

$$d_1 + d_2 + d_3 = d_{max} + d_3 > c = \text{Kronenhöhe.} \quad (1)$$

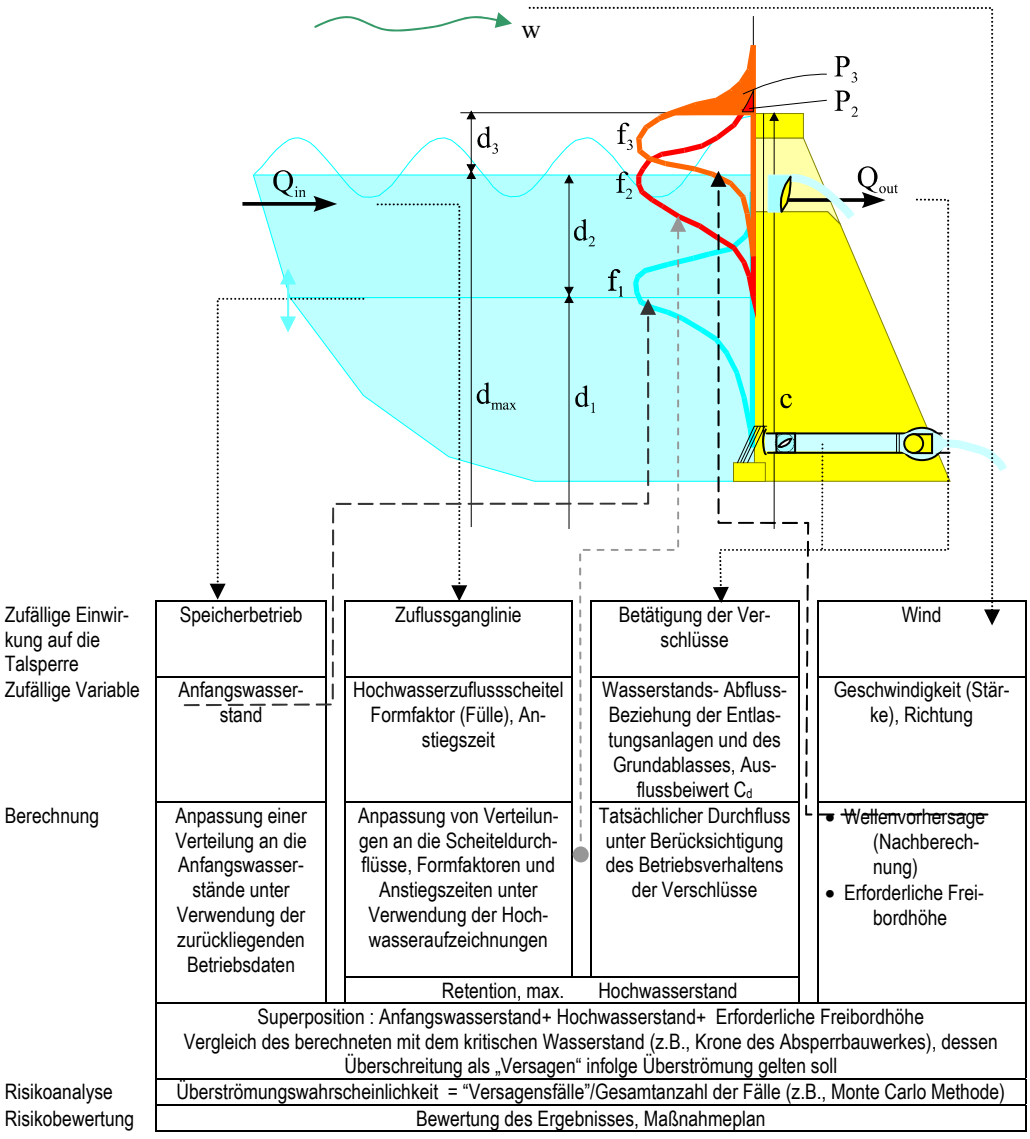


Abb. 1 Definitionsskizze und Berechnungsschema

Die theoretische Berechnung der Überflutungswahrscheinlichkeit führt zu einem Dreifachintegral über den mathematischen Versagensraum (*Pohl 1997*), welches wegen seiner Kompliziertheit nur sehr schwer oder gar nicht geschlossen gelöst werden kann. Deshalb wurde eine numerische Lösung mit Hilfe der Monte-Carlo-Simulation entsprechend dem Programmschema in Abb. 1 verwendet. Dabei wird das Hochwasserereignis mit dem Scheitelabfluss in n beliebigen Jahren mit Hilfe von Zufallszahlen n-mal simuliert. Bei der Überflutungswahrscheinlichkeit wird unterschieden nach direkter Überströmung P_2 (Hochwasserwelle trifft auf den Anfangswasserstand) und indirekter Überströmung P_3 (infolge Hochwasser und Windwirkung). Die Wahrscheinlichkeit wird entsprechend der in Abbildung 1 gegebenen Gleichung (Zeile Risikoanalyse) berechnet.

Für eine Reihe von Talsperren in Deutschland wurden Fallstudien durchgeführt (*Pohl 1997*). Vom hydraulisch-hydrologischen Standpunkt aus konnte in der Regel eine ausreichende Sicherheit nachgewiesen werden. Die Überflutungswahrscheinlichkeiten lagen in der Größenordnung von 10^{-5} oder darunter.

3. Versagenswahrscheinlichkeit von stahlwasserbaulichen Verschlüssen und Armaturen

Mouvet und *Darbre 2000* stellten fest, dass Statistiken über das Versagen der Komponenten von Hochwasserentlassungsanlagen und Auslässen nicht ohne weiteres verfügbar sind. Sie zitieren verschiedene Beiträge mit Fallstudien oder Schätzungen entsprechender Werte, die von Ausfallwahrscheinlichkeiten von P = 0,1 bis $5 \cdot 10^{-4}$ ziemlich weit streuen.
Amdal und *Riise 2000* geben für die Venemo-Talsperre in Norwegen P= 0,01 für das Öffnen eines Verschluss (menschliches Versagen) an.
Kalenda 1990 bezieht sich auf 51 Segmentverschlüsse mit Klappe an 17 Donau- und Lechstaustufen, bei denen keine Probleme beim Öffnen der Verschlüsse dokumentiert sind. Mit der kumulierten Betriebszeit für alle 51 Verschlüsse von 1038 Jahren erhält man in diesem speziellen Beispiel eine stündliche Ausfallrate von

$$\hat{\lambda} = \frac{k}{n \cdot T_0} = \frac{\hat{P}}{T_0} = \frac{0{,}693}{1038 \cdot 24 \cdot 365.25} = 7.62 \cdot 10^{-8} \text{ /h} \qquad (2)$$

mit T_0 = Beobachtungsperiode, in der k Versagensfälle an n Objekten auftreten. In dieser Formel ist $k = \chi^2_{2;0.5} = 0.693$ die obere Konfidenzgrenze der χ^2-Verteilung von λ für den Fall, dass keine Versagensfälle festgestellt werden können mit einer Wahrscheinlichkeit von 50% (Exponentialverteilung der Zeit zwischen den Ausfällen).
Sehr oft liegen die Ausfallwahrscheinlichkeiten von Einzelkomponenten oder Bauteilen in der Größenordnung von 10^{-6}. Die Versagenswahrscheinlichkeit für die elektrische Stromversorgung sind offensichtlich größer (10^{-3} bis 10^{-4}) wobei der Netzausfall meistens nur ein paar Sekunden lang dauert.
Lecornu 1998 berichtet über die Verfügbarkeit von Betriebs und Messeinrichtungen an Talsperren. Die Nichtverfügbarkeit (p = 0,034 = 1 – 0,966) für Verschlüsse schließt die Reparaturzeit und die Revisionszeit mit ein und weicht insofern von der Wahrscheinlichkeit des Versagens beim Öffnen im Anforderungsfall ab. Weil die Wiederherstellung eines Verschlusses nach einem (Teil-) Ausfall meist vor der nächsten Anforderung abgeschlossen ist, ist die relative Häufigkeit des Versagens normalerweise kleiner als diese Nichtverfügbarkeit.
Sicherheitsinspektionen an Kernkraftanlagen lieferten die nachfolgenden Daten bezüglich der Ausfallraten: kleines Leck in einer Hauptkühlleitung oder Rohrverstopfung $\lambda = 10^{-4}$/h; Absperrklappe $\lambda = 10^{-5}$/h.

4. Datenerfassung für die vorliegende Studie

Die Datenerhebung erfolgte durch Versendung eines Fragebogens an etwa 70 Betreibern, welche für mehr als 600 Talsperren und Staustufen in der Schweiz, in Österreich und in Deutschland verantwortlich sind. Die Befragung war anonym, um wahrheitsgemäße und unbefangene Antworten zu ermöglichen. 21 Betreiber gaben Rückantworten mit Informationen über das Verhalten von 536 Verschlüssen an 227 Sperrstellen. Der durchschnittliche Berichtszeitraum beträgt 22,2 Jahre (von 2 bis 70 Jahre). Die Betreiber wurden nach den planmäßigen Inspektionen und nach dem Öffnungsverhalten im Falle eines Hochwassers oder einer anderen unerwarteten Betriebsanforderung gefragt.

Versagen beim Öffnen während der Funktionsüberprüfung. Die Auswertung der Fragebögen ergab, dass die Zeiträume zwischen den Funktionsüberprüfungen von einer Woche bis zu einem Jahr schwankten. Die mittlere Zeit zwischen zwei aufeinander folgenden Inspektion an betrug 9,9 Monate Für Verschlüsse des Stahlwasserbaues und 4,45 Monate für Armaturen. In etwa 1,5 % aller Fälle war ein ordnungsgemäßes Öffnen nicht möglich. Darin eingeschlossenen ist die vollständige und teilweise Blockierung beim Öffnen als auch die zeitverzögerte Eröffnung.
Wegen der begrenzten Datenbasis können nur die Werte in den gekennzeichneten Kästchen der Tabelle 1 aus mathematischer Sicht als signifikant betrachtet werden. Aber auch die anderen Werte geben eine gute Vorstellung davon, wie oft sich Betriebsstörungen an Verschlüssen ereignen.
Eine wesentliche Abweichung vom Mittelwert kann für die teilweise Öffnung von Ringkolbenventilen mit einer Häufigkeit von 2,6 Prozent aller Funktionsüberprüfungen festgestellt werden. Die Autoren vermuten, dass dies durch Segmente oder Rost verursacht wird, welche sich auf die Bewegung des Kolbens nachteilig auswirken.

Versagen beim Öffnen während eines Hochwassers. An den betrachteten Stauanlagen traten im Mittel alle 1,9 Jahre Hochwässer mit Inanspruchnahme der Entlastungsanlagen auf.
Insgesamt gesehen ist die Datenbasis für das Versagen von Verschlüssen während Hochwasser sehr viel schwächer als die für planmäßige Inspektionen. Deshalb liegen für bestimmte Bauarten von Verschlüssen keine signifikanten Werte vor. Allerdings zeigt das über alle Bauarten gewichtete Mittel eine gute Übereinstimmung mit den Werten, die sich aus den Betriebsüberprüfungen ergeben. Dies führt zu der Annahme, dass die Werte für Anforderungen während einer Inspektion einerseits bzw. eines Hochwassers andererseits für größere Stichproben konvergieren.
Die berechnete Versagenswahrscheinlichkeit für eine Rohrleitung eines Grundablasses auf Anforderung beträgt (Abbildung 3):

$$P_1 = 1 - \prod_{i=1}^{6}\left(1 - P_i\right) = 1 - (1 - p_{Re})(1 - p_{Rev})(1 - p_N)(1 - p_R)(1 - p_{FB})(1 - p_{RV}) = \quad (3)$$
$$P_1 = 1 - (1 - 2 \cdot 10^{-5})(1 - 0.00424)(1 - 0.0018)(1 - 3 \cdot 10^{-5})(1 - 0.001)(1 - 0.0031) =$$
$$P_1 = 0{,}01015$$

Im Falle statistischer Unabhängigkeit beträgt die Ausfallwahrscheinlichkeit für beide Rohrleitungen im Falle einer Anforderung, $Q = 0$

$$P_2 = P_1^2 = 0.01015^2 = 0.000103 = 0.0103\% \quad (4)$$

Die Wahrscheinlichkeit dafür, dass eine der beiden Rohrleitungen im Falle einer Anforderung nicht freigegeben werden kann und sich demzufolge ein verminderter Abfluss $Q = Q_0/2$ einstellt, beträgt

$$P_3 = P_1 + P_1 - P_2 = 0.01015 + 0.01015 - 0.000103 = 0.0202 \quad (5)$$

und somit etwa zwei Prozent.
Die oben angeführte Rechnung bezieht sich auf die Häufigkeit für den vollständigen Ausfall während einer Funktionsüberprüfung ermittelt wurden. Für den Hochwasserfall kann die Ausfallwahrscheinlichkeit (vollständig blockiert) für eine Rohrleitung zu $P_1 = 0{,}0107$ berechnet werden.
Wenn die Anforderungen ***pro Jahr*** berücksichtigt werden, kann auch die Versagenshäufigkeit bezogen ***auf ein Jahr*** berechnet werden, welche dann etwa das zwei bis dreifache der oben berechneten Wahrscheinlichkeiten erreichen kann.

Tabelle 1 Umfrageergebnisse (Werte in Klammern beziehen sich auf die obere Konfidenzgrenze im Falle fehlender Ausfälle in der Beobachtungsreihe)

		Funktionskontrolle		Hochwasser		
Bauart	Anzahl	Versagenshäufigkeit k/n		Versagenshäufigkeit k/n		
		vollständig blockiert	teilweise geöffnet	vollständig blockiert	in Revision	teilweise geöffnet
Hubschütz	**137**	**0,0026 (0,0146)**	**0,0077 (0,0193)**	0,00585 (0,06078)	0,00192 (0,0575)	**0,00872 (0,0616)**
überströmte Klappe	**66**	**0,0084 (0,0189)**	**0,0061 (0,0170)**	0,0000 (0,05620)	0,0000 (0,0566)	0,0000 (0,0562)
Ringkolbenventil	**109**	**0,0031 (0,0089)**	**0,0259 (0,0305)**	0,00637 (0,0919)	0,00424 (0,0913)	0,01118 (0,0927)
Drosselklappe	**83**	**0,0018 (0,0107)**	**0,0054 (0,0140)**	0,00298 (0,08396)	0,00387 (0,0842)	0,0000 (0,0820)
Kugelhahn	6	0,0000 (0,0385)	0,0000 (0,0385)	0,0000 (0,17325)	0,0000 (0,1732)	0,0000 (0,1732)
Revisionsschieber/-schütz	9	0,006 (0,0076)	0,0000 (0,0013)	0,0000 (0,19058)	0,0000 (0,1906)	0,0000 (0,1906)
alle (gewichtet)		**0,0030**	**0,01032**	**0,00309**	0,00183	**0,00508**
alle (gewichtet)		(0,01404)	(0,02124)	(0,08137)	(0,0822)	(0,0826)
Unter Verwendung der Konfidenzgrenze, wo *kein* Ausfall dokumentiert						

Anwendung in der Risikoanalyse. Für die Anwendung auf probabilistisch begründete Risikoanalysen kann der Öffnungsstatus der Verschlüsse als diskrete Verteilung (offen, halb offen, geschlossen) oder als stetige Verteilung eines Abminderungsfaktor C_d , der mit dem vollen Durchfluss bei entsprechendem Wasserstand multipliziert werden muss, angegeben werden. Letztere Möglichkeit schließt beliebige Teilöffnungen ein.

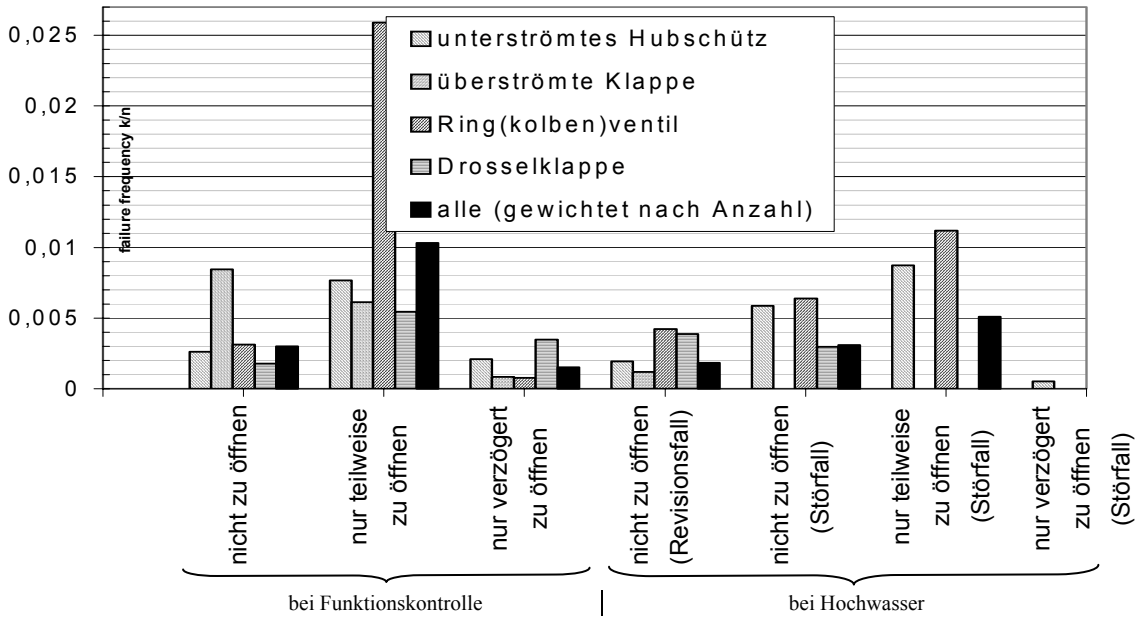


Abb. 2 Versagenshäufigkeit für ausgewählte Verschlüsse

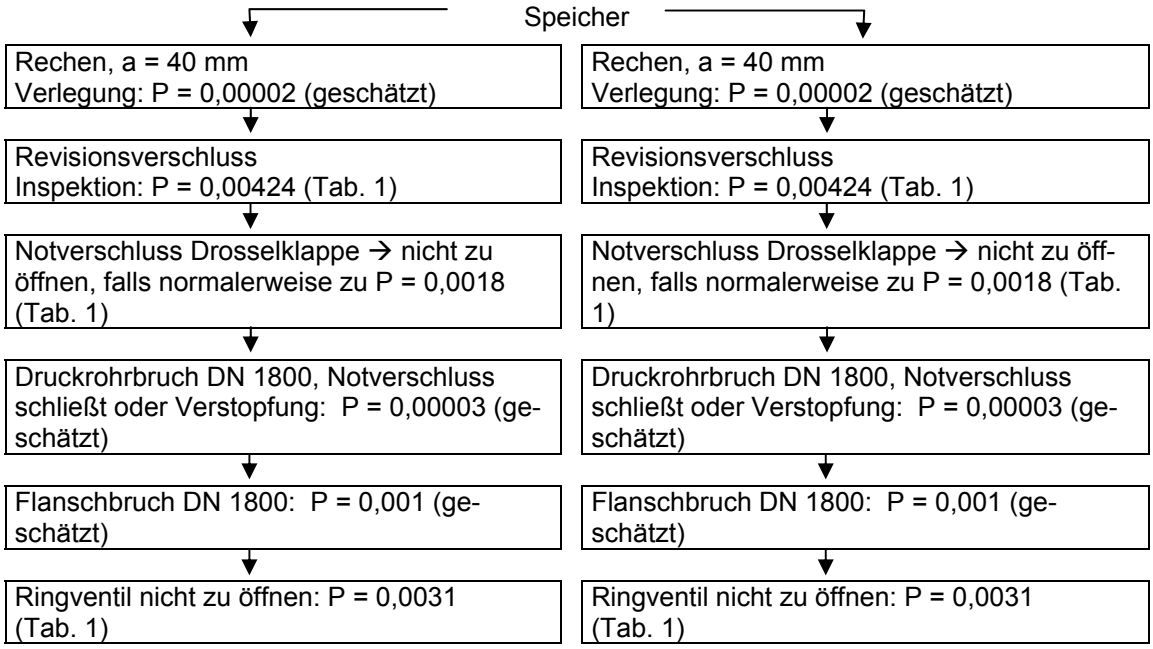


Abb. 3 Beispiel: Grundablass, vollständiges Versagen der Einzelelemente

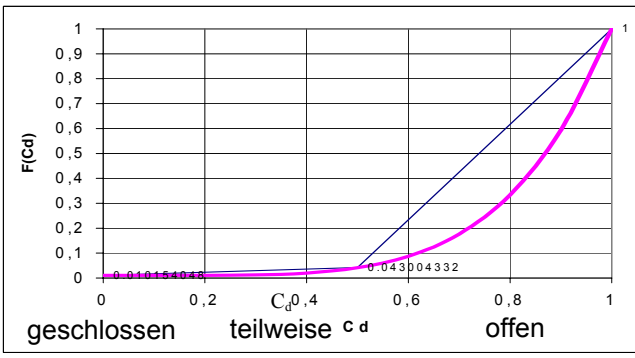
Um einen statistischen Monte Carlo Ansatz für die Sicherheitsbetrachtungen (Bemessung der Hochwasserentlastungsanlage) an Stauanlagen verwenden zu können (vgl. *Pohl 1997, 1999*), ist es unter anderem notwendig, die Verteilungsfunktion von C_d zu ermitteln. In jedem Zyklus der Monte Carlo Simulationen wird C_d dann einen anderen Wert zwischen 0 (geschlossen) und 1 (geöffnet) entsprechend der Verteilung der $F(C_d)$ annehmen (vgl. *Pohl 2000*).

$$F(C_d) = F(0) + C_d^{\,a} \cdot (1 - F(0)) \quad mit \quad 0 \le C_d \le 1 \tag{6}$$

$a > 0$ und umgestellt als inverse Funktion

$$C_d = \begin{cases} \left(\frac{F(C_d) - F(0)}{1 - F(0)} \right)^{\frac{1}{a}} & for\ F(C_d) > F(0) \\ 0 & sonst \end{cases} \qquad (7)$$

Diese Gleichung kann für die statistische Simulation von C_d angewendet werden, wenn gleichverteilte Zufallszahlen auf $\langle 0;1 \rangle$) für $F(C_d)$ eingesetzt werden. Um den Exponenten a und den Wert ***F(0)*** (= Wahrscheinlichkeit, dass ein Verschluss nicht geöffnet werden kann) der Verteilung $F(C_d)$ (Abbildung 4) z.B. für den in Abbildung 3 dargestellten Grundablass zu finden, wurde ein Ereignisbaum benutzt und es ergab sich F(0)= 0,0102 und a = 4.9 (s.*Pohl 2000*).



geschlossen = Abfluss unterbrochen, wenigstens ein Verschluss eines Wasserweges konnte nicht geöffnet werden.
teilweise offen = Abfluss auf etwa die Hälfte reduziert, weil wenigstens ein Verschluss eines Wasserweges nur teilweise geöffnet werden konnte.
offen = korrekte Funktion aller Verschlüsse eines Wasserweges, volle sofortige Öffnung im Anforderungsfall.

Abb. 4 Wahrscheinlichkeitsverteilung des Durchfluss(abminderungs)beiwertes C_d (Beispiel: Grundablass mit Drosselklappe und Ringventil). Werte aus *Pohl 2000*

5. Fallstudie und Ergebnisse

Der Einfluss der Verschlussstellung auf die Überflutungssicherheit der Stauanlage ist weitgehend von dem Verhältnis des Durchflusses durch den Verschluss zum Gesamtdurchfluss abhängig. Das nachfolgende Beispiel verwendet Werte einer Talsperre in der Nähe von Dresden. Allerdings sind einige Werte etwas verändert worden (z.B. Kronenhöhe, Hilfsauslass mit etwa 20 Prozent des Hochwasserabflusses wurde nicht berücksichtigt) um den Einfluss der Verschlüsse deutlicher zeigen zu können.

Technische Daten: *Zonendamm*, grasbewachsene wasserseitige Böschung 1:2, Kronenhöhe 148.00 m ü.NN., rundkroniger Überfall (r = 1.3 m, Breite = 16 m, Vollstau 146.60 m ü.NN.), mit einer Fischbauchklappe (Höhe 1,4 m, Breite 16 m), 2 Grundablässe mit je 3 m³/s.
Betriebsangaben: Anfangswasserstand 146,50 und 147,00 m ü.NN., Grundablass wird geöffnet bei 146,60 m ü.NN.
Meteorologische Daten: Verteilung der Windgeschwindigkeit (Stundenmittel) Station Flughafen Dresden

Morphologische Daten:

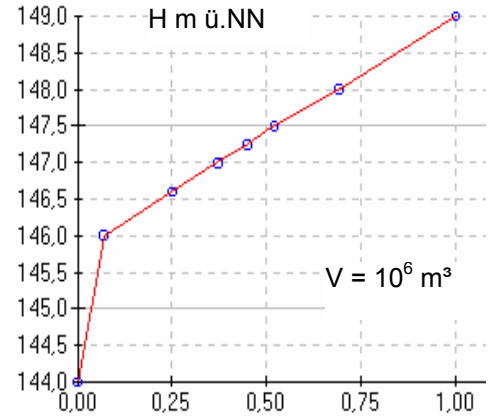
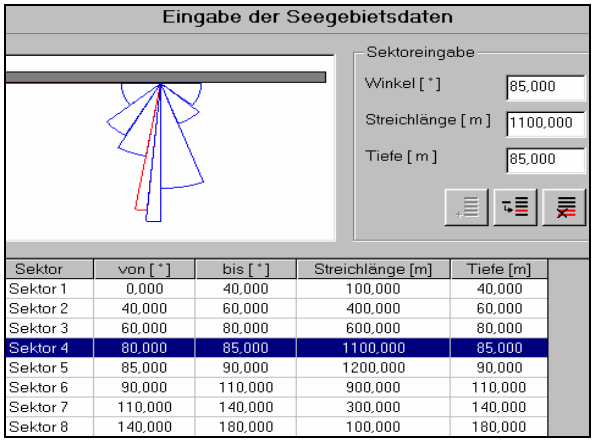


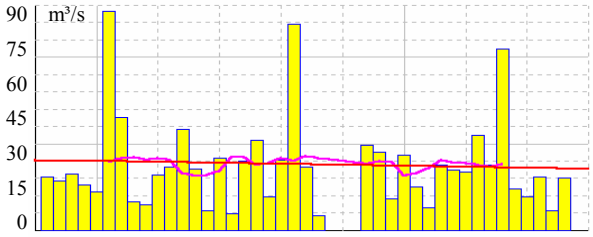
Abb. 5 Stauraum



Sektor	von [°]	bis [°]	Streichlänge [m]	Tiefe [m]
Sektor 1	0,000	40,000	100,000	40,000
Sektor 2	40,000	60,000	400,000	60,000
Sektor 3	60,000	80,000	600,000	80,000
Sektor 4	80,000	85,000	1100,000	85,000
Sektor 5	85,000	90,000	1200,000	90,000
Sektor 6	90,000	110,000	900,000	110,000
Sektor 7	110,000	140,000	300,000	140,000
Sektor 8	140,000	180,000	100,000	180,000

Abb. 6 Seeoberfläche, Streichlänge

Hydrologische Daten:



Scheitelanstiegszeit zwischen 10 und 50 h; Ganglinienformfaktor (*Kozeny*) zwischen 1 und 10

Abb. 7 jährlich größte Zuflussscheitelwerte

Tabelle 3 Ergebnisse der Fallstudie

Fall	Beschreibung	Überschreitungswahrscheinlichkeit P_2: max. Wasserspiegel über der Dammkrone → direkte Überströmung	Überschreitungswahrscheinlichkeit P_3: Wellenüberlauf → indirekte Überströmung
1	Fischbauchklappe und 2 Grundablässe verfügbar	5 %	51 %
2	Fischbauchklappe und 1 Grundablass verfügbar (n-1 Bedingung für Grundablass)	5 %	52 %
3	Nur 2 Grundablässe verfügbar (n-1 Bedingung für die HWE)	77 %	89 %
4	Zufälliges Blockieren der Fischbauchklappe in Staustellung aus Tabelle 1, zufälliges Versagen der Grundablässe aus Abb. 4	6%	53 %

Die Ergebnisse zeigen durchweg zu hohe Versagenswahrscheinlichkeiten, was an der Modifikation der Eingangswerte liegt. Die tatsächlichen Werte lägen in der Größenordnung von 10^{-4} .... 10^{-5} für die Originalwerte (in den Fällen 1; 2 und 4) und wären nur geringfügig differenziert, so dass der Einfluss der berechneten Varianten nicht so augenscheinlich hätte dargestellt werden können. Natürlich ist Fall 3, in dem der Wasserweg mit dem größten Abflussvermögen blockiert ist, der gefährlichste. Deswegen ist es normalerweise nicht zulässig, nur eine verschließbare Öffnung in der Hochwasserentlastungsanlage vorzusehen. Dennoch gibt es in der Realität immer noch solche Fälle, meist an Altanlagen.

Fall 4 zeigt, dass wegen der nur geringen Wahrscheinlichkeit des Blockierens der Klappe in Staustellung die Überschreitungswahrscheinlichkeit nur etwas größer ist, als in den Fällen 1 oder 2. Fall 1 und 2 zeigen keine großen Unterschiede, was an dem geringen Anteil des Abführvermögens durch die Grundablässe liegt.

6. SCHLUSSFOLGERUNGEN

Mit Hilfe der vorgestellten Ansätze ist es möglich, der ordnungsgemäßen Funktionsweise oder dem Versagen von Wasserbauwerken oder hydraulischen Systemen (z.B. Talsperren, Hochwasserrückhaltebecken, Rückstaubereiche an Staustufen oder Sedimentationsbecken) Wahrscheinlichkeiten zuzuordnen. Dieses Ergebnis ermöglicht darüber hinaus den Vergleich von Anlagen mit verschiedenen Betriebseinrichtungen, Bauweisen und Betriebsarten untereinander. Weiterhin kann es als Entscheidungshilfe für die Dimensionierung von Neubauten oder die Überwachung von bestehenden Anlagen dienen. Falls dies notwendig ist, können auch monetäre Betrachtungen mit Hilfe von Kosten- und Schadensfunktionen einbezogen werden.
Nach Auffassung der Verfasser hat das vorgestellte Verfahren gegenüber anderen möglichen Ansätzen [z.B. First Order – Second Moment (eine Art Fehlerfortpflanzungsbetrachtung mit der Standardabweichung) oder Vergleich von Volumina und exakte Lösung des Faltungsintegrals] zwei wesentliche Vorteile: 1. die Anschaulichkeit (Wasserstände sind sowohl für die Fragestellung der Überflutung als auch für die des Leerlaufens plausible Größen) und 2. die Anknüpfung an übliche Bemessungsverfahren (es handelt sich ja im Grunde um eine auch für den in der Praxis tätigen Ingenieur nachvollziehbare Vielfachrechnung nach bestehenden Ansätzen mit Variation der Ausgangswerte), welche helfen kann, Vorbehalte gegenüber probabilistischen Verfahren zu überwinden.
Im vorliegenden Beitrag wurde die Versagenswahrscheinlichkeit unter Berücksichtigung des Betriebsverhaltens von Verschlüssen und Armaturen ermittelt. Obgleich eine weitere Verbesserung der Datenbasis wünschenswert ist, können aus der Studie mit der mittleren Ausfallwahrscheinlichkeit der Verschlüsse von ca. 0,3% und der Wahrscheinlichkeit für Teilöffnungen von etwa 1% (s. Tabelle 1) Anhaltswerte für die Bemessung gegeben werden. Bei Berücksichtigung der Unschärfe infolge zu geringer Datenbasis würden die analogen Werte auf 1,4% bzw. 2,1% steigen.
Die vorgestellten Ausfallhäufigkeiten wurden unter der Annahme eines zeitunabhängigen Versagensverhaltens ermittelt. Es kann erwartet werden, das Verbesserungen im Betriebs- und Instandhaltungsregime sowie die verbesserte Technik der Ausrüstung die Ausfallhäufigkeit zu vermindern hilft. Deshalb scheinen zukünftig auch vertiefte, zeitabhängige Studien auf einer größeren Datenbasis sinnvoll.

7. Dank

Der Dank der Autoren gilt allen Betreibern, die durch ihre Auskünfte und Unterstützung die vorliegende Arbeit ermöglicht haben.

8. Schrifttum

Amdal, T.; Riise, D.: Possibility of failure for Venemo dam, Norway.- In: Proc. 20. Int. Congress on Large Dams, Beijing 2000, Vol. 4. Q.76-R.38, pp. 569-585.
Kalenda, R.: Zur Quantifizierung der hydraulischen Versagenswahrscheinlichkeit beweglicher Wehre.- TU München (1990)62 (in German)
Lecornu, J.:Dam Safety: from the engineer´s duty to risk management.- In: Int. Journal on Hydropower and Dams, 5(1998)2, pp 53-56
Martin, H.: Ansätze und Methoden zur Ermittlung der Überflutungssicherheit.- In: Wiss. Z. TU Dresden, 37(1984)4, S. 243-253, (in German)
Mouvet, L.C.; Darbre, G.R.: Probabilistic treatment of uncertainties.- In: Proc. 20. Int. Congress on Large Dams, Beijing 2000, Vol. 4. Q.76-R.14. pp. 197-212
Plate, E.: Statistik und angewandte Wahrscheinlichkeitslehre für Bauingenieure.- Berlin: Verl. W. Ernst & Sohn, 1993 (in German)
Pohl, R.: Failure frequency of gates and valves at dams and weirs.- In: Int. Journ. on Hydropower & Dams, London (2000)6 pp. 77 - 82
Pohl, R.: Überflutungssicherheit von Talsperren.- In: Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen, TU Dresden (1997)11 (in German)
Rissler, P.:Dimensioning of the design flood as a part of a reservoir safety concept.- In: J.Hydropower & Dams (2001)4 pp. 98-105),
DIN 19700 Stauanlagen (Gelbdruck 2001)
Bergmann, H.; Breinhälter, A.; Hable, O: Multidimensional probabilistic design concept for the estimation of the overtopping probability of dams.- IAHR Proc. Peking 2001

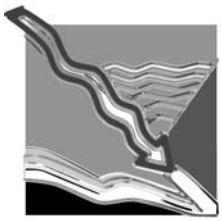
Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Helmut Martin helmut.martin@mailbox.tu-dresden.de,
Tel. +49 351 463 34526 Fax +49 351 463 37141
apl. Prof. Dr.-Ing. habil. Reinhard Pohl reinhard.pohl@mailbox.tu-dresden.de
Tel./Fax +49 351 463 35693
beide: TU Dresden, Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik,
D - 01062 Dresden

Zusammenfassung: im Rahmen von Risikobetrachtungen spielt die Bestimmung der Überflutungswahrscheinlichkeit eine wichtige Rolle. In der vorliegenden Arbeit wird der probabilistische Ansatz, welcher in den neunziger Jahren von den Autoren erarbeitet worden ist, weiterentwickelt und modifiziert. Außerdem wird gezeigt, wie das zufällige Ereignis "Versagen von Verschlüssen" in die Berechnung an Stelle der n-1 Regel einbezogen werden kann.

Abstract: In the frame of risk assessment and risk management the determination of the failure probability of dams plays an important role. In this paper the probabilistic approach that has been elaborated for the hydraulic failure by the authors in the nineties will be further developed and refined. Further it is shown, how the random event “gate failure” can be taken into account instead of the n-1-rule (normally used to ensure the design discharge with one of the gates or valves unable to function).

Suchwörter: Talsperrensicherheit, Freibord, Überflutungssicherheit, Verschlüsse, Armaturen, Hochwasserhydraulik
Keywords: dam safety, freeboard, overtopping risk, gates, valves, flood hydraulics

Internationales Symposium 2002 in Zürich
MODERNE METHODEN UND KONZEPTE IM WASSERBAU
Organisiert von der Versuchsanstalt für Wasserbau,
Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich und
dem Schweizerischen Wasserwirtschaftsverband



Leckageortung mit Hilfe Verteilter Faseroptischer Temperaturmessungen - Feldversuche zur Weiterentwicklung der Aufheizmethode

Sebastian Perzlmaier, Markus Aufleger, Jürgen Dornstädter

Kurzfassung

Die verteilten faseroptischen Temperaturmessungen werden im Wasserbau seit einigen Jahren erfolgreich zur Leckageortung eingesetzt. Hierbei können unter Verwendung robuster Glasfaserkabel Temperaturanomalien im Boden lokalisiert werden. Falls zwischen dem Reservoirwasser und der Umgebung des Kabels keine ausreichende Temperaturdifferenz vorhanden ist, kann eine zuverlässige Ortung von Sickerströmungen nur nach der *Aufheizmethode* erfolgen. Hierbei wird das Glasfaserkabel mittels eines integrierten elektrischen Leiters linienförmig aufgeheizt. Der resultierende Temperaturanstieg ist bei trockener Umgebung des Kabels größer als wenn die eingetragene Wärme durch eine Sickerwasserströmung um das Kabel abtransportiert wird. Die detaillierte Betrachtung der Temperaturverteilung entlang des Kabels ermöglicht somit die Lokalisierung von verstärkt durchströmten Bereichen. Die *Aufheizmethode* wurde von der *GTC Kappelmeyer GmbH*, Karlsruhe, entwickelt und ist patentrechtlich geschützt. Die TU München hat diese Methode von Beginn an einer intensiven wissenschaftlichen Begleitung unterzogen.

Im Rahmen dieser Arbeiten wurden Feldversuche durchgeführt, über die in diesem Beitrag berichtet wird. Am Mittleren Isarkanal wurde im Jahr 2000 im Bereich des Strogenbauwerks die Kanalauskleidung mit Kunststoffdichtungsbahnen (KDB) saniert. Zur Leckageortung wurden unter der KDB ca. 5600 m Glasfaserkabel verlegt. Der erste beschriebene Feldversuch ist eine Parameterstudie an dem installierten Messsystem mit Hilfe künstlicher Leckageabflüsse. Die Ergebnisse des Versuches dienten zum einen der besseren Interpretation der Messergebnisse am gesamten Bauwerk, zum andern bot sich die Möglichkeit einer weitergehenden wissenschaftlichen Auswertung, welche die Eignung der *Aufheizmethode* für die Abschätzung von Sickerwasserabflüssen belegt. Beim zweiten Feldversuch handelt es sich um den Einbau von Glasfaserkabeln in einen Modelldamm aus Sand in einer wasserbaulichen Versuchsanstalt nahe der Stadt Shenyang in der chinesischen Provinz Liaoning. Der Versuch belegt die Eignung der *Aufheizmethode* zur quantitativen Leckageortung auch in Böden.

1 Grundlagen

1.1 Verteilte Faseroptische Temperaturmessungen

Verteilte faseroptische Messungen ermöglichen eine genaue Bestimmung der Temperaturverteilung entlang langer Glasfaserkabel. Bei einer Ortsauflösung von bis zu 0,25 m wird eine Genauigkeit hinsichtlich der Temperatur von bis zu 0,2°C erreicht. Im Wasserbau werden verteilte faseroptische Temperaturmessungen insbesondere zur Leckageortung in Dämmen und zur Bestimmung der Temperaturverteilung im Massenbeton eingesetzt [1].

1.2 Möglichkeiten der Aufheizmethode

Sickerwasserströmungen verändern die räumliche Temperaturverteilung im Boden, insbesondere dann, wenn die Sickerwassertemperatur sich von der Bodentemperatur unterscheidet. Diesen Sachverhalt macht sich die Leckageortung mit verteilten faseroptischen Temperaturmessungen nach der *Gradientenmethode* zu Nutze. Die *Aufheizmethode* kommt zum Einsatz, wenn kein ausgeprägter Temperaturunterschied zwischen der Umgebung des Kabels und dem Sickerwasser vorhanden ist. Dabei wird das Glasfaserkabel mit Hilfe eines integrierten elektrischen Leiters durch Anlegen einer Spannung aufgeheizt. Bei umströmtem Kabel wird der rein konduktive Wärmetransport von dem effektiveren konvektiven Wärmeübergang überlagert und das Kabel heizt sich weniger stark auf. Die *Aufheizmethode* kommt vor allem dann zum Einsatz, wenn das Kabel nicht weit vom Wasser im Reservoir entfernt ist. Dies ist zum Beispiel der Fall, wenn die Kabel unter einer KDB Oberflächendichtung verlegt werden [1].

Die Anwendung der *Aufheizmethode* ist nicht nur unmittelbar hinter Dichtungselementen, sondern ebenfalls in Böden, d.h. in einer gewissen Distanz vom Dichtungselement bzw. zum Reservoirwasser sinnvoll. Da der Wärmeübergang vom Aufheizkabel zur Umgebung nicht nur von der effektiven Wärmeleitfähigkeit des umgebenden Mediums, sondern auch von der Sickerwassergeschwindigkeit abhängt, lässt die Aufheizmethode Rückschlüsse auf die Intensität der Durchströmung zu.

1.3 Thermodynamik

Durch das Aufheizen der Kabel entsteht ein Temperaturunterschied zwischen dem Kabelinneren und der Umgebung, der einen Wärmestrom verursacht. In Abhängigkeit vom Zustand des umgebenden Bodens dominieren, wie in Bild 1 dargestellt, unterschiedliche Wärmeübergangsmechanismen.

