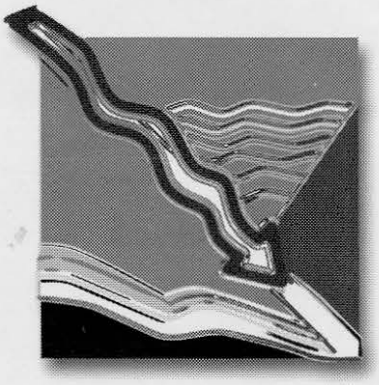
Versuchsanstalt für Wasserbau
Hydrologie und Glaziologie
der Eidgenössischen
Technischen Hochschule Zürich

Mitteilungen **174**



Internationales Symposium

MODERNE METHODEN UND KONZEPTE IM WASSERBAU

7.-9.Oktober 2002 in Zürich

Band 1

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

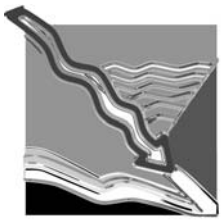
Schmidiger R.
The R.O.T. Solution - the business approach to hydropower plant rehabilitation 477

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

Stauräume (1)

Sessionsleiter: Prof. Dr. Th. Strobl, TU 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



Strömungs- und Sedimentationsverhältnisse in Hochwasserrückhaltebecken

Dipl.-Ing. Mark Wolfgang Schultz

Verlandung von Hochwasserrückhaltebecken

Abhängig von den Eigenschaften des Einzugsgebietes und der Stärke des Niederschlags kann es zu unterschiedlich starkem Erosionsabtrag kommen, dessen Folge Sedimenteintrag in Hochwasserrückhaltebecken ist. Durch die Hochwasserspeicherung in den Becken und die dadurch erhöhten Aufenthaltszeiten sinken die Sedimente zu Boden, so dass es langfristig zur Verlandung der Becken kommt. Dabei ist die Art der Ablagerung von der geometrischen Form des Speichers oder des Beckens und der örtlichen Anordnung der Entleerungs- und Entnahmeeinrichtungen abhängig.

Aus sicherheitstechnischen und oftmals auch aus hygienischen Gründen muss die Verlandung dringend verringert werden. Aufgrund der häufig sehr kleinen Grundablässe sind Spülungen allerdings selten durchführbar und es bleibt nur die kostenaufwendige Baggerung der Sedimente. Durch die zunehmende Verlandung gewinnt die Frage nach ökonomischen und naturverträglichen Lösungsmöglichkeiten immer mehr an Bedeutung.

Zur Ausarbeitung von praxistauglichen und kosteneffizienten Lösungsmöglichkeiten für die Sedimentationsverringerung wurde deshalb ein kombiniertes Programm aus Naturmessungen und physikalischen Modellversuchen angeboten.

Naturuntersuchungen

Die Naturmessungen fanden an einem repräsentativen Hochwasserrückhaltebecken des Kocher-Lein-Verbandes ca. 80 km nord-östlich von Stuttgart statt (Abb. 1) und wurden durch anschließende Laborversuche ergänzt. Es war eine erste Abschätzung der Sedimentcharakteristik möglich.

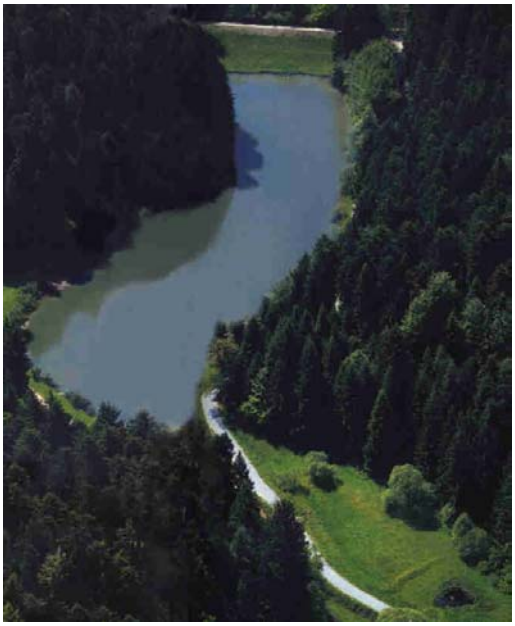


Abb. 1: Das HRB Hüttenbühl

Das im Dauerstau betriebene Becken hat ein Hochwasserrückhaltevolumen von ca. 550000 m³ und ein Einzugsgebiet von ca. 15,5 km². Es liegt im Schwäbischen Wald, einem Gebiet mit hauptsächlich sandigem Boden.

Die Untersuchungen während eines Zeitraumes von ca. 2 ½ Jahren ergaben, dass im Schnitt täglich etwa 2-3 Tonnen an Schwebstoffen in dem Becken sedimentieren. Sie haben eine durchschnittliche Lagerungsdichte von etwa 1,2 g/cm³, besitzen mittlere Korngrößen von ca. 35 µm und sedimentieren mit mittleren Sinkgeschwindigkeiten von ca. $4*10^{-4}$ m/s. Die durchschnittliche kritische Erosionsschubspannung liegt mit etwa 0,5-1 N/m² so niedrig, dass es zu keiner Resuspension der Ablagerungen kommt.

Modellversuche

Für das repräsentative Hochwasserrückhaltebecken wurde ein physikalisches Modell mit einem Längenmaßstab von 1:50 und einem Höhenmaßstab von 1:25 gebaut (Abb. 2). In dem Modell fanden Tracer und Sedimentversuche statt, um die Strömungscharakteristik, Ablagerungszonen und abgelagerte Massen im Becken zu untersuchen.

Dazu wurden der Tracer und die Modellschwebstoffe (Quarzmehl) in einem Zugabebehälter gemeinsam mit Wasser verrührt und dann impulsartig der Strömung zugegeben. Während die gesamte Tracermasse wieder ausgetragen wurde, lagerte sich ein Teil der Sedimente im Becken ab.



Abb. 2: Physikalisches Modell des HRB

Zunächst wurden stationäre Versuche bei verschiedenen Wasserständen durchgeführt, um den Einfluss von Buh-

nen und Leitelementen zu testen. Das Ziel der Leitelemente war die Durchschleusung der Sedimente durch das Becken, bevor sie sich absetzen.

Obwohl der Strömungsverlauf durch die Einbauten - zumindest bei niedrigem Wasserstand - deutlich beeinflusst wurde, zeigten sich nur geringe Verbesserungen der Sedimentablagerungen. Folglich wird die Sedimentation in erster Linie durch Turbulenzen beeinflusst, die durch die Strömung entstehen.

Zur näheren Strömungsbetrachtung wurden bei Versuchen ohne Einbauten bei 2 Wasserständen (Dauerstau und Stauziel) die am Grundablass aufgezeichneten Tracerkurven ausgewertet.

Die Kurven zeigten eine Überlagerung von Dispersions- und Mischungsströmung: Ein hoher Peak am Anfang zeigte, dass ein Teil der Strömung das Becken ohne große Einmischung durchfließt. Daran anschließend wurde der Tracer in Form eines langen Tailings ausgetragen, das auf eine Entmischung aus Rückströmzonen deutet (siehe Abb. 3).

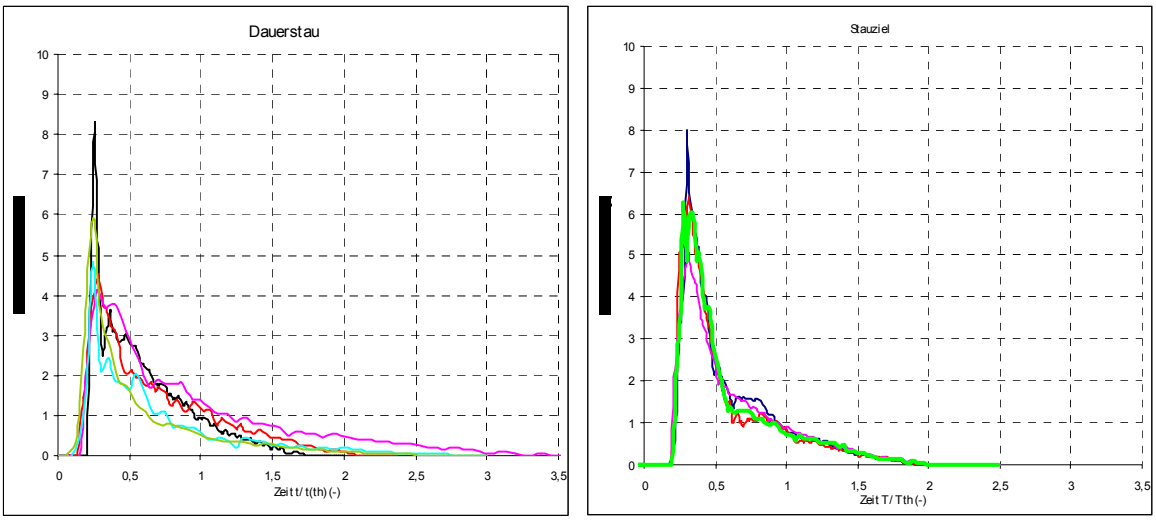


Abb. 3: Tracerkurven des Naturmodells bei Dauerstau und Stauziel

An den Kurven ist zu erkennen, dass bei hohem Wasserstand der Anteil der Längsdispersion sehr ausgeprägt ist. Der langsamere Austrag aus Rückstromzonen zeichnet sich deutlich davon ab. Bei niedrigem Wasserstand ist kein deutlicher Knick zu sehen ist, die laterale Durchmischung ist höher. Dies liegt vermutlich an der komplexen Beckengeometrie, die bei niedrigem Wasserstand einen großen Einfluss auf die Strömung zeigte.

Die höhere Durchmischung konnte mit der Berechnung des Mischungsindex bestätigt werden. (Abb. 4). Der Mischungsindex dient zur Beurteilung der Mischung im Becken und liegt zwischen null und eins.

Definition Mischungsindex: $\frac{\sigma}{t_{th}}$ [-] (1)

mit σ: Standardabweichung der Verweilzeitkurve

t_{th}: theoretische Aufenthaltszeit

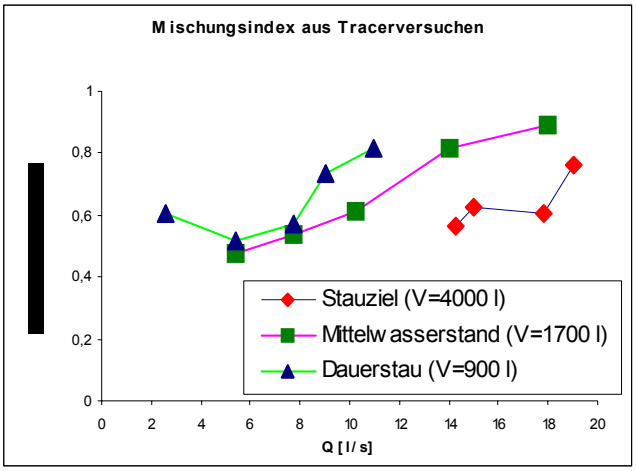


Abb. 4: Mischungsindizes

Eine Untersuchung der Ablagerungsmassen zeigte, dass sich bei Stauziel weniger Sedimente ablagerten als bei Dauerstau (Abb. 5). Durch den größeren Anteil der direkten Beckendurchströmung wurden größere Partikel ausgetragen, die bei kleinem Beckenwasserstand und der größeren lateralen Durchmischung in Rückströmwirbeln zurückgehalten wurden und im Becken sedimentierten. Dies bestätigten Untersuchungen der abgelagerten Korngrößen. D. h. das größere Beckenvolumen reagiert träger, es mischen sich weniger Schwebstoffe in Rückströmzonen ein. Das bedeutet, dass in tiefen Becken mit gleich großem Stauvolumen weniger Sedimentation zu erwarten ist.

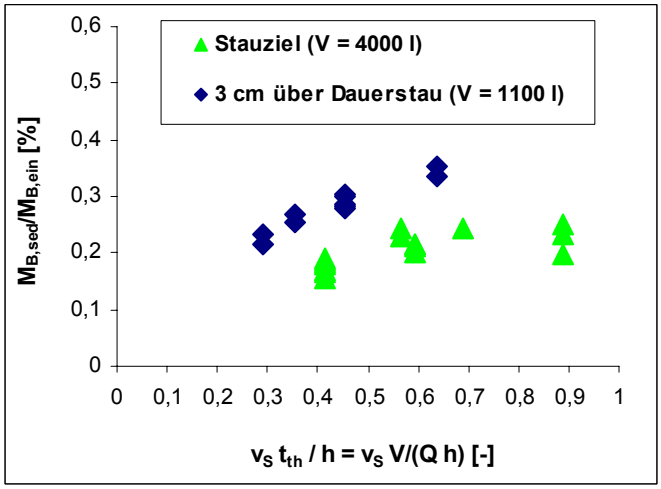


Abb. 5: Ablagerungen im Modell des HRB

Versuche im Rechteckbecken

Die Sedimentation in einem Becken kann vereinfacht durch den linearen Abbau erster Ordnung angenähert werden, der definiert ist als

$$\frac{dc}{dt} = - r \cdot c \ [-] \qquad (2)$$

dabei ist c: Konzentration [g/l]

r: Reaktions-/Abbaukonstante [1/s]: $r = \alpha * v_s/h$ (3)

mit h: Wassertiefe, v_s: mittlere Sinkgeschwindigkeit

$\alpha = 1 - \frac{\tau}{\tau_{crit,S}}$ [-] Parameter zur Berücksichtigung der Turbulenz

wenn α = 0: keine Sedimentation, α = 1: maximale Sedimentation

Zur Ermittlung der Reaktionskonstanten r, die den Abbau bzw. die Sedimentation eines Systems beschreibt, muss für das Becken ein Ersatzsystem aufgestellt und geeignete Systemfunktionen an die Messkurven angepasst werden. Dies geschieht zunächst für Messkurven ohne Abbau (Tracerkurven), um unbekannte Strömungsparameter, wie z. B. Dispersion und Fließgeschwindigkeit, zu ermitteln. (Dabei wird α gleich Null gesetzt, da der Tracer vollständig ausgetragen wird und kein Abbau stattfindet.) Mit bekannten Strömungsparametern wird dann die Systemfunktion unter Variierung von r an die Trübekurven angepasst, bis die Abweichung der beiden Kurven minimal ist.

Aufgrund der komplexen Beckengeometrie des nachgebauten Naturbeckens und der Überlagerung von Dispersions- und Mischungsströmung wurden zusätzliche Tracer- und Sedimentationsversuche in einem weiteren Versuchsstand durchgeführt. Es handelte sich um ein längs durchströmtes, 5x2 m großes Rechteckbecken. Die Versuche in dem Becken fanden bei 2 Wassertiefen (0,2 m und 0,4 m) und einem Abfluss von Q = 20 l/s statt. Eine speziell gebaute Sonde erlaubte die gleichzeitige Aufzeichnung des Tracers und der Trübe am Grundablass. Für diese Versuche sollte die Sedimentationsrate r bestimmt werden, um zu sehen, wie exakt der Unterschied der Ablagerungsmengen bei verschiedenen Wasserständen aus den Tracer- und Trübekurven berechenbar ist. Das Ergebnis kann mit den abgelagerten Massen verglichen werden.

Die Tracerkurven zeigten eine stark dispersive Durchströmung des Beckens ohne anschließenden Austrag aus Rückstromzonen (s. Abb. 6). Bei dem hohen

Wasserstand (doppelte theoretische Aufenthaltszeit) erfolgte der Tracer- und Trübeaustrag am Grundablass wesentlich langsamer, es lagerten sich mit ca. 40 % der anfänglichen Schwebstoffmasse etwa 12 % mehr ab als bei dem niedrigen Wasserstand.

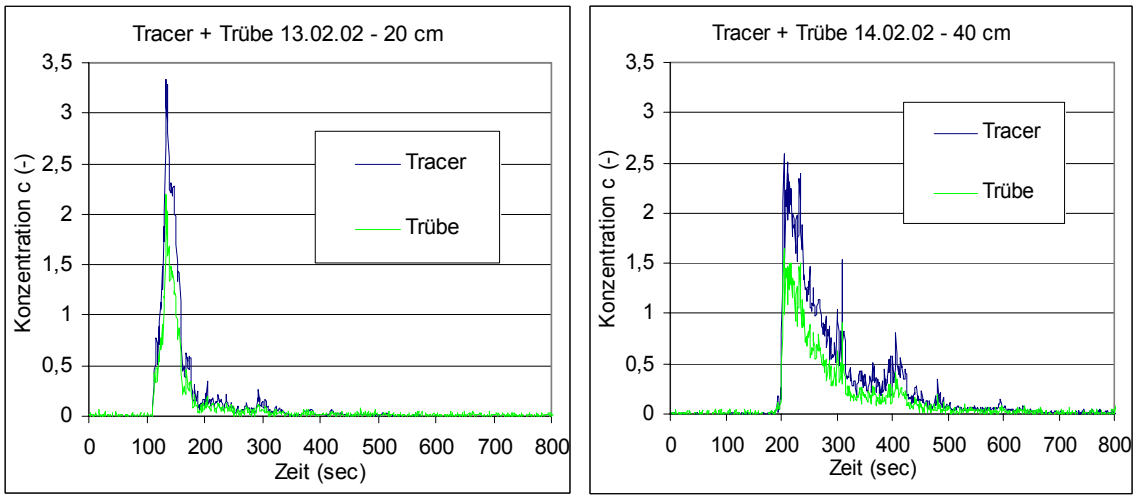


Abb. 6: Messkurven am Auslauf des Rechteckbeckens bei 2 Wasserständen

Die stark dispersive Strömung kann mit der 1-d Stofftransportgleichung (stationäre Lösung für impulsartige Zugabe) beschrieben werden:

$$c_{out}(t) = \frac{u \cdot M_{so}}{Q} \cdot \frac{1}{\sqrt{4\pi K t}} \cdot e^{\frac{-(l-ut)^2}{4Kt}} \cdot e^{-r \cdot t} \qquad (4)$$

Bei Anpassung der Funktion an die Tracerkurven (r = 0) ergab sich der Dispersionskoeffizient K bzw. die dimensionslose Peclet-Zahl (Pe = K/(u*l)). Bei dem hohen Wasserstand war die Längsdispersion mit 0,003 m²/s ca. doppelt so hoch wie bei dem niedrigen. Die Peclet-Zahlen betrugen 0,02 bei dem hohen, 0,007 bei dem niedrigen Wasserstand.

Mit nun bekannter Dispersion und Fließgeschwindigkeit wurde die Abbaurate durch Anpassung der Gleichung (4) an die Trübekurven bestimmt. Es ergab sich für den niedrigen Wasserstand r = 0,0045 1/s und für den hohen Wasserstand r = 0,0025 1/s. Da die Sinkgeschwindigkeit nicht von der Wassertiefe abhängig und somit in beiden Fällen gleich groß ist erhält man durch Multiplikation von r mit der Wassertiefe h die unterschiedliche Sedimentationsrate bei den beiden Wasserständen (s. a. Gleichung 3): bei niedrigem Wasserstand ist α = 0,0009/v_s, bei hohem Wasserstand α = 0,001/v_s. Somit beträgt die Sedimentationsrate bei hohem Wasserstand ca. 11 % der Rate bei niedrigem Wasserstand.

D. h. es konnte eine sehr gute Annäherung an die tatsächlichen Ablagerungsmengen erreicht werden.

Gegenüberstellung der Ergebnisse

Ein Vergleich der Ergebnisse zeigt, dass die Strömung und die Sedimentationsraten in beiden Becken sehr unterschiedlich sind.

Die Sedimentation ist in erster Linie von der Durchströmung abhängig, die bei natürlichen Staubecken (vor allem bei niedrigem Wasserspiegel) stark von der Beckengeometrie beeinflusst wird.

Bei dem Modell des Hochwasserrückhaltebeckens kam es bei dem niedrigen Wasserstand durch den starken Einfluss der Beckengeometrie zu einer stärkeren lateralen Dispersion in die Rückströmzonen als bei hohem Wasserstand, wobei mehr Sedimente in Rückströmzonen gelangen und dort sedimentieren.

Im Gegensatz dazu führten bei dem längs durchströmten Modell die höheren Fließgeschwindigkeiten bei dem niedrigen Wasserstand zu geringerer Längsdispersion und geringerer lateraler Vermischung und letztendlich zu weniger Ablagerungen als bei dem hohen Wasserstand.

Zusammenfassung/Schlussfolgerungen

Zur Ausarbeitung von Lösungsmöglichkeiten zur Sedimentationsverringerung in Hochwasserrückhaltebecken wurde ein kombiniertes Programm bestehend aus Naturmessungen an einem repräsentativen Becken und physikalischen Modellversuchen angeboten.

Die Naturmessungen ließen eine erste Abschätzung der Sedimentcharakteristik und des Ablagerungsverhaltens zu.

Stationäre Tracer- und Sedimentversuche an dem Modell des Hochwasserrückhaltebeckens gaben Aufschluss über das Strömungs- und Ablagerungsverhalten bei verschiedenen Wasserständen. Durch die komplexe Beckengeometrie kam es in dem Becken zu deutlichen lateralen Vermischungen und Rückströmzonen, die bei niedrigem Wasserstand wesentlich ausgeprägter waren und zu größeren Ablagerungsmengen führten. Bei großem Wasservolumen (d. h. bei hohem Wasserstand) zeigt sich, dass bei komplexer Beckengeometrie eher in tiefen Becken eine geringere Ablagerungsrate zu erwarten ist.

Weitere Untersuchungen wurden an einem zweiten Versuchsstand mit einfacher Beckengeometrie durchgeführt, einem längs durchströmten Rechteckbecken. Die Tracer- und Trübekurven am Grundablass zeigten eine Dispersionsströmung ohne Rückströmzonen. Es konnten Systemfunktionen angepasst und Strömungs- und Sedimentationsparameter berechnet werden. Der Dispersionskoeffizient war bei halber theoretischer Aufenthaltszeit (niedriger Wasserstand) etwa halb so groß, die Ablagerungsrate war gegenüber dem höheren Wasserstand um ca. 11 % verringert. Das entsprach den gewogenen Ablagerungsmassen, die bei dem niedrigen Wasserstand um ca. 12 % niedriger lagen.

Die Untersuchungen zeigten, dass die Sedimentation maßgebend von der Strömung beeinflusst wird. In der Natur sind vor allem die instationären Füllvorgänge der Becken für die unterschiedlichen Ablagerungsraten verantwortlich, wobei kleinere, häufig auftretende Hochwasser bei statistischer Langzeitbetrachtung zu stärkerer Sedimentation führen als Extremereignisse. Eine Sedimentationsverringerung kann durch eine gezielte Beckensteuerung durch Erhöhung der Regelabgabe erfolgen.

Ausblick

Anhand der Modellexperimente und der Berechnungen konnte gezeigt werden, dass bei bekannter stationärer Beckendurchströmung und bekanntem Trübeverlauf am Grundablass eine Abschätzung der Sedimentationsraten im Becken möglich ist. Dabei ist die Berechnung der strömungsrelevanten Parameter bei komplexen Beckengeometrien, die zu Vermischungen führen, wesentlich aufwendiger.

Da in der Natur die meisten Sedimente durch instationäre Hochwasserwellen in die Becken eingetragen werden, muss das Konzept einer Kopplung der 1-dimensionalen Dispersions- und 0-dimensionalen Mischungsströmung auf die Instationarität erweitert werden. Das Ziel ist die Abschätzung der Sedimentation einzelner Hochwasserereignisse für beliebige Becken.

Bei kombinierten Funktionen, z. B. bei einer Überlagerung von Mischungs- und Dispersionsströmung, muss berücksichtigt werden, dass sich mit steigendem Zufluss der Anteil der Mischungs- bzw. Dispersionsströmung verlagert.

Können die gemessenen Kurven angepasst und die zu erwartenden Ablagerungsraten rechnerisch abgeschätzt werden, stellt sich die Frage nach der Übertragbarkeit, zunächst auf das repräsentative Naturbecken, aber auch auf

beliebig andere Hochwasserrückhaltebecken. Dafür muss die Strömungscharakteristik der Becken bekannt sein und am Grundablass gemessene Trübekurven müssen vorliegen.

Referenzen:

[1] Baerns et. Al. (1992): Chemische Reaktionstechnik.

[2] Österreichischer Wasser- und Abfallwirtschaftsverband (1998): Entleerung, Spülung und Räumung von Speichern und Becken.

[3] Schultz, W. (2001): Approach for Reducing Sedimentation in Flood Retention Reservoirs. Proceedings of the 29th IAHR Congress, Beijing.

[4] Westrich, B. (1977): Water Exchange in confined basins induced by unsteady main stream currents. IAHR-Congres, Baden-Baden.

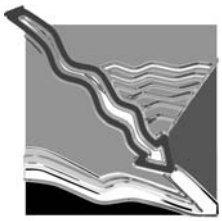
[5] Westrich, B., Schultz, W. (2001): Naturmessungen zur Abschätzung der Sedimentationscharakteristik im Hochwasserrückhaltebecken Hüttenbühl. Technischer Bericht, Versuchsanstalt, Universität Stuttgart, TB 01/1 (VA28).

[6] Westrich, B., Schultz, W. (2001): Physikalische Versuche am Modell des Hochwasserrückhaltebeckens Hüttenbühl zur Ausarbeitung von Lösungsmöglichkeiten zur Verringerung der Sedimentation in Hochwasserrückhaltebecken. Technischer Bericht, Versuchsanstalt, Universität Stuttgart, TB 01/8 (VA35).

Adresse des Autors:

Mark Wolfgang Schultz
Versuchsanstalt, Institut für Wasserbau,
Pfaffenwaldring 61
70 550 Universität Stuttgart, Germany
Telefon: +49 711/685-4772; Fax: -4681; Wolfgang.Schultz@iws.uni-stuttgart.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



Höherlegung von Wasserfassung und Grundablass des Speichers Mauvoisin infolge Seeverlandung

Kurt Seiler; Peter Thomann

1. Einleitung

Die Kraftwerke Mauvoisin AG, Sitten (FMM) nutzen mit ihren Kraftwerksanlagen das Wasserdargebot des Val de Bagnes im Unterwallis, Schweiz. Die Anlagen wurden im Wesentlichen zwischen 1951 und 1956 erbaut. 1958 erfolgte der erste Vollstau des Speichers Mauvoisin. Das oberhalb des Speichers gelegene Kraftwerk Chanrion wurde 1964 in Betrieb genommen.

Zwischen 1989 und 1991 wurde die Staumauer zwecks zusätzlicher Verlagerung von Sommer- in Winterenergie um 13,5 m erhöht und damit das Speichervolumen um 30 Mio. m^3 vergrössert.

Die mittlere Jahresproduktion aller Kraftwerke der FMM beträgt rd. 1 Mia. kWh. Der auf 1975 m ü. M. gelegene Speicher mit einem Nutzvolumen von 204,4 Mio. m^3 und einem Einzugsgebiet von 167 km^2 bildet das Kernstück der Kraftwerksanlagen (s.Bild 1).

2. Ausmass und Veränderungen der Seeverlandung

Im Frühjahr 1985 wurde das Speicherbecken erstmals seit dem Ersteinstau 1956 für seeseitige Inspektions- und Revisionsarbeiten durch den Grundablass vollständig entleert.

Bei dieser Gelegenheit wurde auch der gesamte Stauseegrund photogrammetrisch erfasst. Die Auswertung ergab ein Verlandungsvolumen von 9 – 10 Mio. m^3 im ganzen Staubecken, was einer jährlichen Zunahme von ca. 330'000 m^3 entspricht. Anfangs der 90er Jahre wurde durch eine Staumauererhöhung um 13,5 m eine Vergrösserung des Speichervolumens von 30 Mio. m^3 realisiert.

Man muss aufgrund anlagespezifischer Gegebenheiten dieses Verlandungsvolumen örtlich differenziert betrachten. Zur Umleitung der Dranse während des Baus der Staumauer wurde ca. 250 m seeseitig der Staumauer ein querliegender Fangdamm errichtet, dessen Krone auf Kote 1803.50 m ü. M. liegt. Die Triebwasserfassung der Stufe Fionnay weist eine Sohlenkote von 1794 m ü. M., der Grundablass eine Sohlenkote von 1792 m ü. M. auf. Rund die Hälfte des Verlandungsvolumens befand sich im Totwasserbereich zwischen Fangdamm und Staumauer. Der minimale Betriebswasserspiegel war auf Kote 1800 m ü. M. definiert.

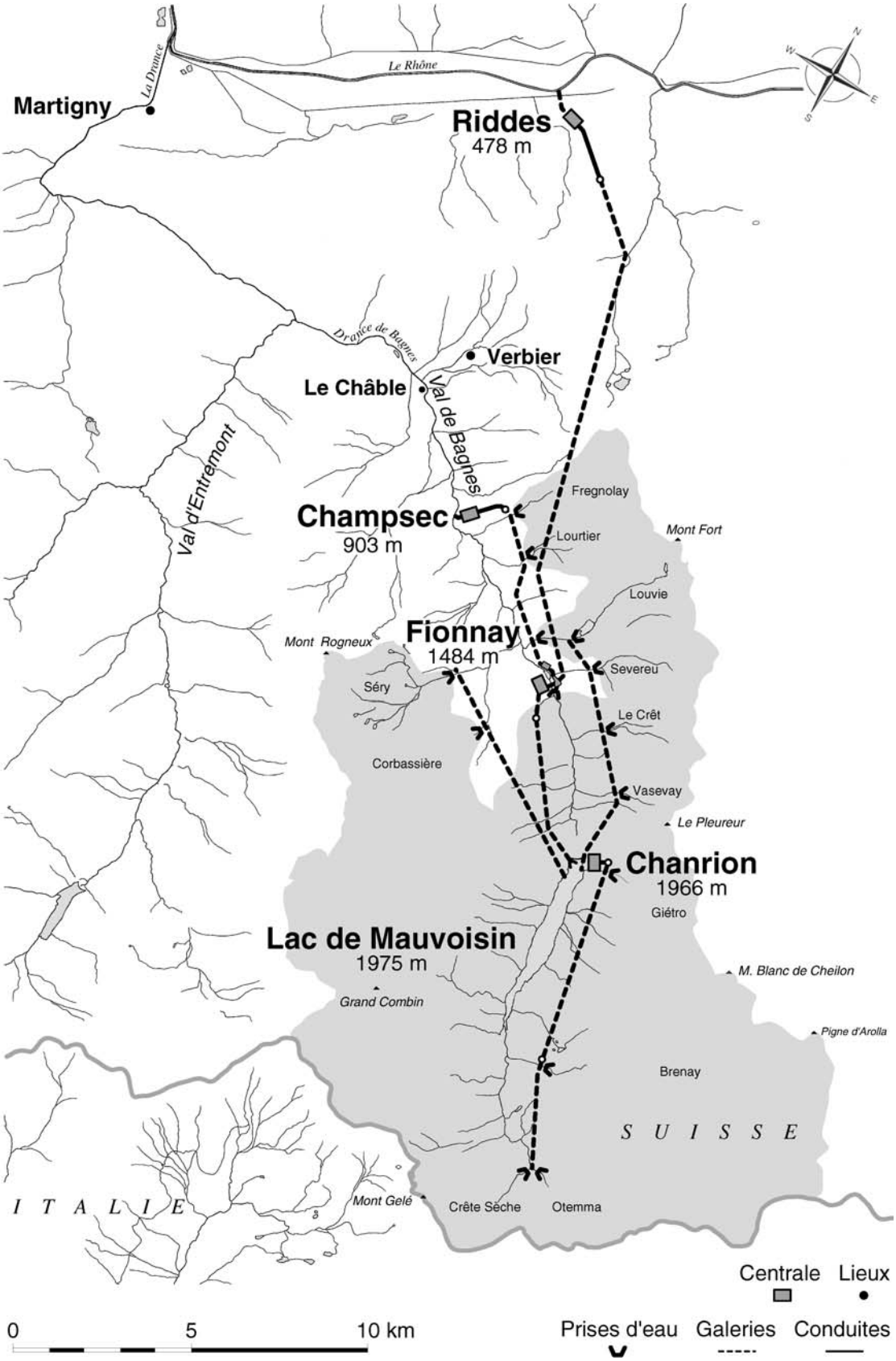


Bild 1: Gesamtübersicht der Kraftwerksanlagen

Aus den Messungen und Beobachtungen anlässlich der Seeentleerung 1985 ergab sich, dass:

- der Totraumbereich stromaufwärts des Fangdammes weitgehend aufgefüllt war,
- die Verlandung stromabwärts des Fangdammes die Kote des Einlaufbauwerks der Triebwasserfassung noch nicht erreicht hatte und damit
- die Verlandung stromabwärts des Fangdammes wesentlich geringer war als stromaufwärts und somit der Fangdamm bis dahin die Funktion einer Barriere für den Dichtestrom Richtung Triebwasserfassung ausgeübt hatte.

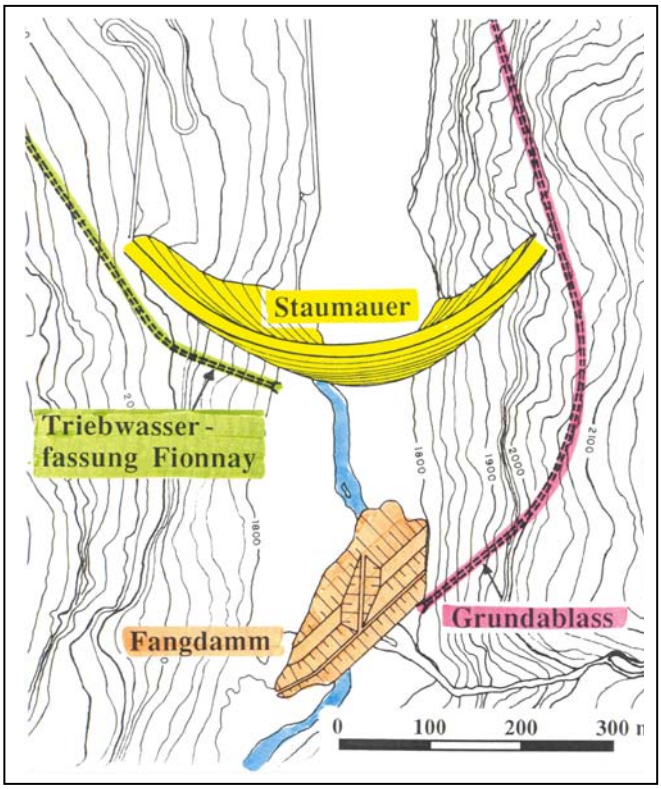


Bild 2: Situation bestehende Stollen

Nachdem anfangs der 90er Jahre bei der Seeniveaumessung zunehmend Probleme auftraten, wurden 1992 bathymetrische Messungen im Bereich der Triebwasserfassung und des Grundablasses durchgeführt. Das Resultat ergab folgendes Bild:

- Der Totraumbereich stromabwärts des Fangdammes war bis rund 1 m unter die Sohlenkote der Triebwasserfassung aufgelandet.
- Die Messleitungsmündung für die Seeniveaumessung war mit rund 4 m Ablagerungen überdeckt.

Da hohe Schwebstoffkonzentrationen im Triebwasser zu betrieblichen Problemen führen können wie Ablagerungen im Triebwassersystem, Abrasion an Turbinenkomponenten und Steuerventilen sowie Verstopfen von Filtern, Steuer- und Messleitungen, suchte die Betriebsführung nach Lösungen. Die problematische Zone im Bereich der Triebwasserfassung wies ca. 25 000 bis 30'000 m^3 Sedimentablagerungen auf, welche zu entfernen gewesen wären. Im Bereich des Grundablasses waren zwar auch Auflandungen vorzufinden, durch die jährlich stattfindende Funktionskontrolle (mit Wasserabgabe) der Absperrorgane sowie der ebenfalls jährlich stattfindenden Spülung des Dransebachbettes hatte sich hier jedoch ein Erosionstrichter gebildet.

3. Variantenstudium zur Problemlösung

Da es sich um ein relativ kleines Auflandungsvolumen im kritischen Bereich der Triebwasserfassung handelte, wurde zuerst eine Lösung mittels Saugbaggerung favorisiert. Dabei war vorgesehen, das Material nicht aus dem Speicherbecken zu entfernen, sondern lediglich in einen unkritischen Bereich des Speicherbeckens zu verlagern. Vorteile waren: keine aufwendigen Transport- und Deponiekosten, keine ökologische Belastung der Dranse. Erfahrungen mittels Saugbaggerung bei anderen Speicherbecken (z. B. Eggbergbecken, Ausgleichbecken Palü, Stausee Sufers) liessen auf eine wirtschaftliche Lösung hoffen. Bedingt durch die Grösse des Speicherbeckens, insbesondere der 250 m hohen Staumauer sowie seiner exponierten, alpinen Lage hätten sich jedoch für eine einmalige Aktion bereits Kosten von rund CHF 4,5 Mio. ergeben.

Im Mai 1995 wurde in beiden bereits erwähnten Zonen eine weitere bathymetrische Messung durchgeführt. Das Seeniveau wurde dabei mittels kontrolliertem, dosiertem Turbinenbetrieb in der Zentrale Fionnay und ohne Öffnen des Grundablasses bis auf eine Kote von rund 1803.00 m ü. M. abgesenkt, wobei ab Kote 1804.50 m ü. M. Schwebstoffkonzentrationen bis 130 ml/l im Turbinenwasser gemessen wurden. Das Auflandungsniveau erreichte vor der Triebwasserfassung eine Kote von 1797.00 m ü. M. und beim Grundablass eine solche von 1802.60 m ü. M., das heisst 3 m resp. 10 m über den jeweiligen Sohleneinlaufkoten. Diese starke Zunahme der Verlandungen haben insbesondere auch die Hochwasserereignisse 1993 und 1994 mitverursacht.

Das durchgeführte Variantenstudium, welches sowohl Massnahmen im Einzugsgebiet wie auch im Stauraum im Allgemeinen und bauliche Massnahmen bei Triebwasserfassung und Grundablass im Speziellen beinhaltete, (vgl. dazu VAW-Mitteilungen Nr. 142, Symposium vom 28./29.03.1996) dargestellt sind, führte zur Zielvorstellung: Schaffung einer Spülmöglichkeit durch bauliche Massnahmen, so dass periodisch, je nach Anfall die Materialablagerungen unter Zuführung von sauberem Seewasser ausgespült werden könnten.

4. Erstes Projekt

In einem ersten Schritt waren Lösungsmöglichkeiten mit einer Kostenschätzung aufzuzeigen. Wesentliche Einflussfaktoren waren dabei:

- Weiterentwicklung der Auflandungen im Bereich Triebwasserfassung und Grundablass
- Evakuierungsmöglichkeiten der Auflandungen
- Belastung der talseitigen Fliessgewässer
- Sicherheitsaspekte der Talsperre (z. B. funktionsfähiger Grundablass, Bauarbeiten in vorhandenem Stollen- und Schachtsystem, bestehender Injektionsschirm, etc.)
- Verlust an Speichervolumen durch Höherlegung der Triebwasserfassung
- Einschränkungen der Seebewirtschaftung
- Einschränkungen des Normalbetriebs in den Zentralen Fionnay und Riddes
- Zugänglichkeit zur Baustelle (alpine Lage) und kleines Zeitfenster für die Bauarbeiten
- Umweltschutz (die Anlage befindet sich in einem Naturschutzgebiet).

Auf einige dieser Aspekte wird im zweiten Teil des Beitrages noch näher eingegangen.

Zum bestehenden Grundablassstollen ist zu erwähnen, dass aufgrund der Verlandungen beim Einlaufbauwerk keine Dammbalken mehr gesetzt werden können und damit die Revisionsmöglichkeit der seeseitigen Stollenpanzerung sowie die Revisionsschütze nicht mehr gegeben waren. Eine Sanierung des Grundablasses hätte bis spätestens im Jahr 2010 zu erfolgen.

Schliesslich stellte sich als beste Variante die Höherlegung der Triebwasserfassung um 21 m heraus mit Errichtung eines darunter plazierten rund 710 m langen Spülstollens sowie die Höherlegung des bestehenden Grundablasses um 20 m. Die höhergelegte Triebwasserfassung wird in dem Projekt mit dem bestehenden Druckstollen seeseitig der Drosselklappenkammer zusammengeführt, das heisst, die bestehenden Drosselklappen sollen ihre Funktion beibehalten. Beim Grundablassstollen ist eine neue Schützenkammer und das anschliessende Zusammenführen in den bestehenden Stollen vorgesehen.

Der minimale Betriebswasserspiegel liegt auf Kote 1821 m ü. M., was einem Verlust an Speichervolumen von lediglich 3,1 Mio. m^3 entsprochen hätte.

Die Einlaufbauwerke sollen dabei in Modulbauweise errichtet werden, um diese später bei Bedarf turmartig weitererhöhen zu können. Um die einwandfreie Funktion der Module und deren strömungstechnisch optimale Gestaltung zu gewährleisten, sollen Modellversuche durchgeführt werden.

Obwohl der Grundablassstollen erst 2010 zu sanieren ist, wurde aufgrund der Tatsache, dass das Einlaufbauwerk von der schwer zugänglichen Seeseite her errichtet werden muss und damit verbunden eine erneute Seeentleerung notwendig würde, klar ersichtlich, dass aus wirtschaftlichen wie auch ökologischen Gründen eine gleichzeitige Realisierung von Wasserfassung und Grundablass gegenüber einer gestaffelten vorzuziehen ist.

Parallel zur Ausarbeitung des Auflageprojektes war ein Umweltverträglichkeitsbericht (UVB) zu erstellen sowie alle die Talsperrensicherheit berührenden Punkte mit dem dafür zuständigen Bundesamt zu klären resp. wo notwendig die entsprechenden Nachweise zu liefern.

4.1 Talsperrensicherheit

Der Triebwasserstollen ist **nicht** zu den sicherheitsrelevanten Komponenten der Talsperre zu zählen. Bezüglich Abflusskapazität sind die Hochwasserentlastung (107 m^3/s) sowie der Mittel- (100 m^3/s) und Grundablass (140 m^3/s) mit ihren Absperrorganen die die Sicherheit gewährleistenden Organe. Hochwasserentlastung und Mittelablass sind von diesem Projekt nicht tangiert und bleiben unverändert.

In Absprache mit dem zuständigen Bundesamt für Wasser und Geologie wurde der höhergelegte, neue Teil des Grundablassstollens für eine von 140 m^3/s auf 100 m^3/s reduzierte Abflusskapazität dimensioniert. Der neu geplante Spülstollen wurde für eine Kapazität von 20 m^3/s ausgelegt und bildet auch Bestandteil der gesamten Abflusskapazität. Für die neue Situation waren die entsprechenden hydraulischen Berechnungen einzureichen wie Abflusskurven der einzelnen Entlastungsorgane, Zeitbedarf für eine rasche Absenkung des vollen

Speichers, Hydrogramme für das 50-, 100- und 1000-jährliche Hochwasserereignis, etc. Des weiteren waren ein technischer Bericht sowie entsprechende Projektpläne abzugeben.

Es darf hier erwähnt werden, dass während der ganzen Phase des Genehmigungsverfahrens eine äusserst einvernehmliche und speditive Zusammenarbeit mit den Behörden stattfand.

4.2 Modellversuche

Ziel der Modellversuche war, die Funktionsweise der projektierten Bauwerke zu überprüfen und die getroffenen Annahmen und Bemessungskriterien zu bestätigen. Das Modell wurde im Massstab 1:20 gebaut, der Versuch an der Eidg.Tech.Hochschule, Lausanne durchgeführt.

Bei der Wasserfassung interessierten insbesondere die Wirksamkeit der Spülöffnung, direkt unter dem Einlauf des Triebwasserstollens angeordnet, die Vermeidung von Wirbeln mit allfälligem Lufteinzug, möglichst gleichmässige Geschwindigkeitsverteilung sowie das Verhalten bei modulartiger Erhöhung des Einlaufbauwerkes.

Beim Grundablass waren es grundsätzlich die gleichen Aspekte mit der Abweichung, dass hier das Einlaufbauwerk eine einfachere Konstruktion aufweist und der Grundablassstollen selbst die Spülfunktion zu übernehmen hat.

Die Versuche wurden mit verschiedenen Spülwassermengen und Verlandungsniveaus durchgeführt; sie bestätigten die Funktionsfähigkeit und die Dimensionierung vollauf.



Bild 3a: Wasserfassung



Bild 3b: Grundablass

4.3 Umweltverträglichkeitsprüfung

Bereits in einem frühen Projektstadium wurde Kontakt mit den Kantonalen und Gemeindebehörden, betroffenen Unterliegern und den Umweltschutzverbänden aufgenommen. Dabei kam der FMM zu Gute, dass aus der Zeit der Staumauererhöhung noch Kontakte bestanden und das Prozedere bekannt war.

Den ganzen Umfang hier zu erwähnen, würde den Rahmen dieses Beitrages sprengen, es sei deshalb lediglich auf einige wesentliche Punkte hingewiesen:

- Länge der Dranse von der Staumauer bis zu ihrer Einmündung in die Rhone bei Martigny: rund 35 km. Neigung des Bachbettes: 1- 30 %. Mittlerer Ab-

fluss im Mai (während der Seeentleerungsphase): 50 l/s (unterhalb Staumauer), 15 m^3/s (Einmündung in die Rhone).

- Ausschwemmung von ca. 900'000 m^3 Sedimenten aus dem Stausee in die Dranse über einen Zeitraum von ca. 7 Wochen (Mai/Juni).
- Auswirkungen auf die Fischbestände und Macrofauna der Dranse
- Auflandungen und Erosionen im Dransebachbett
- Wasserfassung eines unterliegenden Fremdkraftwerkes in der Dranse
- Die Dranse speist im Raum Martigny ein Netz von Kanälen zur Bewässerung von Obst- und Gemüseplantagen.

Damit ist ersichtlich, dass die hauptsächlichen Belastungen, bedingt durch das Öffnen des Grundablasses vorallem die Fischbestände in der Dranse, die Veränderungen des Bachbettes sowie das sedimentbelastete Wasser in den Bewässerungskanälen betrafen. Die Belastungen durch den Bau der neuen Stollen und Schächte wie z. B. Transporte, Baustelleninstallationen, Deponie für das Ausbruchmaterial (rund 43'000 m^3) waren als gering einzustufen.

5. Projektänderung aufgrund von Einsprachen

Auf vorerwähnter Basis wurde das Auflageprojekt ausgearbeitet und das Baugesuch eingereicht. Bis zum Ablauf der einmonatigen Einsprachefrist gingen 10 Einsprachen beim Kanton Wallis ein. Die Einsprachen richteten sich nicht grundsätzlich gegen das Projekt, vielmehr gegen dessen Auswirkungen auf die Dranse, wie unter Punkt 4.3 aufgeführt.

Da die zeitliche sowie die finanzielle Dimension zur Behandlung dieser Einsprachen nur schwer abschätzbar waren und ein beträchtliches, nicht bezifferbares finanzielles Restrisiko zu Lasten des aufgelegten Projekts blieb, entschloss sich die Bauherrschaft nach Abwägung aller Vor- und Nachteile das Projekt in dem Sinne abzuändern, dass keine Seeentleerung mehr notwendig wird.

6. Realisierungsprojekt

Aus den oben angeführten Gründen musste das Projekt abgeändert werden und bedingt folgende Abweichungen zur ursprünglichen Baueingabe:

Triebwasserfassung Stufe Mauvoisin-Fionnay:

- Erhöhung minimales Betriebsseeniveau um 17 m auf Kote 1'838 m ü. M.
- Neue Drosselklappen
- Zusammenführung des neuen und alten Druckstollens talseitig der Drosselklappen
- Erhöhung des Einlaufbauwerks auf Kote 1'832 m ü. M.
- Erhöhung des Spülstollens auf Kote 1'828 m ü. M.

Grundablass:

- Erhöhung des Einlaufbauwerkes auf Kote 1'828 m ü. M.

Die Erhöhung des minimalen Betriebsniveaus reduziert das nutzbare Speichervolumen um 9 Mio m^3 und entspricht 4,4% des gesamten Nutzvolumens. Dieses abgeänderte Projekt bedingt keine Öffnung des Grundablasses und damit entsteht keine Beeinträchtigung des Flussbettes der Dranse während der Bauphase. Während der Ausführung der wasserseitigen Arbeiten muss das Seeniveau durch kontinuierliches Turbinieren über die bestehenden Anlagen unterhalb der Kote der neuen Einlaufbauwerke gehalten werden. Dieser maximale Seestand wurde aus Sicherheitsgründen auf 1'825 m ü. M. festgelegt und muss während den Frühlingsmonaten Mai und Juni in den letzten drei aufeinanderfolgenden Baujahren 2004 bis 2006 eingehalten werden. Der jährlich geplante Vollstau und der zusätzlich winterbedingte Unterbruch des Bauvortriebes verlangt eine Bauzeit über sechs Jahre. Die entsprechenden Realisierungssequenzen sind in Bild 4 festgehalten.

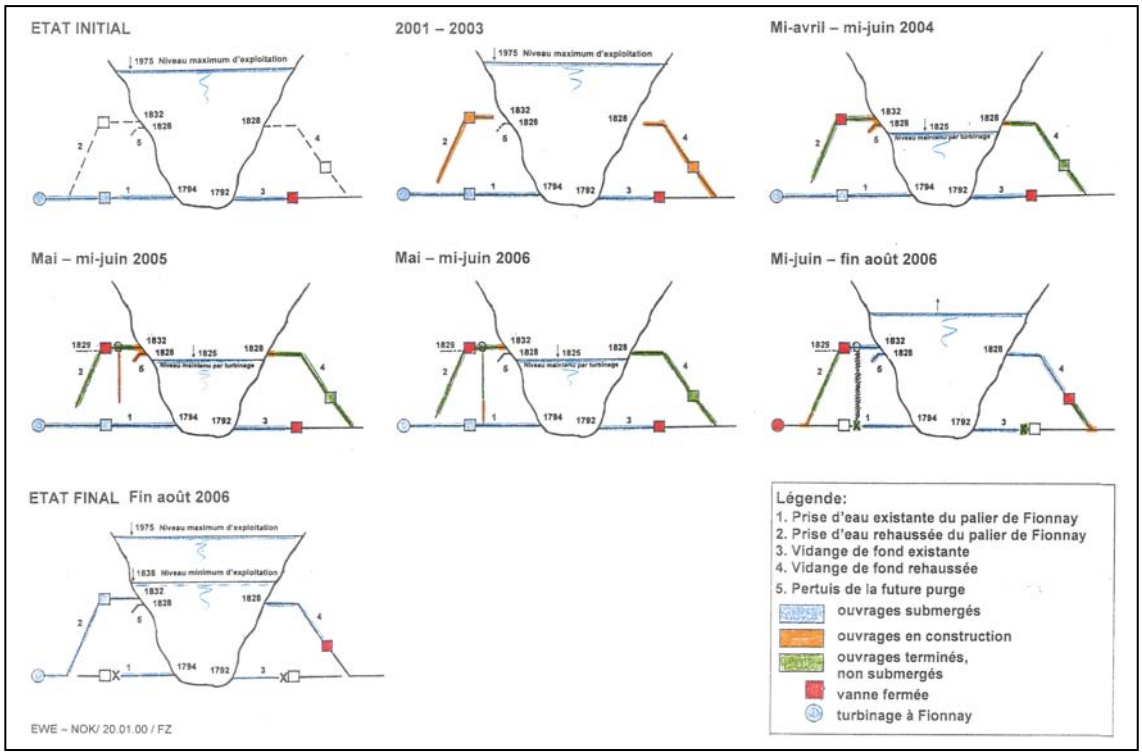


Bild 4: Realisierungssequenzen

6.1 Baueingabe und Bewilligungen

Nach dem Einverständnis des Verwaltungsrates zum abgeänderten Projekt und der angepassten Umweltverträglichkeitsstudie konnte im Mai 2000 ein neues Baubewilligungsverfahren beim zuständigen Amt des Kantons Wallis eingereicht werden. Nach intensiven Gesprächen mit Kanton, Gemeinden, Umweltschutzorganisationen und anderen interessierten Parteien erhielten die Kraftwerke Mauvoisin AG Ende November 2000 die angestrebte Baubewilligung. Da keine Einsprachen eingereicht wurden, konnte im Frühling 2001 mit der Realisierung des Vorhabens gestartet werden.

6.2 Projekt-Ausschreibung und Vergaben

Die zu realisierenden Arbeiten wurden entsprechend dem GATT/WTO-Übereinkommen über das öffentliche Beschaffungswesen international ausgeschrieben. Für die Bauarbeiten gingen sechs Offerten von Arbeitsgemeinschaften ein und für den hydromechanischen Teil konnten deren vier entgegengenommen werden.

Mit der Realisierung des Projektes wurden die ARGE «LEDI», Losinger-Evéquoz-Dénériaz-Imboden für die bauliche Ausführung und die VA TECH VOEST MCE GmbH für den hydromechanischen Teil beauftragt.

Die Eckdaten der zu realisierenden Baulose sind im Bild 5 aufgeführt.

Bauliche Ausführungen (Felsausbrüche)	
Wasserfassung und Drosselklappenkammer	
• Zugangsgalerie	335 m
• Triebwasserstollen mit Einlaufbauwerk	360 m
• Spülstollen mit Einlaufbauwerk	90 m
• Drosselklappenkammer	1600 m^3
Grundablass und Schützenkammer	
• Zugangsgalerie	250 m
• Grundablassstollen und Einlaufbauwerk	400 m
• Grundablasskammer	1100 m^3
Umgehungsschacht Chanrion	
• Vertikalstollen	16 m
• Tossbecken	11 m
Hydromechanische Komponenten	
Drosselklappen:	
• Nennweite	2700 mm
• Nennwassermenge	34.5 m^3/s
• Rohrbruchwassermenge	max. 100 m^3/s
• Max. Seestand Kote	1975.00 m ü.M.
• Min. Seestand Kote	1838.00 m ü.M.
• Drosselklappenachse Kote	1816.30 m ü.M.
• Max. statischer Druck ca.	160 m WS
• Max. Aufschwung im Wasserschloss Kote	1990.50 m ü.M.
• Max. dynamischer Druck ca.	175 m WS
Grundablassschützen:	
je 1 Revisions- und Betriebsschütze	
• Schützenart	Gleitschütze
• Sohlenkote der Schütze	1785.54 bzw. 1785.00 m ü.M.
• Kote Schützenkammerboden	1791.00 m ü.M.
• Sohlenneigung	18.14%
• Berechnungsinnendruck:	1975.00 m ü.M.
• Maximaler Aussenwasserdruck	50 WS
• Maximaler Injektionsdruck	3 bar
• Normaler Durchfluss bei geöffneten Schützen	100 m^3/s
• Lichte Weite beider Schützen:	1.60 m
• Lichte Höhe beider Schützen:	ca. 2.20 m
• Reibungskoeffizient Bronze auf nichtrostendem Stahl	0.4
• Schliessgeschwindigkeit der Schützen	30 cm/min

Bild 5: Kenndaten

7. Besonderheiten des zu realisierenden Projektes

Der Einbezug der bestehenden Anlagen in die neu konzipierten Bauten verlangt eine kompromissvolle Abstimmung des gesamten Projektes. In die bestehenden Galerien, Schächte, Stollen und den ursprünglich injizierten Dichtungsschild ist das zu erstellende Bauwerk hineinzuprojizieren. Das Bild 6 gibt einen Einblick in die Komplexität dieses Vorhabens.

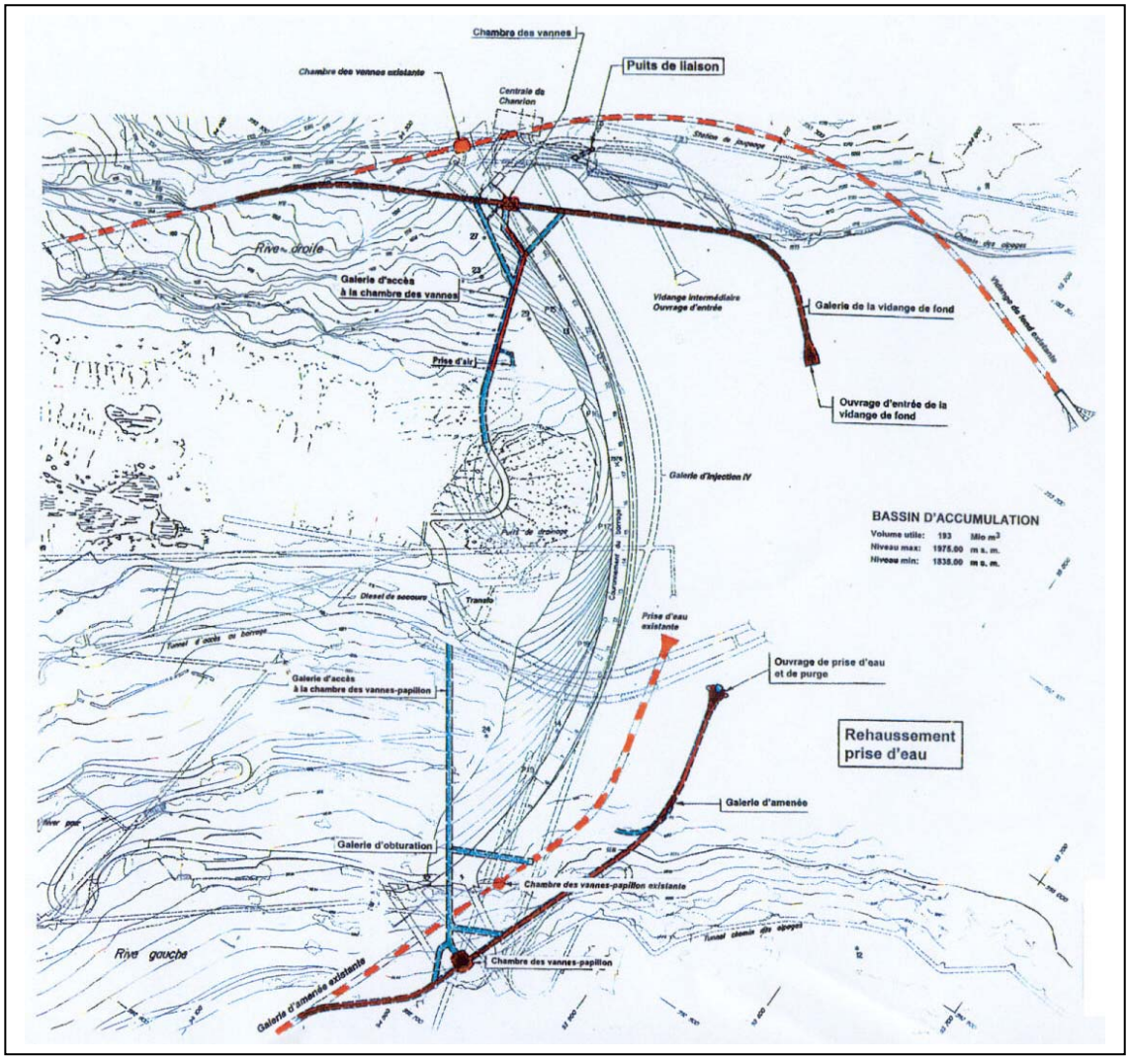


Bild 6: Situation mit Ausführungsprojekt und den bestehenden Anlagen

Die Änderung geologischer Gegebenheiten können zu unterschiedlichen Realisierungstechniken führen. Die Baustelle liegt auf 2000 m ü. M. und beinhaltet somit alle Problematiken einer Hochgebirgsbaustelle.

Weiterführende Untersuchungen haben zu folgenden Projektoptimierungen geführt:

- Das Einlaufbauwerk und der Abflussstollen der Seespülvorrichtung wird nur soweit gebaut, dass die Spülschieberkammer und ca. 550 m Stollen zu einem späteren Zeitpunkt erstellt werden können. Durch die Höherlegung der

Wasserfassung wird diese Ausführungssplittung erst möglich. Wasserfassung mit Spülstollen sind in Bild 7a dargestellt.

- Das Einlaufbauwerk der Triebwasserfassung der Stufe Mauvoisin-Fionnay wird so konzipiert, dass eine weitere Erhöhung zu einem späteren Zeitpunkt möglich ist.
- Das rechtsufrige im Kraftwerk Chanrion turbinierte Wasser wird während den seeseitig auszuführenden Arbeiten wegen der Aufwirbelung von Sedimenten im konstant tief zu haltenden Seeniveau nicht in den Stauraum geleitet. Dies wird durch den Bau eines Vertikalschachtes vom Unterwasserkanal des Kraftwerkes Chanrion zum darunterliegenden Stollen der Hochwasserentlastung möglich. Ein Abschlussorgan erlaubt, die Umleitung aufzuheben und das Wasser wieder über seinen ursprünglichen Lauf in den See zu leiten.

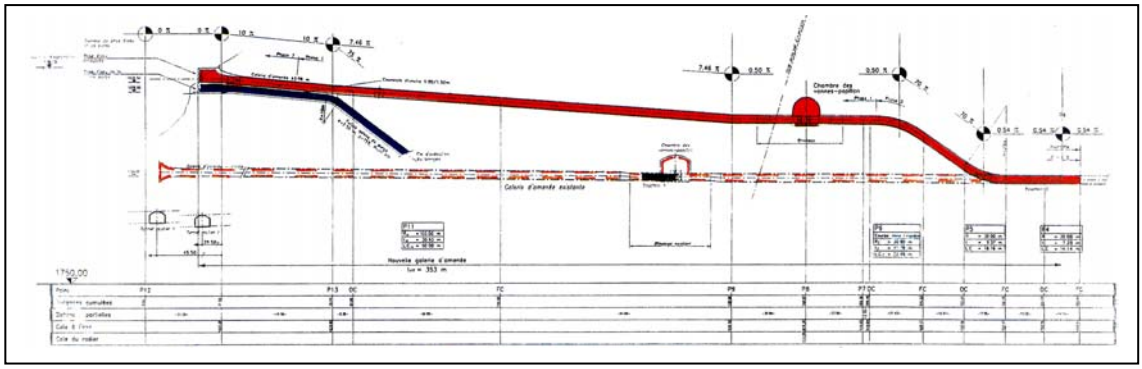


Bild 7a: Längsschnitt Wasserfassung und Einlaufpartie Spülstollen

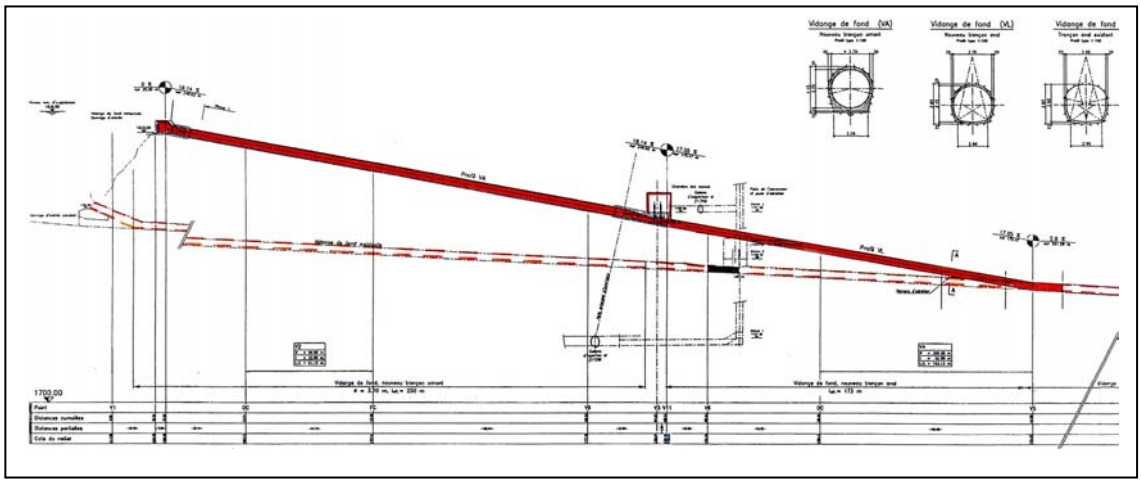


Bild 7b: Längsschnitt Grundablass

7.1 Sicherheit

Zu den üblichen Personen- und Sachsicherheitsvorkehrungen im Stollenbau muss die Sicherheit der Zufahrt bei Lawinengefahr und andere spezifischen Gefahren des Hochgebirges besonders beachtet werden.

7.2 Baustellenbegleitung in Sachen Umweltschutz

In der Firma ECOTEC SA wurde ein externes Fachbüro mit dem Umweltverträglichkeitsbericht des Projektes beauftragt. Dieses begleitet die Projektrealisierung in Zusammenarbeit mit dem zuständigen Amt des Kantons, dem Bauherrn und den ausführenden Firmen.

7.3 Projekterstellung und Begleitung des Bauwerkes

Das Projekt wird von der Ingenieurgemeinschaft Electrowatt-Ekono AG (EWE) und den Nordostschweizerischen Kraftwerken AG (NOK) erstellt. Die Oberbauleitung wird durch EWE wahrgenommen, und die örtliche Bauführung liegt in der Verantwortung des Ingenieurbüros Maggia SA. Für die Verantwortung des Bauherrn zeichnet die Projektdirektion des Anlagen-Managements der Elektrizitäts-Gesellschaft Laufenburg AG mit der Unterstützung einer technischen Kommission, gebildet aus Vertretern aller Partner der FMM. Der Bauherr hat seine Fachkompetenzen in die Verantwortlichkeiten: Bau, Hydromechanik, Baustellenunterstützung, Elektrik, Umwelt und Bundes-, Kantonale- und Gemeindeautoritäten aufgeteilt.

Die Projektkosten sind auf CHF 35,4 Mio exkl. Teuerung und Finanzirung veranschlagt und können nach heutigen Erkenntnissen eingehalten werden.

8. Projektstand und Erfahrungen aus der ersten Bauphase

Dank der guten geologischen Gegebenheiten und den eingespielten Equipen der beauftragten Firmen konnten die im ersten Baujahr geplanten Felsausbrüche und Spritzbetonarbeiten übertroffen werden. Realisiert wurden folgende Felsausbruch- und Betonarbeiten:

Triebwasserfassung:

Zufahrt zu Drosselklappenkammer, Drosselklappenkammer, Anschlussstollen zum Druckstollen, Druckstollen auf eine Länge vom 137 m.

Grundablass:

Zufahrtstollen zu Grundablass, Grundablasskammer, Anschlussstollen zum Grundablass, Grundablassstollen auf eine Länge von 165 m.

Damit wurden 60% aller Felsausbrucharbeiten im ersten Baujahr ausgeführt.

Das zweite Baujahr startet mit dem Erstellen der ersten Etappe des Vertikalschachtes zwischen dem Unterwasserkanal der Zentrale Chanrion und dem Hochwasserentlastungsstollen. Im weiteren wird der Fels weiter ausgebrochen für den Triebwasserdruckstollen und den Grundablassstollen mit den notwendigen Abdichtungsinjektionen.

Gleichzeitig wird die Montage der Panzerung im Bereich der Schieberkammer der Triebwasserfassung und des Grundablasses vorangetrieben. Parallel zu den oben aufgeführten Arbeiten werden in den Werkstätten der Herstellerfirmen die Drosselklappen und Grundablass-Gleitschützen fabriziert.

9. Ausblick

Die Höherlegung der Wasserfassung und des Grundablasses gibt dem hydraulischen System der Triebwasserstufe Mauvoisin-Fionnay und den Anlagen des Stauraumes Mauvoisin die ursprüngliche Funktions- und Betriebsicherheit zurück. Die Abnutzung der wasserbenetzten Bauteile wird auf übliche, bekannte Werte zurückgeführt.

Die Verlandung von bestehenden Stauräumen wird zum fortschreitenden Problem vieler Anlagen der Alpen. Das von den Kraftwerke Mauvoisin eingeschlagene Lösungskonzept kann in Zukunft auch in andern Stauwerken Anwendung finden.

Peter Thomann
Leiter Hydraulische Kraftwerkstechnik
Elektrizitäts-Gesellschaft
Laufenburg AG
5080 Laufenburg

Kurt Seiler
Betriebsleiter
Kraftwerke Mauvoisin AG
1951 Sion

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

Wasserbewirtschaftung der Mosel mittels zentraler und lokaler Abfluss- und Stauzielregelung

Dr. Ing. Werner Siebert

1 Einleitung

Ausgangspunkt des hier dargestellten Projektes war die Notwendigkeit, an der Mosel die Antriebe der bestehenden Wehranlagen der 12 Staustufen auf der deutsch-luxemburgischen und der deutschen Strecke zu erneuern. Mit diesen Maßnahmen sind auch die bestehenden Regelungseinrichtungen zur Einhaltung der Oberwasserstände zu ersetzen bzw. zu modernisieren.

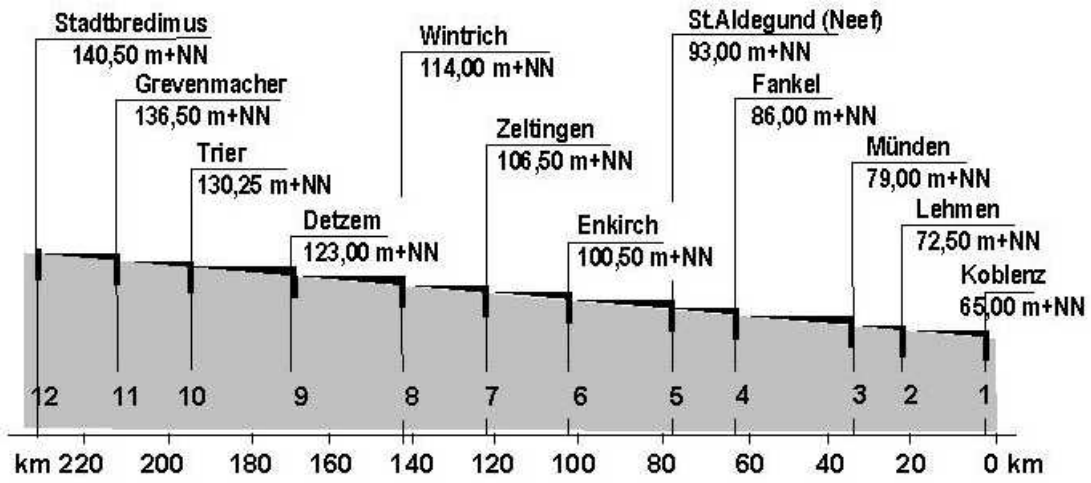


Abbildung 1: Die Stauhaltungskette der oberen und unteren Mosel

Die Staustufen der unteren Mosel bestehen aus einem Wehr mit drei Wehrfeldern, einer Groß- und einer Kleinschifffahrtsschleuse und dem Laufwasserkraftwerk. Die derzeitige Stauregelung erfolgt entweder vom Kraftwerksbetreiber mit den Turbinenaggregaten oder von der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung (WSV) mit den Wehrsektoren.

Während bei dem bisherigen Bewirtschaftungskonzept vorrangig die Einhaltung der Stauziele verfolgt wurde, entschloss man sich während der Vorarbeiten zu diesen sich über mehrere Jahre erstreckenden Baumaßnahmen, eine moderne Abfluss- und Stauzielregelung (ASR) zu erstellen mit folgenden Zielen:

- Stauzieleinhaltung am Oberwasser-Pegel innerhalb des vorgegebenen Toleranzbereiches, die Lage des Toleranzbereiches ist abflussabhängig.
- Stützen des Unterwasserstandes bei niedrigen Abflüssen,
- Dämpfung von Abflusswellen entlang der gesamten unteren Mosel,
- kein Gegenregeln bei Schleusungswellen,
- Minimierung der Anzahl der Stellbefehle,
- Automatikbetrieb über das gesamte Abflussspektrum (NNQ – HHQ)

Das Stauziel der einzelnen Moselstaustufen, d.h. die Höhenlage der zulässigen Wasserstandslamelle, ist abflussabhängig. Bei steigenden Abflüssen werden die Oberwasserstände stufenweise abgesenkt, um ein Überschreiten der höchsten schiffbaren Wasserstände am oberstromseitigen Ende der Stauhaltung zu verhindern bzw. zu verzögern. Die Stauzieltoleranz beträgt für die untere Mosel von Detzem bis Koblenz ± 5cm. Die Stauzieltoleranzen bei der oberen Mosel betragen für die Staustufen Trier +0/–30 cm, Grevenmacher ± 5cm und Stadtbredimus +20/-5 cm (± 5cm bei Abflüssen über 600 m^3/s).

2 Zweischichtiges Regelungskonzept für die untere Mosel

Wegen der speziellen Ziele, der Stützung der Unterwasserstände, der maximalen Vergleichmäßigung von Abflusswellen und die Optimierung der Energieerzeugung wurde von vornherein davon ausgegangen, dass eine lokale Regelung der einzelnen Staustufen nicht ausreicht, eine die gesamte Stauhaltungskette erfassende übergeordnete Wasserbewirtschaftung erforderlich ist. Da bei Ausfall dieser übergeordneten, zentralen Wasserbewirtschaftung eine autarke lokale Regelung der einzelnen Staustufen weiter möglich sein muss, wurde ein zweischichtiges Konzept gewählt. Die lokalen Reglungseinrichtungen der einzelnen Staustufen werden bei diesem Konzept beibehalten und bei normalem Betrieb zentral von dem übergeordneten System geführt.

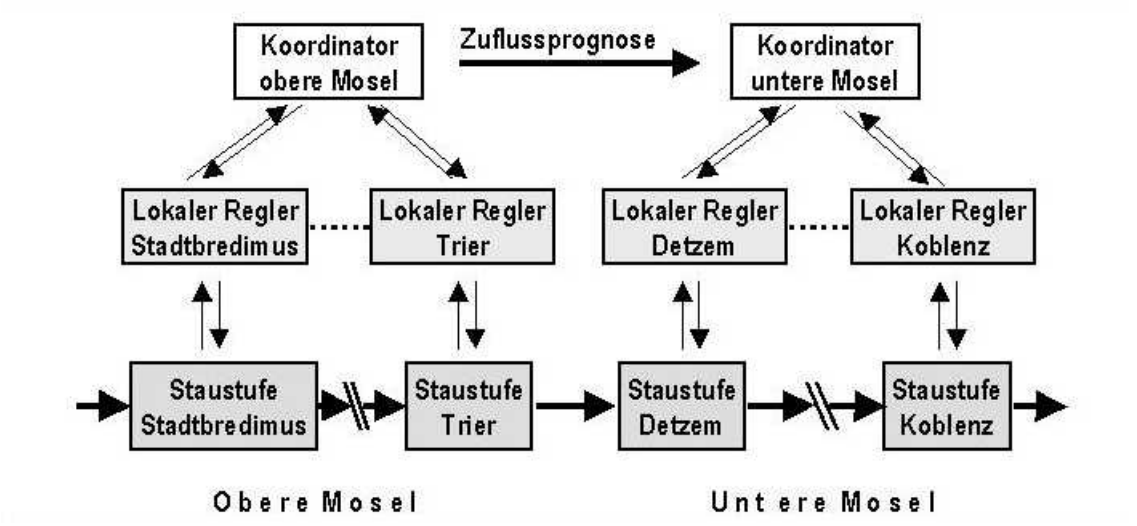


Abbildung 2: Prinzip der zweischichtigen Regelung

Im Auftrag der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) wurde von dem Fraunhofer Institut für Informations- und Datenverarbeitung, Anwenderzentrum Ilmenau ein

derartiges zweischichtiges Konzept erstellt, welches mit der BAW gemeinsam zur Einsatzreife entwickelt wird. Bei dem übergeordneten Koordinator zur zentralen Wasserbewirtschaftung handelt es sich um einen prädiktiven modellbasierten Regler. Pro Zeitschritt wird dabei unter Zugrundelegung eines grobauflösenden Prozessmodells ein Optimalsteuerungsproblem gelöst, aus dem Vorgaben für die von den lokalen Reglern einzustellenden Sollwasserstände innerhalb der jeweiligen Toleranzlamelle resultieren. Durch diese Variation der Sollwasserstände entlang der gesamten Stauhaltungskette ist eine optimale Nutzung des Stauraumvolumens zur Abflussvergleichmäßigung, zur Stützung der Unterwasserstände an den einzelnen Staustufen, etc. möglich.

3 Lokale Abfluss- und Stauzielregelung

Der Schwerpunkt der bisherigen Arbeiten lag auf der Bereitstellung der lokalen Regelungseinrichtung, welche an der Moselstaustufe Detzem als Pilotstaustufe Ende 2000 in Betrieb genommen wurde. Das Reglungskonzept ist in der Abb. 3 dargestellt. Für die Regelung ist von Bedeutung, dass die Stauregelung auch beim Einstau der Wehre zunächst nicht aufgegeben werden darf, da auf Grund der Schifffahrtsverhältnisse (Flottwassertiefen) das tiefste Stauziel auch bei strömendem Abfluss unter Einsatz der Wehrsektoren gehalten werden muss.

Die lokale Abfluss- und Stauzielregelung basiert auf einem einfachen PI-Algorithmus, bei welchem durch eine abflussabhängige Parametrisierung, durch Sondermaßnahmen bei der Behandlung des Integralteil im Bereich der Staulegung und durch eine abflussabhängige Abschwächung des Störgrößeneinflusses ein stabiles Arbeiten von NNQ bis HHQ erreicht werden konnte.

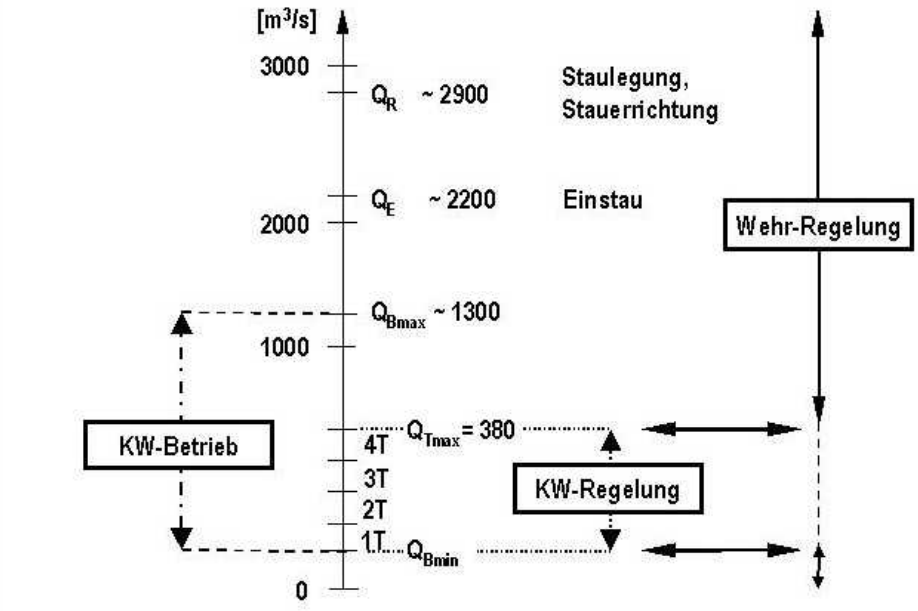


Abbildung 3: Regelbereich bei Kraftwerks - und WSV-Regelung

Die Funktionsfähigkeit und die Qualität der Regelung hängt nicht nur von der Auslegung und Parametrisierung des eigentlichen Reglers ab, sondern auch

von der Vorbehandlung (Filterung) der Messsignale, der Handhabung von Störeinflüssen und von der Auslegung und Parametrisierung der Umgebung des eigentlichen Reglers. So sind z.B. die Einstellzeiten der Wehrverschlüsse endlich, bei den üblichen Breiten der Wehrfelder (z.B. 3*40m an den Moselwehren) bewirken auch kleine Wasserstandsänderungen erhebliche Abflussänderungen. Die Beschränkung von Untersuchungen allein auf den Regelalgorithmus reicht mit Sicherheit nicht aus. Zur Beurteilung der Funktionsfähigkeit und der Qualität der ASR waren besonders hinsichtlich der engen Wasserstandstoleranzen daher alle relevanten Komponenten der Leittechnik in die Untersuchungen mit einzubeziehen, wobei deren Zusammenwirken und Ergebnis sowohl im Normalbetrieb als auch unter besonderen Betriebsbedingungen zu testen war.

4 HN-Simulation

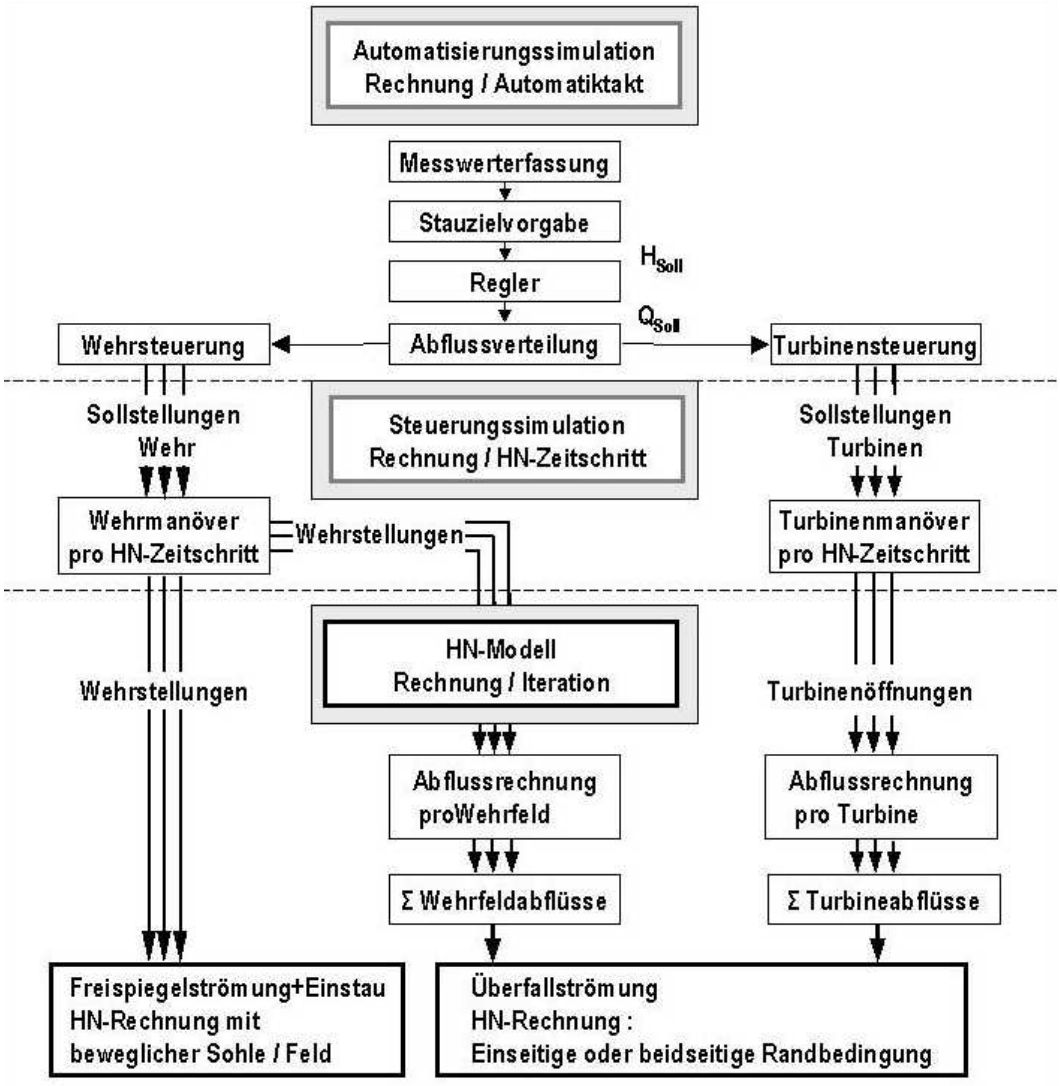


Abbildung 4: Schema der HN-Simulation

An der BAW wird für derartige Aufgabenstellungen ein eigenentwickeltes Verfahren zur 1D-Simulation instationärer Strömungen eingesetzt (Abb. 4). Indem die Simulation der Regelungs- und Steuerungseinrichtungen von der eigentli-

chen HN-Simulation streng getrennt ist, können für Entwicklungen und Parametrisierungen dieser Einrichtungen einschlägigen Fachinstituten und –firmen fertige HN-Modelle mit Schnittstellen zur Leittechnik zur Verfügung gestellt werden. Eine Echtzeitsimulation der Flusstrecke an den realen Einrichtungen im Labor oder vor Ort ist mit diesem System ebenfalls möglich.

5 Untersuchungsergebnisse

5.1 Abflussvergleichmäßigung durch Optimierung des lokalen Reglers

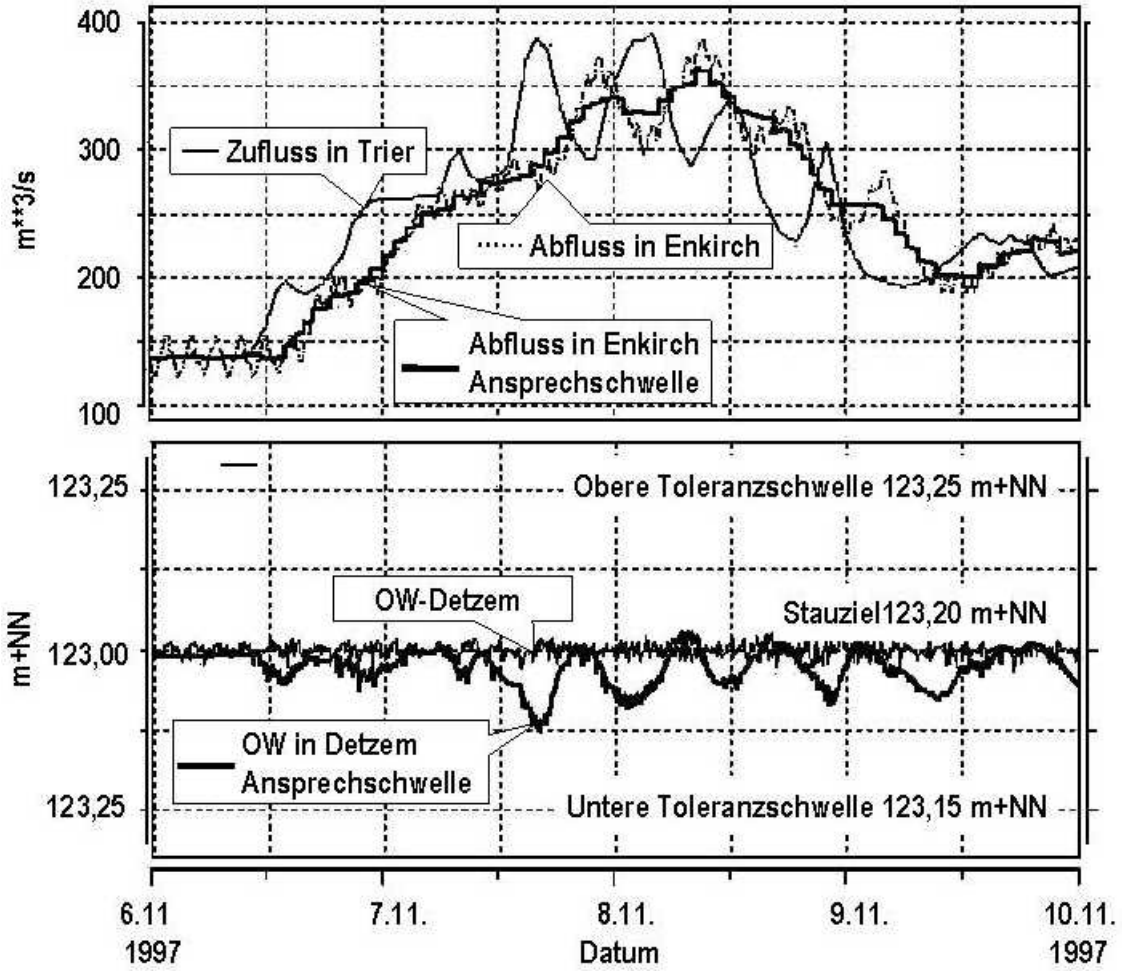


Abbildung 5: Lokale Regelung ohne und mit Ansprechschwelle HN-Simulation des Abflussszenarios der Mosel vom Nov. 1997

In Abb. 5. sind die wesentlichen Ergebnisse für ein Abflussszenario der Mosel vom Nov. 1997 dargestellt. Der aggressiv wirkende Wasserstandsregler lässt nur geringfügige Wasserstandsschwankungen in der Größenordnung von ± 1 cm zu, so dass der Oberwasserstand auch bei unterschiedlichen Stauzielen sicher innerhalb der zulässigen Toleranzlamelle von ± 5 cm gehalten wird.

Da der derzeitig implementierte Regler hinsichtlich der Einhaltung des Sollwasserstandes mit größtmöglicher Sicherheit arbeiten soll, wird das Speichervolu-

men innerhalb der Toleranzlamelle nicht ausgenutzt, so dass Zuflussschwankungen, welche keine Stauzielwechsel auslösen, ungedämpft an die Unterlieger weitergegeben werden. Weiterhin bewirkt diese Einstellung des Reglers trotz einer Schwelle von ±4 cm auch bei konstantem Abfluss die Ausführung von Stellbefehlen im Abstand von ca. 3 h.

Zur Ausnutzung des Puffervolumens der Toleranzlamelle um den Oberwasserstand wurde, ausgehend von einem Vorschlag des Fraunhofer Anwenderzentrums in Ilmenau, die Regelabweichung $\delta h_a = h_{ist} - h_{soll}$ zusätzlich gefiltert. Der gefilterte Wert wirkt nur auf den Integral-Anteil des Wasserstands- (PI-) Reglers. Aus den Untersuchungen ergab sich, dass eine Ansprechschwelle von ±3 cm innerhalb eines Toleranzbandes von ±5 cm als Optimum anzusehen ist. Sowohl die Vergrößerung derselben als auch die völlige Unterdrückung des Reglereingriffs bedingen eine derart aggressive Reaktion des Systems beim Erreichen der Grenzen der Toleranzlamelle, dass die Abflussvergleichmäßigung teilweise wieder aufgehoben wird.

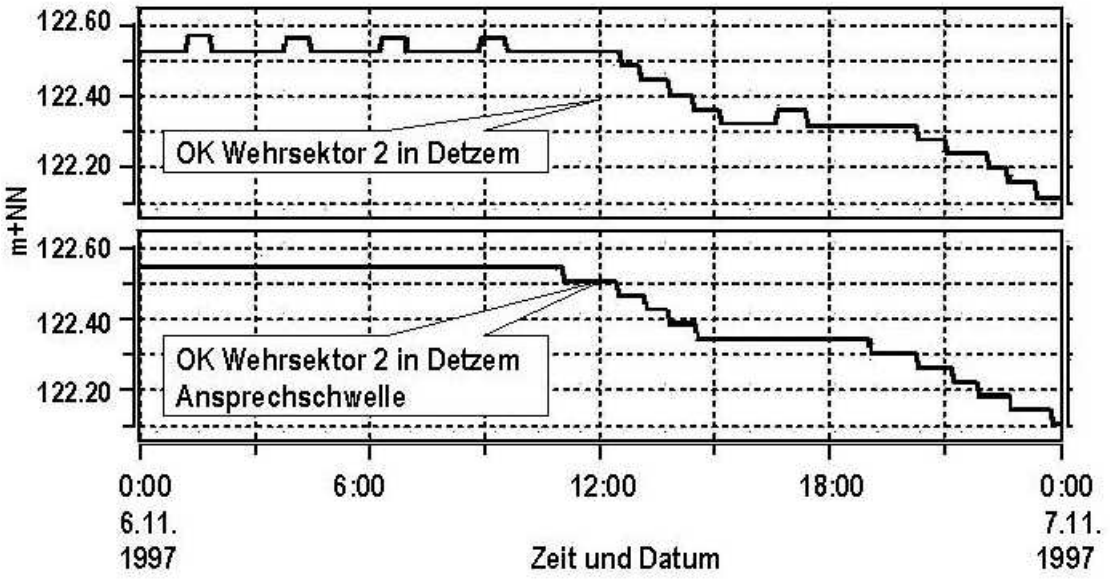


Abbildung 6: Lokale Regelung
HN-Simulation des Abflussszenarios der Mosel vom Nov. 1997

5.2 Schleusenbetrieb

Ohne Kraftwerksbetrieb ist eine Beeinflussung der Regelung nur über den Oberwasserstand möglich, so dass sich nur Schleusenfüllungen (Bergschleusungen) auf die ASR auswirken können. Dieser Einfluss kann durch

- eine direkte Auswirkung auf die Wasserstandsregelung entstehen
- und/oder eine Beeinflussung der Sektorlageregelung, da die Solllage aus der erforderlichen Überfallhöhe und dem Oberwasserstand bestimmt wird.

Beim Kraftwerksbetrieb ist noch ein zusätzlicher Störeinfluss über den Unterwasserstand infolge der Berechnung des Kraftwerksdurchflusses aus der Fallhöhe und Leistung möglich.

Wie die Ganglinie der Sektorstellung in Abb. 7 erkennen lässt, bewirkt auch die Einführung der in Kap. 5.1 beschriebenen Ansprechschwelle keine vollständige Unterdrückung der Ansteuerung der Wehrsektoren. Im Rahmen der Optimierung der lokalen Regelung der Staustufen der Mosel wurde entsprechend eines weiteren Vorschlags des FhG Anwenderzentrum Ilmenau eine zusätzliche Filterung des Oberwasserstandes simuliert. Erst die Kombination von Ansprechschwelle und Zusatzfilterung ergab eine sichere Unterdrückung des Schleuseneinflusses.

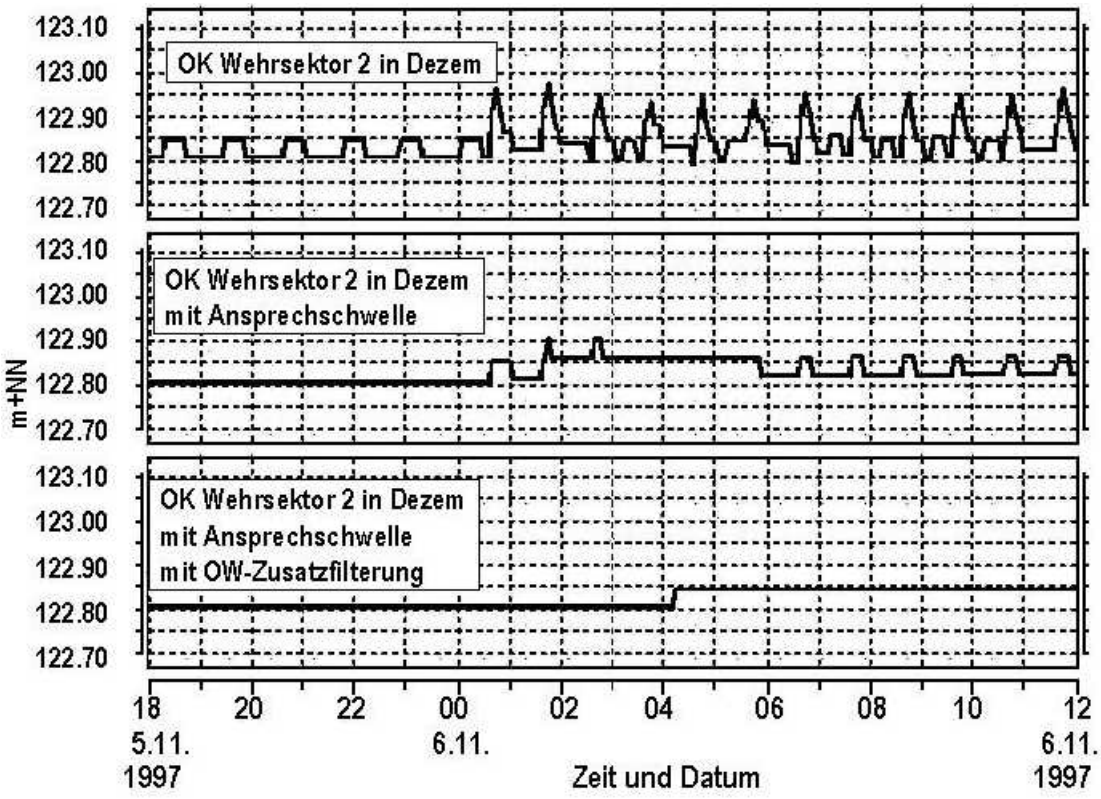


Abbildung 7: Unterdrückung von Schleusungswellen
Einfluss von Ansprechschwelle und Zusatzfilterung
HN-Simulation, Zufluss in Trier= const.= 70 m³/s

5.3 Zentrale Steuerung des Stauzielwechsels

Bei dem derzeitig realisierten Ausgangskonzept dient der Oberliegerzufluss als Kriterium für die Stauzielfestlegung. Ständige Wechsel bei Zuflüssen im Bereich der Grenzwerte werden durch Filterung dieses Wertes mit eine Zeitkonstante von 2h und der Vorgabe einer Hysterese von ±30 m^3/s vermieden. Bei dieser seriellen Steuerung werden in den Bereichen konstanter Stauziele Abflussschwankungen bei Verwendung des optimierten Reglers nachhaltig vergleich-

mäßigt. Die Ergebnisse in Abb. 8 weisen jedoch auch aus, dass selbst mit einem optimierten Regelalgorithmus Stauzielwechsel eine Verstärkung von positiven und negativen Abflussspitzen entlang der Stauhaltungskette bewirken. Beim derzeit praktizierten manuellen Stauzielwechsel an den Staustufen der Mosel wird die Bildung von derartigen Abflusswellen durch die Abstimmung der einzelnen Betriebsstellen untereinander vermieden.

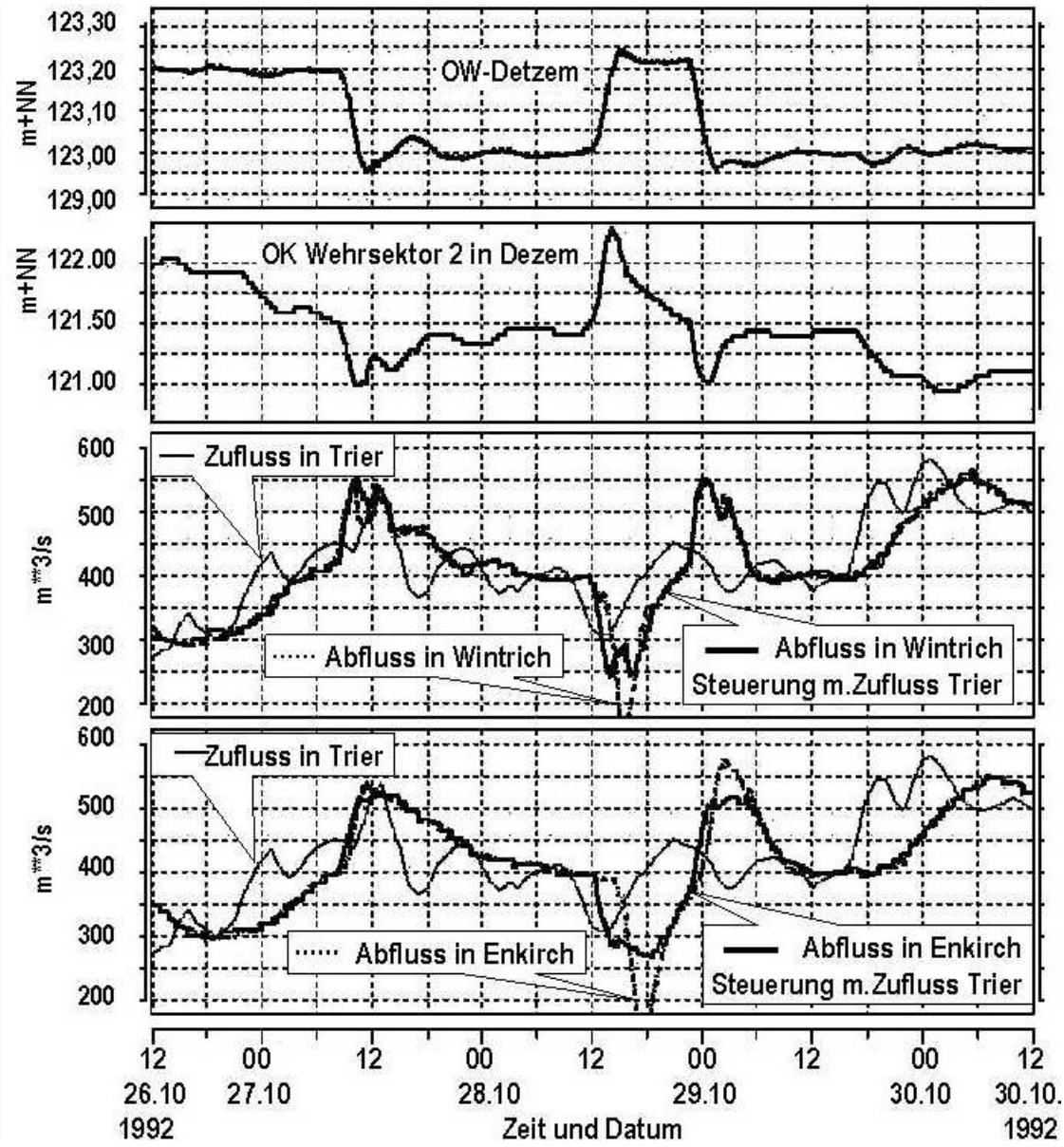


Abbildung 8: Serielle und parallele Steuerung des Stauzielwechsels HN-Simulation des Abflussszenarios der Mosel vom Okt. 1992

Für eine modellierte Teilkette von 4 Moselstauhaltungen von Trier bis Enkirch (Mosel-km 195,3 bis 100,2) wurde unter Zugrundelegung eines Abflussszenario s vom Okt. 1992 diese Koordination versuchsweise automatisiert, indem der Stauzielwechsel parallel mit dem Zufluss in die Kette an der Staustufe Trier ge-

steuert wurde. Die in der Abb. 8 dargestellten Abflussganglinien weisen aus, dass eine parallele Steuerung der Stauziele der einzelnen Staustufen eine Verbesserung des Abflussverhaltens entlang der Stauhaltungskette auch bei Stauzielwechsel mit sich bringt. Ohne eine Prognose über den in Trier zu erwartenden Zufluss in die Stauhaltungskette wird bei Stauzielwechsel der Abfluss an der Staustufe Detzem zunächst aufgesteilt, die dabei entstehende Abflusswelle wird infolge der vorauseilenden Steuerung der nächsten unterstrom liegenden Staustufen (ab Wintrich) durch die rechtzeitige Bereitstellung von Speichervolumen wieder abgebaut.

5.4 Übergeordnete Führung des Stauziels

Das Prinzip der prädiktiven Regelung ist in Abb. 9 dargestellt.

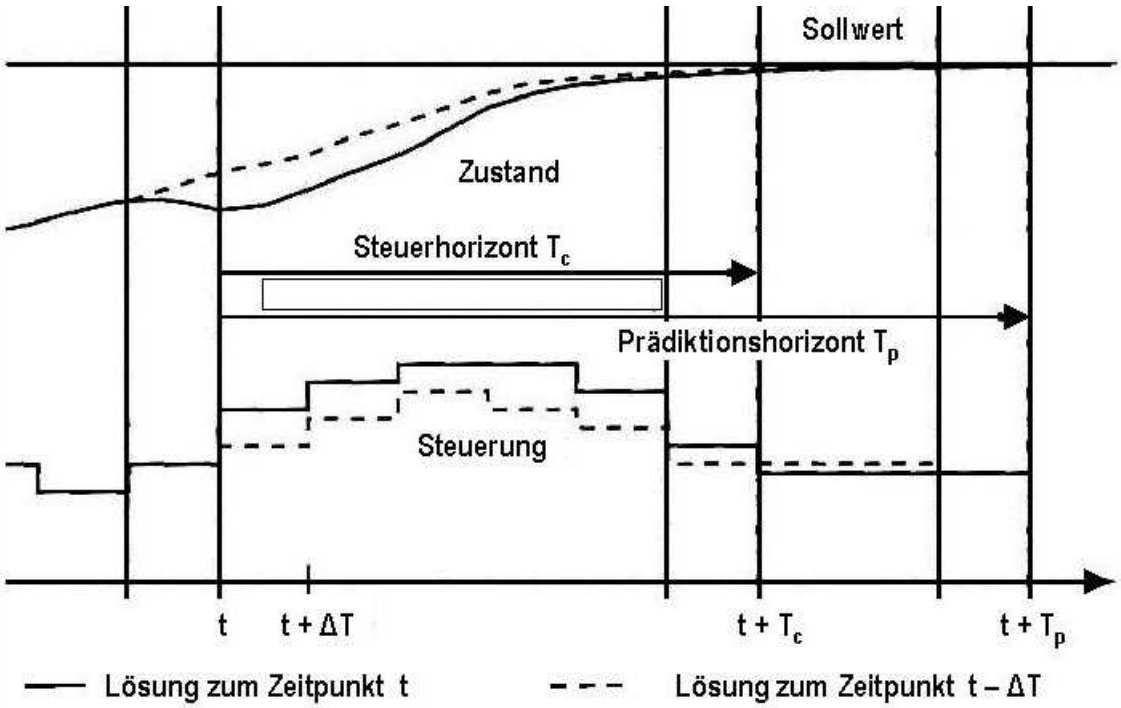
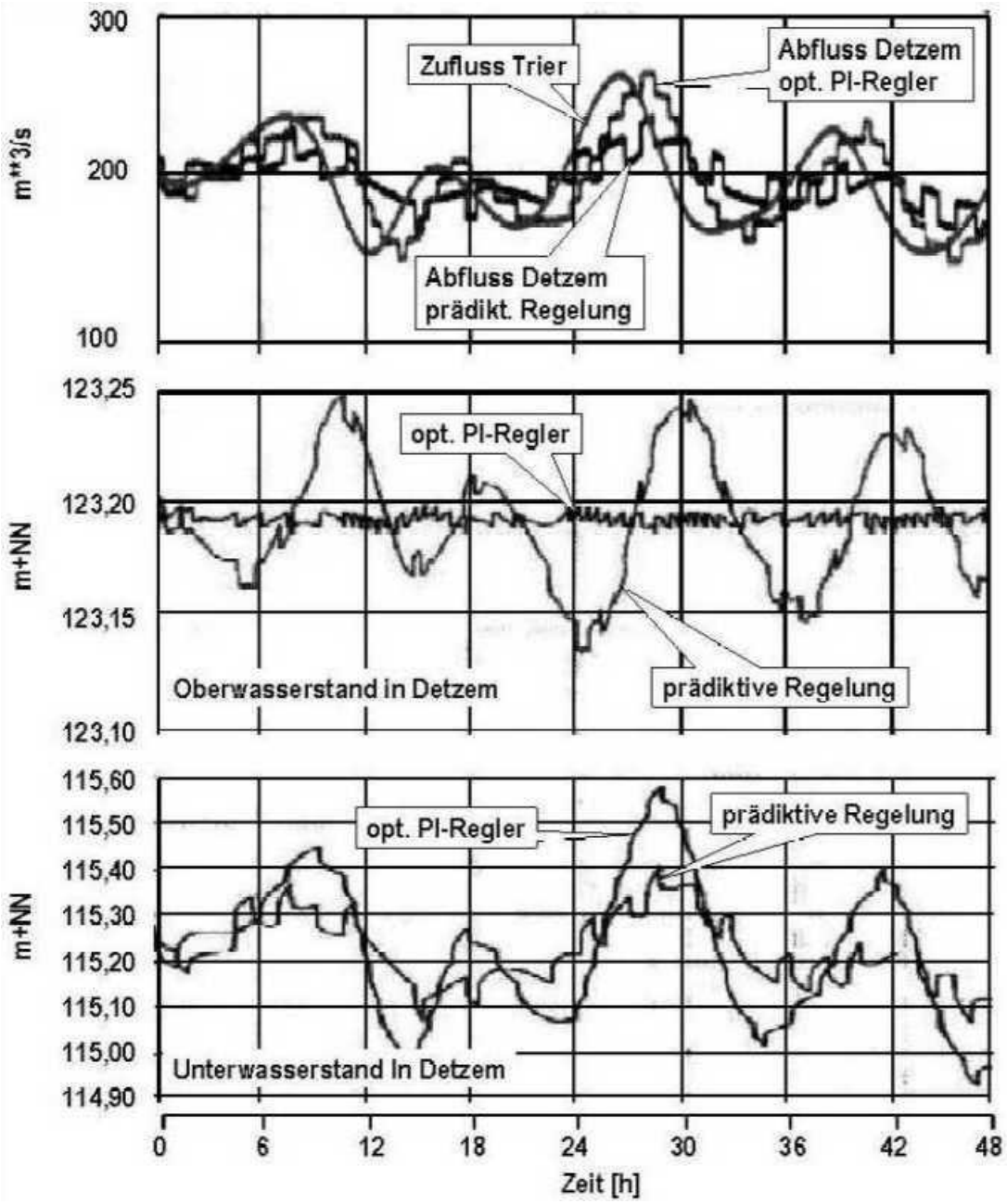


Abbildung 9: Prinzip der modellbasierten prädiktiven Regelung

Zum Start des System wird der Anfangszustand ermittelt und für den Prognosezeitraum (Prädiktionshorizont) durch Lösung eines modellgestützten Optimalsteuerungsproblems eine Steuerstrategie errechnet. Da sich die Randbedingungen (Messwerte) ständig ändern, wird diese Berechnung in äquidistanten Zeitschritten ΔT wiederholt. Anforderungen an die Wasserstandsregelung, Abflussvergleichmäßigung, Energieerzeugung werden bei diesem Verfahren als Zielkriterien und Beschränkungen formuliert. Die Ermittlung des Anfangszustandes erfolgt, ausgehend von einem historischen Zeitpunkt mittels Minimierung der quadratischen Abweichungen von gemessenen und berechneten Wasserständen und durch Vorwärtssimulation zum aktuellen Zeitpunkt.



In Abbildung 10: Vergleich der prädiktiven Regelung mit der einer parallele Steuerung der Stauzielbildung HN-Simulation des Abflussszenarios der Mosel vom Okt.19

Die Prognose derartiger Systeme erstreckt sich nicht nur auf die Bereitstellung einer Steuerstrategie, sondern auch auf die zu erwartenden Abflüsse der erfassten Staustufen. Beabsichtigt ist, dass der Koordinator für die obere Mosel den zu erwartenden Zuflusses in die untere Mosel prognostiziert.

In Simulationsrechnungen wurde versuchsweise das Stauziel der Staustufe Detzem mit einer Laborversion des prädiktiv-modellbasierten Reglers geführt. In Abb. 10 sind die Ergebnisse der Simulation einer Niedrigwasserperiode dargestellt. Der lokale Regler wirkt aggressiv, so dass der Oberwasserstand in einer

Lamelle von ca. ±1 cm gehalten wird. Der Einsatz der übergeordneten Reglung „verschlechtert“ das Ergebnis der Oberwasserregelung, da mit diesem System die Toleranzlamelle um den Sollwasserstand extensiv ausgenutzt wird. Neben der Vergleichmäßigung des Abflusses an der Staustufe Detzem werden mit der übergeordneten Führung die Schwankungen des Unterwasserstandes um ca. 50% reduziert.

6 Fazit

Aus Anforderungen, welche sich aus der Sicherung der Schifffahrt, aus der Ökologie und aus der Energiewirtschaft ergeben, sind die Aufgaben, welche moderne Einrichtungen zur automatischen Regelung von Staustufen und Staustufenketten zu erfüllen haben, wesentlich komplexer als früher und bedingen die gemeinsame Regelung Stauhaltungsketten. Detailuntersuchungen, welche die welche die Wirkung der Regelungskonzepte in Verbindung mit den mit der messtechnischen und steuerungstechnischen Umgebung analysieren, sind Entscheidungshilfen zwischen einfacheren und aufwendigen Lösungen.

Adresse des Autors:
Dr.Ing. Werner Siebert
Bundesanstalt für Wasserbau
Kussmaulstraße 17
76187 Karlsruhe

Literatur

T. Steffen „Regelungskonzepte für Staustufenketten“
Inst. für Informatik und Automatisierung, TU Ilmenau, 1999

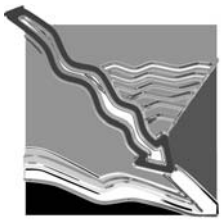
S. Theobald „Numerische Simulation zum Betrieb von Staustufenketten“
Inst. f. Wasserwirtschaft u. Kulturtechnik, H. 201, 1999

E. Arnold „Automatische Abfluss- und Stauzielregelung der Unteren
H. Linke: Mosel“, Abschlussbericht, Jan. 2000
Fraunhofer Anwenderzentrum Systemtechnik Ilmenau

W. Siebert „Regelung und Wasserbewirtschaftung der Mosel“,
45th Int. Scient. Colloquium, TU Ilmenau, Okt. 2000

H. Linke „Untersuchung zur Koordination des Kraftwerks- und Wehrbe-
E. Arnold: triebs in einem modell-prädiktiven Reglungskonzept
Inst. für Informatik und Automatisierung, TU Ilmenau, Feb. 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



Hochwasserrückhaltebecken: Einzelbecken oder Beckensystem ?

Max Humbel und Dieter Müller

Zusammenfassung

Im Rahmen eines konkreten Hochwasserschutzprojektes wird eine Dämpfung der Abflussspitze mit einem Hochwasserrückhaltebecken vorgeschlagen. Verschiedene Möglichkeiten mit einem Beckensystem aus dezentralen, in Serie geschalteten Becken als Alternative zu einem Einzelbecken wurden studiert.
Nachfolgend werden die Grundlagen für dieses Variantenstudium erläutert. Neben den projektspezifischen Anordnungen werden einige generelle theoretische Überlegungen dargestellt. Der Variantenvergleich und der Entscheid für ein Einzelbecken berücksichtigen technische, wirtschaftliche und ökologische Aspekte.

1 Einleitung

Rückhaltebecken zur Dämpfung der Hochwasserspitzen in den überbauten Gebieten sind häufig eine wirksame, kostengünstige und nachhaltige Massnahme für die Gewährleistung des Hochwasserschutzes. Die Verlangsamung der Hochwasserwelle erzielt häufig nicht nur für das direkt zu schützende Gebiet einen ausreichenden Schutz, sondern wirkt sich auch weiter bachabwärts positiv aus.

Ein Hochwasserrückhaltebecken (HWRB) ist umso wirksamer, je näher es sich bei dem vor Überschwemmung zu schützenden Gebiet befindet, dass heisst, je grösser sein Anteil am gesamten Einzugsgebiet ist.

2 Einsatzmöglichkeiten von Hochwasserrückhaltebecken

Voraussetzung für die Errichtung eines Hochwasserrückhaltebeckens ist natürlich die Verfügbarkeit eines Rückhalteraumes. Neben günstigen topographischen Bedingungen spielen auch andere Faktoren eine Rolle, wie bestehende Bauwerke, Infrastrukturanlagen, landwirtschaftliche Nutzung des Staugebietes, Naturschutz- und Erholungsaspekte u.s.w. Einzelne dieser Faktoren können die Machbarkeit eines Rückhaltebeckens zum Vorneherein verunmöglichen, andere haben einen Einfluss auf die Kosten und den Zeitbedarf für die Planung und Realisierung.

Häufig sind nach unserer Erfahrung im Schweizer Mittelland Hochwasserrückhaltebecken oder -mulden in Einzugsgebieten bis 100 km^2 prüfbare Lösungen, wobei Rückhaltevolumina bis etwa 300'000 m^3 anfallen. Dafür sind in der Regel Dämme mit einer Höhe von 10 bis 15 m Höhe erforderlich.

Seitens der Auftraggeber, der Anwohner, der Umweltfachleute und schlussendlich natürlich der Planer stellt sich grundsätzlich die Frage nach dezentralen Lösungen anstelle des einen, grösseren Rückhaltebeckens. Die Frage nach einer Lösung mit in Serie geschalteten Becken ist aber für den Einzelfall oft ebenfalls zu studieren.

In diesem Beitrag wird auf ein konkretes Projekt eingegangen, welches die Colenco Power Engineering AG in letzter Zeit bearbeitet hat, das aber typisch für viele Gebiete im schweizerischen Umfeld stehen kann. Der aus einem rund 10 km^2 grossen Einzugsgebiet stammende Hinterbach hat in der Gemeinde Villmergen verschiedentlich zu Überschwemmungen mit grossen Schäden geführt. Während als Sofortmassnahme ein Bachausbau durch das Dorf mit Behebung der kritischsten Engpässe an die Hand genommen wird, werden die Planungsarbeiten für eine nachhaltige Sanierung mit einem Hochwasserrückhaltebecken oberhalb des Dorfes durchgeführt.

Im Wissen um die oben genannte Problematik wurden auf Vorschlag von Colenco von Anfang an dezentrale Varianten in das Studium eingeschlossen, obwohl ein geeigneter Standort für ein HWRB an günstiger Stelle vorhanden ist. Es hat sich im Verlauf der späteren Diskussionen als sehr vorteilhaft erwiesen, dass die Zusatzuntersuchungen in diesem Fall durchgeführt wurden.

Für das betrachtete Projekt ist am vorgesehenen Standort ein einzelnes Rückhaltebecken (Variante 1) von rund 120'000 m^3 Inhalt nötig, um ein 100-

jährliches Hochwasser auf einen Wert zu dämpfen, der im unterliegenden Bachbett überschwemmungsfrei durch das Dorf abgeleitet werden kann.

Zwei Alternativen mit in Serie geschalteten Becken wurden zu diesem Einzelstandort untersucht:

- 4 kleinere Becken in Serie
- Kaskade von Rückhaltedämmen mit ca. 2 m Höhe

Die Variante 2 beruht darauf, dass einigermassen günstige Standorte für vier Becken im Einzugsgebiet vorhanden sind. Die Grundidee für die Variante 3 besteht darin, einigermassen standardisierte, kostengünstige Becken mit einfachen Ausläufen und billigen Hochwasserentlastungen über den Damm zu erstellen.

3 Theoretische Betrachtungen

3.1 Standort und Wirksamkeit von HWRB

Es wurde oben erwähnt, dass ein HWRB umso wirkungsvoller ist, je näher es oberhalb der zu schützenden Stelle liegt. Das hat zwei Gründe:

1. Der Abfluss aus dem ungeschützten Resteinzugsgebiet unterhalb des HWRB ist ungedämpft und weist bei kleinem Volumen eine hohe Spitze auf. Selbst wenn der Ausfluss aus dem HWRB stark gedrosselt wird, kann die Abflussspitze aus dem Resteinzugsgebiet auch bei kleineren Niederschlagsereignissen grösser sein als die Kapazität des Bachbettes.

2. Für das Hochwasserrückhaltebecken ist nicht die maximale Hochwasserspitze massgebend, sondern das zurückzuhaltende Volumen. Das maximale Volumen für ein hundertjährliches Ereignis tritt in der Regel bei einer anderen Regendauer ein als die maximale Spitze.

3.2 Wirksamkeit Einzelbecken / Beckensystem

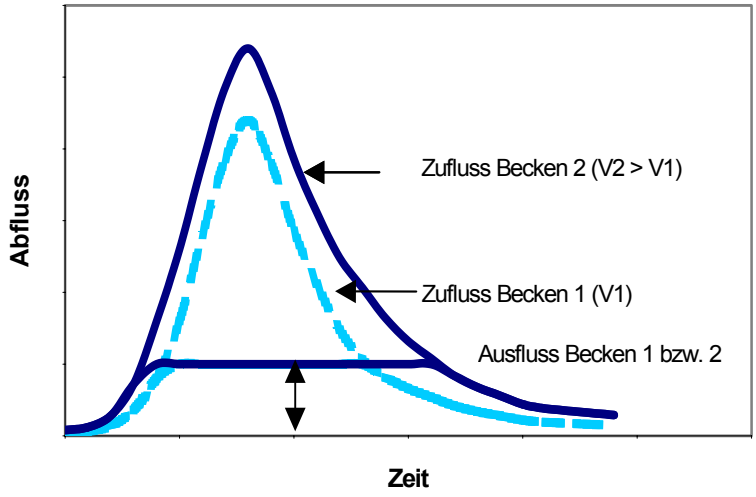
Mit einem Niederschlag/Abfluss-Modell wurde für ein typisches Einzugsgebiet untersucht, inwieweit sich die Wirksamkeit eines gesteuerten Rückhaltes mit einem einzigen Becken von jenem einen Rückhaltesystem mit mehreren in Serie geschalteten Becken unterscheidet. Dazu wurde das gesamte Einzugsgebiet in 10 identische Teileinzugsgebiete eingeteilt und für Ein- und Mehrbeckensys-

teme das notwendige gesamte Rückhaltevolumen bestimmt, welches nötig ist, um den Spitzenabfluss im Kontrollquerschnitt am untersten Ende des Teileinzugsgebietes auf einen vorgegebenen Wert zu drosseln. In Abhängigkeit der Drosselung ergaben sich die in Tabelle 1 dargestellten Resultate.

Tabelle 1: Notwendiges relatives Rückhaltevolumen (in %) in Abhängigkeit der Beckenanzahl bei konstantem maximalen Ausfluss.

Anzahl Becken	**Max. Auslasskapazität**		
	0.5 m^3/s	**3.0 m^3/s**	**6.0 m^3/s**
1	100 %	100 %	100 %
2	101 %	103 %	107 %
5	102 %	108 %	113 %

Das grössere Volumen für mehrere Becken im Vergleich zu einem einzigen Becken ist vor allem darauf zurückzuführen, dass ein Teil des Abflusses aus dem HWRB die in Serie liegenden Becken mehrfach belastet. Figur 1 zeigt diesen Sachverhalt für zwei Becken: für zwei identische Einzugsgebiete ist der Zufluss zum unterliegenden Becken 2 um der Ausfluss des Beckens 1 grösser und somit das notwendige Volumen im Becken 2 bei gleichem maximalen Abfluss grösser. Die Tabelle 1 zeigt auch, dass die Reduktion der Wirksamkeit durch die Aufteilung in mehrere Becken nicht prohibitiv sein muss für die Ausführung einer Mehrbeckenlösung.

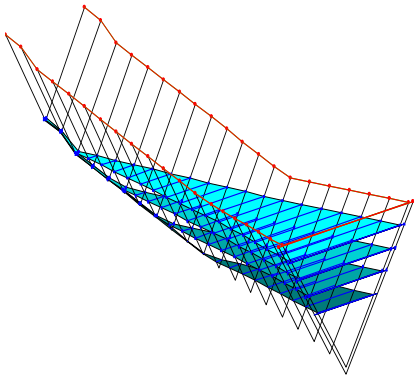


Figur 1: Typische Zuflussganglinien zu zwei in Serie geschalteten HWRB mit gesteuerten Auslässen.

3.3 Stauhöhe und Stauvolumen

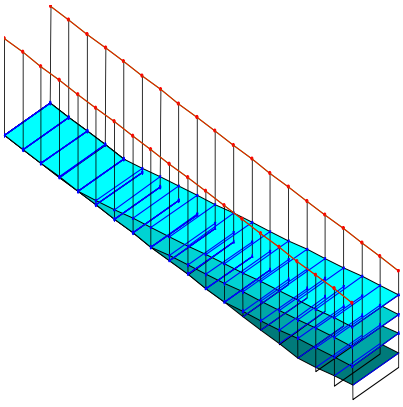
Der Beckeninhalt (V) in Funktion der Stauhöhe (H) lässt sich im Allgemeinen durch den Ansatz $V = c * H^n$ approximieren. Der von der Morphologie abhängige Parameter n schwankt in der Schweiz, für ausgeführte Stauanlagen, zwischen 1.4 und 3.6 und erreicht im arithmetischen Mittel den Wert 2.2. In den folgenden Tabellen ist der Sachverhalt für zwei Fälle dargestellt.

Fall 1: Gleichmässige Neigung der Flanken, gleichmässiges Bachgefälle (V-Tal, n = 3)



Stauhöhe (%)	Fläche (%)	Volumen (%)
10	1	0.1
20	4	0.8
30	9	2.7
40	16	6.4
50	25	12.5
60	36	21.6
70	49	34.3
80	64	51.2
90	81	72.9
100	**100**	**100**

Fall 2: Rechteckiger Talquerschnitt, gleichmässiges Bachgefälle (U-Tal, n = 2)



Stauhöhe (%)	Fläche (%)	Volumen (%)
10	10	1
20	20	4
30	30	9
40	40	16
50	50	25
60	60	36
70	70	49
80	80	64
90	90	81
100	**100**	**100**

Bei einem V-förmigen Tal wären also statt eines zentralen HWRB's von z.B. 10 m Höhe über 100 kleine Becken mit 2 m Stauhöhe notwendig. Im Fall eines U-förmigen Tals sind noch etwa 25 Becken von 2 m Stauhöhe erforderlich, um ein Becken mit 10 m Stauhöhe zu ersetzen. Wenn statt eines zentralen Beckens vier dezentrale Standorte gewählt werden, weisen diese eine Stauhöhe von je rund 6.5 m (beim V-Tal), respektive von ca. 5 m (beim U-Tal) auf. In der Wirklichkeit sind meist Verhältnisse zu erwarten, die irgendwo zwischen einem V-Tal und einem U-Tal angesiedelt sind.

Diese grundsätzlichen Verhältnisse gilt es zu bedenken, wenn über dezentrale, in Serie geschaltete Becken gesprochen wird.

4 Variantenvergleich für die Retention Villmergen

4.1 Einzelbecken (zentrales HWRB)

Um am Hinterbach oberhalb Villmergen eine Drosselung des 100-jährlichen Hochwassers auf 5 m^3/s zu erreichen, ist ein Rückhaltevolumen von rund 120'000 m^3 erforderlich. Im Gebiet „Drachtenloch", nur wenig oberhalb des für den Hochwasserschutz kritischen Bereiches findet sich ein topographisch ideales Gelände für diesen Zweck. Der einzige Nachteil ist, dass durch den Rückhalteraum eine schützenswerte Landschaft betroffen ist. Für den erforderlichen Rückhaltedamm ergeben sich die folgenden Werte:

Max. Dammhöhe über Fundation:	14.40 m
Stauhöhe über Talboden:	10.00 m
Überflutete Fläche bei Vollstau	31'000 m^2
Dammschüttvolumen:	34'000 m^3

Der Damm muss entsprechend seiner Grösse und Inhalt nach den Richtlinien der Talsperrenverordnung ausgebildet werden. Unter anderem ist die Hochwasserentlastung für die schadensfreie Ableitung des 1'000-jährlichen Hochwassers von rund 30 m^3/s auszulegen.

Die Kosten für das HWRB Drachtenloch wurden auf etwa 2.8 Mio. Fr. geschätzt, was spezifischen Speicherkosten von 23 Fr./m^3 entspricht.

4.2 Vier kleinere Becken in Serie

Einigermassen günstige Standorte für 4 Becken, die alle ein genügend grosses Einzugsgebiet abdecken um voll wirksam zu sein, konnten anhand der Topographie 1:5'000 und von Begehungen identifiziert werden. Die folgenden Kartenausschnitte (Figur 2 und 3) zeigen die generelle Lage der Becken innerhalb des Einzugsgebietes im Vergleich zur Anordnung mit Einzelbecken.

Die Tabelle 1 zeigt auch, dass die Reduktion der Wirksamkeit durch die Aufteilung in mehrere Becken nicht prohibitiv sein muss für die Ausführung einer Mehrbeckenlösung.

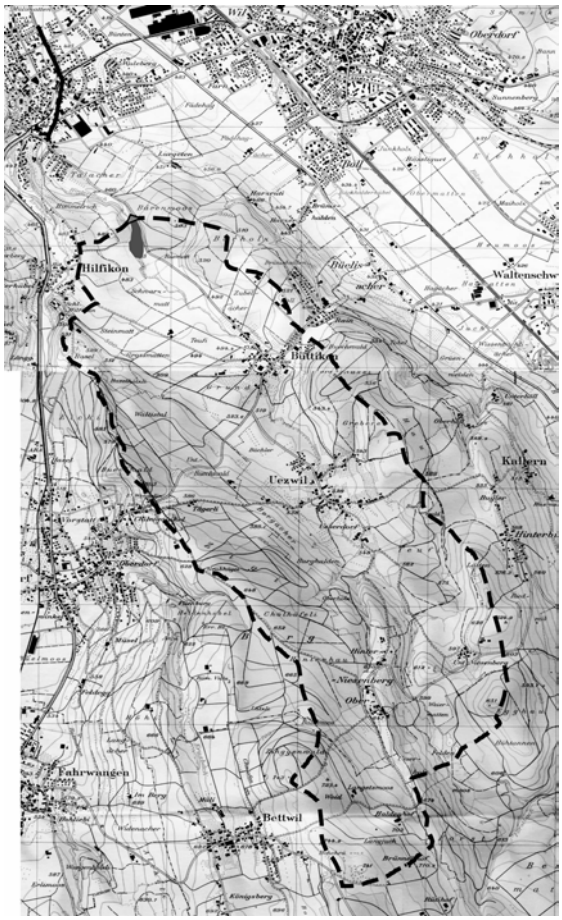


Fig. 2: Einzelbecken

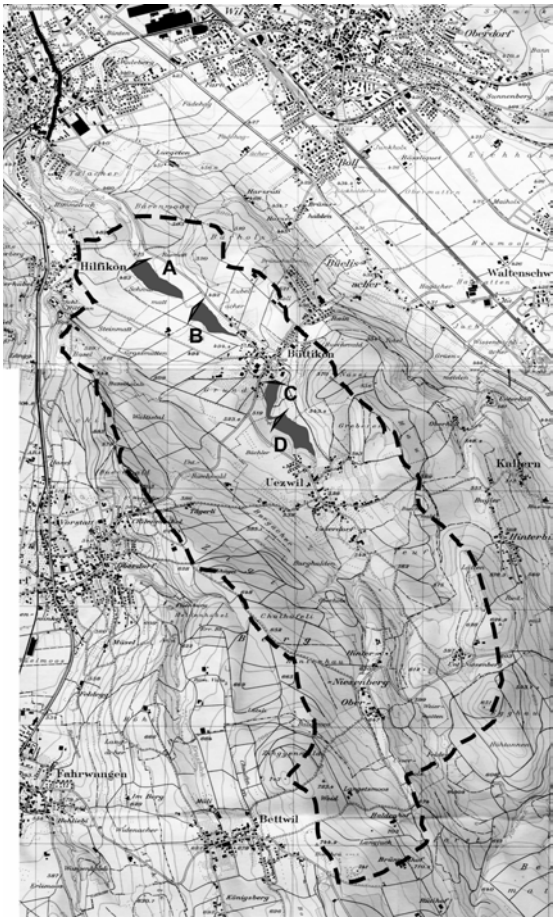


Fig. 3: Beckenserie mit 4 Becken

Die Gesamtkosten für die 4 dezentralen Rückhaltebecken werden auf ca. 6.2 Mio. Fr. geschätzt. Dies ergibt spezifische Speicherkosten von ca. 47 Fr./m^3.

Tabelle 2: Geschätzte, massgebende Parameter für die HWRB

Charakteristik	**Einheit**	**Standort**					**Einzel-becken**
		A	**B**	**C**	**D**	**Total**	
Einzugsgebiet	km^2	8.0	7.1	6.3	6.2		8.8
Einzugsgebietsanteil	%	91	80	72	70		100
Stauhöhe über Talsohle	m	6.0	6.5	7.0	6.5		10
Rückhaltevolumen	m^3	31‘500	32‘500	33‘500	35‘000	132’500	120‘000
Überflutung bei Stauziel	m^2	18000	21‘000	31‘000	16‘000	86’000	31‘000
Max. Dammhöhe	m	10.0	10.5	10.8	10.4		14.4
Damm-Schüttvolumen	m^3	25‘300	26‘200	21‘900	17‘900	91’300	34‘000

4.3 Kaskadenvariante (Beckenserie)

Wenn schon kleine Rückhaltebecken eine grosse Anzahl erfordern, wie oben erläutert wurde, so soll das einzelne Becken wenigstens andere Vorteile mit sich bringen, insbesondere z.B. gute Eingliederung in die Landschaft, geringe Kosten und eine einfache Bauweise.

Da das Schüttvolumen für die dezentralen Dämme sicher nicht kleiner ist, als für das Einzelbecken, müssen die Kosten auf andere Art gesenkt werden. Dies kann nur dadurch realisiert werden, dass Durchlässe und Hochwasserentlastungen einfach und billig gehalten werden. Dank der Beschränkung auf zwei Meter Stauhöhe über dem Talboden und flachen, grasbewachsenen Böschungen kann auf eine teure Hochwasserentlastung verzichtet werden. Der Damm selbst wird überströmbar ausgebildet, womit kein Freibord nötig wird. Bei Erreichen des Stauziels beginnt das Wasser über eine Dammscharte zu entlasten.

Für das vorliegende Projekt wurde versucht, die HWRB’s aufgrund der Karten 1:5'000 zu platzieren. Die nachfolgenden Kartenausschnitte zeigen die Anordnung der Kaskadenvariante im Vergleich zum Einzelbecken.

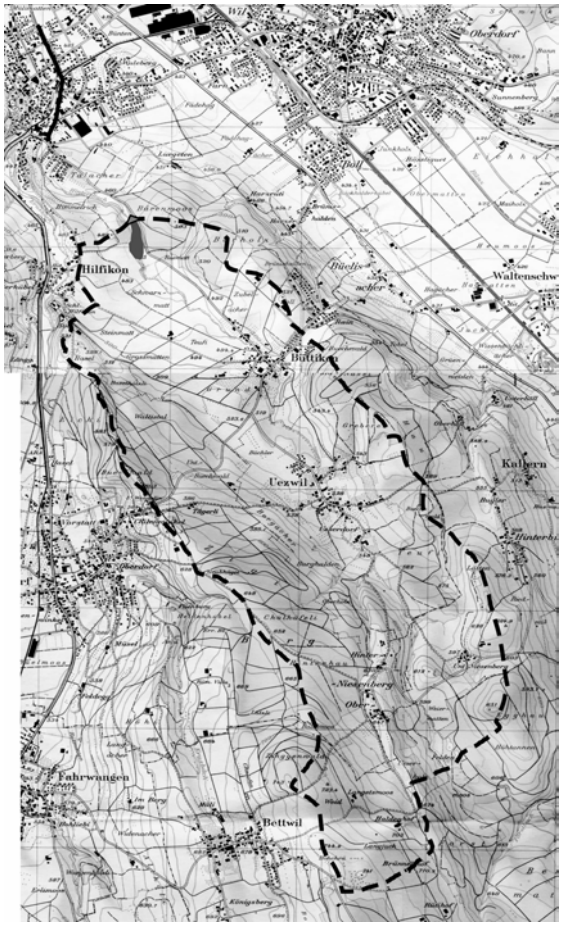


Fig. 4: Einzelbecken

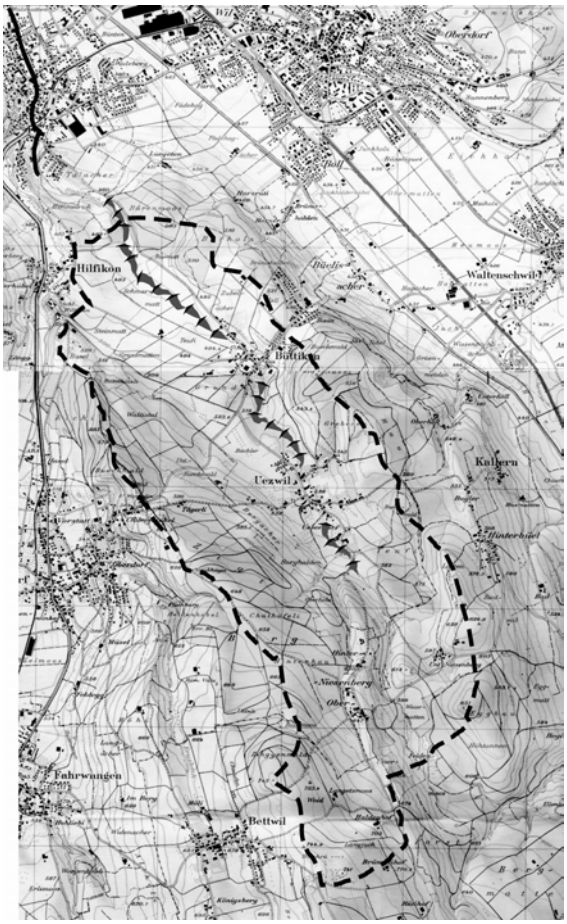


Fig. 5: Beckenkaskade

Für ein durchschnittliches Becken mit einer Stauhöhe von 2 m über dem Talboden wurden die folgenden Werte geschätzt:

Kronenlänge Damm	ca. 80 m
Beckenlänge	ca. 100 m (2.0 % Gefälle)
Schüttvolumen	ca. 1'200 m^3
Wasserfläche bei Vollstau	4'500 m^2
Inhalt bei Vollstau	4'000 m^3 (inkl. 1'000 m^3 aus Aushub innerhalb Staubereich)
Anzahl benötigte Becken	30

Die Kosten für ein einzelnes Becken belaufen sich auf ca. 130'000.-- Fr. und die spezifischen Speicherkosten liegen bei 33 Fr./m^3.

In der Praxis zeigte sich, dass die Unterbringung der 30 Becken schwierig bis unmöglich ist, denn im oberen Einzugsgebiet ist das Bachgefälle zu steil. Immerhin ergibt die aneinander gereihte Beckenlänge rund 3 km.

4.4 Variantenvergleich

Neben den Kosten, die eindeutig zu Gunsten einer Einzelbecken-Lösung sprechen, wurden die Varianten auch umweltseitig begutachtet und bezüglich ökologischer Kriterien verglichen. Die Umweltfachleute wären zu Beginn der Studie einer dezentralen Lösung nicht abgeneigt gewesen. Es darf also davon ausgegangen werden, dass die Beurteilung nicht zugunsten der zentralen Variante verfälscht wurde. Das Resultat ist in der Tabelle 3 zusammengestellt:

Tabelle 3: Variantenvergleich

Beurteilungskriterium	**Zentrales Becken**	**Dezentral**	
		4 Becken	**Kaskade*)**
Hochwasserschutz	erfülllt	erfüllt	beschränkt
Risiko	0	0	-
Kosten	0	--	-
Betrieb/Unterhalt	0	0-	-
Landschaftsbild	-	---	-
Uferbestockung	-	--	-
Vernetzung	-	--	0
Gewässerbiologie	-	--	-
Fischerei	-	--	-
Landwirtschaft	-	--	--
Wald	--	-	0
Natur- und Landschaftsschutzzonen	--	--	-
Immissionen Bauphase	-	---	--

**)ökologische Beurteilung auf beschränkte Anzahl Becken bezogen*

Legende: 0 *keine Beeinträchtigung / Vergleichszustand*
\- *geringe Beeinträchtigung*
-- *mittlere Beeinträchtigung*
--- *starke Beeinträchtigung*

Im untersuchten Fall fiel die Wahl klar zugunsten der zentralen Variante aus.

Die Kaskadenlösung hat zwar bezüglich Umweltkriterien etwa gleichwertig abgeschlossen. Dabei muss berücksichtigt werden, dass sich die Beurteilung nur auf die überhaupt realisierbare Anzahl Becken bezog. Neben den bedeutend höheren Kosten war aber vor allem die Tatsache massgebend, dass ein genügender Rückhalt gar nicht realisierbar war.

Die Variante mit 4 kleineren Becken in Serie schneidet sowohl in Bezug auf die Kosten als auch in Bezug auf die Umwelt klar ungünstiger ab, als die zentrale Einzelbeckenlösung.

5 Schlussfolgerungen

Das Einzelbecken erzielte die beste Gesamtbeurteilung. Das Ergebnis ist nicht überraschend. In vielen anderen Fällen dürften erwartungsgemäss die gleichen Ergebnisse resultieren. Trotzdem ist die Durchführung eines solchen Vergleichs auf Stufe Variantenstudium zu Beginn eines Hochwasserrückhalteprojektes empfehlenswert. Einerseits werden die entsprechenden Fragen früher oder später sowieso gestellt; wenn nicht von den Vertretern des Auftraggebers oder der zuständigen Behörden, dann gewiss aus der Bevölkerung die schlussendlich die Realisierung zu genehmigen hat.

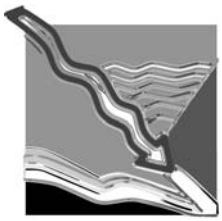
Unter günstigen Voraussetzungen kann andererseits eine dezentrale Lösung durchaus vorteilhaft sein. Beispiele dafür existieren.

Aus dem Blickwinkel des übergeordneten Einzugsgebietes der Bünz wirkt das Einzelbecken Drachtenloch, hier als zentrale Lösung für den Hinterbach dargestellt, eigentlich sehr dezentral. Es kommt also schlussendlich massgebend auf den Blickwinkel an!

Adresse der Verfasser:

Max Humbel, Dr. Dieter Müller
Colenco Power Engineering AG
Mellingerstrasse 207
5405 Baden

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



Einfluss von Hindernissen auf das Fliessverhalten von Trübeströmen am Beispiel des Grimselsees

Christoph Oehy und Prof. Dr. Anton Schleiss

Zusammenfassung

Nummerische Simulationen von Trübeströmen im Grimselsee erfolgten mit dem dreidimensionalen Flow-Solver CFX-4.3, wobei zusätzliche Benutzer-Routinen implementiert wurden, um das Absetzen und Erodieren der Sedimente, sowie den Einfluss der Dichtestratifizierung auf die Turbulenz zu berücksichtigen.

Simulationen des Hochwassers vom Oktober 2000 zeigten, dass während Hochwasserereignissen Trübeströme beträchtliche Sedimentmengen von bis zu 10 cm Dicke in den tiefsten Teil des Stausees in unmittelbare Nähe des Grundablasses und der Triebwasserfassung transportieren.

Im Rahmen des Projektes Grimsel Plus wurde die Möglichkeit einer Beeinflussung der Trübeströme durch „Unterwasser"-Schüttdämme untersucht. Dabei erlaubte das nummerische Modell, den Einfluss verschiedener Anordnungen von Hindernissen auf die Strömung und die Sedimentablagerungen zu untersuchen. Die Resultate zeigen, dass der Trübestrom mit Hilfe dieser Schüttdämme gebremst oder angehalten wird, so dass die Sedimente nicht in den vordersten Bereich des Sees gelangen können. Damit kann der Ort der Sedimentablagerungen kontrolliert und die Verlandung im Bereich der Triebwasserfassung und des Grundablasses stark vermindert werden.

Abstract

Numerical simulations of turbidity currents in Lake Grimsel were performed with the three-dimensional flow-solver CFX-4.3. Additional user routines were implemented to include the sedimentation and erosion of the sediments at the reservoir bed and to properly account for the effects of stratification on the turbulence.

Simulations of the flood event in October 2000 showed that the turbidity current transports considerable amount of sediments to the deepest area of the lake in the proximity of the bottom outlet and the water intake.

In view of the ongoing project Grimsel Plus the possibility of influencing turbidity currents by means of submerged dykes was investigated. The numerical model allowed investigating the effect of different configurations of obstacles on the flow and sediment deposits. The results show, that by means of obstacles turbidity currents may be stopped or slowed down in a way as to prevent sediment deposits in the lowest part of the lake.

Hence, the location of the deposits is controlled and sedimentation in the area of the water intake and bottom outlet is diminished significantly.