Ist das Kabel von trockenem bzw. teilgesättigtem Boden umgeben, überwiegt die konduktive Wärmeleitung. Um das Kabel breitet sich eine Temperaturfront aus, wobei die Temperaturgradienten in radialer Richtung mit der Zeit abnehmen. Theoretisch steigt die Temperatur im Kabelinneren mit zunehmender Heizzeit immer weiter an. In der Praxis stellt sich allerdings nach spätestens einer Stunde ein „quasi stationärer“ Zustand ein. Entscheidend für den sich einstellenden Wärmestrom und damit für den Temperaturanstieg im Kabel ist die effektive Wärmeleitfähigkeit $\lambda_{eff,\,Boden}$ des Mehrphasengemisches (Wasser, Luft, Bodenpartikel). Neben den Bodenparametern wie Volumenporosi-

tät und Wärmeleitfähigkeit der Partikel λ_f hängt $\lambda_{eff,\ Boden}$ bei teilgesättigten Böden vor allem vom Wassergehalt w ab. Die effektive Wärmeleitfähigkeit des Bodens steigt mit zunehmendem Wassergehalt [2].

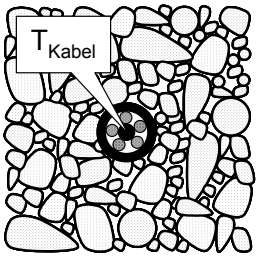
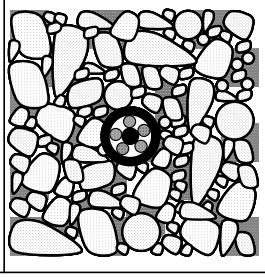
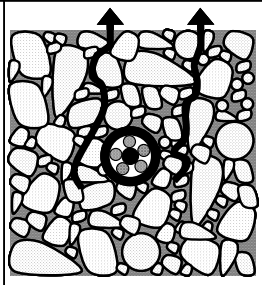
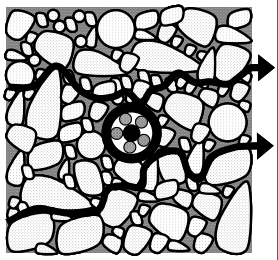
trockener Boden	**teilgesättigter Boden**	**gesättigter Boden**	**durchströmter Boden**
Wärmeleitung	Wärmeleitung	freie Konvektion	erzwungene Konvektion
$T_{kabel} = f\ (t, \lambda_{eff,\ Boden})$ $\lambda_{eff,\ Boden} = f(\lambda_f, \varepsilon, ..)$	$T_{kabel} = f\ (t, \lambda_{eff,\ Boden})$ $\lambda_{eff,\ Boden} = f(\lambda_f, \varepsilon, w, ..)$	$T_{kabel} = f\ (\alpha, ...)$ $\alpha = f(\lambda_f, \varepsilon, k, Nu, Re, ..)$	$T_{kabel} = f\ (\alpha, ...)$ $\alpha = f(.., k, Nu, Re, v, ..)$
			
T_{kabel} : Temperatur im Kabel t : Zeit nach Beginn des Heizens $\lambda_{eff,\ Boden}$: effektive Wärmeleitfähigkeit Boden λ_f : Wärmeleitfähigkeit der Partikel ε : Volumenporositöt w : Wassergehalt		α : Wärmeübergangskoeffizient Kabel/Boden k : Durchlässigkeit des Bodens Nu : Nusseltzahl des Kabels im Boden Re : Reynoldszahl Kabel v : Sickerwassergeschwindigkeit	

Bild 1: Unterschiedliche Wärmetransportmechanismen Kabel/Umgebung

Bei wassergesättigten, undurchströmten Böden wird durch das Aufheizen des Kabels und der damit verbundenen Erwärmung des Wassers in der Umgebung des Kabels freie Konvektion hervorgerufen. Die antreibende Kraft der freien Konvektion ist die Temperaturabhängigkeit der Dichte des Wassers. Die resultierenden Strömungsvorgänge bewirken einen zusätzlichen konvektiven Wärmeübergang der in erster Linie vom Wärmeübergangskoeffizienten α (Kabel/Boden) abhängt. Neben den Parametern die bereits beim Wärmetransport in teilgesättigten Böden eine Rolle spielen, wird der Wärmeübergang zusätzlich von der Nusseltzahl des Kabels im Boden sowie der Reynoldszahl des Kabels beschrieben und hängt unter anderem von der Bodendurchlässigkeit k ab [3].

Ist der wassergesättigte Boden durchströmt, wird die freie Konvektion von der stärkeren erzwungenen Konvektion überlagert, bei der der Wärmeübergangskoeffizient α und somit der Temperaturanstieg im Kabel mit zunehmender Sickerwassergeschwindigkeit kleiner wird [4]. Dabei ist der Wärmestrom durch die Kabelummantelung bei gleicher Temperaturdifferenz zwischen Kabel und Umgebung größer als beim konduktiven Wärmetransport. Da die Temperatur des nachströmenden Wassers von der Heizung unbeeinflusst ist, stellt sich vergleichsweise schnell eine konstante Temperatur im Kabel ein, wenn die dem Kabel durch Heizen zugeführte Wärmemenge gleich der durch Konvektion abgeführten Wärmemenge ist. Die beschriebenen Zusammenhänge zeigen, dass der sich bei konstanter Heizleistung einstellende Temperaturanstieg im Kabel von den

beiden zur Beurteilung der hydraulischen Sicherheit von Wasserbauten wichtigen Parametern Wassergehalt und Sickerwassergeschwindigkeit abhängt.

2. Feldversuche am Mittleren Isarkanal

2.1 Sanierung mit KDB im Bereich des Strogenbauwerks

An der Kraftwerkskette Mittlere Isar wird zwischen Oberföhring und Pfrombach seit Anfang des letzten Jahrhunderts auf einer Länge von ca. 45 km ein Rohgefälle von 88 m zur Energiegewinnung genutzt. Im Bereich der Haltung 4b überführt der Kanal die Landstrasse zwischen Langenpreising und Wartenberg, sowie den Strogenbach. Die ursprüngliche Kanalauskleidung aus unbewehrten Betonplatten wurde im Bereich dieses sogenannten Strogenbauwerks im Jahr 2000 auf einer Länge von ca. 900 m mit Kunststoffdichtungsbahnen saniert [5].

2.2 Überprüfung der Dichtigkeit unter der KDB

Bei der Sanierung kam ein Geokomposit aus einer hochmodifizierten PVC-Membran und einem aufkaschierten Polypropylen Geotextil zur Anwendung. Um die Funktionalität des neuen Abdichtungssystems, das erstmals in Deutschland bei einem Kraftwerkskanal angewendet wurde, zu kontrollieren, war es notwendig, ein Messsystem zur Leckageortung mit hoher räumlicher Auflösung zu installieren. Die verteilten faseroptischen Temperaturmessungen nach dem Prinzip der *Aufheizmethode* boten sich als geeignetes und kostengünstiges Messsystem zur Leckageortung an. Hierbei galt es die Gewährleistung des Herstellers auf die Dichtigkeit der Folie zu überprüfen und genaue Informationen über die Lage möglicher Leckagen zu bekommen. Die bisherigen Messungen haben gezeigt, dass das Messsystem deutlich zwischen einem trocknen Zustand unter der Folie und einer ausgeprägten Untersickerung unterscheiden kann. Es wird deutlich, dass mit Ausnahme der ober- und unterwasserseitigen Anschlüsse nach der Sanierung keine Untersickerung der Membran stattfindet [6].

2.3 Leckagesimulationsversuche am Isarkanal / Strogenbauwerk

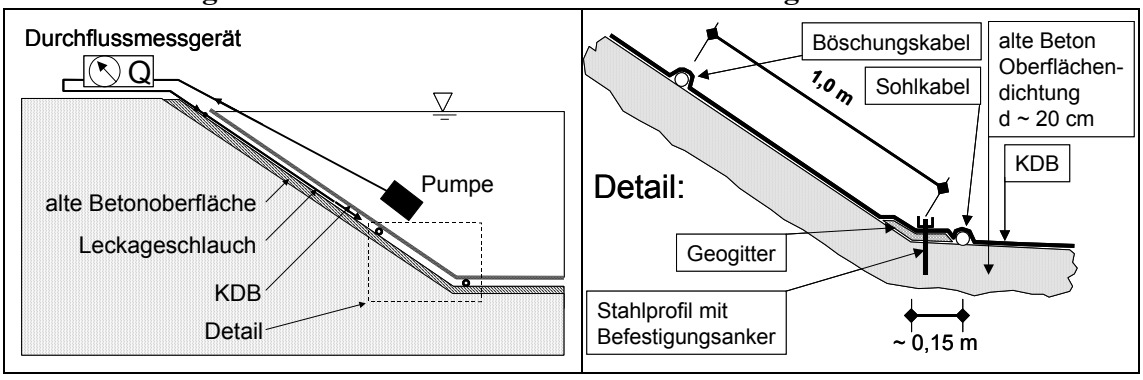


Bild 2: Versuchsaufbau der Leckagesimulationsversuche mit Lage der Glasfaserkabel

Um Erfahrungen bezüglich der zu erwartenden Temperaturdifferenzen bei den vorherrschenden Randbedingungen sammeln zu können, wurde bereits unmittelbar nach dem Wiederbefüllen des Kanals ein Leckagesimulationsversuch durchgeführt, bei dem Was-

ser durch einen Schlauch unter die Folie gepumpt wurde. Der Versuch zeigte, dass eine Leckage in der KDB vom Messsystem schnell und ortsgenau als Anomalie in der Temperaturdifferenz erkannt wird. Während sich im Aufheizkabel durch das Anlegen der Heizleistung von 3,2 W/m bei trockenen Randbedingungen Temperaturdifferenzen über 4 K einstellen, lässt sich das Kabel im Bereich einer ausgeprägten Anomalie nur um 2 K aufheizen.

Durchfluss [l/s] / Heizleistung [W/m]	1.4	0.27	0.43
1.65	✓	✓	✓
2.16	✓	✓	-
3.18	✓	✓	✓
4.05	-	✓	✓

Tab. 1: Kombination der Versuchsparameter

Um die Aussagen bezüglich des Verhaltens des Messsystems auf unterschiedliche Leckagewasserabflüsse verfeinern zu können, wurde mehrere Monate nach Wiederbefüllen der Haltung 4b eine mehrtägige Leckagesimulationsversuchsreihe durchgeführt. Neben dem Leckagewasserabfluss wurde die Heizleistung in den Messkabeln verändert. Der Versuchsaufbau ist in Bild 2 dargestellt. Die in Tab. 1 dargestellten Kombinationen von Heizleistung und Durchfluss wurden untersucht.

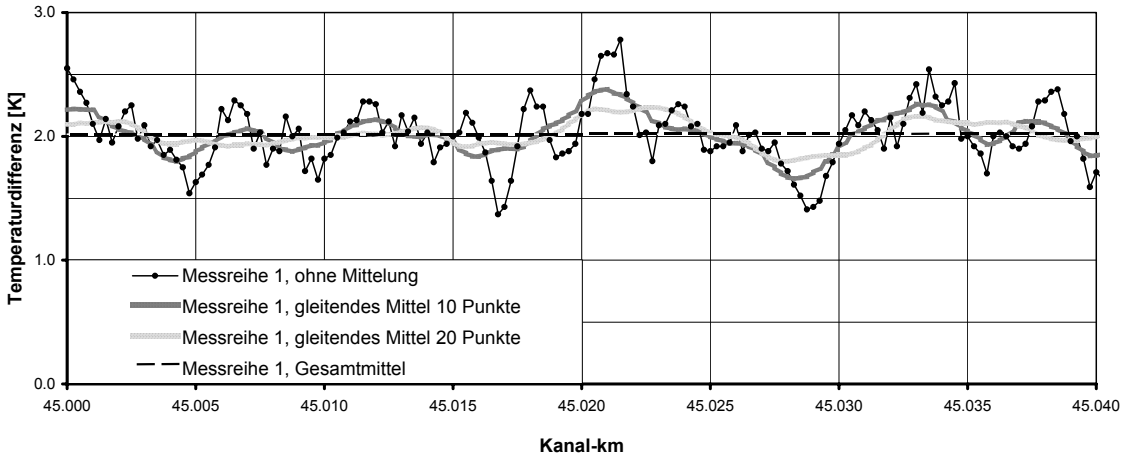
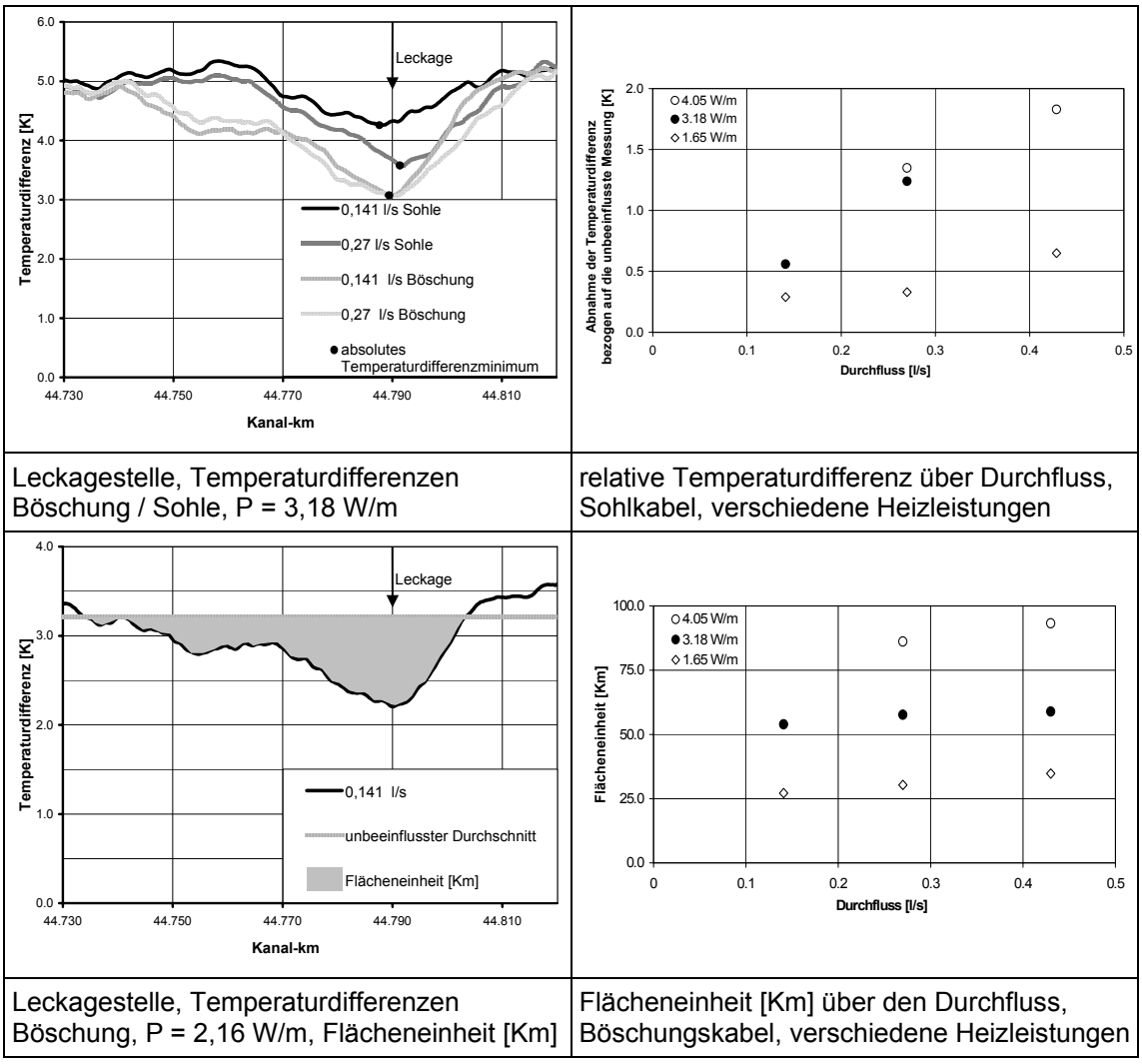


Bild 3: Exemplarische Darstellung der Ergebnisse einer Messreihe (gleitendes Mittel über 1, 10 und 20 Messpunkte)

Der verfeinerte Simulationsversuch sollte untersuchen, ob das Messsystem geeignet ist, neben der eindeutigen Unterscheidung der Zustände „Trocken“ und „Unterströmung der Membran“ zusätzlich eine quantitative Aussage über Sickerwasserabflüsse zu treffen. Um die Verteilung der Temperaturdifferenzen im Bereich der künstlichen Leckage besser vergleichen zu können, war es notwendig die messgerätbedingten Schwankungen (Temperaturgenauigkeit und Temperaturabweichung) zu unterdrücken. Um die Temperaturabweichung (diese wirkt sich auf alle Messwerte einer Messreihe gleich aus) auszugleichen, wurden in einem durch die Leckage unbeeinflussten Bereich Mittelwerte gebildet. Alle für die Auswertung herangezogenen Messreihen wurden mit einem konstanten Wert summiert, so dass die unbeeinflussten Mittelwerte identisch wurden. Zur Dämpfung der Messwertabweichungen, die aus der Messgenauigkeit in den einzelnen

Punkten resultiert (Temperaturgenauigkeit), wurden die Messwerte in Kabellängsrichtung gleitend gemittelt. Bild 3 zeigt Temperaturdifferenzen ohne und mit gleitendem Mittel über 10 bzw. 20 Messpunkte. Mit Zunahme der in das gleitende Mittel einbezogenen Punkte nimmt die Vergleichbarkeit der Kurven zu, die punktuelle Genauigkeit der tatsächlich gemessenen Temperaturdifferenzen nimmt gleichzeitig ab. Für die weitere Auswertung wurden die beiden Einflüsse abgewogen.



Leckagestelle, Temperaturdifferenzen Böschung / Sohle, P = 3,18 W/m

relative Temperaturdifferenz über Durchfluss, Sohlkabel, verschiedene Heizleistungen

Leckagestelle, Temperaturdifferenzen Böschung, P = 2,16 W/m, Flächeneinheit [Km]

Flächeneinheit [Km] über den Durchfluss, Böschungskabel, verschiedene Heizleistungen

Bild 4: Ergebnisse der Simulationsversuche

Beim Vergleich der Temperaturdifferenzen mit unterschiedlichen Leckageabflüssen fällt zunächst auf, dass die Auswirkung der Leckage deutlich zu erkennen ist und dass die Lage der absoluten Temperaturdifferenzminima mit dem Ort der Leckage übereinstimmt. Im Sohlkabel lässt sich eine deutliche Abhängigkeit der absoluten Minimalwerte der Temperaturdifferenz vom Durchfluss im Leckageschlauch feststellen (vgl. Bild 4, oben links). Im selben Bild sind oben rechts die relativen Temperaturdifferenzen bei unterschiedlichen Heizleistungen über den Durchfluss aufgetragen. Die relativen Temperaturdifferenzen setzen sich aus der unbeeinflussten Temperaturdifferenz an der Leckagestelle abzüglich dem leckagebeeinflussten absoluten Temperaturdifferenzminimum zusammen. Die Werte werden mit zunehmendem Durchfluss größer. Die Tempe-

raturdifferenz bleibt also weiter hinter der unbeeinflussten Temperaturdifferenz zurück. Die Wärmemenge, die dem Kabel durch das Sickerwasser entzogen wird, steigt mit dem Durchfluss an, was sich direkt auf die Temperaturdifferenzen auswirkt. Der Versuch zeigt außerdem, dass sich die Abhängigkeit der Temperaturdifferenz vom Durchfluss mit steigender Heizleistung deutlicher abbildet. Das Böschungskabel liegt näher an der Leckagestelle. Die Extremwerte der Temperaturdifferenzen sind hier zwar deutlich kleiner als im Sohlkabel (vgl. Bild 5, oben links), jedoch ist die Abhängigkeit der absoluten Temperaturdifferenzminima vom Durchfluss weniger stark ausgebildet. Mit zunehmendem Durchfluss nimmt hier vor allem die Längsausdehnung der Temperaturanomalien zu. Um diesem Sachverhalt gerecht zu werden, wurden, wie in Bild 5 unten links dargestellt, Flächeneinheiten zwischen dem unbeeinflussten Durchschnitt und der Temperaturdifferenzverteilung berechnet. Diese Flächeneinheiten stellen einen Parameter für die Ausprägung der gesamten Temperaturdifferenzanomalie dar und zeigen auch im Böschungskabel eine deutliche Abhängigkeit vom Durchfluss (vgl. Bild 5, unten rechts). Diese Abhängigkeit wird bei größeren Heizleistungen ebenfalls deutlicher [7].

Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass sich im Falle einer ausgeprägten Sickerwasserströmung in dem Drainagevlies zwischen der KDB und der alten Betonoberfläche das Glasfaserkabel weniger stark aufheizt als ohne Sickerwasser unter der KDB. Wenn Wasser um das Kabel strömt, wird ein Grossteil der in das Kabel eingetragenen Energie durch einen konvektiven Wärmeübergang, der wirkungsvoller ist als der konduktive Wärmetransport ohne Sickerwasserströmung, abgeleitet. Der Simulationsversuch zeigt erstmals deutlich, dass das Messsystem darüber hinaus in der Lage ist, unterschiedliche Sickerwasserabflüsse zu differenzieren. Somit hängt der konvektive Wärmeübergang derart stark von der Strömungsgeschwindigkeit um das Kabel ab, dass sich die Fließgeschwindigkeiten merkbar auf die Temperatur im Kabel auswirken.

3. Feldversuche in der chinesischen Provinz Liaoning

3.1 Veranlassung

Seit mehreren Jahren unterhält der Lehrstuhl und die Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München enge wissenschaftliche Beziehungen mit dem Department of Hydraulic and Hydropower Engineering der Tsingua University Beijing. Im Rahmen dieser Kooperation wurde am Research Institute of Water Resources and Hydropower of the Liaoning Province, China, nahe Shenyang ein stark vereinfachter Demonstrationsversuch durchgeführt, der die Eignung der verteilten faseroptischen Temperaturmessungen zur Leckageortung in Böden demonstrierte. Für das chinesische Institut sollte der Versuch Möglichkeiten zur Anwendung der verteilten faseroptischen Temperaturmessungen an verschiedenen Dammprojekten in deren Zuständigkeitsbereich aufzeigen.

3.2 Versuchsaufbau

Um die zuverlässige Funktionalität der Leckageortung in Böden mit Hilfe der verteilten faseroptischen Temperaturmessungen unter schwierigen organisatorischen Randbedin-

gungen und hohem Zeitdruck zu veranschaulichen, wurde ein 1,10 m hoher Modelldamm aus Sand gegen eine vorhandene Ziegelmauer geschüttet. Hinter der Mauer befand sich ein Wasserbecken, aus dem durch eine künstliche Leckage dem Damm Wasser zusickern konnte. In dem Damm wurden auf Höhe der Leckage Glasfaserkabel (insgesamt 20 m) im Abstand 10 cm und 50 cm von der Wand angeordnet (vgl. Bild 5).

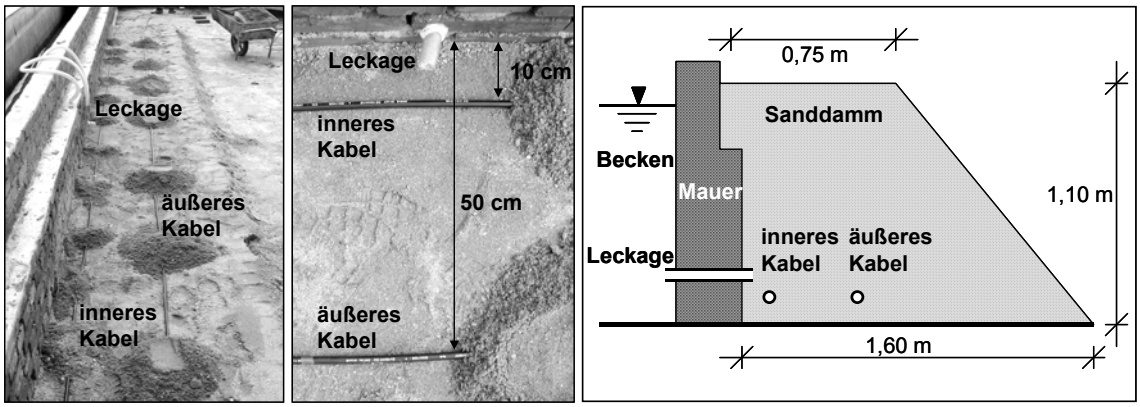


Bild 5: Versuchsaufbau des Modelldamms in der chinesische Provinz Liaoning

Nachdem der Damm mit den integrierten Glasfaserkabeln fertig geschüttet war (vgl. Bild 6) wurde das Messsystem am Kabel angeschlossen. Unterdessen konnten sich die Temperaturen in der Schüttung ausgleichen. Zu Beginn der Messungen wurden im Damm Temperaturen zwischen 27,0 und 28,5°C gemessen. Die Temperaturen am inneren Kabel waren schneller ausgeglichen. Zwanzig Minuten nach Beginn der Messung wurde die Leckage geöffnet (Leckageschlauch mit Innendurchmesser von 1,5 cm), so dass ca. 0,2 l/s in den Dammkörper strömten. Nach knapp einer Stunde wurden die Glasfaserkabel mit einer Leistung von durchschnittlich 2 W/m durch Anlegen einer elektrischen Spannung an die vier im Glasfaserkabel integrierten Kupferadern aufgeheizt.



Bild 6: Modellaufbau



Bild 7: Sickerwasseraustritt nach 80 min

3.3 Ergebnisse

Am inneren Kabel konnte die Leckage bereits nach kurzer Zeit durch eine Abnahme der Temperaturen erkannt werden. Die Leckageortung nach dem Prinzip der Gradientenme-

thode war möglich, weil die ursprünglichen Temperaturen im Dammkörper 2,0 bis 2,5°C über der Temperatur des Leckagewassers lagen. Wie in Bild 8 deutlich zu erkennen, sanken die im Kabel gemessenen Temperaturen 30 min nach Öffnen der Leckage bereits auf 26,0°C, was einer Abkühlung durch das Sickerwasser von 1,5°C entspricht. Bemerkenswert ist, dass der geringe Temperaturunterschied zwischen Boden und Leckagewasser ausreicht, die Leckage zu lokalisieren, ohne das Kabel zusätzlich aufzuheizen. Neben einer Abnahme des Temperaturminimums an der Leckagestelle breitete sich die leckageverursachte Temperaturanomalie mit der Zeit weiter in Längsrichtung aus.

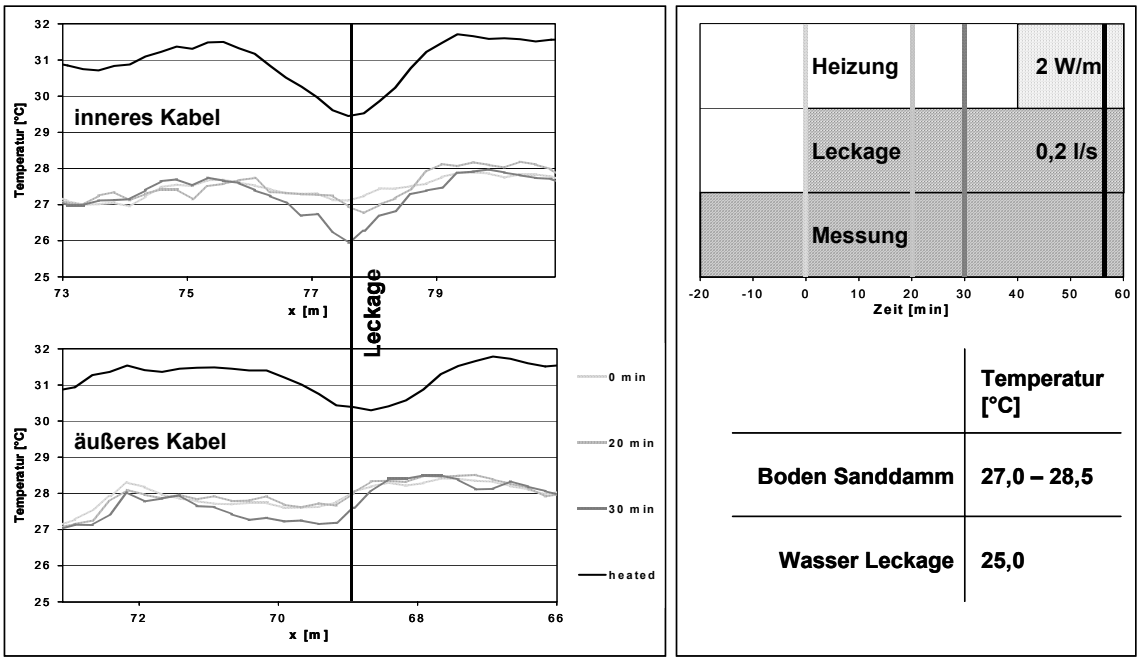


Bild 8: Gemessene Temperaturen im inneren und äußeren Kabel, Randbedingungen des Versuches

Am äußeren Kabel ist erst nach 30 min die erste Temperaturanomalie zu erkennen, welche allerdings etwas in Längsrichtung verschoben ist. Infolge der Entfernung von ca. 50 cm von der Eintrittsstelle des Sickerwassers, hat sich am äußeren Kabel die Temperaturdifferenz zwischen Leckagewasser und Boden verringert, so dass keine deutliche Anomalie zu erwarten ist. Erst das Aufheizen des Kabels ermöglicht eine differenziertere Lokalisierung des durchströmten Bereiches. Der Temperaturanstieg im Kabel erzwingt einen Wärmefluss vom Kabel an die Umgebung. Der Wechsel vom konduktiven Wärmetransport vom Kabel in den trockenen Boden zum konvektiven Wärmeübergang für den Fall des umströmten Kabels (dies entspricht einer Erhöhung der effektiven Wärmeleitfähigkeit), macht sich beim Aufheizen des Kabels deutlich bemerkbar. In Bild 8 erkennt man, dass die Anomalie im aufgeheizten Zustand am inneren Kabel 2°C und am äußeren Kabel wegen der Verbreiterung des durchströmten Bereiches und einer damit verbundenen Abnahme der Sickerwassergeschwindigkeit nur noch 1°C beträgt. Obwohl es sich bei der Leckage nur um einen sehr kleinen Durchfluss handelte, konnte das Messsystem die Leckage erkennen, lange bevor an der Unterwasserseite des Dammes die ersten Vernässungen sichtbar wurden (vgl. Bild 7)

Die Anomalien, die sich am inneren und äußeren Kable in unterschiedlicher Weise ausbilden, genügen vollständig den Erwartungen und beweisen die Funktionalität des Systems zur ortsgenauen Lokalisierung von Leckagen. Des weiteren zeigen die Messungen, dass es möglich ist, verschiedene Zustände in der Schüttung („trocken“, „langsamer durchströmt“, „schneller durchströmt“) qualitativ zu unterscheiden. Der Versuch, der mit Aufbau und Betrieb des Modells innerhalb eines Tages durchgeführt werden konnte, war geeignet, die chinesischen Gastgeber von der Leistungsfähigkeit des Messsystems zu überzeugen. Die Erfahrungen auf dem Gebiet der Leckageortung mit Hilfe verteilter faseroptischen Temperaturmessungen sind mittlerweile derart groß, dass das Messsystem für viele weitere Anwendungen in der Praxis bereit steht.

Literatur

[1] Aufleger, M.: Verteilte faseroptische Temperaturmessungen im Wasserbau. Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TUM, Heft 89.

[2] Zehner, P.: Experimentelle und Theoretische Bestimmung der effektiven Wärmeleitfähigkeit durchströmter Kugelschüttungen bei mäßigen und hohen Temperaturen. Dissertation an der Fakultät für Chemiewesen der Universität Karlsruhe (TH), 1972.

[3] Wen-Shih Chang: Experimentelle Untersuchung zur freien Konvektion an Rohren in einer Kies/Wasser-Schüttung. Promotionsschrift am Institut für Thermodynamik und Wärmetechnik der Universität Stuttgart, 2001.

[4] Wagner, W.: Wärmeübertragung. 5., überarbeitete Auflage, Vogel Buchverlag, Würzburg 1998.

[5] Aufleger, M., H. Kreiser: Werkkanal Mittlere Isar, Haltung 4b – Instandsetzungsmaßnahmen / Strogenbauwerk. Wasserwirtschaft September 2001: S. 424 – 428.

[6] Perzlmaier, S., M. Conrad, H. Kreiser: Leckageortung mittels verteilter faseroptische Temperaturmessung am Mittleren Isarkanal im Bereich des Strogenbauwerks. Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TUM, Heft 91, S. 249 – 258.

[7] Heil T., Leckageortung am Mittleren Isarkanal (Strogenbauwerk), Anwendung und Parameterstudie. Diplomarbeit am Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TUM, 2001, unveröffentlicht.

Anschriften der Verfasser:

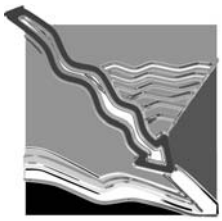
Sebastian Perzlmaier, Markus Aufleger

Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität München, Arcisstr. 21, D-80290 München

Jürgen Dornstädter

GTC Kappelmeyer GmbH, Heinrich-Wittmann-Straße 7a, 76131 Karlsruhe

Internationales Symposium 2002 in Zürich
MODERNE METHODEN UND KONZEPTE IM WASSERBAU
Organisiert von der Versuchsanstalt für Wasserbau,
Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich und
dem Schweizerischen Wasserwirtschaftsverband



Neue Aspekte bei der Überwachung von Gewichtsstaumauern in Sachsen

Prof. Dr.-Ing. habil H.-B. Horlacher
Dipl.-Ing. J. Kittler
Dr.-Ing. U. Müller
Dipl.-Ing. M. Standfuß

Problemstellung

Im Rahmen der Überwachung von Bauwerken kommen derzeit vorwiegend statistische Methoden zum Einsatz. Diese Methoden haben den Nachteil, dass sie keine verlässlichen Daten über den Bauwerkszustand im Falle von bisher unerreichten Extremereignissen liefern können, da sie nur den bisher erreichten Kenntnisstand widerspiegeln. Andererseits bieten sie Vorteile hinsichtlich geringer Kosten und problemloser Handhabung durch das Staupersonal vor Ort.

Um die Aussagekraft der Überwachungsmessungen zu erhöhen, wird jedoch angestrebt, diese Verfahren durch deterministische Modelle zu ergänzen. Unter Zuhilfenahme physikalisch fundierter Modellvorstellungen sollen genaue Abschätzungen für den Bauwerkszustand im extremen Belastungsfall getroffen werden können. Die Beurteilung des Bauwerkes muss dabei zeitnah zu den ablaufenden Ereignissen und nach Möglichkeit vom Staupersonal erfolgen können. Unter diesem Aspekt ist zu klären, in welchem Ausmaß die deterministischen Modelle integriert werden sollen, um einerseits ausreichende Kenntnis über das Bauwerksverhalten und andererseits einen vertretbaren Berechnungs- und Überwachungsaufwand zu erreichen.

In Zusammenarbeit mit der Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen wurden an der TU-Dresden Berechnungen durchgeführt, die die Machbarkeit rein deterministischer Überwachungsmodelle verdeutlichen. Der damit verbundene Rechenaufwand ist jedoch erheblich, so dass derzeit Bestrebungen in Richtung einer Kombination von statistischen und deterministischen Strategien verfolgt werden.

Für die statistische Simulation des Bauwerksverhaltens wird eine Auswahl mathematischer Ansatzfunktionen im Rahmen einer Parameteroptimierung an möglichst lange Reihen beobachteter Bauwerksbewegungen angepasst. Dementsprechend werden nur beobachtete Ereignisse erfasst. Die Modellgleichungen sind jedoch häufig in den Rahmen der Überwachungssoftware integrierbar, bzw. mit üblicher Bürosoftware lösbar.

Deterministische Modelle

Leistungsfähige Simulationsprogramme gestatten es heute, die Verformungen komplexer Bauwerke unter den einwirkenden Lasten zu berechnen. Die Ergebnisse solcher Berechnungen bilden die Grundlage für einen Vergleich mit den gemessenen Bauwerksreaktionen, der wiederum Rückschlüsse auf die Stabilität bzw. auf Veränderungen des Tragverhaltens gestattet.

Die Eingangsgrößen für ein solches Überwachungsmodell sind i.d.R. leicht zu erfassende und zu quantifizierende Belastungsgrößen. Hierunter fallen vor allem der belastende Wasserdruck und die Temperaturbelastung. Diese beiden Einflüsse zeichnen für den Großteil der auftretenden Verformungen verantwortlich. In Einzelfällen kann jedoch auch die Betrachtung weiterer Belastungsgrößen, wie z.B. von Eislasten oder Wärmestrahlung auf das Bauwerk erforderlich sein, um den resultierenden Verformungszustand mit der erforderlichen Genauigkeit beschreiben zu können.

Die Anteile an der Gesamtverformung, die aus den einzelnen Belastungen resultieren, sind superponierbar. Das gestattet die separate Berechnung der jeweiligen Lastanteile und deren Analyse im Hinblick auf ihren Anteil an der Gesamtverformung. Zur Berechnung eignen sich z.B. Programme, die nach der Finite-Elemente-Methode (FEM) arbeiten.

Das Ergebnis der Berechnungen ist der zeitliche Verlauf einer Referenzverformung, die als Differenz zwischen gemessener und berechneter Verformung definiert wird. Hierfür müssen die Mess- und Rechenwerte zunächst auf einen Referenzwert bezogen werden, der sinnvoll durch einen definierten Anfangszustand oder z.B. durch den Mittelwert aller Einzelwerte bestimmt werden kann. Der Betrag der Referenzverformung soll im Idealfall bei Null liegen, d.h. der bezogene Mess- und Rechenwert stimmen in jedem Punkt genau überein. In der Praxis wird man eine zulässige Bandbreite in der Größenordnung des Messfehlers definieren, in deren Grenzen die Referenzverformung verlaufen soll.

Ein Teil der verformungsrelevanten Prozesse muss bei massiven Bauwerken wie Staumauern instationär betrachtet werden. Das betrifft vor allem das Temperaturfeld im Mauerquerschnitt, aus dem die Temperaturverformungen resultieren. Bedingt durch die hohe Wärmekapazität des Bauwerkes kann sich zu keinem Zeitpunkt des Jahres ein stationärer Zustand einstellen, an dem die Verformungen einer stationären Berechnung zugänglich wären. Weitere instationäre Prozesse können z.B. bei der Ausbildung des Sohlwasserdruckes nach Stauspiegeländerungen auftreten, und müssen gegebenenfalls in der Berechnung berücksichtigt werden. Diese Prozesse bedingen für jeden Betrachtungszeitpunkt eine erneute Berechnung, in der von einem bekannten Ausgangszustand aus unter Auswertung des Belastungsverlaufes der gesuchte Endzustand bestimmt wird.

Andererseits können einige Verformungskomponenten ohne Berücksichtigung der Lastgeschichte berechnet werden, wie z.B. die Verformungen aus dem belastenden Wasserdruck, sofern ein elastisches Verhalten von Absperrbauwerk und Untergrund angenommen werden kann. Ist dieses Verhalten einmal berechnet und verifiziert, so sind die Ergebnisse unabhängig vom Betrachtungszeitpunkt in Form einer Last-Verformungs-Beziehung verfügbar. Demnach bedarf es keiner erneuten Berechnung, solange die Randbedingungen als gleichbleibend eingeschätzt werden.

Die letztgenannten Beziehungen können demnach leicht in vorhandene statistische Modelle eingearbeitet werden, und stellen diese Modelle in einigen Bereichen auf eine physikalisch begründete Basis. Damit erhöht sich die Vorhersagesicherheit in den Extrapolationsbereichen des Modells, und die Zahl der Lastfälle, für die keine Referenzwerte vorliegen wird eingeschränkt.

Berechnungen

Im Laufe der Untersuchungen wurden drei sächsische Staumauern betrachtet. Es handelt sich dabei um die Hauptsperren der Talsperren Gottleuba, Rauschenbach und Dröda (Beschreibung in /1/). Diese Bauwerke sind Gewichtsstaumauern aus Beton, die zwischen 1960 und 1974 errichtet wurden. Ihre konstruktive Ausführung ist ebenso wie die Ausstattung mit Messeinrichtungen untereinander vergleichbar. Die Talsperre Rauschenbach verfügt zusätzlich noch über eine wasserseitige Schleppplatte, die gegen die Mauer und gegen den Untergrund verspannt ist, und die Gleitsicherheit des Bauwerkes gewährleistet. Alle Mauern besitzen im Hauptmeßfeld ein Raster von Temperaturfühlern. Weiterhin sind die Mauern mit den üblichen Messeinrichtungen zur Verformungsmessung, wie Loteinrichtungen und Alignements ausgestattet.



Abbildung 1: Talsperre Dröda - Hauptsperre

Aufgrund der relativ kleinen Verformungsbeträge und der bereits länger andauernden Betriebsphase der Stauanlagen basieren die an der TU-Dresden aufgestellten numerischen Modelle auf einem elastischen Materialgesetz sowohl für den Untergrund als auch für das Bauwerk. Das statische Verhalten des Mauer-Untergrund-Systems kann daher mit wenigen Parametern kalibriert werden.

Die Berechnungen berücksichtigen die Änderungen des Beckenwasserstandes sowie der Umgebungstemperaturen des Wassers und der Luft. Dafür wurden jeweils ein statisches und ein thermodynamisches Modell entwickelt, die getrennt voneinander betrachtet wurden. Das statische Modell stellt die Verformungsanteile aus der Wasser- und Sohlwasserdruckbelastung dar. Es umfasst sowohl den eigentlichen Mauerquerschnitt als auch Bereiche des Untergrundes.