1. Einleitung

Die Ursache der Verlandung von Stauseen ist vor allem im Eintrag von Geschiebe und Schwebestoffen durch die Fliessgewässer zu suchen, also den zuflussbedingten Ablagerungen. Trotz der tiefen durchschnittlichen, jährlichen Verlandungsrate der Schweizer Stauseen von 0.2 % (Oehy et al., 2000; Schleiss & Oehy, 2001), ist die Verlandung in der Schweiz oder im Alpenraum von grosser Bedeutung, da sie den Betrieb der Ausflussorgane wie Grundablass und Triebwasserfassung behindern kann.

Der grösste Anteil der in einen Stausee gelangenden Feststofffracht besteht normalerweise aus Schwebestoffen (80-90 % bei kleineren und mittleren, 90- nahezu 100 % bei grösseren Stauseen). Der während Hochwasserabflüssen stark mit Feinsedimenten beladene Zufluss aus dem Einzugsgebiet in den Stausee hat ein grösseres Raumgewicht als das ruhende Wasser im Stausee. Die in den Stausee fliessende, trübe Wassermasse stösst vorerst das klare Seewasser von der Mündung weg vor sich hin bis ein Impulsgleichgewicht entsteht. Dann beginnt das dichtere, schwebstoffbeladene Wasser in das leichtere Seewasser abzutauchen. Es entsteht dadurch ein Unterwasserstrom, Trübestrom genannt, welcher aus einem Gemisch von Wasser und Feinsedimenten in Suspension besteht. Der Trübestrom bewegt sich auf dem geneigten Seeboden mit beachtlicher Geschwindigkeit in Richtung tiefstem Punkt bei der Talsperre (Abbildung 1).

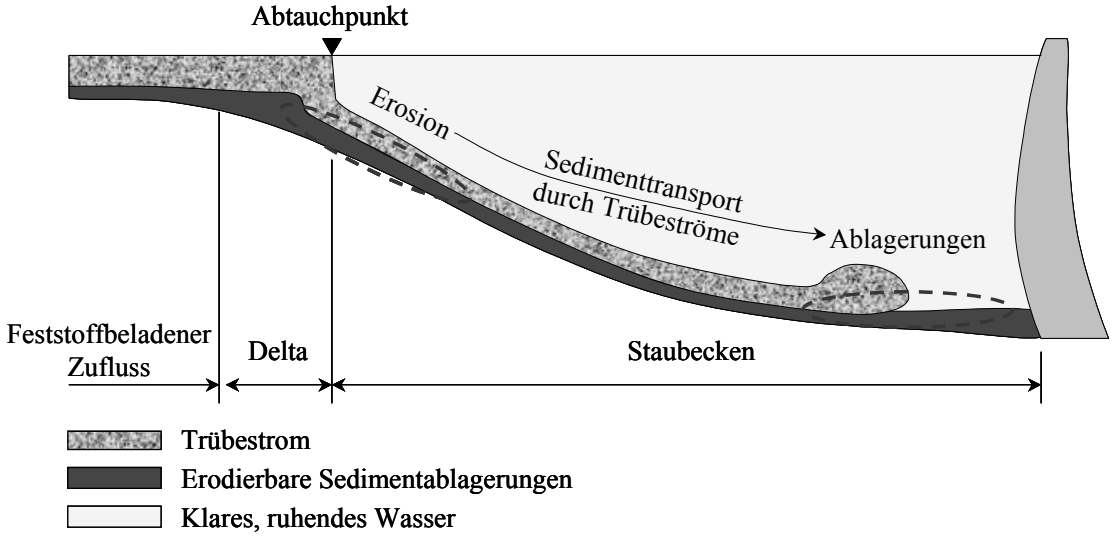


Abbildung 1: Schematische Darstellung des Sedimenttransportes durch einen Trübestrom in einem Stausee.

Je nach Gefälle des Talweges können Trübeströme hohe Geschwindigkeiten (bis zu 80 cm/s) erreichen. Dadurch können bereits abgelagerte Sedimente wieder aufgewirbelt und in Richtung Talsperre transportiert werden. Der Eintrag von zusätzlichen Feinmaterialien in Suspension erhöht die Dichte des Trübestromes, was ihn zusätzlich beschleunigt. Andererseits verlangsamt er sich in Flachstrecken, was zur Absetzung der Schwebestoffe und schlussendlich zum Absterben des Trübestromes führt. Dieser Prozess gilt bei alpinen Stauseen oft als Hauptursache für den Transport der Feinsedimente entlang dem Talweg des Stausees bis zur Staumauer. Obwohl die Feststofffracht im

Vergleich zum Stauseevolumen gering ist, können die in der Nähe der Talsperre konzentrierten Ablagerungen den Betrieb der Ausflussorgane wie Grundablass und Triebwasserfassung nach einigen Betriebsjahren erheblich beeinträchtigen. Dies kann bereits bei vielen Stauseen in der Schweiz nach 40 bis 60 Betriebsjahren beobachtet werden.

Falls die Trübeströme in einem Stausee unterbunden oder so beeinflusst werden können, dass sie die Sedimente nicht an kritische Stellen transportieren, kann die Nachhaltigkeit der Nutzung des Stausees erheblich verbessert werden (Schleiss & Oehy, 2001). Wegen der Bedeutung der Trübeströme für den nachhaltigen Betrieb der Speicherbecken im Alpenraum, werden im Rahmen eines Forschungsprojektes technische Massnahmen identifiziert und untersucht, mit welchen die Verlandung durch Trübeströme beherrscht werden kann. Die technischen Massnahmen zielen grundsätzlich darauf ab, die Trübeströme zu stoppen, zu verdünnen oder umzulenken. Als Massnahmen selbst werden Hindernisse und aufgehängte Geotextilgitter im Stausee sowie die Zuführung von Fremdenergie in Form von Wasserinjektionen untersucht.

Im Rahmen des Projektes Grimsel Plus ist als dritte Etappe der ersten Phase die Erhöhung der zwei Staumauern des Grimselstausee um 23 m vorgesehen, wodurch das Nutzvolumen des Speichers von heute 95 Mio m^3 auf 170 Mio m^3 vergrössert wird. Für den guten Verbund des neuen mit dem alten Mauerbeton muss dabei ein Teil der bestehenden Mauern abgebrochen werden. Zusammen mit dem Fundamentaushub fallen dabei etwa 150'000 m^3 Material an. Da der Stausee für die Erhöhung kurzzeitig entleert werden muss, stellte sich die Frage, ob das Aushub- und Abbruchmaterial nicht sinnvoll zum Bau von Hindernissen im Talweg des Sees verwendet werden könnte, um Trübeströme zukünftig zu stoppen.

2. Nummerisches Model zur Simulation von Trübeströmen

Als Grundlage für die nummerische Simulation dient das kommerzielle Rechenprogramm CFX-4.3, welches von AEA Technology entwickelt wurde (CFX-4.3, 1997). Es basiert auf den Reynolds gemittelten Navier-Stokes (RANS) Gleichungen mit variabler Dichte. Der Transport der Schwebestoffe wird mit Hilfe einer Konvektions-Diffusiongleichung für die Sedimentkonzentration berechnet, wobei die Sinkgeschwindigkeit im konvektiven Term integriert wird:

$$\frac{\partial c}{\partial t} + \left(U_j - w_j\right)\frac{\partial c}{\partial x_j} - \frac{\partial}{\partial x_j}\left(\Gamma_T \frac{\partial c}{\partial x_j}\right) = \left(S_E - S_D\right)_b$$

U_j entspricht den Geschwindigkeitskomponenten und w_j der Sinkgeschwindigkeit der Sedimente. S_E und S_D stellen die Erosions- oder Absetzungsterme der Sedimente am Boden dar und wurden mit dem Erosions-Absetzungsmodell von Van Rijn (1984) bestimmt. Γ_T ist die Wirbeldiffusivität (eddy diffusivity), die mit dem k-ε Turbulenzmodell bestimmt wird.

Nummerische Simulationen von Laborversuchen von Altinakar et al. (1990) und Garcia (1993) haben gezeigt, dass das Standard k-ε Turbulenzmodell die vertikale Ausbreitung des Trübestroms überschätzt. Aus diesem Grund wurde das k-ε Modell mit einem Ansatz von Burchard & Petersen (1999) erweitert, um die Diffusion bei stabiler Schichtung zu vermindern und bei unstabiler Schichtung zu erhöhen (Oehy & Schleiss, 2001).

Als Randbedingung bei der Einmündung des Zuflusses wurde die Ganglinie des Hochwassers vom Oktober 2000 mit Hilfe einer Retentionsrechnung basierend auf Stauspiegelschwankungen, Pump- und Turbiniervolumen mit 15-minütigem Zeitschritt ermittelt. Die Dauer des Hochwassers betrug fast dreieinhab Tage mit einer Spitze des Hauptzuflusses von 40 m^3/s. Die so ermittelte Hochwasserganglinie für 40 m^3/s wurde vereinfacht und mit einem synthetischen Hydrogramm mit identischem Maximalzufluss und Volumen angenähert (Abbildung 2).

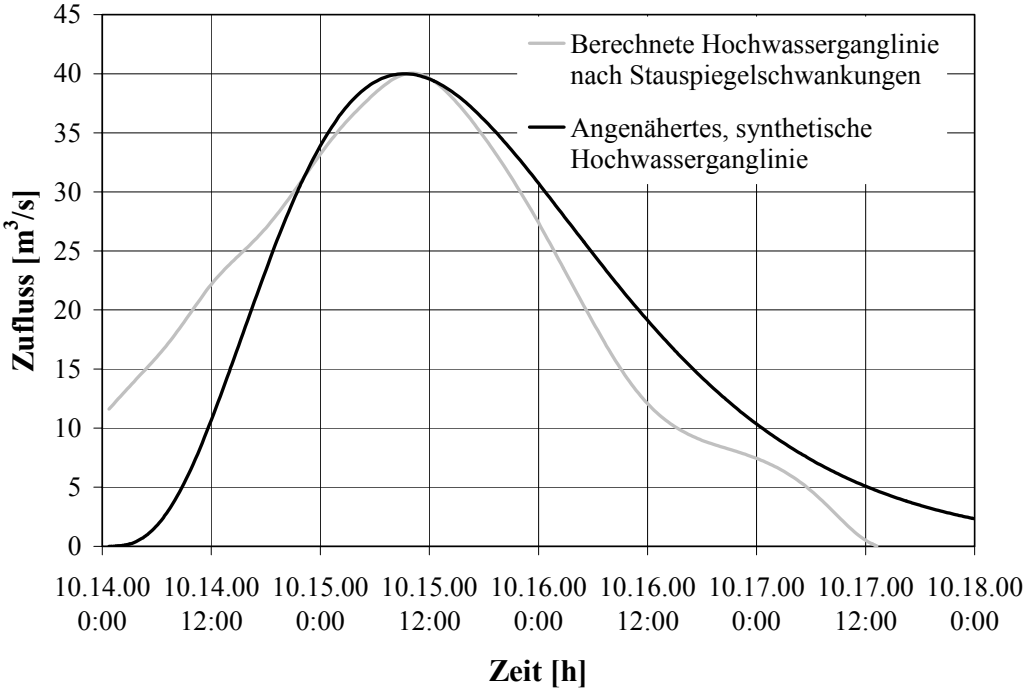


Abbildung 2: Berechnete und synthetische Hochwasserganglinie des Ereignisses vom Oktober 2000 (Abflussspitze 40 m^3/s).

Für die Berechnungen wurde eine Konzentrationsentwicklung proportional der Zuflussganglinie angenommen. Die berücksichtigte maximale Sedimentkonzentration beträgt 15 g/l. Werte dieser Grössenordnung wurden bei Messungen im Zufluss des Stausees Luzzone in der Südschweiz gemessen (De Cesare, 1998). Anzufügen ist, dass es nur sehr wenige Konzentrationsmessungen in Zuflüssen alpiner Stauseen gibt.

Der mittlere Korndurchmesser des im Trübestrom suspendierten Materials wurde basierend auf Seegrundproben mit 40 µm angenommen. Der maximale Korndurchmesser der Partikel, die immer in Schwebe bleiben, beträgt etwa 10 µm, wobei die Sedimentkonzentration im See zwischen 60 und 90 mg/l liegt. Diese Erhöhung der Dichte des Seewassers wurde im Model ebenfalls berücksichtigt. Für die Berechnungen ist der Einfluss der Temperaturschichtung auf Trübeströme in alpinen Stauseen vernachlässigbar und eine konstante Wassertemperatur von 6 °C wurde angenommen.

Basierend auf Plänen einer Seegrundvermessung wurde ein digitales Seehöhenmodel erstellt. Für alle hier gemachten Berechnungen wurde ein konstanter Seespiegel auf 1909 m ü. M. angenommen. Diese Annahme gilt, da die beobachteten Seespiegelschwankungen von ± 2 m während dem Hochwasser vernachlässigbar sind im Vergleich zur Seetiefe von 40-120 m.

Die Abbildung 3 stellt das Höhenmodel mit einer Aequidistanz der Höhenkurven von 10 m dar. Mit dem digitalen Höhenmodel konnte das Seebecken dreidimensional diskretisiert werden. Dabei wurde eine mittlere Zellengrösse von ungefähr 25 x 25 m^2 mit einer variablen Höhe von 0.3 m am Boden und 6.0 m an der Wasseroberfläche gewählt. Eine Draufsicht diese Gitters mit 150'000 Zellen ist in Abbildung 4 zu sehen.

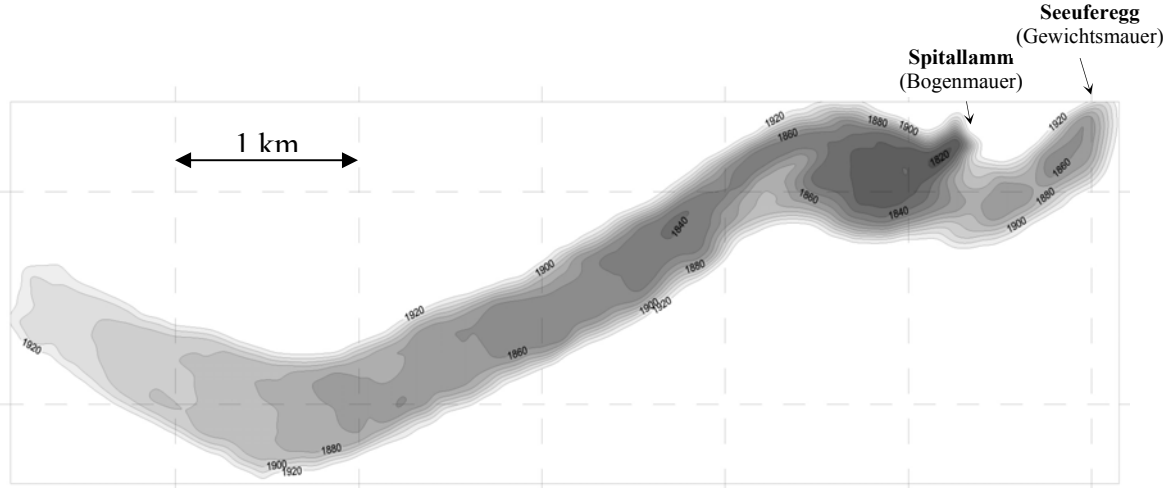


Abbildung 3: Höhenmodel des Grimselsees mit Äquidistanz der Höhenkurven von 10 m.

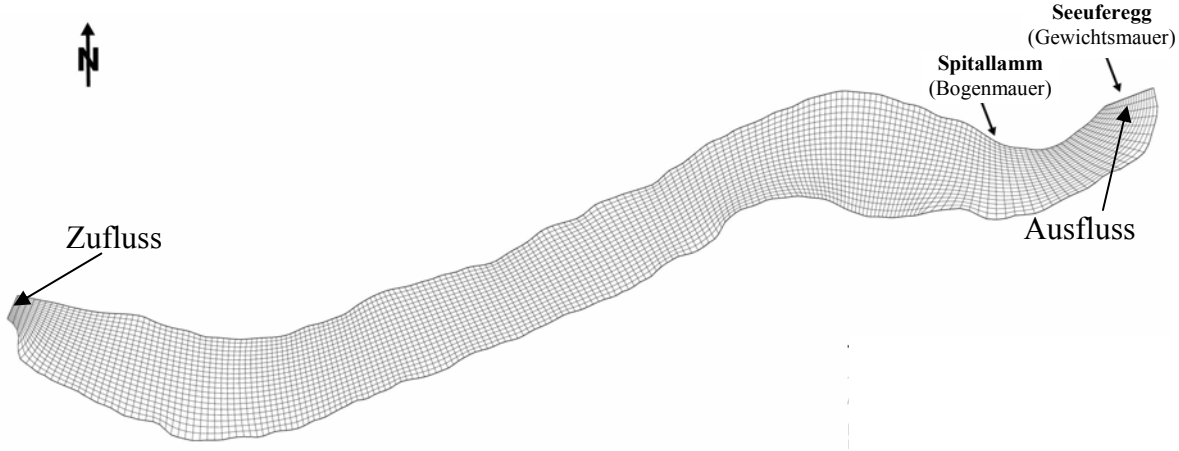


Abbildung 4: Diskretisierungsgitter des Grimselsees mit 250 x 20 x 30 = 150'000 Zellen.

Entlang dem Boden wurde eine logarithmische Geschwindigkeitsbeziehung benutzt, die sich glatten oder rauhen Wandbedingungen anpasst (Wu et al., 2000). Eine allfällige zusätzliche Rauhigkeit aufgrund von Bodenformen wurde vernachlässigt. An der als konstant angenommenen Wasseroberfläche wurde eine Symmetrierandbedingung verwendet (rigid lid assumption). Eine Nullgradientbedingung wird für alle Variablen beim Ausfluss gesetzt. Dieser befindet sich in einer Zone, wo keine Trübeströme bestehen und die Geschwindigkeiten somit vernachlässigbar klein sind (Abbildung 4). Um das Gleichungssystem zu lösen wird eine Finite Volumen-Methode mit Diskretisierungsschemen höherer Ordnung, sowie ein implizites Zeitschrittverfahren verwendet. Die nummerischen Methoden sind detailliert in CFX-4.3 (1997) beschrieben.

3. Trübeströme und Wirkung der Hindernisse im Grimselstausee

Der Trübestrom des Hochwasserereignisses vom Oktober 2000 entwickelte sich über 36 Stunden hinweg, wobei er seinen maximalen Vorstoss mit der Hochwasserspitze er-

reichte. Je mehr sich der Sedimenteintrag an der Mündung reduziert, umso mehr nimmt die Länge des Trübestroms wieder ab und der Kopf des Unterwasserstroms zieht sich zurück.

Wenn man die Erosionen und Ablagerungen am Ende dieses Ereignisses in Abbildung 5 betrachtet, ist klar ersichtlich, dass sich die Sedimente von der Mündung an ablagern und ein beachtlicher Teil der Sedimente ins vorderen Seebecken gelangt. In diesem Gebiet befinden sich auch die Einlauforgane und der Grundablass. Die Ablagerungen erreichen dort ungefähr 10 cm. Im oberen Teil des Sees entstehen nur kleine, lokale Erosionen, die aber den Trübestrom nicht wesentlich beeinflussen. Die maximale Geschwindigkeit eines solchen Trübestroms beträgt ungefähr 0.6 bis 0.7 m/s, was sich auch aus dem Längsgefälle des Sees von 1 % bis 2 % erwarten lässt.

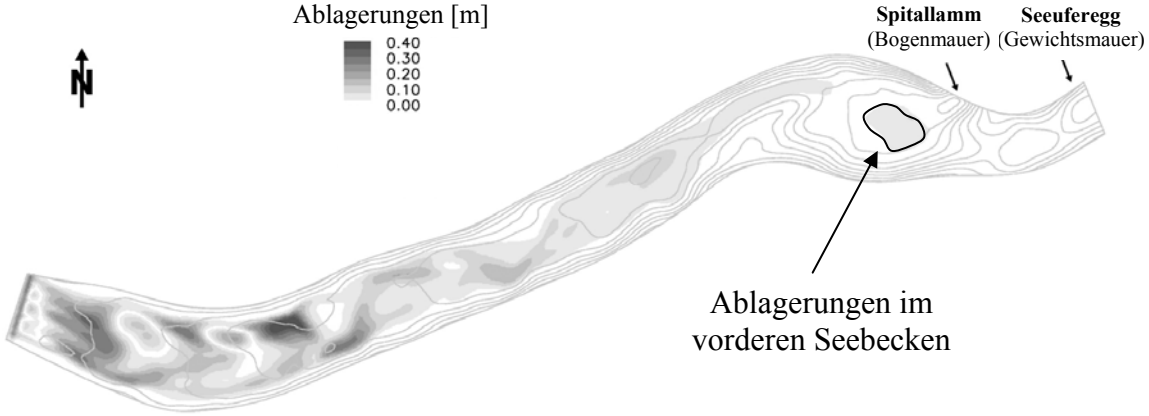


Abbildung 5: Ablagerungen und Erosionen eines im Grimselstausee simulierten Trübestroms während dem Hochwasser vom Oktober 2000 ohne Hindernisse (Abflussspitze 40 m^3/s, maximale Sedimentkonzentration 15 g/l).

Zur zukünftigen Beeinflussung der Trübeströme im Grimselstausee wurden folgende Hinderniskonfigurationen in Form von Aufschüttungen des Aus- und Abbruchmaterials der Staumauererhöhung untersucht (Abbildung 6):

- Variante 1: Buhnenförmig angeordneter Schüttdamm von 15 m Höhe auf 1845 m ü. M am Eingang einer Verengung; Länge 150 m, Böschungsneigung 1:3, Schüttvolumen 100‘000 m^3 (Abbildung 6 oben)
- Variante 2: Zwei buhnenförmig angeordnete Schüttdämme von 10 m Höhe auf 1860 m ü. M, die sich überlappen und etwa 1 km weiter seeaufwärts zuliegen kommen; Länge 210 m, Böschungsneigung 1:3, Schüttvolumen 130‘000 m^3 (Abbildung 6 unten).

Das Hindernis in Form eines Dammes von ungefähr 15 m Höhe und einer Länge von 150 m verhindert das Weiterfliessen des Trübestroms in den Seebereich der Einlaufbauwerke (Abbildung 6 oben, Variante 1). Da sich das Hindernis in einer Gegenneigung befindet und die Strömung unterkritisch ist, reichen 15 m Hindernishöhe um den Trübestrom mit einer Höhe von ungefähr 7-8 m zu stoppen. Es bildet sich ein Dichtesee oberhalb des Hindernisses, in dem sich die Sedimente absetzen und somit den Kraftwerksbetrieb im vorderen Seebecken nicht beeinträchtigen können.

Für die Schüttung des Hindernisses werden ungefähr 100'000 m^3 Ausbruch- und Abbruchmaterial benötigt. Für die Böschungswinkel wurde eine Neigung von 20° (1:3)

angenommen und die Kronenkote der Aufschüttung erreicht somit rund Kote 1860 m ü. M., was 10 m über dem Absenkziel von 1850 m ü. M. ist.

Die Resultate der beiden buhnenförmig angeordneten Hindernisse von je 210 m Länge und einer Dammhöhe von ungefähr 10 m zeigen, dass sie den Trübestrom bremsen und somit dessen Fliesskraft reduzieren (Abbildung 6 unten, Variante 2). Die Anströmung erfolgt überkritisch und die Hindernisse können den Trübestrom somit nicht vollständig stoppen. Die Hindernisse erlauben aber dennoch einen Rückstau und bremsen den Trübestrom erheblich. Der Trübestrom fliesst weiter dem Talweg entlang, hat aber nicht genügend Energie um die Verengung zu passieren. Die Sedimente lagern sich verstärkt oberhalb der Hindernisse ab und etwas weniger talwärts der Hindernisse. Wie bei Variante 1 gelangen wiederum keine Sedimente in das vordere Seebecken.

Für die beiden Schüttungen der Hindernisse werden ungefähr 130'000 m^3 Aus- und Abbruchmaterial benötigt. Für die Böschungswinkel wurde eine Neigung von 20° (1:3) angenommen und die Kronenkote der Aufschüttung würde somit auf rund 1870 m ü. M. liegen.

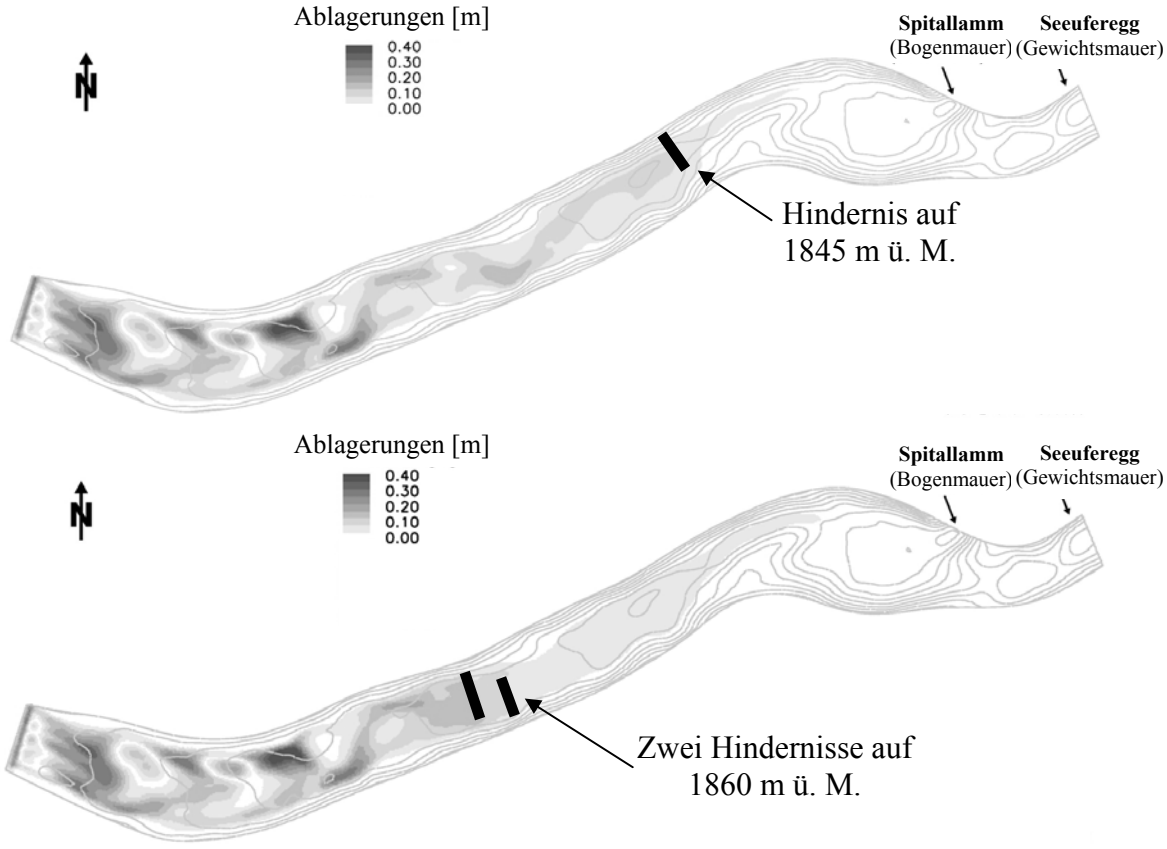


Abbildung 6: Ablagerungen und Erosionen eines im Grimselstausee simulierten Trübestroms während dem Hochwasser vom Oktober 2000 (Abflussspitze 40 m^3/s, maximale Sedimentkonzentration 15 g/l). Oben : Hindernis auf 1845 m ü. M (Variante 1). Unten: Zwei Hindernisse auf 1860 m ü. M (Variante 2).

Die Berechnungen zeigen, dass beide Varianten den Trübestrom bremsen und eine Absetzung der feinen Sedimente grösstenteils oberhalb der Hindernisse bewirken. Wenn das Hindernis genügend hoch ist und die Strömung teilweise gestoppt wird, so bildet sich ein Bore (Schwall), die vom Hindernis zurückströmt und sich somit zusätzliche Se-

dimente ablagern. Die Variante 1 stoppt den Trübestrom nahezu vollständig; bei Variante 2 fliesst er mit reduzierter Energie weiter um dann bei der Verengung abzusterben, also mehr als 1 km oberhalb der Triebwasserfassungen. Das Volumen hinter den Hindernissen wird etwa nach 20-50 Jahren aufgefüllt sein, so dass ihre Wirkung reduziert wird.

Um die Reflexion zu zeigen wurde ein Schnitt senkrecht zum Hindernis in Abbildung 8 dargestellt (Abbildung 7 deren Standort).

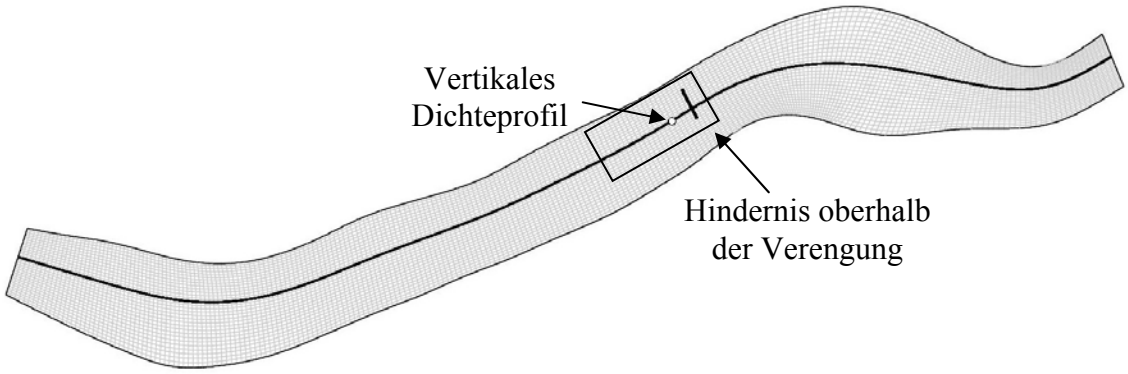


Abbildung 7: Lage des Längsschnittes durch das Hindernis mit Vergrösserung des in Abbildung 8 dargestellten Gebietes.

Die Variante 1 stellt eine wirtschaftlichere Lösung dar, da Deponien ausserhalb des Sees und lange Transporte verhindert werden können. Sie zeigt eine positive Wirkung auf den Sedimenttransport durch Trübeströme und gewährleisten einen Rückhalt bei normalen Hochwasserereignissen. Bei dieser Variante kann zudem von der Gegensteigung des Sees sowie der Talverengung profitiert werden. Zusätzlich liegt die Krone der Aufschüttung tiefer, was verhindert, dass sie häufig entwässert wird.

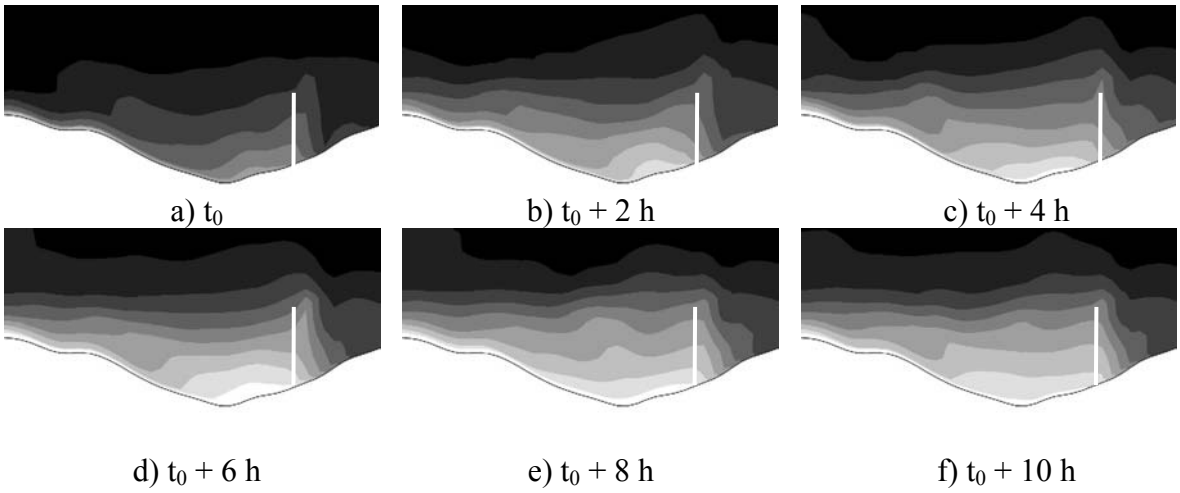


Abbildung 8: Dichteverteilung oberhalb der Hindernisses im 2h-Intervall (Vertikale Dimension ist 10-mal vergrössert, Dichte von weiss nach schwarz (klares Wasser) abnehmend).

Die Abbildungen 8 a-f zeigen wie Boren aufwärts wandern und sich das Volumen hinter dem Hindernis langsam auffüllt. Wenn der Einstau die Krone des Hindernisses erreicht hat, erfolgt ein Überfall ähnlich der Strömungen bei freien Oberflächen. Da das Hinder-

nis den Querschnitt nicht vollständig abschliesst, fliesst ein kleiner Teil des Trübestroms um das Hindernis herum.

Der Unterschied der vertikalen Dichteverteilung zwischen dem Auftreffen des Trübestroms (Abbildung 8a) und 10 Stunden später ist in Abbildung 9 mit zwei vertikalen Dichteprofilen dargestelt (Abbildung 7 für deren Standort).

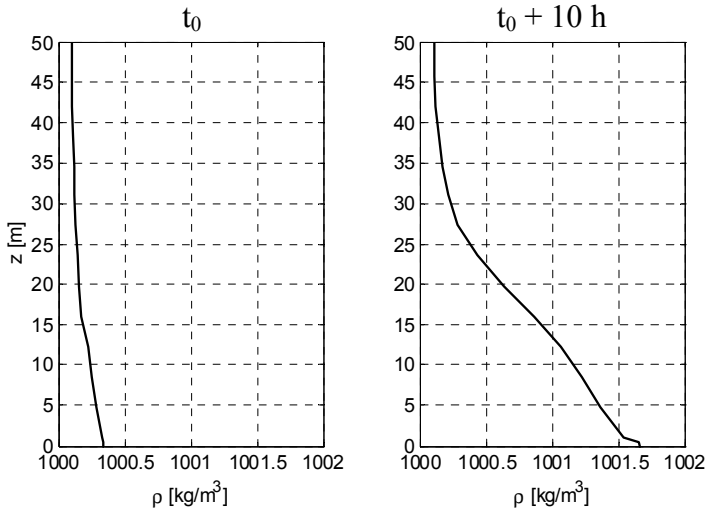


Abbildung 9: Vertikale Dichteprofile bei t_0 (Abbildung 8a) und t_0 + 10 h (Abbildung 8f).

4. Schlussfolgerungen

Die Untersuchung des Sedimenttransports durch Trübeströme im Grimselsee am Beispiel des Hochwassers vom Oktober 2000 hat gezeigt, dass dieses Phänomen grundsätzlich während solchen Hochwasserereignissen vorkommen kann und massgebend am Sedimenttransport vom oberen Seeteil zum unteren Seebecken beteiligt ist. Somit können beträchtliche Sedimentvolumen in die Nähe des Grundablasses und der Triebwasserfassung gelangen und sich dort absetzen.

Die Wiederverwertung der Aus- und Abbruchmaterialen der Staumauererhöhung des Grimselstausees zur Erstellung von buhnenähnlichen Hindernissen stellt ein vorzügliches Beispiel innovativer Stauraumbewirtschaftung dar, indem der Sedimenttransport durch Trübeströme verhindert wird. Die geschütteten Hindernisse ermöglichen somit einen Beitrag zur Verminderung der Verlandungsproblematik der Triebwasserfassungen, sowie des Sedimenteintrags ins Triebwassersystem.

Die Höhe der dammähnlichen Hindernisse sollte 15 m nicht unterschreiten, da sonst der Rückhalteffekt verloren geht. Es ist aber darauf zu achten, dass eine Bresche bestehen bleibt, die das ungehinderte Durchfliessen des Wassers bei Seeabsenkungen gewährleistet. Es wird keinesfalls ein dichter Damm im Sinne eines konventionellen Damms verlangt.

Diese Fallstudie ist Bestandteil eines laufenden Forschungsprojektes zum Thema "Technische Lösungen gegen die Verlandung von alpinen Stauseen durch Beeinflussung von Trübeströmen". Dabei werden zurzeit die Wirkungen verschiedener Massnahmen, wie Hindernis, durchlässiges Gitter und Wasserstrahl, in physikalischen Mo-

dellversuchen und nummerischen Simulationen weiter untersucht, um allgemein gültige Bemessungsgrundlagen zu erarbeiten.

Bibliographie

Altinakar, M. S., Graf, W. H., Hopfinger, E. (1990). Weakly depositing turbidity current on a small slope. Journal of Hydraulic Research 28(1): 55-80.

Brusik, M. I. & Woods, A. W. (2000). The effect of topography on sedimentation form particle-laden turbulent density currents. Journal of Sedimentary Research 70(1): 53-63.

Burchard, H. & Petersen, O. (1999). Models of turbulence in the marine environment – a comparative study of two-equation turbulence models. Journal of Marine Systems 21: 29-53.

CFX-4.3 (1997). Solver Manual. AEA Technology, Oxfordshire, UK.

De Cesare, G., Schleiss, A., Hermann, F. (2001). Impact of turbidity currents on reservoir sedimentation. Journal of Hydraulic Engineering, 127(1): 6-16.

De Cesare, G. (1998). Alluvionnement des retenues par courants de turbidité. Communications du laboratoire de constructions hydrauliques (LCH), No 7.

Garcia, M. H. (1993). Hydraulic Jumps in sediment-driven bottom currents. Journal of Hydraulic Engineering 119(10): 1094-1117.

Lane-Serff, G. F., Beal, L. M., Hadfield, T. D. (1995). Gravity current flow over obstacles. Journal of Fluid Mechanics 292: 39-53.

Oehy, Ch. & Schleiss, A. (2001). Comparative study between two buoyancy-extended and the standard k-ε model for simulating turbidity currents. Proc. Int. Symp. on Env Hydr., Tempe AZ, USA.

Oehy, Ch., De Cesare, G., Schleiss, A. (2000). Einfluss von Trübeströmen auf die Verlandung von Staubecken. Symposium Betrieb und Überwachung wasserbaulicher Anlagen. Graz, Österreich, Mitteilung des Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft Nr. 34: 413-422.

Schleiss, A. & Oehy, Ch. (2001). Verlandung von Stauseen und Nachhaltigkeit. Beiträge des internationalen Symposiums „Wasserkraft-die erneuerbare Energie“ vom 18. und 19. Oktober in Chur, Verbandsschrift 65 des Schweizerischen Wasserwirtschaftsverbandes: 133-150.

Van Rijn, L. C. (1984). Sediment transport, part 2: Suspended load transport. Journal of Hydraulic Engineering 110(11): 1613-1641.

Wu, W., Rodi, W., Wenka, Th. (2000). 3D Numerical modelling of flow and sediment transport in open channels. Journal of Hydraulic Engineering 126(1): 4-15.

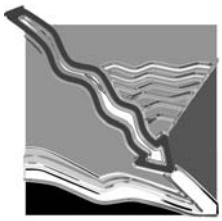
Verdankung

Das Forschungsprojekt "Technische Massnahmen gegen die Verlandung von Auslassorganen in alpinen Stauseen" wird vom Projekt- und Studienfonds der Elektrizitätswirtschaft in der Schweiz (PSEL) unterstützt (Projekt Nr. 175). Im Rahmen des Forschungsprojekts wurde die Fallstudie des Grimselsees für die Kraftwerke Oberhasli (KWO) ausgeführt.

Adresse der Autoren

Christoph Oehy und Prof. Dr. Anton J. Schleiss
Laboratoire de Constructions Hydrauliques (LCH)
Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL)
1015 Lausanne, Schweiz
+41-21-693 63 38
http://lchwww.epfl.ch
christoph.oehy@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



Zwanzig Jahre Biotopbau an der Donau als Beitrag zu einem ökologisch ausgerichteten Stauraummanagement

DI Dieplinger, Dr. Stiefelmeyer

1. Einleitung

Der Wasserstraßendirektion (WSD) obliegt in ihrer Eigenschaft als Verwalterin des öffentlichen Wassergutes unter anderem die Überwachung und Erhaltung der Wasserstraße Donau, der Uferschutz, die Kontrolle und Beweissicherung des Stromregimes und durch eine neue gesetzliche Grundlage (Wasserstraßenverordnung 1985) seither auch die Verbesserung der Lebensbedingungen für Tiere und Pflanzen. In Erfüllung dieses gesetzlichen Auftrages beschäftigt sich daher die WSD seit vielen Jahren mit der Erhaltung schützenswerter Bereiche sowie mit der Schaffung neuer Strukturen in den Stauräumen.

2. Allgemeine Grundlagen

Bei einem mittleren Gefälle von 0,44 ‰ überwindet die Donau in Österreich einen Höhenunterschied von 156 m. Mit der Fertigstellung des Kraftwerkes Wien-Freudenau, dem zehnten Kraftwerk an der österreichischen Donau, verbleiben von den 352 Stromkilometern nur mehr etwa 70 als freie Fließstrecke.
Durch diese Kraftwerke wird teilweise der Geschiebe- und Schwebstofftransport unterbrochen oder in seiner Quantität und zeitlichen Variabilität verändert. Die Stauraumverlandung ist ein von hydraulischen Randbedingungen abhängiger komplexer Vorgang, der stark von Veränderungen im Einzugsgebiet (Erosion, Regulierung, Bodenversiegelung) beeinflusst wird. Wesentlich für die Ablagerung von Feinsedimenten ist die Unterschreitung einer mittleren Geschwindigkeit von etwa 0,3 m/s. Bei einer Geschwindigkeit von 0,25 bis 0,7 m/s sind vorwiegend Sandsedimentationen zu erwarten, darüber Schotter.
Im Längsverlauf eines Staues bildet sich (bei noch aufrechtem Geschiebeeintrag) eine typische Zonierung mit Schotterablagerungen in der Stauwurzel, Sandablagerungen in den mittleren Bereichen und Feinsedimentauflagen im zentralen Stauraum aus. Stauräume lassen sich somit in einen Stauwurzelbereich und in den eigentlichen Staubereich gliedern. Eine entsprechende Stauraumbewirtschaftung ist sowohl aus technischer Sicht zur Aufrechterhaltung der Hochwassersicherheit und der Betriebssicherheit der Anlage sowie an der Donau im besonderen zur Gewährleistung der Schifffahrt erforderlich, als auch aus ökologischer Sicht sinnvoll, fordert doch die entstandene Strukturverarmung

durch den Aufstau entsprechende Sedimentmanagementmaßnahmen durch Inselschüttungen, Baggerungen oder entsprechende Verwertung.
Resultierend zunächst aus rein betrieblichen und technischen Notwendigkeiten und in weiterer Folge bedingt durch einen ökologischen Wertewandel, wurden und werden von der WSD, überwiegend in enger Zusammenarbeit mit der Austrian Hydro Power (AHP) seit mehr als zwei Jahrzehnten strukturverbessernde Maßnahmen in Form von Biotoperrichtungen in Stauräumen der österreichischen Donau (siehe Tab. 2.1: Beispiel Stauraum Aschach) durchgeführt. Im Stauwurzelbereich werden diese Ausgestaltungsmaßnahmen durch Aufhöhung von bestehenden Schotterbänken geschaffen, wobei darauf zu achten ist, dass der Querschnitt möglichst wenig verändert wird, um nicht Einengungen des Fließquerschnittes und damit eine Verlängerung des Stauwurzelbereiches zu erreichen. Im eigentlichen Stauraum stellt die Errichtung von Feinsedimentstrukturen mit einem entsprechenden Schutz gegen den Wellenschlag eine sinnvolle ökologische Ausgestaltungsmaßnahme und nach dem heutigen Stand der Technik eine sinnvolle Möglichkeit zur Aufnahme des anfallenden Baggergutes dar.

Bezeichnung	Uferlänge [m]	Fläche [m²]
Kramesau	1.400	60.000
Saladoppel	430	7.400
See	40	350
Bursenmühle	350	11.200
Windstoss	1.300	51.500
Neuhaus	350	7.500
Schmidelsau	600	30.700
Halbe Meile	750	30.800
Summe	5.220	199.450

Tabelle 2.1: Durchgeführte Biotopbauten im Stauraum des Kraftwerkes Aschach

Die Zielsetzungen bei der Errichtung von Biotopen sind dabei sowohl unter landschaftsökologischen Aspekten (Verbesserung der Lebensbedingungen für Menschen, Tiere und Pflanzen, Kompensation unvermeidlicher Beeinträchtigungen durch die Errichtung einer Staustufe, Wiederherstellung und Instandsetzung von Biozönosen, Verbesserung des Erholungswertes der Ufer- und ufernahen Bereiche, Schaffung von Sukzessionsflächen für Pioniervegeation, Auflockerung des monotonen Blockwurfes) als auch durchaus unter technischen Gesichtspunkten (Verwertung anfallenden Baggergutes, Aufrechterhaltung der Hochwassersicherheit und der Schifffahrt, Erhaltung des konsensgemäßen Zustandes) zu sehen.

3. Beispiele

Auch an der oberösterreichischen Donau wurden im Lauf der letzten zwei Jahrzehnte eine Reihe von Projekten verwirklicht, die auf die Verbesserung der ökologischen Funktionsfähigkeit des Gewässers abzielen. Anhand zweier charakteristischer Beispiele aus dem Stauraum Aschach - einerseits aus dem Stauwurzelbereich andererseits aus dem zentralen Stauraum - wird nachfolgend ein Querschnitt über die Entwicklung der letzten zwanzig Jahre, beginnend bei der Planung und der baulichen Umsetzung und in weiterer Folge bei der Pflege und

Instandhaltung gegeben werden. Vorliegende Ergebnisse wissenschaftlicher Untersuchungen finden dabei ebenfalls Berücksichtigung.
Bei der Errichtung des Kraftwerkes Aschach in den Jahren 1959 bis 1964 wurde die Donau um 15 Meter aufgestaut. Entsprechend den damaligen Gepflogenheiten wurde die Ausgestaltung des Stauraumes möglichst geradlinig und hydraulisch „unbedenklich“ durchgeführt. Etwaige Gestaltungsmaßnahmen waren zum Errichtungszeitpunkt kein Thema. Betrug das ursprüngliche Stauraumvolumen des Stauraumes Aschach bei Stauerrichtung im Jahr 1964 noch etwa 115 Mio. m³, so reduzierte sich das Volumen überwiegend durch Feinsedimentablagerungen um etwa 23 Mio. m³ oder 20 % (Stand 2000). Die großen Ablagerungen im Stauraum Aschach sind einerseits auf die große Stauhöhe andererseits auf die Tatsache, dass stromauf kein Stauraum mit ähnlich großer Stauhöhe vorhanden ist, zurückzuführen. Daher ist auch im Stauraum Aschach mit einer Gesamtlänge von etwa 40 km eine Wasserführung mit relativ hohem Schwebstoffgehalt vorherrschend.
Für den Stauraum Aschach zeigt sich trotz einer gewissen Abnahme der Verlandungsrate in den letzten Jahren, eine allgemeine Zunahme der Schwebstoffablagerungen. Lediglich zwischen den Sohlaufnahmen nach den Hochwässern August 1995 und August 1991 ergeben sich Abnahmen. Eine weitere Zunahme der Ablagerungen ist zu erwarten.

3.1 Biotop Windstoß

Der Abschnitt Windstoß liegt im zentralen Stauraum und erstreckt sich am rechten Ufer von Strom-km 2169,9 bis 2168,7. Das Biotop befindet sich im Absenkbereich des Kraftwerkes Aschach, das heißt, bei Hochwasser kommt es zu einer Absenkung des Wasserspiegels. In diesem Bereich sind seit Einstau durch das Kraftwerk Aschach mächtige Feinsedimentbänke entstanden, die bis etwa 20 cm unter den Wasserspiegel und bis 50 m in die Strommitte reichen.

3.1.1 Die Maßnahmen

Weil es das Biotop in seiner heutigen Form zu Beginn eigentlich nicht geben durfte, wurde es zunächst auch „Geisterinsel“ genannt. 1977 wurden nämlich erstmals Weidenstecklinge in die dortige natürliche Anlandung gesteckt, um durch die Rechenwirkung eine weitere Verlandung zu fördern. Mit den ersten Maßnahmen erregte man zwar ein gewisses Aufsehen, die Weidenstecklinge überlebten jedoch den ersten Winter aufgrund des Eisganges nicht. Daraufhin erfolgte eine Materialzufuhr aus den Bachkegelräumungen bereits auf eine Schütthöhe über der normalen Wasserspiegelhöhe des Stauzieles. Durch den Wellenschlag der Schiffe verschwand auch dieser Versuch in der Donau. Auch Faschinen aus Weidenflechtzaun konnten einen Abtrag nicht verhindern. Daher wurde in einem dritten Versuch ein Schutz aus entsprechendem Steinmaterial erforderlich. Nach mehreren Versuchen mit unterschiedlichen Steinkörnungen gelangte man schließlich zu einem Regelquerschnitt, der die Dauerhaftigkeit der ufernahen Strukturierungsmaßnahmen sicherte.
Parallel zum Ufer erfolgte in einer Entfernung bis zu 50 m eine Blockwurfschüttung auf bestehende Feinsedimentablagerungen. Die Anlieferung und der Einbau des Materials erfolgte zur Gänze auf dem Wasserweg. Der Bereich zwischen Blockwurf und Ufer wurde dann mit Feinsediment aufgefüllt und nach

erfolgter Entwässerung (nach etwa zwei Jahren) dahingehend modelliert, dass ein stark verzweigter, seichter Stillwasserbereich, der stromauf und stromab mit dem Hauptstrom kommuniziert, entstand. Die endgültige Ausformung und Strukturierung konnte erst nach einer zweiten Wachstumsperiode erfolgen, da auf die erforderliche Trockenheit und damit Tragfähigkeit des Bodens geachtet werden musste. Da im Hochwasserfall der Wasserspiegel im Projektsbereich fällt, wurde das Biotop mit sogenannten Fluchttümpeln ausgestaltet, die einen konstanten Wasserspiegel über mehrere Tage halten können. Die Strukturierungen bestehen aus Oberflächenmulden für Tagwassertümpel, Altarmen und einer möglichst starken Verzahnung der Wasseranschlaglinie. Von besonderer Bedeutung ist auch die Ausführung eines Trenngrabens (in der zweiten Errichtungsphase) zwischen dem ursprünglichen Ufer und dem vorgelagerten Biotop, da dadurch einerseits unbefugtes betreten verhindert und andererseits die Abfuhr der einmündenden Hangwässer gewährleistet wird. Die durchschnittlichen Wassertiefen liegen bei 0,5 bis 0,7 m.
In der ersten Errichtungsphase wurden standortgerechte Initialpflanzungen durchgeführt. Doch sehr bald war das Erscheinungsbild durch die Dominanz des natürlichen Anfluges geprägt. Der Großteil der Vegetation besteht aber aus natürlichem Weidenanflug, der durch Evapotranspiration wesentlich zur Entwässerung beitrug. Ansonsten wurde die Vegetation der natürlichen Sukzession überlassen.



Abb. 3.1: Biotop Windstoß. Freigegeben vom BMLV Zl. 13088/150-1.6/90

3.1.2 Ökologische Bewertung der Maßnahmen

Am Standort Windstoß wurde im Jahr 1989 von Juni bis Dezember Fischbestandsaufnahmen und Beprobungen des Makrozoobenthos im Auftrag der Wasserstraßendirektion durchgeführt[1]. Eine Kartierung der Vegetation wurde im Jahr 1998 vorgenommen[2]. Im Folgenden sollen die Ergebnisse dieser drei Untersuchungsaspekte im einzelnen dargestellt, diskutiert und bewertet werden.
Im Bereich des Biotopes wurde die höchste Artendichte innerhalb des Stauraumes Aschach im Umfang von 101 Taxa gefunden. Folgende Großgruppen des Makrozoobenthos treten auf: Strudelwürmer, Vielborster, Wenigborster, Egel, Moostierchen, Schnecken, Muscheln, Asseln, Flohkrebse, Wassermilben, Eintagsfliegen, Wasserwanzen, Wasserläufer, Schlammfliegen, Wasserkäfer, Köcherfliegen, Zuckmücken, Gnitzen und Schnaken. Libellen konnten nur als Adulti gesichtet werden.
Insgesamt wird eine beeindruckend hohe Artenvielfalt festgestellt, wobei die Besiedelung des Biotopes zum Zeitpunkt der Untersuchung noch nicht abgeschlossen war. Aus ökologischer Sicht ist die Errichtung eines Pelalbiotopes im zentralen Staubereich als problematisch zu beurteilen, da in diesem Donauabschnitt vor Stauerrichtung aufgrund der Flußmorphologie Choriotoptypen von Akal bis Mesolithal anzutreffen waren. Aus der Sicht des Artenschutzes ist die Schaffung eines Pelalbiotopes als Positiv zu beurteilen, wird doch in einem antropogen stark beeinflussten und ökologisch extrem beeinträchtigten Donauabschnitt ein Refugialraum für zahlreiche Arten geschaffen.

Die Fangergebnisse die mittels Elektoboot / Rückenaggregat, Langleine (donauseits des Biotopes) und Uferzugnetz (unmittelbar im Biotop) ermittelt wurden lassen folgende Beurteilung der fischökologischen Istsituation zu:
Das Artenspektrum kann als indifferent bis stagnophil angesprochen werden. Durch die Anbindung der Strukturen zum Hauptstrom kommen auch rheophile Arten vor. Es können vorwiegend Jung- und Kleinfische nachgewiesen werden, die aufgrund der Uferstrukturen gute Lebensbedingungen vorfinden, für Adultfische weist das Biotop zu geringe Wassertiefen und damit zu wenige geeignete Einstandsplätze auf.
Aus fischökologischer Sicht muß auf die Problematik des Trockenfallens im Hochwasserfall hingewiesen werden. Durch das Absenken des Stauspiegels im Hochwasserfall ist das Anlegen von Fluchttümpeln für das Überleben der Fischfauna für die Dauer des Durchganges der Hochwasserwelle unumgänglich.

Die Vegetationskartierung wurde nach den Vorgaben der „BIOKART Biotopkartierung Oberösterreich“ [3] vorgenommen als zweite Methode wurde die Vegetationsaufnahme nach BRAUN-BLANQUET (1964) erhoben. Zudem wurden in den Artenlisten die Feuchtezahl nach ELLENBERG (1979) sowie der Gefährdungsgrad der Arten nach den Roten Listen NIKLFELD et. al., (1986); STRAUCH et al., (1997) angeführt. Die genaue Kartierung der Pflanzenarten brachte einige bemerkenswerte Funde von in Oberösterreich stark gefährdeten Arten wie Sonchus palustris, Poa remota, Ulmus glabra, Iris sibirica mit sich. Die vorgefundenen Arten Calla palustris, Arabis plansiliqua, Limosella aquatica, Stratoites aloides sind vom aussterben bedroht. Arabis nemorensis wurde erstmals für Oberösterreich nachgewiesen. Nach der BIOKART-Methode kann

aufgrund der überregional gefährdeten Pflanzengesellschaft Salicaetum albae und der Anzahl der seltenen Pflanzenarten die höchste Wertstufe „besonders hochwertige Biotopfläche“ vergeben werden.
Abschließend ist noch festzuhalten, dass im untersuchten Biotop Windstoß seit einigen Jahren die Wiederbesiedelung durch den Biber erfolgt ist. Die Herkunft der Biber ist unklar, möglicherweise sind Individuen aus dem Inn zugewandert.

3.2. Biotop Kramesau

Das Biotop Kramesau befindet sich im Stauwurzelbereich am linken Ufer der Donau zwischen Strom-km 2199,6 und 2198,9. Da Ergebnisse verschiedener einschlägiger Untersuchungen den ökologischen Handlungsbedarf besonders in Stauwurzelbereichen aufzeigten, wurden hier erstmalig entsprechende Maßnahmen gesetzt.

3.2.1 Die Maßnahmen

Durch den Einstau ehemals flach angeströmter Schotterstrukturen im Bereich Engelhartszell gingen wertvolle Reproduktions- und Rückzugshabitate für reophile Kieslaicher verloren. Da aber die abiotischen Parameter im Stauwurzelbereich dem ursprünglichen Charakter des Stromes relativ nahe kommen, bot sich dieser Abschnitt besonders für die Schaffung von Schotterstrukturen an. Zielsetzungen bei der Errichtung der Uferstrukturen waren die Verbesserung der fischökologischen Verhältnisse durch Schaffung flach überströmter Schotterbereiche und strömungsgeschützter Buchten, sowie eine Verbesserung der Landschaftsästhetik durch Auflockerung der Uferlinie.

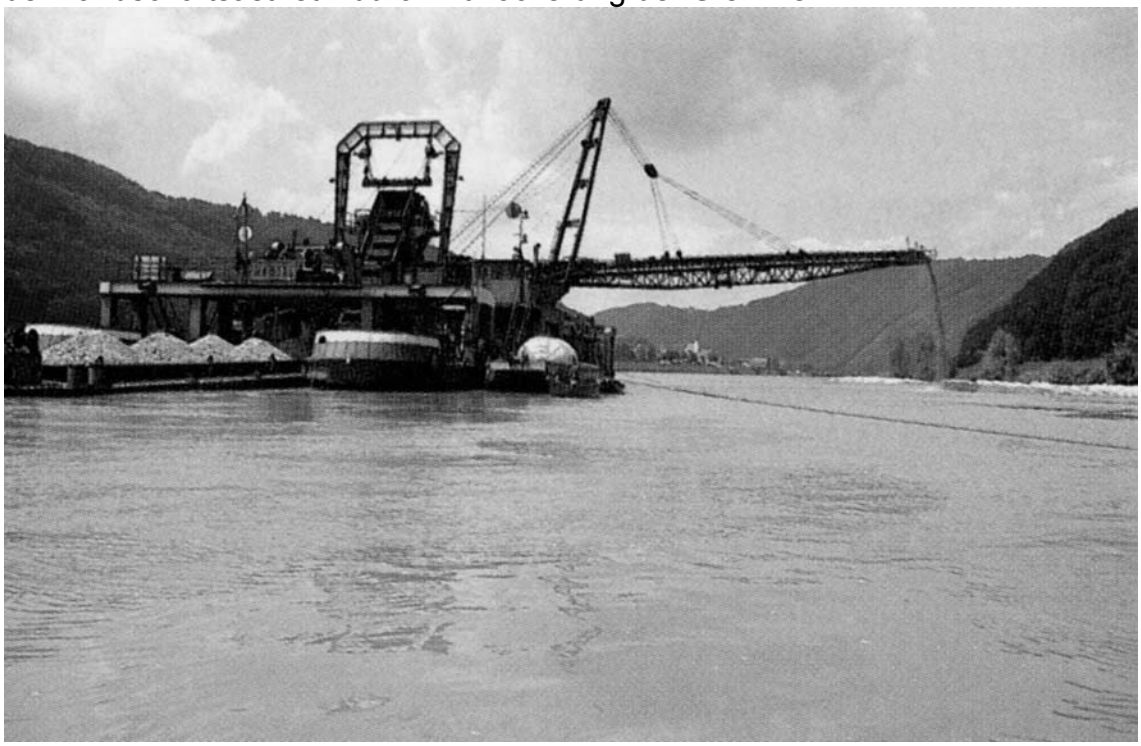


Abb. 3.2: Schüttung der Strukturen mittels Schutenentleerer

Die Entnahme des für die Schüttung erforderlichen Materials erfolgte aus dem unmittelbaren Bereich aus der Strommitte wodurch es zu keiner bzw. nur geringfügiger Veränderung des Querschnittes kam. Aufgrund der bisherigen Er-

fahrungen wurde von Initialpflanzungen abgesehen, um durch natürliche Sukzession das Aufkommen von standortgerechtem Bewuchs zu sichern. Insgesamt wurden etwa 35.000 m³ Kies ausschließlich auf dem Wasserweg mit schwimmenden Geräten (Eimerkettenbagger, Schutenentleerer) umgelagert, wobei die Anschüttungen auf einer hier etwa drei Meter überstauten Schotterbank aufbauen. Durch die große Fallhöhe des Kieses war ein erheblicher Anteil gebrochenen Materials festzustellen. Der künftige Einbau sollte daher günstigerweise mittels Schwimmbagger vorgenommen werden.
Da sich die Technologie der Schüttung mittels Förderband durch den Schutenentleerer für die Modellierung kleinräumiger Strukturen als ungeeignet erwies, musste auf die ursprünglich geplanten verzweigten Formen der Schotterflächen verzichtet werden. In der Winterperiode wurde bei entsprechend niedrigem Wasserstand mit einer Planierraupe das Biotop endgültig ausgeformt.

3.2.2 Ökologische Bewertung der Maßnahmen

Im Gegensatz zum Biotop „Windstoß“, das im zentralen Stau des Kraftwerkes Aschach liegt, befinden sich die Schotterstrukturen Kramesau im Stauwurzelbereich des Kraftwerkes. Diese Lage und damit die abiotischen Parameter des Standortes erlauben es, als Ziel die Verbesserung der Lebensbedingungen für rheophile Organismen anzustreben, die durch die Errichtung von Stauen zwangsweise bedroht werden.
Am Biotop Kramesau wurden über einen Zeitraum von zwölf Jahren die morphologische und sedimentologische Veränderung, die fischökologische Entwicklung und die wirbellose Bodenfauna untersucht. Die Ergebnisse dieser Evaluierung [4] ergeben im Folgenden:
Erstmals wurden künstlich geschaffene Schotterstrukturen hinsichtlich einer granulometrischen Sukzession untersucht. Folgende Aussagen können über die Entwicklung der Strukturen gemacht werden:
Ab dem Zeitpunkt der Errichtung wirkt vorwiegend der Wellenschlag der Großschifffahrt als formende Kraft. Dies bewirkt im Ergebnis ein Abflachen und Auseinanderlaufen der Strukturen in Richtung Strommitte und stromab. Das Überströmen im Hochwasserfall bewirkt vor allem die teilweise massive Ablagerung von Feinsediment in den strömungsberuhigten Zonen der Strukturen. Die Kornverteilung auf den künstlichen Anlandungen stimmen mit natürlichen Schotterbänken aus der freien Fließstrecke überein.

Die benthosbiozönotische Beweissicherung der Schotterstrukturen Kramesau wurde auf eine vollständige Erfassung der wirbellosen Bodenfauna ausgelegt. Durch den Vergleich der Befunde vor und nach der Errichtung der Strukturen lassen sich Folgende Aussagen über den Erfolg der Maßnahmen treffen:
Gemäß dem Strömungs-/Substrat Gradienten konnte eine Anzahl von 157 kiesspezifischen Arten angetroffen werden. Donautypische, gefährdete Muschel- und Schneckenarten, seltene flusstypische Libellen oder Eintagsfliegen konnten nachgewiesen werden. Die höhere Artenvielfalt durch die nun größere Habitatsdiversität lassen die Schüttungen als nachweisbare Lebensraum-Bereicherung für das Markrozoobenthos erkennen. Aus faunistischer Sicht sind zwei Erstnachweise für Österreich (Köcherfliegen: *Hydropsyche exocellata,* Süßwassergarnelen: *Atyaephyra desmarsti*) anzumerken. Die Dokumentation

der Einwanderung von Neozoen (vorallem Kleinkrebse) ergab sich ebenfalls aus der Studie.

Die Evaluierung der Strukturierungsmaßnahmen bringen den eindeutigen Nachweis der grundsätzlichen Funktionstüchtigkeit als Element zur Förderung der leitbildkonformen Fischfauna. Verglichen mit der Situation vor der Schaffung der Strukturen sind vor allem bei den rheophilen Organismen um vieles höhere Anteile in den Assoziationen nachzuweisen. Vor allem die gefährdete Leitfischart des Epipotamals, die Nase besiedelt die Schüttungen in höchsten Dichten. Einhergehend mit der Besiedelung durch Rheophile erfolgt eine Verdrängung der Ubiquisten wie Aal oder Eitel. Überdies ist ein Ausstrahlungseffekt auf die umliegenden, nicht-strukturierten Beeihe festzustellen. Die hohe Habitatvielfalt der Anschüttungen gewährleistet die Befriedigung der Lebensraumpräferenzen der Organismen in ihrem saisonalen Zusammenhang.

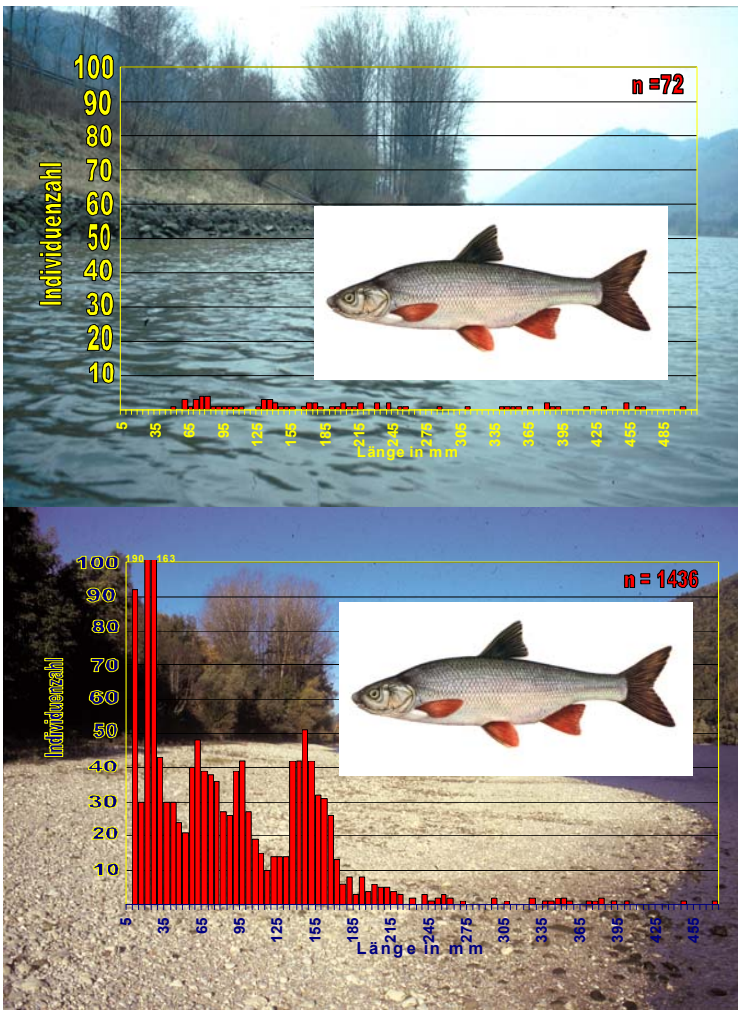


Abb.3.8.: Längenfrequenzdiagramm der gefangenen Nasen (Chondrostoma nasus) vor und nach der Strukturierung.

Insgesamt ergibt die Evaluierung eine Bestätigung des eingeschlagenen Weges und weist eine Verbesserung der fischökologischen Funktionsfähigkeit durch die Errichtung der Strukturen nach.

4. Ausblick

Aufgrund der nunmehr jahrzehntelangen Erfahrungen beim Bau und der Erhaltung von Biotopen in den Stauhaltungen an der österreichischen Donau können nachfolgende Empfehlungen aus ökologischer und auch ökonomischer Sicht abgegeben werden:

Wesentlich bei der Planung von Inselschüttungen in Staubereichen ist eine koordinierte Vorgangsweise im Vorfeld, eine gute Grundlagenerhebung und Ist-Analyse, um möglichst frühzeitig allen Widersprüchen entgegenwirken zu können. Bei der Durchführung ist besonders darauf zu achten, dass mit minimalen Eingriffen eine maximale Wirkung erzielt werden kann. In der Abschlussphase sind die erforderlichen Managementmaßnahmen sowie eine laufende Evaluierung von Bedeutung.
Die durchgeführten Verbesserungsmaßnahmen mitsamt den positiven biologischen Effekten können mit den vielfältigen Nutzungsformen am Donaustrom wie Schifffahrt, Energieerzeugung, Tourismus und Hochwasserschutz in Einklang gebracht werden. Es ist aber auch wichtig, die Auswirkungen technischer Maßnahmen durch entsprechende wissenschaftliche Begleitung und Beweissicherung entsprechend abzusichern und diese Maßnahmen auch laufend an die Erfordernisse anzupassen und zu optimieren.
Im Stauwurzelbereich stellen sich flache, großflächige Strukturelemente als relativ stabile Elemente dar. An- und Ablandungen sind kaum gegeben. Demgegenüber bewirkt die erodierende Kraft der Wellen im Fall von Kleinstrukturen (kleine Inseln und Buchten) ein Abflachen dieser Elemente. Weiters zeigt sich vor allem nach Durchgang entsprechender Hochwasserereignisse Sedimentation in strömungsarmen Bereichen. Neben zum Teil massiven Feinsedimentablagerungen in strömungsarmen Zonen zeigen die Kornverteilungen auf den Schotterbänken nur unwesentliche Veränderungen. Bereits kurz nach Schüttung der Strukturen stellt sich ein relativ stabiles Gleichgewicht der Fraktionen ein. In den Bereichen, wo Erosion vorherrscht, kommt es vermehrt zu Auswaschung von Feinteilen.
Bei der Errichtung der beiden Biotope Kramesau und Windstoß konnte aufgrund interdisziplinärer Zusammenarbeit, der Bereitschaft zu einem interaktiven Lernen (vor allem die 1:1-Versuche bei Windstoß) und durch entsprechende fundierte wissenschaftliche Begleitung eine umweltverträgliche und kostengünstige Errichtungsmethode (keine Bepflanzung erforderlich, Einbau nahezu ausschließlich auf dem Wasserweg, geringer Pflege- und Erhaltungsaufwand, nicht zu kleinstrukturiert planen) zur Verbesserung der Lebensbedingungen für Tiere und Pflanzen geschaffen werden. Durch die Schaffung eines entsprechenden Nutzens für die Schifffahrt, den Tourismus und die Energienutzung, konnte auch die Akzeptanz der Beteiligten und Betroffenen erzielt werden.
Das Vorgehen bei der Errichtung der beschriebenen Biotope sollte beispielgebend für viele weitere Maßnahmen an der österreichischen Donau sein. Vor allem bei der Umsetzung der Ziele der EU-Wasserrahmenrichtlinie können die vorgestellten Maßnahmen als Beispiele herangezogen werden, wie das aquatische Ökosystem eines „erheblich beeinträchtigten Wasserkörpers“ nachhaltig verbessert werden kann. Die bei der Errichtung zahlreich gewonnenen Erkenntnisse sowie die Bereitschaft zur ständigen Weiterentwicklung bilden eine wertvolle Grundlage.

Literatur:

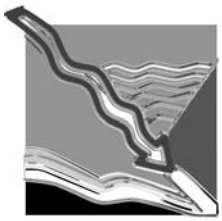
1.„Fischökologische Studie Oberes Donautal“, Waidbacher-Zauner-Kovacek-Moog, Studie im Auftrag der Wasserstraßendirektion, Wasserstraßendirektion, Wien 1991.
2.„Ökologische Bewertung von Enddeponien anhand von Inselschüttungen im Stauraum Aschach „ J. Trauttmansdorff & G. Wassermann, Studie im Auftrag des Verbundes, Verbund, Wien 1999.
3. Dorninger, G. (1998): Biotopkartierung Oberösterreich - Erfassung wertvoller Lebensräume in Natur- und Kulturlandschaft. Öko.L 20/2 (1998): 27-36.
4. „Pilotstudie Oberes Donautal“, Gerald Zauner, Peter Pinka & Otto Moog, Studie im Auftrag der Wasserstraßendirektion, Wasserstraßendirektion, Wien, 2001.