Das thermodynamische Modell dient primär der Berechnung des im Mauerquerschnitt vorhandenen Temperaturfeldes. Dieses ist für die Ausbildung der Temperaturverformungen verantwortlich. Da die Temperaturen im Untergrund nur geringen Schwankungen unterworfen sind, können die Untergrundbereiche im numerischen Modell vernachlässigt werden. Die Ausbildung der Temperaturfelder hängt wesentlich von den thermischen Materialkennwerten des Mauerbetons, wie spezifischer Wärmekapazität und –leitfähigkeit, sowie dem thermischen Ausdehnungskoeffizienten ab. Diese sind i.d.R. für den eingebauten und entsprechend gealterten Beton nicht verfügbar, und müssen daher im Rahmen eines Kalibrierungsverfahrens ermittelt werden. Belastungsgrößen des Modells sind die angreifenden Wasser- und Lufttemperaturen, die unter Berücksichtigung der Wärmeübergangswiderstände auf die Oberfläche des Modells angetragen werden. Die Genauigkeit der im Mauerquerschnitt angeordneten Temperaturfühler gestattete es nicht, die aus ihnen gewonnenen Messwerte als Belastungsgröße für das Modell anzusetzen. Stattdessen wurden die Messwerte ausgewählter Fühler als Referenz im Rahmen der Kalibrierung eingesetzt.

Kalibrierung

Die Kalibrierung kann nur durch den Vergleich berechneter mit den gemessenen Werten erfolgen. Dabei ist darauf zu achten, dass die Einflüsse nicht betrachteter Parameter konstant bleiben, und die Kalibrierung so wenig wie möglich beeinträchtigen.

Für die Kalibrierung der thermischen Modelle wurden die Messungen der Temperaturfühler im Mauerquerschnitt ausgewertet. Hier muss durch die Veränderung des Quotienten aus Wärmeleitfähigkeit und Wärmekapazität eine weitgehende Übereinstimmung der Temperaturganglinien an verschiedenen Punkten im Mauerinneren erreicht werden. Dieser Parameter ist völlig unabhängig von den mechanischen Parametern, und kann deshalb aus der Gesamtbetrachtung herausgelöst werden. In der Praxis lässt sich natürlich keine vollständige Übereinstimmung der gemessenen und berechneten Temperaturen erreichen, was auf den Einbau verschiedener Materialen, durchnässte Bereiche und auch auf lückenhafte Datengrundlagen zurückzuführen ist. Es wurde daher angestrebt, den Verlauf der beiden Temperaturganglinien möglichst phasengleich zu gestalten, um den zeitlichen Verlauf der Bewegungen sauber wiederzugeben. Die thermischen Verformungsbeträge wurden anschließend durch Variation des thermischen Ausdehnungskoeffizienten angepasst. Dazu wurden die Verformungszustände bei gleichen Wasserständen und verschiedenen Temperaturfeldern, wie z.B. im Frühjahr und im Herbst miteinander verglichen, und der Ausdehnungskoeffizient so ermittelt, dass die Beträge übereinstimmen.

Für das statische Modell wurden die E-Moduli der Baustoffe variiert, bis eine Übereinstimmung der Differenzen der Mess- und Rechenwerte bei verschiedenen Wasserständen und vergleichbaren Temperaturfeldern erreicht werden konnte. Hierbei konnte auf das bereits kalibrierte thermodynamische Modell zurückgegriffen werden, um noch vorhandene Abweichungen aus den sich zwangsläufig unterscheidenden Temperaturfeldern zu minimieren

Datengrundlage

Ein deterministisches Überwachungsmodell bedarf einer, gegenüber einem statistischen Modell, erweiterten Datengrundlage. Hier sind insbesondere die Belastungsdaten des Bauwerkes von Interesse, die häufig nicht in entsprechendem Umfang verfügbar sind. Unter Belastungen im Sinne der Berechnung werden alle Einwirkungen verstanden, die von außen auf das Bauwerk wirken, und dadurch direkt oder indirekt Verformungsreaktionen bewirken.

Ein Großteil der auftretenden Verformungen hängt unmittelbar vom zeitlichen Verlauf der Temperaturverteilung an der Wasserseite ab. Unverzichtbar für ein korrekt rechnendes Modell sind daher regelmäßige Messungen der Wassertemperatur in verschiedenen Tiefen (Tiefenprofile der Wassertemperatur). Nur anhand dieser Messungen kann der Einfluss der jahreszeitlich wechselnden Temperaturschichtung im Wasser auf die Bauwerksbewegungen wirklichkeitsgetreu im Modell angetragen werden. Die erforderlichen Messungen sollten demnach auch im Winter und unter einer geschlossenen Eisdecke erfolgen.

Die Temperaturen der Luftseite und der über dem Wasserspiegel liegenden Bereiche der Maueroberfläche unterliegen keiner so starken Schichtung wie die der Wasserseite. Allerdings kann hier, je nach Ausrichtung der Mauer, die Wärmebilanz der Mauer nicht unerheblich durch Strahlungsenergie beeinflusst werden. Das lassen die Ergebnisse der thermischen Berechnung vermuten, bei denen nicht die Amplituden der Messwerte erreicht werden konnten, was wiederum auf zu geringe Wärmeströme hindeutet. Es ist generell nicht auszuschließen, dass verschiedene Bereiche der Mauer, z.B. Kronen-, Fuß- oder Hangbereiche, voneinander abweichenden Umgebungstemperaturen ausgesetzt sind. Der Einfluss dieser lokalen Unterschiede der Lufttemperatur wird aber als relativ gering erachtet.

Anfangszustand

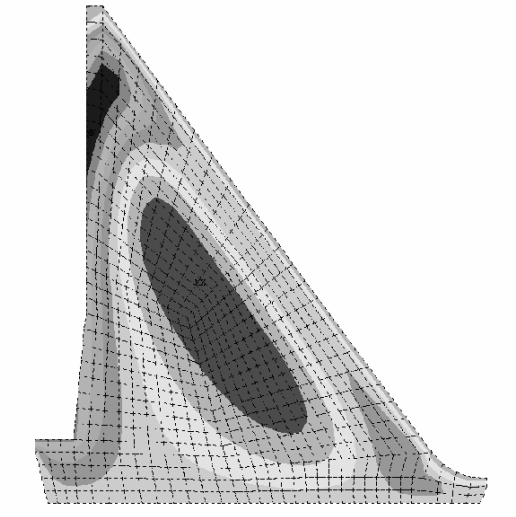


Abbildung 2: Typisches Temperaturfeld

Die transiente Berechnung der Temperaturfelder muss von einem bekannten Ausgangszustand aus beginnen. Dieser Zustand ist zunächst unbekannt, da das Temperaturfeld im Querschnitt der massiven Bauwerke ständigen Änderungen unterworfen ist. Zu keinem Zeitpunkt eines Jahres bildet sich ein stationärer Zustand aus, der als Anfangszustand der Berechnung genutzt werden könnte. Es muss vielmehr aus der Rechnung ein Zustand generiert werden, der dem tatsächlichen Temperaturfeld zum gewünschten Beginn der Rechnung möglichst nahe kommt. Die im Jahresverlauf annähernd ausgeglichene Wärmebilanz gestattet die Ermittlung des schwingenden Temperaturfeldes nach einer gewissen Einwirkungszeit der äußeren Temperaturbelastung, wenn von einem beliebigen Temperaturfeld ausgegangen wird. In den betrachteten Fällen wurden alle Knoten des Netzes mit der mittleren Jahrestemperatur initialisiert, und die Berechnung gestartet. Nach spä-

testens drei Jahren konnte mit der eigentlichen Berechnung des Systems begonnen werden. Zum Einschwingen des Modells können durchaus die Belastungsdaten der eigentlichen Rechnung herangezogen werden. Es ist jedoch dafür Sorge zu tragen, dass im Übergangsbereich von Einschwing- zu Rechnungsphase weitgehend die Stetigkeit der Belastungsfunktionen gewährleistet ist. Es empfiehlt sich, den Wechsel von Einschwing- auf Rechenbelastungen an geeigneten Tagen im Sommer oder Winter vorzunehmen, da hier die Verformungsgradienten am geringsten sind. Die Auswertung der Ergebnisse sollte dennoch erst ein bis zwei Monate nach dem Wechsel erfolgen.

Ergebnisse der Kalibrierung

Ergebnis der Kalibrierungsrechnungen sind die verwendeten Materialkenngrößen der Staumauern und des Untergrundes. Die nachfolgende Tabelle gibt jeweils die für die Bauwerke ermittelten Parameter an. Es ist jedoch darauf hinzuweisen, dass hier Werte gefunden wurden, die eine Anpassung des Modells an die tatsächlichen Bauwerksreaktionen repräsentieren. Die angegebenen Bandbreite der Steifigkeiten des Bodens gibt jeweils die Grenzen für die in unterschiedlichen Bereichen des Untergrundes eingesetzten Beträge an.

Parameter	Einheit	Gottleuba	Rauschenbach	Dröda
λ	W / m·K	4,50	3,40	3,20
C	J / (kg·K)	1050	1050	1050
α_T	K^{-1}	$12{,}5 \cdot 10^{-6}$	$8{,}41 \cdot 10^{-6}$	$8{,}70 \cdot 10^{-6}$
E_{Mauer}	N / mm²	33800	20900	25000
$E_{Untergrund}$	N / mm²	23 000 ... 49000	16000 ... 52000	6810

Ergebnisse der Berechnung

Die verwendeten Modelle lieferten für alle Talsperren gute Ergebnisse in der Größenordnung der Messgenauigkeit. Im Hinblick auf die Berechnung des Temperaturverlaufes muss festgestellt werden, dass in allen betrachteten Fällen zwar der qualitative Verlauf gut nachgebildet werden konnte, die berechneten Temperaturamplituden jedoch nicht die gemessenen Beträge erreichten. Die Ursache dafür wird in den nicht berücksichtigten Strahlungsenergiegewinnen und –verlusten gesehen, was durch die größten Abweichungen bei der südexponierten Talsperre Rauschenbach indirekt bestätigt wird. Die Berücksichtigung der Strahlungsenergie erfordert jedoch eine detaillierte Auswertung meteorologischer Daten, wie z.B. Sonnenscheindauer und Sonnenstand. Hierfür besteht weiterer Forschungsbedarf.

Insgesamt werden jedoch qualitativ zutreffende Temperaturfelder berechnet, woraus sich dann qualitativ zutreffende Temperaturverformungen ergeben. Deren betragsmäßige Anpassung erfolgt durch die Kalibrierung des thermischen Ausdehnungskoeffizienten.

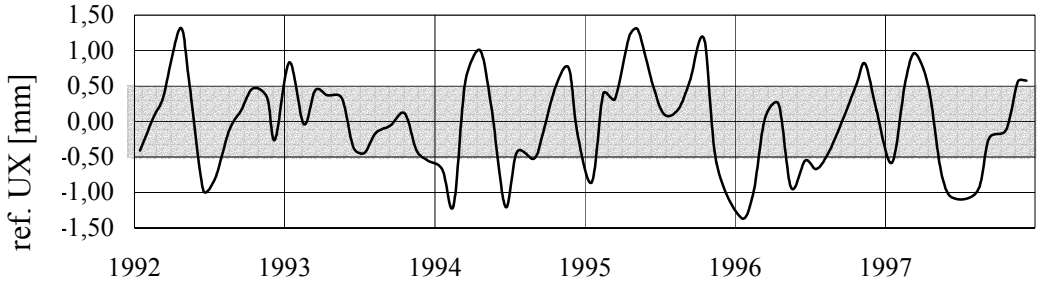


Abbildung 2: Gottleuba - Referenzverschiebung im Zeitraum 1992 - 1997

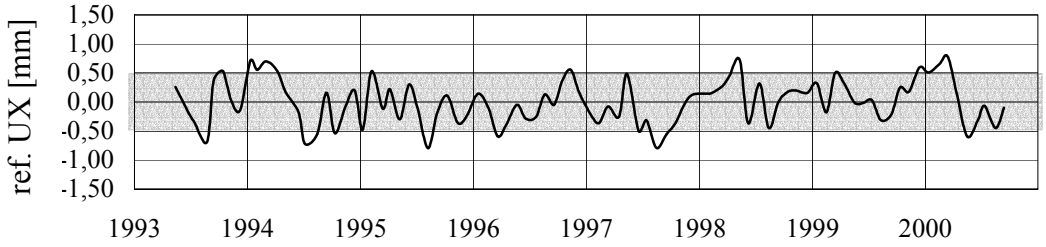


Abbildung 3: Rauschenbach - Referenzverschiebung im Zeitraum 1993 - 2000

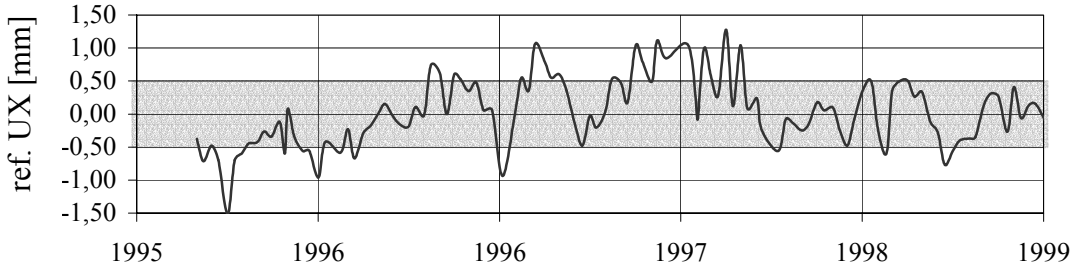


Abbildung 4: Dröda - Referenzverschiebung im Zeitraum 1995 – 1998

Die berechneten Gesamtverformungen weichen im Mittel bei allen untersuchten Sperren in der Größenordnung des Messfehlers von den Messwerten ab. Dieser liegt bei den zum Vergleich herangezogenen Pendellotmessungen bei ± 0,5 mm. Die zuerst durchgeführten Berechnungen an der Talsperre Gottleuba weisen noch größere Abweichungen auf. Die hier gewonnenen Erfahrungen spiegeln sich in den genauer rechnenden Modellen von Rauschenbach und Dröda wider. Die Abbildungen 3 bis 5 zeigen die berechneten Verläufe der Referenzverformung. Diese bewegt sich innerhalb einer bestimmten Bandbreite um den Wert Null, und weist bei keiner der Talsperren einen Trend in eine bestimmte Richtung auf, der auf anhaltende Verformungen im Untergrund hindeuten würde. Bereiche größerer Beträge der Referenzverschiebung sind häufig durch lückenhafte Datenreihen verursacht, die durch Annahmen aufgefüllt werden mussten.

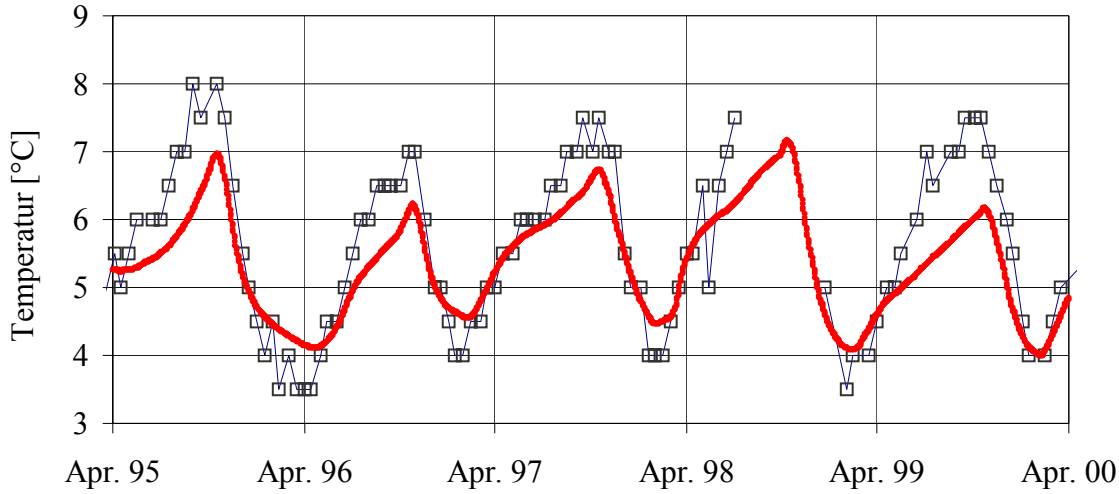


Abbildung 5: Dröda - Vergleich von berechnetem und gemessenem Temperaturverlauf im Kernbereich (wasserseitiges Drittel des Querschnittes)

Zusammenfassung und Ausblick

Mit den durchgeführten Berechnungen ist es gelungen, die im Betrieb auftretenden Verformungen von Staumauern numerisch nachzuvollziehen. Dabei ist bereits bei ausschließlicher Betrachtung der Änderungen der Umgebungstemperatur und des Beckenwasserstandes eine gute Übereinstimmung mit den Messwerten zu verzeichnen. Obwohl die deterministischen Modelle für die Überwachung von Stauanlagen derzeit noch am Anfang ihrer Entwicklung stehen, werden mit diesen Modellen bereits Genauigkeiten erzielt, die nur unwesentlich schlechter als die mit statistischen Methoden erreichten Genauigkeiten sind.

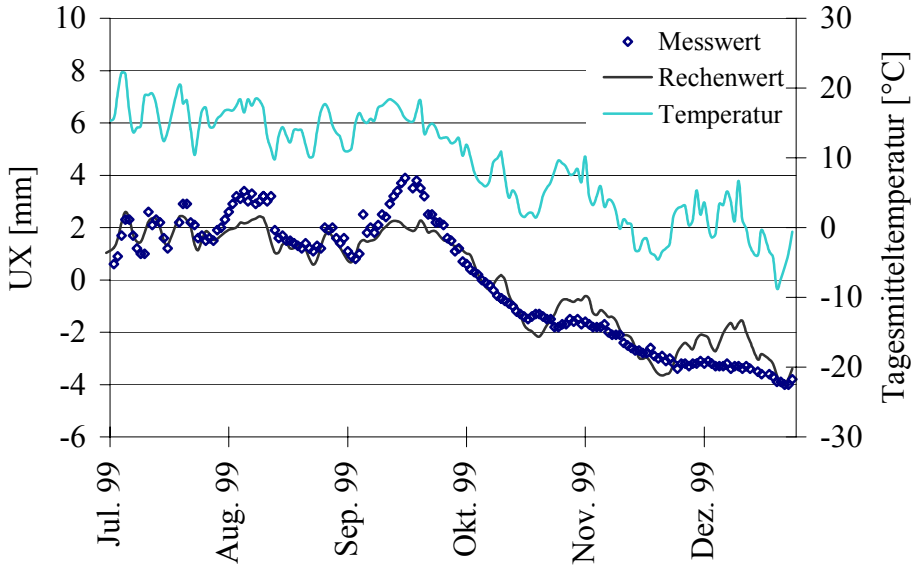


Abbildung 6: Rauschenbach -Verlauf der horizontalen Kronenbewegung, Vergleich mit Meßwerten

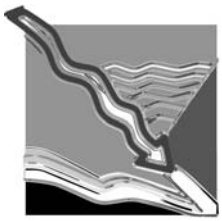
Zur weiteren Anpassung der aufgestellten Modelle sind weitere Untersuchungen vorzunehmen. Das betrifft vor allem die Frage nach den thermischen Eigenschaften des Mauerbetons in trockenen und durchfeuchteten Bereichen und einer differenzierteren Betrachtung der Wärmebilanz des Bauwerkes. Weiterhin wird durch die genauere Einbeziehung des Sperrenuntergrundes und möglicherweise auch räumlicher Effekte eine Steigerung der Ergebnisqualität erreichbar sein. Diese Steigerung muss dabei nicht unbedingt quantitativ messbar sein, sondern drückt sich auch in einer zunehmenden Anpassung des Rechenmodells an die physikalischen Gegebenheiten aus.

Im Fall der Talsperre Dröda wurde untersucht, ob das erstellte Modell auch für andere Felder der Mauer anwendbar ist. Die Übertragung des Modells auf ein Feld im Hangbereich ergab ebenfalls gute Ergebnisse, deren Qualität mit den Ergebnissen im Bereich des Hauptmessfeldes durchaus vergleichbar ist. Es ist jedoch davon auszugehen, dass bei stärkeren Unregelmäßigkeiten im Untergrund eine Übertragbarkeit der Materialparameter nicht mehr gegeben ist.

Literatur

1. C. Groth, G. Müller FEM für Praktiker – Temperaturfelder, Expert-Verlag, 1995
2. H. Ludwig, Untersuchung des Verformungsverhaltens der Talsperre Rauschenbach, Diplomarbeit, TU-Dresden, 2001
3. VDI, VDI-Wärmeatlas, 5. Auflage, Springer-Verlag, 1998
4. H.-U. Sieber, Talsperren in Sachsen, LTV Sachsen, 1992
5. M. Standfuß, Temperaturverformungen der Talsperre Gottleuba, Diplomarbeit, TU-Dresden, 1998
6. V. Sturm, Untersuchung des Verformungsverhaltens der Talsperre Dröda, Diplomarbeit, TU-Dresden,2001

Internationales Symposium 2002 in Zürich
MODERNE METHODEN UND KONZEPTE IM WASSERBAU
Organisiert von der Versuchsanstalt für Wasserbau,
Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich und
dem Schweizerischen Wasserwirtschaftsverband



Glaziologische Untersuchungen am Glacier de Giétro im Zusammenhang mit der Sicherheit der Stauanlage Mauvoisin

Andreas Bauder, Martin Funk und Hermann Bösch

Zusammenfassung

Mit dem Bau der Stauanlage Mauvoisin musste die Problematik von möglichen Eisabbrüchen vom Glacier de Giétro in den Stausee gründlich untersucht werden. Aus diesem Grund wurden umfangreiche glaziologische und hydraulische Abklärungen durchgeführt und ein Ueberwachungsprogramm ausgearbeitet und umgesetzt. Es liegen inzwischen einmalige Erfahrungen mit der Ueberwachung einer steilen, absturzgefährdeten Gletscherzunge sowie Datenmaterial einer 35-jährigen Untersuchungsperiode vor.

Einführung

Die Stauanlage Mauvoisin befindet sich zuhinterst im Val de Bagnes (Unterwallis, Schweizer Alpen). Die maximale Staukote des Sees beträgt 1975 m ü.M. In einem seitlichen Talkessel orographisch rechts oberhalb des Stausees liegt der rund 4.5 km lange und knapp 6 km2 grosse Glacier de Giétro. Ein ausgedehnter Firnkessel zwischen 3050 und 3500 m ü.M. nährt die über mehrere Steilstufen hinunterfliessende Zunge. Die mittlere Neigung der Gletscheroberfläche entlang der zentralen Fliesslinie beträgt 9.6 Grad. Der heute 500m über dem Stausee endende Gletscher stiess während der allgemeinen Gletscherhochstände Ende des 16. und anfangs des 19. Jahrhunderts über die steilen Felswände unterhalb der heutigen Gletscherzunge ins Haupttal vor. Die Trümmer abbrechender Eismassen bildeten im Haupttal zeitweise einen regenerierten Gletscher. Wuchs dieser Gletscher zu fest an, riegelte er das Haupttal ab und staute den Fluss Dranse auf. Mitunter entleerte sich ein solcher See ohne grössere Überschwemmungen zu verursachen. Zwei historische Ereignisse (1595 und 1818) sind dokumentiert, als gewaltige Wasserausbrüche zu grossen Hochwasserkatastrophen im Val de Bagnes und im unteren Rhonetal führten. Während vom Ausmass (Anzahl Todesopfer) sowie dem Zeitpunkt des Ereignisses von 1595 nur widersprüchliche Angaben überliefert wurden,

existieren genaue Schilderungen über Entwicklung der Verhältnisse, Ablauf und Ausmass der Katastrophe im Jahre 1818. Einen Überblick über diese beiden Katastrophen mit Beschreibung der Vorgänge und dem Ausmass an erfolgter Zerstörung geben Röthlisberger und Aellen (1970).

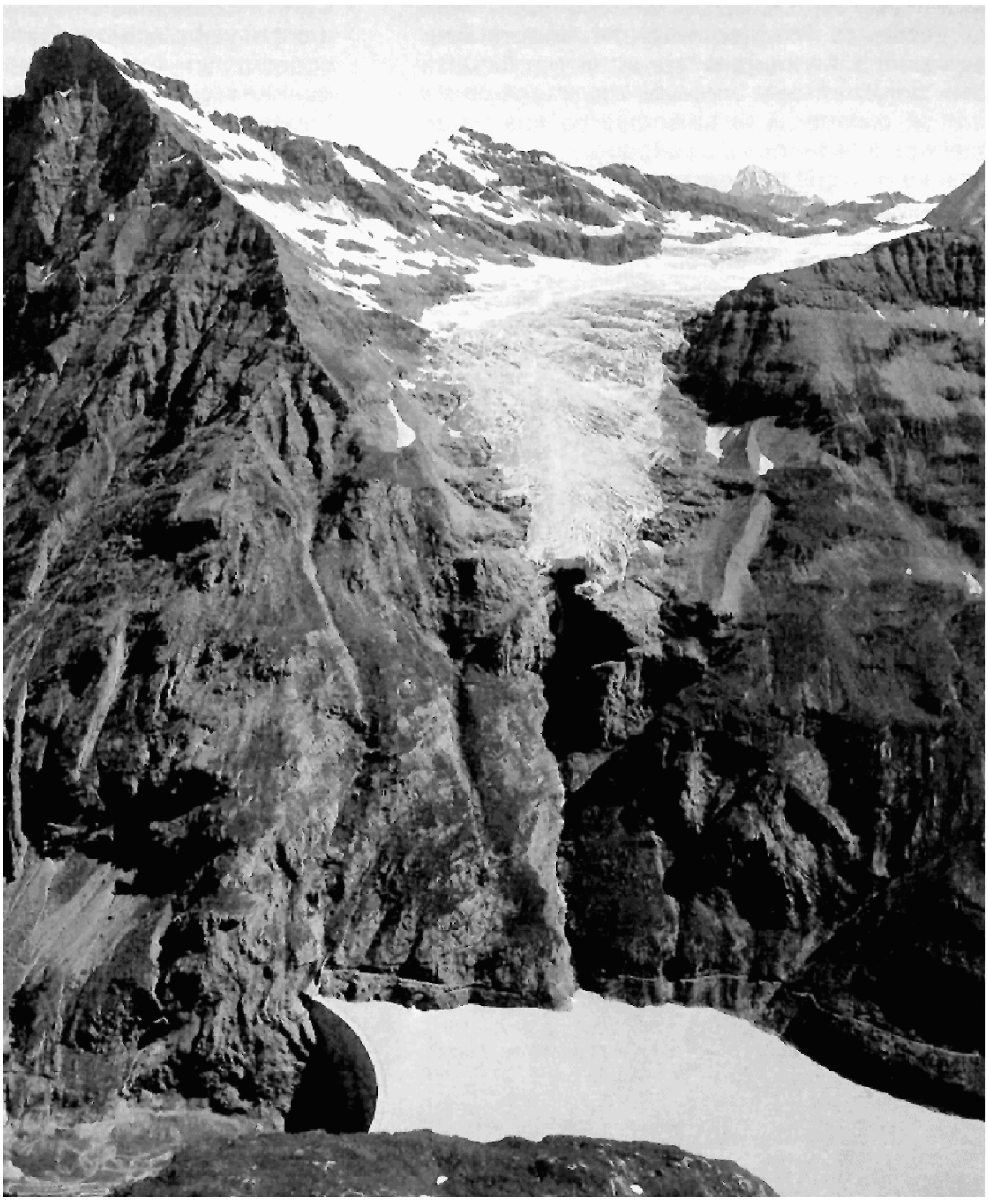


Abbildung 1 Die Zunge des Glacier de Giétro und der Stausee Mauvoisin

Mit dem Bau der Stauanlage (Fertigstellung 1957, Abb. 1) stellte sich die Frage nach der Sicherheit der Kraftwerksanlage angesichts der vom Glacier de Giétro ausgehenden Bedrohung. Selbst bei einem Gletschervorstoss im Ausmass desjenigen des vorletzten Jahrhunderts kann sich wegen des Stausees im Talboden kein regenerierter Gletscher

mehr bilden. Jedoch eine neue Gefahr stellen nun grössere Eislawinen dar, die Flutwellen verursachen, welche die Mauerkrone überspülen können.

Die Betreibergesellschaft Forces Motrices de Mauvoisin hat deshalb die Abteilung Glaziologie an der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) der ETH Zürich seit 1965 mit entsprechenden Abklärungen beauftragt. Nach eingehenden Sicherheitsabklärungen in den Jahren 1966-1970 werden bis heute jährliche Feldmessungen zur Früherkennung von gefährlichen Entwicklungstendenzen am Gletscher durchgeführt (VAW, 1967, 1972, 1996 und 1998). Direkte Bewegungs- und Massenhaushaltsmessungen auf dem Gletscher sowie photogrammetrische Auswertungen von hochauflösenden Luftaufnahmen bildeten die jährliche Grundlage zur Beurteilung der Gefahr von Gletscherstürzen. Bereits 1967 kam eine automatische und kontinuierliche Bewegungsregistrierung im Zungenbereich hinzu (Röthlisberger und Aellen, 1970).

Die gewonnene Erfahrung sowie der technologische Fortschritt von Messinstrumenten führten zu Anpassungen und Erweiterungen des Messdisposives. So umfasst das heutige Dispositiv neben den jährlichen Feldmessungen und photogrammetrischen Auswertungen von Luftaufnahmen zur Bestimmung der Massen- und Bewegungsänderungen eine im Jahr 1999 installierte vollautomatische Messanlage, die stündlich die Fliessgeschwindigkeiten im Bereich der Gletscherzunge registriert. Wegen der potentiellen Gefahr von Eisstürzen fand der Glacier de Giétro Aufnahme ins Inventar der gefährlichen Gletscher des Kantons Wallis (VAW, 2000).

Heutiger Gletscherstand und Veränderungen in jüngster Zeit

Wie die übrigen Alpengletscher hat sich der Glacier de Giétro seit dem Hochstand im vorletzten Jahrhundert beträchtlich zurückgezogen, so dass er die Felskante am Absturz ins Haupttal nur noch in der Schlucht erreicht und von der Staumauer aus nicht mehr zu sehen ist. Der generelle Gletscherrückgang der letzten rund 150 Jahre ist nur von einzelnen kurzfristigeren Vorstossperioden unterbrochen worden. Vor 1953 sind noch keine zusammenhängenden Aufzeichnungen vorhanden, sporadisch wurden Vorstösse (1881 - 1891 und 1915 - 1917) erwähnt (Gletscherberichte, 1881-2000). Wie aus Abbildung 2 ersichtlich, ging der allgemeine Rückzug 1962 zu Ende. 1965 hatte eine Vorstossperiode eingesetzt, die bis 1984 andauerte. Seither zieht sich die Zunge wieder zurück. 1996 erreichte der Glacier de Giétro wieder den Zungenstand von 1962. Zurzeit hält der Gletscherrückgang immer noch an. Somit wird in den nächsten Jahren das Gletscherende noch höher zu liegen kommen als in den vorliegenden Beobachtungsperioden. Es

stellt sich die Frage, ob die Stabilität der Gletscherzunge dadurch negativ beeinflusst wird.

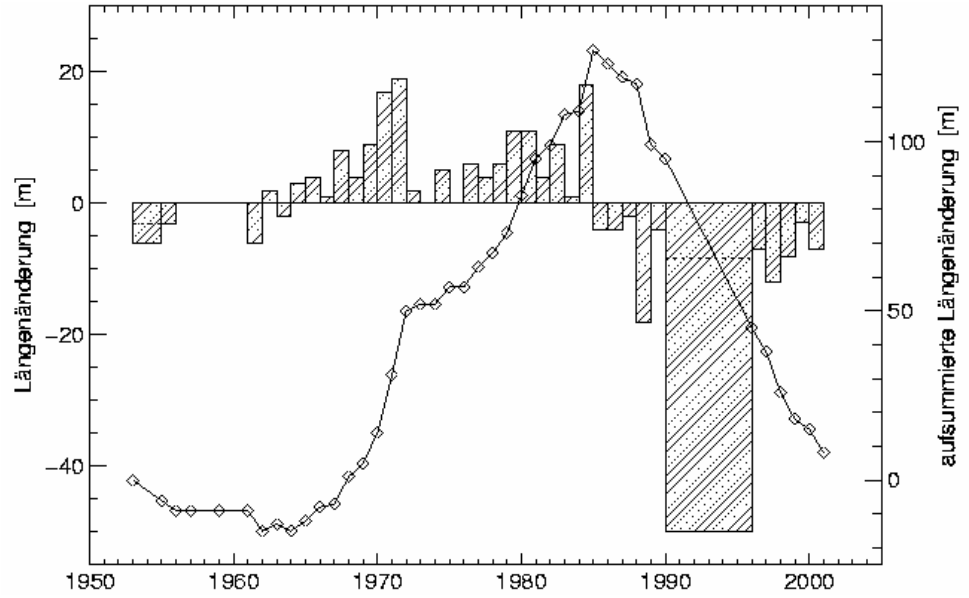


Abbildung 2 Gemessene Längenänderung des Glacier de Giétro seit 1953: dargestellt sind die einzelnen Messwerte (grau) sowie die aufsummierte Veränderung (schwarz)

Zur Beurteilung von Gletscherveränderungen eignen sich die jährlichen Messungen des Massenhaushalts und der Gletscherbewegung besser als die gemessenen Längenänderungen (Abb. 3). Die Reaktion des Zungenendes steht am Ende einer langen Prozesskette im komplexen dynamischen Verhalten eines Gletschers. Das Zungenende reagiert deshalb zeitlich verzögert auf Klimaveränderungen. Diese sogenannte Reaktionszeit wird in erster Linie von der Grösse und der Form eines Gletschers bestimmt.

Die über die gesamte Gletscherfläche verteilten und seit Beginn des Messprogramms vorgenommenen Messungen zeigen etwas differenziertere Resultate. Im Massenhaushalt zeichnete sich während den vergangenen 30 Jahren kaum ein Trend ab. Die vorhandene grosse Variabilität ist keinesfalls abnormal sondern wiederspiegelt direkt die natürliche jährliche Fluktuation der klimatischen Verhältnisse. Während bei den Messtandorten im Firngebiet mit allgemein geringen Geschwindigkeiten eine kontinuierliche Abnahme festzustellen ist, wird dieser Trend bei den restlichen Messstandorten durch eine Beschleunigungsphase, beginnend in der zweiten Hälfte der 1970er Jahre, überlagert. Diese Periode erhöhter Geschwindigkeit verläuft sehr parallel mit dem Vorstoss der Zunge (vgl. Abb. 2).

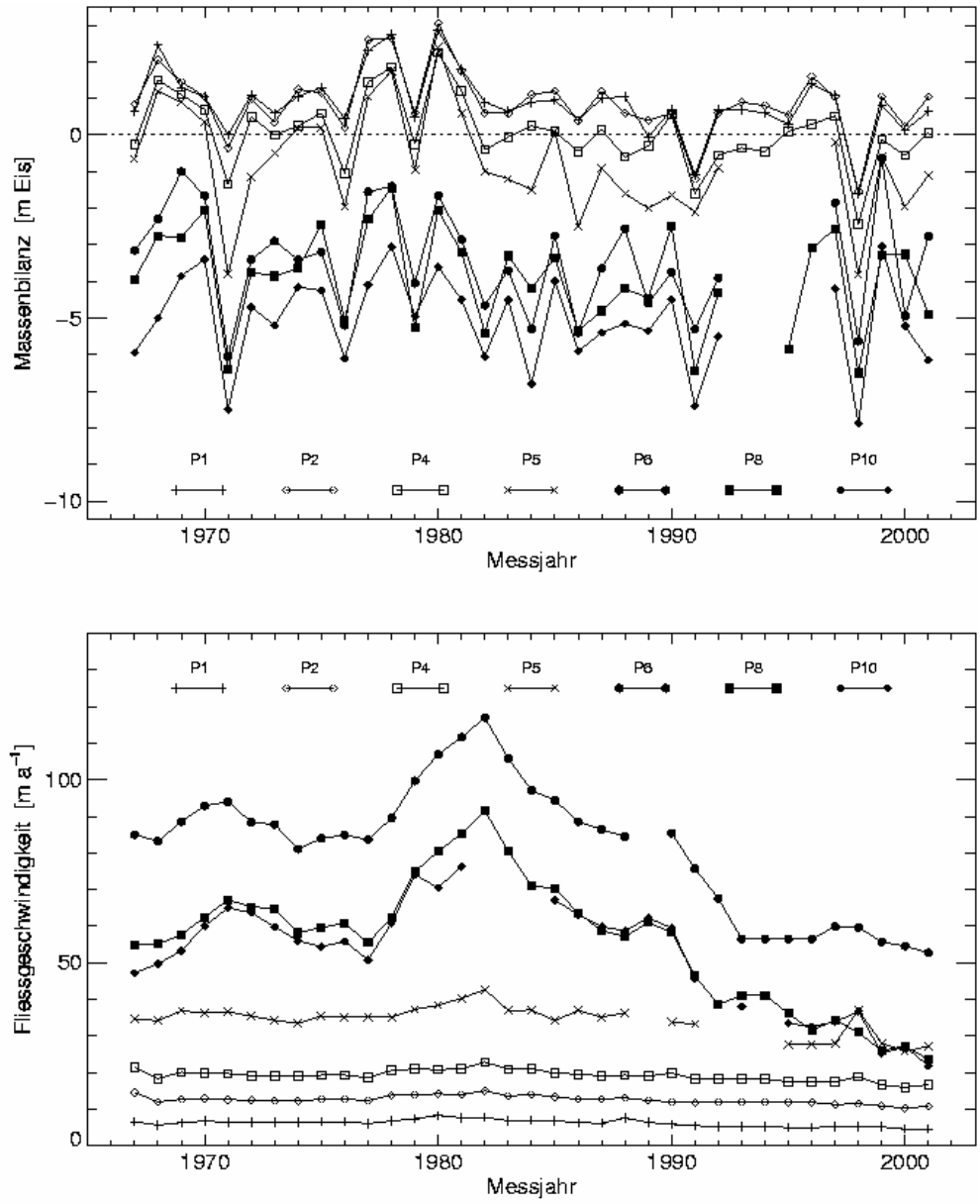


Abbildung 3 Messresultate des Massenhaushalts (oben) und der Bewegung (unten) an verschiedenen Orten auf dem Gletscher

Möglichkeit von Eisstürzen in den Stausee und deren Auswirkungen

Die Geschichte des Glacier de Giétro lehrt, dass während Vorstossphasen Eistrümmer bis zur Sohle des Haupttales gelangt sind und dort einen regenerierten Gletscher in Kegelform aufgeschüttet haben. Wenn sich in Zukunft wieder solche Eisstürze ereignen, werden sie in den See fallen. Für die Beurteilung der Sicherheit sind die Kubaturen der abstürzende Eismassen und der Absturzzeitpunkt entscheidend. Spätestens seit der Mattmark-Katastrophe ist bekannt, dass eine steile Gletscherzunge plötzlich abstürzen kann. Am 30. August 1965 löste sich der unterste Zungenteil des Allalingletschers und glitt über das felsige Vorgelände, das ein mittleres Gefälle von 50% (26.5 Grad) auf-

weist, auf die Baustelle des Staudammes Mattmark hinunter. Beim Glacier de Giétro entsteht bei einer grösseren abstürzenden Eismasse die Gefahr von Wellen, die über die Mauerkrone schwappen. Aus Sicherheitsgründen darf dies nicht vorkommen.

Untersuchungen der Bewegungsverhältnisse des Allalingletschers im Anschluss an die Mattmark-Katastrophe haben gezeigt, dass sich die gesamte Absturzmasse bereits vor dem Gletschersturz während 10 bis 14 Tagen mit einer erhöhten Geschwindigkeit von 1 bis 2 m pro Tag bewegt hatte. Vom Zustand einer Rutschung ausgehend stürzte ein Teil der Zunge ab. Der Begriff Rutschung bedeutet in diesem Zusammenhang, dass die Gleitkomponente gegenüber dem Anteil an viskosem Fliessen des Eises stark überwiegt, was insgesamt zu einem aussergewöhnlichen mechanischen Verhalten des Gletschers führt. Erst als Folge der Beobachtungen nach der Mattmark-Katastrophe ist die Rutschung als glaziologisches Phänomen erkannt worden. Es konnte beobachtet werden, dass sich Rutschungen fast alljährlich mehr oder weniger ausgeprägt wiederholten. Für die Situation am Glacier de Giétro wurde eine äusserst wichtige Erkenntnis über den zeitlichen Ablauf einer Rutschung gewonnen. Diese setzt nicht unvermittelt ein, sondern es erfolgt ein allmähliches Anwachsen der Geschwindigkeiten über viele Tagen oder gar Wochen.