Autoren:

DI Klaus Dieplinger
Leiter der Wasserstraßenverwaltung West
Ritzbergerstraße 38
4082 Aschach/D.

Dr. Heinz Stiefelmeyer
Leiter der Abteilung VII/5 – Schutzwasserwirtschaft
Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft
Stubenring 12
1010 Wien

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



Kulturdenkmal Oberharzer Wasserregal

Historische Wasserbauanlagen unter angepasster Instandhaltung

Dipl.-Ing. Justus Teicke

1. Einführung

Im Harz, Deutschlands nördlichstem Mittelgebirge, ging in der Zeit von etwa 1530 bis 1930 intensiver Bergbau um, der sich hauptsächlich auf Silber, später auch auf Blei und Zink gründete. Insbesondere der Silberabbau für die Münzmetallgewinnung spielte in dieser Zeit eine erhebliche wirtschaftliche Rolle für die Region und sicherte den betroffenen Landesherren in Hannover und Braunschweig-Wolfenbüttel bedeutende Einnahmen.

Der Bergbau auf diese Gangerze ging sehr schnell in die Tiefe: Um 1700 hatten mehrere Schächte bereits eine Teufe von 300 m und um 1900 die magische Grenze von 1000 m erreicht. Aus den daraus resultierenden großen Förderhöhen ergab sich ein besonders hoher Energiebedarf, einerseits für die Förderung von Erzen und Haufwerk, im stärkeren Maße aber auch für die Wasserhaltung der Bergwerke.

Bereits im 15. Jahrhundert war es in Mitteleuropa üblich, Wasserräder zur Energieversorgung der Bergwerke einzusetzen. Diese Technik fand auch schnell im Oberharz Einzug. Das besondere Problem im Oberharz war aber, dass gerade die besonders ergiebigen Bergwerke sehr hoch in der Nähe der Wasserscheiden gelegen waren, so dass eine Kraftwasserversorgung aus den natürlichen Fließgewässern schwierig war. Hinzu kam die übliche Eigenschaft der Mittelgebirgsbäche, dass sie stark schwankend in der Wasserführung sind.

Um die Kraftwasserversorgung der Oberharzer Bergwerke möglichst weitgehend sicherstellen zu können, wurde in der Zeit zwischen 1530 und 1870 ein System aus etwa 100 Stauanlagen, 500 km Hanggräben und 30 km Wasserüberleitungsstollen entwickelt und ausgebaut.

Diese Anlagen verstehen sich heute als das „Kulturdenkmal Oberharzer Wasserregal“. Der Begriff „Regal“, vollständig „Jura regalis“, bedeutet hierbei das Königsrecht. Mit dem Recht, Bergbau zu betreiben, verlieh der Landesherr gleichzeitig auch das hierzu benötigte Wasserrecht an die Bergleute.

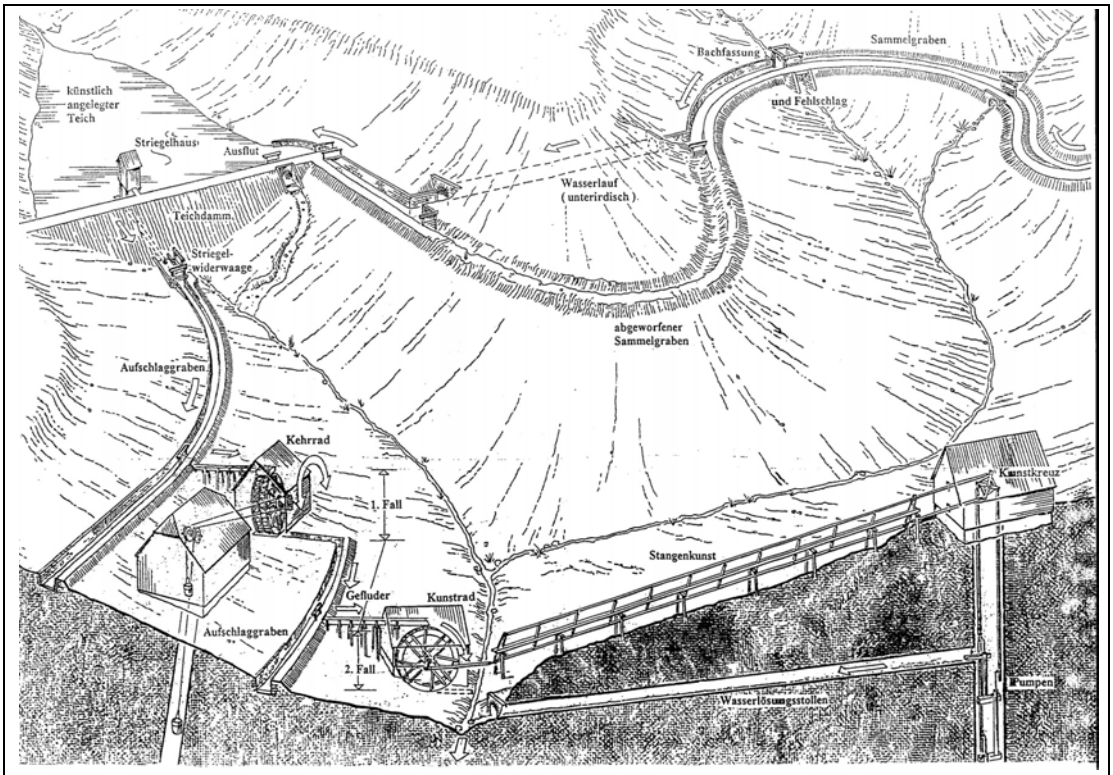


Bild 1: Beispiellandschaft Oberharzer Wasserregal, Zeichnung: H.-J. Boyke, 1993

2. Heutige Situation

Seit 1991 sind die Harzwasserwerke GmbH auch für den Betrieb und die Instandhaltung der Anlagen des Kulturdenkmals Oberharzer Wasserregal zuständig. Unterhalten werden die Anlagen heute hauptsächlich aus Gründen des Denkmalschutzes, der Landschaftspflege und des Fremdenverkehrs. 17 Teiche dienen dem Hochwasserschutz, sechs Teiche der Trinkwassergewinnung umliegender Kommunen. Die Wasserkrafterzeugung spielt heute nur noch eine sehr untergeordnete Rolle. Unterhalten werden noch 65 Stauteiche (davon 30 Talsperren), 70 km Hanggräben und 20 km Wasserüberleitungsstollen.

2.1. Teiche

Die Stauteiche haben Stauhöhen zwischen 3,0 und 17,0 m. Die Stauvolumina liegen zwischen 10.000 m³ und 1,7 hm³; im Mittel etwa bei 150.000 m³. Etwa 30 der Stauteiche sind gemäß Niedersächsischem Wassergesetz als Talsperren einzustufen. Der Oderteich (h = 17,0 m, V = 1,7 hm³) war von seiner Fertigstellung im Jahre 1721 bis zum Bau der ersten Intzestaumauern über einen Zeitraum von 175 Jahren die größte Talsperre Deutschlands.

Als Dammschüttmaterial wurde in der Regel eine Schüttung aus örtlich anstehenden Material aufgebracht, die meistens mittels kleiner Steinbrüche im künftigen Stauraum gewonnen wurde. Die sehr steinhaltige Dammschüttung mit nur mäßigen bindigen Anteilen wurde üblicherweise nicht durch besondere Maßnahmen verdichtet. Aufgrund nur geringer Vorkommen von Lehm oder Ton musste ein alternativer Dichtungsbaustoff gefunden werden. Durch eigene Versuche entwickelten die Oberharzer Bergleute eine Rasensodendichtung. Hierzu wurden Rasensoden wurzelraumstark von den Wiesenflächen geschnitten und aufgenommen, um sie dann wie ein Mauerwerk mit versetzten Fugen als Dichtung aufzuschichten. Bei Mächtigkeiten von rund 1,0 m der Dichtungsschicht dürfte so für einen mittleren Teich etwa 1500 m³ Dichtungsmaterial, analog Rasensoden von einer ca. 2 ha großen Wiesenfläche erforderlich gewesen sein.

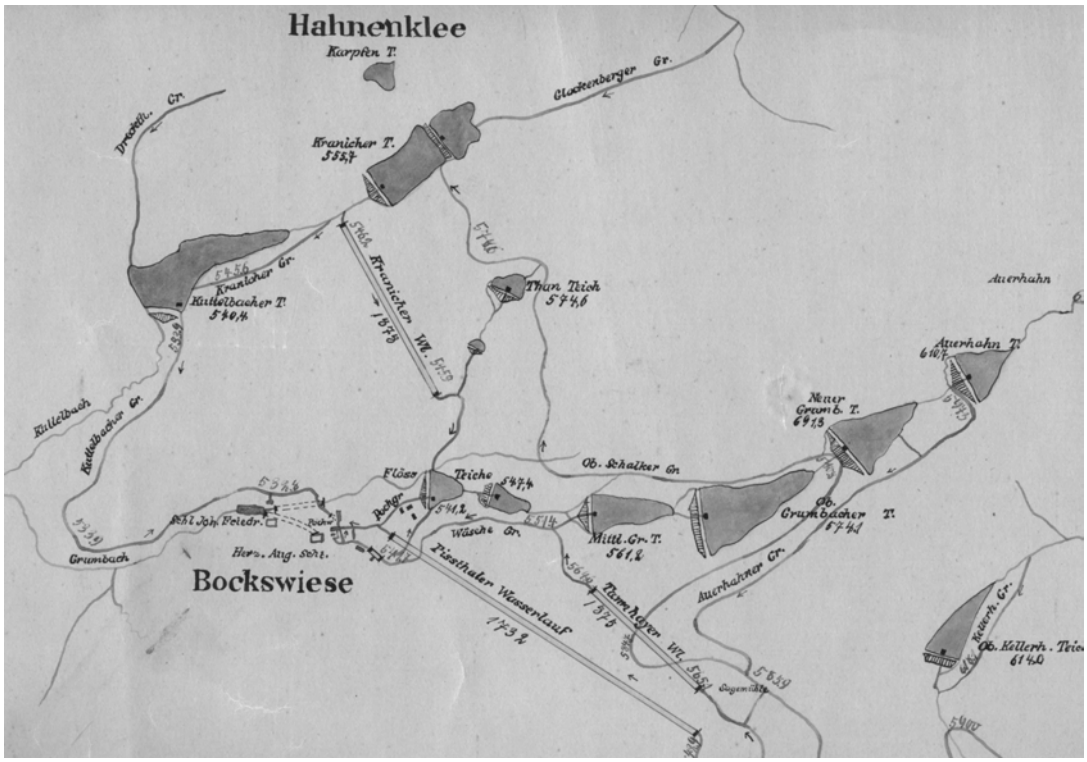


Bild 2: Teichkaskaden bei Hahnenklee im Oberharz, Auszug aus einer Grabenwärterkarte um 1900

Auffällig ist die kaskadenförmige Anordnung der Teiche. In einigen Tälern finden sich heute 5, manchmal auch sechs dicht hintereinandergereihte Stauanlagen (Bild 2). Diese Anordnung diente insbesondere dazu, das Wasser auf möglichst hohen Höhenniveau zu speichern, um es anschließend über möglichst viele Wasserräder leiten zu können.

Die Grundablässe, von den Oberharzer Bergleuten „Striegelanlage“ genannt, wurden aus Holzgerennen hergestellt. In der Regel wurde Eichenholz für die Holzgerenne verwendet, welches im betreffenden Milieu besonders beständig ist. Des weiteren wurde die Grundablasskonstruktion bewusst so gestaltet, dass das Holzgerenne stets, auch bei geschlossenen Grundablass, unter Wasser gehalten wird, was Verrottungsprozesse nahezu vollständig verhindert. Dies erklärt, warum viele vor über 300 Jahren eingebauten hölzernen Grundablässe auch heute noch in Funktion sind. Der Querschnitt der rechteckigen Grundablassgerenne beträgt fast immer 24 x 24 cm .

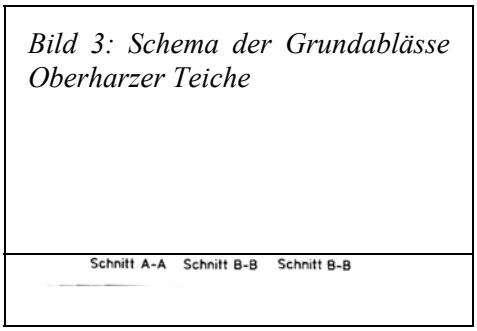


Bild 3: Schema der Grundablässe Oberharzer Teiche

2.1.1. Alte Bauart

Die älteren Teiche (Bild 4) haben eine Schürzendichtung an der wasserseitigen Böschung. Als Grundablass wurde ein Holzgerenne durch den Damm verlegt, welches am Einlauf im Teich mit einer runden Öffnung nach oben versehen wurde, der sogenannten Striegelpfanne.
Einem Stöpsel ähnlich steckt in dieser Striegelpfanne als Verschlussorgan ein hölzerner Konus, der sogenannte Striegelzapfen.
Zu seiner Betätigung dient ein Hebelbaum, später auch eine Gewindestange. Beide wurden vom Striegelhaus aus, welches auf einem Striegelgerüst im Stauraum über dem Verschluss angeordnet war, bedient.

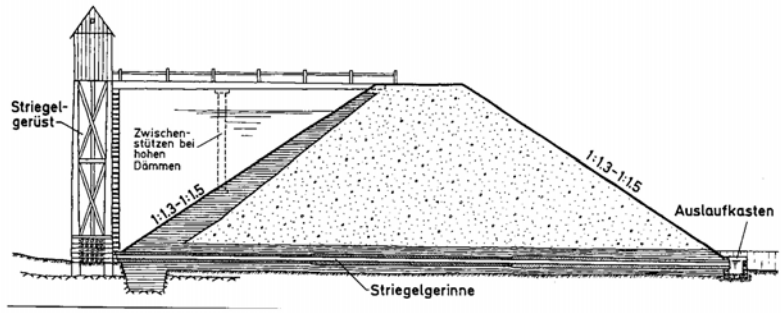


Bild 4: Querschnitt: Harzer Teichdamm der alten Bauart

Die alte Bauart hatte einige gravierende Nachteile: Die ungeschützte Dichtung war erheblichen mechanischen Einflüssen ausgesetzt. Insbesondere der Wellenschlag, aber auch Mausbefall setzten der Dichtung erheblich zu. Aus diesem Grunde wurde an vielen Teichen später eine Wellenschutzschicht aus Steinbruchscherben vor die Rasensodendichtung eingebaut. Ein weiteres Problem waren die aufwendigen Striegelhauskonstruktionen im Wasser. Die Vergänglichkeit von Holzbauwerken in diesem Milieu zwang zu einem häufigen Neubau der Striegelhäuser. Bei Frost, insbesondere in Verbindung mit Wasserstandsänderungen im Stauraum gefährdete die Eisdecke das Striegelgerüst, weshalb die Eisdecke regelmäßig aufgeschnitten werden musste. Aufgrund dieser Probleme wurde ab 1714 die neue Bauart eingeführt.

2.1.2. Neue Bauart

Die Neue Bauart zeigt Bild 5. Bei diesen Staubauwerken wurde die Rasensodendichtung in der Dammmitte als Kerndichtung platziert. Auch die Grundablasskonstruktion wurde in die Dammmitte verlegt. Dort wurde ein Schacht belassen, in der Regel mit einem Querschnitt von etwa 1,5 x 1,5 m. Dieser Schacht kommunizierte über ein einlaufendes Holzgerenne mit dem Stauraum. In die Schachtsohle mündete das auslaufende Striegelgerenne ein, welches ähnlich der alten Bauart über einen Striegelzapfen geöffnet oder geschlossen werden konnte.

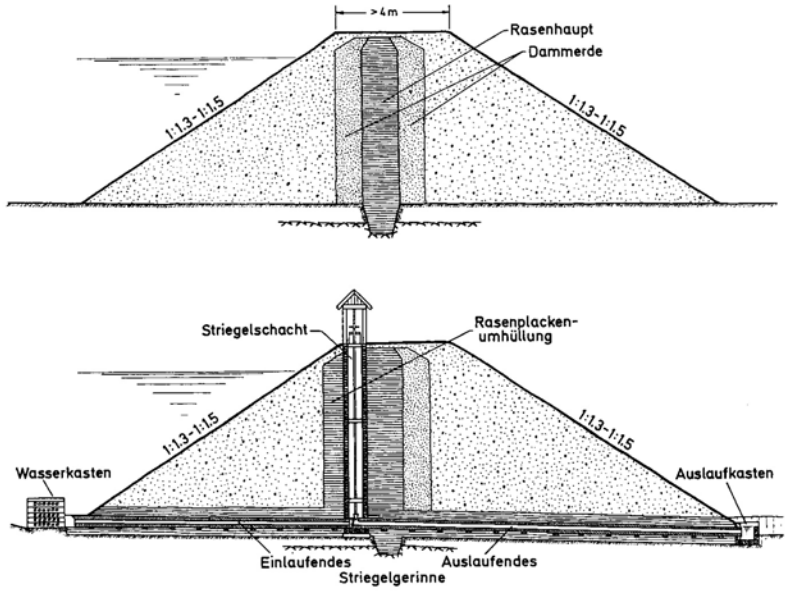


Bild 5: Querschnitt: Harzer Teichdamm der neuen Bauart



Bild 6:Der Mittlere Kellerhalsteich nördlich von Clausthal-Zellerfeld, erbaut im Jahre 1724, ist ein Teich der neuen Bauart. Seine Stauhöhe beträgt 14 m, das Stauvolumen 474.000 m³. Er dient heute der Trinkwasserversorgung.

Durch die 1714 eingeführte neue Bauart war die Dichtung wesentlich besser vor mechanischen Beschädigungen geschützt, auch die Striegelanlage war wesentlich einfacher zu unterhalten. Die neue Bauart wurde zu einem Zeitpunkt eingeführt, zu dem bereits 85 % der heute vorhandenen Teiche fertiggestellt waren. Die Vorteile der neuen Bauart waren aber so überzeugend, dass nach 1714 etwa 10 Teiche der alten Bauart in Teiche der neuen Bauart umgebaut worden sind.

2.2. Gräben

Gräben wurden in der Regel angelegt, um Wasser aus anderen Einzugsgebieten den Bergbauregionen zuzuführen. Die Hanggräben wurden mit einem Gefälle von 1,25 bis 2,5 ‰ nahezu höhenlinienparallel trassiert. Als Grabendichtung wurden – wie bei den Teichen – Rasensoden eingesetzt. Soweit vorhanden, wurde auch Lehm eingebaut. Wichtige Gräben erhielten eine seitliche Einfassung aus Trockenmauerwerk: Vor Ort gewonnene Grauwackesteinen wurden ohne Mörtel zum engfugigen Mauerwerk aufgeschichtet. Zur Erhöhung der winterlichen Betriebssicherheit wurden einige Gräben auch mit Hecke und Reisig abgedeckt. Das längste Grabensystem hat eine Länge von 20 km, die Leistungsfähigkeit der Gräben beträgt je nach Einzugsgebietsgröße 20 bis 1.000 l/s, in der Regel etwa 150 l/s. An den bedeutenden Zuläufen der Gräben sind sogenannte „Fehlschläge“ vorgesehen. Hierbei handelt es sich um Wehranlagen, an denen der Wasserstand im Graben reguliert werde kann.

2.3. Wasserläufe

Die Wasserläufe (Wasserüberleitungsstollen) sind Gräben unter Tage. Die älteren Wasserläufe wurden noch in Schlägel- und Eisenarbeit von Hand aufgefahren und folgen in oft kurvenreicher Trassierung dem weichesten Gestein. Bei Vortriebsgeschwindigkeiten von z.T. nur 1 cm pro Mann und Schicht mussten Wasserläufe von mehreren Örtern aus aufgefahren werden, um in akzeptabler Zeit die Strecken fertig stellen zu können. Hierfür sprach auch die ausreichende Bewetterung der Örter. Um einen genügend genauen Durchbruch zu erzielen, waren schon damals die Ansprüche an die Vermessungsingenieure des Bergbaus, die Markscheider, recht hoch.

2.4. Sonderbauwerke

Es gibt auch einige Sonderbauwerke, insbesondere

- den Sperberhaier Damm, einem als Erddamm mit einem Schüttvolumen von 180.000 m³ hergestellten Aquädukt zur Überleitung von Wasser über eine Senke
- das System der Polsterberger Hubkunst, an dem von Wasserrädern angetriebene Kolbenpumpen Wasser um 18 m auf eine höhere Ebene pumpten
- das System der Huttaler Widerwaage, wo mittels Änderung der Wasserspiegel das Wasser auf eine Distanz von 800 m bei Bedarf in zwei verschiedene Richtungen gelenkt werden konnte.

auf die an dieser Stelle nicht weiter eingegangen werden soll.

3. Heutiger Betrieb und Instandhaltung

Die Denkmalschutzbehörde verlangt nicht nur die Unterhaltung der verschiedenen Wasserbauwerke, sie sind auch weiterhin in Betrieb zu halten. So soll weiterhin in den Gräben Wasser fließen und in den Stauanlagen Wasser anstauen. Das ursprünglich zuständige Land Niedersachsen hat die Aufgabe der Betreuung der Anlagen im Jahre 1991 den Harzwasserwerken übertragen, die seitdem die Kosten für die Unterhaltung des Kulturdenkmals Oberharzer Wasserregal (ca. 1,8 Mio. €UR/Jahr) aus dem Trinkwasserverkauf finanzieren müssen.

Es soll im folgenden nur auf die Unterhaltung der Stauanlagen eingegangen werden.

Erwähnenswert ist an dieser Stelle, dass diese Anlagen, bestehend aus immerhin mehr als 30 Talsperren, bis etwa 1970 von Bergleuten und in der Zeit zwischen 1970 und 1991 von der Forstwirtschaft unterhalten worden ist. Dies mag erklären, warum es zum Beispiel kaum Aufzeichnungen über Sickerwassermessungen aus der Zeit vor 1991 gibt und erst 1985 mit Setzungsmessungen an wenigen Dämmen begonnen wurde.

3.1. Dichtungen

Alle Dammdichtungen bestehen auch heute noch nahezu ausschließlich aus den alten Rasensodendichtungen. Da die Rasensodendichtung im Einbauzustand weitgehend von der Luft abgeschlossen ist, ist eine Verrottung der organischen Substanz der Rasensoden bis heute nicht erkennbar. So ist ein großer Teil der Durchwurzelung der Rasensoden heute noch vorhanden, er wirkt ähnlich wie ein Geotextil und verhindert bei Undichtigkeiten die Erosion weiterer Feinpartikel.

In den vergangenen 10 Jahren sind aber an etwa 7 Teichen Dichtungsreparaturen erforderlich geworden. Die häufigsten Gründe für Dichtungsschäden waren wasserseitige Erosion infolge fehlender Überdeckung, Mausbefall und in zwei Fällen auch Durchwurzelung der Dichtung durch Baumwurzeln. Dichtungsreparaturen an Staudämmen werden heute ausschließlich mit Ziegelton durchgeführt.

Sickerwasser wird heute an etwa 35 Staubauwerken gemessen; die Schüttungen liegen in der Regel deutlich unter 1 l/s .

3.2. Dammschüttung

Dank dem Dammschüttmaterial aus Steinbruchscherben mit nur geringen bindigen Anteilen stehen die Dammschüttungen – trotz Böschungen mit Neigungen steiler 1 : 1,5 – sehr stabil. Punktuelle Sickerungen von 15 l/s sind bereits gut verkraftet worden.

Interessant ist, dass die Dämme auch heute noch, 300 Jahr nach ihrer Schüttung, deutlich messbare Setzungen aufweisen. So sind für nahezu alle Teichdämme in Nivellements seit 1985 Setzungen von 1 – 2 mm / Jahr bei Dammhöhen zwischen 8 bis 15 m nachgewiesen *(Bild 7)* . Diese Setzungen erfordern natürlich eine besondere Aufmerksamkeit, insbesondere, da sie auch Auswirkungen auf die Funktion der Dichtung haben können. Hinzu kommt hier das Problem, dass in der Vergangenheit Setzungen zwar durch Auftrag von Dammschüttmaterial auf die Dammkrone ausgeglichen worden sind, nicht aber durch eine entsprechende Erhöhung der Dichtung.

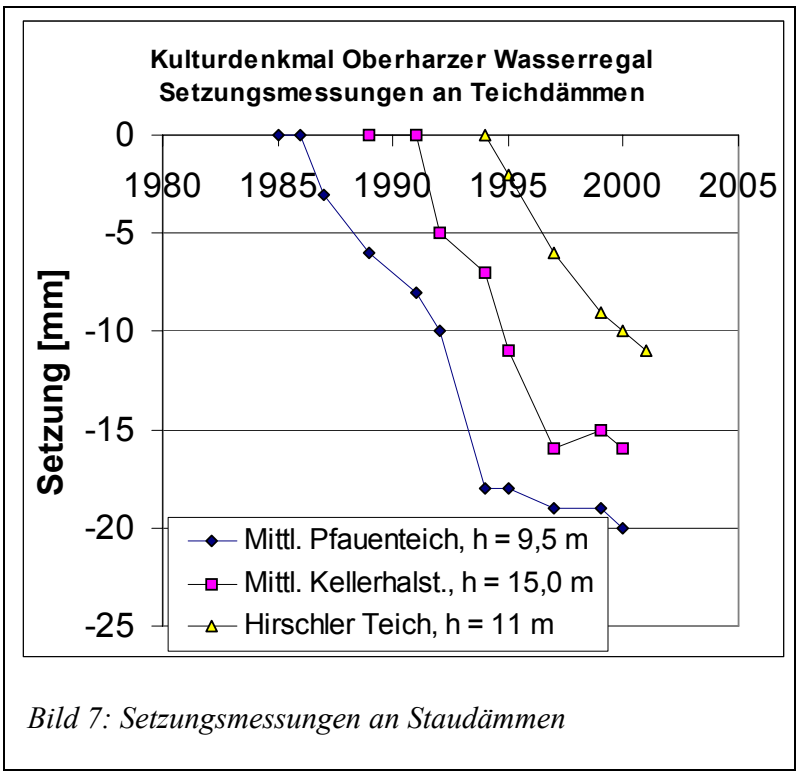


Bild 7: Setzungsmessungen an Staudämmen

3.3. Grundablässe

An etwa 30 Stauanlagen sind nach wie vor die historischen Holzgerenne als Grundablass in Betrieb. Soweit diese Holzrohre noch nicht zu stark angegriffen sind, ist ein Austausch nicht geplant. Schwierigkeiten ergeben sich zur Zeit lediglich an einigen Teichen, die in den 70er und 80er Jahren des vorigen Jahrhunderts mit einer erheblichen Querschnittsreduzierung eine Inline-Sanierung erhielten. Dadurch haben einige Grundablässe Leistungsfähigkeiten, die unter dem mittleren jährlichen Zufluss liegen. Hier sind in den nächsten Jahren Maßnahmen zur Erhöhung der Leistungsfähigkeiten geplant.

3.4. Ausfluten / Hochwasserentlastungsanlagen

Die Dimensionierung der Hochwasserentlastungsanlagen (HWE) erfolgte in den vergangenen Jahrhunderten nach Erfahrungs- und Schätzwerten. Bisweilen erhebt sich auch der Eindruck, dass bei manchen Teichen eher die Größe des Stauraumes, nicht die des Einzugsgebietes ausschlaggebend für die Leistungsfähigkeit der Ausflut war. Daher wurden ab 1991 die HWE aller Stauanlagen neu untersucht. Besondere Schwierigkeit bei der Festlegung des Bemessungshochwassers war hierbei, dass aufgrund der extrem kleinen Einzugsgebiete (viele deutlich unter 1 km²) die üblichen hydrologischen Ermitt-

lungen nicht geeignet sind. Daher wurde nach Ermittlung des höchsten denkbaren Niederschlages PMP (Probable Maximum Precipation) mittels eines Niederschlags-Abfluss-Modells ein PMF (Probable Maximum Flood) ermittelt. Diese Untersuchungen erfolgten durch das Institut für Meteorologie und Klimatologie der Universität Hannover sowie durch das Leichtweiß-Institut für Wasserbau an der TU Braunschweig. Da das PMF deutlich höher liegt als das statistisch ermittelte HQ_{1000} konnte mit den Aufsichtsbehörden vereinbart werden, dass der erforderliche Freibord auf 25 cm reduziert und die Retention der Stauräume mit berücksichtigt werden darf. Es stellte sich heraus, dass etwa die Hälfte der HWE ausreichend dimensioniert waren, die andere Hälfte musste aber zum Teil deutlich ausgebaut werden.

In den vergangenen zehn Jahren sind an 25 Teichen die Leistungsfähigkeiten der HWE entsprechend dieser Untersuchung erhöht worden. Dies erfolgte teilweise durch Dammerhöhung, teilweise durch Ausbau der vorhandenen Ausflut (verbreitern, Sohle tieferlegen). Dieses Programm ist mittlerweile nahezu abgeschlossen.

3.5. Stauraum

Es stellt sich bei derart alten Staubauwerken schnell die Frage, wie stark nach 300 Jahren Betrieb die Stauräume durch Sedimentation beeinträchtigt sind.

Eine deutliche Verkleinerung der Stauräume während der vergangenen Jahrhunderte ist heute nicht erkennbar. Es ist auch nicht bekannt, dass umfangreichere Räumungsarbeiten in den Stauräumen der Teiche stattgefunden haben. Es ist allerdings zu bemerken, dass die Einzugsgebiete nahezu aller Stauanlagen bewaldet sind und die Zuflüsse damit nur geringe Sedimentfrachten mit sich führen. Des weiteren wurden in der Vergangenheit und auch heute noch die Teiche in Abständen von etwa 20 Jahren aus Instandsetzungsgründen vollständig abgesenkt, so dass zumindest teilweise feinkörnige Sedimente dann über den Grundablass den Stauraum wieder verlassen können. Von einigen Teichen ist bekannt, dass die durch Sedimentation hervorgerufene Sohlerhöhung im Bereich des Grundablasses eine Höherlegung des Einlaufkastens erforderlich machte. Da hiervon aber nur die unterste Lamelle des Stauraumes betroffen ist, hat dies aber nur geringe Auswirkungen auf das gesamte Stauvolumen.

4. Zusammenfassung

Die Stauanlagen des Kulturdenkmals Oberharzer Wasserregal sind anspruchsvolle Bauwerke, die auch heute noch, nach größtenteils 300jähriger Bewährung, einer intensiven Überwachung und Betreuung bedürfen. Des weiteren müssen auch sie den heutigen Sicherheitsstandards angepasst werden.

5. Literatur:

[1] SCHMIDT, Martin: Die Wasserwirtschaft des Oberharzer Bergbaues, Schriftenreihe der Frontinus-Gesellschaft e.V., Heft 13, Wirtschafts- und Verlagsges. Gas und Wasser GmbH, 2. Auflage, 1992

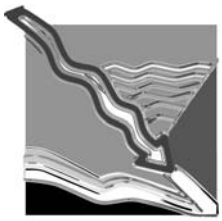
[2] SCHMIDT, Martin: WasserWanderWege, ein Führer durch das Freilichtmuseum Oberharzer Wasserregal, Piepersche Druckerei und Verlag GmbH, Clausthal-Zellerfeld, 2000

[3] FLEISCH, Gerhard: Die Oberharzer Wasserwirtschaft in Vergangenheit und Gegenwart, Institut für Bergbaukunde und Bergwirtschaftslehre der Technischen Universität Clausthal, Clausthal-Zellerfeld, 1983

[4] HAASE, Hugo: Kunstbauten alter Wasserwirtschaft im Oberharz, Ed. Piepersche Druckerei und Verlagsanstalt, 5. Auflage, Clausthal-Zellerfeld, 1985

Dipl.-Ing. Justus Teicke
Harzwasserwerke GmbH
Abteilung Oberharzer Wasserregal
Erzstraße 24
38678 Clausthal-Zellerfeld
Tel. 05323/9392-11
Fax 05323/9392-50
Teicke@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



Integrierte Kraftwerksautomation

Diplom-Ingenieur Jens Päutz

Einleitung

Neue globale Trends im internationalen Energiemarkt üben einen starken Einfluss auf den Betreiber eines Wasserkraftwerk aus. Die wichtigsten Einflussfaktoren sind die wachsenden Bemühungen, die Wasserkraft als regenerierbare Energie anzuerkennen sowie der Einfluss der deregulierten Energiemärkte. Diese Faktoren sind dabei sowohl Chance als auch Risiko für die Zukunft. Hauptfaktoren für das Sichern der Chancen und minimieren der Risiken sind die Steigerung von:

- Effizienz
- Flexibilität

Eine optimal zugeschnittene Investitionsstrategie unterstützt die Kraftwerksbetreiber, die Effizienz und Flexibilität sowohl heute als auch in der Zukunft zu sichern. Eine erfolgreiche Investition muss in Abhängigkeit von der bestehenden Situation (z.B. Bedienkonzept, Behördenauflagen) folgende Punkte berücksichtigen:

- Erhöhung der Jahresenergieproduktion
- Reduktion der Investitionskosten
- Reduktion der Betriebskosten

Prinzipiell stehen sehr unterschiedliche Investitionsstrategien zur Verfügung. Die Investition in ein Wasserkraftwerk ist dabei sicherlich eine der interessantesten Strategien. Die Automatisierung von Wasserkraftwerken zeichnet sich durch geringe Investitionen, einfache Inbetriebnahme und kurze Stillstandszeiten verglichen mit anderen Strategien aus, unabhängig ob Neubau oder Erneuerung. Für die optimale Auslegung der Kraftwerksautomatisierung muss der Produktionsprozess der Energieerzeugung und die besonderen Anforderungen für jedes Kraftwerk speziell betrachtet werden. Ein wichtiger Fakt ist die Unterteilung der Kraftwerksautomatisierung in einzelne Teilsysteme (z.B. Automatisierung&Steuerung, Erregung, Schutz und Turbinenregler).

NEPTUN ist weltweit eines der ersten integrierten Kraftwerksautomatisierungen, das von VATECH SAT GmbH&Co entwickelt wurde. Es basiert auf einem

Gesamtkonzept für alle Teilsysteme unter Verwendung von internationalen Kommunikationsstandards, einem gemeinsamen Software-Engineering-Tool und einer gemeinsamen Hardwareplattform.

1. Kraftwerksautomatisierung

1.1 Allgemein

Die Energieerzeugung kann typischerweise in einzelne autarke Funktionsbereiche unterteilt werden.

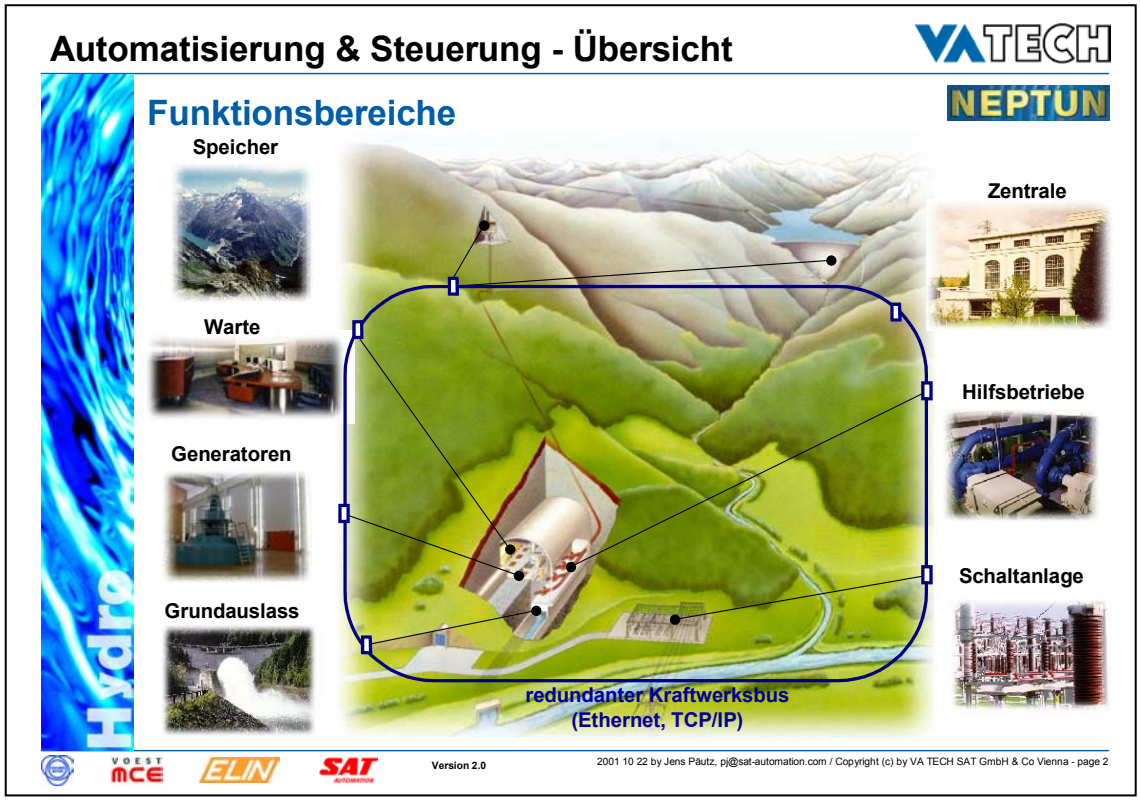


Bild 1: Typische Funktionsbereiche

Alle Funktionsbereiche sind sowohl mit mechanischen als auch mit elektronischen Komponenten ausgestattet und sollten in der Lage sein, autonom zu arbeiten.

Die Kraftwerksautomatisierung ist Teil der elektronischen Komponenten und besteht aus unterschiedlichen Teilsystemen. Alle Funktionsbereiche werden heute bereits über einen gemeinsamen redundanten Kraftwerksbus basierend auf internationalen Kommunikationsstandards (Ethernet, TCP/IP, Protokoll IEC 60870-5-104) verbunden.

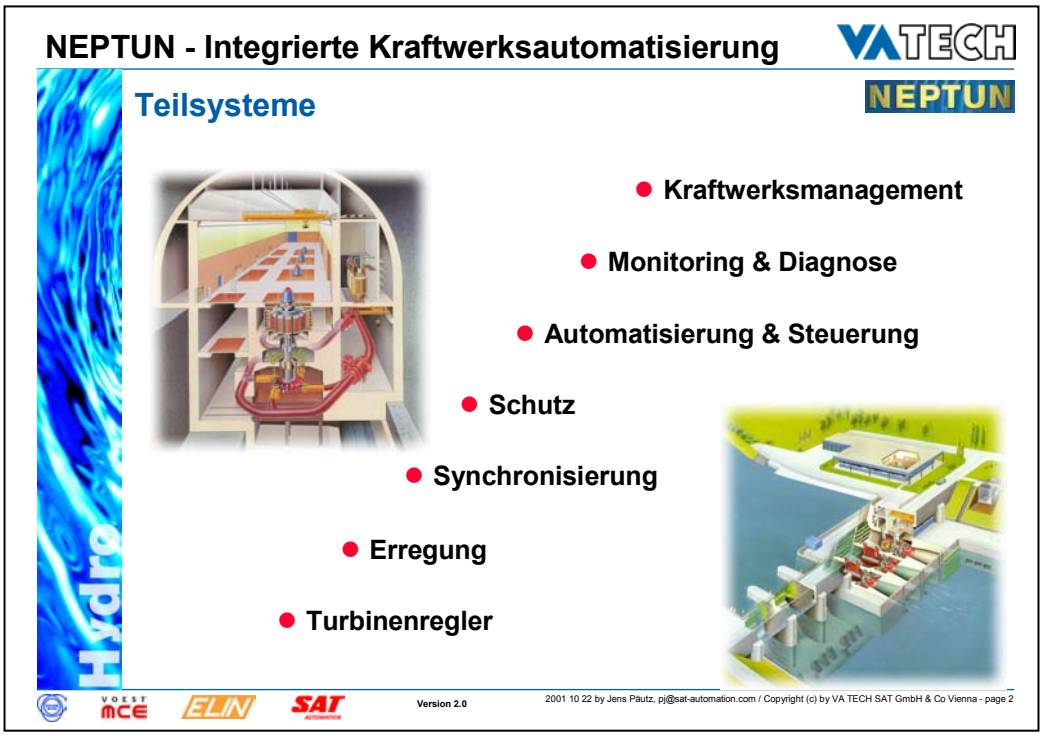


Bild 2: Teilsystem der Kraftwerksautomatisierung

In Abhängigkeit von der bestehenden Anlage können die Teilsysteme zentral oder dezentral angeordnet sein. Sie müssen dabei in jedem Betriebszustand in der Lage sein, sicher und autonom zu arbeiten. Jedes Teilsystem erfüllt gleichzeitig mehrere Funktionen (z.b. Signalinterfacing, Steuerung und Kommunikation).

1.2 Teilsysteme der Kraftwerksautomation

Alle Teilsystem bestehen heute aus den folgenden gleichen state-of-the-art Komponenten:

- Mikroprozessoren (z.b. Verarbeitungs- und Kommunikations-CPU)
- Software (z.b. Engineering Software analog zu Büroapplikationen)
- Hardware (z.b. Laptops für Engineering, Instandhaltung)

Leider haben heute die typischen Lösungen, die mehr als ein Teilsystem beinhalten, Probleme zu lösen, die in der unterschiedlichen Kommunikation, Software-Engineering-Tools und mechanischen Bauformen begründet sind.

Unabhängig von der Art der Kommunikation (konventionell mit Verdrahtung; serielle Kommunikation) wird eine große Anzahl an Hardware und Engineering benötigt. Die konventionelle Kommunikation wird meist nur für den simplen Signalaustausch zwischen den Teilsystemen verwendet. Die Anzahl der Peripherie-Baugruppen, Kabel sowie die Montage hängt stark von der Anzahl der auszutauschenden Signale ab. Die registerorientierte Kommunikation erfordert zu-

sätzliches Applikationsengineering (z.b. Fehlerdiagnose, Zeitstempel) in der Interface-Software. Bei jeder Erweiterung muss das bestehende Engineering und die Registerzuordnung überprüft werden. Jeder Software-Engineering-Tool Lieferant hat seine eigene Philosophie. Beginnend von der Datenbank über spezielle Hard- und Softwareanforderungen bis hin zu unterschiedlichen Alarmkonzepten müssen diese in speziellen unterschiedlichen Schulungen berücksichtigt werden. Das unterschiedliche mechanische Design der Peripherie-Baugruppen, Stromversorgung und Schnittstellen erhöht die Anzahl der Ersatzteile.

Alle diese Probleme erzeugen Kosten sowohl in der Investitionsphase als auch später im Betrieb. Der Hauptgrund für diese Probleme ist wiederum ein fehlendes Gesamtkonzept.

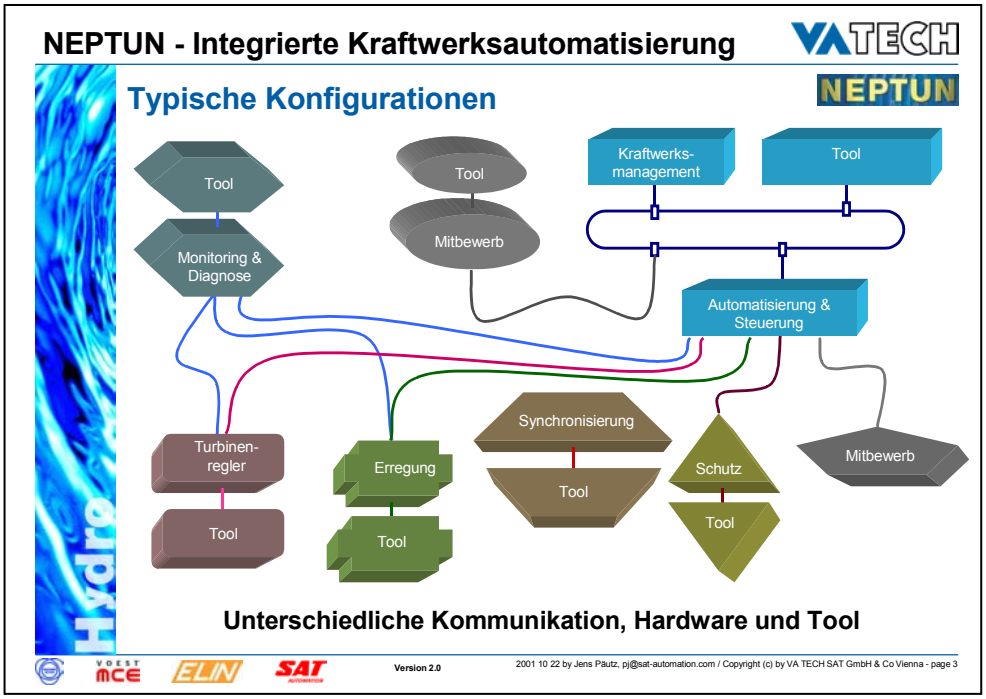


Bild 3: Aktuelle Situation

Von der Instandhaltungs- und Betriebsführungsseite ist es heute nicht mehr verständlich, warum moderne Systeme diese Problem erzeugen.

Für das bessere Verständnis der Ursachen ist es notwendig, sich ein wenig in den Anfängen der Kraftwerksautomatisierung zuzuwenden.

1.3 Geschichte

Die ersten Teilsysteme wurden für den kommerziellen Gebrauch bereits Ende des 19. Jahrhunderts entwickelt. Beispielhaft wollen wir hier zwei Teilsysteme betrachten.

Ursprünglich war der Turbinenregler ein Teil der hydraulischen Ausstattung. Die Steuerungsfunktion wurde mit mechanischen Formen sichergestellt. In den späten 70er Jahren des vorigen Jahrhunderts wurde die Steuerungsfunktion in analoge Geräte implementiert. Mit dem Beginn des industriellen Einsatzes der Mikroprozessoren in den 80er Jahren stand die Digitaltechnik für die Steuerungsfunktion zur Verfügung. Heute basieren alle Turbinenregler auf Mikroprozessoren, Software und Laptops (für Bedienung, Engineering und Instandhaltung).

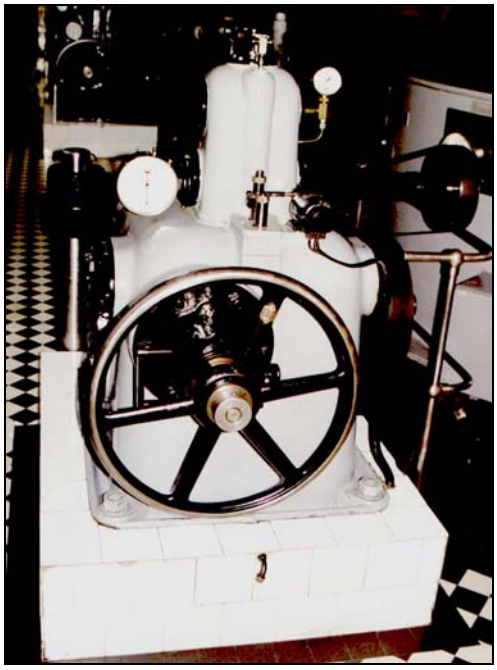


Bild 4: Hydraulischer Turbinenregler

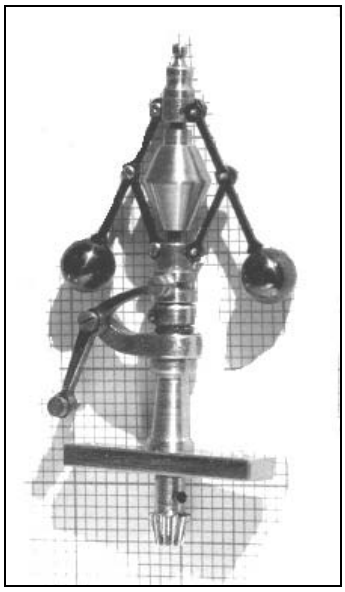


Bild 5: Mechanischer Fliehkraftregler

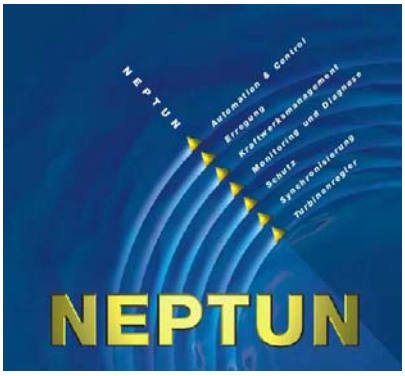
Ursprünglich wurde die Drehzahl mit einem mechanischen Fliehkraftregler geregelt. Heute besteht der Drehzahlregler aus einer Drehzahlerfassung (Analogwert, Impulse; konventionell oder seriell), Mikroprozessoren und Software-Regler.

Die Technologieentwicklung hat die Systeme verändert. Alle nutzen die gleichen Technologien aber – die Philosophie und Trennung der Teilsysteme sind immer noch wie am Ende des 19. Jahrhunderts.

2. Die neue Generation der Kraftwerksautomatisierung

2.1 Integrierte Gesamtlösung

NEPTUN ist eines der modernsten Lösungen für die Kraftwerksautomatisierung die alle unterschiedlichen Teilsysteme in einer Gesamtlösung integriert.



Die Hauptstützen dieser Integration sind:

- gemeinsamer internationaler Kommunikationsstandard
- übergreifendes Software-Engineering-Tool für alle Teilsysteme
- gemeinsame Hardwareplattform für alle Teilsysteme

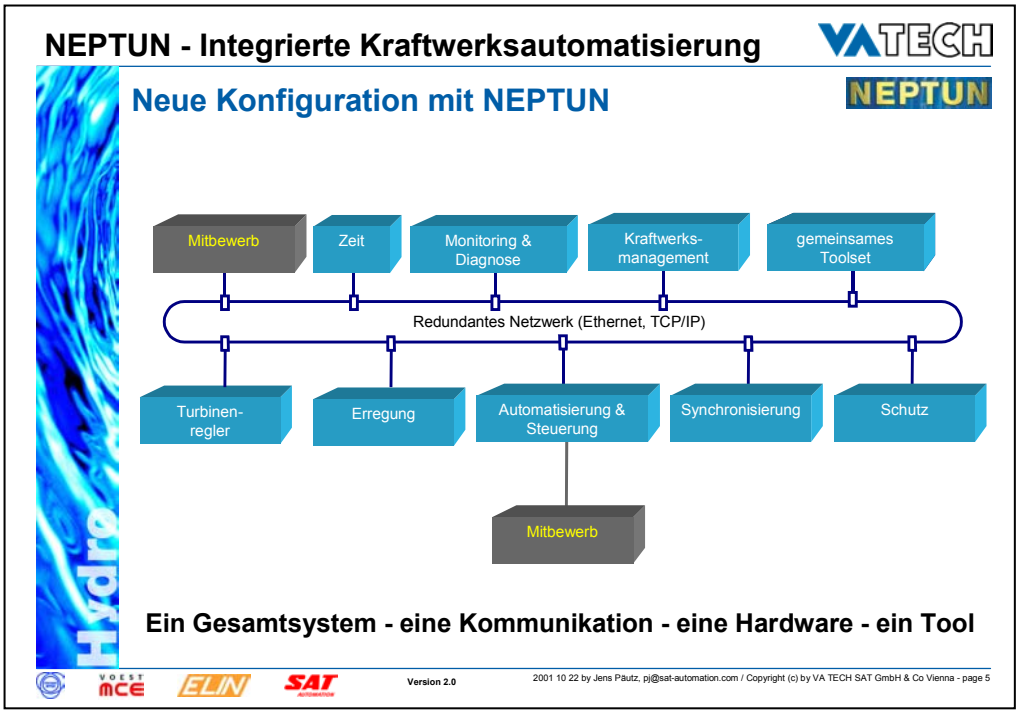


Bild 6: Integrierte Kraftwerksautomatisierung

2.2 Kommunikation

Das Rückrat der integrierten Automatisierungslösung NEPTUN ist der gemeinsame internationale Kommunikationsstandard (Ethernet und IEC 60870-5-104) der die unterschiedlichen Funktionen der Prozess- und Systemkommunikation erfüllt. Leistungsstarke Funktionen unterstützen das Engineering, die Diagnose sowie die Instandhaltung unabhängig, ob die Systeme direkt angeschlossen sind oder der Zugriff aus der Ferne erfolgt. Die Zeitsynchronisierung für das gesamte System wird dabei über NTP (network time protocol) sichergestellt.

2.3 Übergreifendes Software-Engineering-Tool

Das leistungsfähige übergreifende Software-Engineering-Tool von NEPTUN basiert auf Standardsoftware (z.b. Microsoft, ORACLE) und -hardware (Laptops). Das gesamte Engineering ist sowohl für den direkten als auch für Fernzugriff optimiert (z.b. über Ethernet, public network, ISDN, Internet, Intranet). Eine gemeinsame Datenverwaltung für alle Teilsysteme sichert die Datenkonsistenz. Für das einfache Engineering und die Instandhaltung (Turbinenregler, Maschinenleitstand, Bedienpaneel) steht eine komfortable Multi-User-Funktionalität zur Verfügung

2.4 Gemeinsame Hardware

Standardisierte Konfigurationen und die gemeinsame Hardwareplattform von NEPTUN trägt dazu bei, die unterschiedlichen Hardwarekomponenten zu minimieren (z.b. Gehäuse, Peripheriebaugruppen, Kommunikationsschnittstellen und Ersatzteile).

3. Integration weiterer Funktionen

Die integrierte Kraftwerkslösung NEPTUN bietet zusätzliche Leistungen durch den Einsatz von Funktionen aus der kommerziellen IT-Welt. Die wichtigsten Funktionen sind:

- **SMS and WAP**
  - SMS für Fernalarmierung
  - WAP für Kurzüberblick (z.b. Listen, Werte)
- **Web-Zugang**
  - Zugriff auf das Bedienpaneel und lokales Engineering-Tool
- **Fernwartung/-diagnose**
  - weltweit, aber benötigt ein Sicherheitskonzept (Firewall, Tunneling etc.)
  - Direktzugang über öffentliches Telefonnetz, Internet/Intranet

- **HTML**
  - Kundenspezifische Dokumente (z.b. Bedienhandbuch, Tips)
- **Web-Cam**
  - Videointegration/-überwachung
- **Voice-over-IP**
  - integrierte Telefonanlage (Warte, UCB, Wehre)
- **Wireless-LAN**
  - WEB-Pads und mobile Engineering-Stationen

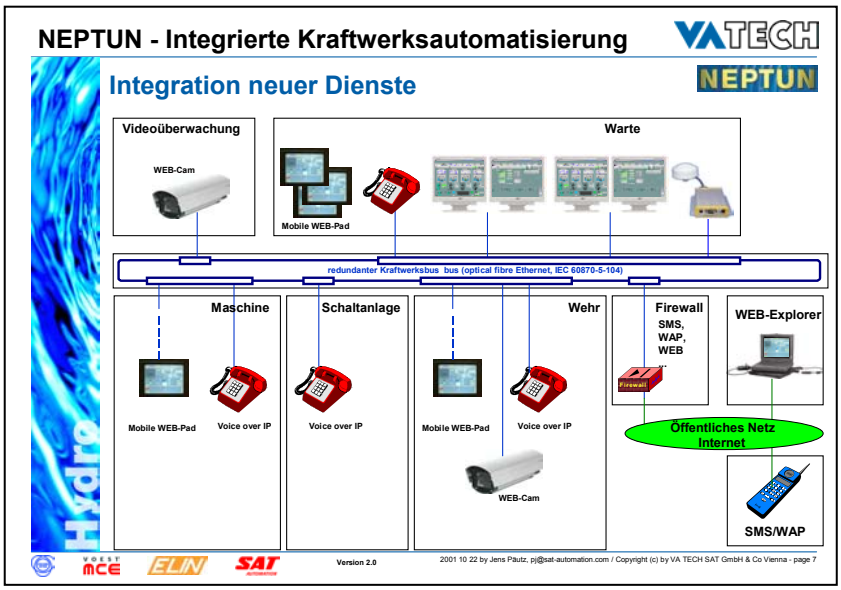


Bild 7: Neue Dienste

4. Zusammenfassung

NEPTUN vereinfacht den Betrieb und die Wartung und erhöht gleichzeitig die Effizienz und Flexibilität des Wasserkraftwerkes durch:

- Vereinfachung der Konfiguration des Automatisierungssystems
- Reduktion von Engineering
- Detailliertere Kraftwerksinformationen
- Integration neuer Dienste
- Minimierung der Ersatzteile
- Einfache schrittweise Erweiterung in der Zukunft

In Abhängigkeit von der jeweiligen Situation sind folgende Werte möglich.

- 5%-10% - Erhöhung der Jahresenergieproduktion

Die Jahresenergieproduktion kann z.b. mit dem Austausch eines mechanischen Reglers durch einen digitalen Regler, integrierte Joint-Control-Funktionen und/oder Reduktion der Erregungsverluste erhöht werden.

- 10%-15% - Reduktion der Investitionskosten

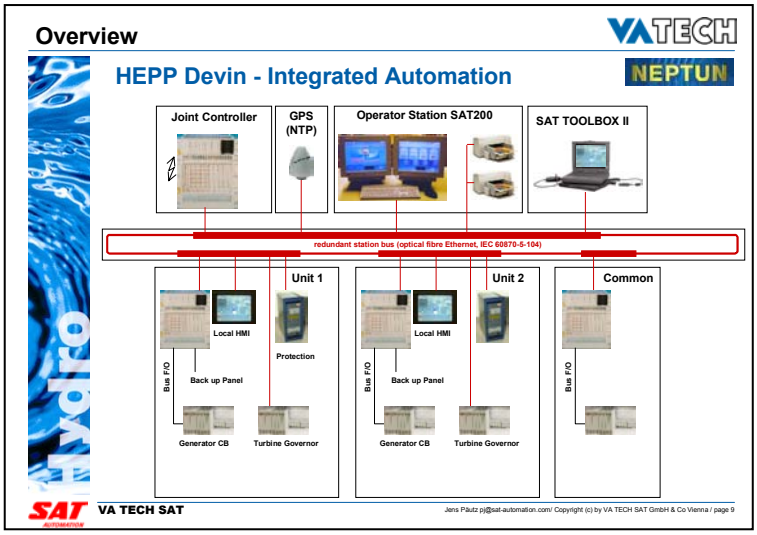
Die Reduktion der Investitionskosten ist ein Schlüsselfaktor während der Investitionsphase. Hauptschwerpunkt ist dabei die Reduktion der konventionellen Kommunikationen bei gleichzeitiger Verwendung eines internationalen Kommunikationsstandards. Durch die Reduktion der konventionellen Kommunikation werden gleichzeitig Peripherie-Baugruppen, Kabel und Montage verringert.

- 10%-15% - Reduktion der Betriebskosten

Leistungsfähige Fernfunktionen für die Wartung und Diagnose reduzieren die notwendigen Betriebskosten. Durch den Einsatz einer gemeinsamen Hardwareplattform für alle Teilsysteme können gleichzeitig auch die notwendigen unterschiedlichen Ersatzteile und somit Ersatzteilkosten reduziert werden.

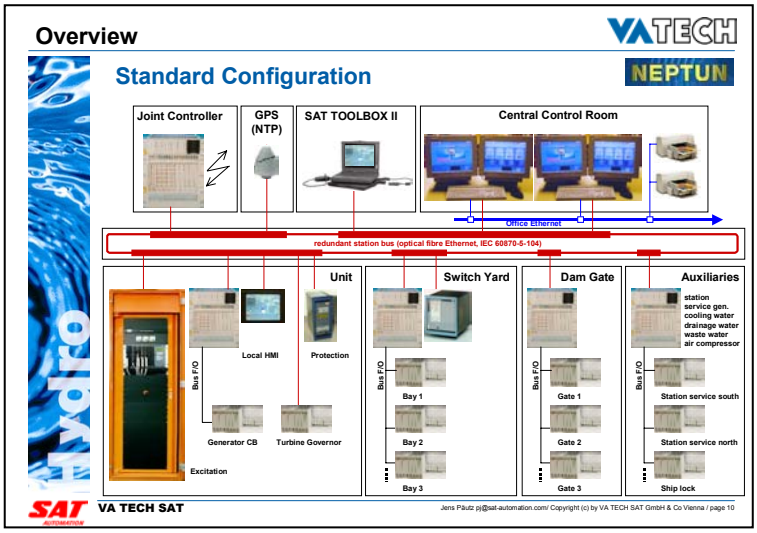
Beispiele

1. KW Devin – Bulgarien – 2001



Ref. 1: Projektbeispiel des KW Devin

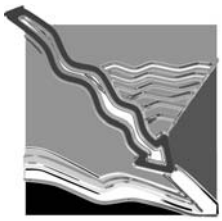
2. Standard



Ref. 2: Standardkonfiguration NEPTUN

VA TECH SAT GmbH&Co
Ruthnergasse 1
1210 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



Einfluss der Rutschmassendichte auf Impulswellen

Dipl. nat. Andreas Zweifel

1. Einführung

Impulswellen in Seen stellen eine signifikante Naturgefahr für besiedelte Gebiete vor allem im Hochgebirge und in der Nähe von Stauhaltungen dar (Vischer und Hager, 1998). Die primären Ursachen für die Entstehung von Impulswellen sind bewegte Gesteinsmassen bei Bergrutschen und Felsstürzen sowie Schneelawinen und Gletscherkalbungen, die auf meteoritenähnliche Weise in einen ruhenden Wasserkörper stürzen. Das wohl berühmteste Beispiel für die Erzeugung einer katastrophalen erdrutschbedingten Impulswelle in den Alpen ist der Bergsturz aus dem Jahre 1963, der sich mit einer Sturzmasse von rund 250 Mio. m^3 in den Vajont-Stausee in Oberitalien entlud. Die dadurch ausgelöste Impulswelle überschwappte den Damm, verursachte schwere Verwüstungen und forderte im stromabwärts gelegenen Gebirgstal über 2000 Todesopfer (Erismann and Abele, 2001). Art und Grösse von aus solchen Sturzereignissen hervorgehenden Impulswellen hängen von zahlreichen Faktoren ab, deren wichtigste das Ausmass und das Volumen der Sturzmasse, deren Geschwindigkeit und Bewegungsform während des Eintauchens in den See, aber auch die Wassertiefe im Eintauchbereich und die Neigung der Sturzbahn sind (Huber, 1980). Der Einfluss der Sturzmassendichte als indirekter Parameter ist aufgrund deren grundsätzlicher Modifikation von Einflüssen der erwähnten direkten Parameter besonders interessant.

2. Versuchsmodell und Messtechnik

Die Versuchsmessungen wurden in einem rechteckig-prismatischen Wellenkanal von 11 m Länge durchgeführt, welcher eine Höhe von 1 m und eine konstante Breite von 0.5 m hat. Die Neigung der schiefen Modellrutschfläche beträgt konstant 45°. Die Ruhewassertiefe betrug bei den meisten Modellversuchen 300 mm (genauere Ausführung siehe unten). Die Parametereigenschaften für das schlagartige Eintauchen des Rutschkörpers in den ruhenden Wasserkörper werden über die automatisch getriggerte Steuerung eines neuartigen Pneumatiksystems mit integrierter Rutschbox festgelegt. Mit den Laserdistanzsensoren, der Particle Image Velocimetry und den Wellenkapazitätsmesspegeln enthält das physikalische Versuchsmodell drei hauptsächliche Funktionseinheiten der gesamten Messtechnik. Die auf dem Triangulationsprinzip beruhenden Laserdistanzsensoren sind in der Lage, das Bewegungsprofil der Rutschoberfläche auf $\pm$ 400 mm genau

aufzuzeichnen. Die nachfolgend in der Hauptausbreitungsrichtung propagierenden Wellenzüge werden von sieben stationären Kapazitätsmesspegeln aufgenommen, die hintereinander in regelmässigen Abschnitten von 1 Meter im Kanal ausgerichtet sind.

Die Particle Image Velocimetry (PIV) ist eine nicht-intrusive Methode zur Aufnahme von instantanen Geschwindigkeitsfeldern in einem bewegten Fliessmedium. Als Lichtquelle für die in regelmässigen Zeitabständen von 15 Hz erfolgenden Doppelbildaufnahmen einer hochauflösenden CCD-Kamera dient ein frequenzverdoppelter Nd:YAG-Festkörperlaser mit einer Pulswiederholungsrate von 2×15 Hz und einer Pulsenergie von 2×225 mJ bei einer Wellenlänge von 532 nm. Der Lichtschnitt mit einer optimalen Dicke von 3 bis 4 mm wird direkt unter dem Kanalglasboden mithilfe einer dreiteiligen Linsenkonfiguration erzeugt, die aus einer von zwei plano-konkaven Linsen flankierten, doppelt-konvexen sphärischen Linse besteht (Fritz 2000). Jedes Paar von aufeinanderfolgenden Einzelbelichtungsaufnahmen ermöglicht aufgrund der verwendeten Kreuzkorrelationstechnik die vektorielle Berechnung des zwischenzeitlich entstehenden Geschwindigkeitsfeldes. Der kohärente Laserlichtschnitt wird im näherungsweise 784(L) × 765(W) mm umfassenden Aufnahmebereich der CCD-Kamera durch transparente, sphärische Streupartikel dispergiert, die einen Durchmesser von 1.6 mm und eine nahezu schwimmfähige Dichte von 1.006 g/cm^3 besitzen.

3. Parameter und Zielsetzung

Im vorgegebenen Untersuchungsrahmen von Dichteinflüssen auf die Merkmale der generierten Impulswelle wurden die hauptsächlichen Unterschiede zwischen Bergrutschen und Felsstürzen in alpine Stauseen einerseits und Gletscherkalbungen und Lawinen in eisdominierte Fjorde andererseits genauer untersucht. Die Durchschnittsdichte von natürlich vorkommendem, potentiellem Rutschgesteinsmaterial in den Alpen beträgt etwa 2.64 g/cm^3. Das den Erdrutsch modellierende Zylindergranulat ist ein homogenes Gemisch aus 87% Baryt und 13% Polypropylen und hat somit die besagte Durchschnittsdichte. Die Variation der Rutschmassendichte beruht auf der Erkenntnis, dass Schneelawinen und Gletscherkalbungen mit ihrem entsprechend hohen Eisanteil eine Dichte haben können, die nahe bei der Dichte von Wasser liegt. Da jedoch – vielleicht abgesehen von der gewaltigen Kompression während des Eintauchvorganges – in allen Schnee- und Eislawinen immer noch ein bestimmter Luftanteil anzutreffen ist, muss diese Dichte tendenziell kleiner als der ungefähre Richtwert von 1g/cm^3 geschätzt werden. Zur Modellierung der komprimierten, hauptsächlich aus reinem Eis bestehenden Rutschmasse hingegen wurde ein Material der Dichte 0.955 g/cm^3 verwendet. Es besteht aus dem schwarz eingefärbten Kunststoff Polypropylen. In Hinsicht auf die Ruhewassertiefe wurde die im Vergleich zu alpinen Stauseen z.T. drastisch grössere Tiefe von eiszeitlichen Fjorden mitberücksichtigt. Insgesamt lagen für die Auswertung der Dichteeinflüsse 19 Versuche vor, wobei 7 Versuche mit dem leichteren Material und der doppelten Wassertiefe von 600 mm realisiert wurden. Aufgrund der Modellähnlichkeit nach Froude wurde wegen der Definition des Charakters einer Impulswelle bei der Festlegung der minimalen Wassertiefe darauf geachtet, dass diese grösser als die bekannte vertikale Mächtigkeit des Rutschkörpers zum Zeitpunkt des Eintauchens in das Gewässer ist.

4. Theoretische Grundlagen

Aufgrund des Energiesatzes lässt sich die breitenbezogene Energie sowohl des Rutschkörpers als auch des erzeugten Wellenzuges berechnen. Die kinetische Rutschenergie E_K beträgt daher

$$E_K = \frac{1}{B_s} \cdot 0.5 \cdot m \cdot V_S^2 \quad , \tag{1}$$

wobei B_s die im Modell durch den konstanten Abstand zwischen den Kanalwänden bedingte Breite des Rutschkörpers ist und die Eintauchgeschwindigkeit V_S im physikalischen Modell durch das Verhältnis der Distanzstrecke zwischen den beiden Laserdistanzsensoren zum Zeitabstand zwischen den beiden aufgenommenen Signalen des Rutschprofiles approximiert werden kann. Zugleich ist hier m die registrierte Rutschmasse des im Modell verwendeten Versuchsgranulates. Da der beobachtete Charakter einer erdrutschbedingten Impulswelle bei Flachwasserbedingungen mehrheitlich demjenigen einer solitären Einzelwelle entspricht, kann die untenstehende Integrationsformel von Sander (1990) zur Berechnung der Energie E_w der resultierenden Impulswelle angewandt werden, d.h.

$$E_w = \rho_w \cdot g \cdot h_0^3 \cdot \left(\frac{8}{3\sqrt{3}} \right) \cdot \left(\frac{\eta_{\max}}{h_0} \right)^{3/2} . \tag{2}$$

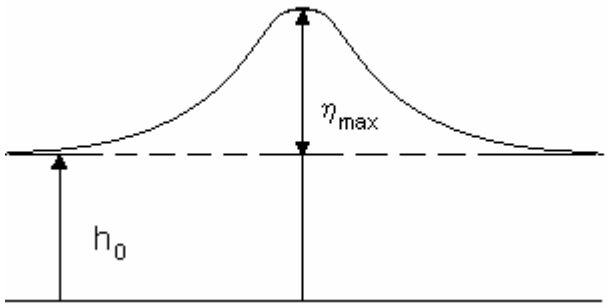


Abb. 1: Definitionsskizze zu einer Impulswelle (stark vereinfacht mit symmetrischer Form). Hierbei bezeichnet η_{max} die maximale Amplitude der Welle, die in bezug auf die Ruhewassertiefe h_0 und nicht auf das darunterliegende Nullniveu gemessen wird.

Hier bezeichnet ρ_w die Dichte des Wassers, h_0 die Ruhewassertiefe und g die Erdbeschleunigung. Der Ausdruck (η_{max} /h_0) steht für die mit der Ruhewassertiefe skalierte maximale Wellenamplitude (Abb. 1). Ähnlich wie die Wellenenergie kann auch die dimensionslose Wellengeschwindigkeit, die mitunter als Froudezahl F_r bezeichnet wird, als Funktion der maximalen Amplitude ausgedrückt werden zu

$$F_r = \frac{c}{\sqrt{g \cdot h_0}} = \left(1 + \frac{1}{2} \cdot \frac{\eta_{\max}}{h_0} \right) . \tag{3}$$

Dabei bedeutet c die gemessene Ausbreitungsgeschwindigkeit des Wellenzuges. Diese wird im Wellenkanal über das Verhältnis des Einheitsabstandes zweier Pegel zum

Zeitintervall zwischen den Durchgängen der einzelnen Massenschwerpunkte der Welle definiert. Analog zur Froudezahl F_r der aufgezeichneten Impulswelle erhält man die Froudezahl $F_S = V_S /(g\ h_0)^{1/2}$ des Rutschkörpers über die Skalierung dessen Eintauchgeschwindigkeit V_S mit der charakteristischen Wassertiefe. Diese Grösse erlaubt nun die Berechnung einer endlichen Wellenamplitude η_{stabil}/h_0 (Sander 1990) unter der Annahme, dass ein starrer, quaderförmiger Eintauchkörper vorliegt:

$$\left(\frac{\eta_{stabil}}{h_0}\right) = F_S^{\,0.7}\left(0.31 + 0.2 \cdot \log q_s\right) \quad , \tag{4}$$

wobei $q_s = (l \cdot w)/h_0^2$ das Volumen pro Einheitsbreite für einen idealisierten Quader mit den Abmessungen ($l \times b \times w$) = Länge × Breite × Höhe bezeichnet. Nach Sander (1990) nimmt die Wellenhöhe $\eta\,(x)$ längs der Hauptausbreitungsachse im Intervall $10 \le x/h_0 \le 48$ für einen Wertebereich $0.1 \le q_s \le 1.0$ ab gemäss einem exponentiellen Gesetz

$$\frac{\eta}{h_0} = a \cdot \frac{\eta_{stabil}}{h_0} + b \cdot \exp\left(-c \cdot \frac{x}{h_0}\right) \quad . \tag{5}$$

Der Ausdruck (x/h_0) im Argument der Exponentialfunktion charakterisiert den dimensionslosen Ausbreitungsweg, welchen die höchste Welle eines Wellenzuges mit der Ampitude η zurücklegt. Die Koeffizienten a, b und c einer näherungsweise exponentiell abfallenden Wellenamplitude werden experimentell ermittelt. Für starre, quaderförmige Eintauchkörper gelten nach Sander (1990) die Werte $a = 1$, $b = 0.35$ und $c = 0.08$. Im Falle von verformbaren, inkohärenten und nur im unbewegten Ursprungszustand quaderförmigen Rutschkörpern muss eine Modifikation des Exponentialgesetzes über eine Anpassung der Koeffizienten an die neuen Fliessbedingungen des Rutschkörpers vorgenommen werden. Dies beinhaltet insbesondere die Einführung eines Reduktionsbeiwertes $0 \le a \le 1$ (Abb. 2) zur Bestimmung der bei einem inkohärenten, deformierten Eintauchkörper tatsächlich auftretenden Grenzamplitude, da ca. 40% des anfänglichen Rutschvolumens aus Luft besteht, die aufgrund ihrer vernachlässigbaren Dichte keinen Beitrag zur kinetischen Impulsübertragung auf die Impulswelle leistet. Dieser Umstand muss sich letztlich in einer Reduktion der nach sämtlicher Dissipation noch verbleibenden Übertragungsenergie auswirken, welche in der endlichen Amplitude der Welle gespeichert ist. Aufgrund solcher theoretischer Überlegungen ist eine Variation des Reduktionsbeiwertes a zudem auch über Dichteeffekte möglich.
Der Abfall der anfänglich bei $x/h_0 \approx 10$ auftretenden Amplitude auf einen gegebenen endlichen Grenzwert wird durch die Koeffizienten b und c bestimmt, wobei c zusätzlich eine für die Abnahme der Wellenamplitude charakteristische Steilheit („Zerfallsrate“) entlang der Ausbreitungsrichtung definiert. Die Werte von b und c werden bei inkohärenten Rutschmassen durch die infolge des verstärkten Lufteintrages ausgelöste Turbulenz und dadurch während des Eintauchens erzeugte Energiedissipation beeinflusst (Fritz, 2000).

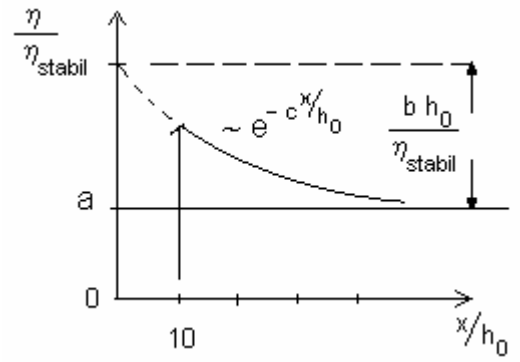


Abb. 2: Definitionsskizze für die exponentielle Abnahme der dimensionslosen Wellenamplitude vom Anfangswert bei (x/h_0) = 10 auf einen stabilen Grenzwert $a \leq 1$ in sehr grosser Entfernung von der Eintauchstelle (x/h_0) = 0. Der gestrichelte Linienabschnitt kennzeichnet den extrapolierten Verlauf des ab ca. (x/h_0) ≥ 10 geltenden modifizierten Exponentialgesetzes in Glchg. (5) nach Sander (1990).

5. Resultate und Diskussion

5.1 Modellierung von Erdrutschen

Beim schwereren Rutschmaterial ρ_S = 2640 kg/m^3 verzeichnete die beobachtete Einzelwelle in 75% aller Fälle das Maximum der Wellenamplitude am ersten der insgesamt 7 Wellenpegel, welcher sich in der Entfernung x/h_0 = 4.76 von der Eintauchstelle des Rutschkörpers an der Schnittstelle zwischen Wasserspiegel und Neigungsfläche befindet. Nur in 3 der insgesamt 12 Fälle trat das Amplitudenmaximum beim 2., bzw. beim 3. Wellenpegel auf, und zugleich konnte kein signifikanter Wellenbrecher beobachtet werden. Die Ursache für die besondere Streuung des Amplitudenmaximums an den ersten beiden Wellenpegeln wird am wahrscheinlichsten auf den von Fall zu Fall unterschiedlichen Verlauf einer brechenden Einzelwelle zurückgeführt (Abb. 3(a)).

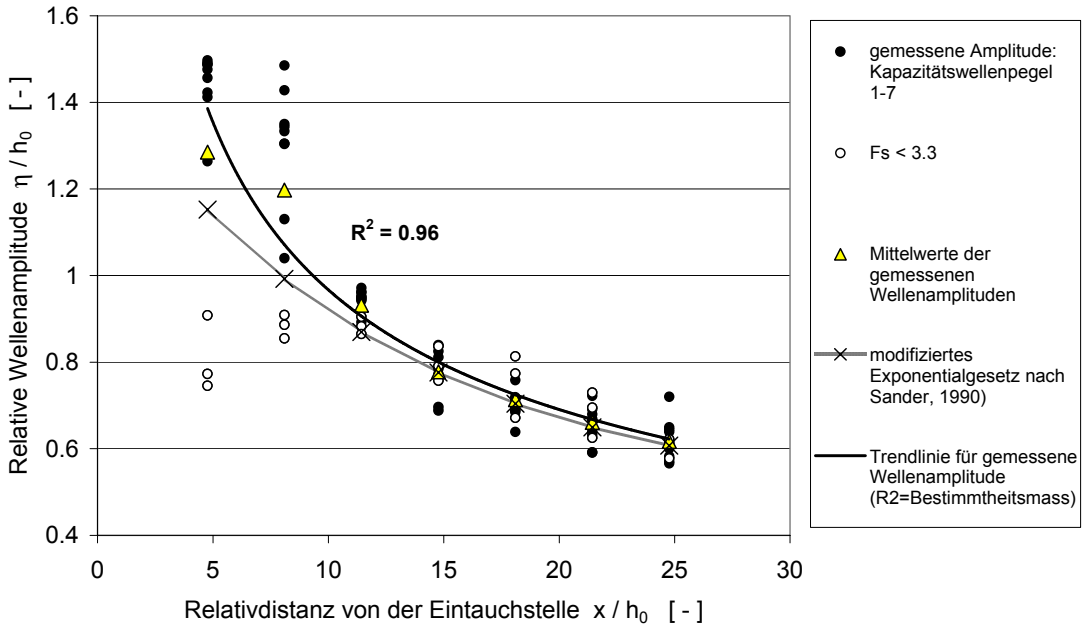


Abb. 3(a): Vergleich von gemessenen und berechneten Wellenamplituden mit der Relativdistanz von der Eintauchstelle für 12 Fälle (ρ_s = 2640 kg/m^3 ; h_0 = 0.30 m).

Die potentielle Trendlinie mit dem hohen Bestimmtheitsmass von $R^2 = 0.96$ zeigt, dass die Amplitudenstreuung mit Ausnahme von Wellenbrechern in der Nähe des Eintauchbereiches eher klein ist und sich der theoretische Ansatz und die Messungen ab dem dritten Wellenpegel ($x/h_0 \geq 11.4$) ungefähr entsprechen. In der Nähe des Eintauchbereiches zeichnen sich hingegen zwei unterschiedliche Regimes für die resultierende Wellenamplitude in Abhängigkeit der Eintauchgeschwindigkeit bzw. der Froudezahl F_S des Rutschkörpers ab. Für Impulswellen mit einer Froudezahl $F_S < 3.3$ wird das zugehörige Amplitudenmaximum η_{max} kleiner als die Wassertiefe h_0. Zugleich gilt für diese drei beobachteten Fälle im links unten gelegenen Rechtecksausschnitt von Abb. 3(b) das charakteristische relative Amplitudenmaximum $\eta_{max}/h_0 \leq 1$, welches im Gegensatz zu den restlichen 9 Fällen mit $\eta_{max}/h_0 > 1$ erst beim 2. oder 3. Pegel erreicht wird (siehe Abb. 3(a)). Ab dem 3. Pegel erreichen dann die relativen Amplitudenwerte in allen 12 Fällen solche Werte unterhalb des kritischen Wertes von 1. Die Variationsbreite für die Froudezahl F_S während des Eintauchvorganges erstreckt sich etwa zwischen 3 und 5 (Abb. 3(b)).

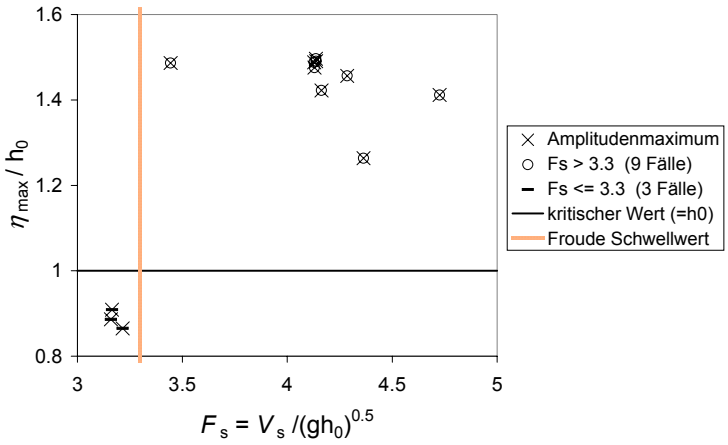


Abb. 3(b): Relatives Amplitudenmaximum η_{max} gegen Froudezahl F_S der eintauchenden Rutschmasse (ρ_s = 2640 kg/m^3 ; h_0 = 0.30 m). Die deutliche horizontale Linie gibt den kritischen Wert für das Amplitudenmaximum η_{max}/h_0 = 1 an. Der dazugehörige Schwellwert F_S = 3.3 wird durch die unscharfe vertikale Linie markiert.

Die grosse Streuung der Amplitude an den ersten beiden Wellenpegeln resultiert aus willkürlich auftretenden Wellenbrechern, deren Ausmass teilweise durch die von Fall zu Fall unterschiedlichen Froudezahlen des eintauchenden Rutsches bedingt ist. Der theoretische Ansatz über das modifizierte Exponentialgesetz von Sander (1990) ergibt im Mittel für $x/h_0 > 10$ eine erwartungsgemäss gute Übereinstimmung mit der beobachteten Amplitudenabnahme. Die Koeffizienten erhalten die angepassten Modellwerte a = 0.60, b = 1.00, c = 0.08. Unter der erwähnten Annahme beträgt die tatsächlich auftretende Grenzamplitude somit nur 60% der theoretischen, bei einem starren und quaderförmigen Rutschkörper einer bestimmten Dichte erwarteten Grenzamplitude η_{stabil}/h_0 . Die relative Amplitudenabnahme ab Beginn des Gültigkeitsbereiches von Glchg. (5) an der Stelle x/h_0 = 10 auf den tatsächlichen Grenzwert der endlichen Amplitude $a \cdot (\eta_{stabil}/h_0)$ erreicht ca. 49%.

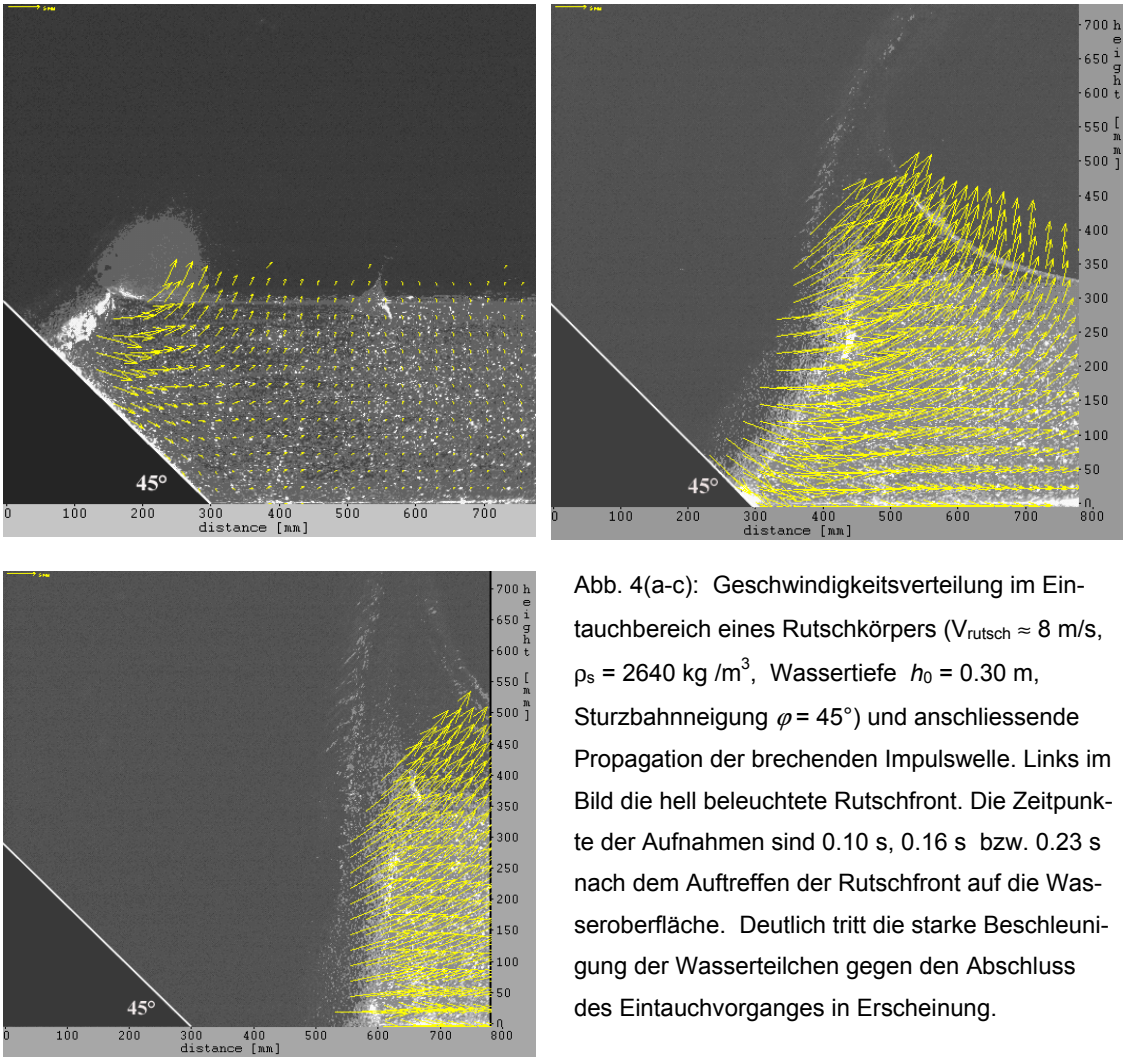


Abb. 4(a-c): Geschwindigkeitsverteilung im Eintauchbereich eines Rutschkörpers ($V_{rutsch} \approx 8$ m/s, $\rho_s = 2640$ kg /m^3, Wassertiefe $h_0 = 0.30$ m, Sturzbahnneigung $\varphi = 45°$) und anschliessende Propagation der brechenden Impulswelle. Links im Bild die hell beleuchtete Rutschfront. Die Zeitpunkte der Aufnahmen sind 0.10 s, 0.16 s bzw. 0.23 s nach dem Auftreffen der Rutschfront auf die Wasseroberfläche. Deutlich tritt die starke Beschleunigung der Wasserteilchen gegen den Abschluss des Eintauchvorganges in Erscheinung.

5.2 Modellierung von Schnee- und Eislawinen

Für die Dichte einer Rutschmasse, die mit 955 kg/m^3 leichter als Wasser ist und nach dem Aufprall auf einen ruhenden Wasserkörper einem reversiblen Eintauchvorgang unterliegt, lässt sich das Maximum der relativen Amplitude stets am 1. kapazitiven Wellenpegel beobachten (Abb. 5). Im Durchschnitt von 7 Fällen beträgt dieses Maximum ca. 0.4 und ist daher um ein Vielfaches kleiner als sein Äquivalent bei einer grossen Rutschmassendichte nach Abb. 3(a). Die von der Ausprägung des anfänglichen Wellenbrechers und von der Froudezahl F_S abhängige Streuungsvariation der Amplitude bleibt beim leichteren Material und der doppelten Wassertiefe von 0.60 m vorwiegend auf die erste Messstelle bei $x/h_0 = 2.88$ reduziert. Ein einheitliches Regime für die Entwicklung der propagierenden Wellenamplitude mit dem Ausbreitungsweg lässt sich ebenso feststellen wie eine im Vergleich zum schwereren Material eindeutige Lage des Amplitudenmaximums beim 1. Wellenpegel in Verbindung mit einer nicht durch Froude bedingten Existenz von Wellenbrechern. Dies bekräftigt die Hypothese, wonach eine näherungsweise exponentielle Abnahme der Wellenamplitude bei halbierter Skalierung der Ausbreitungsdistanz bereits von $x/h_0 = 4.5$ an auftritt.

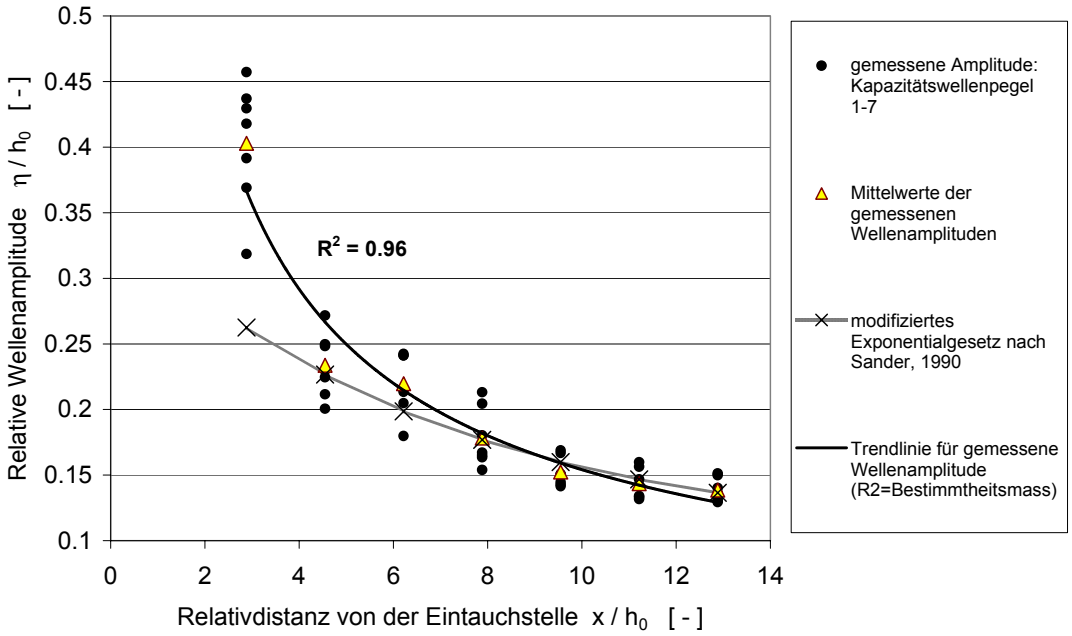


Abb. 5: Vergleich von gemessenem und berechnetem Verlauf der Wellenamplitude mit der Relativdistanz von der Eintauchstelle x/h_0 für 7 Fälle mit ρ_s = 955 kg/m^3 und h_0 = 0.60 m.

Folglich steht diese Beobachtung gut im Einklang mit der verdoppelten Ruhewassertiefe. Anschliessend an den instantanen Zerfall der brechenden Impulswelle stimmen Mittelwerte und theoretisch berechnete Analogwerte für die Wellenamplitude wie schon bei der grossen Rutschmassendichte gut überein. Die potentielle Trendlinie durch die Mittelwerte der 7 betrachteten Fälle weist auf die wiederum geringe Streuung der Amplitude hin (R^2 = 0.96). Die Koeffizienten a = 0.25, b = 0.25 und c = 0.15 des modifizierten Exponentialgesetzes nach Sander (1990) unterscheiden sich allerdings beträchtlich von ihren Vorgängern. Diesmal ist die relativ zur anfänglichen – d.h., ohne Berücksichtigung des im Eintauchbereich $x/h_0 < 4.5$ auftretenden Wellenbrechers definierten – Amplitude betrachtete Abnahme auf deren Grenzwert in sehr grosser Ausbreitungsdistanz mit 56% etwas grösser als im Falle des 2640 kg/m^3 schweren Rutschmaterials. Dies lässt den Schluss auf eine erhebliche Diffusion von Wellenenergie zu, die unter anderem durch vermehrten Lufteintrag während des Eintauchvorganges des 955 kg/m^3 leichten Rutschmaterials verursacht werden könnte. Die durch den Reduktionsbeiwert a im Vergleich zum Dichtefall 2640 kg/m^3 mehr als halbierte Grenzamplitude versteht sich einerseits als Resultat dieser grossen Relativabnahme. Andererseits bedeutet eine geringere Rutschmassendichte einen entsprechend verminderten Energietransfer bei der Impulsübertragung, so dass bereits die maximale bzw. anfängliche Wellenamplitude vergleichbar reduziert ist. Diese Tatsache wird auch durch die Betragsgrösse von b wiedergegeben, die etwa proportional dazu einen um das Vierfache reduzierten, absoluten Gesamtabfall suggeriert. Der Koeffizient c drückt zugleich eine beinahe verdoppelte Relativsteilheit der Amplitudenabnahme entlang der Propagationsrichtung aus, was aber mithilfe der natürlich halbierten Skalierung des Ausbreitungsweges leicht nachzuvollziehen ist.

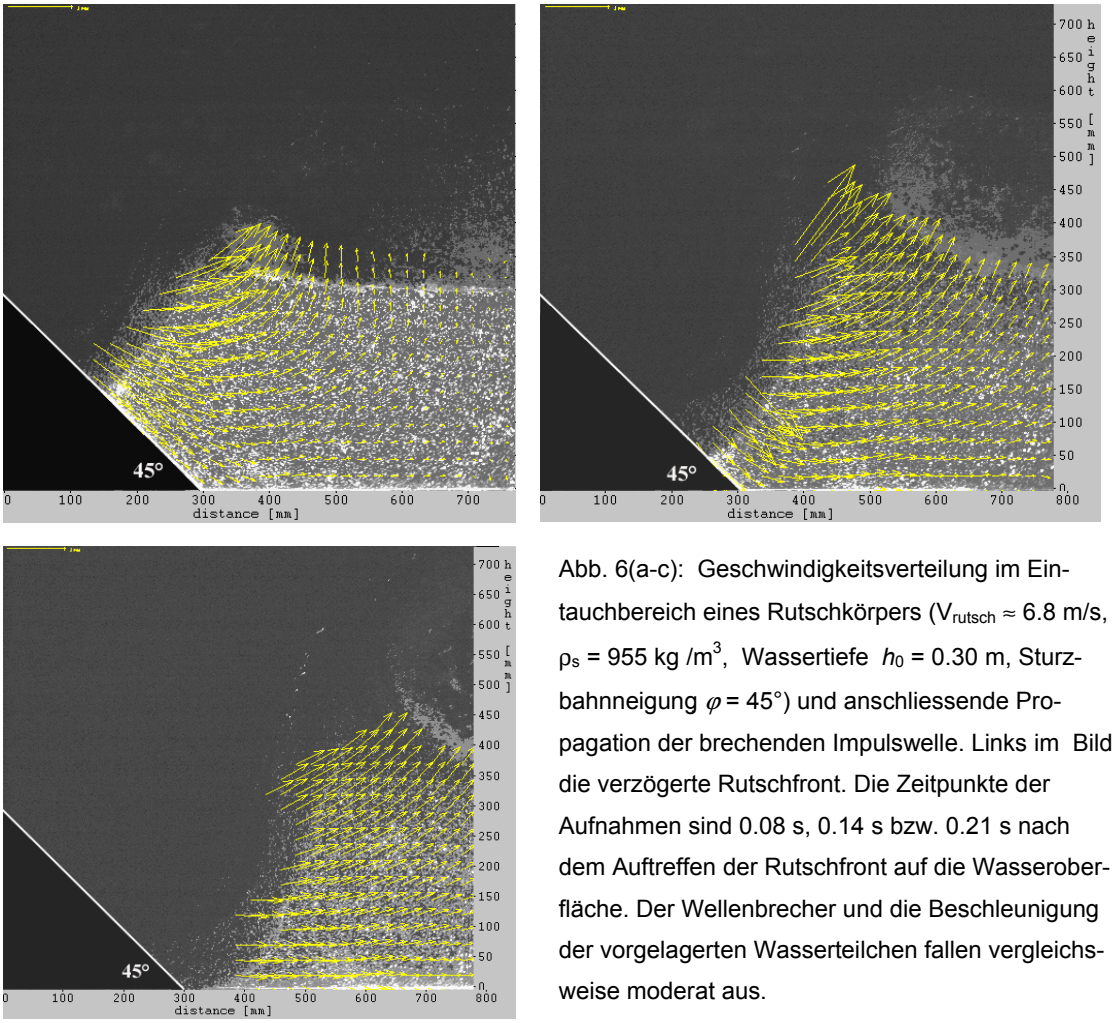


Abb. 6(a-c): Geschwindigkeitsverteilung im Eintauchbereich eines Rutschkörpers ($V_{rutsch} \approx 6.8$ m/s, $\rho_s = 955$ kg /m^3, Wassertiefe $h_0 = 0.30$ m, Sturzbahnneigung $\varphi = 45°$) und anschliessende Propagation der brechenden Impulswelle. Links im Bild die verzögerte Rutschfront. Die Zeitpunkte der Aufnahmen sind 0.08 s, 0.14 s bzw. 0.21 s nach dem Auftreffen der Rutschfront auf die Wasseroberfläche. Der Wellenbrecher und die Beschleunigung der vorgelagerten Wasserteilchen fallen vergleichsweise moderat aus.

Die in Abb. 6 dargestellte Bildfolge der modellierten Entstehung einer lawinen- oder eisrutschbedingten Impulswelle zeigt, dass die Rutschfront nach vergleichbarer Aufprallgeschwindigkeit an der Wasseroberfläche in der Folge stark abgebremst wird und nach erfolgtem Eintauchvorgang kaum mehr weiter vorwärtsdriftet. Dies steht im Gegensatz zu der in Abb. 4 gezeigten Situation einer erdrutschbedingten Impulswelle, bei der sich die zuerst S-förmig gebogene Rutschfront im weiteren Verlauf aufrecht stellt und somit das relative Fortbestehen des sich zugleich ablösenden und anschliessend propagierenden Wellenbrechers stützt. Der durch diesen Ablösungsprozess unmittelbar an der Rutschfront entstehende Hohlraum wird aufgrund des Trägheitsprinzipes mit Luft gefüllt und ist demzufolge im Falle des leichteren Rutschmaterials kleiner als sonst. Weitere Merkmale des in Abb. 6 dargestellten Eintauchvorganges eines im statischen Gleichgewichtszustand auftriebsbehafteten Rutschkörpers sind der schwach veränderliche, allmählich B-förmige Krümmungsverlauf der sichtbaren Rutschfront wie auch deren im Laufe des Eintauchvorganges deutlich verlangsamte Vorwärtsbewegung. Entsprechend dem insgesamt verzögerten Eintauchvorgang propagieren auch die gleichförmig über den ganzen Bildbereich beschleunigten Wasserteilchen der Impulswelle mit viel kleineren Endgeschwindigkeiten als im Falle des schwereren Rutschmaterials (siehe Abb. 4).

6. Abschliessende Betrachtungen

Die Resultate aus den Messungen von impulsgenerierten Wellenzügen ergeben, dass schwerere Rutschkörper etwa von Erdrutschen und Felsstürzen bei gleichen Froudezahlen und geringeren Wassertiefen deutlich höhere Amplituden erzeugen als vergleichsweise „leichte“ Schneelawinen oder Gletscherabkalbungen. Einschränkend wirkt dabei die Möglichkeit eines von der Froudezahl des Rutschkörpers ausgehenden Schwellwertes, der ein charakteristisches Maximum für die Energieübertragung eines Erdrutsches auf das verdrängte Wasservolumen über einen kritischen Wert für die Wellenamplitude festlegt. Bei Froudezahlen unterhalb dieses Schwellwertes liegt der absolute Wert der Amplitude typischerweise knapp unterhalb der jeweiligen Ruhewassertiefe, wogegen die Amplitude für marginal überhöhte Froudezahlen in Form eines instantanen Wellenbrechers zu Beginn beinahe doppelte Höhe erreicht. Die kleinsten Wellenamplituden entstehen schliesslich bei Eis- und Schneelawinen in Gletscherfjorden mit charakteristisch grosser Wassertiefe. Die dabei relativ unabhängig von der Grösse der Froudezahl entwickelten Wellenbrecher unterliegen einem einheitlichen Zerfallsvorgang entlang der Hauptausbreitungsachse. Zusammengefasst spielt demnach der Dichteeinfluss einer eintauchenden Rutschmasse nebst der Eintauchgeschwindigkeit eine wichtige Rolle für Amplitude und Energie einer erzeugten Impulswelle.

Literaturhinweise

Erismann, Theodor H. and Abele, G.: Dynamics of rockslides and rockfalls. Springer, New York 2001.

Fritz, H.M. (2000): PIV applied to landslide generated impulse waves (pp. 277-291). Laser techniques for fluid mechanics, selected papers from the 10th International Symposium, Lisbon, Portugal. Eds. Adrian, R.J. et al., Springer, New York.

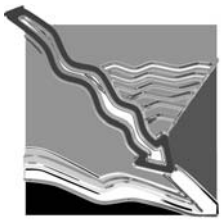
Huber, A.: Schwallwellen in Seen als Folge von Felsstürzen. VAW-Mitteilung Nr. 47, Zurich 1980.

Sander, J.: Weakly nonlinear unidirectional shallow water waves generated by a moving boundary. VAW-Mitteilung Nr. 105, Zürich 1990.

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

Adresse des Autors:
Dipl. nat. Andreas Zweifel
Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) ETH Zürich
ETH Zentrum, 8092 Zürich
Tel: 0041-1-632 43 98, Fax: 0041-1-632 11 92
zweifel@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



Sedimentationsvorgänge in einem Speicherbecken

Dipl.-Ing. Dr. Helmut Knoblauch, Dipl.-Ing. Dr. Roland Wanker, ao.Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. Roman Klasinc, Dipl.-Ing. Stephanie Breitenstein, Dipl.-Ing. Gerald Dabernig

Abstract

Zur Simulation von Sedimentationsvorgängen in einem wasserwirtschaftlich genutzten Speicher wurden entsprechende Versuche im Wasserbaulabor der TU-Graz durchgeführt. Zusätzlich wurden diese Absetzvorgänge mittels eines dreidimensionalen, zweiphasigen Modells numerisch simuliert. In verschiedenen Profilen wurden die Geschwindigkeitsvektoren in die drei Hauptrichtungen mittels Ultraschall gemessen und den Ergebnissen der numerischen Berechnung gegenübergestellt.

Einleitung

Vorhersagen über Stauraumverlandungen, Sedimentationsprozessen in wasserführenden Leitungen und Dichteströmungen sind ein wesentlicher Bestandteil für den wirtschaftlichen und sicheren Betrieb wasserbaulicher Anlagen.

Ablagerungen in Stauräumen haben einen großen Einfluss auf den Betrieb und Verfügbarkeit, unter Umständen auch auf die Lebensdauer eines Speichers. In den letzten Jahren wurden daher im zunehmenden Maße nummerische Simulationsprogramme entwickelt, mit denen die Simulation von Sedimentationsvorgängen in Flüssen bzw. Speichern möglich ist. Im gegenwärtigen Fall handelt es sich um das dreidimensionale Strömungsprogramm FIRE® der AVL-List GmbH, das für Sedimentationsprozesse adaptiert wurde. Bei der Auswahl einzelner Versuchsparameter wurde auf die Ergebnisse vergleichender Untersuchungen im hydraulischen Labor zurückgegriffen. Die Ergebnisse der Berechnungen stellten die Grundlage für den Vergleich mit den Versuchen dar.

Das numerische Programm

Die nummerische Simulation wurde mit dem 3D AVL-FIRE®, einem zweiphasigen CFD-Programm durchgeführt. Die Grundlage für das zur Berechnung verwendete Strömungsprogramm bilden die bekannten Erhaltungsgleichungen der Einphasenströmung. Zur Beschreibung der Turbulenz verwendet das Programm FIRE® ein k-ε Turbulenzmodell. Demnach sind zu den Erhaltungsglei-

chungen zwei zusätzliche Transportgleichungen zu lösen: die k-Gleichung für die turbulente kinetische Energie und die ε-Gleichung für deren Dissipationsrate.

Zur Modellierung der vorliegenden Zweiphasenströmungen wurde das Euler-Euler-Zwei-Fluid-Modell eingesetzt. Es ist zu den so genannten statistischen Modellen zu rechnen und ergibt sich aus einer geeigneten Mittelung der lokalen einphasigen Gleichungen. Die grundlegende Idee des Zweiphasenmodells besteht darin, dass sich beide Fluida gegenseitig durchdringen (disperse Strömung). Beide Fluida („Wasser“ und „Feststoff“) sind damit zu jeder Zeit an einem Raumpunkt vertreten. Die Größe, die den Anteil der betreffenden Phase an einem Ort beschreibt, ist die Volumsfraktion α_i. Im Fall der Feststoffsedimentation wird der Sand als disperse Phase angenommen und es gilt folgende Kompatibilitätsbedingung für die Volumsfraktionen:

$$1 = \alpha_w + \alpha_s$$

Massenerhaltung

Innerhalb jeder Phase gelten die Erhaltungsgleichungen von Masse und Impuls. Die Interaktion zwischen den beiden Phasen (Impulsaustausch) wird über Austauschterme berücksichtigt. Die Forderung nach der Erhaltung der Gesamtmasse (Phasenkontinuität) in jeder Phase wird durch je eine Kontinuitätsgleichung erfüllt.

Massenerhaltung (Phasenkontinuität) für Phase i:

$$\frac{\partial \alpha_i \rho_i}{\partial t} + \nabla \cdot \alpha_i \rho_i u_i = 0 \qquad i = w, s$$

Da kein Massenübergang von einer Phase auf die andere stattfindet (chemische Reaktion, Verdampfung,...) sind die rechten Seiten beider Gleichungen gleich Null.

Impulserhaltung

Die Lösung der Impulserhaltungsgleichungen basiert auf der Annahme, dass für beide Phasen ein einheitliches Druckfeld gilt.

Impulsgleichung für Phase i:

$$\frac{\partial}{\partial t}\left(\alpha_i \rho_i u_i\right) + \nabla \cdot \alpha_i \rho_i u_i u_i = -\alpha_i \nabla p + \nabla \cdot \alpha_i \cdot \left(\tau_i + \tau_i^{Re}\right) + \alpha_i \rho_i \cdot g + M_i \qquad i = w,s$$

Turbulenzmodell

Das Turbulenzmodell für die zweiphasige Strömung basiert auf dem k-ε-Modell, wobei zur Schließung des Turbulenzmodells folgende Annahmen getroffen werden:

- Alle Annahmen, die zur Schließung des einphasigen Turbulenzmodells getroffen werden, sind auch im zweiphasigen Ansatz gültig.
- Die Turbulenzintensität der dispersen Phase ist gleich jener der kontinuierlichen Phase.
- Die Phase „Wasser“ wird als kontinuierliche Phase angesehen.
- Der Turbulenzaustausch zwischen den beiden Phasen wird vernachlässigt.

Impulsaustausch

Für den speziellen Anwendungsfall der Sedimentation bedarf der Impulsaustausch einer detaillierten Modellierung. Grund dafür ist, dass grundsätzlich der Anteil Sand in einem beliebigen Volumenelement von α_S=0% (reines Wasser) bis α_S=100% (reiner Sand) reichen kann.

Widerstandskraft

Die Formulierung der Widerstandskraft basiert auf der Widerstandskraft einer umströmten Einzelkugel.

$$F_D = \frac{1}{2}\rho_w C_D A |u_w - u_s|(u_w - u_s)$$

In einem Volumenelement kann die Anzahl der Partikel wie folgt berechnet werden:

$$N_p = \frac{V_{S,Zelle}}{V_p} = \frac{V_{Zelle} \cdot \alpha_S}{\frac{d_p{}^3 \pi}{6}}$$

Die gesamte Widerstandskraft ($F_{D,gesamt}$) in einem Volumselement ergibt sich damit folgendermaßen: $F_{D,gesamt} = F_D \cdot N_p$

Schließlich kann der Impulsaustauschkoeffizient allgemein angeschrieben werden als:

$$M_w = \frac{\alpha_S \rho_S f}{t_S} \cdot V_{Zelle} \quad \text{mit} \quad t_S = \frac{\rho_S d_p{}^2}{18\mu}$$

Der Faktor f hängt vom Widerstandsbeiwert (C_D) sowie von der Reynoldszahl (Re) ab. Für ein Einzelpartikel ergibt sich f als:

$$f = \frac{C_D Re_p}{24}$$

Bei sehr hohen Feststoffkonzentrationen (α_s > 0,2 %) sowie im Bereich reinen Sandes ist dieser Ansatz nicht gültig. Gidaspow, 1994, schlägt vor, in diesem Fall unter anderem den Ansatz von Ergun, 1952, zu verwenden:

$$f = 8{,}33\frac{\alpha_S}{\alpha_w} + 0{,}0972 \cdot \mathrm{Re}_S$$

Turbulente Dispersion

Die turbulente Dispersion wird berechnet aus:

$$M_{TD} = c_{TD}\rho_w k_w \nabla\alpha_w$$

Für den turbulenten Dispersionskoeffizienten wird der konstante Wert c_{TD} = 0,1 angenommen. Eine Parameterstudie hat gezeigt, dass die Variation von c_{TD} zwischen 0,05 und 0,2 keinen signifikanten Einfluss auf das Ergebnis der Simulation hat.

Partikel/Partikel-Interaktionen

Die FIRE®-Zweiphasenversion basiert auf den Euler-Annahmen, d.h., dass beide Phasen eigentlich als Flüssigkeiten angesehen werden. Somit wäre mit dem vorhandenen Modell die Simulation der Bildung eines Sedimenthaufens am Boden nicht möglich. Zur Berücksichtigung dieser granularen Viskosität wurde daher im Programm eine Näherung implementiert, die Laux 1998 präsentierte.

$$\mu_{s,\,\mathrm{eff}} = \begin{cases} \max(\mu_s, \mu_{s,\,\mathrm{fric}}) & \alpha_s \geq \alpha_{s,\,\mathrm{critical}} \\ \mu s & \alpha_s \leq \alpha_{s,\,\mathrm{critical}} \end{cases}$$

Die Berücksichtigung der Wandrauhigkeiten erfolgt mit Hilfe des logarithmischen Geschwindigkeitsprofils.

Modellierung des Speicherbeckens



Abbildung 1: Foto des Speicherbeckens im Labor (in Fließrichtung gesehen)

Für die vergleichenden Untersuchungen zwischen hydraulischem und numerischem Modell wurde ein rechteckförmiges Speicherbecken gewählt. Für alle Versuche wurde ein Modellmaßstab von 1:1 gewählt.

Der Einlauf war als Rechteckquerschnitt ausgebildet (Breite x Höhe x Länge = 0,5 m x 0,3 m x 2 m) und mündete über eine Rampe (0,7 m : 1,5 m) im eigentlichen Speicherbecken. Dieses war 4,5 m lang bei einer Breite von 2 m. Der Wasserstand wurde mit 1,0 m konstant gehalten. (Abb. 2)

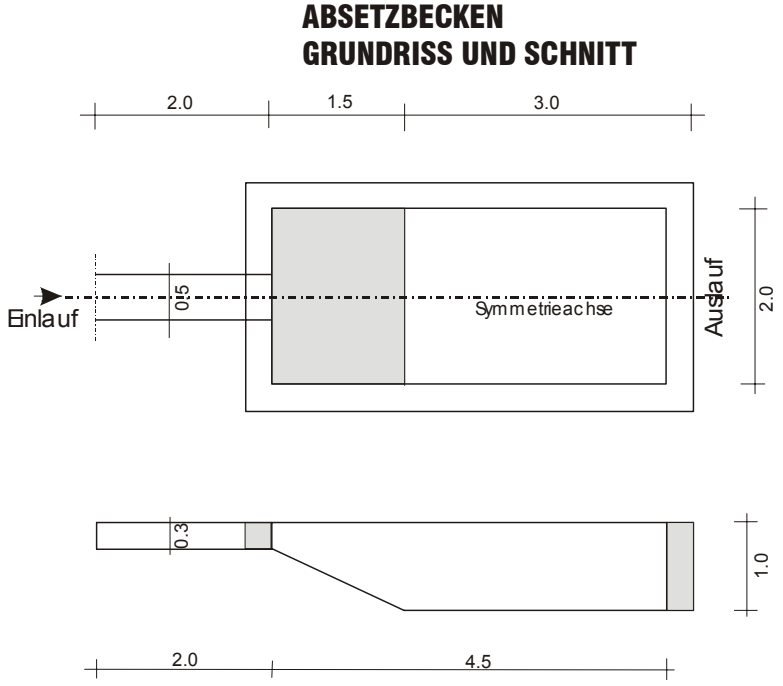


Abbildung 2: Speicherbecken in Grundriss und Schnitt

Für die Rechnung wurde aus Symmetriegründen nur jeweils die Hälfte des Beckens modelliert und berechnet. (Abb. 3). In der Abbildung 3 erkennt man auch die Diskretisierung des Modells. Im bodennahen Bereich, sowie im Einlaufbereich wurden die Zellen kleiner gestaltet. In Bereichen, in denen keine maßgebenden Absetzungen erwartet wurden, wurde das Zellgitter gedehnter modelliert.

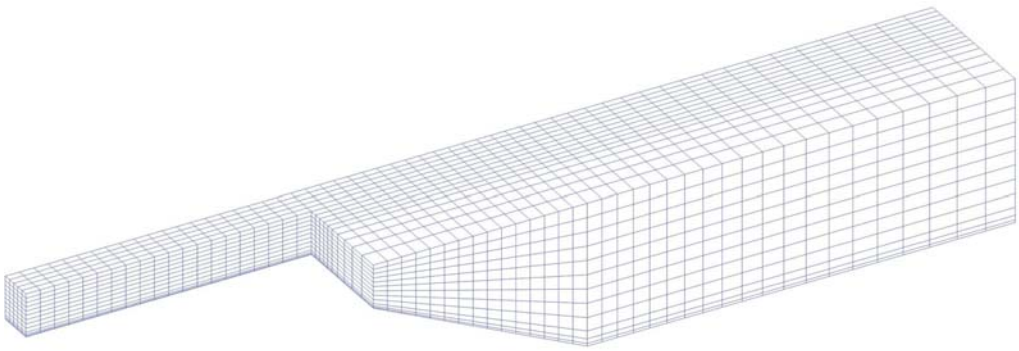


Abbildung 3: Numerisches Netz des Speicherbeckens

Eingabeparameter numerisches Modell

Folgende Parameter wurden bei den Rechnungen des Speicherbeckens unter Berücksichtigung der Symmetrie vorgegeben.

Zulauf					**Ablauf**	
v [m/s]	Q [l/s]	c_f [%]	ḍ [mm]	A_e [m²]	A_a [m²]	
1,0	75	1,0	0,5	0,075	0,075	Rechnung1
1,0	75	1,0	1,5	0,075	0,075	Rechnung2
1,0	75	0,2	1,5	0,075	0,075	Rechnung3
0,467	35	1,0	1,2	0,075	0,075	Rechnung4
0,467	35	1,0	2,2	0,075	0,075	Rechnung5
0,467	35	0	0	0,075	0,075	Rechnung6

Tabelle 1: Eingabeparameter für die numerische Berechnung

Für die vorgegebene Zeitschrittdauer von Δt = 0,1 sec ergeben sich für 6000 Zeitschritte 600 sec Echtzeit.

Vergleich der Ergebnisse

Rechnung 6

Diese Berechnung diente dem Vergleich der Ergebnisse für eine Phase. Dazu wurden im Folgenden die Geschwindigkeitsvektoren in Einströmrichtung in drei ausgewählten Profilen in der Numerik und im Labor erfasst und verglichen. Als Zulaufgeschwindigkeit wurde eine Geschwindigkeit von v=0,47 m/s bei einer Wassertiefe im Speicherbecken von h=1,0 m (bzw. im Zulaufkanal von h=0,3 m) gewählt. Im Labor wurden die Geschwindigkeiten mittels eines Ultrasonic Velocity Profilers (2 MHz Sonde) gemessen.

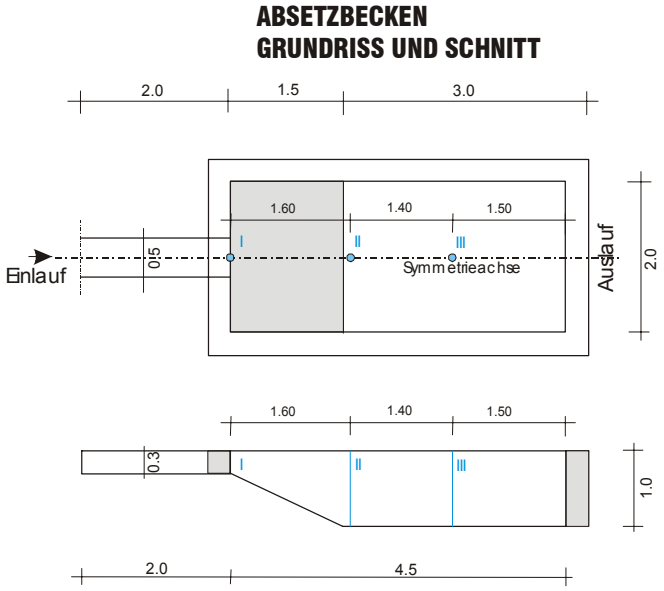
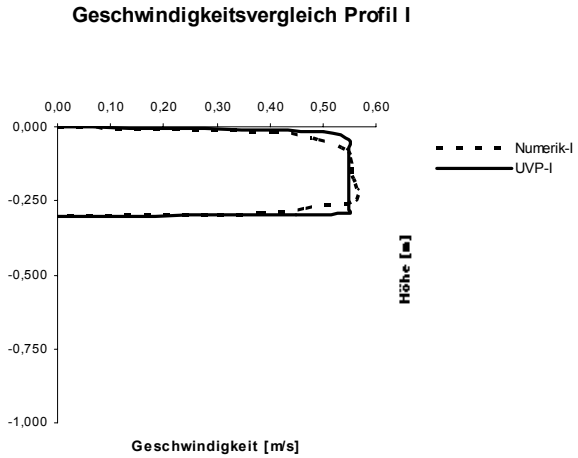
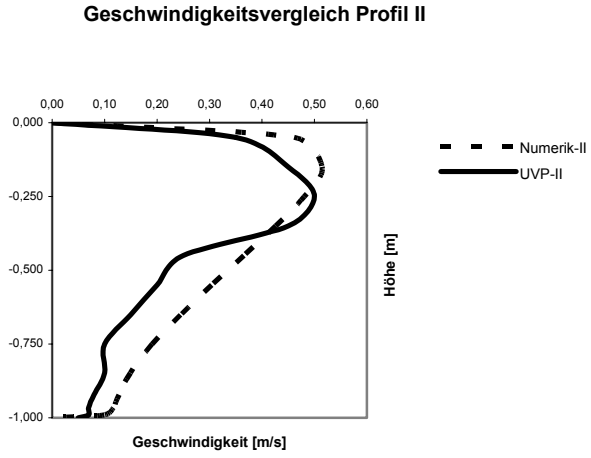


Abbildung 4: Vergleich der Geschwindigkeiten an 3 Profilen I, II und III





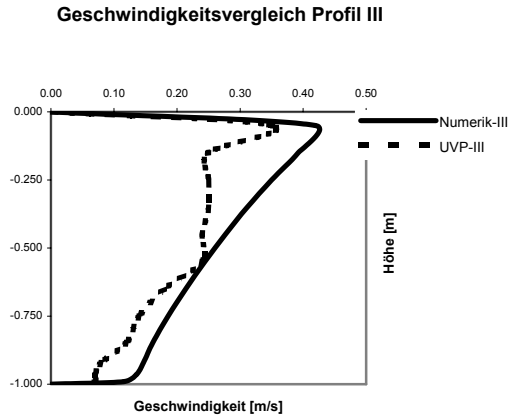


Abbildung 5: Vergleich der Geschwindigkeiten in den Profilen I, II und III

Rechnung 1

Bereits nach etwa 150 Zeitschritten konnte beobachtet werden, dass sich die Feststoffe in strömungsarmen Bereichen des Beckens absetzten. Ablagerungen stellten sich, entlang der Außenmauer beginnend, ein. Nach etwa 3000 Zeitschritten hatte die Volumsfraktion α_S im Randbereich bereits annähernd 100 % erreicht. Ab dem Zeitschritt 6000 hatte die Volumsfraktion α_S auch in der Symmetrieebene einen Wert von 100% erreicht.

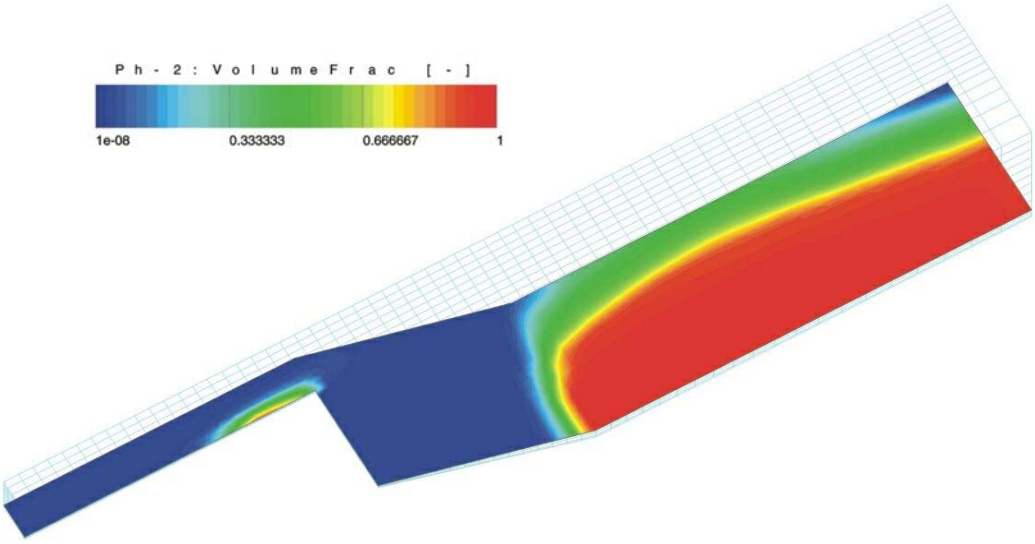


Abbildung 6: Volumsfraktion Horizontalschnitt in Bodennähe nach 6000 Zeitschritten, (10 min); Ansicht von oben

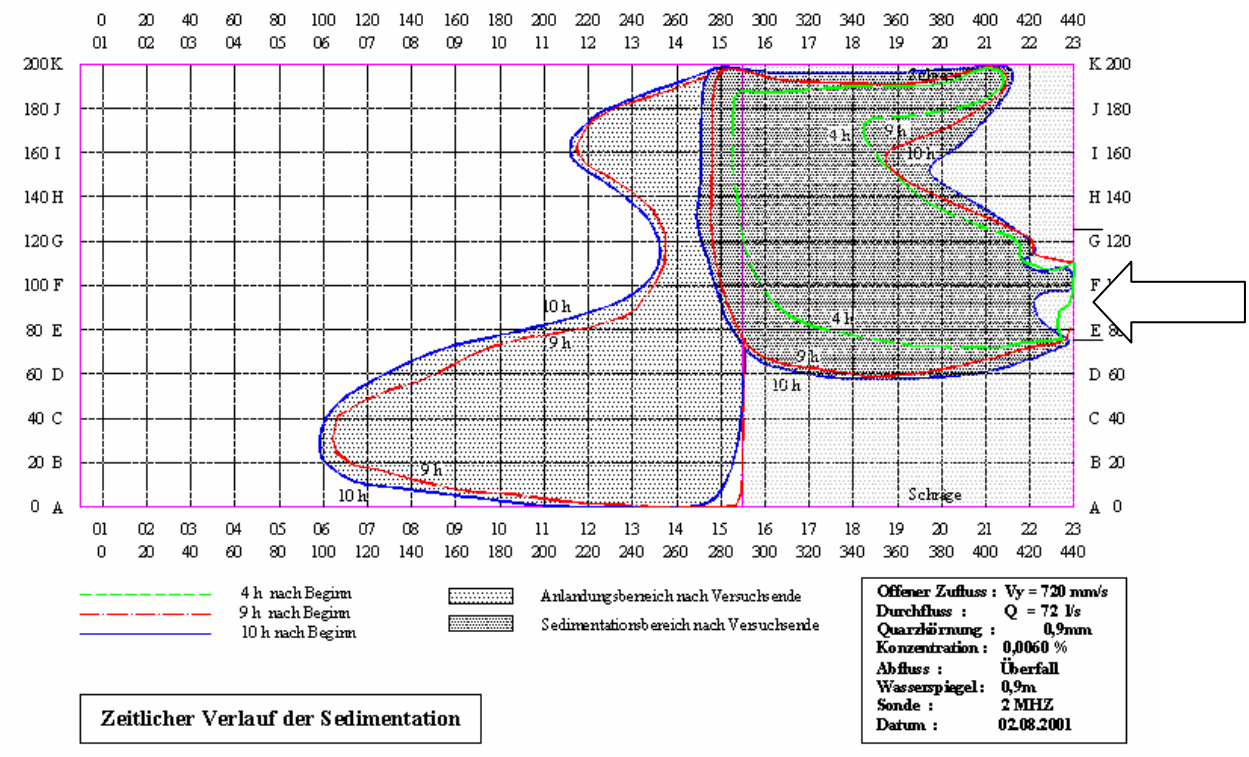


Abbildung 7: Draufsicht Speicherbecken, abgesetzte Feststoffkörper im Modellversuch

Schlussfolgerungen

Aus den vergleichenden Untersuchungen können folgende Schlussfolgerungen gezogen werden:

- Der Vergleich der Geschwindigkeitsprofile an drei ausgewählten Profilen bestätigt die prinzipielle Anwendbarkeit des numerischen Programms FIRE ®.
- Die bei bestimmten Korngruppen auftretende Dünenform im Zulaufgerinne konnte in ihrer Position und Größe gut mit der Numerik errechnet werden.
- Keine Ablagerungen ergab die Numerik für den Rampenbereich des Speicherbeckens. Der Grund dafür ergibt sich aus der zur Zeit noch fehlenden Möglichkeit der Definition einer Wandrauhigkeit im numerischen Programm.
- In Bezug auf den Zeitmaßstab zwischen Numerik und physikalischem Modell gab es keine Übereinstimmung. Numerische Ergebnisse von Sedimentationsvorgängen müssen daher unter Berücksichtigung dieser Einschränkung bewertet werden.

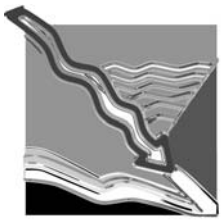
- Als weitere Unstimmigkeit kann angeführt werden, dass es in der Literatur noch keine generell akzeptierte Methode für die Berücksichtigung des Impulsaustauschterms sowie für die Partikel/Partikel-Interaktion gibt.

Der nächste Schritt wird in der dreidimensionalen Modellierung eines Speichers gesetzt werden. Dazu wird der geometrische Maßstabsfaktor als weitere wesentliche Randbedingung berücksichtigt werden müssen.

Dipl.-Ing. Dr. Helmut Knoblauch,
Dipl.-Ing. Stefanie Breitenstein
Ao. Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. Roman Klasinc,
Dipl.-Ing. Gerald Dabernig
Technische Universität Graz
Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft
Stremayrgasse 10, A-8010 Graz
Tel. +43 (0)316 873-8362 Fax +43 (0)316 873-8357
helmut.knoblauch@TUGraz.at

Dipl.-Ing. Dr. Roland Wanker
AVL-List GmbH
Hans-List-Platz 1
8020 Graz
Tel. +43 (0)316 787-1906
roland.wanker@avl.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



SCHWEMMHOLZABWEHR BEI HOCHWASSERENTLASTUNGSANLAGEN AM BEISPIEL DES SPEICHERS DURLASSBODEN

DI Stephanie Breitenstein, DI Gottfried Gökler, DI Alois Leobacher

1. Kurzfassung:

Bei Speichern von Talsperren, die sich unterhalb der Baumgrenze befinden und zudem durch Wildbäche gespeist werden, muss bei einem Hochwasserereignis mit Anfall von Schwemmholz gerechnet werden.

Beim Speicher Durlaßboden der Austrian Hydro Power AG mit einem Stauziel von 1405 m. ü. A. sind die Talflanken des Speicherbeckens bewaldet. Zudem befinden sich im Nahbereich der Ufer auch Lager mit Wirtschaftsholz. Aufgrund dieser Gegebenheiten besteht immer die Gefahr, dass bei einem Unwetter infolge von hochwasserführenden Bächen, Muren-, und Lawinenabgängen oder sogar durch Hangrutschungen schlagartig eine große Mengen Schwemmholz in das Speicherbecken gelangt und auf den Hochwasserüberlauf – einen Halbtrichter – zuströmt.

Mit einer vorgelagerten Abweisevorrichtung soll verhindert werden, dass Schwemmholz in die Hochwasserentlastungsanlage gelangen kann, da sonst die Gefahr von Verklausungen in den unterwasserseitigen Anlageteilen besteht und in weiterer Folge der Schüttdamm überströmt würde. In diesem Fall könnte die Standsicherheit des Dammes nicht mehr gewährleistet werden.

Im Hermann- Grengg- Laboratorium am Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU Graz wurden Modellversuche durchgeführt, um eine optimale Lösung zum Schwemmholzrückhalt bei dieser Hochwasserentlastungsanlage zu finden. Dazu wurden die Vor- und Nachteile verschiedener Maßnahmen, im wesentlichen Abweisevorrichtungen einerseits durch einen vorgesetzten Grobrechen und andererseits durch eine vorgesetzte Treibholzkette untersucht und analysiert.

2. Geschichtliche Entwicklung, Beschreibung der Anlage:

Der Speicher Durlaßboden wurde mit der Kraftstation Funsingau im Jahr 1967 als Oberstufe der Kraftwerksgruppe Gerlos in Betrieb genommen.
Das Stauziel des Speichers Durlaßboden liegt auf 1405,00 m ü. d. A. und das Absenkziel auf 1360,00 m ü. d. A.. Der Nutzinhalt des Speicher beträgt 50,7 Mio. m³. Als Bemessungshochwasser RHHQ wurde für die Dimensionierung der Hochwasserentlastungsanlage eine Abflussspitze von 200m³/s – entsprechend dem wasserrechtlich genehmigtem Projekt – den Berechnungen zugrunde gelegt. Gemäß der Betriebsvorschrift für diese Anlage wurden als betrieblich zulässige Maximaldurchflüsse für den Grundablass die Wassermenge von 45m³/s und für den Zwischenauslass die Wassermenge von 30 m³/s vorgeschrieben. Der höchste zulässige Wasserspiegel im Speicher liegt bei Abfuhr des Bemessungshochwassers auf 1406,65 m ü. d. A.; damit ist eine zulässige maximale Überströmhöhe von Hü=1,65 m gegeben.



Abbildung 1: HW- Entlastung Durlaßboden

Zur Variantenuntersuchung und zur Überprüfung eines günstigen Abflussverhaltens wurden bereits 1965 am Inst. für Konstruktiven Wasserbau hydraulische Modellversuche durchgeführt. Als Hochwasserentlastungsanlage wurde schließlich ein Halbtrichterüberfall mit anschließendem schrägem Fallschacht und einem weiterführendem Horizontalstollen ausgeführt. Die Rückgabe des Wassers in das natürliche Bachbett erfolgt über ein Auslaufbauwerk mit anschließendem Tosbecken. Die Krone des Halbtrichters des Hochwasserüberfalls liegt auf 1405,00 m ü. d. A.. Am Fuße des Trichters ist ein Zwischenauslass eingebaut. Dieser Zwischenauslass mündet in den schrägen Fallschacht der Hochwasserentlastungsanlage. Ebenso wie der Hochwasserüberlauf befinden sich zwei Grundablasssysteme an der orographisch linken Talflanke. Die Stollen, die an die Einlaufbauwerke anschließen, vereinigen sich oberwasserseitig der Grundablassschiebekammer zu einem gemeinsamen Stollen. Das Verschlusssystem in der Schieberkammer besteht aus zwei Flachschützen: einem Revisions- und einem Betriebsschütz. Zur Belüftung des Wasserstrahls nach der Schütze ist eine Belüftungseinrichtung vorgesehen worden. In den anschließenden Stollen mündet von rechts oben der Stollen der Hochwasserentlastungsanlage. Der Abfluss wird in weiterer Folge über dieses System in das Bachbett abgegeben.

Beim Speicher, der durch Wildbäche gespeist wird, muss bei einem Hochwasser mit Eintrag von Schwemmholz gerechnet werden. Zudem sind die Talflanken des Speicherbeckens sehr stark bewaldet und in diesem Bereich
befinden sich auch einige Lager mit Wirtschaftsholz. Aufgrund dieser Randbedingungen besteht die Gefahr, dass bei einem Unwetter infolge von hochwasserführenden Bächen, Muren-, und Lawinenabgängen oder sogar Hangrutschungen schlagartig eine große Menge von Treibholz in das Speicherbecken

gelangt und auf den Hochwasserüberlauf zuströmt. Starker Wind kann die Schwemmholzgefahr zusätzlich begünstigen, indem er das Holz, das sich im Speicher befindet, in Richtung der Hochwasserentlastung treibt.
Mit einer Abweisvorrichtung soll daher verhindert werden, dass Schwemmholz in die Hochwasserentlastungsanlage gelangen kann, weil sonst die Gefahr von Verklausungen in den unterirdischen Anlageteilen besteht. Das Wasser könnte durch die „verstopfte“ Hochwasserentlastungsanlage nicht mehr abgeführt werden. Ein Steigen des Wasserspiegels wäre unvermeidbar und in weiterer Folge würde der Schüttdamm bei einem länger andauernden HW-Ereignis von den Wassermassen überströmt werden. In diesem Fall könnte die Standsicherheit des Dammes nicht mehr einwandfrei gewährleistet werden.

3. Hydraulisches Modell:

Am Inst. für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität Graz werden zur Zeit Untersuchungen zur Schwemmholzproblematik an dieser Hochwasserentlastungsanlage durchgeführt. Dazu wurden die für die Hochwasserentlastung maßgebenden Anlagenteile des Speichers Durlaßboden im Maßstab 1:30 nachgebildet. Die modellierten Anlagenteile umfassen den Halbtrichter mit Zwischenauslass, einen Teil des Schüttdammes und den Bereich der orographisch linken Talflanke mit dem Zulauf zum Halbtrichterüberfall (siehe Abbildung 2).

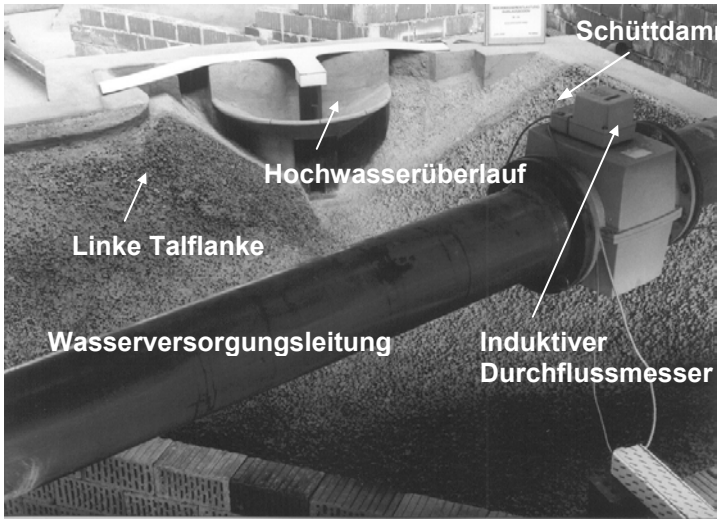


Abbildung 2: Modellübersicht

Im hydraulischen Modellversuch können die Anströmverhältnisse zum Hochwasserüberlauf entsprechend dem Froud’schen Ähnlichkeitskriterium naturgetreu simuliert werden. Der Stauraum und der Damm wurden mit einer festen Oberfläche (Beton) hergestellt, wobei darauf geachtet wurde, dass die Oberfläche der Natur entsprechend sehr rau gestaltet wurde. Der Halbtrichter wurde ebenfalls in Beton hergestellt, um naturähnliche Abflussverhältnisse zu erhalten.

Für die Verklausungsuntersuchungen wurde eine Serie von Modellbäumen angefertigt, die einen Bereich von 5-10m Länge in der Natur abdecken. Die Modellbäume sollen einerseits ganze Bäume inklusive Astwerk, Krone und Wurzeln (siehe Abbildung 4a) und andererseits völlig entastetes Wirtschaftsholz (siehe Abbildung 4b) simulieren. Um die Versuche möglichst naturgetreu zu gestalten, wurde das Treibholz willkürlich in den Speicher eingebracht.

In diesem Zusammenhang muss vorausgeschickt werden, dass ein naturähnliches oder gar reproduzierbares Verklausungsverhalten im Modell quantitativ nicht genau vorhergesagt werden kann, weil die Anzahl der Unwägbarkeiten zu groß ist. Vor allem ist die Übertragung des Elastizitätsverhaltens des Treibholzteppichs und die Naturähnlichkeit der Nachbildung des Treibholzes nicht realistisch möglich. Allerdings ist das Modell ausreichend für eine Abschätzung der Wirkungsweise der untersuchten Treibholzabwehrmaßnahmen.

4. Modell-Varianten

Am hydraulischen Modell wurden schließlich folgende Hauptvarianten zum Schwemmholzrückhalt untersucht:

- Abweisvorrichtung für Schwemmholz mittels vorgesetztem Grobrechen
- Abweisvorrichtung für Schwemmholz mittels Treibholzkette

In der nachfolgenden Variantenbeschreibung ist zusätzlich noch jeweils eine Untervariante angeführt.

4.1 Abweisvorrichtung für Schwemmholz mittels vorgesetztem Grobrechen:

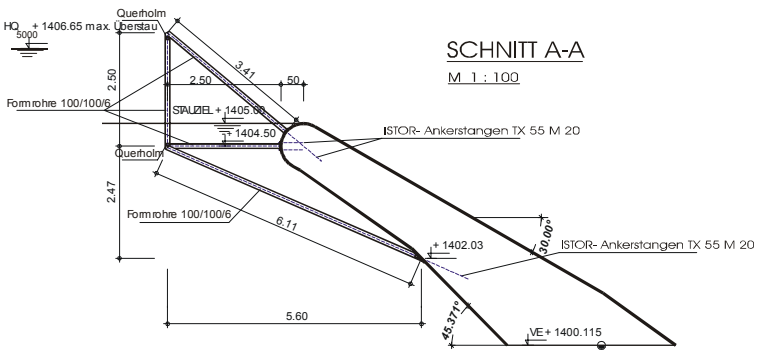


Abbildung 3: Halbtrichter mit aufgesetztem Grobrechen

Eine Möglichkeit das Schwemmholz vor dem Einzug in den Trichter abzuhalten, ist das Anbringen eines vorgesetzten Grobrechens an der Halbtrichteroberkante. Der Grobrechen besteht im wesentlichen aus einer Stahlrohrkonstruktion, die sich in einem Abstand von 3,0m vor der Überlaufkante auf dem Halbtrichter abstützt. Der Abstand zwischen den vertikalen Stäben beträgt 2,02m.

4.1.1. Trichter ohne bzw. mit aufgesetzter Treibholzsperre ohne Verklausung

Bei den Versuchen hat sich im Gegensatz zu den Versuchen, die vor dem Bau im Jahre 1965 durchgeführt wurden, gezeigt, dass bei einem maximalen zulässigen Überstau von 1,65m, was einer absoluten Höhe von 1406,65m.ü.d.A entspricht, eine Wassermenge von 221,40m³/s über den Hochwasserüberfall abtransportiert werden kann. Das ist mehr als die angegebenen 200m³/s, die als rechnerisch höchste Hochwassermenge (RHHQ) festgelegt wurde. Wenn zusätzlich noch der Zwischenauslass zu 42,25% geöffnet wird - das entspricht der zulässigen Fördermenge des Zwischenauslasses von 30m³/s - könnte sogar eine Wassermenge von 251,40m³/s über den Halbtrichter abgeführt werden. Da der weiterführende Stollen jedoch für eine solche Wassermenge nicht ausgelegt ist, beträgt das Gesamtabfuhrvermögen des HW-Entlastungssystems maximal 200 m³/s.
Für den Trichter mit montiertem jedoch unverklaustem Rechen gibt es bei den Förderfähigkeiten praktisch keinen Unterschied, da die Einlaufverluste durch den vorgesetzten Grobrechen vernachlässigbar klein sind.

4.1.2. Trichter mit aufgesetztem Rechen und Verklausung

Wenn man aus den bei den weiteren Versuchen ermittelten Werten die Gesamtoberflächenverklausung in [%] und die sich ergebende Stauhöhe in [m] für einen konstanten Abfluss über den Halbtrichter von Q=200m³/s gegenüberstellt, ergab sich, dass bis zu einer Gesamtverklausung von 45% (= Frontalverklausung + jedes 5. Untersegment verklaust) der maximal zulässige Überstau von 1406,65m.ü.d.A. nicht überschritten wird. Bei einer stärkeren Verklausung steigt der Wasserspiegel über die zulässige Überstauhöhe, wenn die rechnerisch höchste Hochwassermenge von Q=200m³/s nur über den Trichter und nicht auch durch den Zwischenauslass abtransportiert wird.

4.1.3. Ergebnisse aus den versuchen mit Grobrechen

Generell konnte bei den Versuchen festgestellt werden, dass auch bei der höchsten Wassermenge nur sehr wenig Treibholz durch den vorgesetzten Rechen hindurchschwimmt.
Die Bäume, bzw. deren Äste, die zuerst am Rechen ankommen verfangen sich an den Rechenstäben und halten in weiterer Folge das nachkommende Schwemmholz zurück, wodurch sich eine Art Treibholzteppich vor dem Halbtrichter bildet. Das Wasser kann damit problemlos unter diesem Holzteppich und dann durch die unteren Segmente des vorgesetzten Grobrechens über den Trichter abfließen.