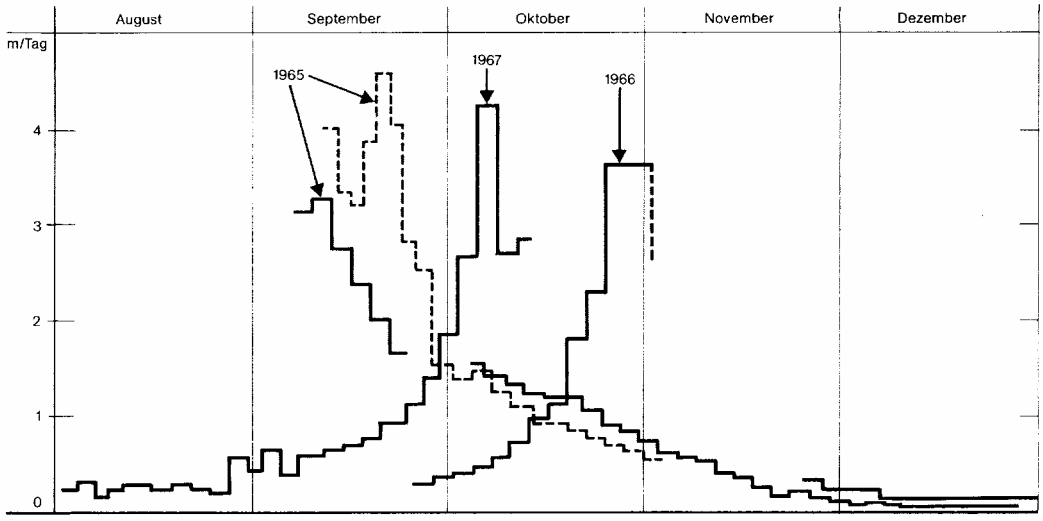


Abbildung 4 Aenderung der Geschwindigkeit (an Stangen gemessen) mit der Zeit während der Zungenrutschungen des Allalingletschers in den Jahren 1965-67 (nach Röthlisberger, 1981).

In Abbildung 4 wird dieses Phänomen anhand von gemessenen Geschwindigkeiten an der Gletscheroberfläche des Allalingletschers illustriert. Diese Messungen sind im Anschluss an die Mattmark-Katastrophe durchgeführt worden. Abbildung 4 zeigt, dass sich die Geschwindigkeiten im Laufe eines Monats gut verzehnfachen, von wenigen Dezi-

meter auf einige Meter pro Tag. Eingesetzt hat die Rutschung in verschiedenen Jahren zu unterschiedlichen Zeitpunkten, bis anhin aber immer im Sommer und Herbst; sie ist einheitlich im November wieder zum Stillstand gekommen.

Auch wenn bei einer Rutschung über Erscheinungsform und Frequenz einigermassen Klarheit herrscht, sind deren tiefere Ursachen noch immer unbekannt. Noch weniger kann über das seltene Phänomen Gletschersturz ausgesagt werden. Hier ist man auf reine Mutmassungen angewiesen. Mit Sicherheit liess sich für den Fall Allalingletscher 1965 nur sagen, dass die Rutschung eine notwendige, aber nicht hinreichende Bedingung für den Gletschersturz war. Für die Arbeiten am Glacier de Giétro, wo bisher keine analogen Gleiterscheinungen beobachtet wurden, mit deren möglichem Auftreten aber grundsätzlich gerechnet werden muss, ist der Umstand wichtig, dass am Allalingletscher die Phase der Beschleunigung bis zum Erreichen der hohen Geschwindigkeiten jeweils viele Tage, wenn nicht sogar Wochen gedauert hat. Daraus folgt, dass, sobald die ersten erkennbaren Anzeichen einer Rutschung feststehen, noch genug Zeit für die Einleitung und Durchführung der notwendigen Sicherheitsmassnahmen zur Verfügung steht.

Gestützt auf die Erfahrung am Allalingletscher kann die Situation am Glacier de Giétro solange als harmlos betrachtet werden, als keine Rutschung im Gang ist. Andererseits bedeutet eine Rutschung noch nicht, dass ihr ein Gletschersturz folgen wird. Sollte sich die Zunge des Glacier Giétro in Zukunft weiter zurückziehen, wird das Zungenende höher zu liegen kommen als bisher beobachtet. Dies bedeutet, dass für die künftigen Gletscherstände des Glacier de Giétro auf keine Erfahrung über sein vergangenes Fliessverhalten zurückgegriffen werden kann. Es sind also keine Aussagen möglich, ob in Zukunft eine Zungenrutschung am Glacier de Giétro wahrscheinlicher wird als in der Vergangenheit. Die Erfahrungen am Allalingletscher haben gezeigt, dass der Anrissgraben einer Rutschung stets in einer stark zerrissenen Zone, in welcher das Gletscherbett markant steiler ist, stattfand. Es handelt sich dabei um eine Zone, in welcher grosse Zugspannungen auftreten. Es konnte auch gezeigt werden, dass die mittlere Schubspannung am Anfang der bisher beobachteten Rutschungen rund 1.3 bar erreichte (Röthlisberger, 1981). Für den Glacier de Giétro sind Modellrechnungen durchgeführt worden, um für eine realistische zukünftige Gletschergeomtrie im Vergleich zur heutigen Situation die Veränderungen der Stabilitätsverhältnisse abzuklären. Mit realistischen Annahmen eines zukünftigen Massenbilanzszenarios wurde die Evolution der Gletschergeometrie bis ins Jahr 2020 berechnet (VAW, 1997). Diese Modellrechnungen haben

auch gezeigt, dass eine Zungenrutschung zum Abgleiten von Eismassen in der Grössenordnung von mindestens 1 Mio. m3 führen kann.

Das Ziel der bisher am Glacier de Giétro durchgeführten glaziologischen Untersuchungen war in erster Linie das Ausmass und die Wahrscheinlichkeit allfälliger Eisstürze zu ermitteln. In der Folge wurden die möglichen Auswirkungen im See und die Konsequenzen für die darunter liegende Talschaft untersucht (VAW, 1972). In einem hydraulischen Modell wurden dann die Wellenamplituden in Abhängigkeit der abstürzenden Gletschermassen bestimmt. Diese haben ergeben, dass Eisstürze erst mit Kubaturen über 0.75 Mio. m3 zu einem gefährlichen Ueberschwappen an der Staumauer führen.

Automatische Bewegungsregistrierung

Gefährliche Eisabbrüche vom Glacier de Giétro werden im Zuge einer Zungenrutschung erwartet. Eine allfällige Zungenrutschung lässt sich mit einer kontinuierlichen Messung der Bewegung erfahrungsgemäss rechtzeitig erkennen. Deshalb hat man gleich zu Beginn nach Möglichkeiten einer zuverlässigen automatischen und kontinuierlichen Bewegungsregistrierung gesucht. Es wurden verschiedene Messsysteme getestet. Schliesslich wurde eine mechanische Messanlage (Kryokinegraph) entwickelt und installiert (Röthlisberger und Aellen, 1970). Die Gletscherbewegung wurde dabei mit einem im Gletscher verankerten Stahlkabel zu einem auf Fels fixierten Messturm übertragen. Ein Spanngewicht sorgte für die notwendige Kabelspannung. Die Messwerte wurden über ein Stromkabel direkt ins Tal übermittelt. Die jederzeit verfügbaren Messergebnisse sowie die kaum eingeschränkte Funktionsweise bei schlechter Witterung waren die wichtigsten Vorteile dieses Messsystems. Zu den Nachteilen zählte, dass nur ein einzelner Punkt auf der Gletscherzunge erfasst werden konnte. Zudem war das Messverfahren nicht sehr genau (Jeanneret, 1996). Deshalb wurde im Sommer 1999 ein motorisierter Theodolit mit integriertem Distanzmesser in Betrieb genommen. Dieses Messverfahren, welches im Stande ist das Ziel automatisch zu erfassen, wurde schon mit Erfolg am Unteraargletscher eingesetzt (Bauder, 1998; Gudmundsson et al, 2000).

Die ganze Anlage wird vom Tal aus über eine Funkverbindung ferngesteuert. Solarzellen versorgen die Systemkomponenten im Gelände mit Energie. Das System erkennt und verfolgt sechs auf der Gletscherzunge verteilte Zielmarken automatisch (siehe Abb. 5) und die registrierten Messwerte werden sogleich ins Tal übermittelt. Zusätzlich zu den Zielmarken auf dem Gletscher werden vier Referenzmarken im umliegenden Gelände mitgemessen. Das optische Messverfahren des Theodoliten wird durch die witterungsabhängigen momentanen Luftverhältnisse beeinflusst. Die Referenzmarken dienen

in erster Linie zur Meteokorrektur der Messungen auf dem Gletscher und gleichzeitig lässt sich die Stabilität der Messstation überprüfen. Ein Messzyklus aller 10 Ziele wird stündlich gestartet und dauert wenige Minuten. Dieser hohe Rhythmus stellt sicher, dass auch bei schlechter Witterung mindestens ein brauchbarer Messwert pro Zielmarke und Tag erfasst wird. Im Gegensatz zum manuellen Vermessen mit dem Theodoliten ist der Betrieb bei schlechten Lichtverhältnissen eher möglich. Wie die Erfahrungen eindeutig zeigten, wurden realistische Resultate nicht nur bei vollständiger Dunkelheit, sondern auch bei witterungsbedingten, sehr diffusen Verhältnissen erzielt.



Abbildung 5 Automatischer Theodolit mit Solaranlage zur unabhängigen Stromversorgung (links) und auf einem in den Gletscher eingebohrten Aluminiumpegel angebrachte Messmarke (rechts)

Die hohe Messdichte stellt einige Anforderungen an die Datenverarbeitung. Da die stündlichen Aenderungen zum Teil kleiner sind als die Genauigkeit einer Einzelmessung, muss das Auswerteverfahren darauf Rücksicht nehmen. Das Ziel der Auswertung ist natürlich, alle registrierten Messwerte zu verwenden, um auf die gesamte vorhandene Information zurückgreifen zu können. Das unerwünschte, überlagerte hochfrequente Rauschen muss deshalb mit einer geeigneten Filterung eliminiert werden. Dies gelingt im vorliegenden Fall mit einer geglätteten Spline-Funktion, mit der die Relativbewegung interpoliert wird. Die Bestimmung der Geschwindigkeit vereinfacht sich insofern, als die Ableitungen der Spline-Funktionen im gleichen Arbeitsschritt gewonnen werden.

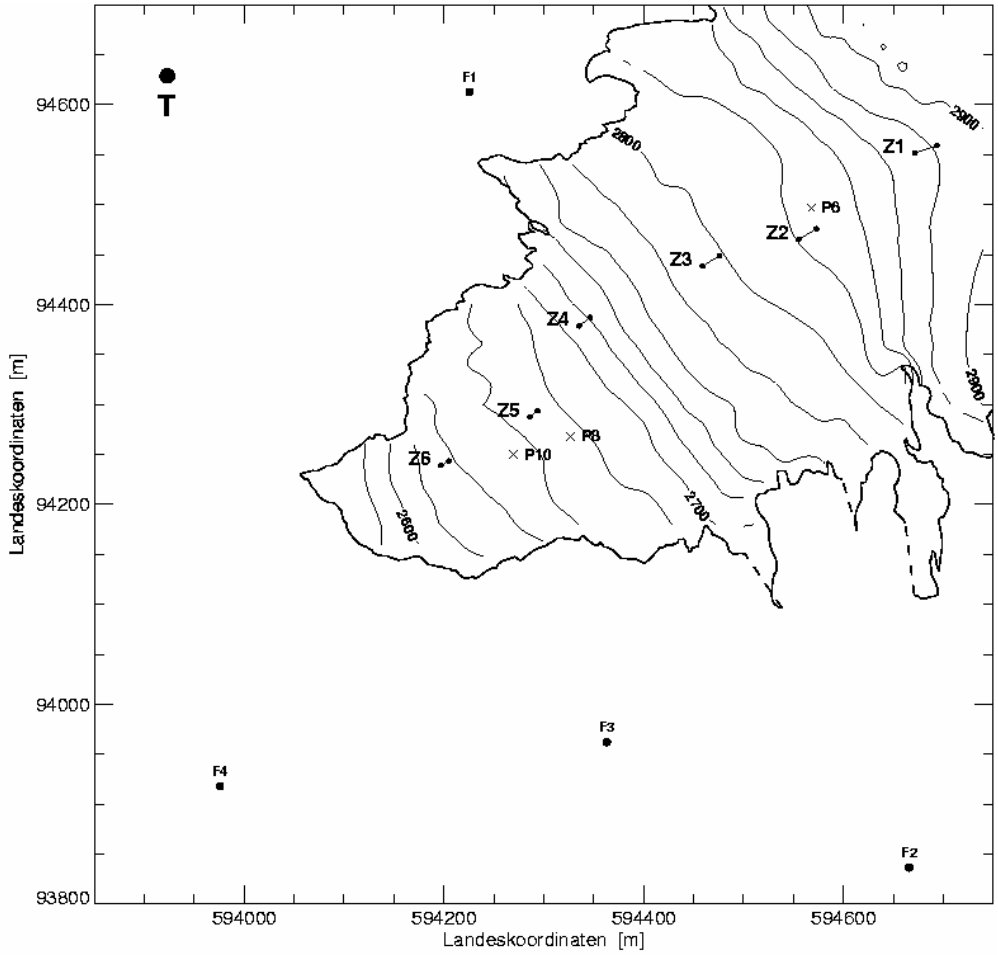


Abbildung 6 Zunge des Glacier de Giétro (Gletscherstand Herbst 2001) mit Lage des Theodolithen (T), der Referenzmarken (F1 - F4), der Zielmarken auf dem Gletscher (Z1 - Z6) und den jährlichen Ausgangspositionen der Messpegel (P6, P8, P10)

Abbildung 7 zeigt die berechneten Fliessgeschwindigkeiten an den sechs Zielmarken während der Messperiode 2001. Es sind keine kurzfristigen rutschungsähnlichen Bewegungszunahmen zu verzeichnen. Generell wird ein normales Geschwindigkeitsmaxima im Hochsommer erreicht. Auch kommt die unterschiedlich gute Wirkung der Filterung durch das Spline-Verfahren zum Ausdruck. Die Problematik bei der Filterung liegt in der Tatsache, dass die Spline-Funktion ein äquidistantes Intervall zur Glättung verwendet. Die Anforderung an das Auswerteverfahren, sowohl Perioden mit geringer Veränderungen als auch solche mit kurzfristigeren grösseren Variationen der Geschwindigkeit korrekt zu berücksichtigen, kann nicht vollumfänglich erfüllt werden. Die Ausreisser am 23. August sind auf Veränderungen der Stangenlänge und damit der Position der Zielmarke zurückzuführen.

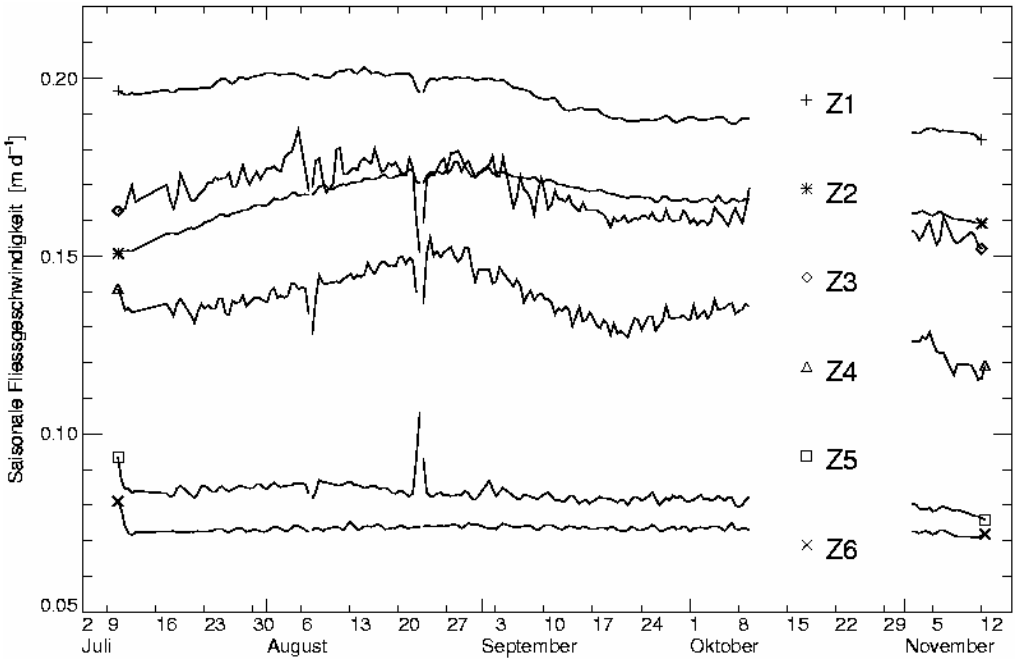


Abbildung 7 Saisonale Fliessgeschwindigkeiten auf der Zunge des Glacier de Giétro während des Sommers und Herbst 2001

Schlussfolgerungen

Modellrechnungen haben gezeigt, dass die Gletscheroberfläche im Zungengebiet bis im Jahr 2020 höchstwahrscheinlich um mindestens 30-40 m absinken und sich die Gletscherzunge dabei um rund 200 m weiter zurückziehen wird. Basierend auf den Erfahrungen am Allalingletscher und auf den Resultaten der Modellrechnungen, muss am Glacier de Giétro grundsätzlich auch noch in Zukunft mit einer Zungenrutschung gerechnet werden. Die Zungenrutschung war nur eine notwendige (aber nicht hinreichende) Bedingung beim Absturz der Zunge des Allalingletschers im Jahr 1965. Erst wenn sich die Zunge des Glacier de Giétro vollständig über die Steilstufe (rund 1 km) zurückgezogen hat, kann ein gefährlicher Gletschersturz weitgehend ausgeschlossen werden.

Das seit 1999 eingesetzte neue Messdispositiv zur automatischen und kontinuierlichen Überwachung der Bewegung auf der Gletscherzunge hat sich bewährt. Eine weitgehende Automatisierung der Datenauswertung mit dem Ziel einer vollautomatischen Überwachungsanlage wird zur Zeit geprüft.

Dank

Wir danken den Kraftwerken Mauvoisin und der Elektrizitätsgesellschaft Laufenburg, namentlich den Herren K. Seiler und P. Thomann für Ihr Interesse an unseren Arbeiten, die gute Zusammenarbeit und die finanzielle Unterstützung. Unzählige Personen, vor

allem Mitarbeiter der Kraftwerkgesellschaft, haben wesentlich zum Gelingen der durchgeführten umfangreichen Arbeiten beigetragen.

Literatur

Bauder A. (1998). Automatischer Theodolit auf dem Unteraargletscher. Jahresbericht, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) der ETH Zürich. p. 43-44.

Gletscherberichte. (1881-2001). "Die Gletscher der Schweizer Alpen, 1880 - 1999/2000". Glaziologische Kommission der Schweizerischen Akademie der Naturwissenschaften (SANW). Nr. 1 - 120. Vollständige bibliographische Angaben in "Jahrbuch der Glaziologischen Kommission (SANW)", herausgegeben durch die Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) der ETH Zürich.

Gudmundsson G. H., Bassi A., Vonmoos M., Bauder A., Fischer U. H. und Funk M. (2000). High-resolution measurements of spatial and temporal variations in surface velocities of Unteraargletscher, Bernese Alps, Switzerland. Annals of Glaciology, 31:63-68.

Jeanneret B. (1996). Mouvements enregistrés à la langue du glacier de Giétro de 1968 à 1995. Université de Lausanne, section de Géographie, Mémoire effectué au VAW sous la direction du Prof. J. Winistörfer.

Röthlisberger H. und Aellen M. (1970). Bewegungsregistrierung an der Zunge des Giétrogletschers. Schweizerische Bauzeitung 88(43):

Röthlisberger H. (1981). Eislawinen und Ausbrüche von Gletscherseen. in P. Kasser Ed., Gletscher und Klima - glaciers et climat, Jahrbuch der Schweizerischen Naturforschenden Gesellschaft, wissenschaftlicher Teil 1978. Birkhäuser Verlag Basel, Boston, Stuttgart.

VAW (1967). Mauvoisin - Glaziologie, Gletscheruntersuchungen im Zusammenhang mit den Anlagen der Kraftwerke Mauvoisin AG im Val de Bagnes: Bericht über die im Jahre 1966 ausgeführten Arbeiten und vorläufige Stellungnahme zur Sicherheit des Hängegletschers am Tournelon Blanc und des Glacier de Giétro. Bericht Nr. 55.02.7903. (Aellen M., unveröffentlicht), Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich. Im Auftrag der Elektro-Watt Ingenieurunternehmung AG, Zürich.

VAW (1972). Mauvoisin - Giétrogletscher, Studie über die Möglichkeit von Eisstürzen in den Stausee Mauvoisin und deren Auswirkungen. Bericht Nr. 55.03.7903, unveröffentlicht, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich. Im Auftrag der Elektrowatt AG.

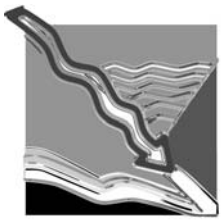
VAW (1997). Gletscherveränderungen im Val de Bagnes 1966-1996. Bericht Nr 55.04.7903 (M. Aellen, unveröffentlicht). Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich. Im Auftrag der Kraftwerke Mauvoisin AG.

VAW (1998). Mauvoisin - Giétrogletscher - Corbassièregletscher. Glaziologische Studien im Zusammenhang mit den Stauanlagen Mauvoisin. Bericht Nr 55.05.7903 (Funk. M., Hoelzle M. und Vieli A., unveröffentlicht). Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich. Im Auftrag der Elektrizitätsgesellschaft Lauffenburg AG.

VAW (2000). Inventar von gefährlichen Gletschern im Kanton Wallis. Bericht Nr. 7941.5.01 (Wegmann M. und Funk M., unveröffentlicht). Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich. Im Auftrag des Kantons Wallis.

Andreas Bauder, Martin Funk und Hermann Bösch
Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie
ETH Zentrum
Gloriastrasse 37 – 39
CH-8092 Zürich
bauder@vaw.baug.ethz.ch

Internationales Symposium 2002 in Zürich
MODERNE METHODEN UND KONZEPTE IM WASSERBAU
Organisiert von der Versuchsanstalt für Wasserbau,
Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich und
dem Schweizerischen Wasserwirtschaftsverband



Monitoring als Grundlage einer kostengünstigen Talsperrensanierung

Dr.-Ing. V. Bettzieche, Dipl.-Ing. C. Heitefuss

1 Einleitung

Seit mehr als 100 Jahren ist der Ruhrverband im Einzugsgebiet der Ruhr für die Wasserversorgung zuständig. Vornehmlich zur Sicherstellung der Versorgung des Ruhrgebiets betreibt er 8 Talsperren mit einem Gesamtstauraum von mehr als 470 Mio. m³. Im Juni 1997 wurde die fast 100 Jahre alte Ennepetalsperre vom Ruhrverband übernommen, da der vormalige Eigentümer finanziell nicht in der Lage war, die Staumauer an den Stand der Technik anzupassen. Wichtigster Bestandteil der Sanierung war die Auffahrung eines Kontroll- und Drainagestollens mit Hilfe einer Tunnelbohrmaschine [7].

Voraussetzung für die gewählte Sanierungsvariante war die Genehmigung der Talsperrenaufsicht. Diese forderte sowohl den Nachweis der Machbarkeit (a priori), der auf der Grundlage von numerischen Modellen geführt werden konnte, als auch die nachträgliche Bestätigung des Sanierungserfolges (a posteriori) durch entsprechende Messungen.

2 Entwicklung eines Sanierungskonzeptes

Wie viele alte Bruchsteinmauern besaß auch die Ennepestaumauer einen wasserseitigen Dichtungsanstrich und ein Drainagesystem. Diese Drainagerohre versinterten jedoch im Laufe der Jahre und wurden letztendlich im Zuge einer Sanierung 1959 verpresst.

Der Entwurf der Ennepestaumauer stammte von Prof. Intze, der aufgrund des Dichtungs- und Drainsystems keinen Wasserdruck im Inneren der Staumauer und in der Sohlfuge vorgesehen hatte. Der Wegfall der Drainagewirkung führte jedoch zum Eindringen von Wasser und so zu einem statisch ungünstigen Auftrieb im Mauerkörper. Dieses Phänomen wurde Anfang der 80er Jahre an der Ennepestaumauer wie an vielen gleich alten Bruchsteinmauern festgestellt. Die Aufsichtsbehörden verfügten eine sofortige Absenkung der Talsperre und eine Anpassung an die allgemein anerkannten Regeln der Technik.

Der damalige Eigentümer der Ennepetalsperre ließ von verschiedenen Ingenieurbüros Sanierungsvarianten erarbeiten. Eine der vorgesehenen Lösungen bestand in der Abdichtung der Staumauer durch eine wasserseitige Vorsatzschale (s. Abbildung 1). Eine Variante, die an mehreren Staumauern erfolgreich

realisiert wurde und für die Ennepestaumauer Kosten von etwa 40 Mio. € verursacht hätte.

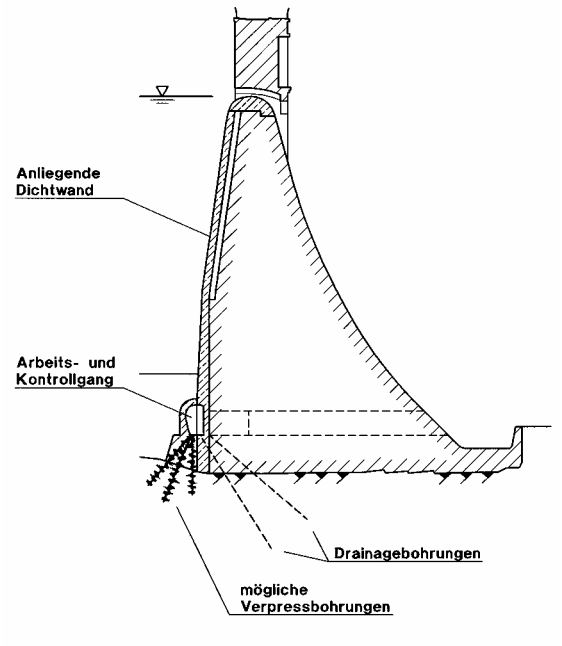


Abbildung 1: Ältere Sanierungsvariante mit einer Beton-Vorsatzschale

Da der Eigentümer diese Mittel nicht aufbringen konnte, übernahm der Ruhrverband 1997 die Ennepetalsperre mit der Verpflichtung, die Staumauer zu sanieren. Das vom Ruhrverband vorgelegte neue Sanierungskonzept sah die Reduzierung des unplanmäßigen Auftriebs vor (s. Abbildung 2) durch:

- Auffahrung eines Drainage- und Kontrollstollens im Bereich der Gründungsfuge,
- unter Vollstau, d.h. voller Betriebsfähigkeit der Talsperre und
- der Einrichtung eines Drainagesystems im Mauerkörper

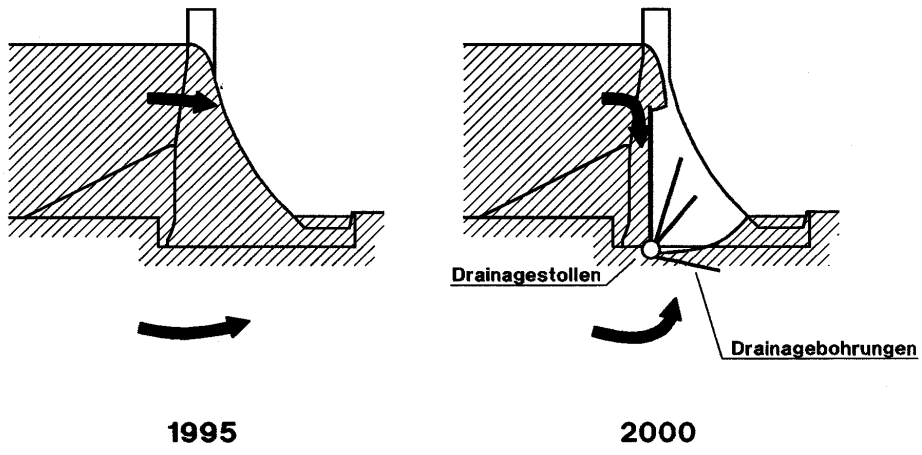


Abbildung 2: Konzept der Sanierung der Ennepestaumauer

Die Sanierungskosten konnten mit nur noch 20 Mio. € veranschlagt werden, einschließlich

- des Relinings der Einlaufstollen, sowie Einrichtung eines Revisionsverschlusses,
- der Erneuerung der Einlaufverschlüsse und Grundablassleitungen und
- der Erneuerung der Trinkwasserentnahmeeinrichtungen.

Das Sanierungskonzept wurde genehmigungsfähig vervollständigt und der Talsperrenaufsicht vorgelegt. Diese stimmte der Vorgehensweise zu unter dem Vorbehalt der nachträglichen Verifikation der getroffenen Annahmen auf der Grundlage von durchzuführenden Messungen.

3 Voruntersuchungen mit Hilfe von FEM-Modellen

Die Sanierungsplanung beruhte auf verschiedenen numerischen Modellen, mit denen untersucht wurde, ob die Standsicherheit der Staumauer wieder erreicht werden könnte. Erst aufgrund der positiven Prognose dieser Simulationen (a priori) erlaubten die Aufsichtsbehörden 1998 die Auffahrung eines Drainagestollens unter der Staumauer.

Drei Modelle, basierend auf der Methode der Finiten Elemente (FEM), wurden eingesetzt:

- ein Strömungsmodell zur Abbildung der Durchsickerung und Ermittlung der Wasserdruckkräfte im Inneren des Mauerkörpers,
- ein Wärmeflussmodell zur Quantifizierung des jahreszeitlichen Temperatureinflusses und der hieraus resultierenden Eigenspannungen im Bauwerk,
- ein Rissmodell zum Nachweis der Standsicherheit und Rissfreiheit, im Wesentlichen unter den anhand der ersten beiden Modelle ermittelten Belastungen.

3.1 Strömungsmodell

Ein repräsentativer Mauerquerschnitt samt Intzekeil sowie ein Ausschnitt des Untergrundes wurden durch ein ebenes FE-Modell abgebildet, das auch die Porenwasserdruckgeber berücksichtigte. Den verschiedenen Materialbereichen (Mauerwerk, Intzekeil, Fels) wurden Durchlässigkeiten zugeordnet, die anhand von hydrogeologischen Untersuchungen festgestellt worden waren. Schon bei der anschließenden Eichung des Strömungsmodells zeigte sich, dass der obere Felshorizont durchlässiger sein musste als das Mauerwerk selbst. Mit Hilfe des geeichten Modells konnte die Durchströmungssituation für unterschiedliche Stauhöhen, einschließlich verschiedener Hochwasserszenarien, berechnet werden (s. Abbildung 3).

Wesentlicher Bestandteil der Modelluntersuchung war der Nachweis der flächigen Wirkung der senkrechten Dränagebohrungen, die fächerförmig im Abstand von 4 m angeordnet sind. Hierzu wurde ein dreidimensionales Strömungsmodell erstellt. Abbildung 4 verdeutlicht die errechneten Druckdifferenzen zwischen der Ebene, in der die Drainagen eingerichtet sind und der Ebene mittig

zwischen den Drainagefächern. Die flächige Wirkung ist dadurch belegt, dass die Druckunterschiede nur im Nahbereich der Bohrungen signifikant sind.

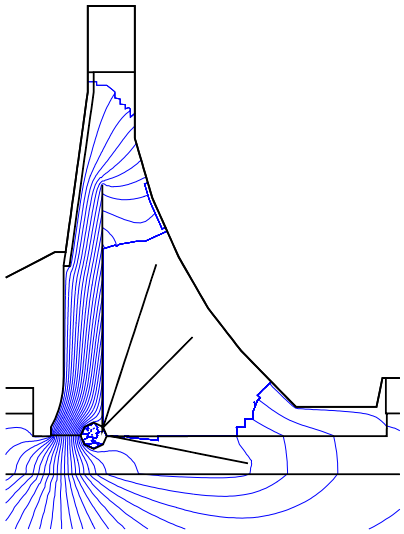


Abbildung 3: Isogleichen der Porenwasserdruckhöhen bei Vollstau

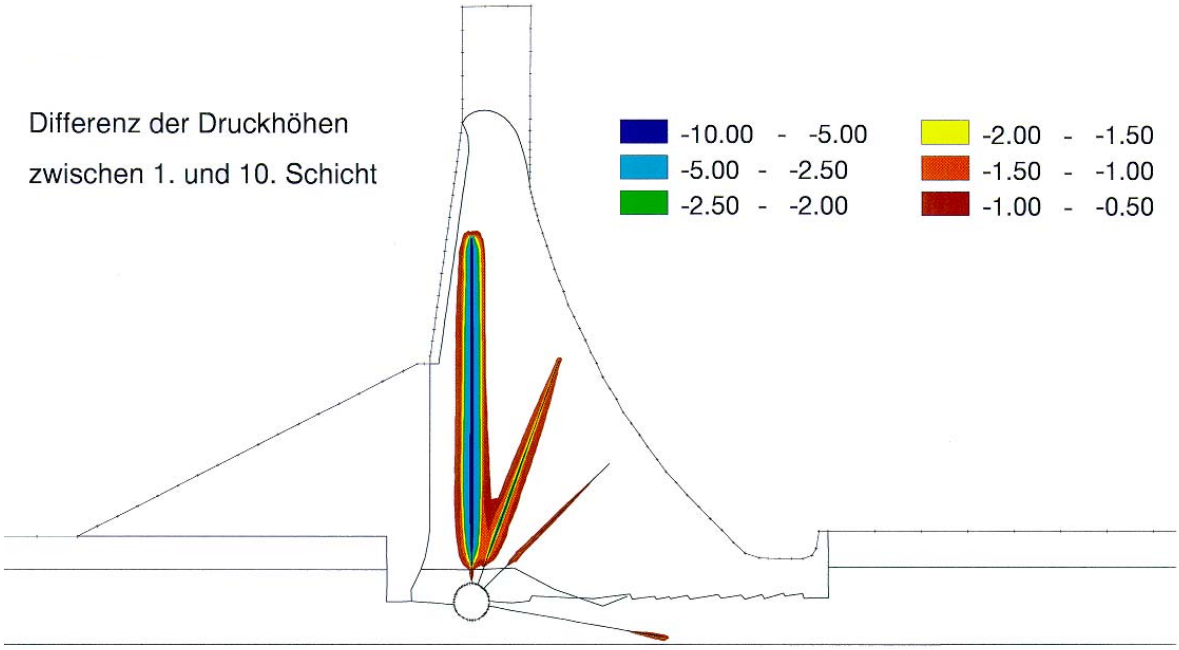


Abbildung 4: Differenzen der Porenwasserdruckhöhen (in m Ws) zwischen der Schnittebene der Drainagen und der Schnittebene zwischen den Drainagen

3.2 Wärmeflussmodell

Zur Berechnung des Wärmeflusses wurde ein FE-Modell erstellt, das im gleichen Schnitt wie das Strömungsmodell liegt. Für die Berechnung des Wärmeflusses wurden von jedem Material die drei Kennwerte - Dichte, Wärmeleitfähigkeit und Wärmekapazität - benötigt. Während die Dichte von Fels, Mauerwerk und Intzekeil ausreichend bekannt waren, mussten die speziell zur Berechnung des Wärmeflusses benötigten Materialdaten der Literatur [1] entnommen werden (s. Tabelle 1).

Material	**Dichte**	**Wärmeleitfähigkeit**	**Wärmekapazität**
Einheit	**g / cm³**	**W / (m * K)**	**kJ / (kg * K)**
Staumauer	2,37	3,32	0,71
Fels	2,70	3,00	0,43
Lehm des Intzekeils	2,00	1,20	1,38

Tabelle 1: Materialwerte bei der Simulation des Wärmeflusses

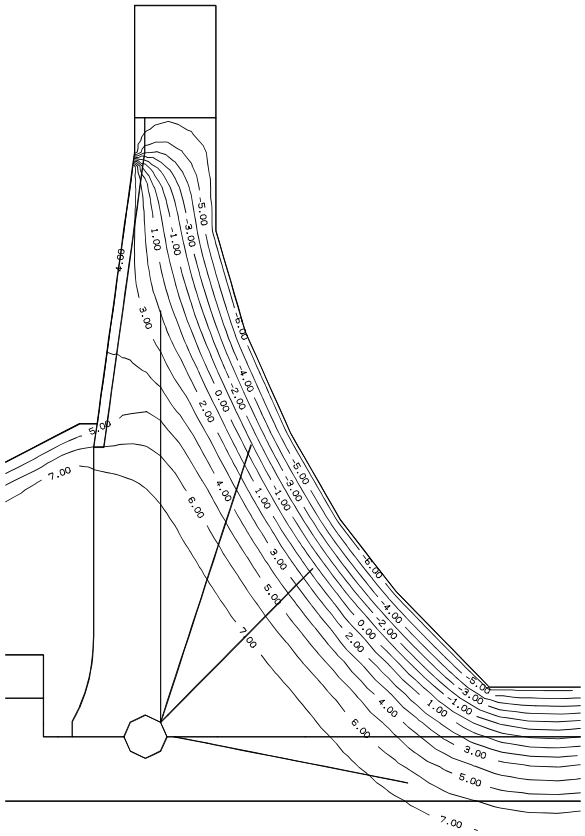


Abbildung 5: Temperaturverteilung im Staumauerkörper in einem extremen Winter

Die Luft- und Wassertemperaturen wurden mit ihrem zeitlichen Verlauf als Randbedingungen an den jeweiligen Bereichen der Maueroberfläche sowie an der Oberkante des Intzekeils und des Untergrundes eingegeben. Hierbei war die gleichfalls wechselnde Stauhöhe zu berücksichtigen.

Für die Ennepestaumauer wurden zwei Szenarien simuliert:

- mittlerer Jahresgang der Temperatur und
- seltenes Temperaturereignis extrem kalter Winter (durchschnittliche Wiederholzeitspanne von 200 Jahren).

3.3 Rissmodell

Der Standsicherheitsnachweis einer Staumauer ist in Deutschland nach DIN 19700 Teil 11 zu führen (s.a. [2]). Die Norm unterscheidet drei Bemessungsfälle, für die verschiedene Lastfälle mit unterschiedlichen Widerlagerzuständen zu kombinieren sind. Maßgeblich sind meist die Bemessungsfälle I und III.

Im Bemessungsfall I sind vor allem ständig wirkende Lasten zu berücksichtigen. Hierzu gehören neben den Eigenlasten der Wasserdruck aus der gefüllten Talsperre sowie Temperaturänderungen. Entscheidendes Bemessungskriterium wird meist die Forderung des Ausschlusses von vertikalen Zugspannungen bzw. horizontalen Rissen an der Wasserseite der Mauer.

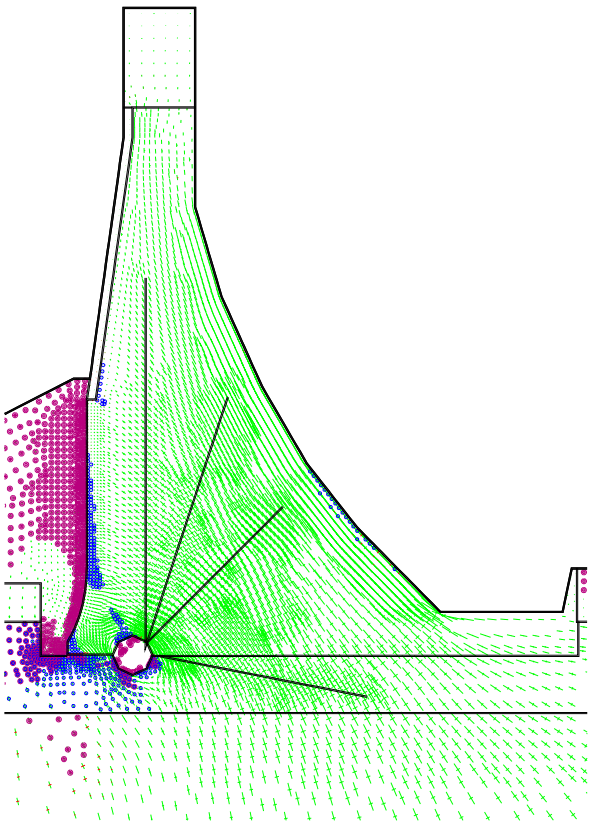


Abbildung 6: Hauptspannungstrajektorien und Risszonen in der Staumauer bei extremem Hochwasser

Der Bemessungsfall III betrachtet Extremsituationen wie den Stau bis zur Mauerkrone während eines extremen Hochwassers. In diesen selten auftretenden Situationen ist eine klaffende Fuge bis zur Mauermitte zugelassen. Da das Talsperrenwasser in diese Fuge eintreten wird, muss der zugehörige Wasserdruck in der Fuge berücksichtigt werden.

Für die Ennepestaumauer wurde der Standsicherheitsnachweis entsprechend geführt. Die Wirkungen der Wasserlast und Temperatureinflüsse konnten anhand der beschriebenen Simulationen realistisch berücksichtigt werden.

Es zeigte sich, dass die Eigenspannungen der Staumauer im Winter zu einer deutlichen Verminderung der Druckspannungen an der Wasserseite führen. Im Bemessungsfall I, also bei gefüllter Talsperre, reduzieren diese Temperatureigenspannungen sowie die aus dem Wasserdruck an der Wasserseite resultierenden Zugspannungen die Druckspannungen aus dem Eigengewicht der Mauer nahezu auf Null an der Wasserseite der Staumauer. Ein Riss oder eine klaffende Fuge tritt jedoch nicht auf.