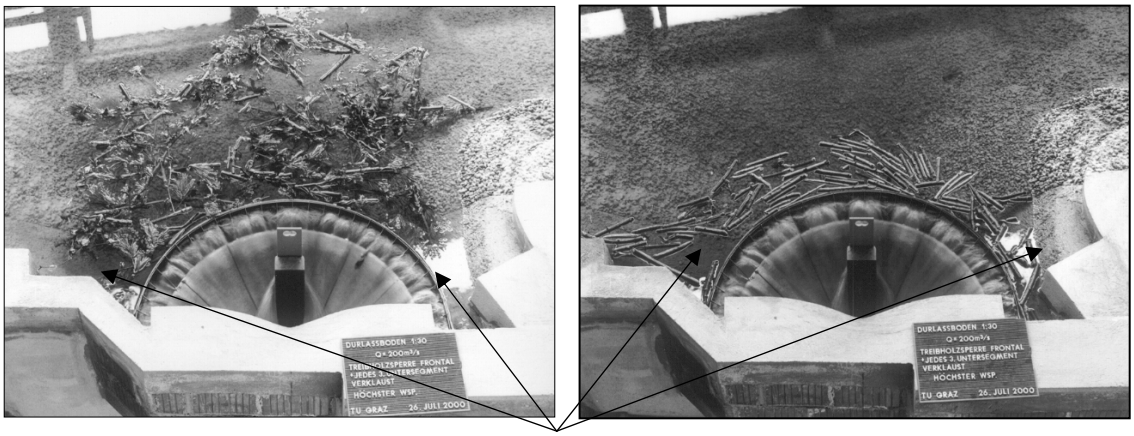


Abbildung 4a, b: Treibholzteppich vor dem Halbtrichter und geringere Schwemmholzablagerung im Randbereich bei a.) Bäumen mit Astwerk und Krone und b.) Wirtschaftsholz

Durch Geschwindigkeitsmessungen auf der Trichterkrone und 10 m davor im Anströmbereich wurde festgestellt, dass der Halbtrichter sehr gleichmäßig angeströmt wird. Dadurch ergeben sind beim unverklausten Grobrechen auch gleichmäßige Abflussgeschwindigkeiten entlang der Trichterkrone. Durch die Einengung des Geländes im Einlaufbereich des Halbtrichters sammelt sich bei den Verklausungsversuchen das Schwemmholz jedoch vorwiegend im mittleren Bereich der Treibholzsperre an (siehe Abbildung 4a und b).
In weiterführenden Versuchen, bei denen der Wasserspiegel abgesenkt und ausgehend von einem Wasserspiegel in Höhe des Trichterfußes jene Situation simuliert wurde, bei dem sich das Schwemmholz zu Beginn eines HW-Ereignisses unter dem Trichterüberfall befindet, wird bei einem neuerlichen Aufstau das Treibholz wieder vor den Treibholzrechen gedrückt. Der Grund dafür liegt in der speziellen Konstruktion des Grobrechens. Das Schwemmholz wird beim Aufstau durch den Auftrieb entlang der schrägen Rechenstäbe der Untersegmente vor die Treibholzsperre befördert, wobei die Untersegmente durch das Treibholz kaum verlegt werden, sodass das Wasser noch leicht durch die praktisch unverklausten Untersegmente in den Halbtrichter abfließen kann.

4.2. Abweisvorrichtung für Schwemmholz mittels vorgesetztem Grobrechen und abgehängter Kette

Ein Problem bei dem Schwemmholzrückhalt mittels vorgesetztem Grobrechen ist die geringe Eintauchtiefe der Rechenkonstruktion. So kann es passieren, dass stark wassergesättigtes Holz, das sich unmittelbar vor dem Rechen befindet, durch die starke Strömung im Hochwasserfall nach unten gedrückt wird und die schrägen Rechenstäbe verlegt. Um das zu verhindern, wurden an die vertikalen Rechenstäbe Ketten montiert. Diese Ketten haben eine Länge von 1,50m und sind am unteren Ende untereinander durch ein Stahlseil verbunden (siehe Abbildung 5).
Durch diese zusätzliche Maßnahme wird das Schwemmholz bei einer maximalen Beaufschlagung der Hochwasserentlastungsanlage sehr gut zurückgehalten und es kommt zu keiner Verklausung der schrägen Rechenstäbe. Ungünstiger

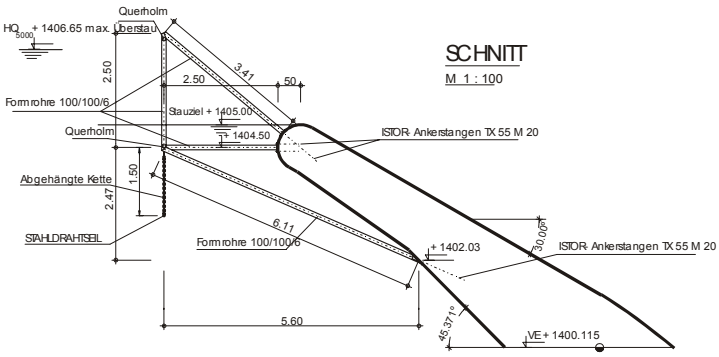


Abbildung 5: Halbtrichter mit aufgesetztem Grobrechen und abgehängter Kette

hingegen wird die Situation, wenn der Wasserspiegel im Speicher unter die abgehängte Kette absinkt, und sich Schwemmholz unmittelbar vor dem Trichter befindet beziehungsweise zum Trichter hintreibt. Beim Wiederanstieg des Wasserspiegels verfängt sich dieses Holz hinter der Kette und es kommt unweigerlich zur Verlegung des Grobrechens in diesem Bereich. Der Abflussquerschnitt ist stark vermindert, da der Grobrechen sowohl frontal als auch in den Untersegmenten verklaust. Somit nimmt auch die Förderfähigkeit der Hochwasserentlastungsanlage stark ab und es kann nicht mehr gewährleistet werden, dass im Falle eines Hochwasserereignisses die rechnerisch höchste Hochwassermenge über den Halbtrichter abgeführt werden kann.
Dem könnte man entgegenwirken, indem man die einzelnen Ketten bis zum Boden abspannt. Diese Ketten müssten jedoch in den Wintermonaten wegen der möglichen Vereisung demontiert werden. Die Eisblöcke würden sehr hohe Zugkräfte auf die Ketten bewirken, wodurch auch die Belastung auf den Grobrechen sehr groß wäre und die Gefahr eines Bruches bestünde.

4.3. Treibholzkette

Eine bewährte Möglichkeit des Schwemmholzrückhalts ist das Anbringen von sogenannten Treibholzketten. Die Treibholzkette besteht im allgemeinen zum überwiegenden Teil aus imprägnierten Holzstämmen, und fügt sich sehr gut in die Natur ein. Sie wird daher für das menschliche Auge im Gegensatz zu einer massiven Konstruktion aus Stahl nicht als störend empfunden.

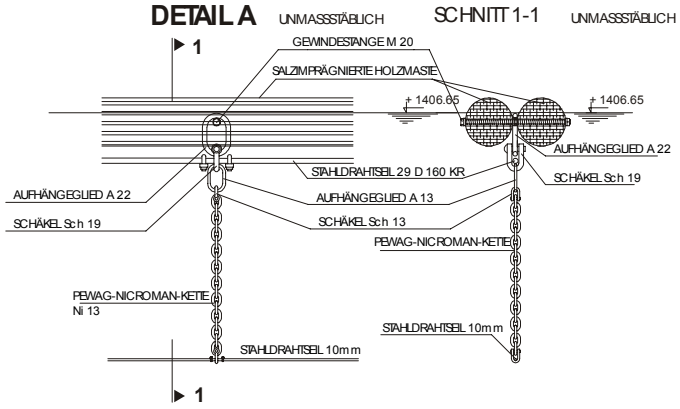


Abbildung 6: Treibholzkette Detail

Die Treibholzkette, die zunächst als Schwemmholzrückhaltevorrichtung für den Speicher Durlaßboden untersucht wurde, besteht aus einer Baumstammkette, die mit Stahlseilen und Ketten untereinander verbunden ist (siehe Abbildung 6 und 7). Die einzelnen Glieder der Treibholzkette sind jeweils zwei miteinander verschraubte Baumstämme mit einer Länge von 4,50m und in Längsrichtung durch ein Stahlseil miteinander verbunden, wobei der Abstand der Glieder untereinander 0,57m beträgt. Von diesen Baustämmen werden wiederum Ketten abgehängt, die am unteren Ende durch ein Stahlseil miteinander verbunden sind und dadurch einen Rechen bilden. Durch diese Konstruktion wird auch jenes Holz, das unter der Treibholzkette durchtauchen möchte, zurückgehalten. Die Treibholzkette wird am orographisch linken Ufer sowie am Dammkörper fixiert.

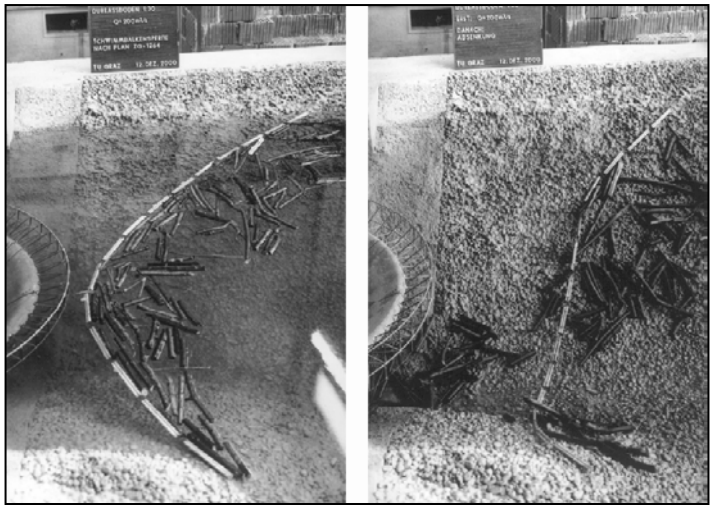


Abbildung 7a,b: Treibholzkette ohne Abspannung

Für die genaue Lage beziehungsweise für die Ausrichtung der Treibholzkette wurden verschiedene Varianten untersucht. Aufgrund der besonderen topographischen Verhältnisse auf der orographisch linken Talflanke im Zulaufbereich zum Halbtrichter ergeben sich für die Lage der Treibholzkette eingeschränkte Möglichkeiten. Wenn der Wasserspiegel im Speicher abgesenkt wird, soll sich die Treibholzkette wieder in ihre Ausgangslage, d.h. in die Flucht zwischen den beiden Festpunkten an den Ufern, zurücklegen. Die Krümmung der Kette im Randbereich und die rauen Oberflächen des Dammes auf der orographisch linken Talflanke würden bewirken, dass die Kette im Fußbereich des Halbtrichterüberfalls deutlich über dem Boden hängt. Die statische Zugbelastung, die dadurch in der Treibholzkette entsteht ist, allein schon durch das Eigengewicht der Kette, sehr hoch, und es besteht die Gefahr, dass die Treibholzkette reißt.
Zudem kann in dieser Situation das Treibholz unter der Kette hindurchschwimmen und bleibt hinter der Treibholzkette liegen (siehe Abbildung 7b) Bei einem neuerlichen Aufstau kann dieses Holz in den Trichter gelangen und somit die Hochwasserentlastung verklausen.

Bei den weiterführenden Versuchen wurde die Treibholzkette im mittleren Bereich mit einem Drahtseil abgespannt. Dadurch gelingt es trotz der topografischen Gegebenheiten die Treibholzkette vom unmittelbaren Zulaufbereich weiter entfernt zu positionieren.

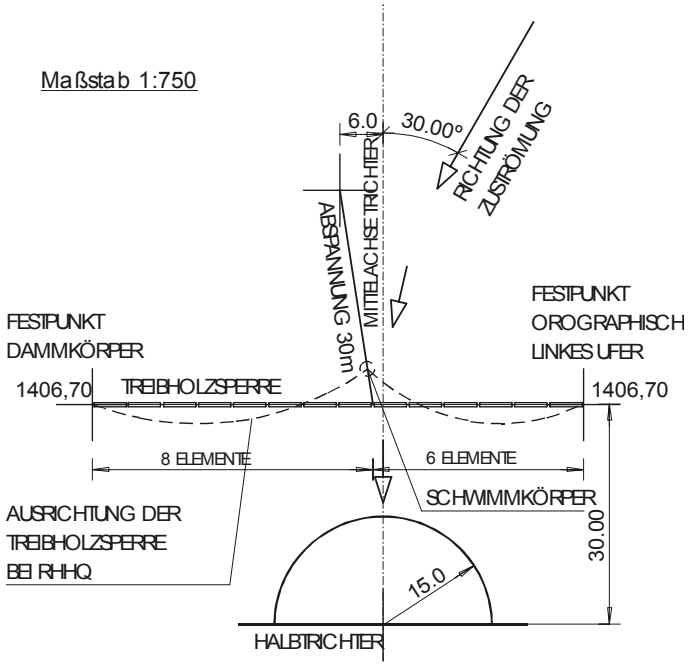


Abbildung 8: Optimale Anordnung der abgespannten Treibholzkette

Andernfalls liegt der Scheitelpunkt der Kette im Hochwasserfall sehr nahe zur Überlaufkante, wo die Zuströmgeschwindigkeit zum Trichter bereits sehr hoch ist. Ein Durchtauchen des Holzes unter der Treibholzkette wäre deshalb in diesem Bereich eher möglich. Wenn das Holz zudem über einen längeren Zeitraum im Wasser treibt, und stark wassergesättigt ist, würde diese Tendenz noch verstärkt.

In einer Reihe von Versuchen konnte die optimale Lage der Abspannung sowie die deren Länge ermittelt (siehe Abbildung 8) werden.

Die Ergebnisse dieser Variante zeigen, dass bei Hochwasser das Schwemmholz sehr gut zurückgehalten wird und sich in Form eines Holzteppichs gleichmäßig über die ganze Breite des Einlaufbereichs verteilt. Jedoch durchbricht bei starkem Wellengang ein beträchtlicher Teil des Schwemmholzes die Treibholzsperre, wobei sich in diesem Fall die Verhältnisse in der Natur aufgrund der Massenträgheit deutlich günstiger einstellen sollten.
Wenn der Wasserspiegel im Speicher wieder abgesenkt wird, legt sich die Treibholzkette mit geringfügigen Abweichungen in die Flucht zwischen den beiden Festpunkten, sodass sie praktisch über die gesamte Länge am Gelände anliegt. In diesem Fall entstehen keine Zugkräfte infolge Durchhang der Kette.

4.4. Treibholzkette mit Katamaranelementen

Um das Durchbrechen und vor allem das Überwerfen von Treibholz über die Kette bei Wellengang gänzlich zu unterbinden wurden Versuche mit einer Katamaranschwimmkette bei derselben geometrischen Anordnung durchgeführt. Die einzelnen Glieder der Treibholzkette bestehen jeweils aus zwei Baumstämmen mit einem Abstand von 0,99m und einer Länge von 4,80m, die in

Querrichtung gelenkig miteinander verbunden sind. In Längsrichtung sind sie wieder durch ein Stahlseil miteinander verbunden, wobei der Abstand der Glieder untereinander 0,78m beträgt. Vom äußeren Baumstamm werden wiederum Ketten abgehängt, die am unteren Ende durch ein Stahlseil miteinander verbunden werden und dadurch einen Rechen bilden (siehe Abbildung 9).

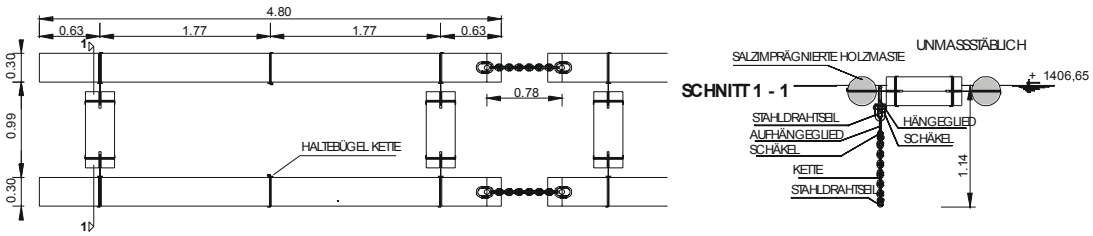


Abbildung 9: Katamarantreibholzkette Detail

Die Modellversuche ergaben einen vollständigen Rückhalt des Treibholzes auch bei starkem Wellengang.
Die Begründung liegt zum einen darin, dass die Breite die das Schwemmholz beim Übspringen der Kette überwinden muss, beträchtlich größer ist. Der zweite Effekt ist, dass wenn sich Schwemmholz auf den ersten Holm der Kette legt, wird der zweite Holm in die Höhe gedrückt und bildet eine zweite noch höhere Barriere. Wichtig für eine optimale Funktion war jedoch, dass die Schwimmkörper mindestens 13,5cm (Natur) aus dem Wasser ragten .
In der Praxis könnten sich die gelenkigen Querverbindungen der beiden Holme in Wartung und Funktion als problematisch erweisen. Die selbe Wirkung kann jedoch auch mit einer starren Verbindung erzielt werden.

5. Zusammenfassung

Im Speicher Durlaßboden, der durch Wildbäche gespeist wird, muss bei einem Hochwasser mit Eintrag von Schwemmholz gerechnet werden. Die Talflanken des Speicherbeckens sind stark bewaldet und in diesem Bereich befinden sich auch einige Lager mit Wirtschaftsholz. Diese Randbedingungen begünstigen die Gefahr, dass bei einem Unwetter infolge von hochwasserführenden Bächen, Muren-, und Lawinenabgängen oder sogar Hangrutschungen schlagartig eine große Menge von Treibholz in das Speicherbecken gelangt und auf den Hochwasserüberlauf zuströmt.
Mit einer Abweisvorrichtung soll daher verhindert werden, dass Schwemmholz in die Hochwasserentlastungsanlage gelangen kann, da sonst die Gefahr von Verklausungen in den unterirdischen Anlageteilen besteht. Das zuströmende Wasser könnte durch die „verstopfte“ Hochwasserentlastungsanlage nicht mehr abgeführt werden. Ein Steigen des Wasserspiegels wäre unvermeidbar und in weiterer Folge würde auch der Schüttdamm von den Wassermassen überströmt werden. In diesem Fall könnte die Standsicherheit des Dammes nicht mehr ausnahmslos gewährleistet werden.
An der Technischen Universität Graz wurden Versuche durchgeführt, um eine optimale Lösung zum Schwemmholzrückhalt zu finden. Dazu wurden folgende Maßnahmen untersucht:

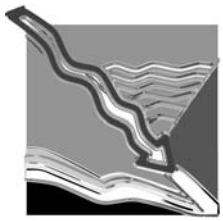
- Abweisvorrichtung für Schwemmholz mittels vorgesetztem Grobrechen
- Abweisvorrichtung für Schwemmholz mittels Treibholzkette

Aus den Untersuchungen ging hervor, dass sowohl mit dem vorgesetzten Rechen, als auch mit der Treibholzkette das Schwemmholz sehr gut zurückgehalten werden kann.
Die jeweiligen Vor- und Nachteile sind im Wesentlichen ausgeglichen. Eine Entscheidung für oder gegen eine bestimmte Variante ist hauptsächlich von den betrieblichen Gegebenheiten bestimmt.

Dipl.-Ing. Stephanie Breitenstein
Dipl.-Ing. Gottfried Gökler
Technische Universität Graz
Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft
Stremayrgasse 10/II
A-8010 Graz
Tel. +43 (0)316 873-8862
Fax +43 (0)316 873-8357
stephanie.breitenstein@TUGraz.at

Dipl.-Ing. Alois Leobacher
Austrian Hydro Power AG
Rainerstrasse 29
A-5020 Salzburg
Tel. +43 (0)662 8682-22401
Fax +43 (0)662 8682-122401
LeobacherA@verbund.co.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



Entlandung von Stauräumen
- Statusbericht -

Bechteler W., Hartmann S., Rapp R.

Einleitung

Der ATV-DVWK-Fachausschuss WW-2 „Feststoffe in Fließgewässern und Stauhaltungen“ befasst sich seit vielen Jahren mit komplexen Fragestellungen des Feststofftransports, der Verlandung von Stauhaltungen, der Volumenermittlung von Stauräumen und damit der Überwachung der Stauraumverlandung sowie in jüngster Zeit mit der Entlandung von Stauräumen.

Der Bericht gibt einen Überblick zum Stand der Bearbeitung und geht abschließend auf die Aktivitäten internationaler Organisationen anlässlich eines UNESCO-Workshops ein.

Einzugsgebiet

Die Parameter eines Einzugsgebietes, wie Geologie, Vegetation, Relief und Geomorphologie (Verwitterung, Denudation, Erosion), haben maßgebenden Einfluss auf den Eintrag und die Fracht der Feststoffe. Darüber hinaus sind von den Klimafaktoren neben Verdunstung, Windverhältnissen und Temperatur insbesondere die Niederschlagsereignisse von Bedeutung. Auch die Art der Flächennutzung im Einzugsgebiet spielt eine wichtige Rolle.

Feststoffeintrag

Der Feststoffhaushalt in einem Fließgewässer kann durch Felsstürze, Rutschungen, Massenfließbewegungen (z.B. Muren), Lawinenabgänge, Seitenerosion an Ufern und Prallhängen, fortschreitende Sohlenerosion, flächenhafte Abtragungen bei Starkregen, künstliche Geschiebezugabe, Feststoffeintrag aus Deponien von Baumaßnahmen, Ausbaggerungen sowie Feststoffen aus Abwasserleitungen beeinflusst sein.

Der Feststofftransport in einem Fließgewässer ist abhängig von den Eigenschaften des bewegten Materials und den hydraulischen Verhältnissen. Diese Prozesse wurden sehr intensiv untersucht und können heute mit guter Näherung mittels physikalischer und mathematischer Modelle simuliert werden.

Stauraumverlandung

Ändern sich die hydraulischen Verhältnisse, z.B. durch Aufstau, so ändert sich auch das Transportvermögen. Durch Ablagerung von Feststoffen in Stauräumen kann der Betrieb der Stauanlage zunehmend beeinträchtigt werden. Da der Verlandungsprozess im Bereich der Stauwurzel beginnt, sind je nach Betriebsweise einer Stauanlage der Betriebsraum und der Hochwasserrückhalteraum betroffen. Im Extremfall kann eine Stauanlage infolge Verlandung bereits nach wenigen Jahren unbrauchbar werden. So ist das Caoying Reservoir in der Provinz Shangxi noch vor der Fertigstellung des Dammes bereits vollständig verlandet gewesen. Die jährlichen Verluste an Staukapazität werden für China zwischen 5 und 78 %, für die USA zwischen 0,25 und 3 % und für die Türkei mit 0,7 bis 1,5 % angegeben. Nach SCHLEISS ET. AL übertrifft bereits heute der weltweit jährliche mittlere Verlust an Speichervolumen durch Verlandung die jährliche Volumenzunahme durch den Bau neuer Stauseen [1].

Dies macht deutlich, dass bereits bei der Planung von Stauanlagen potenzielle Verlandungen berücksichtigt werden müssen. Die zu erwartenden Verlandungen sind sowohl hinsichtlich der betrieblichen, als auch der wirtschaftlichen Auswirkungen zu bewerten [2]. Durch die Ablagerung der eingetragenen Feststoffe

verändern sich die morphometrischen Verhältnisse des Stausees, was unter Umständen Auswirkungen auf die Beschaffenheit des gestauten Gewässers haben kann.

Mit den Feststoffen gelangen in vielen Fällen auch Schadstoffe in ein Fließgewässer, die sich dann im Stauraum absetzen. Werden die Feststoffe z.B. bei Hochwasserereignissen remobilisiert, können die im Sediment gebundenen Schadstoffe Probleme bereiten.

Mit den Ursachen, Erscheinungen und Auswirkungen von Verlandungen in Flussstauhaltungen hat sich der im Jahre 1989 gegründete Arbeitskreis „Stauraumverlandung“, der dem DVWK-Fachausschuss 2.6 „Sedimenttransport in Fließgewässern“ zugeordnet war, beschäftigt. Das Ergebnis dieser mehrjährigen Ausschusstätigkeit ist in der DVWK-Schrift 105 [2] veröffentlicht.

Überwachung des Verlandungsvorganges

Für die Bewirtschaftung von Stauräumen, die zur Erzeugung regenerativer Energie aus Wasserkraft genutzt werden oder dem Hochwasserschutz dienen, ist eine möglichst genaue Kenntnis der morphometrischen Daten des Speichers und insbesondere des Speichervolumens von großer Bedeutung. Deshalb ist eine regelmäßige Überprüfung der Stauraumgeometrie erforderlich. Zusätzliche Aufnahmen sind nach größeren Hochwasserereignissen angebracht. In Abhängigkeit von den morphometrischen Daten und der Bewirtschaftung eines Stauraumes lagern sich die Feststoffe - Geschiebe und Schwebstoffe - überwiegend im Betriebsraum ab und beeinträchtigen somit dessen Volumen und ggf. die rechtlich abgesicherte Nutzung des Speicherraumes. Bei Flussstauhaltungen kann durch Verlandung der Abflussquerschnitt im Hochwasserfall so stark reduziert sein, dass die bescheidgemäßen Wasserspiegellagen nicht mehr eingehalten werden können.
Bei der Bearbeitung des Themas „Stauraumverlandung“ stellte sich heraus, dass die damals gültigen Vorschriften zur Vermessung von Gewässern mit festgelegten Profilen in größeren Abständen, meist 200 m, den heutigen Anforderungen nicht mehr genügten. Andererseits können mit den überholten Vorschriften die Möglich-

keiten der modernen Messtechnik nicht genutzt werden.
Zur Bearbeitung der messtechnischen Erfassung der morphologischen Veränderungen, der Auswertung der Stauraumvermessung sowie der Feststoffbilanzierung mit modernen Methoden wurde 1995 der DVWK-Arbeitskreis „Stauraumvermessung“ gegründet. Die Ergebnisse der Tätigkeit des Arbeitskreises, einer Umfrage bei Betreibern von Stauräumen und einer Fachtagung über hydrographische Vermessung mit dem Thema „Topographie von Fließgewässern und Stauräumen – Aufnahme- und Auswerteverfahren“ wurde in Band 25 der ATV-DVWK-Schriftenreihe im Jahre 2001 veröffentlicht [3].

Entlandung von Stauräumen

Seit April 2001 befasst sich nun die ATV-DVWK-Arbeitsgruppe WW-2.5 „Entlandung von Stauräumen“ mit den Teilproblemen zur Wiederherstellung des benötigten Speicherraumes. Hierbei werden folgende Einzelthemen behandelt:

- Voruntersuchungen zur Ablagerung und Beschaffenheit der Feststoffe im Stauraum,
- Grundlagen der Ablagerung von Feststoffen in Stauräumen,
- Verfahren zur Umlagerung oder Räumung von Sedimenten aus Stauräumen,
- Planung von Entlandungsmaßnahmen,
- Rechtliche Grundlagen zur Durchführung von Entlandungsmaßnahmen.

Um die Grundlagen zu vervollständigen und insbesondere praxisbezogene Erfahrungen einbeziehen zu können, fand am 24. und 25. Juni 2002 an der Universität der Bundeswehr München eine Fachtagung mit dem Thema „Entlandung von Stauräumen“ statt. In 30 Referaten aus Deutschland, Österreich und der Schweiz wurde das oben aufgeführte Spektrum behandelt und durch zahlreiche Fallbeispiele ergänzt.
Die Veröffentlichung der Ausschussarbeit unter Berücksichtigung der Referate der Fachtagung ist in der ATV-DVWK-Schriftenreihe vorgesehen. Die Gesamtdauer der Ausschussarbeit wurde mit zwei Jahren veranschlagt und dürfte bis Ende 2003 abgeschlossen sein.

Internationale Entwicklungen

Vom 8. bis 10. April 2002 fand in Paestum ein UNESCO-Workshop zum Thema „Ecological, sociological and economic implications of sediment management in reservoirs“ statt, bei dem u.a. folgende internationalen Organisationen mitwirkten: UNESCO, ICCORES, ICOLD, IAHR, IAHS sowie IRTCES.

Folgende Themen wurden bearbeitet:

- Sediment management strategies,
- Environmental impact and mitigation,
- Legal framework and social response,
- Economic aspects.

Schlussfolgerungen und Empfehlungen des Workshops

- Nachhaltige Lösungen zum Thema Stauraumverlandung müssen technische, umweltrelevante, ökonomische und soziale Aspekte enthalten.
- Spülaktionen bedürfen sorgfältiger Planung unter Einbeziehung der betroffenen Gruppen und Einzelpersonen. Ihre Durchführung ist durch Monitoring der wichtigsten Parameter zu begleiten und zu dokumentieren.
- Bei Entscheidungen ist der individuellen Situation Rechnung zutragen.
- Hauptaufgabe für künftige Forschungen ist die Erarbeitung von Entscheidungsgrundlagen für die verantwortlichen Entscheidungsträger.
- Eine objektive Basis für Leitlinien ist zu entwickeln.
- Der Erfahrungsaustausch zwischen Forschung und Betrieb muss intensiviert und vernetzt werden.
- Die Forschungsaktivitäten der internationalen Organisationen müssen besser koordiniert werden.

Mit diesen Vorgaben eröffnet sich, unter Berücksichtigung der in den verschiedenen Kontinenten sehr unterschiedlichen Feststoffprobleme, ein weites Betätigungsfeld.

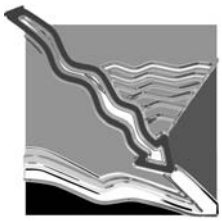
Literatur

[1] Schleiss, A., Oehy, Ch.: Verlandung von Stauseen und Nachhaltigkeit; Verbandsschrift 65 des Schweizerischen Wasserwirtschaftsverbandes S. 133 bis 150 (2001)

[2] DVWK-Schrift 105: Verlandung von Flussstauhaltungen - Morphologie, Bewirtschaftung, Umweltaspekte und Fallbeispiele; Verlag Paul Parey, Hamburg und Berlin (1993)

[3] ATV-DVWK-Schriftenreihe Bd. 25: Volumenermittlung von Stauräumen; GFA-Gesellschaft zur Förderung der Abwassertechnik e.V., 53773 Hennef (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



Einfluss der Teilverlegung auf die Energieverluste am Einlaufrechen; Theorie und Praxis

Dipl.-Bauing. ETH Hubert Meusburger
Dipl.-Bauing. ETH Katja Rutishauser
Dr. Peter Volkart
Prof. Dr.-Ing. Hans-Erwin Minor

Zusammenfassung
Einlaufrechen vor den Eintrittsöffnungen von Wasserkraftwerken dienen dem Zweck Schwimm- und Schwebstoffe zum Schutz der Turbinen zurückzuweisen. Dies führt trotz leistungsfähiger Reinigungsmaschinen zwangsläufig zu Teilverlegungen des Rechens. Einer der Gründe, dass die theoretisch berechneten Energieverluste an den Einlaufrechen oft um ein Vielfaches tiefer sind als die in der Praxis gemessenen, liegt in der unvermeidbaren Teilverlegung, welche in den bekannten Gleichungen nicht mitberücksichtigt wird. Mit Hilfe von Modellversuchen und einer Naturmessung mit künstlich angebrachten Verlegungen wird dargelegt, dass schon geringe Teilverlegungen gegenüber dem unverlegten Rechen bedeutend höhere Energieverluste erzeugen. Dies trifft sowohl für die Ergebnisse am hydraulischen Modell, wie auch für die Ergebnisse der Naturmessung zu.

1 Einleitung

Unmittelbar vor den Eintrittsöffnungen von Niederdruck-Wasserkraftwerken wird in der Regel ein Einlaufrechen angeordnet, der Schwimm- und Schwebstoffe zum Schutz der Turbinen zurückhalten soll. Trotz leistungsstarker Rechenreinigungsmaschinen sind Teilverlegungen einzelner Rechenfelder häufig. Dies ist eine der Ursachen, die die strömungsbedingten Energieverluste am Rechen zusätzlich und überproportional anheben. Verschärfend auf diese Problematik würde sich zudem auswirken wenn, wie gelegentlich gefordert, die lichte Weite der Rechenstäbe bei Einlaufrechen von Wasserkraftwerken unabhängig von Maschinengrössen und den individuellen betrieblichen Anforderungen auf einen einheitlichen Wert von 20 mm festgelegt würde. Der enge Stababstand von 20 mm soll verhindern, dass Fische in die Turbinen gelangen.

Bereits vor Jahrzehnten wurden Formeln für die Strömungsverluste an Rechen publiziert; einige haben sich mittlerweile in der Praxis fest verankert. Dazu gehört die Beziehung von Kirschmer [1] aus dem Jahre 1926. Die Formeln basieren meist auf den idealen Randbedingungen der Versuchsstände im Laboratorium. Die bei allen Kraftwerken im Einlaufbereich auftretenden Strömungsinhomogenitäten, der Einfluss der Tragkon-

struktion und Teilverlegungen des Rechens werden mit diesen Formeln nicht berücksichtigt.

Dies mag ein Grund dafür sein, dass die tatsächlich gemessenen Rechenverluste häufig um ein vielfaches grösser sind als die theoretisch berechneten. Im vorliegenden Beitrag wird im Besonderen der Teilaspekt der Rechenverlegung erörtert.

2 Grundlagen und Definitionen

2.1 Rechenverlusthöhe

Die Rechenverlusthöhe Δh_R wird allgemein theoretisch mit der Gleichung (1) bestimmt.

$$\Delta h_R = \zeta_R \cdot \frac{v_R^2}{2g} [m] \tag{1}$$

Wobei der Verlustkoeffizient ζ_R, je nach Autor, verschieden, empirisch bestimmt wurde. Als Geschwindigkeit v_R ist die Anströmgeschwindigkeit zum Rechen anzusetzen, welche aus $v_R = Q/A$ mit A als Projektion der benetzten Rechenfläche in die Anströmrichtung erhalten wird.

Bei der praktischen Ermittlung der Rechenverluste für ein bestehendes Kraftwerk wird in der Praxis häufig die Wasserspiegeldifferenz bzw. die Druckdifferenz gemessen. Da die Rechenverluste aber Energieverluste darstellen, sind die Geschwindigkeitshöhen mit zu berücksichtigen. Eventuell andere auftretende Verluste wie Einlaufverlust (Formverlust), Pfeilerstau und ähnliches sind zu subtrahieren, will man den tatsächlichen Rechenverlust ermitteln.

2.2 Der Verbauungsgrad

Der Verbauungsgrad p berücksichtigt alle Konstruktionsteile, welche die freie Durchflussfläche verbauen. Darin enthalten sind neben den Rechenstäben auch Abstandhalter, Aussteifungsdiagonalen und Rechenträger. Die Grösse des Verbauungsgrades variiert in der Praxis zwischen 0.1 und 0.4 [2] und kann anhand der Konstruktionspläne des Rechens und mit Gleichung (2) berechnet werden. A_{RS} entspricht dabei der Verbauungsfläche der Rechenstäbe, A_{AH} der Verbauungsfläche der Abstandhalter, A_{RT} der Verbauungsfläche der Rechenträger und A_{RF} der Fläche des gesamten Rechenfeldes.

$$p = \frac{A_{RS} + A_{AH} + A_{RT}}{A_{RF}} [-] \tag{2}$$

2.3 Der Verlegungsgrad

Jährlich werden ca. 40'000 bis 60'000 m^3 Schwimmstoffe allein an den Turbinenrechen der Kraftwerke von Aare, Reuss und Rhein angeschwemmt. Dieses Material wird im Sinne eines effizienten Kraftwerkbetriebes fortlaufend entfernt, denn mit steigendem Rechengutaufkommen steigt die Rechenverlegung an und mit ihr die mittlere lokale Durchströmgeschwindigkeit in der frei bleibenden Rechenebene. Da die Verlusthöhe quadratisch von der Geschwindigkeit abhängt, ist der Einfluss der Rechenverlegung gross. Messungen an einem Kraftwerk haben gezeigt, dass innerhalb von 6 Stunden ohne Rechenreinigung eine Steigerung des Verlustkoeffizienten ζ_R von 1,19 (gereinigt) bis 5,86 (ungereinigt) stattgefunden hat [3].

Trotz der heute sehr leistungsfähigen, vollautomatischen Rechenreinigungsmaschinen ist ein gewisser Verlegungsgrad nicht zu vermeiden. Zusätzlich wird der Rechen auch durch Muschelbesatz oder eingeklemmtes Geschwemmsel, welches nur in Verbindung mit einer Revision entfernt werden kann, verlegt. Auch Geschiebe kann den Rechen massgeblich verlegen. Der Verlegungsgrad v ist mit Gleichung (3) definiert. Dabei entspricht A_{VL} der Fläche der Verlegung und A_{RF} der Fläche des gesamten Rechenfeldes.

$$v = \frac{A_{VL}}{A_{RF}} [-] \tag{3}$$

2.4 Der Blockierungsgrad

Der Blockierungsgrad B gibt das Verhältnis der gesamten vom Wasser nicht durchströmbaren Fläche zur Fläche des gesamten Rechenfeldes an. Er wird mit Gleichung (4) definiert. Dabei entsprechen A_{RS}', A_{AH}' und A_{RT}' den Flächen der Rechenstäbe, Abstandhalter und Rechenträger, welche nicht von der Verlegung abgedeckt sind. A_{VL} entspricht der Fläche der Verlegung und A_{RF} der Fläche des gesamten Rechenfeldes.

$$B = \frac{A'_{RS} + A'_{AH} + A'_{RT} + A_{VL}}{A_{RF}} [-] \tag{4}$$

3 Modellversuche im hydraulischen Labor

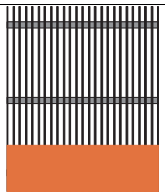
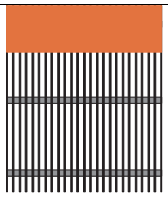
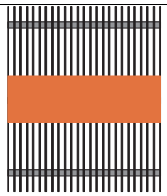
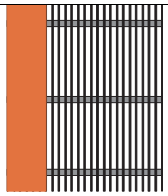
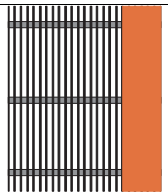
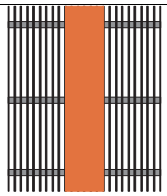
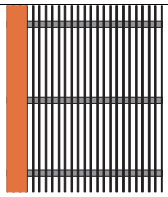
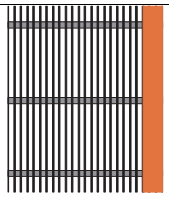
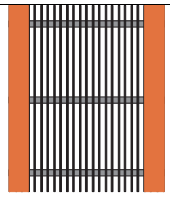
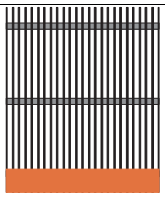
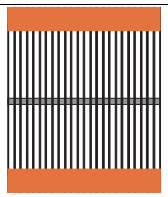
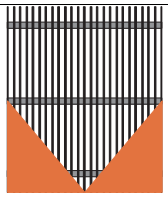
3.1 Allgemeines

Zur Untersuchung des Einflusses der Verlegung auf den Rechenverlust wurden Versuche in einem 0.5 m breiten und 0.6 m tiefen Kanal unter Druckabfluss durchgeführt. Der Rechen ist in diesen Kanal eingebaut und besteht aus den Rechenstäben und den Abstandhaltern. Insgesamt werden 4 unterschiedliche Rechen mit rechteckigen Stäben untersucht, die sich lediglich durch die lichte Rechenstabweite b unterscheiden (Tabelle 1). Zur Messung der Druckverteilung sind entlang der Strömungsrichtung in die Plexiglasdeckel des Kanals vor und nach der Rechenebene je 2 Drucksonden eingebaut. Die Messung der lokalen Geschwindigkeit erfolgt berührungslos mit einem hochintegrierten fieberoptischen 2-Komponenten Laser Doppler Anemometer.

Rechen	Anzahl Stäbe	Stablänge l [mm]	Stabdicke s [mm]	Lichte Weite b [mm]	Verbauung p [-]
A	10	150	15	135	0.19
B	25	150	15	45	0.34
C	40	150	15	22.5	0.46
D	50	150	15	15	0.55

Tab.1: Parameter der untersuchten Rechen und deren Verbauungsgrade (Naturmasse)

Um die Grösse und die Lage typischer Teilverlegungen festlegen zu können, wurde eine Umfrage bei Betreibern Schweizerischer Flusskraftwerke vorgenommen. Leider erlaubten die Umfrageergebnisse keine eindeutige Festlegung. Allerdings lassen Fotos, die bei Kraftwerksrevisionen gemacht worden sind, Schlüsse über typische Verlegungsarten zu. Die wirklichen Verlegungsarten, herrührend von rollenden, schwebenden oder schwimmenden Antransport wurden abstrahiert und vereinfacht modelliert. Die untersuchten Verlegungsarten sind in Tabelle 2 mit Nummern angegeben.

Verlegungsart	Bezeichnung	Verlegungsart	Bezeichnung	Verlegungsart	Bezeichnung
	**Nr. 1** Rechteck 25% unten		**Nr. 2** Rechteck 25% oben		**Nr. 3** Rechteck 25% mitte
	**Nr. 4** Rechteck 25% links		**Nr. 5** Rechteck 25% rechts		**Nr. 6** Rechteck 25% mitte
	**Nr. 7** Rechteck 12.5% links		**Nr. 8** Rechteck 12.5% rechts		**Nr. 9** Rechteck 12.5% rechts und links
	**Nr. 10** Rechteck 12.5% unten		**Nr. 11** Rechteck 12.5% unten und oben		**Nr. 12** Dreieck 12.5% rechts und links

Tab. 2: Am hydraulischen Modell untersuchte Verlegungsarten.

3.2 Ergebnisse

Alle Ergebnisse hier aufzuzeigen ist aus Platzmangel nicht möglich. Stellvertretend für alle untersuchten Verlegungsarten werden in den Bildern 1-3 die wichtigsten Ergebnisse vorgestellt und miteinander verglichen.

➢ *Rechteck-Verlegung 25%, unten (Nr. 1), oben (Nr. 2) mitte (Nr. 3), Bild 1*

Aus Bild 1 erkennt man, dass der Rechenverlustbeiwert ζ_R für die Verlegung in der Mitte für alle Rechen am kleinsten ist. Der prozentuale Unterschied ist für den Rechen A am grössten und wird mit steigendem Blockierungsgrad der Rechen kleiner. Eine Verlegung in der Mitte des Rechenfeldes erzeugt also geringere Energieverluste am Einlaufrechen, als eine Rechenverlegung unten (z.B. Geröll) bzw. oben (z.B. Geschwemmsel). Der Unterschied wird jedoch mit steigendem Blockierungsgrad geringer.

➢ *Rechteck-Verlegung unten 0%, 12.5% (Nr. 10), 25% (Nr. 1), Bild 2*

Die Ergebnisse für die 12.5% Verlegung unten zeigen praktisch keinen Unterschied zu den Ergebnissen für den vollkommen freien Rechen (0% Verlegung). (Bild 2). Die Ursache liegt in der Geschwindigkeitsverteilung. Die 12.5% Verlegung reicht noch nicht so stark in das Geschwindigkeitsprofil mit den hohen Geschwindigkeit, wie die 25% Verlegung. Für die Praxis darf also davon ausgegangen werden, dass der Verlustbeiwert mit der Mächtigkeit der Sohlablagerungen überproportional zunimmt.

Weiter ist ersichtlich, dass die Verlegung einen bedeutend grösseren Einfluss auf die Rechenverluste hat als die Verbauung.

Nimmt man z.B. in Bild 2 den Rechen C ohne Verlegung, beträgt der Blockierungsgrad ca. 46 % und der Rechenverlustbeiwert ζ_R 1.82. Fast denselben Blockierungsgrad von 48 % weist der Rechen B mit einer Verlegung unten von 25 % auf, jedoch ist der Verlustbeiwert dort mit ζ_R = 3.34 bedeutend höher. In der Praxis bedeutet diese Tatsache, dass mit der Forderung nach engeren Rechenstababständen nicht nur der Rechenverlust aufgrund der grösseren Verbauung zunehmen wird; durch die zu erwartende stärkere Verlegung von Rechen mit engerem Stababstand, werden die Energieverluste stark überproportional ansteigen.

- *Rechteck-Verlegung rechts 0%, 12.5%, (Nr. 8), 25% (Nr. 5), Bild 3*

Die vertikale Rechenverlegung verhält sich anders als die zuvor geschilderte horizontale Verlegung. In Bild 3 lässt sich eine eindeutige Kurve unabhängig vom Rechentyp oder der Verlegung angeben. Der Verlustbeiwert hängt lediglich vom Blockierungsgrad ab. Die Verlegung hat also in diesem Fall den gleichen Einfluss wie die Verbauung.

Dies hängt damit zusammen, dass sich die horizontalen Wirbelstrukturen, hervorgerufen durch Verlegung, mit den horizontalen Wirbeln, hervorgerufen durch die einzelnen Rechenstäbe, überlagern und teils aufheben. Die dominierende Wirbelstruktur ist in diesem Fall 2-dimensional, und die Energiedissipation nicht so gross wie bei der horizontalen Verlegung, wo sich die vertikalen Wirbelstrukturen der Verlegung mit den horizontalen Wirbelstrukturen der einzelnen Rechenstäbe superponieren und ein dominierendes 3-dimensionales Wirbelfeld bilden.

Verlegungen mit einer vertikalen Ausrichtung erzeugen geringere Energieverluste als Verlegungen mit horizontaler Ausrichtung. Aufgrund der Gegebenheiten, die in der Natur der Anströmung liegen, sind jedoch in der Praxis Verlegungen mit hori-

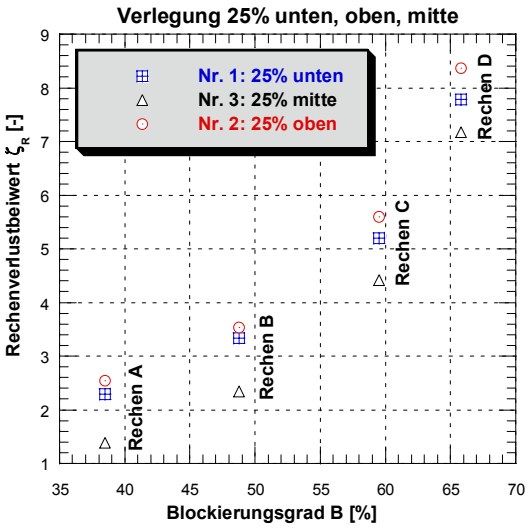


Bild 1: 25% Verlegung unten, oben, mitte

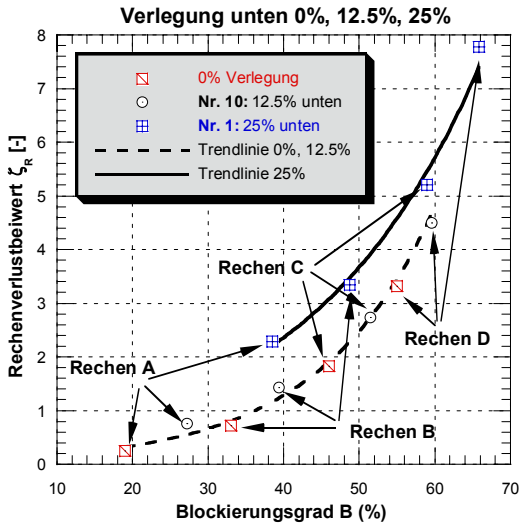


Bild 2: Verlegung unten, 0%, 12.5%, 25%

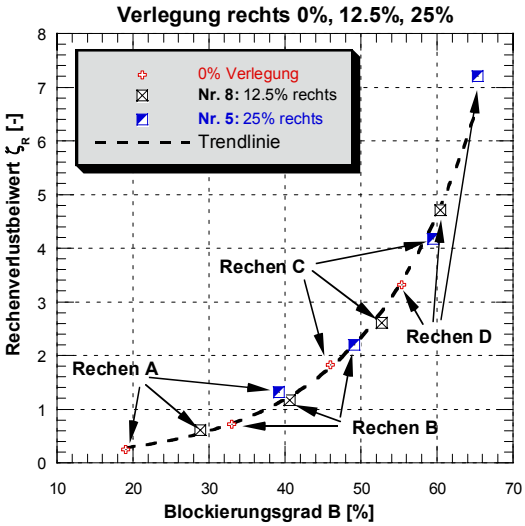


Bild 3: Verlegung rechts, 0%, 12.5%, 25%

zontaler Ausrichtung häufiger und somit entscheidender für die Entstehung von Energieverlusten.

4 Naturmessung

4.1 Allgemeines

Mit der Naturmessung sollten die tatsächlichen Strömungsbedingungen vor der Rechenebene und die am Objekt auftretenden Rechenverluste erfasst und der zuvor am wasserbaulichen Modell untersuchte Einfluss der Verlegung mit Hilfe der Naturmessung überprüft werden. Die detaillierten Ergebnisse der Naturmessung sind in einem Bericht an die BKW FMB Energie AG zusammengefasst [4].

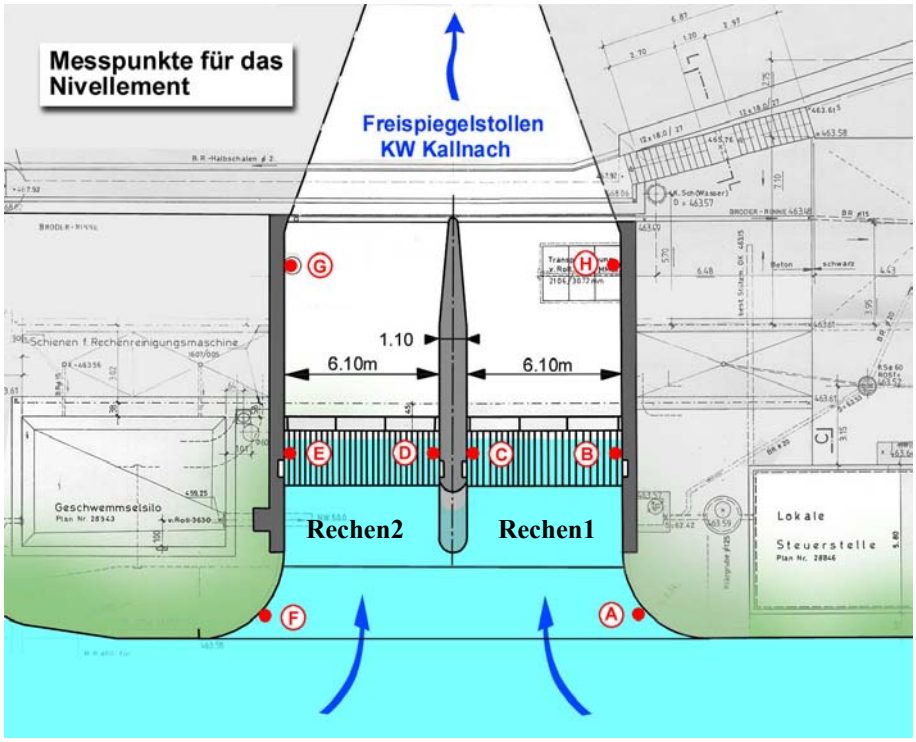
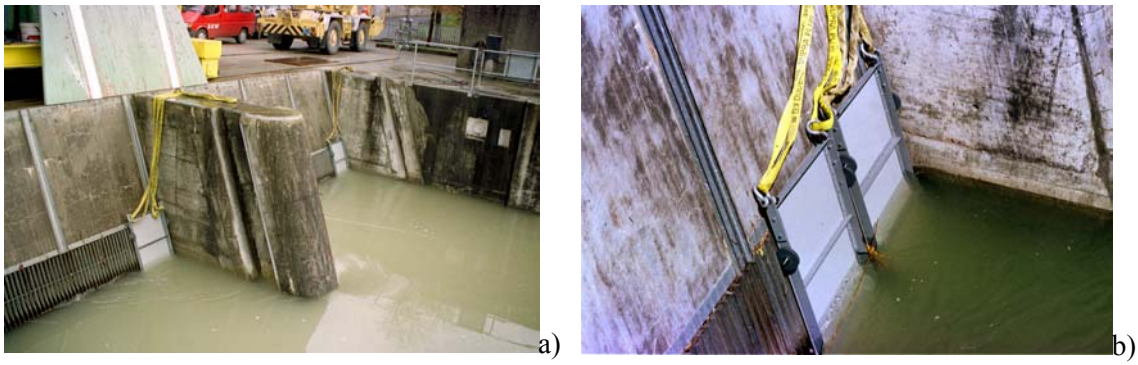


Bild 4: Detailansicht der Wasserfassung Kallnach mit Messpunkten für das Wasserspiegelnivellement.

Das Wasserkraftwerk Kallnach befindet sich im Besitz der BKW FMB Energie AG, Bern und liegt an der Aare auf ca. halber Fliesstrecke zwischen Bern und dem Bielersee. Die Wasserfassung an der die Naturmessung stattfand, liegt direkt vor der Wehranlage beim KW Niederried-Radelfingen (Bild 4). Diese Wehranlage wurde ursprünglich für den Betrieb des Wasserkraftwerkes Kallnach erstellt und dient heute beiden Kraftwerken. Das Wasser gelangt durch einen unterirdischen Freispiegelstollen zum Wasserschloss Kallnach, von wo es via Druckleitung zur Turbine fliesst. Über den künstlich geschaffenen Kallnach-Kanal wird es offen in den Hagneck-Kanal zurückgeführt. Das Kraftwerk ist mit einer Kaplan-Rohrturbine mit 8 MW Leistung ausgerüstet. Die Rechenanlage besteht aus 2 Rechenfeldern mit Rechenstäben, welche ein Fischbauch-Profil aufweisen. Die lichte Rechenstabweite b beträgt 49.8 mm, die Stabdicke s = 16 mm, die Stablänge l = 120 mm und der Verbauungsgrad p = 0.335 bzw. 33.5 %.

Die Naturmessung wurde am 25. und 26. April 2001 durchgeführt. Die 0.76 m breiten und 6 m hohen Verlegungselemente wurden an der VAW vorbereitet und mit Hilfe eines Mobilkranes vor den Rechenfeldern vertikal eingebaut. Die Art der Verlegung musste für die Naturmessung, wie auch schon bei den Modellversuchen, im Gegensatz zur tatsächlich auftretenden Verlegung, abstrahiert werden. Aus Gründen der einfachen Montage während des Kraftwerkbetriebes wurde eine vertikale Verlegung über die gesamte Höhe des benetzten Fliessquerschnittes gewählt. Die damit erzeugte Verlegung variierte zwischen 0 %, 12.5 % und 25 % pro Rechenfeldfläche. Folgende Lastfälle, welche sich nur durch die Verlegung der einzelnen Rechenfelder unterscheiden, wurden dabei untersucht:

- *Lastfall 1:* Rechen 1 = 0 % verlegt, Rechen 2 = 0 % verlegt
- *Lastfall 2:* Rechen 1 = 12.5 % verlegt, Rechen 2 = 12.5 % verlegt (Bild 5a)
- *Lastfall 3:* Rechen 1 = 25 % verlegt, Rechen 2 = 0 % verlegt (Bild 5b)



a) b)

Bild 5: a) Verlegung für Lastfall 2; Beide Rechenfelder sind jeweils vertikal mit 12.5% verlegt. b) Verlegung für Lastfall 3; Rechenfeld 1 ist mit 25% verlegt und Rechenfeld 2 ist unverlegt.

Die Geschwindigkeitsmessung erfolgte 3-dimensional mit zwei baugleichen ADV-Sonden (Accoustic Doppler Velocimeter) der Firma Nortek nach ISO 3354-1975 [5]. Um die Messpunkte im Querschnitt genau abfahren zu können, wurde ein speziell an der VAW konstruierter Messwagen verwendet. Dieser wurde mit Hilfe des Mobilkranes in die entsprechende vertikale Position gefahren.

Um die genaue lastfallabhängige Lage der Wasserspiegel vor und nach dem Rechen zu ermitteln, wurde pro Lastfall jeweils ein Nivellement vor und nach der Geschwindigkeitsmessung durchgeführt. Die Punkte an denen der Wasserspiegel gemessen wurde, sind in Bild 4 eingezeichnet. Die Wahl der Messpunkte musste in erster Linie aufgrund ihrer Aussagekraft und der Durchführbarkeit einer genügend genauen Messung erfolgen.

4.2 Ergebnisse

Für alle untersuchten Lastfälle wurde die genaue Wasserspiegellage vor und nach dem Rechen, die Geschwindigkeits- und Turbulenzverteilung, der Durchfluss, die Energieverlusthöhe am Rechen und der effektive Rechenverlustkoeffizient bestimmt.

Die *Energielinienhöhe He* setzt sich für den betrachteten Fall aus geodätischer Höhe (z), Geschwindigkeitshöhe ($v^2/2g$), Druckhöhe ($p/\rho g$), und eventuell vorkommenden Verlusthöhen ($\Sigma\Delta h_v$) zusammen (Gleichung 5).

$$He = z + \frac{v^2}{2g} + \frac{p}{\rho g} - \Sigma \Delta h_v [mü.M.] \quad (5)$$

Die Energiehöhen werden vor dem Rechen (H_{ev}) und nach dem Rechen (H_{en}) bestimmt. Da in diesem Fall lediglich die Energieverlusthöhe durch den Rechen bestimmt werden soll, muss der *Energieverlust* Δh_E, welcher im Einlaufbereich nach Gleichung 6 entsteht, in Abzug gebracht werden.

$$\Delta h_E = \zeta_E \frac{v_R^2}{2g} [m] \quad (6)$$

Der Verlustkoeffizient ζ_E für den Einlaufbereich wird für beide Rechen mit 0.2 eingesetzt. Die *Energieverlusthöhe* Δh_R durch den Rechen ergibt sich dann aus Gleichung 7 und der *Rechenverlustkoeffizient* ζ_R aus Gleichung 8.

$$\Delta h_R = H_{ev} - \Delta h_E - H_{en} [m] \quad (7)$$

$$\zeta_R = \frac{\Delta h_R}{v_R^2} 2g [-] \quad (8)$$

Die Ergebnisse für die einzelnen Lastfälle und Rechen sind in Tabelle 3 aufgelistet. Durch das Anbringen einer 12.5 % Verlegung steigt die Energieverlusthöhe am Rechen von ca. 2 cm (unverlegt) auf ca. 5 cm an. Dieser Effekt wird durch eine 25 % Verlegung noch verstärkt. In diesem Fall verfünffacht sich die Energieverlusthöhe auf 10 cm gegenüber dem Lastfall 1 ohne Verlegung.

Parameter	Lastfall 1		Lastfall 2		Lastfall 3	
	Rechen 1	Rechen 2	Rechen 1	Rechen 2	Rechen 1	Rechen 2
Verlegung [%]	0	0	12.5	12.5	25	0
m. Wsp. zv [m ü.M.]	461.043	461.064	461.013	461.029	461.041	461.034
m. Wsp. zn [m ü.M.]	461.030	461.050	460.98	461.000	460.960	461.020
v_R [m/s]	0.82	0.69	0.94	0.79	0.97	0.88
Q [m^3/s]	24.40	20.62	24.56	20.70	21.85	26.11
Hev [m ü.M.]	461.077	461.088	461.058	461.061	461.089	461.059
Δh_E [m]	0.007	0.005	0.009	0.006	0.010	0.005
Hen [m ü.M.]	461.046	461.064	461.000	461.014	460.975	461.034
Δh_R [m]	0.021	0.020	0.050	0.041	0.104	0.020
ζ_R [-]	0.63	0.82	1.10	1.27	2.15	0.81

Tab. 3: Ausgewertete Messergebnisse der Naturmessung.

5 Vergleich der Naturmessungen mit Messungen am Modell

5.1 Allgemeines

Bei der Naturmessung wurden mit den 3 Lastfällen die Konfigurationen Nr.5 und Nr.8 (siehe auch Tab. 3) wie schon bei den Modellversuchen untersucht. Auch der Rechen besitzt im Modell (p=34%) ungefähr den selben Verbauungsgrad wie in der Natur (p=33.5%). Lediglich das Rechenstabprofil im Modell (rechteckig) unterscheidet sich von dem in der Natur (fischbauchförmig). Mit den vorhandenen Daten lässt sich nun ein

Vergleich zwischen Natur- und Modellergebnissen wie auch mit denen nach der Kirschmer-Gleichung durchführen.

$$\zeta_R = k_f \left(\frac{s}{b}\right)^{\frac{4}{3}} [-] \tag{9}$$

Die Gleichung (9) von Kirschmer ist im deutschsprachigen Raum nach wie vor die am häufigsten für die Berechnung der Energieverlusthöhe am Rechen verwendete. In der Kirschmer-Gleichung entspricht k_f dem Stabformbeiwert (0.76, fischbauchförmig; 2.42, rechteckig); s entspricht der Stabdicke (16 mm) und b der lichten Stabweite (48.9 mm).

Zweck dieses Vergleichs ist es unter anderem auch das hydraulische Modell auf seine Tauglichkeit zu überprüfen und mögliche Massstabseffekte bei der Modelluntersuchung zu lokalisieren.

5.2 Ergebnisse

Die Ergebnisse sind in Bild 6 dargestellt. Der Verlustkoeffizient ζ_R nimmt mit ansteigender Verlegung d.h. zunehmender Blockierung stark zu und ist im Fall der 25 % Verlegung ca. 3.5 mal so hoch wie ohne Verlegung. Dies trifft sowohl für die Ergebnisse am hydraulischen Modell, wie auch für die Ergebnisse der Naturmessung zu. Diesbezüglich stimmen die Ergebnisse recht gut überein. Mit zunehmender Verlegung steigt die mittlere Geschwindigkeit, was die Energieverlusthöhe überproportional ansteigen lässt. Dies ist einer der massgebenden Gründe dafür, dass die Energieverluste an Einlaufrechen mit den bekannten Gleichungen, von denen keine die Verlegung mitberücksichtigt, häufig unterschätzt werden.

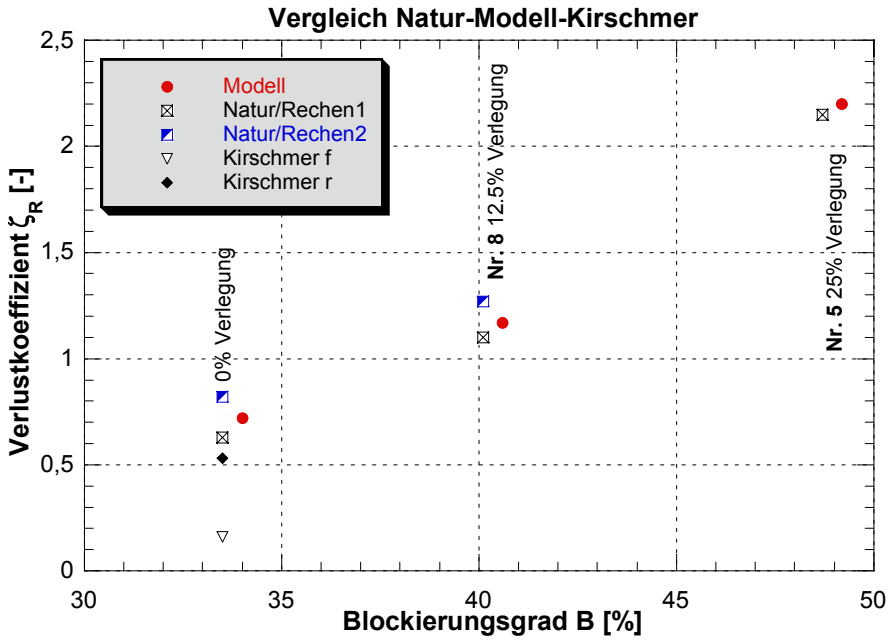


Bild 6: Vergleich der Verlustkoeffizienten in Abhängigkeit vom Blockierungsgrad für eine variierende vertikale Verlegung zwischen Natur, Modell und Kirschmer.

Betrachtet man nun den Fall mit 0% Verlegung fällt auf, dass der mit der Kirschmer Gleichung berechnete Verlustkoeffizient für das fischbauchförmige Rechenstabprofil, im Vergleich zur Naturmessung tiefer ausfällt. Als möglicher Grund für diese Differenz

kommt das durch Belag veränderte Rechenstabprofil in Frage. Im Zuge einer Begehung während einer Revision konnte an den Rechenstäben ein aus kleinen Muscheln und Algen bestehender Belag festgestellt werden, der das ursprüngliche Fischbauch-Profil zu einem annähernd rechteckförmigen Profil verändert hat. Wird für die Berechnung mit der Kirschmer Gleichung der Stabformbeiwert k_F=2.42 für das rechteckige Rechenstabprofil als Extremwert eingesetzt, stimmen das Ergebnis aus der Naturmessung mit dem nach Kirschmer für den Fall der 0% Verlegung gut überein. Dies trifft auch für die Ergebnisse aus den Modellversuchen, welche am rechteckförmigen Stabprofil durchgeführt wurden, zu (siehe Bild 6).

Jedoch lässt sich dieser Unterschied nicht nur durch das durch Belag veränderte Rechenstabprofil erklären. Als mögliche weitere Ursachen kommen die unvermeidlichen Strömungsinhomogenitäten, welche sowohl bei der Berechnung mit der Kirschmer Gleichung als auch bei den Modellversuchen nicht berücksichtigt werden, in Frage. Durch weitere Untersuchungen am hydraulischen Modell muss der Einfluss von Strömungsinhomogenitäten auf die Energieverluste an Rechen noch geklärt werden.

6 Schlussfolgerungen

Die horizontal ausgerichtete Verlegung (Geschwemmsel, Geröll, etc.) hat einen bedeutend grösseren Einfluss auf die Energieverluste am Rechen als die Verbauung (Rechenstäbe, etc.). In der Praxis bedeutet dies, dass mit der Forderung nach engeren Rechenstababständen nicht nur der Rechenverlust aufgrund der engeren Verbauung zunehmen wird. Durch die zu erwartende stärkere Verlegung von Rechen mit engerem Stababstand, werden die Energieverluste zusätzlich stark überproportional ansteigen.

Eine praxisnahe Verlegung mit horizontaler Ausrichtung, wie zum Beispiel Geröll an der Sohle oder Laub und Geschwemmsel an der Wasseroberfläche, rufen bedeutend grössere Energieverluste hervor als eine prozentual gleich grosse praxisferne Verlegung mit vertikaler Ausrichtung.

Modellversuche und Naturmessung haben gezeigt, dass sich die Energieverlusthöhe bei einer 12.5 % Verlegung mit vertikaler Ausrichtung gegenüber dem Fall ohne Verlegung verdoppelt. Durch eine 25 % Verlegung wird die Energieverlusthöhe sogar verfünffacht. Dieser Effekt wird bei einer 25 % Verlegung mit horizontaler Ausrichtung zum Beispiel Geröll an der Sohle oder Geschwemmsel an der Wasseroberfläche bis zum siebenfachen verstärkt.

Die Ergebnisse der hydraulischen Modellversuche ergeben eine gute Übereinstimmung mit den Resultaten der Naturmessung. Damit ist gewährleistet, dass mit einer noch zu entwickelnden Beziehung der Einfluss der Verlegung realistisch abgeschätzt werden kann.

Mit der in der Praxis häufig angewendeten Gleichung von Kirschmer wird der tatsächlich auftretende Energieverlust stark unterschätzt, da damit weder der Verbauungsgrad, noch Schräganströmung, Verlegung und Strömungsinhomogenitäten berücksichtigt werden.

7 Ausblick

Mit Hilfe von weiteren Modellversuchen an der VAW und Naturmessungen soll eine neue Beziehung entwickelt werden, welche die verlustrelevanten Parameter Verbauung, Schräganströmung, Verlegung und Strömungsinhomogenitäten beinhaltet. Mit dieser neuen Beziehung können in Zukunft die tatsächlich auftretenden Energieverluste an Einlaufrechen realistischer abgeschätzt werden.

Dank

Unser besonderer Dank gilt dem Projekt- und Studienfonds der Elektrizitätswirtschaft (PSEL), welcher durch seine grosszügige Unterstützung diese Arbeit ermöglicht.

Der BKW FMB Energie AG, insbesondere allen direkt Beteiligten an der Messkampagne beim Kraftwerk Kallnach, Aare, möchten wir an dieser Stelle herzlich für die tatkräftige Unterstützung bei der Vorbereitung, wie auch während der Messtage, danken.

Literatur

[1] Kirschmer, O. (1926): Untersuchungen über den Verlust an Rechen, Mitteilungen Hydraulisches Institut München, Nr.1

[2] VAW (2001): Energieverluste an Einlaufrechen von Flusskraftwerken bei inhomogener Anströmung, 1. Zwischenbericht an den Projekt und Studienfonds der Elektrizitätswirtschaft (PSEL), Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH-Zürich (VAW)

[3] VDEW, (1989): Datenerfassung Rechenverluste, Vereinigung Deutscher Elektrizitätswerke (VDEW), unveröffentlicht

[4] VAW (2001): Energieverluste an Einlaufrechen, Naturmessung KW Kallnach, Bericht an den Projekt und Studienfonds der Elektrizitätswirtschaft (PSEL), Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH-Zürich (VAW)

[5] International Standard ISO 3354, (1975): Measurement of clean water flow in closed conduits - velocity-area method using current-meters

[6] VAW (1999) Untersuchung über den Einfluss der Geometrie und Anströmung von Einlaufrechen auf den Betrieb von Wasserkraftwerken. Schlussbericht an die Vereinigung Deutscher Elektrizitätswerke (VDEW), Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH-Zürich (VAW)

Anschrift der Verfasser:

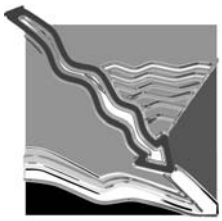
Hubert Meusburger, Dipl.-Bauing. ETH, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, CH-8092 Zürich. E-mail: meusburger@vaw.baug.ethz.ch

Katja Rutishauser, Dipl.-Bauing. ETH, pom+ Consulting AG, CH-8055 Zürich.
E-mail: rutishauser@pom.ch

Dr. Peter Volkart, Dipl.-Bauing. ETH, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, CH-8092 Zürich. E-mail: volkart@vaw.baug.ethz.ch

Prof. Dr.-Ing. H.-E. Minor, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, CH-8092 Zürich. E-mail: minor@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



Optimierung des Geschiebedurchtriftsvermögens beim Kraftwerk Hochwuhr mittels hybrider Modellierung

F. Schöberl, R. Stärz

1. Einleitung

Der Feststoffhaushalt der meisten Alpenflüsse ist heute mehr oder weniger gestört. Alle Eingriffe in das Flussregime bedürfen daher einer verstärkten Kontrolle und Überprüfung der Folgewirkungen. Flussstauhaltungen greifen sehr wesentlich in die Prozesse der Geschiebeverlagerung ein. Will man eine Beeinträchtigung des Transportgleichgewichtes vermeiden, müssen geeignete Massnahmen zur Bewirtschaftung des Stauraumes hinsichtlich der zwischengelagerten Sedimente ergriffen werden, z.B. Schöberl (1992) und (1996).

Das vorliegende Fallbeispiel betrifft ein von der Ingenieurgemeinschaft Lässer-Feizlmayr projektiertes neues Flusskraftwerk an der Ill in Vorarlberg, welches derzeit im Stadtbereich von Feldkirch mit einem Ausbaudurchfluss von 50 m^3/s errichtet wird, Fritzer et al (2001). Die Anlage wird einem relativ niedrig ausgelegten, alten Ausleitungskraftwerk (Q_{Ausbau} = 35 m^3/s) zur Seite gestellt, womit einerseits eine wasserkraftmäßige Erschließung des Restwassers und andererseits eine deutlich verbesserte Nutzung des Mittelwasserpotenzials erzielt werden kann.

Die sehr problematische Geschiebetransportsituation an der Ill erlaubt keine weitere Verschlechterung des derzeitigen Zustandes. Eine behördliche Hauptforderung zielte daher auf die unbedingte Aufrechterhaltung der Geschiebeverfrachtung im bisherigen Ausmaß ab. Die Ill als alpiner, geschiebeführender Fluss hat ihr Quellgebiet im Montafon und ist infolge des intensiven Kraftwerksausbaus in diesem Landesteil in ihrem Abflusshaushalt stark verändert. Über weite Streckenbereiche herrschen Restwasserbedingungen vor. Bestimmend für die Strömungsverhältnisse im Zulauf zum neuen Kraftwerk ist die Triebwasserrückgabe des mehrere Kilometer flussaufwärts liegenden Walgauwerkes. Bezüglich des jährlichen Geschiebeanfalls kann von einer Größe von ca. 30000 m^3 ausgegangen werden, Donauconsult (1995).

2. Untersuchungskonzept

Die Wahl und Auslegung von Massnahmen zur Geschiebebewirtschaftung von Stauräumen wird von den hydrologischen und sedimentologischen Randbedingungen bestimmt, DVWK (1993), Schöberl (1992). In Anbetracht der Größe des Geschiebeanfalls ist im vorliegenden Fall eine kontrollierte Geschiebedurchschleusung mittels Staulegung während der jährlichen Hochwasserphasen als geeignetste Lösung anzusehen. Voraussetzung für den Erfolg ist ein entsprechend gestalteter Stauraum, der eine optimale Verlagerung des Geschiebes erlaubt ohne die Entnahmeeinrichtungen des Kraftwerkes zu beeinträchtigen.

Die komplexen und gleichzeitig heiklen Prozessabläufe legten den Einsatz eines physikalischen Modellversuches nahe. Da auf diese Weise nur ein Ausschnitt des Stauraumes nachgebildet werden konnte, war es methodisch angezeigt, die Strömungsverhältnisse in den flussauf- wie flussabwärts angrenzenden Fließstrecken durch begleitende numerische Simulationen zu ergänzen, siehe Abb. 1, Schöberl-Stärz (2000). Der Simulation der Oberwasserstrecke kam dabei die Aufgabe zu, die geschiebemorphologischen Verlandungsbedingungen für die obere Schnittstelle des physikalischen Modells zu definieren. Ziel des rechnerischen Unterwassermodells lag in der Vorgabe tolerierbarer Spülraten, welche ohne störende Zwischenauflandungen in der Unterwasserstrecke weitertransportiert werden konnten.

2.1 Numerische Simulationen

Für die Untersuchungen des Geschiebetransportes in der Zulauf- und Unterwasserstrecke des Kraftwerkes Hochwuhr kam das 1- dimensionale Simulationsprogramm HEC 6, vom US Army Corps of Engineers zum Einsatz. Für die Beurteilung und Berechnung von Transportvorgängen waren die Eigenschaften des bewegten Materials und der Sohle sowie deren Rauigkeit und die des Ufers zu beachten. Die Aufbereitung des Programms erfolgte unter Verwendung der vom Büro ILF zur Verfügung gestellten Querprofile. Hydrologische Grundlage bildete das durchschnittliche Abflussverhalten der Messperiode 1985 –1997. Als sedimentologische Charakteristik der Sohle wurde die Deckschichtzusammensetzung basierend auf der mittleren Grundschichtverteilung der Sohlproben herangezogen.

2.1.1 Zulaufstrecke

Die Zulaufstrecke wurde über den rechnerischen Stauwurzelbereich hinaus gehend auf eine Distanz von ca. 1,2 km erfasst. Flussab der MQ-Stauwurzel verengt sich das Bett in einer von Felswänden begrenzten Durchbruchsstrecke und weitet sich ca. 300 m vor dem geplanten neuen Kraftwerk wieder auf. Mittels eines hier schräg liegenden Streichwehres wird ein Teil des Wassers zum Entnahmekanal des bestehenden Kraftwerkes Feldkirch geleitet. Darüber hinaus üben zwei nachfolgende, mit Mittel- und Hochwuhr bezeichnete Sohlabstürze markante Kontrollfunktionen aus.

Der Untersuchungsumfang war auf die im physikalischen Modell zu beantwortenden Hauptfragen ausgerichtet: a) Überprüfung der derzeitigen zu erwarten-

den Transportbedingungen sowie b) Darstellung der Verlandungsbedingungen im zukünftigen Stauraum für verschiedene Durchschleusungsszenarien.

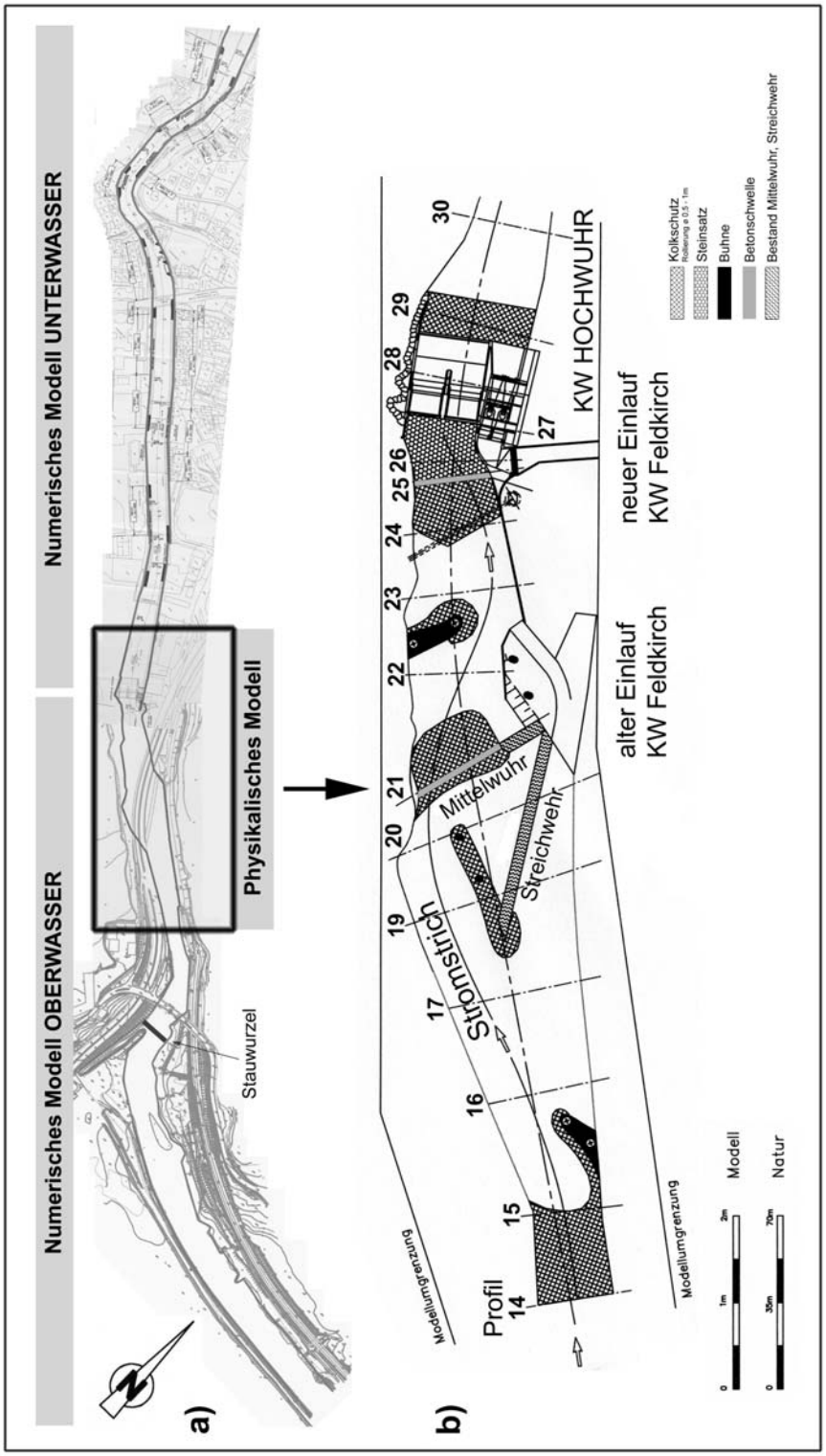


Abb. 1 Übersichtspläne KW Hochwuhr

a) Anordnung und Gebietsüberdeckung der einzelnen Modellkomponenten

b) Lageplan mit optimierter Stauraumgestaltung

Die hydraulische Berechnung lieferte in Abhängigkeit vom Abfluss für jedes Profil Wasserspiegellagen sowie die aus der Differenz zwischen Transportvermögen und Geschiebezufuhr ermittelten Sohlhöhen. Mit der vorgegebenen Geschiebefracht wurden für den Ist-Zustand leicht anlandende Bedingungen errechnet, die auch im physikalischen Ausschnittsmodell beobachtet wurden und als Hinweis genommen werden können, dass das vorgegebene Geschiebeaufkommen als etwas zu hoch eingestuft werden muss.

Aufbauend auf die im physikalischen Modell ermittelte neue Geometrie der Tiefenrinne des Stauraumes, siehe Pkt. 2.3.2, wurde mittels der numerischen Berechnung die Akkumulation im Stauraum bestimmt. Als Beispiel ist in Abb. 2a das Ergebnis der Simulationen für das Normaljahr und den optimierten Staubetrieb mit 5 Tagen Stauabsenkung dargestellt. Gemäß dieser Berechnung sammelt sich im Stauraum während der Stauperiode durchschnittlich eine Kubatur von ca. 23000 m^3 an. Der Verlandungskörper kann dabei bis 100 m vor das Wehr wandern und erreicht an der vorderen Verlandungsfront eine Höhe von ca. 1,5 m. Diese Ergebnisse bildeten ihrerseits den Ausgangspunkt für die nachfolgenden Spülvorgänge im physikalischen Modell.

2.1.2 Transportsituation im UW

Mittels des Modells wurden die Strömungsverhältnisse in der gesamten Stadtstrecke flussab des Wehres bis in eine Entfernung von 1,75 km verfolgt. Zu den Besonderheiten der Stadtstrecke im Bereich von Feldkirch zählen einerseits zwei sohlstützende Einbauten und andererseits eine auf eine Länge von ca. 900 m auftretende Bettverschmälerung im Bereich der Kapfschlucht, die den Fluss bis auf 25 m einengt. Nach den Beobachtungen des Landeswasserbauamtes ist die Sohle in der Stadtstrecke als stabil bzw. örtlich leicht eintiefend zu beurteilen. Schon derzeit wird die Geschiebeverlagerung wesentlich durch die Wasserentnahme durch das Ausleitungskraftwerk KW Feldkirch beeinflusst. Bezogen auf die durchschnittliche Abflussdauerlinie verringert sich dadurch die Geschiebezufuhr in die Stadtstrecke von natürlich ca. 90 Tagen auf ca. 30 Tage pro Jahr.

Dem Transportmodell kam eine doppelte Aufgabe zu. Einerseits sollte die notwendige Anzahl von Spültagen zum Weitertransport des Geschiebes in der Stadtstrecke festgelegt werden, andererseits wurde gleichzeitig eine Optimierung des Sohlüberganges im Abströmbereich des Kraftwerkes angestrebt.

Ähnlich zum Oberwassermodell wurden zur Beurteilung der Transportbedingungen die sich unter Strömungsbelastung ändernden Sohlhöhen herangezogen, wobei das Hauptinteresse der Quantität der Veränderung als Funktion der Abflussdauer galt. Die Ergebnisse des derzeitigen Zustandes dienten wieder als Referenzgröße für die Beurteilung der Verhältnisse bei Errichtung des neuen Kraftwerkes. Da die Hochwasserschutzplanung des Landeswasserbauamtes eine partielle Eintiefung der Sohle in diesem Bereich vorsieht, wurde versucht, das Projekt auf diese zukünftigen Bedingungen abzustimmen. Als Kriterium für die erforderliche Sohlneigung wurde die Größe der Zwischenverlandung während eines durchschnittlichen Abflussjahres herangezogen.

Es zeigte sich, dass sich während und unmittelbar nach der Spülung des Stauraumes Zwischenverlandungen aufbauen, deren Ausmaß stark sowohl von der

Anzahl der Spültage als auch von der Wahl des Sohlgefälles im Abflussbereich des Kraftwerkes beeinflusst wurden. Für die einwandfreie Beherrschung des Weitertransportes analog zum Ist-Zustand erwies sich eine Mindestdauer von 5 Spültagen pro Jahr sowie ein Sohlverlauf mit einem Anschlussgefälle von 0,4% als erforderlich, siehe Abb. 2

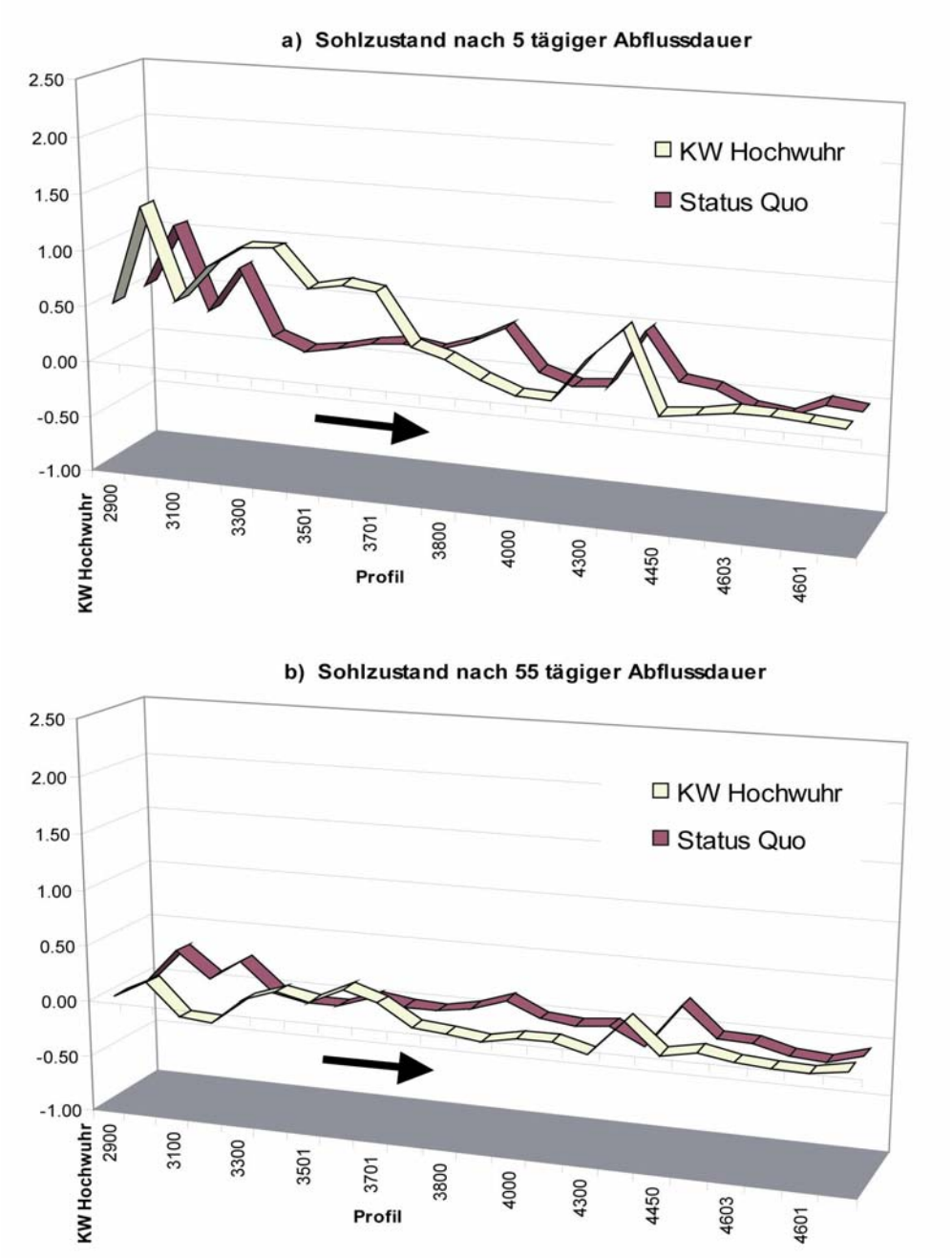


Abb. 2 Sohländerungen in der UW-Strecke nach 5 und 55 Tagen Abflussdauer im Normaljahr – Vergleich Projektszustand und Status Quo

2.2 Optimierung der Geschiebedurchschleusung

2.2.1 Grundlagen des physikalischen Modells

Das physikalische Modell erfasste einen ca. 400m langen Ausschnitt des Stauraumes und unterwasserseitig des Wehres eine Strecke von ca. 100m. Für die Wahl des Modellmaßstabes von 1:35 war die Beachtung der für eine einwandfreie Simulation der Geschiebeführung erforderlichen Mindestmodellkorngrößen und die Forderung nach einer ausreichenden Übertragungsgenauigkeit der Messergebnisse bestimmend. Die Flusssohle wurde zur Gänze aus beweglichem Kornmaterial aufgeschüttet. Die Kornverteilung des verwendeten Sohlmaterials repräsentiert einen Mittelwert der in der Natur erhobenen Kornverteilungen mit einem maßgebenden Korndurchmesser von ca. 7 cm (Naturgröße) und einem Größtkorn von 30 cm. Direkt im Einlaufquerschnitt war auch die Geschiebezugabeeinrichtung situiert. Für Wasserführungen kleiner HQ_1 kam eine im Vergleich zum Sohlgeschiebe etwas feinere Zusammensetzung zum Einsatz. Die rau-turbulenten Strömungszustände der Ill konnten gut durch das Froude´sche Modellgesetz beschrieben werden. Unter Bezug auf die Modellkorngrößen des Geschiebes der Ill ist dieses Gesetz auch für die adäquate Simulation des Geschiebetransportes geeignet.

2.3.2 Lenkungsmaßnahmen im Stauraum

Der Stau wird durch eine 2-feldige Wehranlage mit jeweils 13 m Öffnungsweite erzeugt. Das seitlich anschließende Krafthaus von 20 m Breite beherbergt 2 Turbinen und engt den Strömungsraum zur Hochwasserabfuhr rechtsseitig um ca. 1/3 der vorhandenen Bettbreite ein. Da im Vergleich zum derzeitigen Zustand der Geschiebetransport nur auf eine kurze Periode mit freien Abflusszuständen begrenzt wird, kommt einem hohen Geschiebetransportvermögen große Bedeutung zu. Die Strömungsverhältnisse im vorderen Stauraum werden zum Einen durch die unter Punkt 2.1.1 angeführten Sohlbauwerke, zum Anderen durch eine Aufweitung des Bettes und geringes Sohlgefälle beeinflusst, also Eigenschaften die einer raschen Geschiebemobilisierung entgegenstehen. Vorrangig bestand die Aufgabe darin, die Staustrecke so zu gestalten, dass bei Staulegung eine effiziente Geschiebedurchschleusung erzielt werden konnte. Wesentliche Zwangspunkte bildeten dabei die im Zulaufbereich in Flussmitte gelegenen Brückenpfeiler der Bundesstraßenbrücke. Um in den Spülphasen die Turbinenzuläufe sowie den abzweigenden Kanal des Ausleitungskraftwerkes nicht zu gefährden, musste eine geschiebeablenkende Strömung im unmittelbaren Zuströmbereich des abzweigenden Kanals und des Turbineneinlaufes erzeugt werden. Im Hinblick auf die Geschiebefreihaltung wurde die Zuströmung so geführt, dass beide Einläufe an der Außenseite einer künstlich initiierten Krümmung zu liegen kamen. Zur Verbesserung der Geschiebeabtrift wurden ferner beide Sohlschwellen im Zulauf um ca. 1m abgesenkt. Zur Verlängerung der Tiefenrinne flussaufwärts wurde die Hauptströmung linksseitig der Brückenpfeiler geführt. Dazu musste das alte Streichwehr teilweise abgetragen werden sowie eine Buhne zur Ablenkung der Strömung in Richtung des neuen Flussbettes angeordnet werden. Mit der linksseitigen Umströmung der Flusspfeiler konnten die Lenkmaßnahmen der natürlichen Bogenentwicklung der Ill ange-

nähert werden. Die optimierte Linienführung der Tiefenrinne ist in Abb.1b dargestellt.

Ein weiterer Aspekt der Versuche betraf die Anpassung der Spüloperationen an die Transportbedingungen der Unterwasserstrecke. Nach den numerischen Simulationen war davon auszugehen, dass bei Wahl einer Betriebsführung, bei welcher der Stau jeweils an den Tagen mit der höchsten Jahreswasserführung abgesenkt blieb, eine entscheidende Verminderung der Gesamtverlandung infolge direkter Durchschleusung eines erheblichen Anteils des neu zugeführten Materials erreicht werden konnte. In Abstimmung mit dem rechnerischen Unterwasser wurde von einer durchschnittlich 5-tägigen Staulegung pro Jahr ausgegangen.

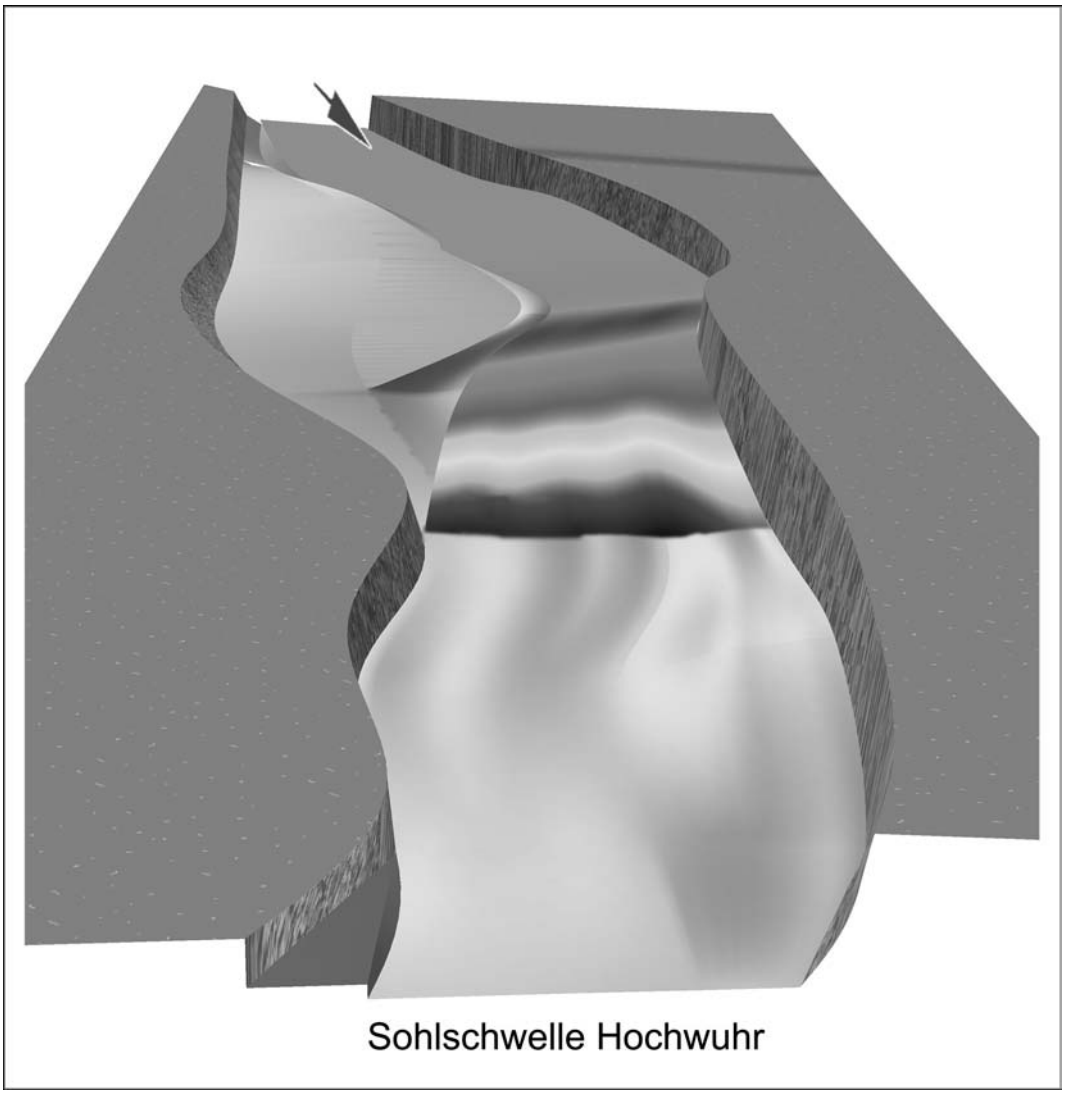


Abb.3 verlandeter Stauraum bei optimiertem Staubetrieb gemäß Pkt. 2.1.1 als Ausgangszustand für die Spülversuche

2.3.3 Optimierung der Stauraumspülung

Die Verlandungshöhen im optimierten Stauraum wurden der begleitenden numerischen Simulation entnommen und dienten als Bezugsgrößen für die nachfolgenden Spülversuche. Interessantes Detail ist, dass infolge der speziell opti-

mierten Gerinnegeometrie die Verlandungssohle nicht höher als das Bettniveau im Ist-Zustand zu liegen kam, Abb 3.

In den Spülversuchen wurde sowohl die raschest mögliche Räumung als auch jenes Spülprogramm getestet, mit welchem kritische Zwischenanlandungen unterhalb des Wehres reduziert werden konnten. Die Versuche zeigten eindrucksvoll, dass ohne Rücksicht auf die Unterwasserstrecke die Jahresgeschiebefracht bei voll gelegtem Stau bereits innerhalb von ca. 2,5 Tagen abgeführt werden kann.

Für einen bezüglich der Unterwasserstrecke praktikablen Betrieb ist es jedoch erforderlich den Stau dosiert abzusenken. Als geeignetes Betriebsreglement erwies sich folgende Vorgangsweise: Die Wehrsegmente werden nur für eine beschränkte Dauer und nur teilweise geöffnet. Sobald die Materialanlandungen im Tosbecken eine kritische Höhe überschreiten, wird die Stauabsenkung gestoppt und das Wasser unter erhöhtem Stau abgegeben. Der damit erreichte geschiebefreie Abfluss wird zur Abspülung des im Tosbecken akkumulierten Geschiebes und zu seiner Weiterverfrachtung genutzt. Dabei ist die Spülung über ein Wehrfeld und der wechselweise Betrieb der Klappen am effizientesten. Als Ergebnis kann abgeleitet werden, dass auf eine kürzere Absenkungsphase (je nach Abfluss in der Größe von 0,5h bis 2h) eine mehrstündige Stauphase mit Abgabe geschiebefreien Wassers folgen sollte. Eine wechselweise Bedienung der Regulierklappen unterstützt zusätzlich die Materialverlagerung. Als Grenzverlandung an der Tosbeckenauslaufschwelle wurde ein Grenzwert von 2m als transportverträglich ermittelt. Die Versuche zum Spülbetrieb der Wehranlage konnten somit nachweisen, dass die Materialverlagerung aus dem Stauraum auf ein für die Unterwasserstrecke geeignetes Maß gedrosselt werden kann.

3. Schlussbemerkungen

Die zur Geschiebebewirtschaftung des Stauraumes Hochwuhr durchgeführten Untersuchungen sind als Versuch zu werten, die heute zur Verfügung stehenden methodischen Möglichkeiten für eine umfassende Beurteilung der Strömungsverhältnisse sowie auch für eine mit den Oberwasser – und Unterwasserbedingungen abgestimmte Optimierung des Spülbetriebes voll zu nutzen. Zur Klärung der Frage nach der optimalen Stauraumgestaltung unter Erhaltung der ungeschmälerten Geschiebeverfrachtung stand ein mit numerischen Berechnungen interaktiv arbeitendes physikalisches Modell im Einsatz. Dabei konnte die große Effektivität von Maßnahmen zur Strömungslenkung, die eine entscheidende Verbesserung der Geschiebetransportbedingungen erzielten, aufgezeigt werden. Mit dem Parallelbetrieb aller drei Modelle gelang schließlich die Entwicklung einer auf den Gesamtabschnitt abgestimmten Lösung, welche die stark restriktiven Vorgaben bezüglich tolerierbarer Sohllagenveränderungen voll erfüllen konnte. Die Modelle ergänzten sich in idealer Weise um die Nah- und Fernfeldprobleme zu behandeln und die Lösungsentwicklungen aufeinander abzustimmen.

Verdankungen

Die Autoren möchten den Stadtwerken Feldkirch für die aufgeschlossene Projektbegleitung und die Möglichkeit zur Veröffentlichung der Untersuchungsergebnisse im Rahmen des Symposiums danken.

Schrifttum

Donauconsult–Zottl&Erber Wasserwirtschaftliches Gesamtkonzept Ill-Frutz-Schwemmfächer, Flussbauliche Detailuntersuchung, 1995

DVWK: Verlandung von Flussstauhaltungen – Morphologie, Bewirtschaftung, Umweltaspekte und Fallbeispiele. Schriften Nr. 105, Verlag Paul Parey, 1993

Fritzer R., Widmann W.,Amann A.:The Hochwuhr project and Feldkirch refurbishment, Internat. Journal of Hydropower&Dams, Vol. 8, Issue2, 2001

Hydrologic Engineering Center: HEC 6 - Scour and Deposition in Rivers and Reservoirs, Users Manual, U.S. Corps of Engineers, Davis USA, 1993

Schöberl F.: Feststoffrückhalt in Stauräumen - Massnahmen zur Verlandungskontrolle, 12.Seminar Landschaftswasserbau der TU Wien, Band 13, 1992

Schöberl F.: Analyse der Stauraumverlandung sowie Verbesserungsmöglichkeiten der Sedimentabspülung beim Lechkraftwerk Kniepass, Internat. Symposium Verlandung von Stauseen und Stauhaltungen, Sedimentprobleme in Leitungen und Kanälen 2. Teil, Mitt. Nr. 143 der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich, 1996

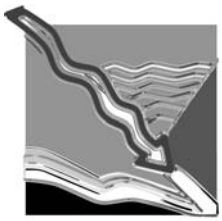
Schöberl F., Stärz R.: Modellversuch Kraftwerk Hochwuhr, 1. Teil: Stauraumgestaltung, Stauraumspülung und Hochwasserabfuhr, Versuchsbericht Institut für Wasserbau Universität Innsbruck, (unveröffentlicht), 2000

Westrich B.: Fluvialer Feststofftransport - Auswirkung auf die Morphologie und Bedeutung für die Wassergüte, GWF Schriftenreihe Wasser-Abwasser, Verlag R. Oldenburg München Wien, 1988

Zottl H., Erber H. : Illregulierung Rhein-Rodund, Generelles Projekt 1978

A.Univ.Prof. Dr. Friedrich Schöberl und Ronald Stärz, Institut für Wasserbau der Universität Innsbruck, Techniker strasse 13, A 6020 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



Durchflußabhängige Stauzielerhöhung beim Draukraftwerk Paternion

Dipl.-Ing. Hubert A. STEINER

Einleitung

Das Draukraftwerk Paternion wurde 1986 bis 1988 als bisher letzte Stufe der Laufkraftwerkskette an der Drau in Kärnten mit einer Ausbauleistung von 23,5 MW und einem Regelarbeitsvermögen von 93,0 GWh errichtet. Für den flußaufwärtigen Weiterbau liegen konkrete Ausbaupläne vor. Wegen der durch marktpolitische und energiewirtschaftliche Entwicklungen entstandenen Rezession im Wasserkraftausbau bestehen jedoch in den nächsten Jahren wenig Chancen auf Realisierung, weshalb Paternion derzeit die Funktion einer Kopfstufe an der energiewirtschaftlich genutzten Drau erfüllt. Auf Grund dieser Randbedingungen wurden Überlegungen angestellt, wie die Energienutzung des KW Paternion sinnvoll zu erhöhen wäre.

Voraussetzungen für derartige Überlegungen waren, daß keine Veränderungen an Bauwerken und stahlwasserbaulichen Anlagenteilen erfolgen sollten und die Kosten für die Umsetzung auf ein Minimum zu beschränken waren.

Ein umfangreiches Variantenstudium mit begleitenden Vorversuchen ergab, daß eine Stauzielerhöhung um 20 cm mit einer durchflußabhängigen Stausteuerung bis max. Q_A = 320 m^3/s und einer Rücknahme auf Normalstau bei höheren Wasserführungen als wirtschaftlichste und umweltschonendste Lösung erkannt wurde.

Im Herbst 1998 wurde im Rahmen der Kollaudierungsverhandlung das Projekt von der Wasserrechtsbehörde genehmigt. Der Bericht beschreibt die umfangreichen Vorarbeiten und Beweissicherungen dieses Projektes zur Effizienzsteigerung, daß mit minimalen Kosten realisiert werden konnte.

1. Der Drauausbau flußauf von Villach

Mitte der achtziger Jahre waren die großen Speicherkraftwerke Reißeck, Fragant und Malta, im oberen Einzugsgebiet der Drau gelegen, fertiggestellt. Für die Drau bedeutete dieser Rückhalt in den Jahresspeichern bei gleichbleiben-

der Wasserfracht eine spürbare Verlagerung der Wasserführung ins Winterhalbjahr.

Diese Tatsache führte zum Projekt einer Kraftwerkskette für den Abschnitt von Sachsenburg bis Villach mit dem lückenlosen Anschluß an die Stufe Rosegg-St. Jakob. Der Rahmenplan sah die Errichtung von fünf Kraftwerken bei einem Höhenunterschied von 67 m vor und wurde 1981 eingereicht und genehmigt. Als großer Vorteil war aus energiewirtschaftlicher Sicht der Lückenschluß zwischen den Speicherkraftwerken Westkärntens und der bestehenden Draukette unterhalb Villachs zu einen einheitlichen System zu bewerten *(Baustädter, 1979).*

Das Projekt sah drei zeichnungsgleiche und als Pfeilerkraftwerke konzipierte Anlagen mit jeweils rund 10 m Fallhöhe vor. Bis 1988 konnten diese drei Stufen Villach, Kellerberg und Paternion ihren Betrieb aufnehmen. Im Bereich Spittal sollten zwei weitere Stufen mit rund 18 m entstehen. Im Zuge der Detailplanungen für die erste hohe Stufe Mauthbrücken regten sich um Spittal erste Widerstände gegen einen Kraftwerksbau, vor allen wegen der vorgesehenen hohen Dämme. Dies führte zur Umarbeitung des Rahmenplanes für die zwei hohen in vier kleinere Stufen. Doch auch an dieser neuen Stufenteilung schieden sich die Geister. Auch eine aufwendige Raum- und Umweltverträglichkeitsprüfung *(Steiner, 1992)* konnte den Änderungen des Zeitgeistes, der Rechtssituation und der energiewirtschaftlichen Rahmenbedingungen ab Mitte der achtziger Jahre nicht soweit entgegenwirken, daß an die weitere Realisierung des Drauausbaues zu denken war. Somit erfüllt Paternion derzeit die Funktion einer Kopfstufe an der nunmehr mit insgesamt zehn Staustufen vollausgebauten Strecke der Drau in Kärnten zwischen Mauthbrücken und der Staatsgrenze bei Lavamünd.

2. Anlagenübersicht

Das Kraftwerk, für Lauf- bzw. Schwellbetrieb konzipiert, wurde von April 1985 bis März 1988 errichtet. Die Anlage folgt dem Lauf der ursprünglichen Drau im Talboden. Das Hauptbauwerk befindet sich etwa 1 km nördlich der Ortschaft Paternion (Abb. 1). Als Pfeilerkraftwerk konzipiert *(Kelenc & Steiner,1989)*, umfaßt es drei Wehrfelder mit zwei dazwischenliegenden Maschinenpfeilern und einem südlich angeschlossenen Werkstättentrakt. Die Gründung erfolgte mittels Schlitzwänden in den nacheiszeitlichen Sedimenten des Drautales.

Das Stauziel mit Kote 515,00 m ü.A. ergibt unter Berücksichtigung des Rückstaues des Unterliegerkraftwerkes Kellerberg eine Rohfallhöhe von 9,70 m. Der maximale zugelassene Überstau beträgt in Ausnahmefällen 0,20 m.

Im Unterwasser des Kraftwerkes wurde eine rund 4,1 km lange Unterwassereintiefung ausgeführt. Durch eine Tieferlegung der Flußsohle um bis zu 2,5 m konnte der lückenlose Anschluß an das Stauziel des KW Kellerberg zur optimalen energiewirtschaftlichen Ausnützung dieses Drauabschnittes erreicht werden.



Abbildung 1: KW Paternion, Übersichtluftbild, Blick gegen Westen

Der Stauraum des KW Paternion reicht über Mauthbrücken hinaus und ist rund 6,6 km lang. Die größte Breite beträgt rund 130 m, die Flächenausdehnung erreicht 0,9 km². Der ursprüngliche Stauraumінhalt betrug 3,6 Mio.m³. Als Schwellvolumen können 0,9 Mio.m³ genutzt werden.

Zum Schutze der im Stauraum liegenden Ortschaften und Niederfluren war beidufrig die Errichtung von Stau- und Hochwasserschutzdämmen erforderlich. Sie wurden aus den sandig-kiesigen Flußablagerungen geschüttet und mit Asphaltbeton gedichtet. Die Dichtung im Untergrund erfolgte mit Schalwänden. Diese draubegleitenden Dämme erreichen rechts- und linksufrig eine Gesamt-länge von je 5,6 km und sind im Bereich des Hauptbauwerkes bis max. 5 m hoch.

Damit konnte entlang des Stauraumes der volle Hochwasserschutz der angrenzenden Nutzflächen und Siedlungen erreicht werden. Im Bereich der Unterwassereintiefung wurde ein Hochwasserschutz in der Größenordnung von HQ_{30} bis HQ_{100} erreicht *(Schröfelbauer et al, 1988; Steiner, 1989).*

Das Hauptbauwerk besteht aus den beiden Maschinenpfeilern, zwei Landpfeilern, drei Wehrfeldern, zwei Dammtafelabstellgruben, einer Schwemmzeuggrube und einem Werkstättentrakt. Unterwasserseitig ist das Brückentragwerk der Paternioner Landesstraße auf den aufgehöhten Auslaufwänden der Maschinenpfeiler und den Landpfeilern gelagert (Abb. 2).

Die drei Wehrfelder sind für 2.500 m³/s ($HQ_{5.000}$ = 2.440 m³/s) ausgelegt. Außerdem können bei Blockade eines Wehrfeldes 1.700 m³/s (HQ_{100} = 1.660 m³/s) schadlos abgeführt werden (n-1-Regel). Die Wehrverschlüsse bestehen aus

Drucksegmenten von 7,70 m Höhe mit 3,1 m hohen, aufgesetzten Klappen. Der Antrieb erfolgt ölhydraulisch (Abb. 3).



Abbildung 2: Hauptbauwerk, Draufsicht

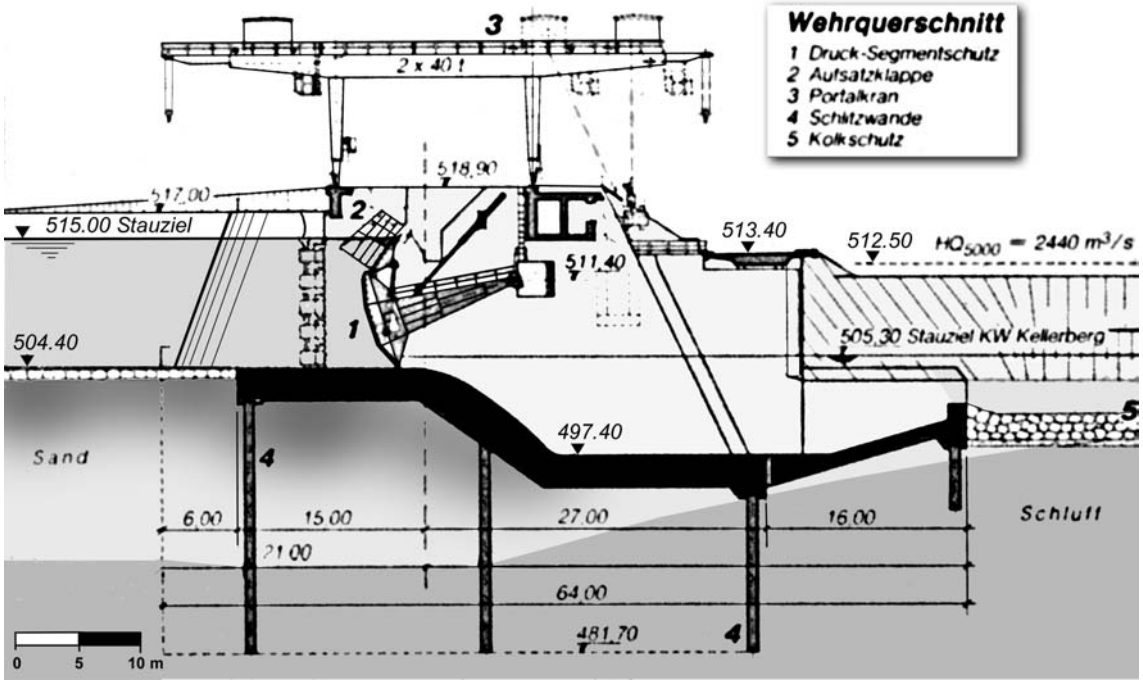


Abbildung 3: Wehrquerschnitt

Die zwei vertikalachsigen Kaplanmaschinensätze mit 5,5 m Durchmesser sind je in einem Maschinenpfeiler zwischen den Wehrfeldern untergebracht. Der Ausbaudurchfluß pro Maschine beträgt 160 m³/s.

3. Effizienzsteigerungen bei Wasserkraftwerken

Die immer schwieriger werdende Realisierung weiterer Wasserkraftwerke sowie die bevorstehende Liberalisierung der Strommärkte veranlaßte den Verbund, seine Aktivitäten eher darauf zu beschränken, den bestehenden Kraftwerkspark zu erneuern und Effizienzsteigerungen vorzunehmen. Während die Effizienzsteigerungen einzelner Kraftwerksanlagen zumeist mit der Anhebung des Wirkungsgrades durch bauliche Maßnahmen verbunden ist, steht bei Kraftwerksgruppen die optimale Organisation und Automatisation im Vordergrund. Die Wirkungsgradsteigerungen wurden gerne als „Sparkraftwerk“ oder als „Umweltkraftwerk“ präsentiert, da die vorhandene Primärenergie besser genutzt und ein positiver Beitrag zur Umwelt geleistet wird. Dabei werden Landschaftseingriffe vermieden.

Technische Möglichkeiten für die Effizienzverbesserung sind Vergrößerungen von Ausbaudurchfluß und Fallhöhe, Wirkungsgradverbesserungen bei Turbinenschaufelerneuerungen und elektromaschinellen Bauteilen oder Abwärmenutzungen der Generatoren (*Schiller, 1998)*.

Als zwei Beispiele erfolgreicher Effizienzsteigerungen sind der Einbau einer siebenten Maschine im Donaukraftwerk Ybbs-Persenbeug und der Einbau der vierten Maschine im Draukraftwerk Schwabeck zu nennen die bis 1995 realisiert wurden*(Steininger, 1997)*.

Neben den zuvor beschriebenen größeren Maßnahmen wurden auch zahlreiche kleinere Projekte in Angriff genommen. Über die „durchflußabhängige Stauzielerhöhung beim Kraftwerk Paternion“ wird nachfolgend berichtet.

4. Überlegungen zur Leistungserhöhung für Paternion

Auf Grund der zuvor beschriebenen Rahmenbedingungen – in absehbarer Zeit kein Weiterbau, derzeit Kopfstufe der Draukette – wurden auch für die Stufe Paternion Überlegungen angestellt, um die Energieausbeute zu erhöhen. Als einzig sinnvolle Möglichkeit wurde in einer Erhöhung des Stauzieles erkannt, wobei eine Größenordnung von 50 cm zur Diskussion stand.

Dabei wurde von den Grundsätzen ausgegangen, daß auf Grund der technischen Konzeption der Gesamtanlage

- die bauliche Substanz inklusive der stahlwasserbaulichen Teile nicht verändert werden soll
- die Bewirtschaftbarkeit der landwirtschaftlichen Nutzflächen im Stauraumvorland zu erhalten und
- die Hochwassersicherheit wie bisher zu gewährleisten ist.

Unter diesen Aspekten wurden umfangreiche fachliche Betrachtungen und Versuche angestellt, die sich mit folgenden Detailbereichen beschäftigten:

- Auswirkungen auf Grund- und Sickerwässer
- Hydraulische Nachweise
- Auswirkungen auf bauliche und stahlwasserbauliche Anlagenteile
- Stauregelung
- Energiewirtschaft

5. Detailuntersuchungen

5.1 Grund- und Sickerwasserverhältnisse

Da die Dichtungen der Hochwasserschutzdämme nicht bis zur Stauwurzel reichen, war im obersten Stauraumbereich bei einer Stauzielerhöhung mit erhöhten Wasseraustritten aus dem Stauraum in die angrenzenden Niederfluren zu rechnen.

Zur Ermittlung möglicher Auswirkungen auf die Grund- und Sickerwasserverhältnisse wurde vom 4. bis 18. November 1997 im Rahmen des bewilligten Überstaues ein Betriebsversuch mit 20 cm Überstau gefahren. Da zwei Niederschlagsperioden detaillierte Aussagen erschwerten, wurde von 2. bis 23. März 1998 ein neuerlicher Versuch durchgeführt, der von Niederschlägen unbeeinflußt war. Die Ergebnisse dieses Versuches ließen eine wesentlich bessere Interpretation mit dem Ergebnis zu, daß

- durch die Stauerhöhung im Versuchszeitraum zwar zu einer geringfügigen Zunahme der Sickerwassermengen und zu unbedeutenden Hebungen des Grundwasserniveaus im obersten Stauraumviertel führt,
- die gemessenen Anstiege jedoch auch bei Grund- und Sickerwasserhochständen keine negativen Auswirkungen nach sich ziehen.

Das Ergebnis dieser Betriebsversuche ließ klar erkennen, daß jeder weiterer Aufstau über 20 cm unweigerlich zu unvertretbaren Problemen und Wirtschaftserschwernissen in den umliegenden Niederfluren führen würde. Die nachfolgenden Detailuntersuchungen und Nachweise beschränkten sich deshalb nur mehr auf einen möglichen Höherstau um 20 cm.

5.2 Hydraulische Nachweise

Für die Abschätzung der hydraulischen Auswirkungen im Stauraum wurden Vergleichsrechnungen angestellt. Grundlage dafür bildeten zwei Naturversuche mit Stationärbetrieb (= gleichbleibende Wasserführung über 6 Stunden).

Versuch 1 mit Q = 312 m³/s und Stauziel 515,00 m ü.A. diente zur Eichung des Istzustandes und zur Festlegung der ks-Werte, während Versuch 2 mit 20 cm Überstau bei Q = 160 m³/s als Basis für die Eichung der Rechnungen für das erhöhte Stauziel durchgeführt wurde. Auf Grundlage dieser Naturversuche und der nachfolgenden Eichrechnungen, basierend auf den Stauraumlotungen

1997, wurden für die Wasserführungen MQ = 148 m³/s und Q_A = 300 m³/s die Staukurven für das neue Stauziel 515,20 m ü.A. für den Endverlandungszustand ermittelt.

Die Ergebnisse zeigten, daß zufolge der Stauerhöhungung um 20 cm die Wasserspiegelhebungen an der Stauwurzel bei

- MQ 17 cm und bei
- Q_A 12 cm

betragen. Eine konstant bleibende Stauzielerhöhung, auch bei stärkeren Wasserführungen, schien nicht vertretbar.

5.3 Auswirkungen auf bauliche Anlagenteile

Freibord
Sämtliche Dammkronen des Ausführungsprojektes sind mit einem Freibord von 1 m über dem höchsten Wasserspiegel ausgeführt. Die Festlegung des 1 m-Freibordes ergab sich aus dem möglichen Wellenschlag im Stauraum.

Von der Oberkante Hauptbauwerk mit Kote 517,00 m ü.A. fallen die Dammkronen auf einer Länge von bis 145 m flußaufwärts auf Kote 516,00 m ü.A. ab, von wo sie weiter flußaufwärts bis zum Dammende kontinuierlich entsprechend der 1 m-Freibordfestlegung über dem höchsten Wasserspiegel liegen.

Daraus ergab sich, daß lediglich 145 m vor dem Hauptbauwerk der künftige Freibord nur 80 cm beträgt, der jedoch allmählich wieder auf 1 m ansteigt. Der Gesamtbereich unter 1,0 m wurde mit 380 m ermittelt (Abb. 4). Hinsichtlich der Dammstabilität waren keine Auswirkungen zu erwarten.

Dammdichtung
Die Oberkante der Asphaltdichtungen der Staudämme liegt nahe dem Hauptbauwerk 50 cm über dem Stauziel Kote 515,00 m ü.A. und steigt im weiteren in der gleichen Neigung wie die Dammkronen an. Der Abstand Dichtungsoberkante/Dammkrone beträgt demnach über weite Bereiche 1 m. Das heißt, bei Kote 515,20 m ü.A. verbleiben nur im ersten Staudammabschnitt auf vertretbarer Länge 30 cm Dichtungshöhe zwischen Wasserspiegel und Dichtungsoberkante (Abb. 4).

Bei den Hochwasserschutzdämmen liegt die Oberkante der Schmalwanddichtung durchwegs 1 m unter der Dammkrone. Für den gerechneten Endverlandungszustand bei Stauzielerhöhung um 20 cm ergibt sich am Übergang Staudämme/Hochwasserschutzdämme bei Q_A eine Wasserspiegelhebung um 15 cm, womit sich der Abstand zur Dichtungsoberkante unbeträchtlich von 1,81 m auf 1,66 m verringert.

Im oberen, nicht gedichteten Teil liegt der errechnete Wasserspiegel rund 1,0 m unter den ursprünglichen Geländehöhen, auf denen die Dämme geschüttet wurden.

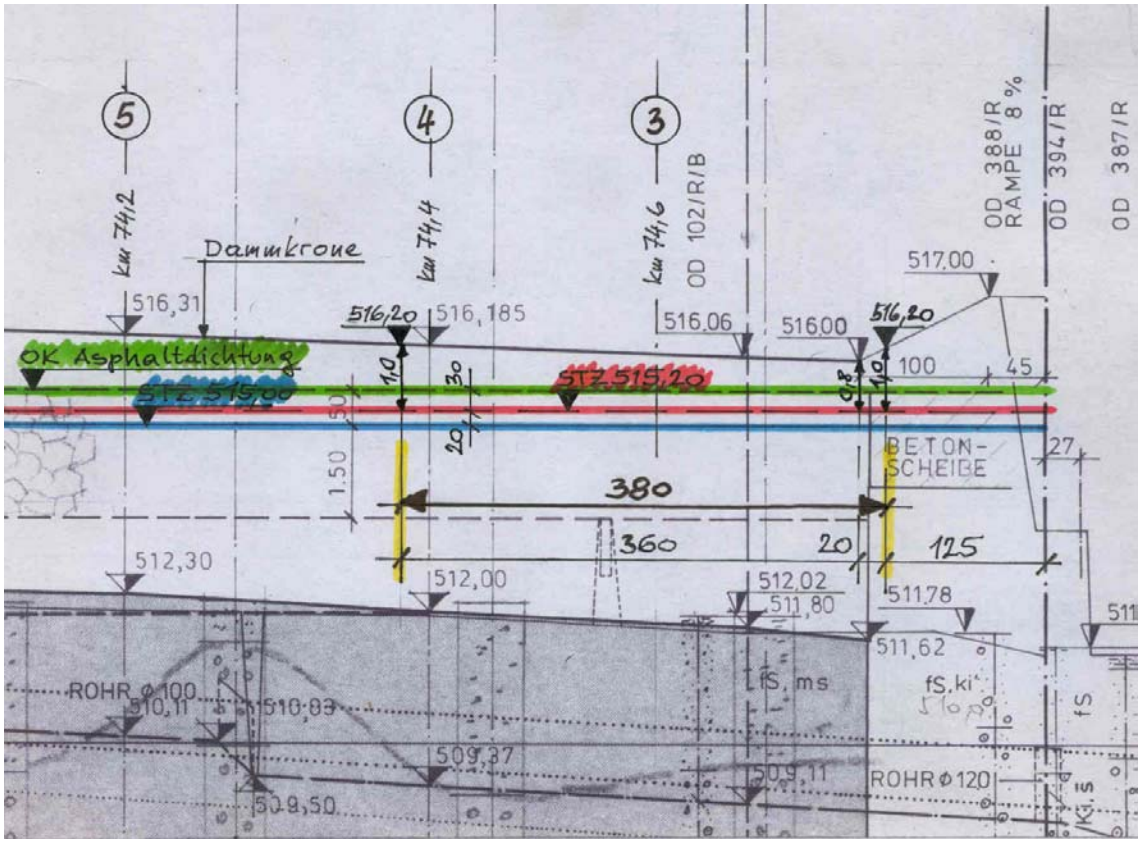


Abbildung 4: Dammlängenschnitt mit Freibord und Oberkante Dammdichtung

5.4 Stahlwasserbau-Wehranlage

Der projektgemäße Klappenfreibord bei Stauziel 515,00 m ü.A. betrug 40 cm und wurde kurz nach der Inbetriebnahme im Herbst 1988 durch Steilerstellung der Klappen erzielt.

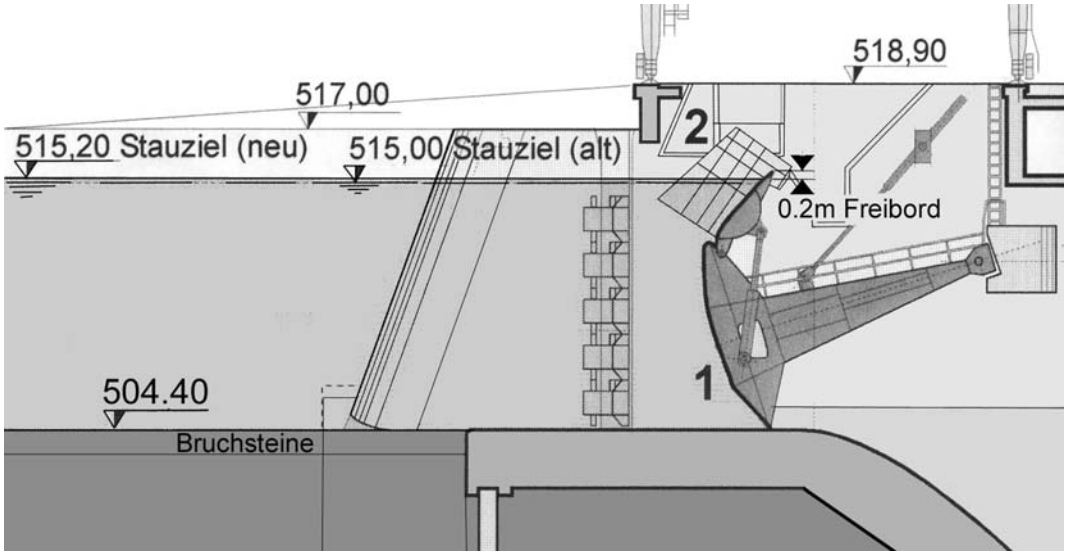


Abbildung 5: Wehrquerschnitt und Klappenfreibord bei 20 cm Stauerhöhung

Durch den Überstau auf Kote 515,20 m ü.A. verringert sich der Freibord auf die ursprünglich vorhandenen 20 cm (Abb. 5).

Die Betriebssicherheit der Wehranlage sowie deren Förderfähigkeit wird dadurch nicht beeinträchtigt.

5.5 Stauregelung

Die Wehrregelung sieht vor, daß am Wehr bei jeder Wasserführung das ursprüngliche Stauziel mit Kote 515,00 m ü.A. gehalten wird. Daraus resultieren zum Teil nicht unbeträchtliche Wasserspiegelhebungen im oberen Stauraumbereich beim Durchfluß größerer Hochwässer, aus denen sich die zuvor beschriebenen Dammhöhen und Freiborde ergaben. Im Hinblick auf die Erhaltung der Hochwassersicherheit an der Stauwurzel konnten die aus der Stauzielerhöhungen resultierende weitere Wasserspiegelhebungen nicht akzeptiert werden.

Die Lösung konnte mit der Festlegung gefunden werden, daß durchflußabhängig ab Wasserführungen über Q_A = 320 m³/s das Stauziel 515,20 m ü.A. auf die Normalstaukote 515,00 m ü.A. zurückzunehmen ist. Dies bedingt ein zeitgerechtes Absenken der Überstaukote 515,20 m ü.A.

Bei Prognosen von Wasserführungen über Q = 320 m³/s wird deshalb der Stauspiegel so zeitgerecht auf Kote 515,00 m ü.A. abgesenkt, daß keine Beeinflussung der ursprünglich bewilligten und gültigen Stauregelung auftritt.

5.6 Energiewirtschaft

Die Ermittlung der Erzeugungsgewinne bei einer Stauzielerhöhung um 20 cm in Abhängigkeit von Durchflüssen bis zur Ausbauwassermenge ergab, daß

- gegenüber der ursprünglichen Gesamterzeugung von 93 GWh/a ein Erzeugungsgewinn von 2,2 GWh/a erzielt werden kann, das heißt, daß
- sich die Gesamterzeugung um 2,35 % auf 95,2 GWh/a erhöht.

6. Zusammenfassung

Mit der „durchflußabhängigen Stauzielerhöhung um 20 cm bis zur Ausbauwasserführung“ konnte beim Kraftwerk Paternion an der Drau ein Erzeugungsgewinn von 2,2 GWh/a, das entspricht einer Mehrerzeugung von 2,35 % der seinerzeitigen Erzeugung lukriert werden.

Bemerkenswert in diesem Zusammenhang ist die Feststellung, daß

- dies ohne jegliche Veränderungen von Anlagenkomponenten zu bewerkstelligen war,
- keine Beeinträchtigungen des Kraftwerksumfeldes initiiert wurden,
- die Betriebs- und vor allem die Hochwassersicherheit nicht beeinträchtigt wurde und schließlich
- die Umsetzung nur Beweissicherungs- und Planungskosten verursachte.

Im Rahmen des im Sommer 1998 durchgeführten Kollaudierungsverfahren konnte die neue Betriebsweise des Kraftwerkes Paternion wasserrechtlich genehmigt werden. Im bisherigen Betrieb traten keine Probleme auf, womit die Sinnhaftigkeit dieser wirtschaftlichen und umweltschonenden Effizienzsteigerung ihre Bestätigung fand.

Literatur

Baustädter, K. (1979): Die Kraftwerkskette an der Oberen Drau. Österreichische Wasserwirtschaft, Jg. 31 (9/10): 272–283.

Kelenc, H. & H.A. Steiner (1989): Die Wiedergeburt des Pfeilerkraftwerkes. ÖZE, Jg. 42, Heft 11: 447–452.

Schiller, G. (1998): Effizienzsteigerung als Beitrag zum Kyoto-Ziel. VEÖ-Journal (10): 43–46.

Schröfelbauer. H.; H.A. Steiner & W. Kugi (1988): Die Kraftwerkskette an der Drau als Garant für ein hochwasserfreies Drautal. ÖZE, Jg.41, Heft 8: 270–280.

Steiner, H. A. (1989): Das Hochwasserschutzkonzept – Mehrzweckfunktion der Kraftwerke Villach, Kellerberg und Paternion. ÖZE, Jg. 42, Heft 11: 496–501.

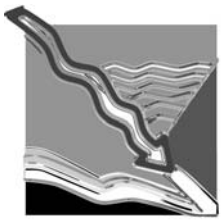
Steiner, H.A. (1992): Das Ergebnis der Raum- und Umweltverträglichkeitsprüfung Obere Drau I in bezug auf den zu erwartenden Hochwasserschutz. Interpraevent 1992 – Bern, Tagungspublikation, Band 3: 327–344.

Steininger, W. (1997): Austria`s hydropower and its importance to the environment. Proceedings of the 3rd International Conference on Hydropower, Trondheim/Norway, June 30th – July 2nd 1997: 85–94.

Adresse des Verfassers:

Dipl.-Ing. Hubert A. Steiner
VERBUND-Austrian Hydro Power AG
Kohldorferstraße 98
A-9020 Klagenfurt

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



Automatische Optimierung, ein Werkzeug für die Auslegung umströmter Bauwerke

G. Demny, C. Homann, C. Shoemaker und J. Köngeter

Kurzfassung

Die numerische Strömungsmodellierung eröffnet die Möglichkeit, Bauwerkskonturen mit Hilfe von automatischen Algorithmen zu optimieren. In diesem Beitrag wird untersucht, wie groß das Potential dieser Methode in der wasserbaulichen Praxis ist. Als Optimierungsbeispiele dienen der Diffusor und der Kraftwerkstrennpfeiler. Die Ergebnisse zeigen die Vertrauenswürdigkeit und das vielversprechende Potential der automatischen Optimierung.

Einleitung

Numerische Strömungsmodelle werden heutzutage in der ingenieurtechnischen Praxis, wie z. B. bei der Auslegung von Turbinen, als Standardwerkzeuge eingesetzt. Auch im Wasserbau finden sich vielfältige Einsatzmöglichkeiten. Hier sind die Problemstellungen oft eng mit der Frage nach einer optimalen Lösung in Abhängigkeit von den verschiedensten Einflüssen verknüpft. Mit dem Ziel, das Auffinden der optimalen Lösung zu ermöglichen, entsteht durch die Verbindung von Optimierungsalgorithmus und Strömungsmodell das Werkzeug der automatischen Optimierung.

In diesem Beitrag soll die Frage beantwortet werden, ob die automatische Optimierung ein vertrauenswürdiges Werkzeug ist und inwieweit sie einen Beitrag zur Auslegung umströmter Konturen im Wasserbau liefern kann. Dazu werden zwei Beispiele vorgestellt, zum einen die Optimierung eines Diffusors und zum anderen die Optimierung eines Kraftwerktrennpfeilers als praxisnahe Anwendung.

Theorie

Das Werkzeug der automatischen Optimierung besteht aus zwei Modulen, dem Optimierungsalgorithmus selbst und dem Strömungsmodell. Das Strömungsmodell liefert das zu jedem Optimierungsschritt gehörende Strömungsfeld und damit die Werte der zu optimierenden Zielfunktion. Es werden speziell für die gegebene Aufgabenstellung ausgewählte kommerzielle Programme eingesetzt. Bei veränderten Aufgabenstellungen können die Module leicht gegen andere ausgetauscht werden.

Für die Optimierung wird der Sequential Quadratic Programming (SQP) Algorithmus verwendet, wie er in der MATLAB Optimization Toolbox implementiert ist. Er basiert auf der Quasi-Newton Methode, bei der die Berechung der ersten Ableitung der Zielfunktion nach den Geometrieparametern erforderlich ist. Je Parameter ist dafür ein Aufruf des Strömungsmodells erforderlich. Weitere Angaben zum verwendeten Optimierungsalgorithmus finden sich bei COLEMAN et al. (1999).

Im Verlaufe eines Optimierungsvorganges ruft der SQP-Algorithmus das Programm COMET zur Strömungsberechnung auf, das auf dem Standard k-ε Turbulenzmodell mit logarithmischem Wandgesetz basiert. Das stationäre Strömungsfeld wird mit Finiten Volumen (FV) diskretisiert. Weitere Angaben zum Strömungsprogramm COMET finden sich bei ICCM (1998).

Die umströmten Konturen werden durch Bézierkurven geformt, die durch eine beliebige Zahl von Bézierpunkten definiert werden kann (CASEY, 1985). Die Koordinaten der Bézierpunkte stellen die zu optimierenden Geometrieparameter dar. Schon mit Hilfe weniger Bézierpunkte lassen sich sehr komplexe Konturen erzeugen. Dadurch kann die Zahl der zu optimierenden Geometrieparameter niedrig gehalten werden.

Konturierter Diffusor

Die Durchströmung von Diffusoren ist bereits seit Jahrzehnten Gegenstand intensiver Untersuchungen (z. B. HAGER, 1990). Von großem Interesse ist dabei die Ermittlung optimaler Diffusorkonturen zur Erreichung maximaler Druckrückgewinnung bzw. minimaler Strömungsverluste. HÄRTL (1989) stellt experimentell und theoretisch ermittelte optimale Konturen aus der Literatur in einem Diagramm zusammen (vgl. Abb. 1).

Gemäß Abbildung 1 lassen sich die Optimalkonturen von Diffusoren in drei Bereiche einteilen, die von der bezogenen Länge L/d_1 des Diffusors abhängig sind. Bei großen Flächenverhältnissen A_2/A_1 ergeben trompetenförmige, bei kleinen Flächenverhältnissen glockenförmige Konturen bessere Ergebnisse als gerade Diffusoren. Dazwischen existiert der mit der Indifferenzlinie gekennzeichnete Bereich, in dem weder die Glockenform noch die Trompetenform dem geraden Diffusor überlegen sind. Im folgenden

wird untersucht, ob sich diese Zusammenhänge mit der automatischen Optimierung für die in der Abbildung 1 eingetragenen Punkte bei A_2/A_1 = 1.5, 2 und 4 nachvollziehen lassen.

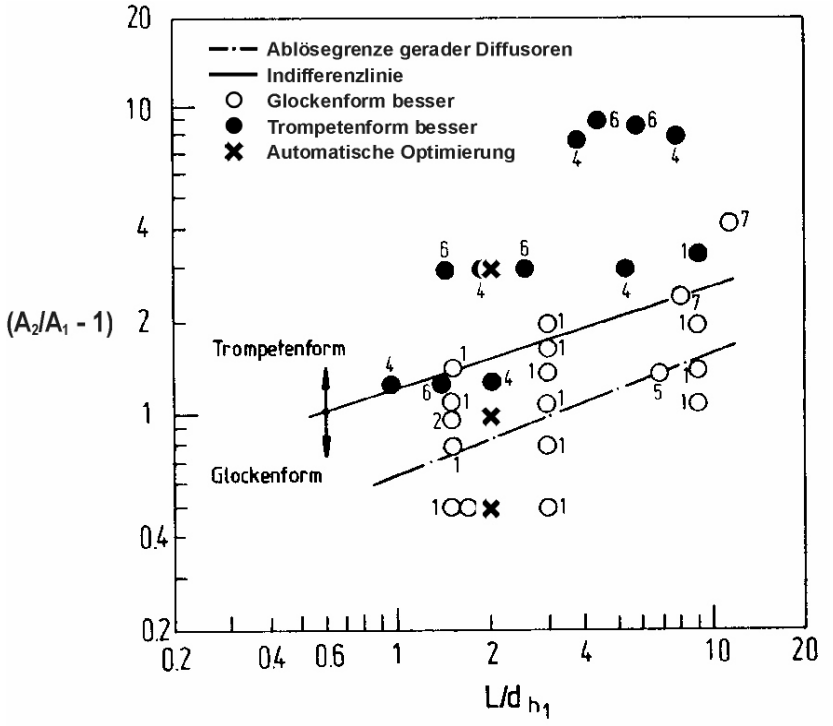


Abb. 1: Einordnung optimaler Diffusorkonturen nach HÄRTL (1989)

Die Reynoldszahl der voll turbulenten Zuströmung beträgt $5*10^5$, die Diffusorlänge L des verwendeten numerischen Modells 100 mm und der Rohrdurchmesser d_1 50 mm. Der zu minimierende Strömungsverlust wird zwischen den Querschnitten x_1 = 0 mm und x_2 = 800 mm gemäß Gleichung 1 ermittelt:

$$H_V = \left[\frac{1}{2gQ}\int_A \left(u^2+v^2\right)u\,dA + \frac{1}{\rho gQ}\int_A p\,u\,dA\right]_1 - \left[\frac{1}{2gQ}\int_A \left(u^2+v^2\right)u\,dA + \frac{1}{\rho gQ}\int_A p\,u\,dA\right]_2 \quad (1)$$

Die Rohrstrecke hinter dem Diffusor wird in die Bestimmung der Strömungsverluste mit einbezogen, da die Verformung des Strömungsprofils erst weit hinter dem Diffusor abklingt. Die Diffusorströmung wird rotationssymmetrisch betrachtet und mit 20 x 300 FV diskretisiert. DEMNY (2002) stellt eine umfangreiche Validierung des numerischen Diffusormodells anhand von Messwerten aus der Literatur vor. Die Diffusorkontur wird mit zwei Bézierpunkten beschrieben, die in radialer Richtung in den Grenzen von r = 0.0 bis 70.0 mm beweglich angeordnet sind. Ihre axiale Position ist auf x_1 = 33.0 mm bzw. x_2 = 66.0 mm fixiert. Damit können die in der Abbildung 2 skizzierten Diffusorkonturen erzeugt werden.

Die vier Konturen stellen die Eckpunkte des Konturplots in Abbildung 3 für den Diffusorverlustbeiwert ζ_D bei einem Öffnungsverhältnis von $A_2/A_1 = 2$ in Abhängigkeit von den beiden Geometrieparametern r_1 und r_2 dar.

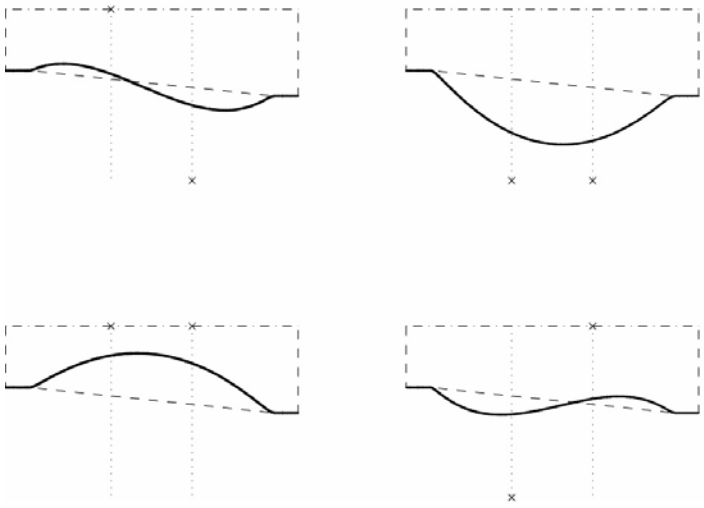


Abb. 2: Variationsmöglichkeiten für die Diffusorkontur

Die Einschnürung der Strömung bei der Extremstellung $r_1 = 0.0$ mm und $r_2 = 0.0$ mm führt mit einem maximalen Wert von $\zeta_D = 7.3$ zu erheblichen Strömungsverlusten. Die übrigen Kombinationen der Geometrieparameter weisen wesentlich geringere Verlustbeiwerte auf. Das Minimum $\zeta_D = 0.112$ liegt bei $r_1 = 35.0$ mm und $r_2 = 25.0$ mm.

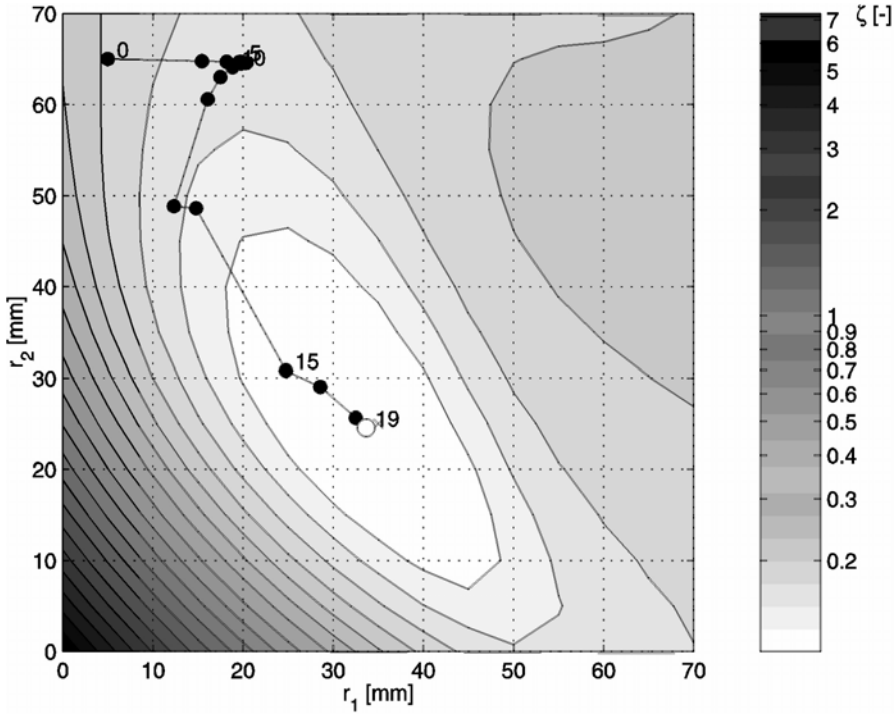


Abb. 3: Konturplot des Diffusorverlustes und Optimierungsverlauf ($A_2/A_1 = 2$)

Als Beispiel ist in die Abbildung 3 der typische Verlauf einer Optimierung eingetragen. Innerhalb der 19 Optimierungsschritte wird das Strömungsmodell 58 mal aufgerufen. Die Dauer einer Optimierung mit einer Workstation SUN Ultra 60 (SPARC II Prozessor) beträgt knapp 5 h. DEMNY (2002) führt anhand des Diffusorbeispiels umfangreiche Untersuchungen zur Fehleranfälligkeit der automatischen Optimierung durch und stellt einen Leitfaden für die Vermeidung von Fehlern vor.