Bei einem extremen Hochwasser des Bemessungsfalls III und entsprechend höherem Wasserstand in der Talsperre entstehen jedoch vertikale Zugspannungen an der Wasserseite der Mauer. Da diese zumindest rechnerisch nicht aufgenommen werden können, ist die Wirkung der an diesen Stellen auftretenden Risse zu untersuchen. Durch den Riss ändert sich das Strömungsbild des Wassers in der Staumauer, so dass eine erneute Strömungsberechnung durchgeführt werden muss. Mit den veränderten Lasten erfolgt eine erneute Berechnung und ggf. weitere Iterationen, bis ein stationärer Zustand erreicht ist. Wird dann die Bedingung der Klaffung bis zur Mauermitte eingehalten, so ist der Standsicherheitsnachweis auch für die Extremsituation im Wesentlichen geführt. Dies konnte für die Ennepestaumauer gezeigt werden.

4 Messeinrichtungen

Zur Überwachung des Sanierungserfolgs wurden nach Fertigstellung des Kontroll- und Drainagestollens entsprechend den Empfehlungen des ATV-DVWK Merkblatts [1] verschiedene Messeinrichtungen in die Ennepestaumauer eingebaut. Diese sollen zunächst den Sanierungserfolg überwachen und in der anschließenden Betriebszeit die nachhaltige Wirkung kontrollieren. Im Wesentlichen wurden folgende Messeinrichtungen installiert (s. Abbildung 7):

- 2 Lotanlagen, jeweils aus Schwimm- und Gewichtslot bestehend,
- 2 Messquerschnitte mit insgesamt 40 Temperaturfühlern,
- 2 Messquerschnitte mit insgesamt 18 Schwingsaitenpiezometern zur Überwachung der Porenwasserdrücke (s. Abbildung 8),
- 3 Thomsonwehre zur Überwachung der Sickerwassermengen sowie
- ein geodätisches Messsystem mit 40 Objektpunkten auf der luftseitigen Maueroberfläche

Alle Messwerte werden elektronisch erfasst und können vom Talsperrenbetrieb und der Hauptverwaltung des Ruhrverbands fernabgefragt werden.

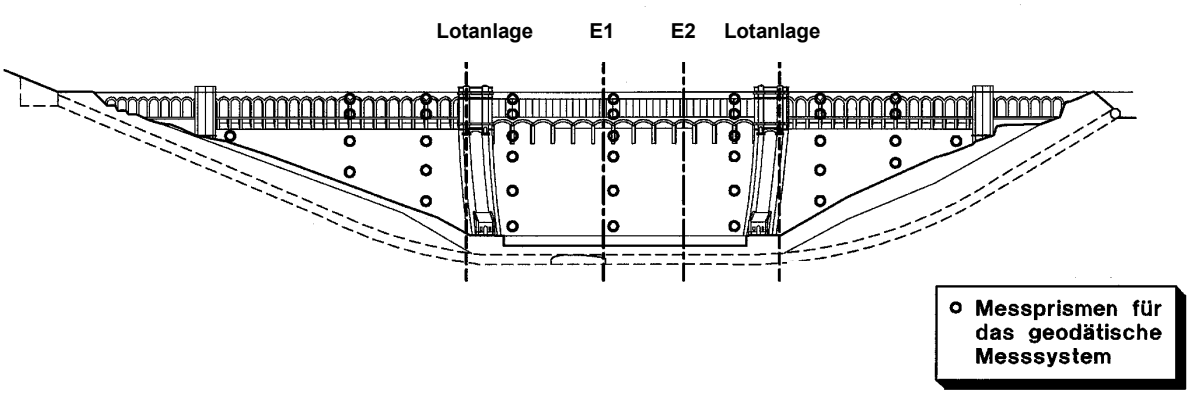


Abbildung 7: Messeinrichtungen der Ennepestaumauer

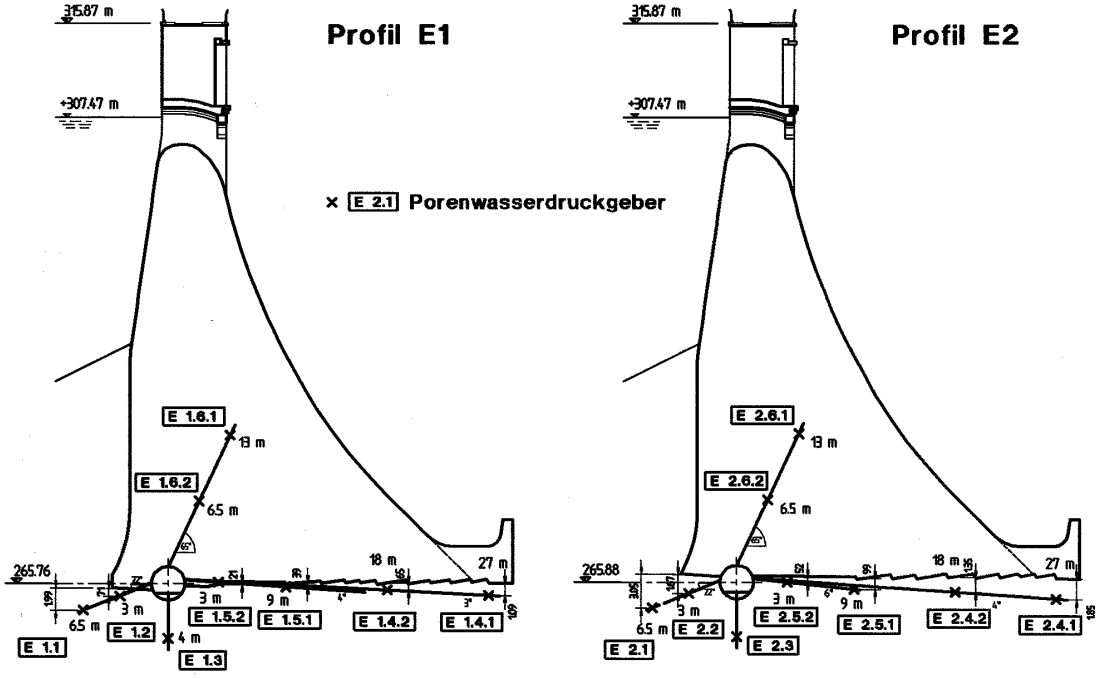


Abbildung 8: Porenwasserdruckgeber in der Ennepestaumauer

5 A posteriori Untersuchungen

Zusätzlich zu den Messungen an den beschriebenen Messeinrichtungen wurden die Wassermengen gemessen, die aus jeder einzelnen Drainagebohrung ausflossen.

Ein Vergleich dieser Messungen mit den anhand des Strömungsmodells erwarteten Werten ergibt sich durch die Mittelung der gemessenen Bohrlochabflüsse (s. Tabelle 2). Die an den Drainagen im Mauerwerk gemessenen Mengen liegen bei etwa 10% der Prognosen des Modells. Die Staumauer ist also dichter als in der Berechnung angenommen. Die Sickerwasserwerte der Stollenober-

fläche sind von gleicher Größenordnung wie in der Berechnung. Hier fließt das Wasser dem Stollen durch den Untergrund zu, dessen Durchlässigkeit den Annahmen entspricht.

	Strömungsmodell	**Messung**
	l/min	Mittel je Bohrung l/min
Versickerung aus der Talsperre	11,3	?
Versickerung aus dem Tosbecken	0,3	?
Aussickerung Luftseite	0,2	?
vertikale Drainage (1)	2,9	0,30
70° Drainage (2)	0,5	0,01
45° Drainage (3)	0,1	0,00
Sohldrainage (4)	0,7	0,04
Stollenoberfläche	7,2	3,85

Tabelle 2: Ergebnisse der vorläufigen Sickerwassermessung an den 19 Drainagefächern in Mauermitte, bezogen sich auf einen Drainagefächer, also auf 4 m Länge entlang des Stollens

Auch die Druckmessungen wurden laufend ausgewertet (s. Abbildung 9) und bestätigten schnell den Sanierungserfolg:

1. Der Mauerkörper der Staumauer ist wesentlich trockener als in den Strömungsberechnungen und in der statischen Untersuchung angenommen. Ein nennenswerter Porenwasserdruck ist im Mauerkörper nicht vorhanden.
2. Der Kontrollstollen selbst sorgt für eine weitreichende Dränung der Mauer und des Untergrunds. Im Zusammenwirken mit dem durchlässigen oberen Felshorizont reduziert er den Sohlenwasserdruck und den Wasserdruck im Untergrund.
3. Durch die Einrichtung der Drainagen wurde der Mauerkörper nachhaltig vom Wasserdruck entlastet.
4. Wasserseitig der Staumauer und im Fels unter dem wasserseitigen Mauerfuß findet ein schneller Abbau des Wasserdruck statt.
5. Insgesamt belegen die Messungen den Erfolg der Sanierungen und den Ansatz des Porenwasserdrucks in der Vorstatik.

Diese Ergebnisse bestätigten sich auch in der weiteren Beobachtung. Der Vergleich der Messergebnisse mit der Annahmen der Vorab-(a priori)Simulationen belegt den Sanierungserfolg und dient als Grundlage der Talsperrenüberwachung in den nächsten Betriebsjahren.

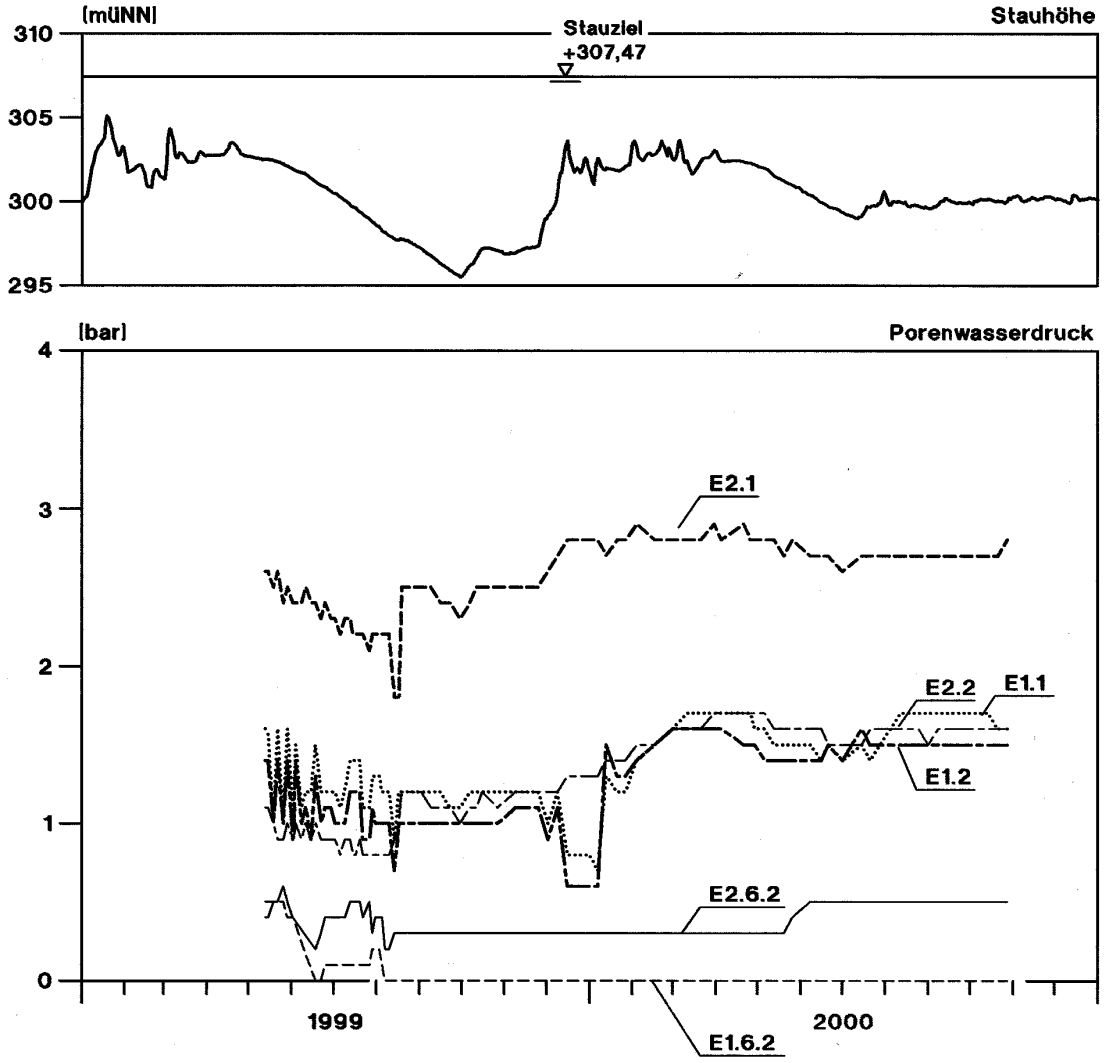


Abbildung 9: Messwerte des Porenwasserdrucks

6 Schlussfolgerungen

Bei der Anpassung der Ennepetalsperre an die a.a.R.d.T. wurde ein neuartiger Weg beschritten. Mit Hilfe von numerischen Simulationen und Messungen sowie einem neuen Verfahren zum Vortrieb des Stollens konnten die Sanierungskosten von 40 Mio. € auf 20 Mio. € halbiert werden. Nach Abschluss der Arbeiten wird die Talsperre wieder für Jahrzehnte ohne Einschränkungen betrieben werden können. Sie wird dann aus technischer Sicht einem neuen Bauwerk gleichen.

7 Literatur

[1] ATV-DVWK; Meß- und Kontrolleinrichtungen zur Überprüfung der Standsicherheit von Staumauern und Staudämmen; DVWK-Merkblätter zur Wasserwirtschaft, Heft 222; 1991

[2] ATV-DVWK; Berechnungsverfahren für Gewichtsstaumauern - Wechselwirkung zwischen Bauwerk und Untergrund; DVWK-Merkblätter zur Wasserwirtschaft, Heft 242; 1996

[3] Bettzieche, V.; Temperaturmessungen und -berechnungen am Beispiel einer alten Gewichtsstaumauer, Wasserwirtschaft 87, Heft 3, 1997

[4] Bettzieche, V.; Erfahrungen bei der messtechnischen Überwachung von Talsperren; Scientific Reports; Journal of The Mittweida University of Technology and Economics; Volume III, Mittweida, 1/1997

[5] Bettzieche, V., König, C., Könke, C.: Simulation of hydrofracturing in masonry dam structures; XIII International Conference on Computational Methods in Water Resources; Calgary, Canada; Juni 2000

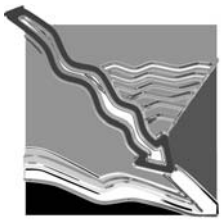
[6] Bettzieche, V.; Temperaturmessung in einer Staumauer mittels Glasfaserkabel, Wasserwirtschaft 91, Heft 3, 2001

[7] Heitefuss, C., Rissler, P.; Upgrading of the Ennepe dam; Hydropower & Dams Issue Two; Volume six; 1999

Dr.-Ing. Volker Bettzieche, Leiter der Abteilung Talsperrenüberwachung und Geotechnik, Ruhrverband, Kronprinzenstr. 37, 45128 Essen, vbe@ruhrverband.de

Dipl.-Ing. Christian Heitefuss, Leiter der Zentralabteilung Talsperrenwesen, Ruhrverband, Kronprinzenstr. 37, 45128 Essen, chi@ruhrverband.de

Internationales Symposium 2002 in Zürich
MODERNE METHODEN UND KONZEPTE IM WASSERBAU
Organisiert von der Versuchsanstalt für Wasserbau,
Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich und
dem Schweizerischen Wasserwirtschaftsverband



Innovative Lösungen für die Bewirtschaftung von Staubecken

Optimierung der Energieproduktion, der Bezüge von Spitzenenergie und der Pegelabsenkung / - aufstauung

Martin Wolf; Dipl. El. Ing. HTL

1 Einleitung

In Mitteleuropa sind die Wasserkraftwerke weitgehend gebaut. Wir befinden uns in einem Erneuerungsumfeld, wo einerseits die bestehenden Anlagen automatisiert werden, um die Betriebskosten zu minimieren. Andererseits werden grosse Anstrengungen unternommen, die vorhandene potentielle Energie wirtschaftlicher zu nutzen. Es werden zum Beispiel wirkungsgradoptimierte Maschinen eingesetzt um mehr elektrische Energie erzeugen zu können.

In Flusskraftwerken steht meist wenig bis kein Spielraum zur Verfügung um die zufliessende hydraulische Energie zu speichern und zu einem gewünschten Zeitpunkt zu verarbeiten und in elektrische Energie umzuwandeln. In Speicherkraftwerken möchte der Betreiber jedoch die erfasste hydraulische Energie zu möglichst optimalen Zeitpunkten einsetzen um wirtschaftlich den grösstmöglichen Ertrag zu erzielen. Für den optimalen Einsatz der Energie müssen dauernd Faktoren, wie Zufluss, vorhandenes Speichervolumen, Verbrauch, Verbrauchsspitzen usw. beachtet werden. Im weiteren gilt es jederzeit, die gemäss Konzessionen vorgegebenen Randbedingungen, wie Restwasserauflagen, Auffangen von schnellen Zuflussänderungen, Begrenzung von maximalen Pegel- und Abflussänderungsgeschwindigkeiten usw., einzuhalten. Die Regulierung einer Anlage, optimiert auf hydraulische und gleichzeitig auf energietechnische Führungsgrössen unterliegt einer starken gegenseitigen Beeinflussung und ist zum Teil sogar widersprüchlich.

Um diesen Bedürfnissen optimal gerecht zu werden, sind innovative Automatisierungs-Konzepte gefragt. Im folgenden Beitrag befassen wir uns mit der Bewirtschaftung von Staubecken, die als Tages- oder Wochenspeicher eingesetzt werden. Die Speicher können zur Energieproduktion in gewünschten Zeitfenstern während des Tages-/Wochenverlaufes oder zur Deckung von Leistungsspitzen abgesenkt bzw. wieder aufgestaut werden.

2 Systemdefinition und Anforderungen

2.1 Bewirtschaftungssystem

Ein Bewirtschaftungssystem ganzheitlich betrachtet setzt sich aus dem hydraulischen und dem elektrischen Energiefluss zusammen. Gekoppelt sind die beiden Teile über den Energiewandler Pumpe/Turbine – Generator. In der folgenden Systemdefinition gehen wir speziell auf Bewirtschaftungen von Staubecken

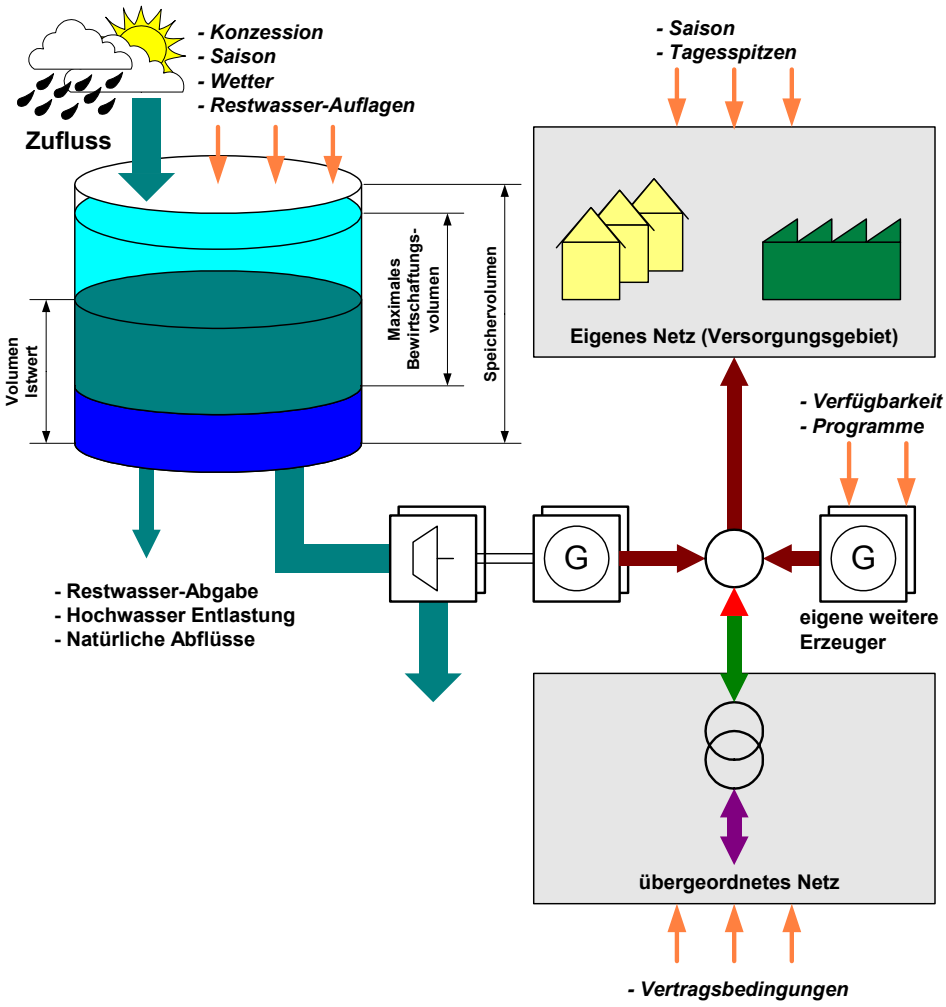


Abbildung 1

ausschliesslich durch Eigenerzeugung ein. Die Anforderungen an eine Anlage mit möglichem Pumpspeicherbetrieb sind grundsätzlich gleich. *(Vgl. Kap. 2.3 Anforderungen an die Bewirtschaftungsfunktionen)* Auf der Lösungsseite bieten sich jedoch mehr Freiheiten, da es zu bestimmten Zeitpunkten wirtschaftlicher ist, Energie aus dem übergeordneten Netz zu beziehen um damit das vorhandene Bewirtschaftungsvolumen besser auszunützen.

2.2 Systemdefinition

Auf der hydraulischen Seite gehen wir von einem bewirtschaftbaren Stauraum aus, der mit einem bestimmten Speichervolumen und einem maximalen Bewirtschaftungsvolumen definiert ist. Das maximale Bewirtschaftungsvolumen kann dabei zeitabhängig variabel sein.

Auf der elektrischen Seite gehen wir von einem oder mehreren steuerbaren Erzeugern aus, die innerhalb des Bewirtschaftungssystems mit der hydraulischen Seite gekoppelt sind. Das eigene Netz und weitere Erzeuger betrachten wir vorerst als nicht beeinflussbar, sie treten in unserem System als Störgrössen auf. Damit die elektrische Energiebilanz jederzeit ausgeglichen ist, muss über das übergeordnete Netz (Verbundnetz) sowohl Energie bezogen als auch zurückgeliefert werden können.

2.3 Anforderungen an die Bewirtschaftungsfunktionen

Die wichtigsten Bedürfnisse eines Anlagenbetreibers und damit auch die Hauptanforderungen an die Bewirtschaftungsfunktionen eines Automatisierungssystems lauten:

- Produktion von elektrischer Energie während wirtschaftlich vorteilhaften Zeitfenstern. (z.B. Hochtarifzeit)
- Kurze Reaktionszeiten für die Deckung von Bezugsspitzen (Spitzenlastdeckung)
- Minimierung der Kosten für Fremd-Energiebezüge aus dem übergeordneten Netz
- Energieerzeugung nach geplanten Lastprofilen
- Optimale Nutzung des verfügbaren Bewirtschaftungsvolumens
- Sichere Hochwasserentlastung mit minimalen Wasserverlusten
- Passende Protokollierung der Produktions- und Bezugsdaten für die Produktionsplanung
- und weitere

Um diese Anforderungen erfüllen zu können, werden eine oder eine Kombination der folgenden Bewirtschaftungsfunktionen eingesetzt:

Absenk- / Aufstauregelung	Absenken des Staupegels zur maximalen Energieproduktion während einer definierten Absenkzeit (z.B. Hochtarifzeit) $Q_{Abfluss\ Soll} = f(Q_{Zufluss};H_{Ist};H_{Soll})$
Blockleistungsregelung	Betrieb nach vorgegebenen Leistungsblöcken zur Leistungsregulierung nach betreiberdefiniertem Programm
Spitzendeckungsregelung	Kurzzeitig erhöhte Energieproduktion zur Minimierung des Bezugs von Spitzenenergie

Die Bewirtschaftungsfunktionen werden immer in Kombination mit den traditionellen Regelfunktionen für Pegel- und Abflussregulierung eingesetzt. Damit wird die Verarbeitung der hydraulischen Energie unter Einhaltung der durch die Konzession vorgegebenen Randbedingungen (Restwasserauflagen, Auffangen von schnellen Zuflussänderungen, Begrenzung von maximalen Pegel- und Abflussänderungsgeschwindigkeiten usw.) sichergestellt.

Pegelregelung	Stauhaltung bzw. kontrollierter Aufstau auf vorgegebenes Stauziel
Abflussregelung	Kontrollierte Abgabe gemäss vorgegebenen Abflusssollwerten, Restwassermengen nach maximalen Abflussänderungsgeschwindigkeiten unter Einhaltung von Pegelgrenzwerten

3 Beschreibung der Bewirtschaftungsfunktionen

3.1 Absenk-/Aufstauregelung

Mit der Bewirtschaftungsfunktion Absenk-/Aufstauregelung wird die maximale Energie während der Absenkzeit produziert, die es ermöglicht, in der darauf folgenden Aufstauzeit mit parametrierbarer minimaler Abflussmenge, den Speicher wieder auf das Stauziel aufzustauen.

Als Parameter gibt der Betreiber der Regelung pro Beobachtungsperiode die Absenkstart- und -endzeit sowie die maximale Absenkdifferenz vom aktuell gewählten Stauziel vor. *(Vgl. Abbildung 3)* Damit ist das maximale Bewirtschaftungsvolumen definiert. Bei zu kleinem Zufluss in bezug zur Aufstauzeit kann jedoch nicht das ganze Bewirtschaftungsvolumen ausgenützt werden.

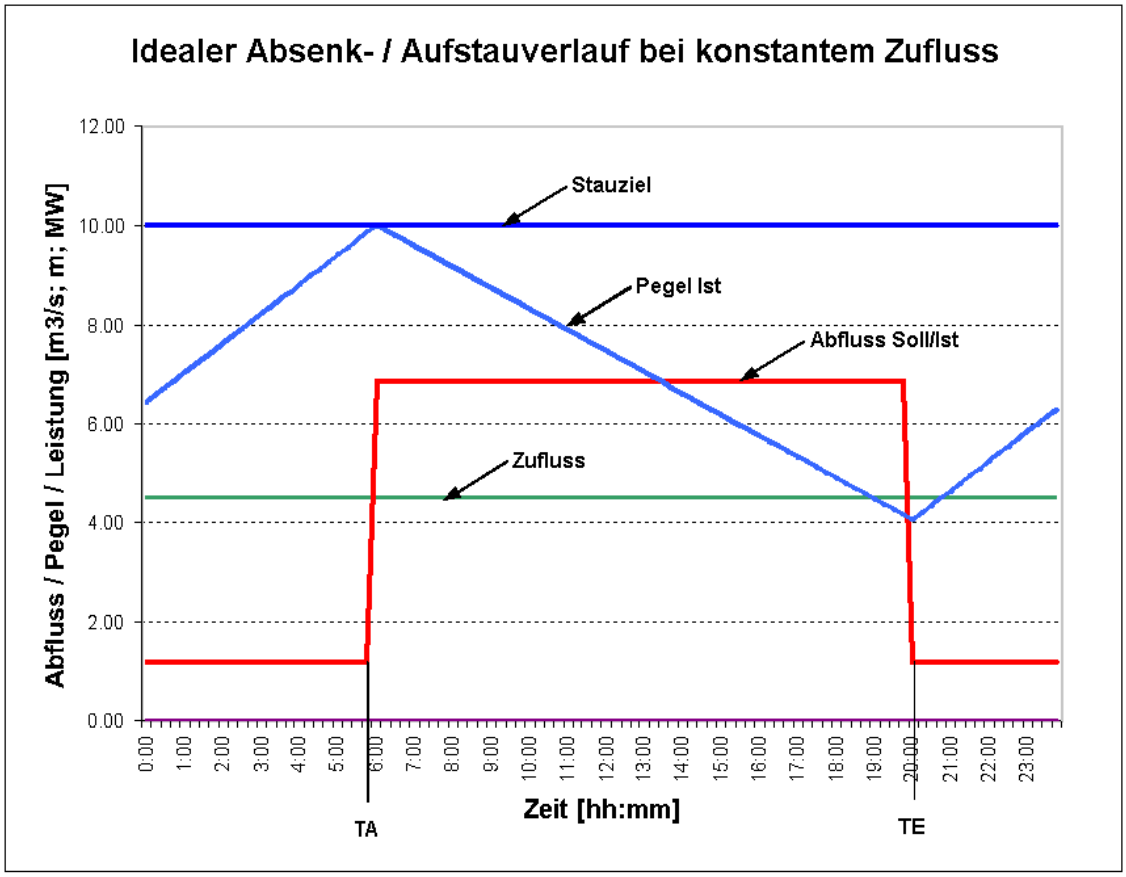


Abbildung 2

Die Regelung berücksichtigt den Zufluss, die Restwassermenge sowie die vorgegebene minimale Abflussmenge, und berechnet daraus den Abflussollwert des Kraftwerkes. Dieser Sollwert wird während der gesamten Absenkzeit kontinuierlich neu berechnet. Das heisst, Änderungen des Zuflusses oder der Restwassermenge werden laufend berücksichtigt und entsprechend kompensiert.

Programm C Absenk/Aufstauregelung

Tag	Start	Ende	dHmax
Mo	07:00	22:00	1.000
Di	06:30	18:00	0.910
Mi	06:20	18:30	0.870
Do	08:05	18:30	1.200
Fr	08:00	17:23	0.500
Sa	07:00	16:20	0.500
So	11:00	13:05	0.610

Abbildung 3

Falls der Zufluss in den Speicher nicht gemessen werden kann, wird zusätzlich eine Zuflussberechnung implementiert. Sie berechnet über die Volumenänderung in definierten Zeitintervallen und unter Berücksichtigung des aktuellen Abflusses den mittleren Zufluss in das Staubecken. Für eine zuverlässige Zu-

flussberechnung ist man auf exakte geometrische Daten des Speichers angewiesen.

Während der Aufstauzeit wird in den Pegelregelbetrieb, mit dem vorgewählten Stauziel als Sollwert, umgeschaltet. Die Turbinen werden in diesem Zeitfenster mit der Restwassermenge bzw. der minimalen Abflussmenge betrieben. Erreicht der Staubeckenpegel das Stauziel zu früh, aufgrund des ansteigenden Zuflusses oder weil der Pegel in der vorangegangenen Absenkzeit nicht genügend weit abgesenkt werden konnte, wird durch den Pegelregler die Einhaltung des Stauziels, bis zur neuen Absenkstartzeit, sichergestellt.

Im Absenkintervall wird der Abflussollwert mittels einer Energiebilanz berechnet.

$$Q_{Soll} = \frac{W_{Ist} + W_{Zufluss} - W_{Soll} - W_{Komp.} - W_{Block}}{TE - TA}$$

3.2 Blockleistungsregelung

Die Blockleistungsregelung wird eingesetzt, wenn der Betreiber während definierbaren Zeitintervallen nach einer festen Leistungsvorgabe fahren will. Dabei wird er versuchen, zu erwartende Verbrauchsspitzen mit Leistungsblöcken abzudecken. Ein Block wird mit der Start-, der -endzeit und der Blockleistung definiert. *(Vgl. Abbildung 4)*

Während der Zeit eines aktiv gewählten Blockes wird die gewählte Blockleistung des Kraftwerkes gefahren. In dieser Zeit überwacht der Pegelregler den Wasserstand auf die maximal zulässigen Abweichungen und greift im Notfall korrigierend ein.

Ausserhalb eines aktiven Blocks, übernimmt je nach Definition die Absenk-/Aufstauregelung bzw. die Pegelregelung die Prozessführung.

Programm B Blockleistungsregelung

Nr.	Tag	Start	Ende	Leistung	aktiv
1	Mo	07:00	14:00	4.000	j
2	Di	07:00	15:00	7.000	j
3	Di	15:00	22:00	5.500	j
4	Mi	07:00	15:00	10.000	j
5	Mi	15:00	22:00	7.000	j
6	Do	07:00	14:00	4.500	j
7	Do	14:30	22:00	5.000	j
8	Fr	13:00	17:00	4.000	j
9	Sa	07:00	13:00	8.000	j
10	So	09:00	18:00	5.000	j
11	Mo	14:00	18:00	1.500	n
12	Fr	07:00	13:00	12.000	n
13	Fr	07:00	15:00	13.000	n
14	So	15:00	20:00	8.000	n
15					x
16					x
17					x
18					x
19					x
20					x

Abbildung 4

(Vgl. Kap. 3.4 Kombination von Bewirtschaftungsfunktionen)

3.3 Spitzendeckungsregelung

Die Aufgabe des Spitzendeckungsreglers besteht darin, mit der verfügbaren Eigenproduktion, den vorgegeben maximalen Energiebezug aus dem übergeordneten Netz nicht zu überschreiten. Je nach prozentualem Anteil der Eigenproduktion am Verbrauch im eigenen Versorgungsgebiet kann die vorgegebene Grenze natürlich auch bei einer minimalen Energierücklieferung liegen.

Überschreitet die bezogene Leistung den maximal bzw. minimal zulässigen Betrag an bezogener bzw. zurückgelieferter Energie, wird der Spitzendeckungsregler aktiv und gibt, in einem definierten Regime, den Maschinengruppen grössere Leistungssollwerte vor, um die Eigenproduktion zu erhöhen.

Der Spitzendeckungsregler soll stochastische Verbrauchsspitzen ausgleichen, das heisst zufällige, kurzzeitige und vom Betreiber nicht vorhersehbare Leistungsspitzen. Erwartete, prognostizierbare Spitzen sollten durch den Betreiber mit Leistungsblöcken abgedeckt werden.

(Vgl. Kap. 3.2 Blockleistungsregelung)

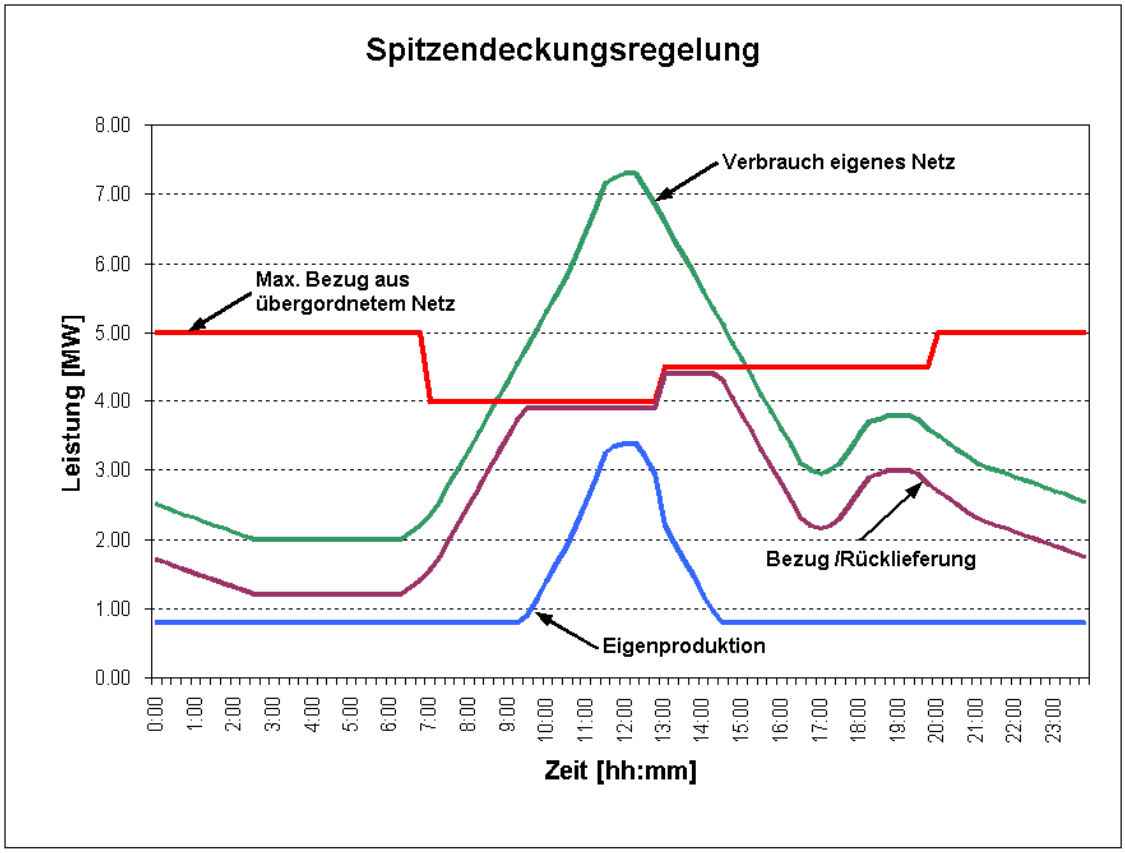


Abbildung 5

3.4 Kombination von Bewirtschaftungsfunktionen

Aus Kap. *2.1 Abbildung 1* wird deutlich, dass im ganzen Bewirtschaftungssystem einerseits die hydraulische Grössen (Pegel, Abfluss usw.) und andererseits die elektrischen Grössen (Leistung, Energie usw.) reguliert bzw. optimiert werden müssen. Aus wirtschaftlicher Sicht gilt es, mit höchster Priorität, die Anforderungen auf der elektrische Seite optimal zu erfüllen. *(Vgl. Kap. 2.3)* Das Bewirtschaftungsvolumen des Staubeckens gibt den Spielraum, die elektrische Energie zum wirtschaftlich optimalen Zeitpunkt produzieren zu können.

Das Betriebsartenkonzept muss anlagenspezifisch definiert werden. Darin wird festgelegt, in welcher Betriebsart welche Regelungen miteinander kombiniert zum Einsatz gelangen. Unter bestimmten Anlagekonstellationen ist es sinnvoll alle Regelfunktionen kombiniert innerhalb einer Betriebsart zu betreiben. Dabei müssen die Prioritäten und Ablösefunktionen exakt definiert werden.

Wenn im Gegensatz dazu die Regelfunktionen in mehreren Betriebsarten kombiniert werden, kann der Betreiber bewusst die benötigten Regelfunktionen in unterschiedlichen Betriebssituationen anwählen.

4 Lösungsansatz

Betriebsart:	**aktive Regelung:**	**Bemerkungen:**
Aus	keine	
Programm A	- Pegelregelung	Pegel-optimierter Betrieb
Programm B	- Blockleistungsregelung - Spitzendeckungsregelung - Pegelregelung	optimierter Betrieb nach elektrischen Führungsgrössen
Programm C	- Absenk-/Aufstauregelung - Blockleistungsregelung - Spitzendeckungsregelung - Pegelregelung	kombinierter Betrieb

In der Grafik *Abbildung 7* ist eine Absenk-/Aufstauperiode mit zwei vorgegebenen Leistungsblöcken dargestellt. Die Absenk-/Aufstauregelung kalkuliert die vorreservierte Blockenergie bei der Berechnung des Abflusssollwerten mit. Im Vergleich mit *Abbildung 2 (Idealer Absenk-/Aufstauverlauf bei konstantem Zufluss)* wird ausserhalb der vorgegebenen Leistungsblöcke ein kleinerer Abflussollwert vorgegeben.

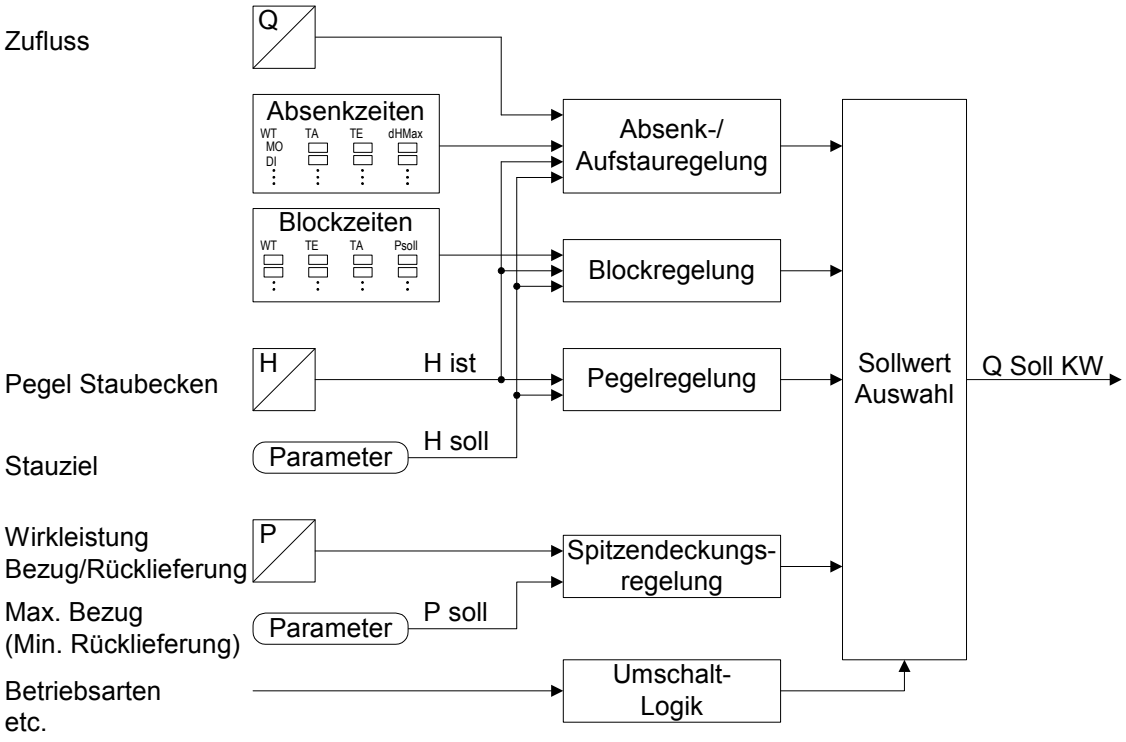


Abbildung 6

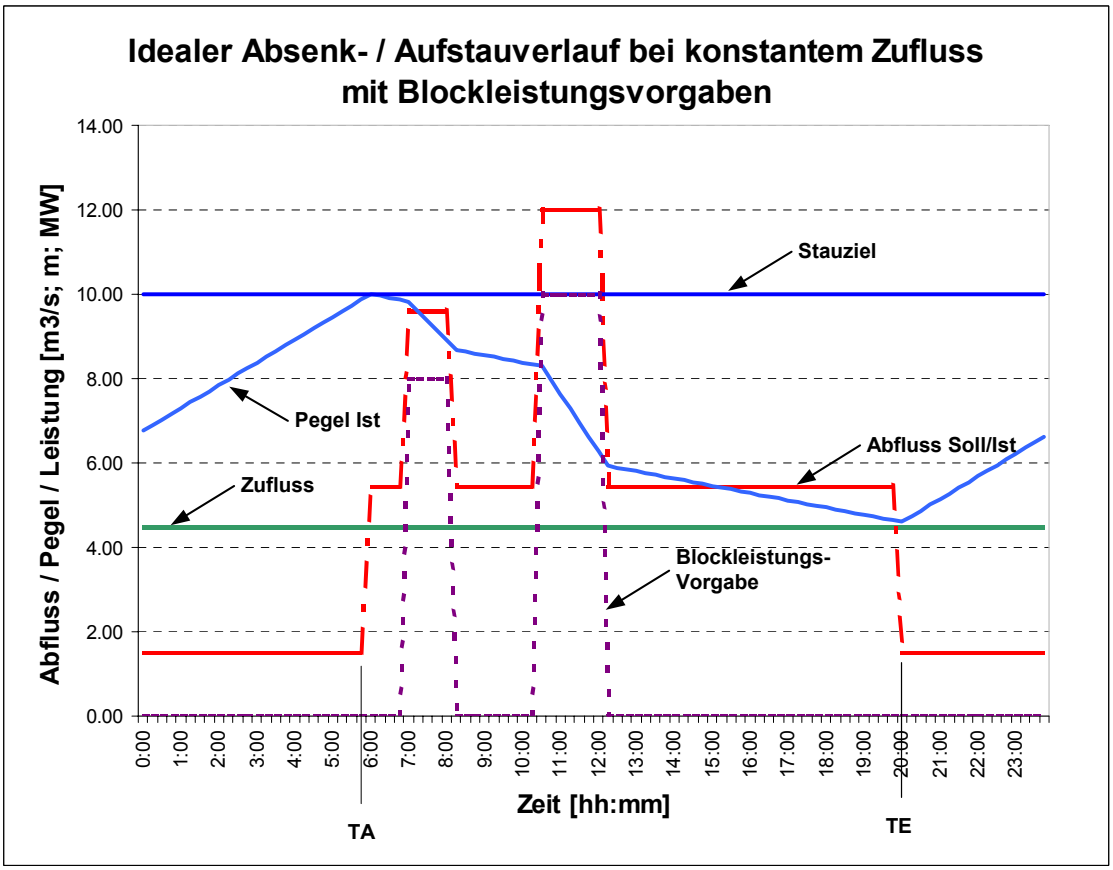


Abbildung 7

5 Optimierungspotential

Staubecken werden grundsätzlich bewirtschaftet, um unter Berücksichtigung der gegebenen Randbedingungen den maximalen Ertrag mit einer Anlage zu erzielen. Es ist anzustreben, dass mit dem anlagenspezifisch angepassten Einsatz von Bewirtschaftungsfunktionen ein dauernder vollautomatischer Betrieb geführt werden kann. Die Überwachung und Beobachtung des Betriebes durch einen Bediener beschränkt sich dabei auf ein Minimum. Die Personalkosten für einen aufwendigen Schicht- und Operatorbetrieb kann drastisch reduziert werden.

Je nach Energieabnahme-Vertrag werden, bei Verletzung von vereinbarten Leistungsbezugsgrenzen, Preise von bis zu CHF 150.- / kW verrechnet. Damit wird schnell ersichtlich, dass der Einhaltung dieser Grenzen höchste Wichtigkeit zukommt. Durch den Einsatz einer angepassten Bewirtschaftungs-Automatik kann sichergestellt werden, dass die vorhandenen Ressourcen optimal eingesetzt und die vorgegebenen Grenzen zuverlässig eingehalten werden.

6 Ausblick

6.1 Hydraulische Prognosen

In den unter *Kap. 3 Beschreibung der Bewirtschaftungsfunktionen* beschriebenen Lösungen werden die Regulierungen nach aktuellen Messwerten geführt. Während einer Absenkperiode werden Änderungen des Zuflusses laufend berücksichtigt und kompensiert. Auf Veränderungen in der darauffolgenden Aufstauzeit kann aber nur noch bedingt reagiert werden. Ein zunehmender Zufluss wird zwar durch den Pegelregler abgefangen, nimmt der Zufluss jedoch ab, so wird das gewünschte Stauziel bis zur nächsten Absenkstartzeit nicht mehr erreicht. Im ersten Fall muss elektrische Energie zu einem wirtschaftlich uninteressanten Zeitpunkt produziert werden, im zweiten fehlt Bewirtschaftungsvolumen im darauffolgenden Absenkintervall.

Es wäre nun wünschenswert, die Funktion <Absenk-/Aufstauregelung> mit einem Prognosemodul zu erweitern. In diesem Prognosemodul können erwartete Zuflussänderungen aufgrund von gemessenen oder prognostizierten Meteodaten (Niederschlag, Temperaturwerten, etc.) berechnet werden. Damit könnten die Prognosedaten in die Berechnung miteinbezogen und zur Kompensation während dem Absenkintervall berücksichtigt werden. Das maximale Bewirt-

schaftungsvolumen könnte dadurch optimaler ausgenutzt und das anvisierte Stauziel sicherer erreicht werden.

6.2 Lastprognosen

Je genauer der Lastgang für eine Beobachtungsperiode im voraus bekannt ist, desto exakter lässt sich der Einsatz der vorhandenen hydraulischen Energie planen.

Durch die Entwicklung des Energiemarktes gefördert, werden heute komplexe Lastprognosesysteme eingesetzt. Mit Hilfe der Prognosedaten eines solchen Systems könnte ein Produktionsplan für die folgende Periode erstellt werden. Durch den Betrieb der Anlagen nach dem berechneten Produktionsplan könnte die elektrische Energie zum optimalsten Zeitpunkt produziert und damit der maximale wirtschaftliche Ertrag erzielt werden. Um auf den nicht prognostizierbaren Anteil des Verbrauches in positiver und auch negativer Richtung reagieren zu können müsste ein Korrekturregler eingesetzt werden.

7 Fazit

Mit den Veränderungen in der Energiepolitik und der Öffnung des Strommarktes nehmen die Anforderungen an den Betrieb einer Anlage ständig zu. In Zukunft wird es für den Anlagebetreiber immer wichtiger sein, die Eigenproduktion flexibel auf Veränderungen der Lastprognosen im eigenen Versorgungsgebiet anpassen zu können.
Energie aus Wasserkraft ist eine saubere Energieform und Speicherenergie wird auch zukünftig Mangelware sein. Es ist deshalb umso wichtiger, sie ertragsoptimiert einsetzen zu können.

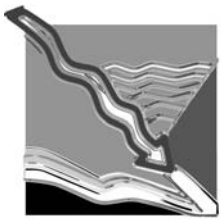
Die oben beschriebenen Lösungen erlauben es dem Kraftwerksbetreiber, seine bestehenden Anlagen optimal zu bewirtschaften, ohne dass teure bauliche oder maschinentechnische Massnahmen getroffen werden müssen. Ein Bewirtschaftungssystem kann optimal auf die anlagespezifischen Anforderungen zugeschnitten werden. Die vorhandenen Bewirtschaftungsfunktionen sind modular kombinierbar und die Erweiterungs- und Optimierungsmöglichkeiten, wie unter *Kap. 6 Ausblick* erwähnt, ermöglichen es, auch für zukünftige Aufgabenstellung die passende Lösung zu finden.

AUTOR

Martin Wolf
Dipl. El. Ing. HTL
Gruppenchef Projektierung

Rittmeyer AG
Mess- und Leittechnik
für die Wasser- und Energiewirtschaft
Postfach 2558, Grienbachstrasse 39
CH-6302 Zug

Internationales Symposium 2002 in Zürich
MODERNE METHODEN UND KONZEPTE IM WASSERBAU
Organisiert von der Versuchsanstalt für Wasserbau,
Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich und
dem Schweizerischen Wasserwirtschaftsverband



Das Temperaturverhalten von zwei Walzbeton-Staumauern in Jordanien

Marco Conrad, Markus Aufleger, Abdallah I. Husein Malkawi

Kurzfassung

In den sich in Bau befindlichen Walzbeton-Gewichtsstaumauern Mujib und Wala (Hashemitisches Königreich Jordanien) werden neben konventionellen Temperatursensoren auch Glasfaserkabel zur verteilten faseroptischen Temperaturmessung (VFTM) eingebaut. Im Rahmen dieses von der Deutschen Forschungsgemeinschaft geförderten internationalen Forschungsprojektes sind zudem In-situ-Spannungsmessgeräte („Stressmeter“) erstmals im Walzbeton zum Einsatz gekommen, um die Spannungsentwicklung im jungen Walzbeton zu beobachten. In diesem Beitrag werden einige besondere Einflussfaktoren auf die gemessenen Temperaturverteilungen vorgestellt und erste Schlussfolgerungen im Bezug auf thermische Rissbildungspotentiale gezogen. Einflüsse aus der Walzbetontechnologie, aus der Sonneneinstrahlung und solche aus dem Entwurf der Staumauer werden beschrieben.

1 Temperaturverhalten von Betonstaumauern und Nullspannungstemperatur

Der Großteil des Temperaturanstiegs in einem Massenbetonbauwerk infolge der exothermen Reaktion zwischen Zement und Anmachwasser tritt während der frühen Phase der Hydratationsreaktion auf. In diesem Zeitraum ist der Elastizitätsmodul des jungen Beton noch nicht weit entwickelt, so dass unter Voraussetzung einer Verformungsbehinderung bei großer Temperaturdehnung nur geringe innere Druckspannungen entstehen, welche zusätzlich durch das anfangs große Relaxationsvermögen abgebaut werden. Aufgrund der geringen Wärmeleitfähigkeit des Betons treten Abkühlerscheinungen erst zu einem späteren Zeitpunkt auf, wenn der Beton bereits eine wesentlich größere Steifigkeit entwickelt hat. Die geringen inneren Druckspannungen werden durch einen Abkühlungsbetrag um nur wenige Kelvin aufgehoben und bei weiterer abkühlungsbedingter und behinderter Volumenkontraktion in innere Zugspannungen umgewandelt. Der Nullspannungszustand beim Übergang von Druck- zu Zugspannungen kann der sogenannten Nullspannungstemperatur zugeordnet werden (Plannerer, 2000), (Abb. 1). Mit ausreichender Abkühlung unter die Nullspannungstemperatur kann die Zugfestigkeit bzw. die Zugbruchdehnung überschritten werden, wodurch thermisch induzierte Risse auftreten. Für das generelle Verständnis der thermischen Rissbildung bzw. der Entstehung thermisch induzierter Spannungen ist wichtig, dass nicht alleine die Temperaturveränderung deren Ursache darstellt, sondern zudem die zeitliche Veränderlichkeit aller

mechanischen Eigenschaften des Betons und die Behinderung der Temperaturdehnungen (Altoubat et al., 2001).

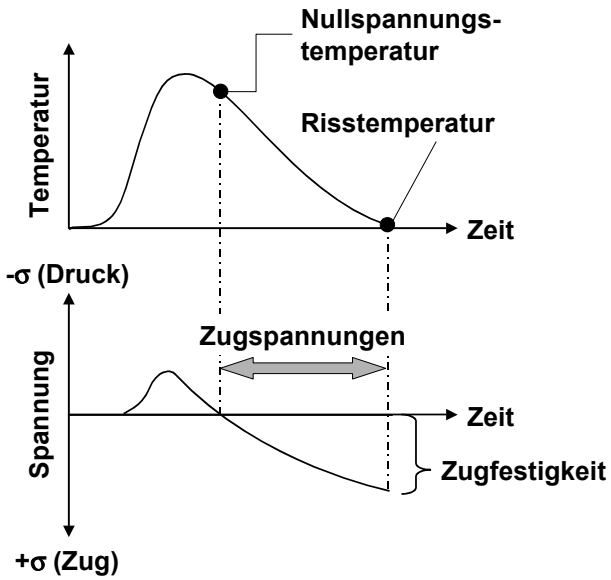


Abb. 1: Zusammenhang zwischen Temperatur und Spannung im jungen Beton.

Die geringe Wärmeleitfähigkeit von Beton, unterschiedliche Effekte aufgrund des Betonierfortschrittes, besonders aufgrund von Betonierpausen, Hohlräume im Bauwerk und Umgebungsbedingungen (Temperatur, Windgeschwindigkeit, Bauwerksexposition) führen zu einem unterschiedlichen räumlich-zeitlichen Temperaturverhalten im Massenbeton der Staumauer. Unter Berücksichtigung eines mit der Zeit anwachsenden Elastizitätsmoduls und abnehmenden Relaxationserscheinungen entsteht mit den räumlich-zeitlichen Temperaturgeschichten so auch eine räumliche Verteilung der Nullspannungstemperaturen (Eierle, 1999). In einer Staumauer können die Nullspannungstemperaturen über den Querschnitt beträchtlich variieren.

Die Geschwindigkeit des Abkühlungsvorgangs, also die Abkühlungsrate, ist neben den äußeren Randbedingungen an der Staumauer und der Wärmeleitfähigkeit des Betons vornehmlich vom Abstand der betrachteten Staumauerzonen von freien Oberflächen beeinflusst. Randbereiche der Staumauer kühlen schon kurze Zeit nach dem Betonieren und dem Entfernen der Schalungen aus, was die Entstehung von oft sehr steilen Temperaturgradienten zur Folge hat. Dabei wird die Volumenabnahme des randnahen Betons durch den wärmeren Beton behindert (innere Verformungsbehinderung), wodurch in diesen Bereichen Zugeigenspannungen entstehen. Die innere Verformungsbehinderung ist die Hauptursache von Oberflächenrissen, welche zumeist schon während der Bauphase der Staumauer auftreten, wenn die Außentemperaturen hinreichend absinken (erste Wintersaison). Unter bestimmten Voraussetzungen kann aus einem initiierten Oberflächenriss auch ein Spaltriss entstehen.

Staumauern unterliegen neben der inneren auch einer äußeren Verformungsbehinderung, welche sich zum einen durch Reibungseffekte (z.B. in der Gründungsfuge) und zum anderen durch Steifigkeitsunterschiede (junger Beton - Fels) darstellt. Die behin-

derten Kontraktionen aufgrund der Temperaturabnahme können den Massenbeton bei einem ausreichenden Abkühlungsbetrag bis über seine Grenzen belasten. Die Folge sind dann Spaltrisse, die im Staumauerinneren entstehen und sich von der behindernden Fläche ausgehend reißverschlussartig fortpflanzen.

Zur Bewertung von Rissbildungspotentialen ist die Kenntnis der genauen Temperaturverteilungen in der Staumauer notwendig. Im Zusammenhang mit den oben genannten Arten der Verformungsbehinderung resultiert, dass diese Temperaturverteilungen sowohl in horizontaler als auch in vertikaler Richtung bekannt sein muss. Grundsätzlich treten die maximalen Rissbildungspotentiale in einer Betonstaumauer in der Gründungsfuge und an freien Rändern des Mauerkörpers auf (Cervera et al., 2000). Die Kontrolle über eine mögliche Rissbildung muss im Rahmen der Betontechnologie, des Staumauerentwurfes und der Bauablaufplanung vor Baubeginn erfolgen. Im Rahmen der Betontechnologie muss der Bindemittelgehalt (Zement + Puzzolan) im Bezug auf den adiabatischen Temperaturanstieg während der Hydratation des Betons und auf den Betonwiderstand optimiert werden. Im Zusammenhang mit dem Entwurf der Staumauer stehen die Berücksichtigung von Kontraktionsfugen, die den Mauerkörper in Einzelmonolithe unterteilen, und die Beachtung von im Mauerkörper vorgesehenen Hohlräumen. Hinsichtlich der Bauablaufplanung muss beachtet werden, dass der Betonierbeginn in die kühle Jahreszeit gelegt wird, um die Betontemperaturen in Gründungsnähe gering zu halten, zudem, dass ein kontinuierlicher Betonierbetrieb ohne langfristige Betonierpausen eingehalten wird.

2 Walzbeton-Gewichtsstaumauern Wala und Mujib

Im Rahmen des internationalen Forschungsprojektes „Verteilte Faseroptische Temperaturmessungen in Walzbeton-Staumauern“ (gefördert von der Deutschen Forschungsgesellschaft) werden zwei Walzbetonstaumauern im Hashemitischen Königreich Jordanien mit Glasfaserkabeln zur detaillierten Temperaturbeobachtung ausgestattet. Unter der Zielsetzung, vertiefte Aussagen über thermische Rissbildungspotentiale zu treffen, werden zusätzlich In-situ-Spannungsmessgeräte (Stressmeter) eingebaut.

Walzbeton-Gewichtsstaumauer Wala

Die Walzbeton-Gewichtsstaumauer Wala liegt etwa 40 km südlich der jordanischen Hauptstadt Amman. Durch diese Talsperre sollen die Abflüsse während der Regenzeit in den Wintermonaten gespeichert werden und zur Grundwasseranreicherung verwendet werden. Die Talsperre Wala besteht aus einer in Talmitte ausgeführten Gewichtsstaumauer aus Walzbeton mit den entsprechenden Betriebseinrichtungen und Erdschüttdämmen mit Lehmkerndichtung an den Talflanken. Die Gewichtsstaumauer wird nach Fertigstellung eine maximale Höhe von 52 m mit einem Walzbetonvolumen von 221.000 m³ haben. Die etwa 120 m lange Betonmauer ist durch Transversalfugen im Abstand von 15 m in 8 Monolithe unterteilt. Der Walzbeton enthält 120 kg/m³ Portlandzement ohne Puzzolan. Der Zementgehalt wurde im oberen Mauerabschnitt auf 100 kg/m³ reduziert. Die Maueraußenschale besteht aus konventionell rüttelverdichtetem Beton (CVC) mit einem Zementgehalt von 200 kg/m³ in einer Stärke von durchschnittlich 60 cm. Eine dünne Schicht Bettungsmörtel wird vor dem Betonieren einer neuen Walzbetonlage auf ca. 5 m an der Wasserseite und etwa 70 cm an der Luftseite platziert.

Abbildung 2 zeigt einen Quer- und einen Längsschnitt durch das Walzbetonbauwerk mit den Einbauhorizonten und den Instrumentierungsschnitten der VFTM. Die Installation von etwa 2.500 m Glasfaserkabel konnte im April 2002 abgeschlossen werden.

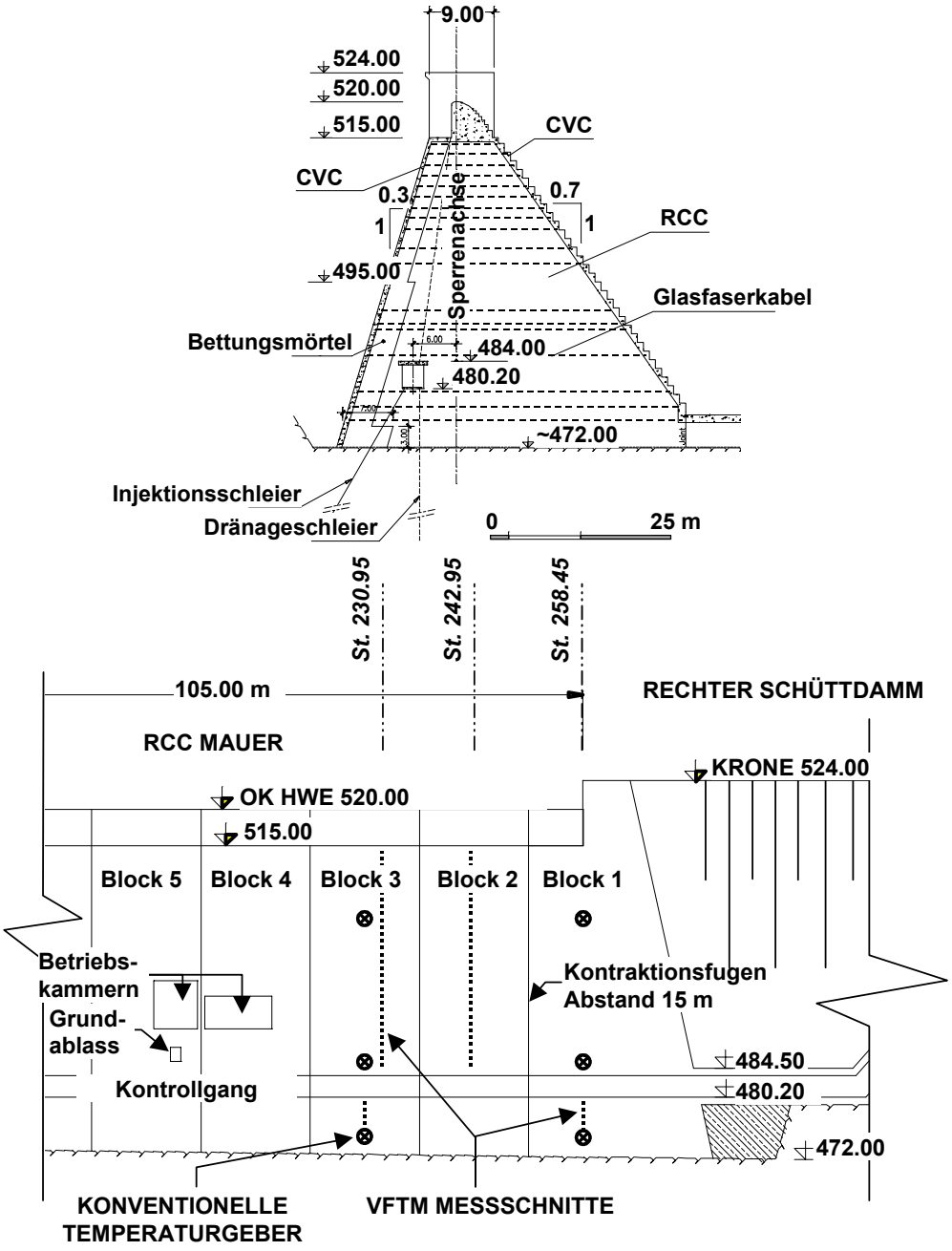


Abb. 2: Walzbetonbauwerk Wala mit VFTM Instrumentierung (Stand April 2002).

Walzbeton-Gewichtsstaumauer Mujib

Eine zweite Talsperre wird momentan im Mujib Canyon, ca. 60 km südlich von Amman errichtet. Die Talsperre Mujib besteht ebenfalls aus einer in Talmitte ausgeführten Walzbeton-Gewichtsstaumauer mit zu den Talflanken anschließenden Erdschüttdämmen mit Lehmkerndichtung.

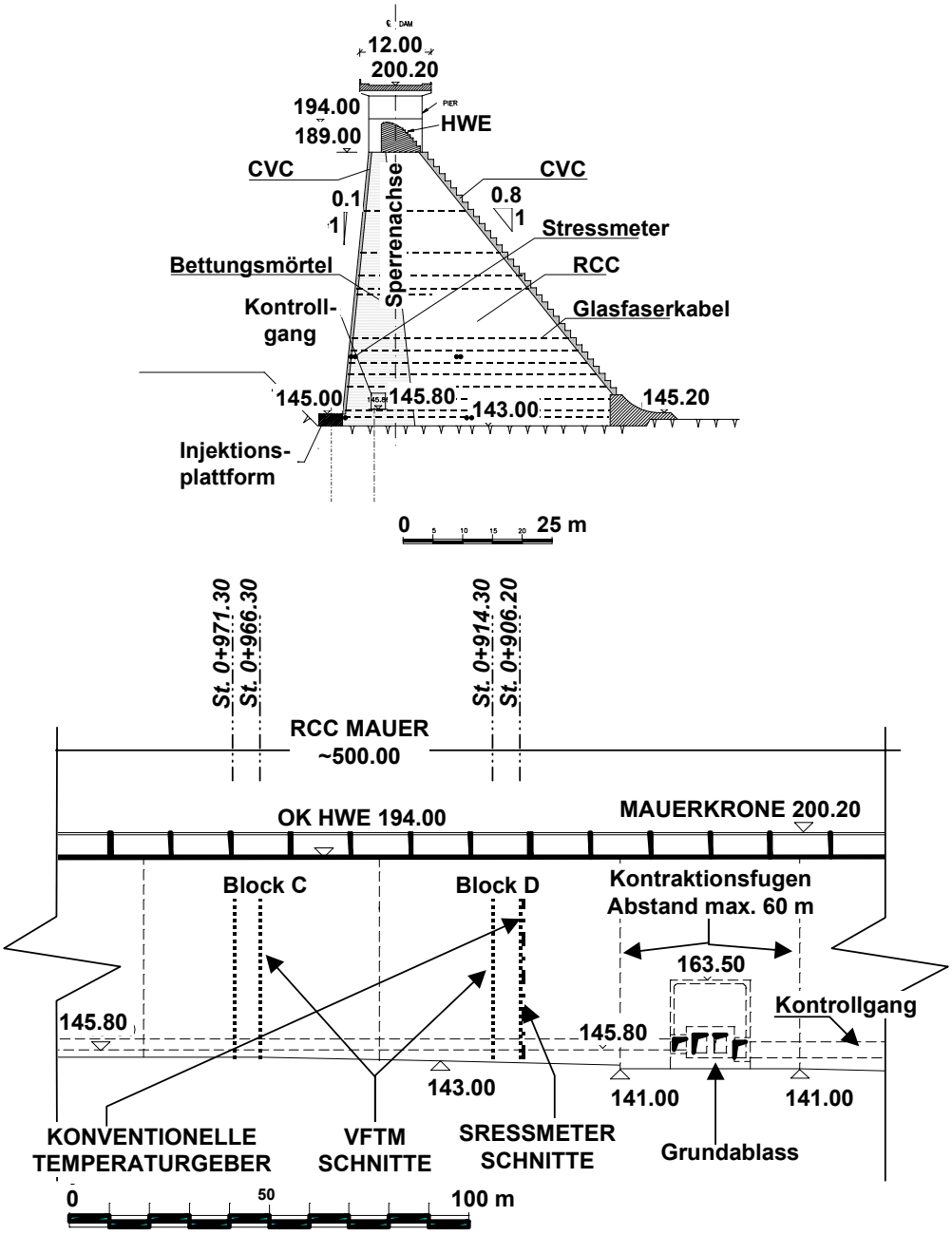


Abb. 3: Walzbeton-Staumauer Mujib mit VFTM-System (Stand Ende März 2002).

Die maximale Bauwerkshöhe wird ca. 60 m betragen. Im Walzbetonbauwerk werden 720.000 m³ eines sehr mageren Walzbetons mit 85 kg/m³ Portlandzement ohne Puzzolan eingebaut. Die Außenschale der Staumauer wird aus CVC mit 335 kg/m³ Portlandzement in einer Stärke von etwa 30 cm geformt. Als zusätzliches Dichtungselement an der Wasserseite wird im unteren Bereich der Betonstaumauer bis etwa 7 m über die Maueraufstandsfläche eine PVC-Membran angebracht. Bettungsmörtel zwischen jeder Walzbetonlage wird wasserseitig zu einem Drittel der Mauerbreite und luftseitig zu 2 m eingebracht. Zur Unterteilung der Gewichtsstaumauer in Einzelblöcke werden Kontraktionsfugen im Abstand von maximal 60 m geschnitten. Unterhalb des Kontrollgangs

sind diese Fugen über die gesamte Breite der Staumauer vorgesehen, darüber werden sie nur zu einem Viertel der Mauerbreite an der Wasser- und Luftseite ausgeführt.

In Abbildung 3 ist der Quer- und Längsschnitt im Bereich des VFTM-Messsystems in der Gewichtsstaumauer Mujib dargestellt. Zusätzlich sind die Positionen der Stressmeter gezeigt, welche in einem Messquerschnitt in den Horizonten 144,0 m+NN und 154,5 m+NN installiert wurden.

3 Erste Ergebnisse aus den VFTM an den Talsperren Mujib und Wala

3.1 Walzbetontechnologie

Beim Bau von Walzbetonstaumauern wird der sehr steife Beton in meist 30 cm hohen Schichten lagenweise eingebracht und mit schweren Vibrationswalzen verdichtet. Bis zur Überdeckung mit der nächsten Walzbetonlage ist die temporäre Oberfläche den herrschenden Umgebungsbedingungen ausgesetzt, was einen bedeutenden Effekt auf die Temperaturentwicklung infolge der Hydratationsreaktion im Beton darstellt. Ist der Walzbeton z.B. niedrigen Umgebungstemperaturen mit fehlender Sonneneinstrahlung und evtl. vorhandener Luftströmung ausgesetzt, so kann ein sehr günstiger Wärmeverlust über die freie Oberfläche stattfinden, durch welchen die maximalen Betontemperaturen nach Abschluss der Hydratation reduziert werden (Abb. 4).

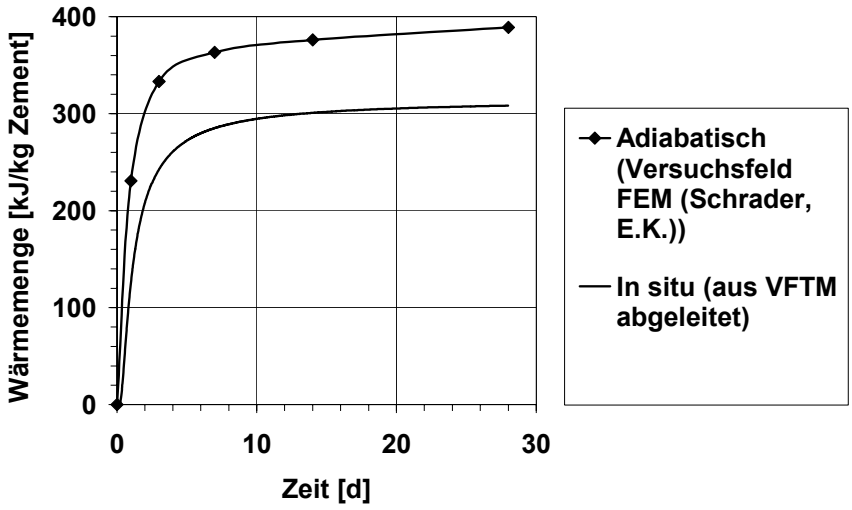


Abb. 4: Adiabatische und In-situ Wärmefreisetzungsmenge von jordanischem Portlandzement.

Sind die Umgebungsbedingungen jedoch von entgegengesetzter Natur (hohe Außentemperaturen, Sonnenstrahlung), so kann man sich anstatt eines Wärmeverlustes ebenso einen Wärmegewinn des Walzbetons über die freie Oberfläche vorstellen. Die Folge wäre ein Anstieg der Betontemperaturen entsprechend der Summe aus den Wärmemengen der Hydratation und der Wärmestrahlung. Dies hat im Bezug auf die Frischbetonkühlung eine praktische Bedeutung, da eine Frischbetonvorkühlung unter solch ungünstigen Randbedingungen ihre Wirkung größtenteils verfehlen würde.

3.2 Umgebungsbedingungen und ihr Einfluss auf Temperaturverteilungen

Die Sonnenstrahlung spielt neben dem jährlichen Temperaturzyklus eine bedeutende Rolle im Bezug auf Temperaturverteilungen in einer Staumauer. Sonnenstrahlung führt zu einem Wärmegewinn des Betons und somit zu höheren Betontemperaturen an den Maueraußenflächen. Dieser Effekt soll hier am Beispiel des Mujib Dam gezeigt werden (Abb. 5).

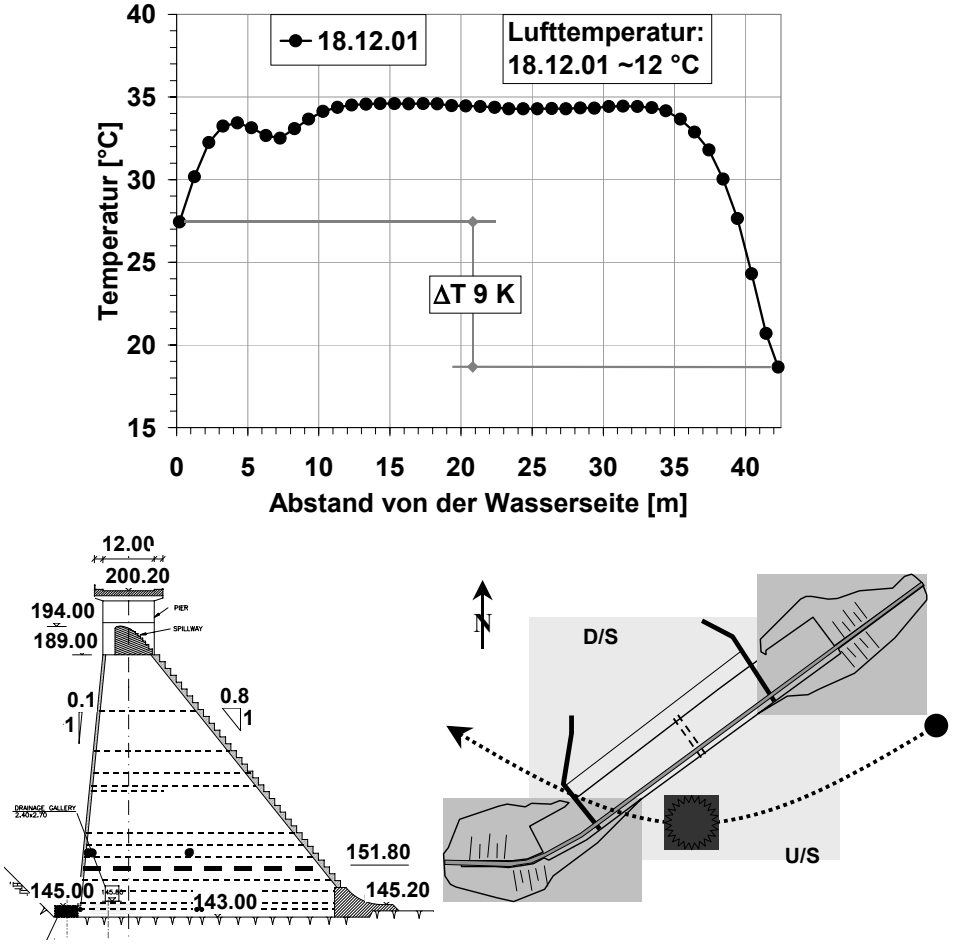


Abb. 5: Einfluss der Sonnenstrahlung auf die Temperaturverteilung im Mujib Dam.

Die intensive Sonneneinstrahlung auf der Wasserseite des Mujib Dam spiegelt sich deutlich in der Temperaturverteilung wider. Selbst im Winter steigen die Temperaturen in der CVC-Schale auf über 25 °C an, gegenüber nicht Sonnen beschienenen Flächen liegen die Temperaturen an der Wasserseite um 9 K höher. Im Vergleich mit dem adiabatischen Temperaturanstieg des CVC in Mujib von etwa 55 K (335 kg Zement /m³) bedeutet dies einen Anteil von 14%, woraus geschlossen werden kann, dass die Sonnenstrahlung nach Möglichkeit für eine Temperaturberechnung einer Staumauer zu berücksichtigen ist.

3.3 Kontrollgänge und ihre Auswirkung auf Temperaturverteilungen

Kontrollgänge stellen Hohlräume im Staumauerkörper dar, die einen erheblichen Einfluss auf die Temperaturverteilungen haben, da über die freien Oberflächen Wärme aus dem Staumauerinnern abtransportiert wird. In Abhängigkeit der im Kontrollgang zirku-

lierenden Luft können in Richtung der Kontrollgangwände steile Temperaturgradienten auftreten, infolge derer Oberflächenrisse entstehen können. Sind auch an der Wasserseite der Staumauer Oberflächenrisse vorhanden, so können sich diese Risse mit der weiteren Betonabkühlung und dem späteren Einstau verbinden und so den meist schmalen Mauerabschnitt zwischen Wasserseite und Kontrollgang durchtrennen. Abbildung 6 zeigt den deutlichen Einfluss des Kontrollgangs des Wala Dam mit natürlicher Zirkulation von Außenluft auf die Temperaturverteilung in der Staumauer.

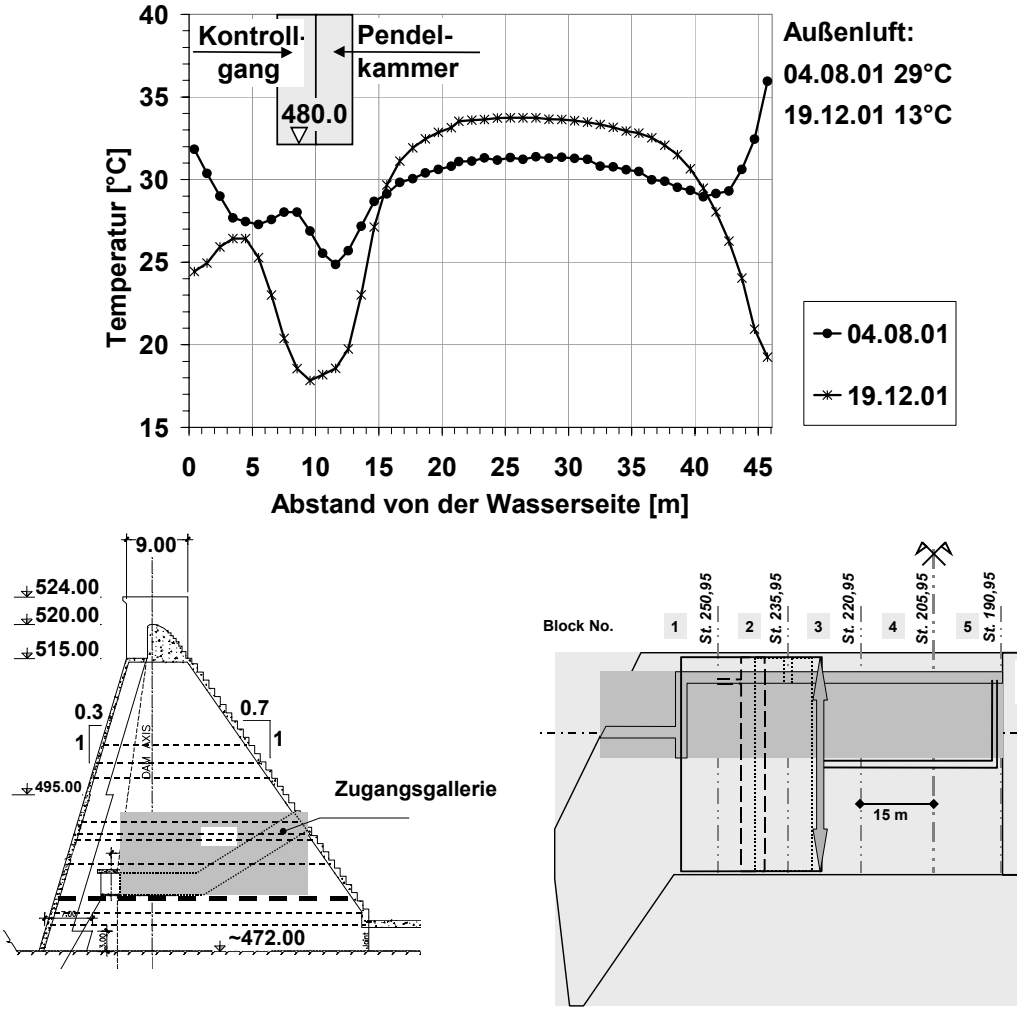


Abb. 6: Auswirkung eines natürlich durchlüfteten Kontrollgangs auf die Temperaturverteilung.

In den Kontrollgang des Wala Dam führen von der Luftseite der Walzbetonmauer zwei Zugangstunnel, durch welche eine ständige Luftzirkulation mit der Außenluft stattfindet. So herrschen im Kontrollgang des Wala Dam jeweils dieselben Temperaturen wie an der Sperrenstelle. In Abbildung 6 ist die Ausbildung verhältnismäßig steiler Temperaturgradienten von 2 K/m besonders im Winter zu erkennen. Diese sind Ursache von thermischen Oberflächenrissen, welche in den Kontrollgangwandungen auftreten.

3.4 Nullspannungstemperaturverteilung

Im Mujib Dam wurden neben den Glasfaserkabeln zur VFTM auch sogenannte Stressmeter (Plannerer 2000) zur Temperaturspannungsmessung in-situ eingebaut. Mit diesen

Messinstrumenten ist speziell die Spannungsmessung in jungem Beton möglich. Die Stressmeter sind sowohl im CVC an der Wasserseite als auch im Walzbeton an der Wasserseite und im Mauerzentrum in zwei Messhorizonten installiert (Abb. 7).

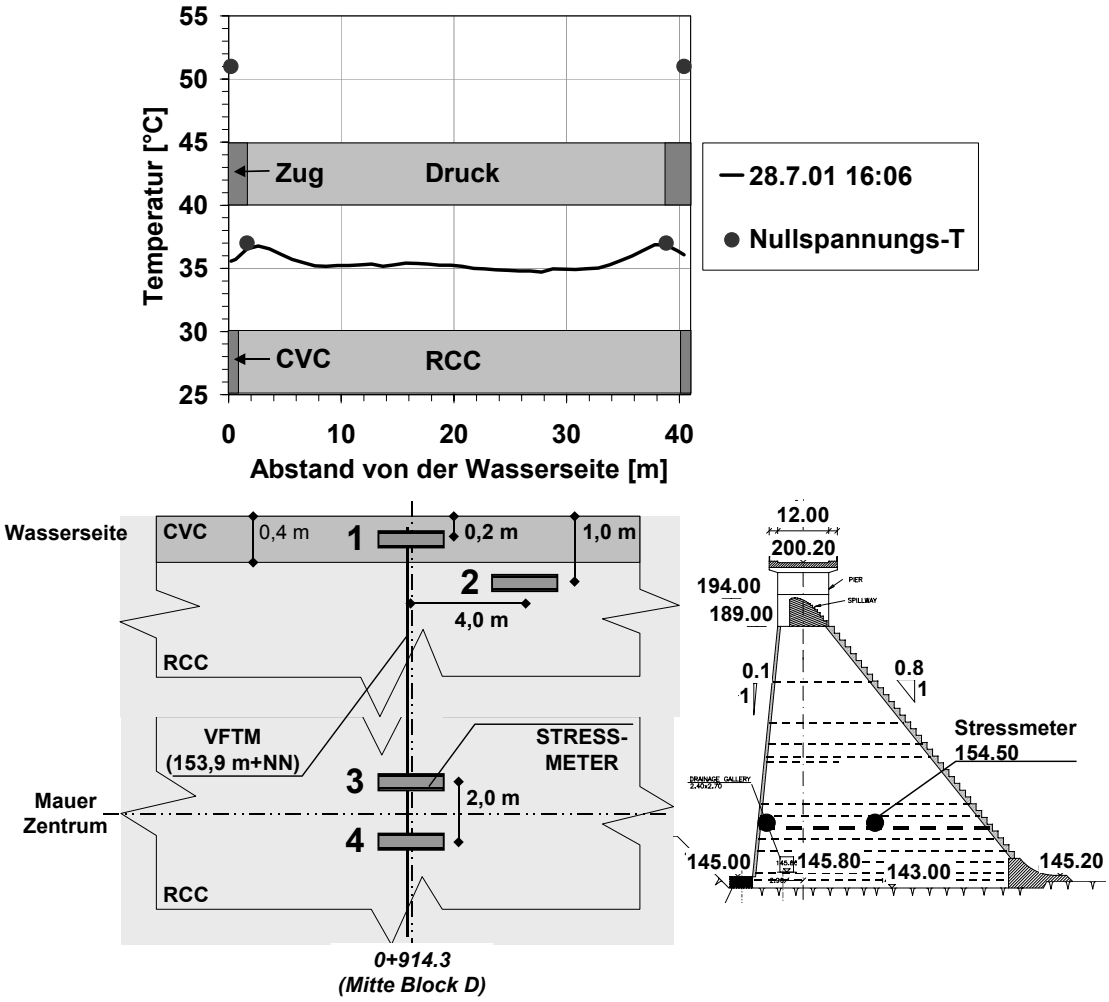


Abb. 7: Nullspannungstemperaturverteilung aus Messungen (Stand Dezember 2001).

Wegen des hohen Zementgehalts im CVC (335 kg/m³) ist die entsprechende Nullspannungstemperatur an den Außenseiten des Mujib Dam sehr hoch. Der niedrigere Zementgehalt (85 kg/m³) und die langsamere Entwicklung des E-Moduls im RCC bewirken eine wesentlich geringere Nullspannungstemperatur. Aus dem sehr steilen Nullspannungstemperaturgradienten an den Maueraußenseiten resultieren so erhebliche Zugspannungen, welche den Beton der Außenschale bis an die Zugfestigkeit heran belasten. So entstehende Oberflächenrisse in der eigentlich als wasserdichte Barriere fungierenden Außenschale erlauben die Durchsickerung von Wasser mit der Folge von erhöhtem Auftrieb in den horizontalen Walzbetonfugen.

4 Schlussfolgerungen

Unter bestimmten klimatischen und Bauablaufs bedingten Randbedingungen kann mit dem lagenweisen Betonieren des Walzbetons ein günstiger Wärmeverlust über die Lagenoberfläche erreicht werden, wodurch die maximalen Betontemperaturen reduziert werden können.

Sonneneinstrahlung spielt eine bedeutende Rolle für die Temperturverteilungen in einer Staumauer. Da in manchen Fällen der Wärmegewinn aus der Sonnenstrahlung beträchtlich sein kann, sollte die Sonnenstrahlung in einer numerischen Berechnung von Temperaturfeldern und Spannungen berücksichtigt werden.

Eine Luftzirkulation mit Außenluft in Kontrollgängen kann signifikante Temperaturgradienten in den Kontrollgangwänden mit der Folge von Oberflächenrissen hervorrufen. Entstandene Oberflächenrisse im Kontrollgang können sich mit weiterer Betonabkühlung in Richtung Wasserseite fortpflanzen und Durchsickerung verursachen.

Wasserseitiger CVC mit sehr hohem Zementgehalt führt zu hohen Nullspannungstemperaturen und zu einem hohen Nullspannungstemperaturgradienten nahe der Maueraußenseiten. Die hohen Unterschiede zwischen Nullspannungs- und Lufttemperatur und der große innnere Zwang resultiert in einem großen thermischen Rissbildungspotential an den Maueraußenseiten.

Literatur

Altoubat, S. A.; Lange, D. A. (2001). "*Early Age Stresses and Creep-Shrinkage Interaction of restrained Concrete.", Department of Civil and Environmental Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign, Advanced Transportation Research and Engineering Laboratory (ATREL)*, Technical Report, 2001

Cervera, M., Oliver, J., Prato, T. (2000). *"The Simulation of Construction of RCC Dams. I: Temperature and Aging, II: Stress and Damage.", Journal of Structural Engineering, Vol. 126, No. 9, p. 1053-1069 ASCE*, September 2000.

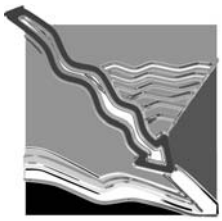
Eierle, B. (1999). *"Berechnungsmodelle für rissgefährdete Bauteile unter frühem Temperaturzwang."*, *Institute of Statics and Structural Engineering of the TU München*, München, 1999.

Plannerer, M. (2000). *"Temperaturspannungen in massigen Betonbauteilen."*, *Proc. 38th Forschungskolloquium des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (DAfStb),* TU München, March 2nd-3rd, 2000.

Autoren:
Marco Conrad, Markus Aufleger,
Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU München
80290 München (Lehrstuhl) / 82432 Obernach (Versuchsanstalt)

Abdallah I. Husein Malkawi
Jordan University of Science and Technology, Departement of Civil Engineering
Irbid, Jordanien

Internationales Symposium 2002 in Zürich
MODERNE METHODEN UND KONZEPTE IM WASSERBAU
Organisiert von der Versuchsanstalt für Wasserbau,
Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich und
dem Schweizerischen Wasserwirtschaftsverband



A Risk-Based Approach to the Management of Hydro Assets Case Study: Emmenweid Hydropower Plant

Dr. Frédéric Laufer
Samuel Macher

Abstract

Capital investment options to rehabilitate hydropower schemes consisting of aging generating units are analysed using a risk-based approach.

The reliability model for the overall system is obtained by dividing the power plant into a number of components that are first modelled individually. Their reliability is quantitatively modelled by the use of curves which describe reliability in function of time. For this, data from various databases were collected and analyzed. The use of industry-based reliability curves to establish the future behaviour of the selected components necessitates a condition assessment in order to assign to each component a representative age related to the average industry performance. The overall reliability of the system is then modelled as a series system of independent components and the operating costs are calculated using a computer simulation. Capital costs, repair costs, O & M costs, and opportunity costs (value of lost outputs) are the relevant cash-out elements.

To each component, an initial hazard-value according to its representative age is assigned and the consequential costs of failure are determined. The initial hazard, the degradation rates, and the hazard after failure determine the risk of the component in each period. The hazard in each period depends on what has happened to each component in all the previous periods. If a component fails, the NPV of both, the replace / repair costs and the opportunity costs are worked out. A running total of these values for each component of the system is calculated over a time-cycle of more than 20 years. Additionally, regular O & M costs and their potential change rate over time are considered.

After the evaluation of the base condition, alternative rehabilitation schemes are proposed to reduce the operating costs. The recommended alternative is selected based upon the simulation results and is the rehabilitation scheme which offers the greatest benefits to the system, not only with respect to economic, but also to restoring system reliability. In addition, the optimum intervention timing for rehabilitation of the

hydropower plant is established by determining the NPV at each year of implementation.

In the second part of the paper an application for a small run-of-river power plant is developed. The result of the specific analysis shows large operating risks for the power station in its present condition. A complete replacement of the generating unit would markedly reduce these risks. Moreover, with a new generating unit the annual energy production could be substantially increased, with less O & M expenditures and, possibly, reduced costs of operating personnel. The model indicates that a major rehabilitation plant has to be carried out soon or in any case no later than 2004 to prevent incurring costs owing to the increasing risk of unplanned outages.

Introduction

This paper is based on a study carried out by Dr. Adriano Zanier formerly at the ETH-Centre for Enterprise Sciences.

For hydropower plants, rehabilitation and equipment upgrades have become increasingly important, in particular in Switzerland, where over 50% of the hydroelectric power stations are older than 50 years. The principal objective of a rehabilitation project is to analyse scenarios to commercially achieve the greatest advantage of an additional investment and at the same time to improve the reliability and the efficiency of the power plant. So far, engineering judgement has been used to predict equipment reliability and determine the timing of such an investment.

The aim of a risk based approach is to add to the traditional engineering judgment approach to planning a major expenditure a quantified assessment of failure risk and associated unit outage. The optimum timing for intervention is calculated by determining the net present value at each year during the study period. Economic analyses are undertaken to facilitate the decision making process with respect to the realisation of the rehabilitation or replacement schemes and the planning for acquisition of spare parts.

1. Concept

Reliability and Failure Time Distributions

Reliability is often defined as the probability that a system, machine, device and so on will perform its intended function under operating conditions, for a specified period of time. The probability for failure in function of time can be characterised by various functions:

- The **cumulative distribution function** F(t) gives the probability that a component will fail before time t.

- The **probability density function** f(t) = dF(t)/dt, can be used to represent the relative frequency of the failure times of a component as a function of time.

– The **reliability function** R(t) =1 – F(t) gives the probability of the component being working beyond time t.

– The **hazard function** h(t) = f(t)/(1-F(t)) specifies the instantaneous rate of failure given that the component has been working until t.

The "bathtub-shaped" function shown in Figure 1 provides a useful conceptual model for the hazard of a large population of equipment components. After an initial period in which failures result primarily from quality-related defects, the failure is relatively constant. Late life failures are due to wear-out, yielding an increasing hazard function with age.

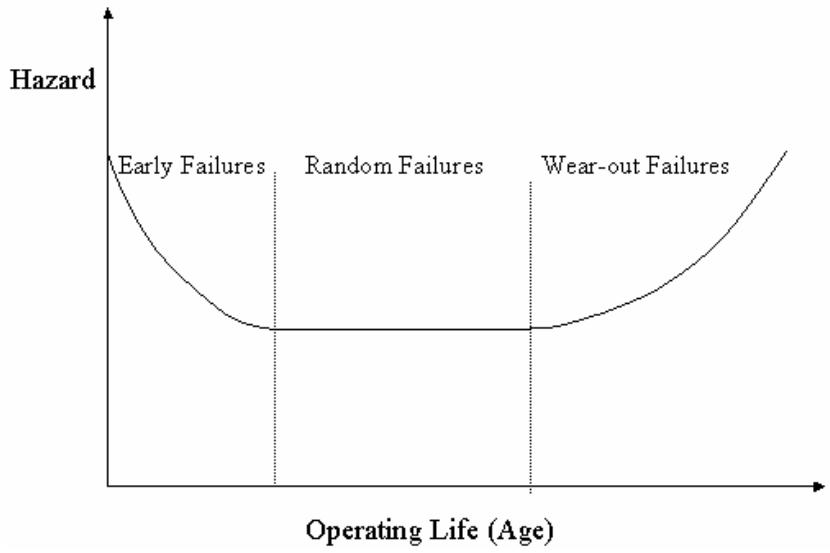


Figure 1 Bathtub curve hazard function.

The methods presented here will attempt to determine reliability and predict the characteristics of the random failures region and the wear-out region of the bathtub curve.

Numerous parametric models are used for the modelling of failure processes. Since exponential and Weibull distributions are used in this investigation, these two models are introduced:

- The **exponential distribution** is the simplest distribution that is commonly used in the analysis of reliability data. The distribution is characterised by a constant hazard function $h(t) = \lambda$, $t \geq 0$. λ is called the failure rate and is > 0.

  $f(t) = \lambda e^{-\lambda t}$ and $R(t) = e^{-\lambda t}$ $t \geq 0$

  Physically, a constant hazard function suggests that the component under consideration is not wearing out. The flat random failure region of the bathtub curve for electrical devices is much longer than the other two regions in comparison with the one of mechanical devices. This is the reason why the exponential distribution is a popular distribution for electronic components.

- The **Weibull distribution** is perhaps the most widely used model for the analysis of reliability data.

  $f(t) = (\beta/\alpha^{\beta})\cdot t^{\beta-1}\cdot\exp[-(t/\alpha)^{\beta}],\ t > 0$ and $R(t) = \exp[-(t/\alpha)^{\beta}],\ t > 0$

  The parameter β is called the shape parameter and is a positive, dimensionless pure number. The parameter α is called the scale parameter and is also positive and has the same units as t; α is called the characteristic life. The Weibull hazard function is:

  $h(t) = (\beta/\alpha)\cdot(t/\alpha)^{\beta-1}$ $t > 0$

  The Weibull distribution is a popular distribution for mechanical components.

Estimating System Reliability from Component Data

A system (in this case a hydropower plant) is a collection of components interconnected to perform a given task. Component state (e.g. working or not working) and system structure determine whether a system is working or not. Assessing and improving system reliability generally requires considerations of system structure and component reliability.

Sources of Reliability Data

Historic data for hydropower equipment are not usually available, nor are they collected by controlled and tested means. Expert knowledge is absolutely required for the evaluation and adaptation of the adequate reliability data.

Sensitivity analysis can be carried out to evaluate the impact of variations in the accuracy of the reliability curves on model results. It has been found, that in the majority of cases the accuracy of the reliability curves is not of overriding concern but similar in importance to that of any of the other input data. That is because the resulting costs of failure usually carry much more weight and have the larger impact on the results of the analysis.

Risk-Based Cost Analysis

Life-cycle cost analysis is an economic method that evaluates all costs and benefits over a given time horizon, accounting for time-based changes in the state of a physical system. The method looks at the entire stream of costs and benefits expressed in present value terms under base condition (repair when broken down) and rehabilitation alternatives. Alternatives are judged based on their benefits and costs. The purpose of life-cycle cost analysis is to establish the least cost option over the entire study period.

A fundamental input requirement for this analysis is the quantitative evaluation of the risk of failure for the single components. Due to system complexity, the reliability function of the power station over a life-cycle cannot be expressed in a closed form. Therefore, problems of the risk based analysis, in which there are uncertainties associated with the physical performance of the system and the economic consequences of that performance, are typically addressed through the use of computer-based simulation techniques.

The computer simulation combines uncertainties in many variables that describe a system to obtain a statistical description of the behaviour of the system as a whole. For

each simulated event at which descriptive data for uncertain variables are required, the statistical distribution is used to select a value (through random sampling from the distribution), which will thus differ from simulation run to simulation run. Since each random trial represents an independent "what if" game, the simulation method is often referred to Monte Carlo sampling. By generating hundreds of "what-if" games, the Monte Carlo sampling will generate the entire range of potential outcomes.

Figure 2 shows a schematic of the economic evaluation procedure that must be done to compare the base case, with alternative rehabilitation schemes that commit various levels of investment for rehabilitation. A comparison of the considered alternatives can be made on the basis of the resulting total cost of the alternatives for the project life. Typically, the base case entails no initial investment cost but has higher future costs than the proposed alternative.

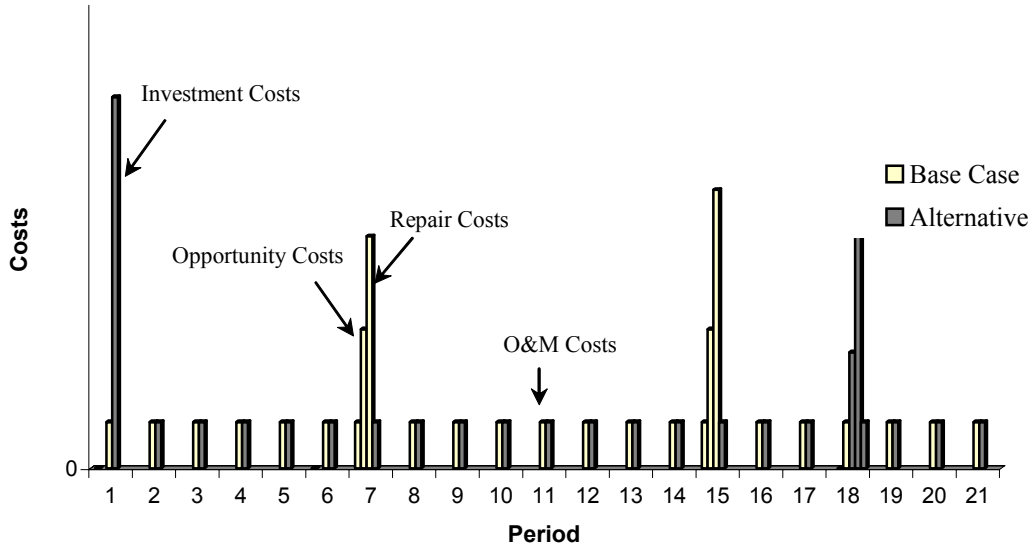


Figure 2 Life-cycle costs for a time horizon of 21 years

2. Reliability Analysis of Emmenweid Hydropower Plant

Technical Characteristics of the Hydropower Plant

The Emmenweid Hydropower Plant is a run of river power plant, whose characteristic data are summarised below:

Maximum turbine flow:	11.3 m^3/s
Height of fall (gross):	10.2 m
Height of fall (net):	8.7 m
Power turbine:	0.941 MW
Power generator:	0.900 MW

System Description

Determining the number of discrete mechanical and electrical components in a hydropower plant requires a system simplification to reduce the vast complexity of numerous items into smaller groups of critical items. In addition, an appropriate boundary must be defined (see Figure 3). For the purpose of the model, the simplification is made that external factors remain constant. The system boundary is drawn around the plant, at the point at which the plant provides output to the electrical grid, by leaving outside the intake channel.

In this study a series system is used to describe the overall system reliability. In a series system, the components are connected in such a manner that, if anyone of the components fails, the entire system fails. Each component is viewed as being in one of two states: operational or non-operational. Over time a particular component can degrade and become less fit for its intended purpose. Some components are replaced upon failure, others are repaired after failure. A minor repair may restore the functionality of the component after failure, but the component will be prone to increasing future failures. A complete replacement of the component will result in an associated failure-probability curve that represents a “as new” condition.

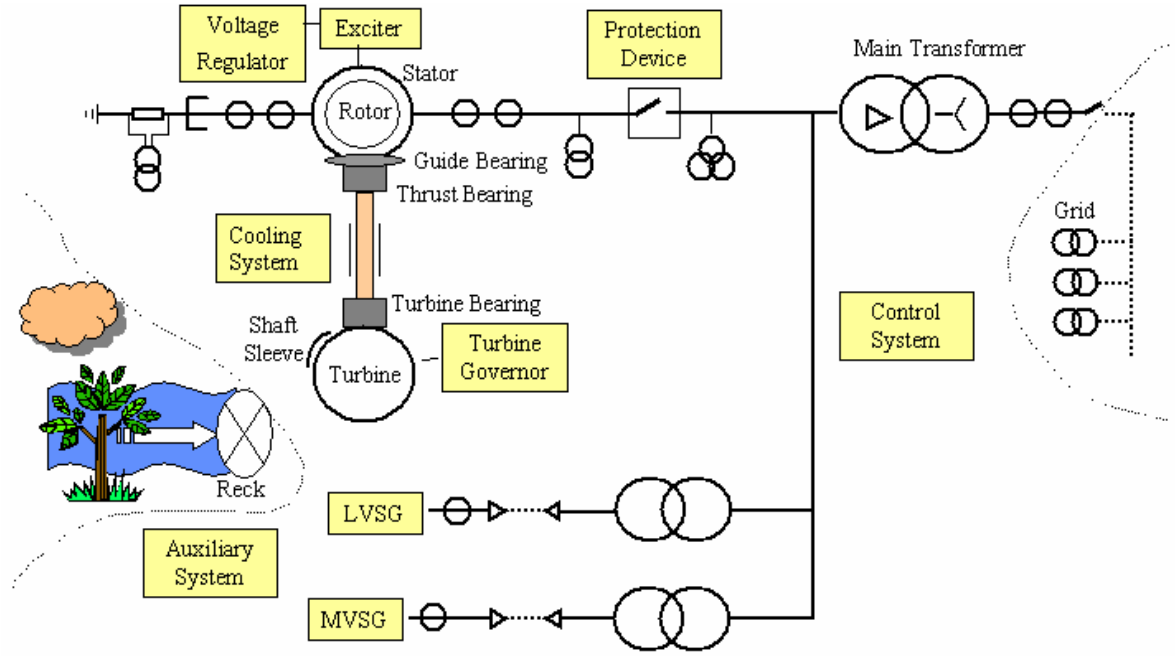


Figure 3 System definition and relevant components

Estimating Consequence and Risk Costs

The risk costs quantify the annual operational risk exposure and are determined based on the concept that risk is equal to the product of the probability of failure and the consequence costs that result if the failure occurs. Some of these failures may be infrequent, but require rather long lead time for sourcing replacement parts and accordingly incur large outage costs. Other failures may be frequent but cause less outage costs. The risk cost of a component is made up of repair and outage costs.

Optimum Intervention Timing for Turbine Runner Replacement

As a representation and example of how to predict the optimum timing for replacement, with due consideration of age, replacement costs and risk costs for all components, follows below a description for the case of the turbine runner replacement:

The turbine runner replacement consumes one of the largest portions of capital improvement expenditures. The probability of failure of the turbine runner increases with time and determines the risk costs. If the replacement is scheduled, then replacement costs including planned outage costs incur. The replacement of the turbine runner causes greater initial costs but reduced risk costs in comparison to a reparation, because during the period following the replacement, the representative age and the hazard associated will be reduced to that of a new turbine.

Using the hazard curves, the cost information and the representative age a year-by-year cost stream could be estimated. This allowed to select the year in which intervention would minimise the NPV of the cost stream for runner replacement.

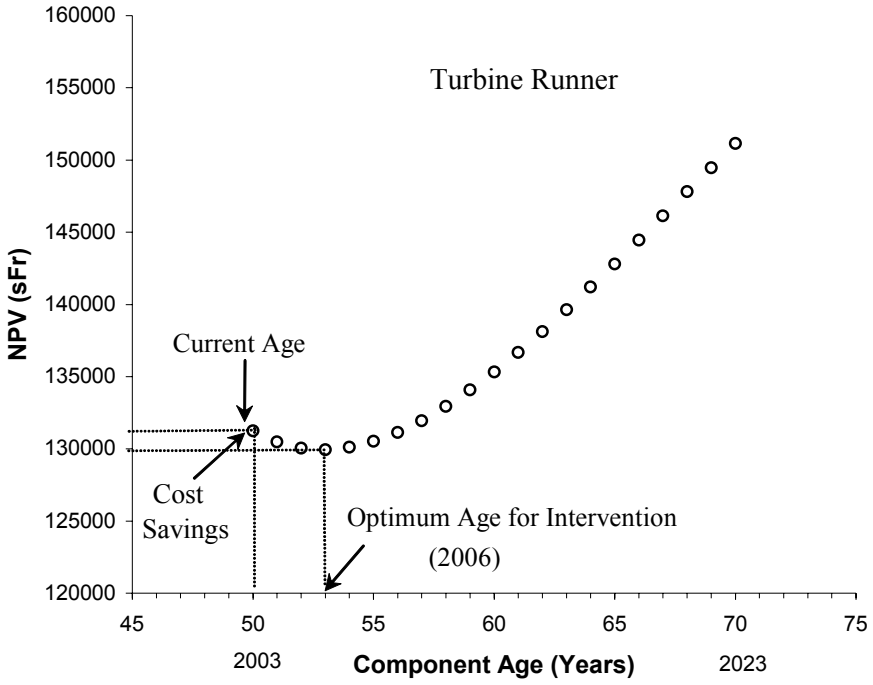


Figure 4 Optimum time for the replacement of the turbine runner when the annual cost streams are discounted to the base year using a discount rate of 7.0%

Determining the Least- Cost Alternative

Various rehabilitation schemes for the power plant of Emmenweid were assessed, of which one (Alternative III) included the complete replacement of the generating units. The risk-based model was run using 2000 iterations per period for the chosen four rehabilitation schemes. Each iteration generated data on component failures as well as discounted costs and benefits over the 21 year cycle. The incremental net benefits with respect to the Base Case were used to compare the options.

Table 1. Scenario simulation output for the study period obtained by discounting the annual costs and benefits to the base year 2002

	Base Case	Alternative I	Alternative II	Alternative III
Energy Benefits (sFr)	2'942'265	3'159'000	3'080'756	3'538'402
Repair Costs (sFr)	361'932	303'639	346'765	234'324
O&M Costs (sFr)	1'726'000	1'706'818	1'685'060	1'464'025
Investment (sFr)	0	240'000	142'528	900'000
Incremental Net Benefits (sFr)	**- -**	**54'210**	**52'070**	**85'720**

Optimum Intervention Timing

The Alternative III was shown to be the preferred one. Finally it had to be checked whether the previously selected intervention time was the optimal one.

After having reached a minimum in 2004, the implementation costs increase with time because now the consequence costs of failure outweigh more and more the effect of discounting. Therefore, it makes no sense to defer the implementation of Alternative III beyond 2004 as higher consequence costs have to be envisaged due to an increased overall hazard.

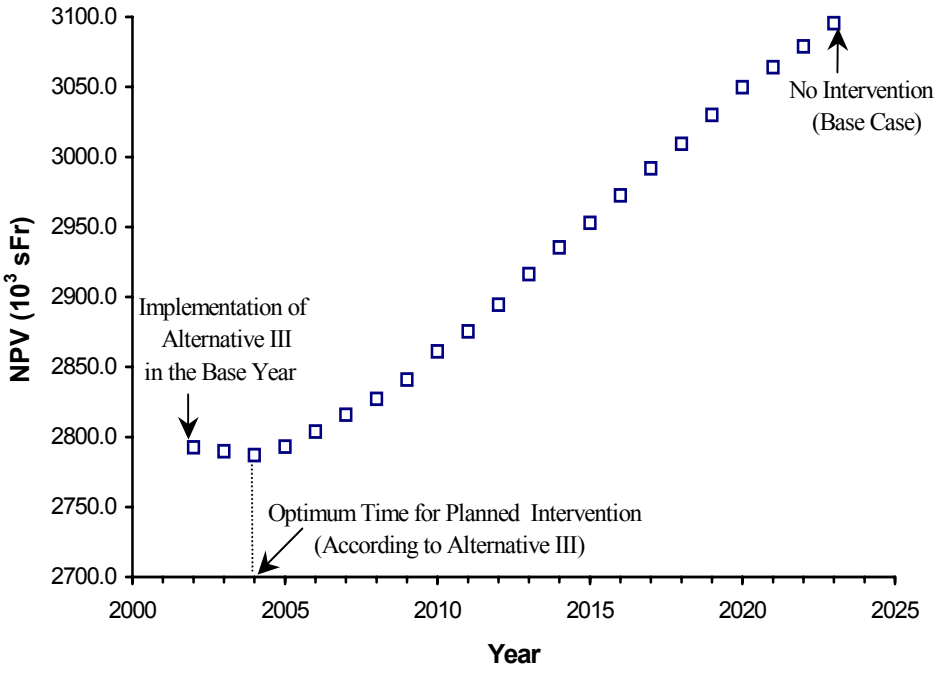


Figure 5 NPV of expected costs and optimum time for implementing Alternative III in a given year within the study period.

Sensitivity Analysis

The objective of the following simulation study is to establish the viability of Alternative III in relation to some factors of relevance, such as the representative age of the affected components, the discount rate and the energy value (mean annual tariff).

Figure 6 shows the net benefits (including resale value) of Alternative III - in comparison with the Base Case - for different discount rates and energy values (in sFr/kWh) assuming that the representative age of the components differs from that established in the condition assessment while keeping all other variables constant at their standard values

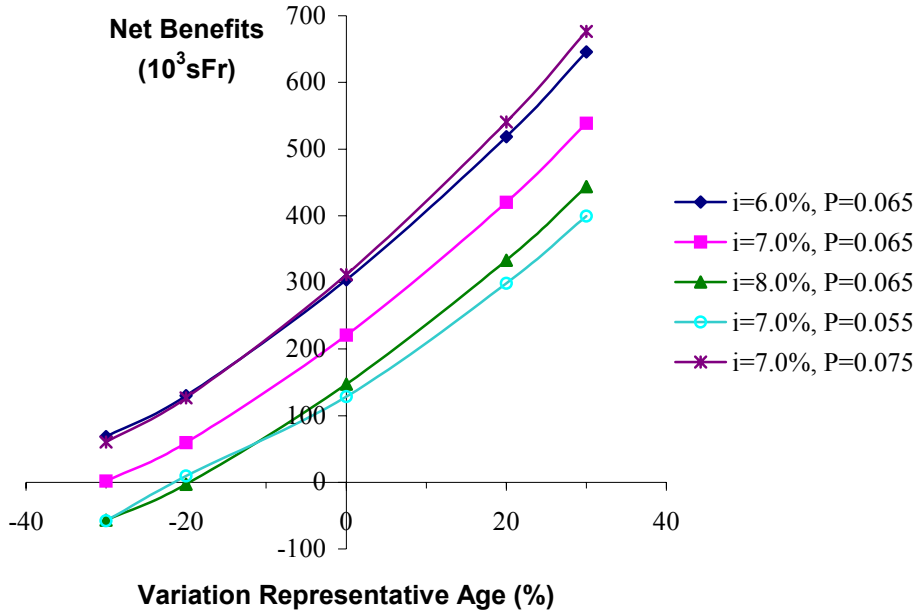


Figure 6 Net benefits of Alternative III - in comparison with the Base Case

3. Conclusions

In an increasingly deregulated and competitive energy marketplace, least cost strategies for capital expenditure are essential. Use of risk assessment can help hydro plant owners optimise their capital investment decisions. In the risk-based approach to managing hydro assets, informed and proactive decisions on major capital expenditures replace the commonly used, but inefficient, reactive repair response.

The procedure described can be applied in other, more complex power stations. It provides a measurement of the risk costs involved in hydropower life-cycle management. This information permits the owner to weigh the possible consequences of the proposed investment and thereby to make a sound decision regarding the proposal. While certain uncertainties never can be eliminated, an approach that specifies what parts of the system are to be modelled, and how that model operates, at least allows for discussion, examination, and modification of the important elements and processes of the system.

Authors:

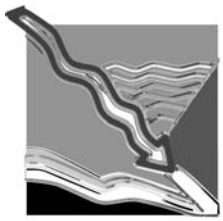
Dr. Frédéric Laufer

Electrowatt-Ekono AG
Hardturmstrasse 161, Postfach
CH-8037 Zürich/Schweiz
Tel. +41 1 355 55 54
Fax +41 1 355 55 56
e-mail: frederic.laufer@ewe.ch
http://www.ewe.com

Samuel Macher

Electrowatt-Ekono AG
Hardturmstrasse 161, Postfach
CH-8037 Zürich/Schweiz
Tel. +41 1 355 55 54
Fax +41 1 355 55 56
e-mail: samuel.macher@ewe.ch
http://www.ewe.com

Internationales Symposium 2002 in Zürich
MODERNE METHODEN UND KONZEPTE IM WASSERBAU
Organisiert von der Versuchsanstalt für Wasserbau,
Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich und
dem Schweizerischen Wasserwirtschaftsverband



The R.O.T Solution

the business approach to hydropower plant rehabilitation

Roland-Pierre Schmidiger

ROT BUSINESS: Rehabilitate-Operate-Transfer

1 Introduction

Electrowatt-Ekono (EE) is providing hydropower plant owners with a comprehensive business solution for plant rehabilitation based on the Rehabilitate-Operate-Transfer (ROT) template already successfully implemented on other projects in Europe.

The ROT business is derived from the extensive experience of EE in hydropower engineering and the financial strength of the company to support a contracting capability. The template also provides owners with a single partner able to assume the risks inherent in rehabilitation works.

2 The Basis of the Rehabilitate-Operate-Transfer Approach

The ROT template is based on the Build –Operate - Transfer (BOT) and the Build-Own-Operate-Transfer (BOOT) models, both turnkey concepts. The ROOT and ROT equivalent models were developed and are utilised by EE under the generic heading of "ROT business."

The ROT procedure was developed as a consequence of the present-age profile of hydro plants, particularly in Europe, most of which were built between the 1920's and 1960's. Generating equipment currently in operation is therefore between 40 and 80 years old and very little of it has been refurbished since original installation.

The ROT business was therefore developed to identify for owners those power plants that could yield greater returns by means of investment in rehabilitation of the generation equipment. This could be done by leaving the civil infrastructure of the power plants virtually untouched and only replacing aging equipment to enhance reliability and availability. In certain cases, with improved technology, it is also possible to increase the installed capacity of these plants.

EE (the ROT partner), in conjunction with the plant owner, identifies the rehabilitation option that yields the highest internal rate of return on investment ***and*** provides a positive net present value of the free cash flows at a discount rate appropriate to, and agreed with, the owner. This identification results from a feasibility study, which not only identifies the optimal rehabilitation option but also defines the investment requirements and the financial and technical performance expectations of the rehabilitated power plant.

Having identified and agreed with the owner the rehabilitation option yielding the greatest asset value, the ROT partner then carries out the rehabilitation work under an engineering, procurement and construction (EPC) type turnkey contract. Subsequently, under a limited duration (usually 3-5 years) operation and maintenance (O&M) contract, the ROT partner assumes the responsibility of the operation and maintenance of the power plant, in order to prove its enhanced performance in terms of reliability and availability, as defined in the feasibility study. Any variation with respect to the expected performance is covered by bonus and malus clauses written into the O&M contract.

Conclusion

During a whole rehabilitation process, the owner has a single contact, the ROT partner, who fulfils the role of both consultant and contractor and assumes responsibility for the performance of the power plant defined at the feasibility stage. The owner is relieved of project implementation risk, within a modified turnkey scheme, and is also relieved of the risk associated with EPC contract completion delays and project cost overruns. The ROT partner maintains responsibility for the performance of the plant from completion of the EPC contract and during the O&M contract. This involves the ROT partner contractually guaranteeing the start of production, with failure to comply resulting in the ROT partner compensating the owner for lost production.

3 Allocation of Risk

3.1 Introduction

The ROT business concept allows a power plant owner to rehabilitate aging equipment while assuming no additional risks to those normally associated with hydropower production.

For an owner, typically a power producer and dispatcher, the risks associated with running a power plant and generating electricity are:

- Hydrological risk – availability of water (head and flow)
- Market risk – existence and size of markets
- Pricing Risk – energy price in the market
- Operation and maintenance – production equipment reliability and availability
- Force majeure

The ROT partner assumes the risks of the rehabilitation of a power plant, i.e. those risks not typically borne by an owner in generating and selling electricity in a market. Risks assumed by the ROT partner during the feasibility phase are the following:

- Technical and design risk – core business risk of consulting engineers.
- Financial viability risk – the risk that the feasibility study does not identify a technically feasible option that enhances the asset value of the power plant.
- Legal risk – the risk that a technically feasible and financially beneficial rehabilitation option is not approved by governmental or local authorities
- Commercial risk – if a rehabilitation option is not technically feasible, financially beneficial and/or is not approved by the relevant licensing authorities, the cost of the feasibility study will be borne by the ROT partner

Once a feasible rehabilitation option is identified and implemented, the ROT contractor will bear the following risks, in line with standard EPC conditions:

- Rehabilitation/construction cost risk – cost overrun.
- Completion risk – risk of delay of completion with consequent compensation to the owner for loss of production
- Performance risk of equipment – risk that equipment fails to meet the performance criteria defined in the feasibility study and detailed in the specification

During the operation and maintenance phase, the ROT Contractor assumes the following risks

- Reliability/availability risk of equipment – the risk of having to compensate the owner for loss of production due to equipment failure
- Maintenance risk – the risk of the maintenance budget being exceeded, including the cost of replacing any failed components.

On completion of the O&M contract, and before all obligations of the ROT partner are transferred back to the owner, the performance of the power plant is assessed by the owner and ROT partner. At this final stage the ROT partner assumes the risk of

- Compensating the owner for equipment not meeting the technical performance specified in the feasibility study.
- Compensating the owner if reliability and availability of the equipment do not reach the levels defined in the feasibility study.

If, on the other hand, the parameters on which the power plant is being assessed are exceeded and the equipment outperforms expectations, then the owner compensates the ROT partner by means of an agreed success fee, as defined in the feasibility study.

Conclusion

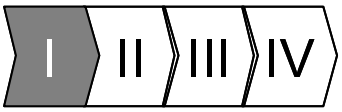
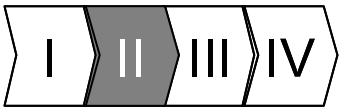
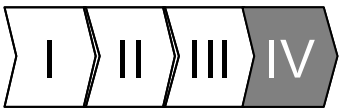
The ROT partner and in particular the owner has a transparent view of the rehabilitation process from the outset. On completion of the feasibility study the owner and ROT partner agree on the objectives of the rehabilitation process and fix the contractually-binding financial and performance benchmarks against which the rehabilitation will be judged. The ROT process also assigns risk between the partners.

4 The ROT Process – Phased Implementation

4.1 Introduction

The ROT process is defined by four distinct phases. During the process the owner participates by, for example, providing power plant historical records or by agreeing contractual terms and conditions. In this way the partners progress through the project with a clear understanding of each others obligations and transparency that allows flexibility and ease of working. This process is described in Table XX:-

Table XX – The ROT Process – Phased Implementation

	• Phase I - Feasibility Study – Technical and financial assessment
	• Phase II – Contractual and Financial Closure – Rehabilitation implementation and performance agreed and guaranteed contractually
	• Phase III – Rehabilitation Implementation – Rehabilitation implementation (EPC) and commissioning
	• Phase IV – Operation and Maintenance – Contract period, at the end of which the O&M rights are transferred back to the Owner.

4.2 Phase I – Feasibility Study

4.2.1 Introduction

This phase of the ROT process is the defining phase in which the partners identify and agree on achievable technical and financial objectives. The deliverable in this phase is a feasibility report outlining these objectives derived from a transparent process of analysis using existing data and industry standard benchmarks. During this phase both the owner and the ROT partner collaborate closely to develop the feasibility study that details the owner objectives for the rehabilitation.

4.2.2 Technical assessment

The owner provides the base data for the technical assessment: the historical records and the particular knowledge and characteristics of the power plant being studied. The longer the period for which data are available the greater the accuracy of non-obtrusive inspection and of the condition assessment of equipment components. This assessment may include, for example, evaluation of the following parameters:-

- Type of original equipment (or component), and manufacturer
- Age of component and rehabilitation or replacement history
- Number of generating hours (hours actually on-line)
- Profile of production against generating hours
- Downtime including cause and remedial measures
- Sediment load in the turbined water (concentration and abrasive characteristics).
- The maintenance regime

The equipment audit also includes a systematic interview with all the owner's personnel associated with the power plant and its operation. These interviews can yield valuable information that can lead to the identification of specific characteristics of existing equipment that are not always exposed by visual and auditing techniques or by detailed statistical analysis.

The statistical analysis of the historical data and the interpretation of the condition audit and the interview data, result in a series of technical options being proposed for the equipment rehabilitation.

4.2.3 Financial Modelling of Rehabilitation Options

The least cost analysis technique is used to identify the technical option that yields the highest net preset value of future free cash flows emanating from the rehabilitated power plant. The analysis considers reducing the following costs:-

- Values of lost production
    - Due to down time for rehabilitation work.
    - Due to equipment failure during normal operation
- Capital costs
    - Dividend payments to equity holders (project sponsors)
    - Repayment of debt capital
    - Interest service on debt
- Operation and maintenance costs
    - Reduction of high operational costs of providing personnel needed to operate and maintain ageing equipment
    - Optimise personnel required to operate rehabilitated power plant

- Reduce costs associated with aging equipment (cost of consumables: lubricants etc.)
- Reduce costs associated with replacing obsolete components with long delivery periods and high cost of replacing non-standard obsolete components where spares are not available)

The opportunity, operation and maintenance costs increase with age of the component. However, these costs reduce to nearly zero after replacement. Therefore, an optimum point can be identified where the net present value of the replacement (capital) cost and the opportunity, operation and maintenance costs is minimised.

Figure YY shows the non-linear increase in the hazard or risk of breakdown against the age of a component (Figure YY shows a typical curve for a turbine runner). Industrial standard curves are available for such components. From these standard curves an analysis of the representative age of the component under consideration can be made and its position on the industrial standard hazard curve can be defined. For example, if a component has a history of operation with high sediment load and high head (in comparison with the industrial average), the representative age will be considered greater than the actual installed age (industrial average), so that there will be a consequential increase in the hazard parameter. It is the results of the condition audit and assessment, in conjunction with the historical records, that are used to evaluate the representative age of the component with respect to the industrial average.

Table YY

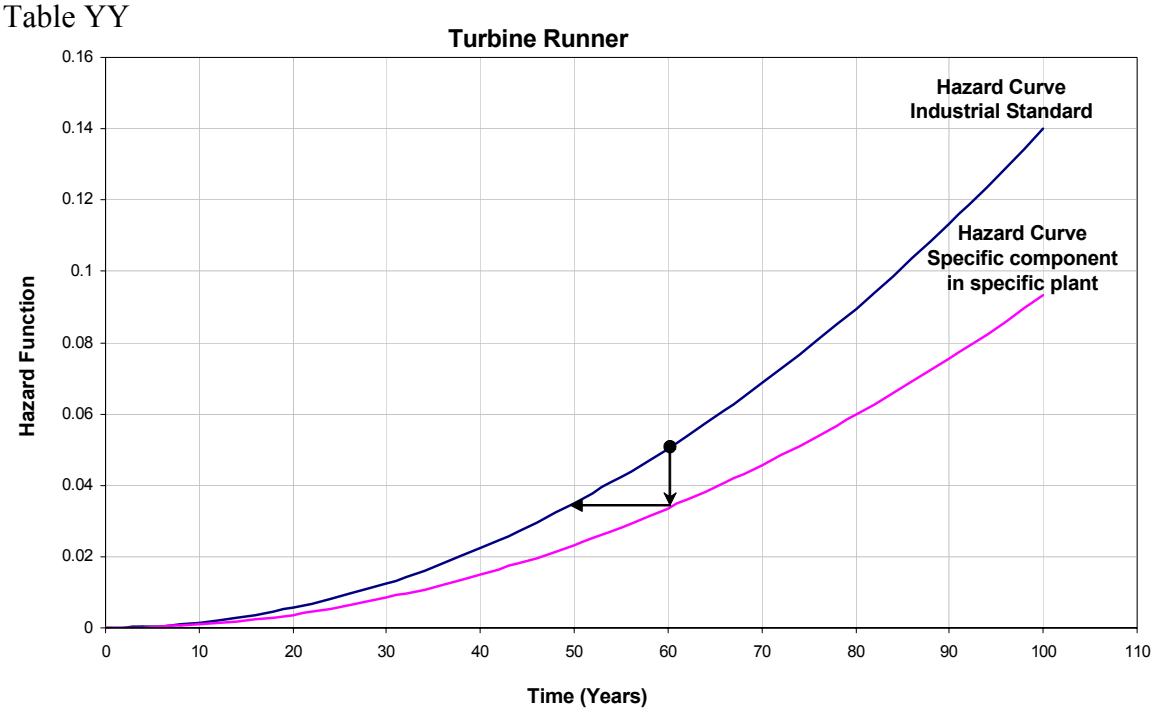
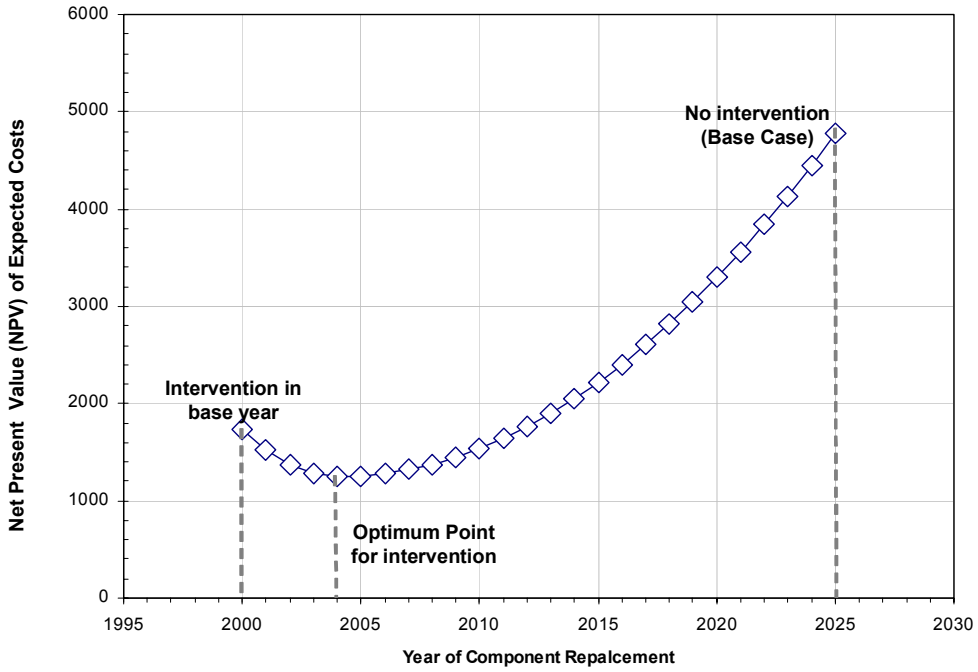


Figure AA shows the results of a least cost analysis using the modified or representative age. The x-axis gives the year of intervention (replacement) and the y-axis the net present value of the total cost: capital, value of production losses, operation and maintenance costs, for plant operational life of 25 years (2025 in this case: the end of the concession).

Table AA



By superimposing the least cost curves of each component, a least cost curve for a complete unit or power plant can be produced. The results will define the programme for component replacement for a power plant, which may comprise a number of generating units.

Hence a financial model can be constructed to simulate the capital costs for the replacement of components and the costs of production losses, operation and maintenance, before and after component replacement. The model will also consider any increase in associated revenue due to, for example, availability, reliability, capacity or efficiency increases.

The financial model simulates each rehabilitation option. The rehabilitation option to be implemented is that giving the highest positive net present value. In the case where an analysis does not yield a positive net present value, the option to "do nothing" is the most beneficial and hence the owner is advised not to embark on any plant rehabilitation.

Conclusion

The feasibility study defines the structure of the rehabilitation project and the programme of component renewal with time for a defined plant life. The financial parameters for the rehabilitation are used to define the benchmarks against which the performance of the power plant will be assessed at the time of transfer.

4.3 Phase II – Contractual and Financial Closure

The financial and technical parameters on which the performance of the power station is to be benchmarked, including the allocation of risk to the partners, are defined contrac-

tually in the EPC and O&M contracts. All sub-contracts and supply contracts are also identified at this stage so as to provide the owner with transparency across the project structure. These binding agreements form the contractual basis and the framework under which the rehabilitation and O&M process is implemented.

Financing agreements are reached at this stage to provide the capital for the replacement of components and equipment. These agreements include the debt service schedules and dividend expectations. For the larger rehabilitation schemes agreements for off-balance sheet financing are finalised, including any equipment leasing contracts.

This type of financial engineering can be critical in finding solutions that remove debt from the balance sheet and replace it with expenses on the income statement, thus bringing projects into profit in the first years of production following rehabilitations.

4.4 Phase III – Rehabilitation Implementation

The rehabilitation is implemented under the EPC contract within a conventional contracting framework.

4.5 Phase VI- Operation and Maintenance

The operation and maintenance contract is a conventional contract but also covers any delays due to failure to complete the compensation for lost production to be paid to the owner in such event.

On completion of the O&M contract the obligation to operate and maintain the power plant is transferred back to the owner and with any bonus or malus compensation payments being made in accordance with the contact terms and conditions.

5 ROT Project Structure – Alternative Templates

5.1 Introduction

The ROT project structure has two main alternatives

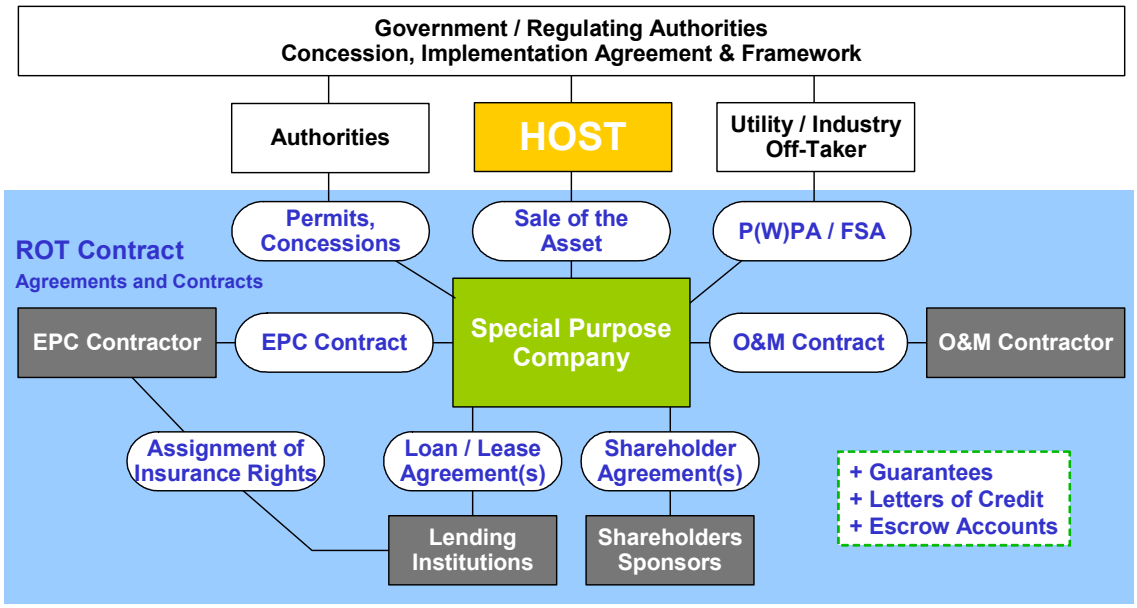
i) The power plant asset is transferred to a special purpose company (SPC), which rehabilitates the asset and runs the power plant as an independent legal entity. The owner may have an agreement with the SPC for transfer back in 3, 5, 15 or even 40 years, or may agree a limited concession period with the SPC after which the asset is transferred or sold back to the owner, in accordance with predetermined terms and conditions. This is the basic template (based on the BOOT template) from which other ROT structures are derived. This structure is typically that adopted by owners whose core business is not energy production but who have hydropower assets associated with industrial production facilities. In this case the owner may be keen to have an agreement for the bulk purchase of power from the power plant. Here, therefore, the hydrological risk may also be transferred from the owner (host) to the SPC. Figure BBB shows the basic ROT (ROOT) template.

ii) The power plant asset is not transferred. This structure is typically that adopted by power generators or utilities whose core business is hydroelectric production. Only the obligation or rights to rehabilitate, operate and maintain the power plant are transferred to a developer or contractor. This project structure in itself may have two further alternative structures:-

(1) Rehabilitation sponsors and financing sourced in the markets on the merits and expectations of the project profitability and enhanced cash flows.

(2) Rehabilitation financed on the balance sheet by the owner.

Table BBB



5.2 Alternative structure

The sourcing of the capital and the structure of debt repayment can be tailored to the owner's requirements. This tailoring also includes the flexibility in defining the position of the power purchase agreement (PPA). It is possible for the SPC to take the risks inherent in participating in a PPA agreement with the owner, which implies taking hydrological risk. However, the owner may wish to provide standard fixed payments to the SPC during the O&M contract, which can provide the owner and SPC with definable future costs and revenues respectively. In this case, the PPA is agreed outside the project structure between the owner and a third party off-taker.

6 Conclusion

Using the ROT business approach a power plant owner allows a partner experienced in hydropower rehabilitation to collaborate to seek the most beneficial rehabilitation option with regard to the technical and financial aspects.

The ROT partner provides an extensive and transparent feasibility study from which the optimum project structure can be established to satisfy the individual needs of the owner.

Depending on the extent and value of the rehabilitation the ROT partner can act as project developer and/or participate by acting as the SPC and acting as the contractual partner for the rehabilitation.

Whatever structure is developed by the owner in collaboration with the ROT partner, the project will be implemented with seamless transitions from one phase to the next with the rehabilitation and early operation and maintenance risk being taken by the ROT partner, the SPC.

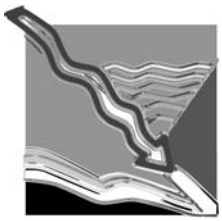
This type of rehabilitation approach can only be accommodated by an ROT partner with extensive experience in hydropower rehabilitation, in conjunction with a financial capability for, and experience in, EPC contracting.

Fundamentally at the time of transfer, the owner takes over a rehabilitated power plant that is performing to predefined parameters and is delivering hydropower with enhanced reliability and availability.

Roland-Pierre Schmidiger
Head Energy Switzerland

Electrowatt-Ekono AG
Hardturmstrasse 161
P.O. Box
8037 Zürich

Internationales Symposium 2002 in Zürich
MODERNE METHODEN UND KONZEPTE IM WASSERBAU
Organisiert von der Versuchsanstalt für Wasserbau,
Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich und
dem Schweizerischen Wasserwirtschaftsverband

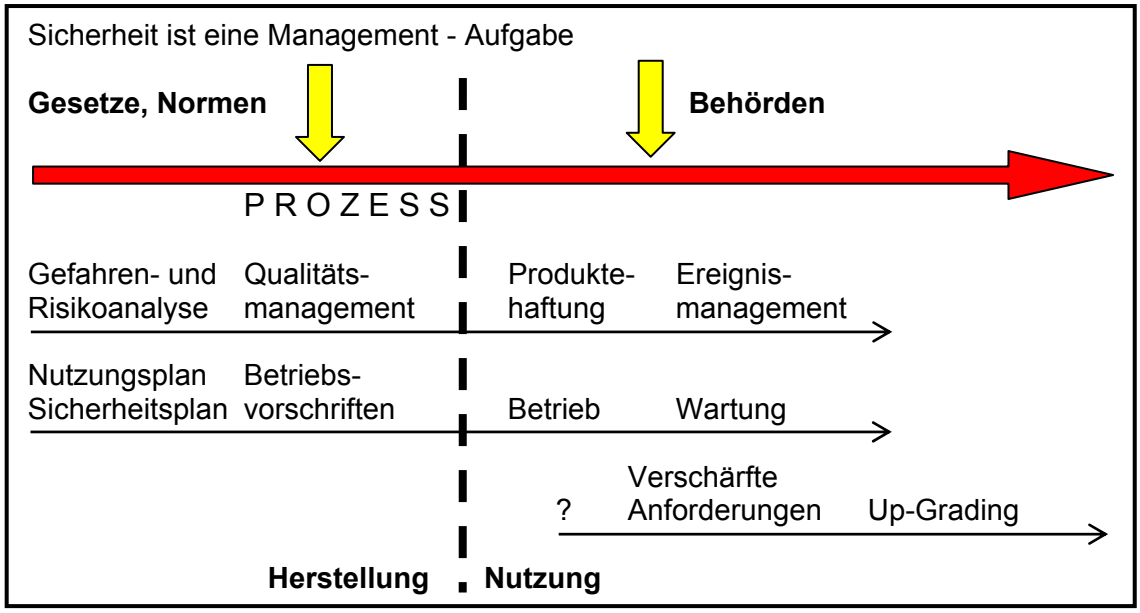


Grundlegende Sicherheitsaspekte für Bau und Betrieb von maschinellen Kraftwerksanlagen

Prof. Jürg Meier

1. Sicherheitstechnische Anforderungen im heutigen Umfeld

1.1 Integrale Sicherheitstechnik



Die sicherheitstechnische Beherrschung des Herstellungs- und Betriebsprozesses führt dazu, dass:

- Ereignisse und ihre Konsequenzen technisch und rechtlich unter Kontrolle sind.
- die geplante Verfügbarkeit und Zuverlässigkeit erreicht und gehalten werden können
- Grundlagen und Grenzen von Upgrades klar sind und abgeschätzt werden können.

Die folgenden Ausführungen zeigen die sicherheitstechnischen Werkzeuge zum Erreichen dieser Anforderungen auf.

1.2 Anforderungen des Gesetzgebers und der Behörden

Bei langlebigen Anlagen wie Kraftwerksanlagen sind die Hersteller, Betreiber und Behörden mit grossen Änderungen in der technologischen und gesellschaftlichen Entwicklung konfrontiert. Diese Entwicklungen und politischen Rahmenbedingungen können sprunghaft und auch fast unmerklich erfolgen.
Es gibt Beispiele, die aufzeigen, dass bei Technologieänderungen Know-how und sogar gesetzliche Grundlagen "vergessen" werden. Leider führte diese Tatsache zu tragischen Unglücksfällen!

1.3 Marktwirtschaftliche Anforderungen

Aktuell müssen die Kraftwerkbetreiber gewaltige marktwirtschaftliche Umstrukturierungen bewältigen. Die Marktliberalisierung verlangt tiefgreifende Anpassungen der technischen Infrastrukturen, die vor allem zu einer flexibleren und kostengünstigeren Betriebsabwicklung bei erhöhter Zuverlässigkeit führen soll.
Erstaunlich ist, dass bei sehr vielen solchen Upgradingprojekten Randbedingungen zum Vorschein kommen und zu beachten sind, die auf konzeptionelle Sicherheitsmängel seit Betriebsaufnahme zurückzuführen sind!

2. Gesetzliche Grundlagen in der Schweiz

2.1 Bundesgesetz über die Produktehaftung

Die relevanten Artikel des Bundesgesetzes über die Produktehaftung (PrHG, 221.112.944, vom 18. Juni 1993) lauten wie folgt:

Art. 1, lit. 1:
„Der Hersteller haftet für den Schaden, wenn ein fehlerhaftes Produkt dazu führt, dass: eine Person getötet oder verletzt wird; eine Sache beschädigt oder zerstört wird, die nach ihrer Art gewöhnlich zum privaten Gebrauch oder Verbrauch bestimmt und hauptsächlich privat verwendet worden ist.“

Art. 6, lit. 1:
„Ein Produkt ist fehlerhaft, wenn es nicht die Sicherheit bietet, die man unter Berücksichtigung aller Umstände zu erwarten berechtigt ist; insbesondere sind zu berücksichtigen:

- *die Art und Weise, in der es dem Publikum **präsentiert** wird;*
- *der Gebrauch, mit dem vernünftigerweise gerechnet werden kann;*
- *der Zeitpunkt, in dem es in den Verkehr gebracht wurde.“*

Die Ursache für die Fehlerhaftigkeit eines Produktes kann somit in 3 Kategorien eingeteilt werden:

1. Konstruktionsfehler
2. Herstellungsfehler
3. Instruktionsfehler

2.2 Bundesgesetze zur technischen Sicherheit

Das *Bundesgesetz über die Sicherheit von technischen Einrichtungen und Geräten (STEG) 819.1* 1996 und die dazu gehörende *Verordnung über die Sicherheit von technischen Einrichtungen und Geräten (STEV) 819.11* 1996 regeln die zu beachtenden Grundlagen der Sicherheitstechnik in der Schweiz.

Die STEV verweist explizit auf die Richtlinie 98/37/EG (Maschinenrichtlinie, 1998) der europäischen Gemeinschaft. (Art. 2)
In der Schweiz gelten demnach die gleichen Sicherheitsvorschriften wie in der EU.

Im Weiteren sind in der Schweiz die Richtlinien der EKAS (Eidgenössische Kommission für Arbeitssicherheit; EKAS Richtlinie 6508) zu beachten, die ab 1. 1. 2000 ein organisiertes Sicherheitskonzept für die innerbetriebliche Unfallverhütung und Schutzmassnahmen verlangen.

3. Richtlinie 98/37/EG (Maschinenrichtlinie)

Die Maschinenrichtlinie stellt die Basis zur Realisierung von gesetzeskonformen und sicheren Maschinen dar.
Im Anhang 1 werden die „grundlegenden Sicherheits- und Gesundheitsanforderungen bei der Konzipierung und beim Bau von Maschinen und Sicherheitsbauteilen“ beschrieben.

Weitere Hauptpunkte der Maschinenrichtlinie (und damit des STEG/ der STEV)

- Es soll jedes Risiko ausgeschlossen werden
- Es dürfen nur technische Einrichtungen und Produkte angepriesen und in Verkehr gesetzt werden, die den grundlegenden Sicherheits- und Gesundheitsanforderungen entsprechen.
- Bei technischen Einrichtungen und Produkte sind die anerkannten Regeln der Technik zu befolgen.
- Der Hersteller ist verpflichtet, eine Gefahrenanalyse und Risikobeurteilung vorzunehmen
- Die Konformitätserklärung ist immer notwendig und die **CE**-Kennzeichnung ist praktisch ebenfalls obligatorisch.
- Normen haben unverbindlichen Charakter; nach Normen gebaut lässt aber *„vermuten, dass die Anforderungen erfüllt sind“.*
- Der Hersteller muss eine Betriebsanleitung mitliefern, aus der hervorgeht:
  - Bestimmungsgemässe Verwendung
  - Bestimmungsfremde und ausgeschlossene Verwendungsmöglichkeiten
  - Zu erfüllende Sorgfaltspflichten bei Installation und Verwendung
- Bei der Integration der Sicherheit müssen folgende Grundsätze in der folgenden Reihenfolge angewandt werden:

1.	Beseitigen oder Minimierung der Gefahren (Integration des Sicherheitskonzeptes in die Entwicklung und den Bau der Maschine)	**T**echnik
2.	Ergreifen von notwendigen Schutzmassnahmen gegen nicht zu beseitigende Gefahren	**O**rganisation
3.	Unterrichtung der Benutzer über Restgefahren aufgrund der nicht vollständigen Wirksamkeit der getroffenen Schutzmassnahmen; Hinweis auf Spezialausbildung und persönliche Schutzausrüstung	**P**ersönlich

3.1 Struktur der europäischen Normen für die Maschinensicherheit

Über allen Normen steht die **EG-Maschinenrichtlinie 98/37/EG** (vormals 89/392/EWG)

3.1.1 Grundnormen (A-Normen)

Grundnormen behandeln grundlegende Sicherheitsfragen sowie auf sämtliche Maschinen anwendbare Grundsätze, die nur einmal festgelegt werden müssen. Dazu gehören Normen über Grundbegriffe, Gebrauchsanleitungen, Terminologie.
Beispiel für A-Normen
EN 1050 Sicherheit von Maschinen - Leitsätze zur Risikobeurteilung

3.1.2 Gruppennormen (B-Normen)

Gruppennormen sind Normen mit sicherheitstechnischen Aussagen, die nicht nur eine einzelne Maschine betreffen, sondern in ähnlicher Weise für eine Gruppe von verschiedenen Maschinen oder Anwendungen gelten. Sie werden unterteilt in B1- und B2-Normen.

B1-Normen behandeln übergeordnete Sicherheitsaspekte, z.B. Sicherheitsabstände, ergonomische Grundsätze, Temperaturen heisser Oberflächen, usw.
Beispiel für B1 -Normen
EN 1037 Sicherheit von Maschinen - Vermeidung von unerwartetem Anlauf

B2-Normen behandeln Sicherheitseinrichtungen, die bei verschiedenen Maschinenarten verwendet werden können, z.B. NOT-AUS-Einrichtungen, Zweihandschaltungen, Lichtschranken, usw.
Beispiel für B2-Normen
EN 418 Sicherheit von Maschinen - NOT-AUS-Einrichtungen

3.1.3 Produktenormen (C-Normen)

Produktenormen behandeln spezifische Sicherheitsanforderungen für einzelne Maschinen bzw. Maschinengruppen.
Beispiele für C-Normen
EN 775 Industrieroboter - Sicherheit
EN 1493 Fahrzeug-Hebebühnen

3.1.4 Fachnormen

Im Kraftwerkbau, insbesondere für den Bereich Stahlwasserbau, steht ein komplettes, aktualisiertes und abgestimmtes Normenwerk zur Verfügung:

Die entsprechenden SIA und DIN Normen sind analog aufgebaut, dies gilt auch für die **Eurocodes 1 und 3**, die im wesentlichen deckungsgleich sind:

SIA 160	Einwirkungen auf Tragwerke		1989
SIA 161	Stahlbauten	Bemessung	1990
SIA 161/1	Stahlbauten	QS, Schweisstechnik, Werkstoffe	1990
DIN 18 800	Stahlbauten		1990
Eurocode 1	Grundlagen der Tragwerksplanung und Einwirkungen auf Tragwerke		1993
Eurocode 3	Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten		1992
DIN 19 704	Stahlwasserbauten		1998

4. Konzeption und Bau von Anlagen

4.1 Konsequenzen aus dem Produktehaftungsgesetz:

Aufgrund der möglichen Fehlerursachen setzt die Fehlerfreiheit folgendes voraus:

- Fehlerfreie Konzeption aufgrund eines umfassenden Sicherheits-konzeptes
  - *Massnahme: Nutzungs- und Sicherheitsplan erstellen*
- Fehlerfreie Herstellung, d.h. Gewährleistung einer den festgelegten Anforderungen an alle Teile und Fabrikationsschritte entsprechenden Qualität
  - *Massnahme: Qualitätsmanagement nach ISO 9001 einsetzen*
- Fehlerfreie Präsentation, d.h. dem Benutzer sind alle erforderlichen Informationen für einen sicheren Umgang mit dem Produkt vollständig, klar und unmissverständlich zu vermitteln
  - *Massnahme: Betriebsanleitung konform erstellen und instruieren*

4.2 Anwendung der Richtlinie 98/37/EG (des STEG / STEV):

Die Maschinenrichtlinie ist nicht als Leitfaden, sondern als Gesetz mit entsprechenden juristischen Konsequenzen zu betrachten.

Die Konformitätserklärung ist immer notwendig und die CE-Kennzeichnung ist praktisch ebenfalls als obligatorisch zu betrachten.
Der Umfang der zu erstellenden Dokumentation ist in nebenstehender Aufstellung zusammengefasst.

Technische Dokumentation
Maschinenrichtlinie 98/37/EG Anhang V

Prinzip
Alles, was für Personensicherheit Bedeutung hat, muss dokumentiert sein:
- Gefahrenanalyse
- Pläne, Stücklisten, Layout, Berechnungen
- Beschreibung der Lösungen, die zur Verhütung der von der Maschine ausgehenden Gefährdungen gewählt wurden. (Schutzzielbeschreibung)
- Stromlaufplan
- Analyse von Gefahrenstoffen
- Lärmmessung
- Betriebsanleitung
- Gebrauchsgerechte Darbietung (Prospekte)

Die Maschinenrichtlinie verlangt das Einhalten der "Regeln der Technik".
Normen haben unverbindlichen Charakter; nach Normen gebaut lässt aber *„vermuten, dass die Anforderungen erfüllt sind“.*
Dies bedeutet, dass die existierenden Fachnormen bei der Beurteilung der sicherheitstechnischen Situation eine entscheidende Rolle spielen.

Zu berücksichtigen wird sein:
- Verhältnismässigkeit der Normenforderung
- Stand der Technik

Dazu folgende Erläuterungen:

- ***Stand von Wissenschaft und Forschung ?***
➜ was theoretisch durchführbar ist, im Labor verwirklicht ist

- ***Stand der Technik ?***
➜ was viele Fachleute als richtig erachten und sich in der Praxis bewährt hat.

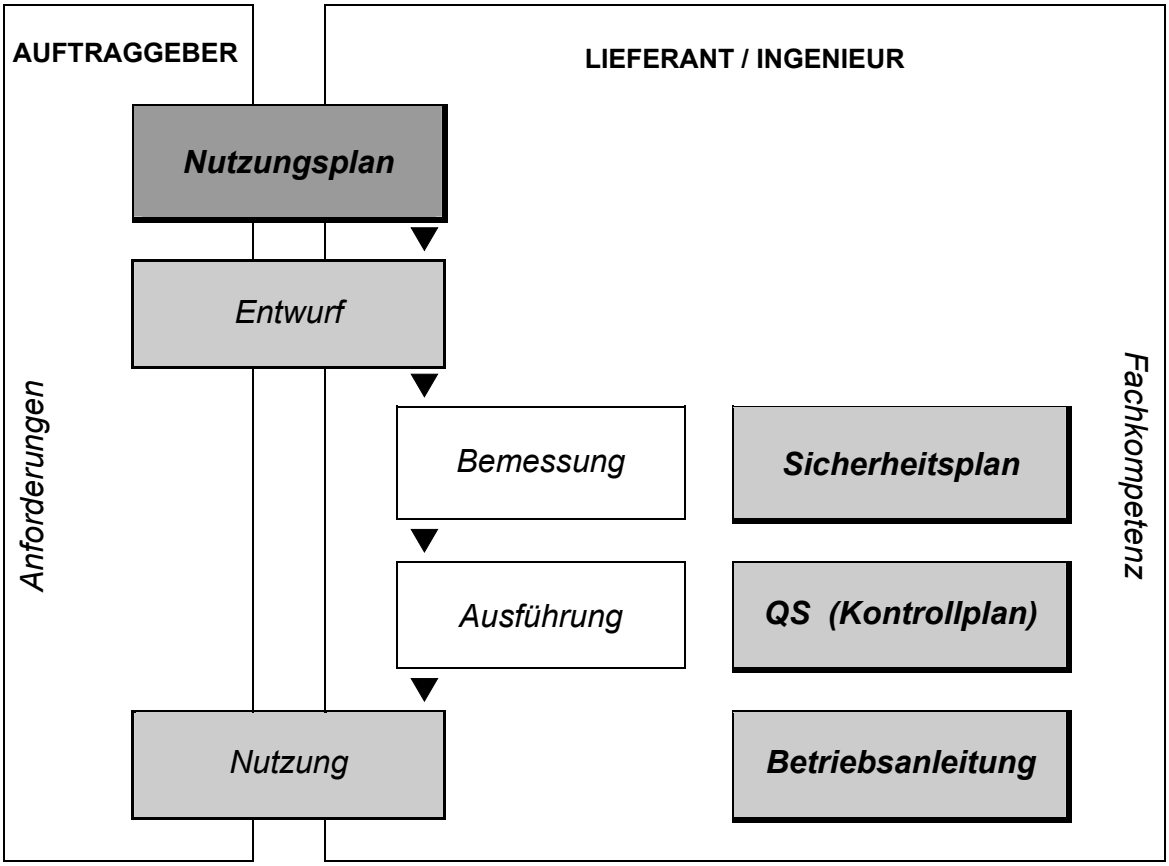
- ***Regeln der Technik ?***
➜ was sich schon lange bewährt hat und eigentlich von allen so gehandhabt wird. Oft in Normen festgehalten.

- ***Normengültigkeit ?***
➜ zu berücksichtigen ist die weitere Entwicklung der Technik nach Inkraftsetzung der Norm bis zu ihrem aktuellen Einsatz.

Sicherheitstechnisch ist der Lieferant verpflichtet, nach dem aktuellen Stand der Technik zu liefern.

4.3 Realisierung von Projekten

Aus den bisherigen Ausführungen lässt sich für die Projektabwicklung (Neu- und Umbauten) folgendes generelles Schema ableiten:



Zu beachten ist, dass der Auftraggeber sicherheitstechnisch ebenfalls Verantwortung übernehmen muss.
Der Auftraggeber unterschreibt den Nutzungsplan und gibt damit die Ausgangsdaten für die Projektrealisierung frei.
Bei der Nutzung ist er verpflichtet, sich an die Betriebsvorschriften des Lieferanten zu halten.
Dabei wird er beratende Ingenieure beziehen. Das beratende Ingenieurunternehmen ist mit der Gesamtprojektierung beauftragt.
Als unabhängige Fachstelle steht der Sicherheitsingenieur zur Verfügung. Idealerweise wird er auch die Prüfingenieurarbeiten durchführen und koordinieren.

Der Sicherheitsplan dokumentiert die Grundlagen, Annahmen, Massnahmen und Risiken, die für das Werk zugrundegelegt sind und zu beachten sind.
Dieses Dokument ist eine sehr wichtige Basis für die Betriebsvorschriften und bei späteren Umbauten und Upgrading - Projekten.

5. Betrieb und Wartung von Anlagen

5.1 Sicherheitstechnische Grundlage der Betriebsführung

Mit der Übernahme seiner Anlage muss der Betreiber in der Lage sein, die Sicherheitsanforderungen zu erfüllen.
Das bedeutet:

- Das Personal muss ausgebildet sein und die Betriebsorganisation auch für Zwischenfälle funktionsfähig sein.
- Er muss sämtliche Betriebsvorschriften der Lieferanten verstehen und anwenden können. Die Lieferanten werden sich dies und die erfolgte Instruktion schriftlich bestätigen lassen.
- Die Wartungsarbeiten an den vielfältigen und komplexen Arbeiten müssen organisiert und koordiniert werden. Um wirtschaftlich arbeiten zu können, müssen im schriftlichen Einverständnis mit dem Lieferanten Anpassungen gemacht werden.
- Die Garantieabnahmen müssen minutiös durchgeführt werden.

Der Betriebsdatenerfassung kommt grosse Bedeutung zu. Sie dient:

- der Aufzeichnung der betrieblichen Ereignisse
- der Zustandserfassung der Anlagen
- dem Nachweis der durchgeführten Arbeiten
- der frühzeitigen Erkennung von Zwischenfällen

Die getroffenen Arbeitssicherheitsmassnahmen der Lieferanten müssen gemäss dem Sicherheitskonzept für die innerbetriebliche Unfallverhütung und Schutzmassnahmen (EKAS Richtlinie 6508) überprüft und meist ergänzt werden.

5.2 Wissen basierte Betriebsführung und Unterhalt

Heutige Anlagenleitsysteme erlauben eine umfassende Verarbeitung von Betriebs- und Zustandsdaten. Damit wird der Betrieb optimiert und eine bestmögliche Effizienz mit minimalem Personal- und Ressourceneinsatz erreicht.

5.2.1 Risikobasierte Instandhaltung (RBI)

Mit den Grössen Schadensausmass und Eintrittshäufigkeit, wird das Risiko definiert als:

Risiko R = Schadensausmass S · Eintrittshäufigkeit H

Instandhaltung wird nicht nur durchgeführt, um Ausfälle, d.h. Verluste, für das Unternehmen zu vermeiden. Störfälle in Kraftwerksanlagen können grosse Schäden an Personen und Sachen zur Folge haben. Zu den grossen externen Auswirkungen kommen noch Folgen für das Unternehmen selbst.

Prestigeverlust und massive finanzielle Schäden können für das betroffene Unternehmen grösste Konsequenzen haben. RBI hat daher die Vermeidung schwerer Schadensfälle zum Ziel.

RBI bestimmt für jedes Bauteil die aus den möglichen Ausfallarten resultierenden Schäden und die zugehörigen Ausfallhäufigkeiten. Die grosse Zahl von Möglichkeiten kann manuell meist nicht mehr durchgerechnet werden, d.h. man benötigt ein Rechenprogramm, das alle Möglichkeiten berücksichtigt, das die erforderlichen Ausfalldaten zur Verfügung stellt.

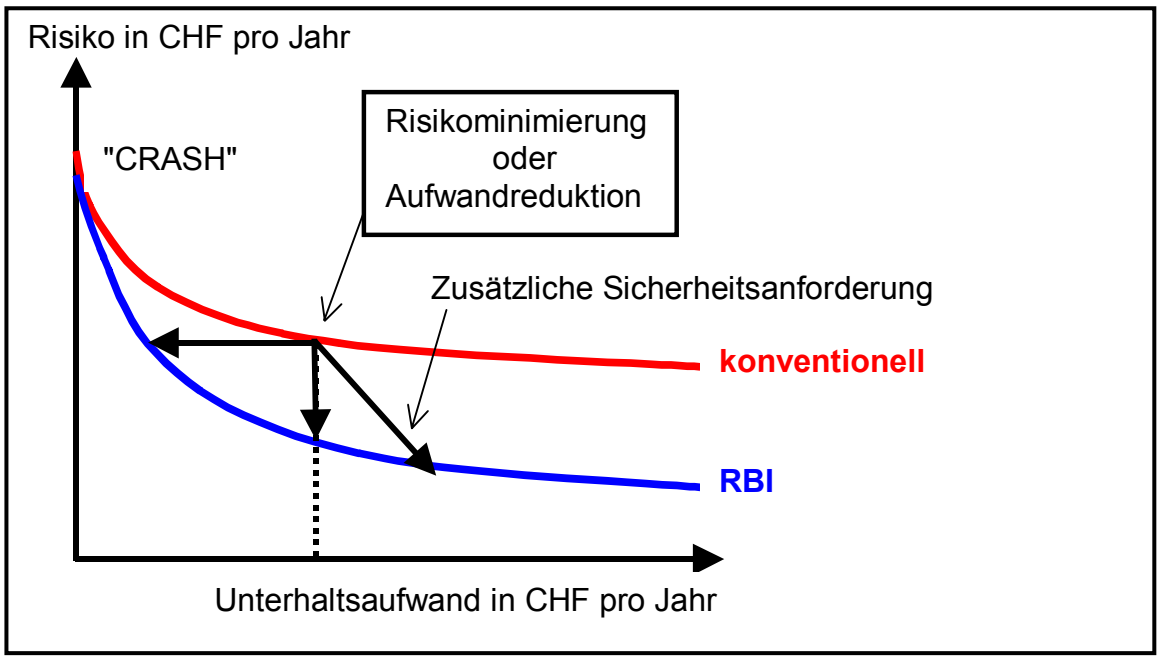
Eine Instandhaltungsstrategie, die sich nur am Alter von Bauteilen orientiert und Bauteile entweder zeit- oder zustandsbezogen austauscht, geht an der eigentlichen Problematik vorbei. Sie tauscht aus der Sicht von RBI völlig wahllos Bauteile aus, gleichgültig, ob ihr Ausfall nun mit einem hohen oder niedrigen Risiko verknüpft ist. RBI geht dagegen davon aus, dass die Planung der Instandhaltungsmassnahmen (z. B. von zusätzlichen Inspektionen) sich zunächst mit den Bauteilen beschäftigen muss, die im hohen Risikobereich liegen.

Im Gegensatz zu den konventionellen Methoden der Instandhaltung werden die Bauteile jedoch nicht wahllos selektiert, die Überwachung richtet sich vielmehr nach dem Risiko. Der Überwachungs- und Instandhaltungsaufwand wird damit auf die Bauteile konzentriert, die den wesentlichen Risikobeitrag liefern.

RBI bietet zusätzlich die Möglichkeit, die zeitliche Entwicklung des Risikobildes für eine Anlage in die Zukunft zu extrapolieren. Damit kann man erkennen, welche Komponenten sich in den kommenden Jahren in den hohen Risikobereich hinein entwickeln. RBI ist ein ideales, prognostisches Werkzeug für das Instandhaltungs- und *Sicherheitsmanagement*.

Die unten stehende Grafik zeigt den Kosten- Nutzen- Zusammenhang für RBI. Dem in einer Anlage eingesetzten präventiven Instandhaltungsaufwand entspricht ein bestimmtes Risiko des Verlustes von Unternehmensgewinn (im schlimmsten Fall sogar von Menschenleben). Reduziert man die präventiven Instandhaltungsaufwendungen auf Null, erhält man ein hohes Risiko, weil mit der Entscheidung, eine Produktionsanlage auf "Crash zu fahren", das Risiko hoher Schäden verbunden ist.

Steigert man den Aufwand wesentlich, so wird die entsprechende Risikoreduktion immer geringer. Man erreicht schliesslich bei beliebig hohem Aufwand ein Grenzrisiko, das nicht mehr reduziert werden kann. Unternehmen, die eine konventionelle Instandhaltungsstrategie einsetzen, erreichen einen bestimmten Risikowert. Da RBI das Risiko reduziert, liegt der dem gleichen Risikowert entsprechende Aufwand deutlich niedriger. RBI ermöglicht also nicht nur eine Reduktion des Risikos, sondern darüber hinaus auch eine Reduktion des Instandhaltungsaufwandes.



Das Konzept der risikobasierten Instandhaltung (RBI) erschliesst dem Instandhaltungsmanagement eine quantitative Dimension, auf deren Grundlage kostenorientierte Entscheidungen getroffen werden können.

Damit werden nicht nur die Instandhaltungskosten gesenkt: auch das Sicherheits- und Zuverlässigkeitsniveau der Kraftwerksanlage wird verbessert.

Nachträgliche neue Sicherheitsanforderungen können im Regelfall wirtschaftlich verträglich berücksichtigt werden.

HSR
HOCHSCHULE FÜR TECHNIK
RAPPERSWIL
MASCHINENBAU

Institut für Anlagen- und Sicherheitstechnik SITEC
Prof. Jürg Meier
Oberseestrasse 10 CH-8640 Rapperswil
T ++41 (0)55 222 49 03 / ++41 (0)79 372 16 66
juerg.meier@hsr.ch