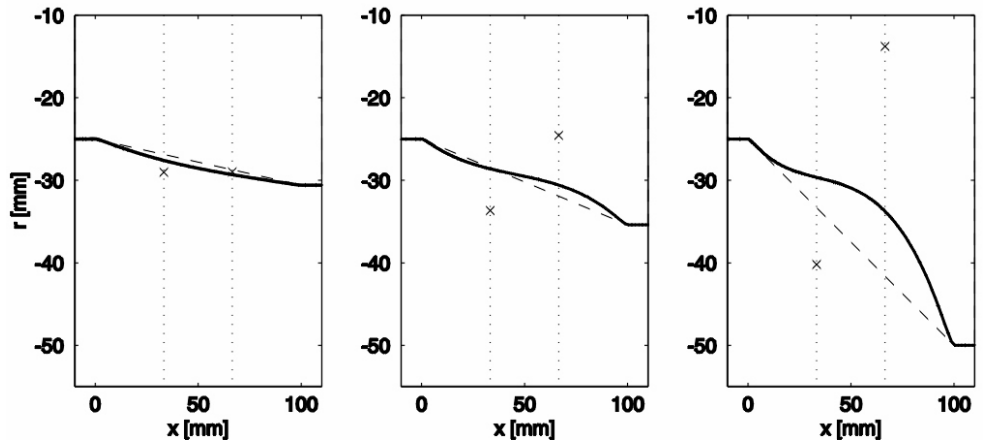


Abb. 4: Optimale Diffusorkonturen (radial überhöht)

Die Abbildung 4 zeigt die durch die automatische Optimierung gefundenen optimalen Konturen für $A_2/A_1 = 1.5$, 2 und 4. Die optimale Kontur bei $A_2/A_1 = 4$ gleicht der einer Trompete, die bei $A_2/A_1 = 1.5$ der einer Glocke. Bei $A_2/A_1 = 2$ unterscheidet sich die optimale Kontur kaum von der des geraden Diffusors. Die optimalen Konturen der Diffusoren mit $A_2/A_1 = 1.5$ und 2 ergeben mit $\zeta_D = 0.120$ bzw. $\zeta_D = 0.112$ kaum geringere Verlustbeiwerte als die der jeweiligen geraden Kontur. Beim Diffusor mit großer Öffnungsweite $A_2/A_1 = 4$ ist die Optimierung der Kontur wesentlich effektiver. Gegenüber der geraden Form wird eine Verringerung des Verlustbeiwertes um 16 % auf $\zeta_D = 0.207$ erreicht.

Die berechneten optimalen Konturen lassen sich ohne Ausnahme in die von HÄRTL (1989) gefundenen und in Abbildung 1 dargestellten drei Bereiche Trompetenform, Glockenform und indifferente Form einordnen. Daraus kann die Schlussfolgerung gezogen werden, dass die automatische Optimierung ein vertrauenswürdiges Werkzeug ist. Generelle Voraussetzung dafür ist die Gültigkeit des numerischen Modells für die gegebene Aufgabenstellung.

Kraftwerkstrennpfeiler

Wie der Diffusor ist auch der Trennpfeiler von Laufwasserkraftanlagen seit Jahrzehnten Gegenstand der praxisnahen Forschung. Eine der bekanntesten Untersuchungen ist die von ROUVÉ (1958). In der Regel wird die Form des Trennpfeiler anlagenspezifisch im

hydraulischen Modellversuch ermittelt. Neuere Untersuchungen von GODDE (1994) und LANG et al. (2000) beschäftigen sich mit der Frage, wie die Trennpfeilerform auf den Wirkungsgrad eines Laufwasserkraftwerkes Einfluss nimmt. Dabei stellt GODDE (1994) fest, dass sich die vom Trennpfeiler erzeugte ungleichmäßige Durchströmung der Rechenebene bis zum Ende der Verziehung nahezu ausgeglichen hat. Demzufolge wirkt sich die Trennpfeilerform hauptsächlich durch die Anströmung des Rechens und nicht durch die Anströmung der Turbine auf den Anlagenwirkungsgrad aus. LANG et al. (2000) zeigen mit ihren Versuchen an einer Kleinwasserkraftanlage, dass eine ungünstige Trennpfeilerform Einbußen im Wirkungsgrad von mehreren Prozent bewirken kann. Durch die Diskussion um einen verbesserten Fischschutz, wie z. B. bei der Aalschutzinitiative des Landes Rheinland-Pfalz (RETTEMEIER, 2000), kommt der Rechengeometrie eine besondere Bedeutung zu. Ziel dieser automatischen Optimierung ist es somit zu zeigen, wie der Rechenverlust durch eine optimale Pfeilergeometrie verringert werden kann.

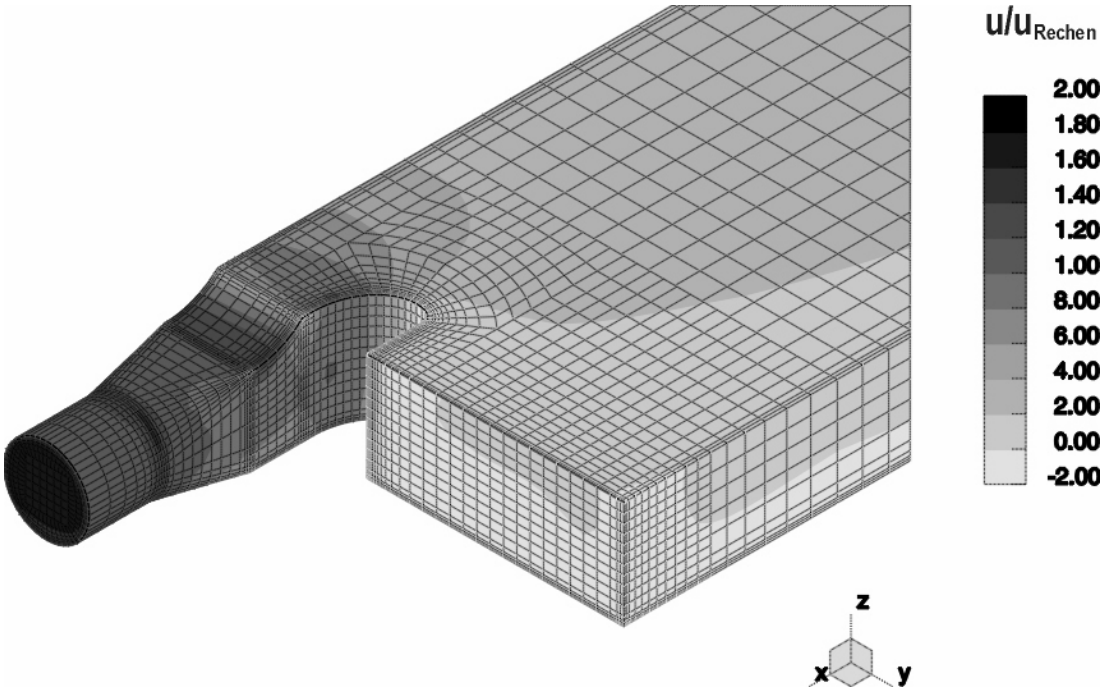


Abb. 5: FV-Netz und Geschwindigkeiten der Trennpfeilerumströmung

Abbildung 5 zeigt das FV-Netz des Modells für die Trennpfeilerumströmung und die berechneten Strömungsgeschwindigkeiten in x-Richtung (u_{Rechen} = 0.35 m/s). Die Geometrie orientiert sich am Kleinwasserkraftwerk von LANG et al. (2000), um einen Vergleich mit deren Messdaten zu ermöglichen. Durch ein rechteckiges Gerinne mit den Maßen L = 10.0 m, B = 3.8 m und H = 1.0 m strömen 0.280 m^3/s. Die voll ausgebildete Zuströmung wird von einem 0.6 m breiten Trennpfeiler, der auf einem 0.1 m langem Sockel sitzt, in eine 0.5 m lange rechteckige Einlaufhaube gelenkt, an die sich eine

0.8 m lange Verziehung und ein 0.7 m langes Rohrstück mit einem Durchmesser von 0.8 m anschließen. Die Turbine hinter diesem Rohrabschnitt ist nicht Bestandteil des Modells. Die Diskretisierung erfolgt mit 27 498 FV. Bei DEMNY (2002) finden sich umfangreiche Untersuchungen zur erforderlichen Netzfeinheit und zur Validität des numerischen Trennpfeilermodells.

Der senkrechte Rechen mit den entsprechend LANG et al. (2000) gewählten Abmessungen (α = 90 , Rechteckprofil, Stababstand 45 mm, Stabstärke 10 mm und Stabtiefe 100 mm) befindet sich auf Höhe des Trennpfeilersockels 0.1 m vor dem Einlauf in die Trompete. VOLKART & MEUSBURGER (1999) betonen, dass die mit empirischen Formeln berechneten Rechenverluste oft deutlich kleiner als in der Realität sind. Daher wird der Rechenverlust in Anlehnung an BATREKHY et al. (1999) auf der Grundlage der Untersuchungen von SPANGLER (1928) durch Integration über die FV-Zellen im Rechenquerschnitt ermittelt, um die heterogene Geschwindigkeitsverteilung und Schräganströmung berücksichtigen zu können:

$$H_V = \frac{\varphi \sin\alpha}{2gQ}\left(\frac{s}{b}\right)^{4/3} \int_A \delta\left(u^2 + v^2 + w^2\right) u \, dA \tag{2}$$

Die Werte für den Korrekturfaktor δ des Anströmwinkels und für den Stabformbeiwert φ finden sich bei MOSONYI (1966). Einflüsse wie Teilverlegung oder Verschmutzung des Rechens können hierbei jedoch nicht berücksichtigt werden.

Für die Optimierung des Trennpfeilergrundrisses werden zwei frei bewegliche Bézierpunkte eingesetzt. Ausgehend von der Halbkreisform wird die in Abbildung 6 eingezeichnete optimale Trennpfeilerkontur nach 14 Iterationsschritten und 94 Strömungsberechnungen gefunden. Die Dauer der Optimierung beträgt ca. 10 h. Gegenüber der Form nach Rouvé ist der optimale Grundriss länger und besitzt einen größeren Krümmungsradius auf der dem Einlauf zugewandten Seite. Auf der Wehrseite entsteht eine Nase, die über den Pfeilersockel hinausreicht. WITTMANN & GARBRECHT (1954) berichten von einer ähnlichen Trennpfeilerform an einem Mainkraftwerk.

Der Halbkreis als Ausgangsgeometrie der Optimierung bewirkt mit H_V = 4.12 mm die größten Rechenverluste. Durch die Optimierung kann mit H_V = 3.64 mm ein niedrigerer Rechenverlust als beim Trennpfeiler nach Rouvé mit H_V = 3.81 mm erreicht werden. Bei einem idealen, blockförmigen Geschwindigkeitsprofil ohne Queranströmung des Rechens würde sich theoretisch ein Verlust von H_V = 2.01 mm einstellen. Dieser Wert ist in der Praxis nicht erreichbar, weil hierfür die Strömungsumlenkung und die Wandreibung nicht auftreten dürften. Die Spanne zwischen den Verlusten mit dem Trennpfeiler nach Rouvé, als einen der bekanntesten günstigsten Pfeilerformen, und dem theoretisch minimalen Verlustbeiwert definiert das Potential für eine Verringerung des Re-

chenverlustes. Bezogen auf dieses Potential wird mit der automatischen Optimierung eine Verringerung des Rechenverlustes um 9.4 % gegenüber der Rouvé'schen Form erzielt.

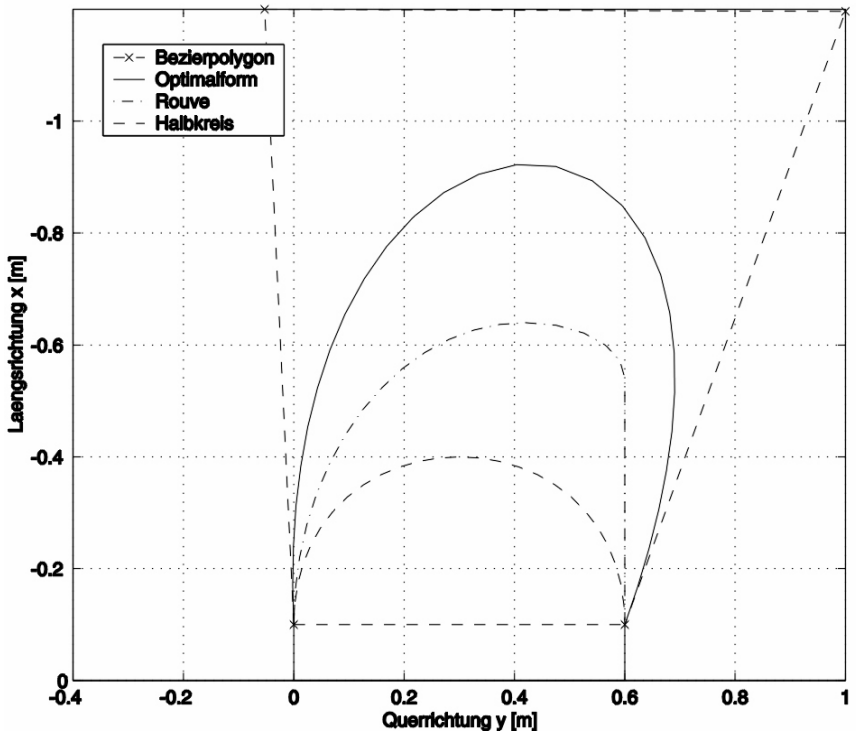


Abb. 6: Gegenüberstellung der optimalen Pfeilerform und Form nach Rouvé

Es stellt sich die Frage, ob durch eine Optimierung der vertikalen Kontur des Trennpfeilers weitere Verbesserungen mit der automatischen Optimierung erzielt werden können. Zusätzlich ist interessant, inwieweit geometrische Einflüsse, wie z. B die Wehrbreite oder die Sohlneigung, die optimale Kontur beeinflussen. Ausführliche Untersuchungen zu dieser Problematik finden sich bei DEMNY (2002).

Zukünftig sollte auch die Kontur der Sohle oder die Form der Einlaufhaube mit in den Prozess der automatischen Optimierung einbezogen werden, weil alle diese Elemente zusammen Einfluss auf den Wirkungsgrad einer Laufwasserkraftanlage nehmen. Es bietet sich an, die automatische Optimierung mit physikalischen Modellversuchen zu kombinieren. So können im Vorfeld effizient Optimalformen generiert werden, die anschließend mit wenigen Modellversuchen verifiziert werden.

Zusammenfassung

Die hier vorgestellten Untersuchungen zeigen, dass das Werkzeug der automatischen Optimierung vertrauenswürdig ist und interessante Perspektiven für die Auslegung hydraulischer Bauwerke eröffnet. Bei der Beispielrechung einer Diffusorströmung konnten

Verringerungen der Strömungsverluste um bis zu 16 % erreicht werden. Auch für die komplexe, dreidimensionale Umströmung des Trennpfeilers einer Laufwasserkraftanlage kann eine nennenswerte Verringerung des Rechenverlustes erzielt werden.

Die Qualität und Vertrauenswürdigkeit der automatischen Optimierung ist wesentlich von der Güte des numerischen Strömungsmodells abhängig. Die Entwicklung geeigneter numerischer Werkzeuge und insbesondere von Turbulenzmodellen ist noch lange nicht abgeschlossen. Die hier vorgestellten Untersuchungen zeigen jedoch, dass die automatische Optimierung bereits eine gute Unterstützung physikalischer Modellversuche bei der Findung geeigneter Bauwerkskonturen bieten kann.

Literatur

BATREKHY, S.; GÖDE, E.; RUPRECHT, A. (1999): *Bestimmung der Verluste am Einlaufrechen von Wasserkraftwerken*. In: Beiträge zum 2. Seminar Kleinwasserkraft; Praxis und aktuelle Entwicklung, Stuttgart, 1.10.1999. Stuttgart: Eigenverlag (Mitteilungen des Instituts für Strömungsmechanik und Hydraulische Strömungsmaschinen; 16), pp. 50-66. - ISBN 3-9804376-5-5

CASEY, M.V. (1985): *A Computational Geometry for the Blades and Internal Flow Channels of Centrifugal Compressors*. In: Journal of Engineering for Power, Vol. 105, No. 2, pp. 228-295. - ISSN 0022-0825

COLEMAN, T.; BRANCH, M.A.; GRACE, A. (1999): *Optimization Toolbox. For Use with MATLAB*. User's Guide for MATLAB 5, Version 2, Relaese II. Natick, MA: The Math Works INC, 3. rev. edit. (Computation, Visualization, Programming).

DEMNY, G. ([2002]): [*Automatische Optimierung umströmter Bauwerke*. (Arbeitstitel)]. Aachen: Lehrstuhl und Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der RWTH (Diss.) (in Arbeit und unveröffentlicht).

GODDE, D. (1994): *Experimentelle Untersuchungen zur Anströmung von Rohrturbinen. Ein Beitrag zur Optimierung des Turbineneinlaufes*. München: Eigenverlag (Wasserbau und Wasserwirtschaft: Berichte der Versuchsanstalt Obernach und des Lehrstuhls für Wasserbau und Wassermengenwirtschaft der Technischen Universität München; 75) (Zugl.: München, TU, Diss., 1994). - ISSN 0947-7187

HÄRTL, A.P. (1989): *Optimierung von Diffusoren durch Konturierung der Wände auf der Basis des Grenzschichtkonzeptes*. Düsseldorf: VDI-Verl. (VDI Fortschritt-Berichte: Reihe 7; 159) (Zugl.: Bochum, Univ., Diss., 1989). - ISBN 3-18-145907-0

HAGER, W.H. (1990): *Strömungsverhältnisse in Rohr- und Kanalerweiterungen*. In: Österreichische Wasserwirtschaft, Jg. 42, H. 11/12, pp. 305-312. - ISSN 0029-9588

ICCM (1998): *Comet Version 2.000 - User Manual*. Hamburg: Institute of Computational Continuum Mechanics (ICCM) GmbH (jetzt Nürnberg: Computational Dynamics).

LANG, T.; STROBL, T.; NOTHAFT, S. (2000): *Verluste bei der Anströmung von Wasserkraftanlagen*. In: Wasserwirtschaft: Zeitschrift für Wasser und Umwelt, Jg. 90, H. 12. Hrsg.: Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau e.V. (DVWK). - ISSN: 0043-0978

MOSONYI, E. (1966): *Wasserkraftwerke. Bd 1: Niederdruckanlagen*. 2. dt. Auflage. Düsseldorf: VDI-Verlag.

RETTEMEIER, K. (2000): *Laufwasserkraftwerke und der Schutz wandernder Fische - Lösungswege zu einer Koexistenz. Ein Bericht der Aalschutzinitiative Rheinland-Pfalz / RWE Energie AG (Teil 2)*. In: Verkehrswasserbau / 30. IWASA, Internationales Wasserbau-Symposium Aachen 2000. Aachen: Eigenverlag (Technische Hochschule Aachen / Lehrstuhl und Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft: Mitteilungen; 121), pp. 194-213. - ISBN 3-89653-621-4

ROUVÉ, G. (1958): *Der Krafthaustrennpfeiler; Strömungsverhältnisse an gekrümmten Wänden*. Karlsruhe: Eigenverlag (Arbeit aus dem Theodor-Rehbock-Flussbaulaboratorium; 145) (Zugl.: Karlsruhe, TH, F. f. Bauw., Diss. v. 14. Juni 1957).

SPANGLER, J. (1928): *Untersuchungen über den Verlust an Rechen bei schräger Zuströmung*. München: Eigenverlag (Berichte des Hydraulischen Instituts der Technischen Universität; Heft 2).

VOLKART, P.U.; MEUSBURGER, H. (1999): *Rechenverluste und Strömungsnahfeld an Wasserkraftanlagen*. In: Beiträge zum 2. Seminar Kleinwasserkraft; Praxis und aktuelle Entwicklung, Stuttgart, 1.10.1999. Stuttgart: Eigenverlag (Mitteilungen des Instituts für Strömungsmechanik und Hydraulische Strömungsmaschinen; 16), pp. 67-78. - ISBN 3-9804376-5-5

WITTMANN, H.; GARBRECHT, G. (1954): *Untersuchung für Laufwasserkraftstufen*. In: Die Wasserwirtschaft, Jg. 45, H. 2, pp. 33-37. - ISSN 0043-0978

Autoren

Dipl.-Ing. G. Demny
Dipl.-Ing- C. Homann
Prof. Dr.-Ing. J. Köngeter

Institut für Wasserbau und
Wasserwirtschaft der RWTH Aachen
Mies-van-der-Rohe-Str. 1
52056 Aachen, BRD
E-Mail: demny@iww.rwth-aachen.de

Prof. C. Shoemaker

School of Civil and
Environmental Engineering,
Cornell University
Ithaca, N.Y. 14853, USA
E-Mail: cas12@cornell.edu

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

Peter Stöckli, Dipl. Bauing. ETH

Zusammenfassung
Das 1930-1933 erstellte Kraftwerk Wettingen liegt mitten im dichtbesiedelten Limmattal zwischen Zürich und Baden (Abb. 1). Verschiedenartige Interessen fokussieren sich auf den zum Teil idyllisch gelegenen Stausee. Mit einer offenen und vorausschauenden Informationspolitik konnte die Neukonzessionierung des Kraftwerkes positiv kommuniziert und fruchtlose Konfrontationen vermieden werden. Die Aussichten sind sehr gut, dass die projektierten Massnahmen im gleichen Geiste realisiert werden können.

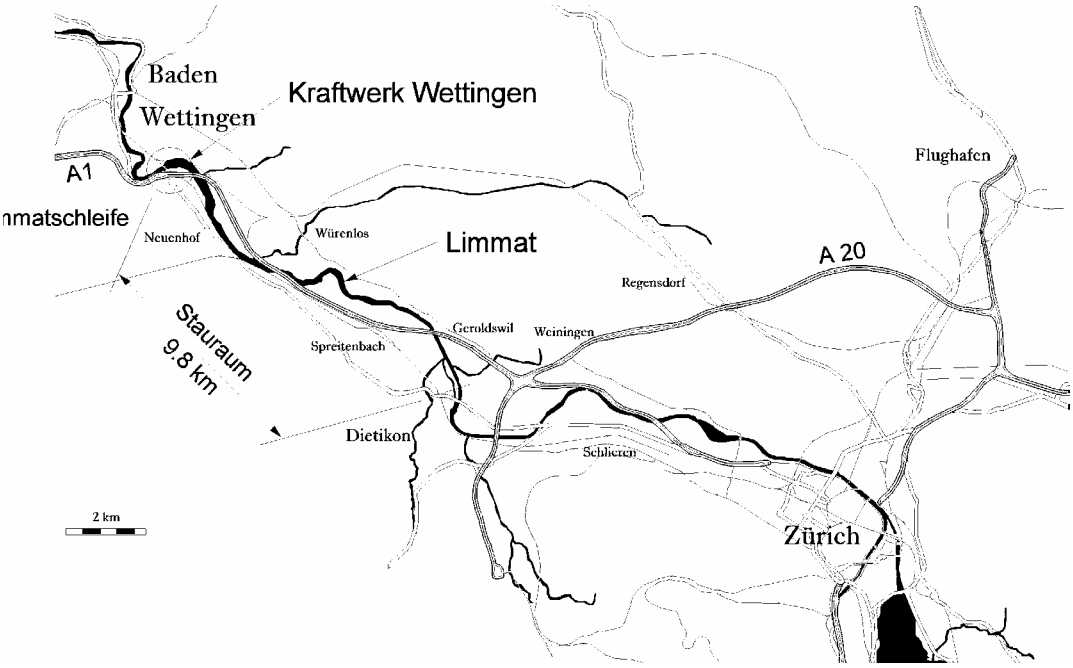


Abb. 1 Limmatlauf im dichtbesiedelten Limmattal mit Autobahn A1

Kraftwerk Wettingen

Das Kraftwerk Wettingen wurde in den Jahren 1930-1933 erstellt (Abb. 2). Es nutzt die Wasserkraft der Limmat zwischen dem oberliegenden Kraftwerk Dietikon der Elektrizitätswerke des Kantons Zürich und dem unterliegenden Werk Baden-Aue der Limmatwerke AG, Baden. Die gesamte Fallhöhe des erwähnten Abschnittes der Limmat beträgt 22 m. Sie wird wie folgt genutzt:

- mittels einer Stauanlage in Form eines Stauwehres bei der oberen Eisenbahnbrücke (SBB-Linie Zürich-Baden), welche hier die Limmat um etwa 18 m aufstaut;
- mittels eines etwa 400 m langen Unterwasserstollens, welcher die 1300 m lange Limmatschleife beim Kloster Wettingen abschneidet, deren Gefälle 4 m beträgt.



Abb. 2 Stauwehr mit Kraftwerkzentrale bei Wettingen

Die Anlage ist damit vom Typ her ein Ausleitkraftwerk. Eigentümer und Betreiber des Kraftwerkes ist das Elektrizitätswerk der Stadt Zürich (ewz). ewz versorgt die Stadt Zürich und verschiedene Gebiete im Kanton Graubünden mit elektrischer Energie und ist ein Partner von Swisspower und Swiss Mountain Power.

Das zufliessende Wasser wird laufend, ohne Speicherung, direkt verarbeitet (Laufwerk). In einem Jahr mit mittlerer Wasserführung können etwa 143 GWh elektrische Energie erzeugt werden. Mit dieser Energieproduktion war das Kraftwerk Wettingen bei seiner Betriebsaufnahme im Jahre 1933 das eigentliche Basiswerk der Elektrizitätsversorgung der Stadt Zürich, auch heute noch entsprechen diese 143 GWh mehr als 10 % der Pro-

duktion der ewz-eigenen Kraftwerke. Die Bauten des Kraftwerkes Wettingen liegen auf Territorium des Kantons Aargau. Vom genutzten Gefälle der Limmat entfallen 80.7 % auf den Kanton Aargau und 19.3 % auf das Gebiet des Kantons Zürich. Die Konzession zur Wasserkraftnutzung wurde der Stadt Zürich durch die beiden Kantone Aargau und Zürich auf die Dauer von 80 Jahren ab Betriebsaufnahme erteilt. Die Betriebsaufnahme erfolgte 1933. Demzufolge würde die Konzession im Jahre 2013 ablaufen.

Anlass zur Erneuerung

In der durch den Unterwasserstollen abgeschnittenen Limmatschleife beim Kloster Wettingen (Abb. 3) ist eine Restwasserstrecke von etwa 1'300 m Länge entstanden. Der Durchfluss ist gering. Die bestehende Konzession schreibt vor, dass das Werk innerhalb von 24 Stunden eine Restwassermenge von 50'000 m^3 in die Limmatschleife abgeben muss, was bei konstantem Abfluss 0.6 m^3/s ergibt. Gemäss dem 1992 in Kraft getretenen Gewässerschutzgesetz ist diese Restwassersituation völlig ungenügend (Abb. 4). Dasselbe Gesetz verpflichtet die Kantone zur Sanierung von Restwasserstrecken mit ungenügenden Restwasserabflüssen. Dieser gesetzlichen Verpflichtung stehen allerdings die wohlerworbenen Rechte der Kraftwerksgesellschaft entgegen. Die Übergangsfrist, bis zu der die ungenügenden Restwasserstrecken saniert werden müssen, endet im Jahr 2007. Im Rahmen der bestehenden Konzession hätte das Kraftwerksunternehmen schwerlich verpflichtet werden können, ohne Entschädigung eine Restwassermenge gemäss den neuen Vorschriften in die Restwasserstrecke abzulassen. Durch diese Umstände war für den Kanton Aargau ein Handlungsbedarf gegeben, mit dem Kraftwerksunternehmen ein sinnvolles und gesetzeskonformes Dotierregime für die Limmatschleife zu finden.

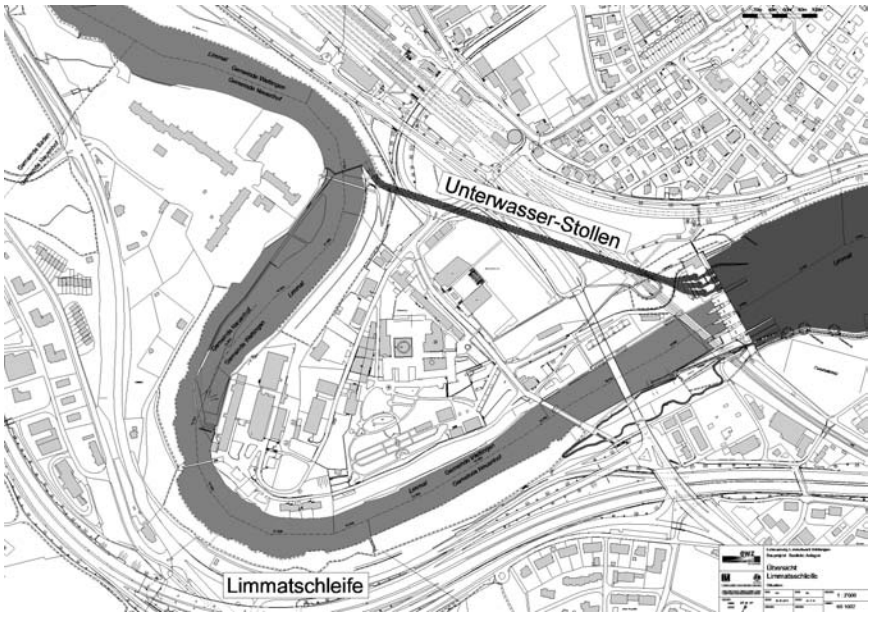


Abb. 3 Situation der Kraftwerkanlage mit abgeschnittener Limmatschleife



Abb. 4 Teil der bestehenden Restwasserstrecke mit 0.6 m^3/s Abfluss

Für das ewz andrerseits nahm der Druck zur technischen Erneuerung der Kraftwerksanlagen ständig zu. Die grossen Investitionen für die vor allem altersbedingte generelle Erneuerung der Anlagen können allerdings nicht über die restliche Laufzeit der bestehenden Konzession, d.h. bis ins Jahr 2013, amortisiert werden. Die 1995 aufgenommenen Verhandlungen zwischen den Kantonen Aargau und Zürich einerseits und der Stadt Zürich, vertreten durch das ewz, andrerseits zeigten, dass die Anliegen der Kantone und des ewz am besten mit einer neuen Konzession erfüllt werden können. Aufgrund dieser Sachlage erteilten die Kantone Aargau und Zürich im Jahre 2000 der Stadt Zürich eine vorzeitige Neukonzession. Die neue Konzession dauert bis zum Jahre 2080. Mit diesem Vorgehen konnte für die Kantone eine angemessene und gesetzeskonforme Restwassermenge in der Limmatschleife sichergestellt werden. Für das ewz resultierte eine ausreichende Amortisationszeit für die anstehenden Investitionen.

Grosses Informationsbedürfnis

Das Kraftwerk Wettingen liegt mitten im dichtbesiedelten Limmattal zwischen Zürich und Baden. Verschiedenartige Interessen fokussieren sich auf den 1933 entstandenen, zum Teil idyllisch gelegenen Stausee. Im Vordergrund liegt die Naherholung der Bevölkerung mit den Uferspazierwegen. Dazu gesellen sich die Interessen der Fischer sowie der Umwelt- und Naturschutzkreise. Verschiedene Gebiete am Wasser stehen dabei unter Naturschutz. So ist es nur natürlich, dass die Vorstellungen des ewz zur Kraftwerkerneuerung von Anfang an auf breites Interesse gestossen sind. Infolge der ungenügenden Restwasserverhältnisse in der Limmatschleife und damit zusammenhängende Probleme der Fische war das ewz auch schon Ziel von negativen Presseschlagzeilen. Für das ewz war damit das Ziel gegeben, mit einer offenen Informationspolitik im

Rahmen des Bewilligungsverfahrens Akzeptanz für die geplanten Massnahmen zu finden.

Bewilligungsverfahren

Gemäss den gesetzlichen Vorschriften ist das Verfahren für die Erneuerung einer Kraftwerksanlage gleich durchzuführen wie für einen Neubau. Ausserdem ist das Bewilligungsverfahren mit der Umweltverträglichkeitsprüfung (UVP) zu koordinieren. Es ergeben sich somit folgende Stufen:

- **Konzessionsverfahren**, als Projektunterlagen sind ein Konzessionsprojekt und ein Umweltverträglichkeitsbericht (UVB) 1. Stufe den zuständigen Behörden einzureichen.
- **Baubewilligungsverfahren**, als Projektunterlagen sind ein Bauprojekt und ein Umweltverträglichkeitsbericht 2. Stufe einzureichen. In diesem Verfahren sind auch die ökologischen Ausgleichsmassnahmen im Detail zu planen.

Bei beiden Verfahren sind öffentliche Ausschreibungen vorzunehmen, in deren Rahmen weite Kreise einspracheberechtigt sind. Die Rechtsmittelmöglichkeiten sind umfangreich.

Rechtzeitiger Einbezug der interessierten Kreise

Die Kontakte zu den Anliegergemeinden und den interessierten Kreisen der Fischerei wurden vor der Erstellung des Konzessionsprojektes aufgenommen. Die meisten Gespräche fanden unter Einbezug der verschiedenen Fachstellen der Kantone statt. Die interessierten Umweltverbände wurden ebenfalls vor Abgabe des Konzessionsprojektes orientiert. Teilweise mussten ebenso die Anstösser an den Flussraum ins Bild gesetzt werden. Mit der Einreichung des Konzessionsgesuches wurde ein Pressekonferenz veranstaltet, um auch die breite Öffentlichkeit über das Vorhaben zu informieren.

Im Rahmen des Konzessionsverfahrens wurden 9 Einsprachen eingereicht, die anschliessend unter der Leitung der Kantone verhandelt wurden. Bis auf wenige Punkte konnten die Einsprachen durch Übereinkunft erledigt werden. Der laufende Informationsprozess ermöglichte den interessierten Kreisen einen guten Einblick in das Projekt, sodass die Erkenntnis folgte, dass das Vorhaben grundsätzlich akzeptiert werden könne. Deshalb wurden die zum Teil negativen Einspracheentscheide der Regierungen der Kantone nicht weitergezogen, sodass die neue Konzession erteilt werden konnte.

Für die weitere Verfolgung des anschliessend auszuarbeitenden Bauprojektes mit den vor allem interessierenden ökologischen Ausgleichsmassnahmen und Fischwege bestellten die Kantone eine breit abgestützte Begleitkommission. In dieser Kommission arbeiten Vertreter der kantonalen Fachstellen, der Gemeinden, der Umwelt-, Fischerei- und Naturschutzverbände zusammen mit dem Kraftwerkunternehmen und den Projektverfassern mit. Dem besonderen Thema des Schutzes des Grundwassers nahm sich eine Untergruppe Grundwasser an, in der neben den beteiligten Fachstellen der Kantone und

der Projektverfasser auch Mitarbeiter der öffentlichen Wasserversorgungen vertreten sind.
Als sehr wertvoll erwies sich auch der periodische informelle Kontakt der federführenden Stellen der Kantone mit der Projektleitung über den Verlauf der Projektierungsarbeiten und über den Stand der notwendigen Verfahren.
Die von Zeit zu Zeit erfolgten Kontakte mit der Presse ermöglichten auch die laufende Information der Öffentlichkeit.

Umfang der technischen Erneuerung
Das Gewässerschutzgesetz fordert für die Limmatschleife beim Kloster Wettingen eine Mindestrestwassermenge von rund 7.5 m^3/s. Eine Erhöhung dieser Menge kann aufgrund der ökologischen Bedeutung eines Gewässerabschnittes verlangt werden. In Kenntnis dieser Vorgaben hat die Kraftwerksgesellschaft im Konzessionsprojekt die Abgabe einer saisonal abgestuften Restwassermenge vorgesehen. Das neue Dotierregime sieht die folgenden Restwassermengen vor:

Oktober bis März:	7.5 m^3/s
April Mai, August, September:	9.0 m^3/s
Juni, Juli:	12.0 m^3/s

Dies ergibt einen Durchschnitt von 8.75 m^3/s.

Die Abgabe dieser um das Zwölf- bis Zwanzigfache höheren Restwassermengen über das Wehr, das heisst ohne Nutzung seiner Fallhöhe, würde zu einem Produktionsverlust von ca. 7 % führen. Dieser kann durch den Einbau einer zusätzlichen Kleinwasserkraftwerkturbine (Dotierturbinenanlage) (Abb. 5) am luftseitigen Fuss der Staumauer kompensiert werden (Abb. 6). Die Dotierturbinenanlage wird damit zu einem Kernpunkt der Erneuerungsarbeiten. Daneben hat sich nach 70 Jahren einwandfreien Betriebes zusätzlich zur Restwasserproblematik ein grösserer technischer Erneuerungsbedarf angesammelt. Die Steuer- und Überwachungseinrichtungen sowie die Hochspannungsschaltanlagen blieben grösstenteils und die Transformatoren (Abb. 7) vollständig in ihrem ursprünglichen Zustand und müssen ersetzt werden. Beim Stauwehr sind die Stauklappen der Hochwasserentlastung und die Grundablassschützen konzeptmässig nicht auf dem heutigen Stand der Technik und müssen ebenfalls ersetzt werden. Die über das Stauwehr verlaufende Wehrbrücke weist im Beton Karbonatisierungsschäden auf. Die Armierungseinlagen sind zum Teil verrostet. Für die Brücke musste eine Lastbeschränkung erlassen werden.
Aus diesen Gründen umfasst die Erneuerung des Kraftwerkes unter anderem die folgenden Massnahmen:

Arbeitsgattung	**Massnahmen**
Bauliche und mechanische Erneuerung	- Bau einer Dotierturbinenanlage am Fuss des Stauwehres - Umbau der Wehrfelder zur Gewährleistung der Hochwasserabflüsse

Arbeitsgattung	Massnahmen
Bauliche und mechanische Erneuerung (Fortsetzung)	- Abbruch der alten Wehrbrücke und Bau einer neuen Brücke, Sanierung der Bedienungsebene - Betonsanierungen Wasserbauanlagen - Renovation und Anpassungen Maschinenhaus
Elektrotechnische Erneuerung	- Kraftwerksprozess mit neuen Reguliereinrichtungen und Hilfssystemen - Dotiermaschine für die Dotierturbinenanlage - Elektrotechnische Ausrüstungen wie Schaltanlage und Maschinentransformator und Hilfssysteme - Leittechnik zur Automatisierung der Anlagen und zur Wasserhaushaltsregelung

Zur Verifikation der rechnerisch ermittelten Dimensionen der umgebauten Hochwasserentlastungsorgane und zur Austestung weiterer notwendiger flussbaulicher Informationen wurden an der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich (VAW) hydraulische Modellversuche durchgeführt. Die Resultate sind dem Beitrag von Keller und de Vries (2002) in diesem Band zu entnehmen.

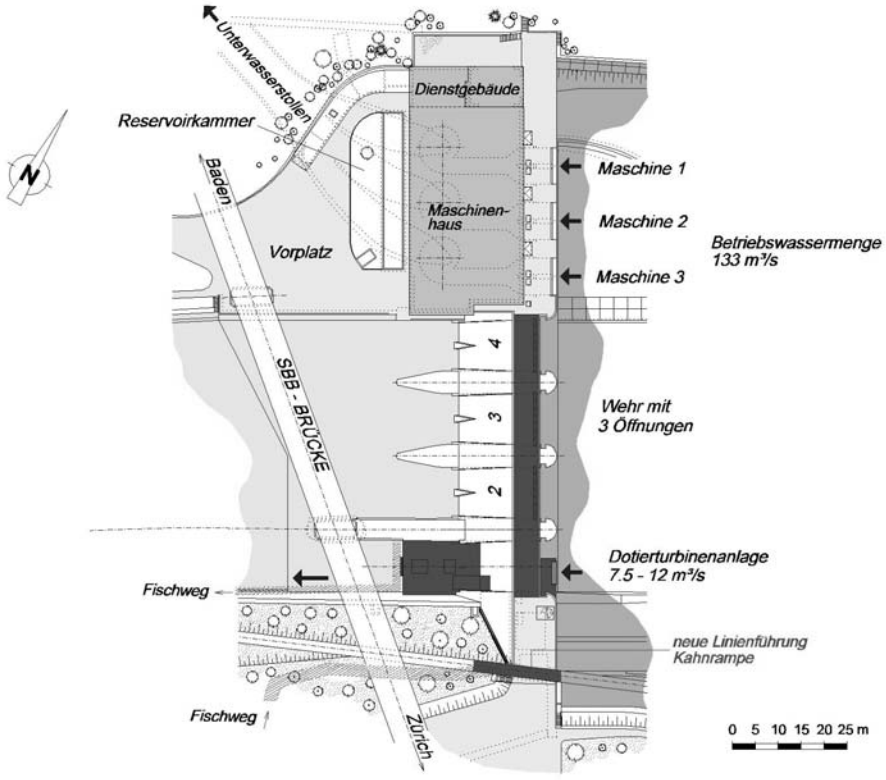


Abb. 5 Grundriss Stauwehr mit Kraftwerkzentrale und Dotierturbinenanlage

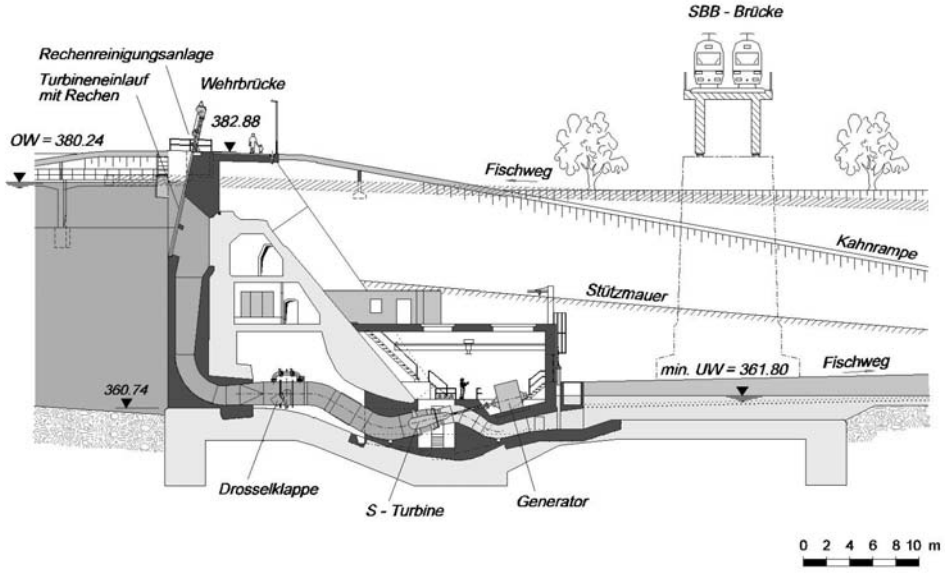


Abb. 6 Längsschnitt Dotierturbinenanlage



Abb. 7 Bestehender alter Transformator

Ökologische Ausgleichsmassnahmen und Fischwege

Ökologische Ausgleichsmassnahmen sind Massnahmen, die die durch den Kraftwerkbau erfolgten Eingriffe in die Natur lindern oder mindestens den heutigen Zustand verbessern. Um die entstandenen ökologischen Defizite zu erkennen, musste auch ein Blick

auf den Ursprungszustand des Gebietes vor dem Bau des Kraftwerkes zurückgeworfen werden. (Abb. 8)



Abb. 8 Historische Aufnahme der Limmatschleife

Die Erstellung von Fischwegen ist gegeben durch die Forderungen des Fischereigesetzes. Die Überlegungen des Projektteams als Basis wurden ergänzt durch akzeptierte Forderungen aus den Einsprachen zum Konzessionsprojekt. Hauptsächlich sind damit die nachstehenden Massnahmen geplant:

Ort	**Massnahmen**
Limmatschleife beim Kloster Wettingen	Renaturierung der Limmatschleife durch: • Neues Dotierregime mit einem jahreszeitlich wechselnden Abfluss von 7.5 – 12 m^3/s • Uferrenaturierungen • Bau von 2 Fischwegen
Stauraum	Verschiedene Verbesserungsmassnahmen im 10 km langen Stauraum wie: • Fischrefugien • Ersatz harter Uferverbau durch natürliche Ufergestaltung • Sanierung Mündung Spreitenbacher Dorfbach
Stauwurzel bei Geroldswil	Renaturierung der Limmat im rechtsufrigen Bereich
Schanzengraben Zürich	Bau eines Fischweges beim Stauwehr

Das grösste Verbesserungspotenzial bildet die Renaturierung der Limmat im rechtsufrigen Bereich in der Stauwurzel bei Geroldswil, ca. 10 km oberhalb des Stauwehres (Abb. 9). Hier soll eine Fläche von ca. 7.5 ha umgestaltet und eine dynamische Flussaue initiiert werden. Bei den Fischwegen liegen die Hauptarbeiten auf aargauischem Kantonsgebiet. Das immerhin 18 m hohe Hindernis des Stauwehres wird mit einem ca. 400 m langen Umgehungsgewässer entlang dem linken Ufer überwunden. Ausserhalb des Konzessionsperimeters auf dem Gebiet der Stadt Zürich ist ein weiterer Fischweg vorgesehen. Der Schanzengraben in Zürich bildet als Teil der ehemaligen Stadtbefestigung einen Nebenausfluss aus dem Zürichsee in die Sihl und anschliessend in die Limmat. Der Ausfluss wird als Bestandteil der Zürichseeregulierung mit einem kleinen Wehr abgesperrt. Mit all diesen Massnahmen ist die Vernetzung der Aare über die Limmat mit dem Zürichsee wieder hergestellt.



Abb. 9 Standort der vorgesehenen Limmatrenaturierung in der Stauwurzel bei Geroldswil

Stauraumverlandung

Seit der Inbetriebnahme des Kraftwerkes 1933 ist infolge der Stauhaltung und der damit verbundenen niedrigen Fliessgeschwindigkeiten der Limmat ein Verlandungsprozess im Staubereich im Gange. Mit den Sedimenten wurden bis Mitte der 70-er Jahre des 20. Jahrhunderts auch Schadstoffe aus den Abwässern abgelagert. Für diese Verschmutzung trägt das Kraftwerksunternehmen keine Schuld. Als Halter der Stauanlage wurde das ewz aber trotzdem verpflichtet, alle Massnahmen zu einer dauernden Überwachung der erwähnten Prozesse zu ergreifen. Detaillierte Überlegungen zu diesem Thema sind dem Beitrag von Hunzinger (2002) in diesem Band zu entnehmen.

Realisierung

Die politischen Entscheidungsorgane in der Stadt Zürich wurden über mehrere Jahre in den Projektierungsfortschritt mit einbezogen. Die zuständigen Organe mussten die stufenweise anfallenden Planungs- und Projektierungskosten bewilligen. Die Erstellung des Konzessionsprojektes konnte durch den Stadtrat (Exekutive) in eigener Kompetenz bewilligt werden. Nach der Konzessionserteilung begannen die Arbeiten am Bauprojekt. Die zugehörigen Ausgaben mussten wegen deren Höhe durch den Gemeinderat (Legislative) bewilligt werden.

Die Realisierung des ganzen Vorhabens verursacht Kosten von 76.8 Mio. Franken. Das Zürcher Volk hat an einer Urnenabstimmung vom 7. April 2002 diesem Kredit mit grossem Mehr zugestimmt.

Der Baubeginn ist auf das Frühjahr 2003 festgesetzt worden. Das Kraftwerk soll bei grösstmöglicher Aufrechterhaltung des Betriebes erneuert und umgebaut werden. Als Flusskraftwerk müssen ständig genügend Wehröffnungen in Betrieb sein, damit die Hochwasser gefahrlos abgeleitet werden können. Aus diesen Gründen sind mehrere Etappen erforderlich. Zusammen mit allen ökologischen Ausgleichsmassnahmen und Fischwegen soll das erneuerte Kraftwerk mit den erhöhten Restwassermengen 2007 seinen neuen Normalbetrieb aufnehmen. Damit können die Fristen des Gewässerschutzgesetzes eingehalten werden.

Anschrift des Verfassers

Peter Stöckli, Dipl. Bauing. ETH
Ingenieurbüro für bauliche Anlagen,
Departement der Industriellen Betriebe der Stadt Zürich
Beatenplatz 2, Postfach, 8023 Zürich.
Tel: +41-1-216 50 08, Fax: +41-1-216 50 24, email: peter.stoeckli@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

Sanierung der Iller-Staustufe Lautrach

Dipl.-Wirt. Dipl.-Ing. Ralf Klocke
Dipl.-Ing. (FH) Helmut Ferrari BEng (Hons) CEng
Dr.-Ing. Roberto Kohane

1. Einleitung

Die Iller entspringt in den Allgäuer Alpen bei Oberstdorf, fliesst an den Städten Kempten und Memmingen vorbei nach Norden und mündet nach ca. 147 km bei Ulm in die Donau. Die Iller bildet über eine lange Strecke die Grenze zwischen den beiden deutschen Bundesländern Bayern und Baden-Württemberg.

Die Illerstufe VIII - Lautrach, die 1948 in Betrieb ging, ist die unterste Anlage einer fünfstufigen Kraftwerkstreppe der Lechwerke AG, Augsburg (LEW) an der oberen Iller. Die Kraftwerkskette wird im Tagesschwellbetrieb gefahren.



Abb. 1: Stauraum Lautrach bei Teilabstau von –2,00 m (Oktober 2001)

Der Stauraum Lautrach übernimmt, ausgehend von einer mittleren täglichen Wasserspiegelschwankung von 1 m, mit einem Schwellbetriebsvolumen von ca. 500.000 m³ und einer Wasserspiegelfläche von ca. 600.000 m² die wichtige Aufgabe des Ausgleichsspeichers. Betreiber der Kraftwerke an der oberen Iller sind die Bayerischen Elektrizitätswerke GmbH (BEW), eine 100%-ige Tochtergesellschaft der LEW.

Das 60 Meter breite Massivbauwerk der Staustufe ist als sogenanntes überströmbares Wehrkraftwerk mit einer 4-teiligen durchgehenden Fischbauchklappe erstellt. Der Staubalken ist durchgehend begehbar. Auf der linken Wehrseite befinden sich die 4 Maschinensätze, auf der rechten Seite sind die zwei Grundablässe. Die Anlage ist mit 3 einfach regulierbaren Rohrturbinen mit durchströmten Außenkranzgeneratoren und einer Kaplan-Kegelradrohrturbine ausgestattet. Bei der Ausbauwassermenge von 100 m³/s beträgt die Fallhöhe 7,90 m. Die Ausbauleistung der Anlage beträgt 6 MW, bei eine Regelerzeugung von 26 Mio. kWh/Jahr.

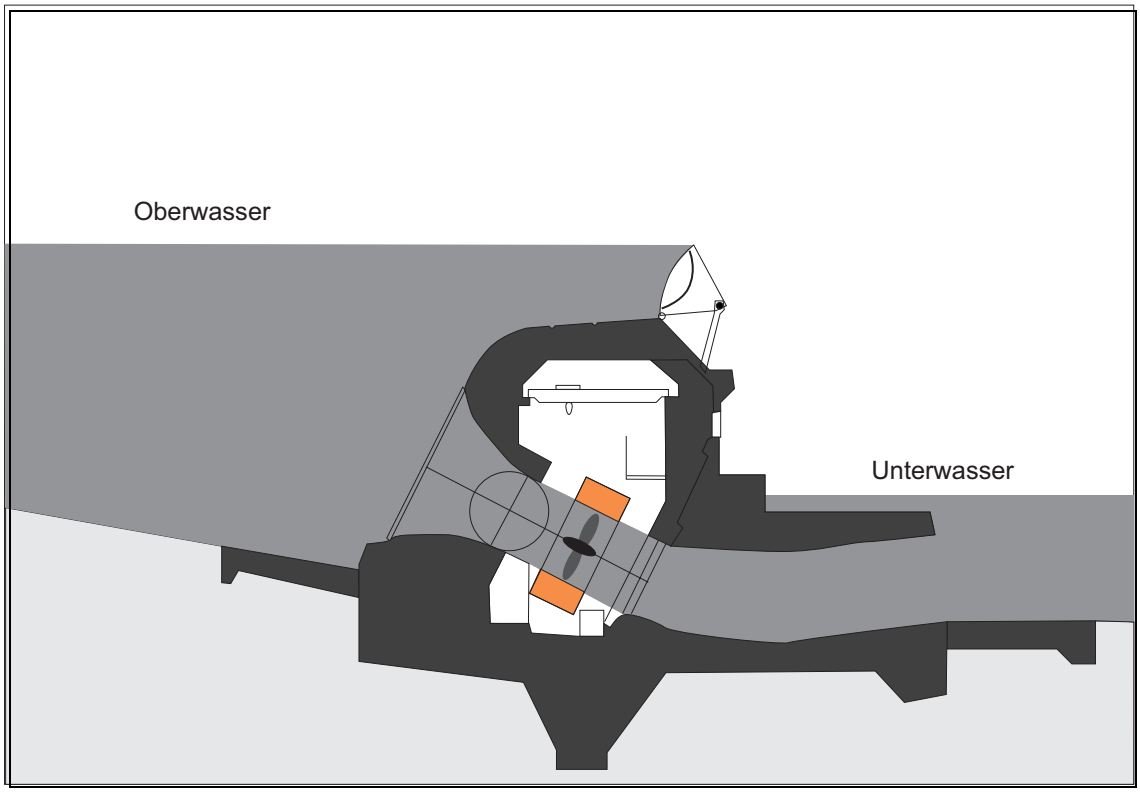


Abb. 2: Schematischer Querschnitt durch die Staustufe vor der Sanierung

Für das Bemessungshochwasser HQ_B sind 900 m³/s angesetzt, die über 4 Klappen und 2 Grundablasssegmente abgeführt werden können, auch im Lastfall n-1.

2. Anlass der Sanierung

Die Wasserkraftanlage verfügt bisher nur über unzulängliche Absperrmöglichkeiten für Revisionen. Daher musste bei Arbeiten an den Turbineneinläufen und Grundablässen der Stau weitgehend gelegt werden. Eine derartige Stauabsenkung führte zu größeren Sedimentumlagerungen auch im Einlaufbereich der Turbinen. Die betrieblichen Einschränkungen durch Absenkungen betrafen aufgrund des Schwellbetriebes immer die gesamte Kraftwerkskette.

Auch aus ökologischen Gründen sind derartige Staulegungen heute kaum mehr vertretbar und machen die Nachrüstungsmaßnahmen zwingend erforderlich.

Im UW-Bereich der Anlage führte insbesondere der Grundablassbetrieb in der Vergangenheit aufgrund fehlender Energieumwandlung immer wieder zu Auskolkungen und Uferanbrüchen. Diese Problematik wurde bereits 1995 von der Versuchanstalt für Wasserbau der TU München (VAO) untersucht.

Die Iller führt große Mengen am Schwebstoffen mit sich (jährlich ca. 150.000 m³, gemessen bei Kempten). Seit Inbetriebnahme der Illerstaustufe VIII-Lautrach ist eine fortschreitende Verlandung zu beobachten. Im Jahre 1995 führte Lahmeyer International eine Modelluntersuchung durch, die darauf abzielte, die Notwendigkeit von eventuellen Hochwasserschutzmaßnahmen zu beurteilen, die in Verbindung mit der zukünftigen, einer quasi dem Endverlandungszustand zustrebenden, Verlandung der Staustufe stehen.

3. Ziele der Sanierung

Hauptziel der Sanierung ist es den wirtschaftlichen Betrieb und den Unterhalt der Anlage so zu verbessern, dass kein Abstau mehr erforderlich wird und damit betriebliche Einschränkungen und ökologische Störungen im Stauraum und negative Einflüsse auf die Umwelt vermieden werden können. Gleichzeitig erfolgt die Überprüfung und Anpassung der Stauhaltungsdämme und -deiche, unter Berücksichtigung der Studie über die Endverlandung des Stauraumes. In diesem Zusammenhang werden Möglichkeiten und Grenzen von wasserbaulichen und ökologischen Maßnahmen zu Strukturverbesserungen im Stauraum entwickelt und umgesetzt.

4. Das Massivbauwerk

Die Sanierung umfasst folgende Bauabschnitte und wird bei 3 m Stauabsenkung durchgeführt:

- Einbau von umlaufenden Dichtungsschienen an allen Turbineneinläufen und Grundablassöffnungen
- Errichtung von fünf Aufsatzpfeilern mit Gleisbahn auf dem Staubalken und zugehörigen Dichtungen für die 4 Stauklappen
- Erneuerung der Rechenreinigungsanlage

Die Arbeiten werden im Schutz einer Baugrubenumschließung durchgeführt. Diese wird bei einer Wassertiefe von ca. 9 Meter mit Spundwänden vom Ponton aus erstellt. Während des ersten Abschnittes wird ein Grundablass umschlossen, anschließend die Baugrube für den zweiten Grundablass und die 4 Turbineneinläufe hergestellt.

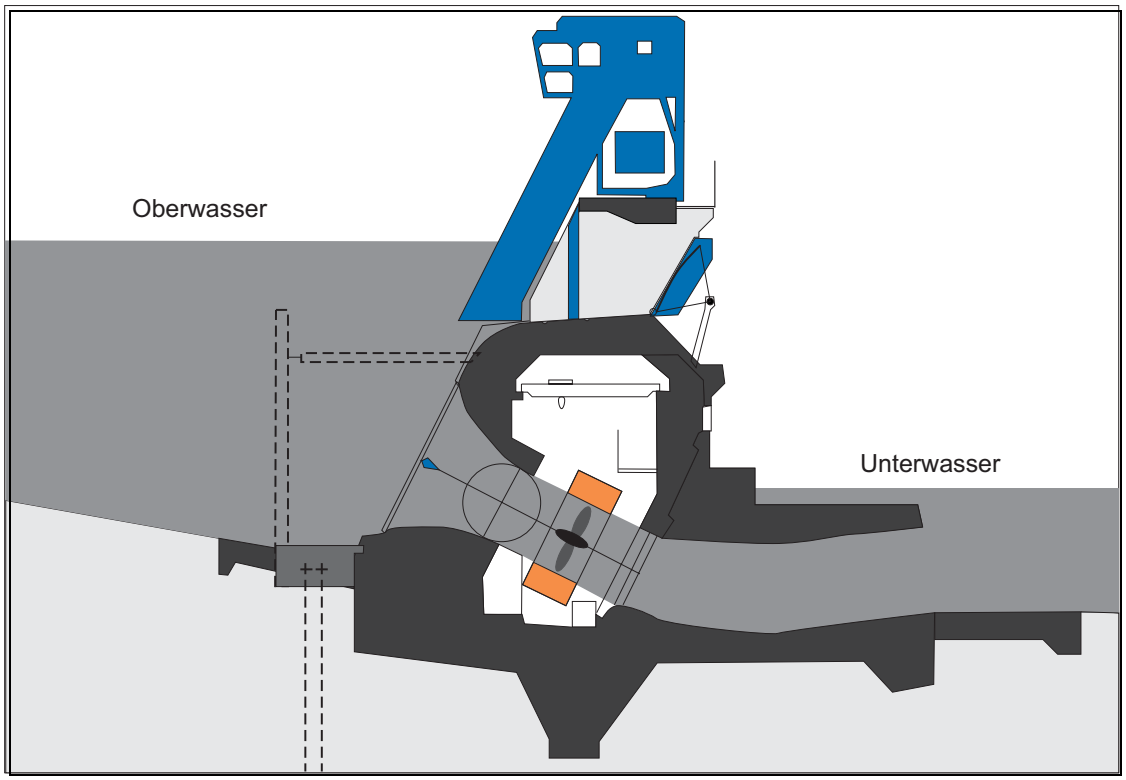


Abb. 3: Schematischer Querschnitt durch die Staustufe nach der Sanierung

Die neue 60 m lange Gleisbahn überspannt die ganze Wehrbreite und stützt sich auf Pfeiler ab. Sie trägt die hintere Schiene der Rechenreinigungsmaschine und dient im Fall der Revision auch als Bedienungssteg.

Die Höhe der Pfeiler und die Form der Gleisbahn wurden so gewählt, das optimale hydraulische Verhältnisse gegeben sind und Verklausungen weitgehend vermieden werden. Die neue fahrbare Rechenreinigungsmaschine mit einer Spurbreite von 2 m ist so ausgeführt, dass sie neben ihrer eigentlichen Aufgabe auch zum Setzen der Portaldammtafeln im Revisionsfall geeignet ist.

Die Ausführung der Arbeiten am Massivbauwerk hat im Februar 2002 begonnen, ist planmäßig vorangekommen und soll bis Januar 2003 abgeschlossen sein.

Als Besonderheit ist zu erwähnen, dass im Untergrund des Illerbettes der hartgelagerte, sandige Mergel (Flinz) ansteht und deshalb die Spundwände für die Baugrube nicht in den Untergrund gerammt werden können. Sie werden daher nur an der Sohle aufgestellt und erhalten ein Auflager durch eine unter Wasser hergestellte neue Einlaufsohle. Durch den Wasserdruck werden die ausgesteif-

ten Spundwandelemente an das Bauwerk angepresst und somit in Verbindung mit der verankerten Sohle die Standsicherheit der Baugrube gewährleistet. Dieses System wurde auch bei den vorangegangenen Baugruben der drei bereits sanierten Illerstufen erfolgreich angewandt.



Abb. 4: Illerstufe VI Legau mit neuer Gleisbahn und Rechenreinigung im Oktober 2000 (baugleich mit Illerstufe VIII Lautrach)

Aufgrund der Leistungsfähigkeit eines Grundablasses (bei Baustauziel) und der Gefahr vom Sedimentumlagerungen im Stauraum müssen die Arbeiten bei einem Abfluss von mehr als 250 m³/s eingestellt werden. Die Baugrube wird bei ansteigendem Hochwasserabfluss geflutet und der Wasserspiegel angehoben, um die Anlage bei Stauziel im dann eingetretenen Lastfall n-1 betreiben zu können.

Als vorausgehende Untersuchung wurde am Lehrstuhl für Wasserbau der Technischen Universität München ein Modellversuch durchgeführt, der im wesentlichen folgende Fragestellung zu beantworten hatte:

- Optimierung der Energieumwandlung **(**Ziel hierbei war es, einen aufwendigen Tosbeckenbau durch kostengünstigere und langfristig zufriedenstellende Sicherungsmaßnahmen zu ersetzen)
- Einfluss der Umbaumaßnahme (insbesondere der Gleisbahnpfeiler auf die Leistungsfähigkeit im Hochwasserfall, im Lastfall n-1)
- Auswirkungen auf die OW-Spiegellagen

5. Der Stauraum und seine Dämme und Deiche

Aufgrund der starken lateralen Ausdehnung des Stauraumes und der Tatsache, dass die Verlandung vorwiegend durch Schwebstoffe verursacht wird, war für die Untersuchung der weiteren morphologischen Entwicklung ein mathematisch-numerisches Modell am besten geeignet. Aufgrund der extremen Verhältnisse von Wasserspiegelbreite zu Wassertiefe, konnte das Strömungsfeld und der Sedimetationsprozess nur durch ein zweidimensionales Modell mit der erforderlichen Genauigkeit erfasst werden.

Der wasserbauliche Modellversuch der VAO zeigte, dass ein Bemessungsabfluss HQ_B = 900m³/s im Lastfall n-1 nur mit einem Überstau von 1,00 m abzuführen ist. Unter Anwendung des aktuellen DVWK-Merkblatts 246 errechnet sich ein Freibordmaß von 1,10 m. Damit würde bereits unmittelbar oberhalb der Staustufe die Dammoberkante 2,10 m über dem Stauwasserspiegel aufragen.

In Abstimmung mit dem zuständigen Wasserwirtschaftsamt wurden nach Auswertung der Erkenntnisse aus dem Pfingsthochwasser 1999 (>HQ_{300}) folgende Vergleichsrechungen durchgeführt, um somit auch dem neuesten Stand der wasserwirtschaftlichen Erkenntnisse Rechnung zu tragen.

Auf der Grundlage der für das Jahr 2050 prognostizierten Endverlandungssohle wurden folgende Lastfälle untersucht:

1. HQ_{100} = 790 m³/s, Lastfall n-1, Freibord nach DVWK-Merkblatt 246
2. HQ_B = 900 m³/s, Lastfall n-1, bescheidsgemäßer Freibord: 0,55m

Hiernach erfolgte die Festlegung der Dammoberkante

3. HQ_{1000} = 1030 m³/s, Lastfall n-1, Nachweis des verbleibenden Freibords

Strömungs- und Schwebstofftransportmodell

In Ergänzung zu der oben beschriebenen Studie wurden weitere Untersuchungen mit dem vorhandenen Strömungs- und Schwebstofftransportmodell durchgeführt. Ziel der neuen Untersuchungen war es, die Auswirkungen des extremen Pfingsthochwassers 1999 auf die Sedimentverlandung im Stauraum Lautrach zu analysieren und zu quantifizieren. Darüber hinaus wurde anhand der vorhandenen Messdaten des Hochwassers das numerische Modell validiert und die Rechenprognose für das Bemessungshochwasser beim morphologischen Gleichgewichtszustand der Gewässersohle bestätigt. Mit Hilfe des Modells wurden auch die Strömungsverhältnisse und die Erosionsgefahr im Stauraum untersucht, die sich bei der geplanten Wasserspiegelabsenkung zur Durchführung der Sanierungsbaumaßnahme am Kraftwerk Lautrach ergeben.
Das Modell konnte als wichtiges Werkzeug eingesetzt werden, um Fragen im Zusammenhang mit der Plangenehmigung für die Erhöhung der Hochwasserschutzdämme zu untersuchen. Eine Erhöhung der Dämme ist aus Gründen der fortschreitenden Sedimentverlandung im Stauraum Lautrach und der geplanten

Maßnahme zur Nachrüstung von Revisionsverschlüssen erforderlich. Mit Hilfe des Modells konnten die Wasserspiegellagen bei unterschiedlichen Abflusszuständen berechnet und diese zur Beurteilung der Freibordsituation verwendet werden. Durch den gewählten, anspruchsvollen Modellansatz konnten eine hohe Zuverlässigkeit und Genauigkeit der Modellergebnisse garantiert werden. Davon konnte auch die Genehmigungsbehörde überzeugt werden mit dem Ergebnis, dass letztendlich eine Genehmigung erteilt wurde, die eine Erhöhung der Dämme nur um das unbedingt erforderliche Maß vorsieht. Ein Sicherheitszuschlag zum Kompensieren möglicher Ungenauigkeiten der Modellprognosen wurde hier nicht gefordert.

Standsicherheitsuntersuchungen und Dammanpassungen

Basierend auf den Aussagen des Strömungs- und Schwebstofftransportmodells wurden die Freibordmaße der drei Dämme der Stauhaltung (Kardorf, Greuther Au, Neuwelt) anhand von den drei vorgenannten Lastfällen ($HQ_{100,}$ HQ_B, HQ_{1000}) festgelegt.

Für die Erhöhung der Stauhaltungsdämme wurden, mit Hilfe eines Rechenprogramms basierend auf der Methode der finiten Elemente, die unterschiedlichen Szenarien und Lastfälle zur Gewährleistung der Standsicherheit und Bestimmung der Sickerwassermengen untersucht.

Als Basis für die Rechengänge diente das Gutachten des Grundbauinstitutes der TU München zum Schüttmaterial und Untergrund der Stauhaltungsdämme. Auf der Grundlage der durchgeführten Rechengänge wurden auch die notwendigen Sickerwasserfassungen geplant.

Die Dämme Kardorf (900lfm) und Neuwelt (500lfm) werden bis zu 0,65 m erhöht. Zugleich werden die Dammkronen mit einer Breite von 3,50 m hergestellt.

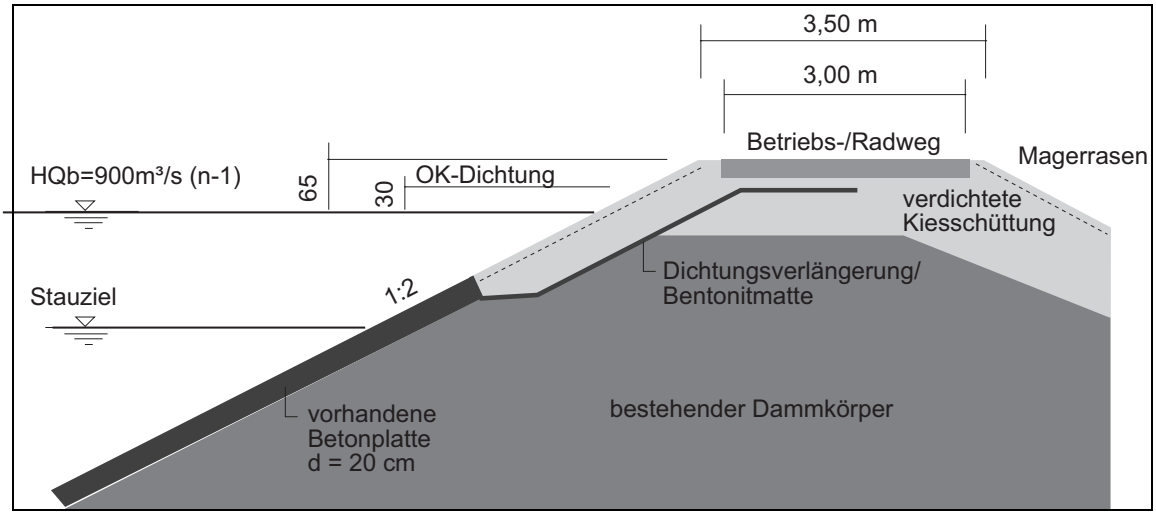


Abb. 5: Regelquerschnitt der Dammerhöhung

Die Erhöhung der Dichtung wasserseitig erfolgt mittels einer geosynthetischen Tondichtungsbahn welche an den vorhandenen Böschungsbeton angeschlossen wird. In vorgängigen Versuchen hat sich ein hydraulisch abbindender Klebemörtel gegenüber einem bituminösen Kleber bzw. einer Klemmkonstruktion bewehrt. Um die Anzahl der Stoßfugen zu verringern wurden die Dichtungsbahnen in Abschnitten von 25 m verlegt.

Der Damm Greuther Au wurde nur auf HQ_{100} bemessen und erhält auf 1100 lfm eine Dichtungsspundwand, die bei abgesenktem Stauwasserspiegel eingebracht wird.

Außerdem wurden örtlich die Ufermauern eines seitlichen Illerzuflusses erhöht und Rohrleitungen im Gelände hinter den Dämmen (Polder) mit druckdichten Schachtdeckeln versehen.

6. Ökologische Aspekte

Gemeinsam mit den Fachbehörden der Wasserwirtschaft und des Naturschutzes, sowie den Fischereirechtsinhabern und -pächtern wurde ein Gesamtkonzept für den Wiederaufstau erarbeitet, welches die dargestellten Maßnahmen beinhaltet.

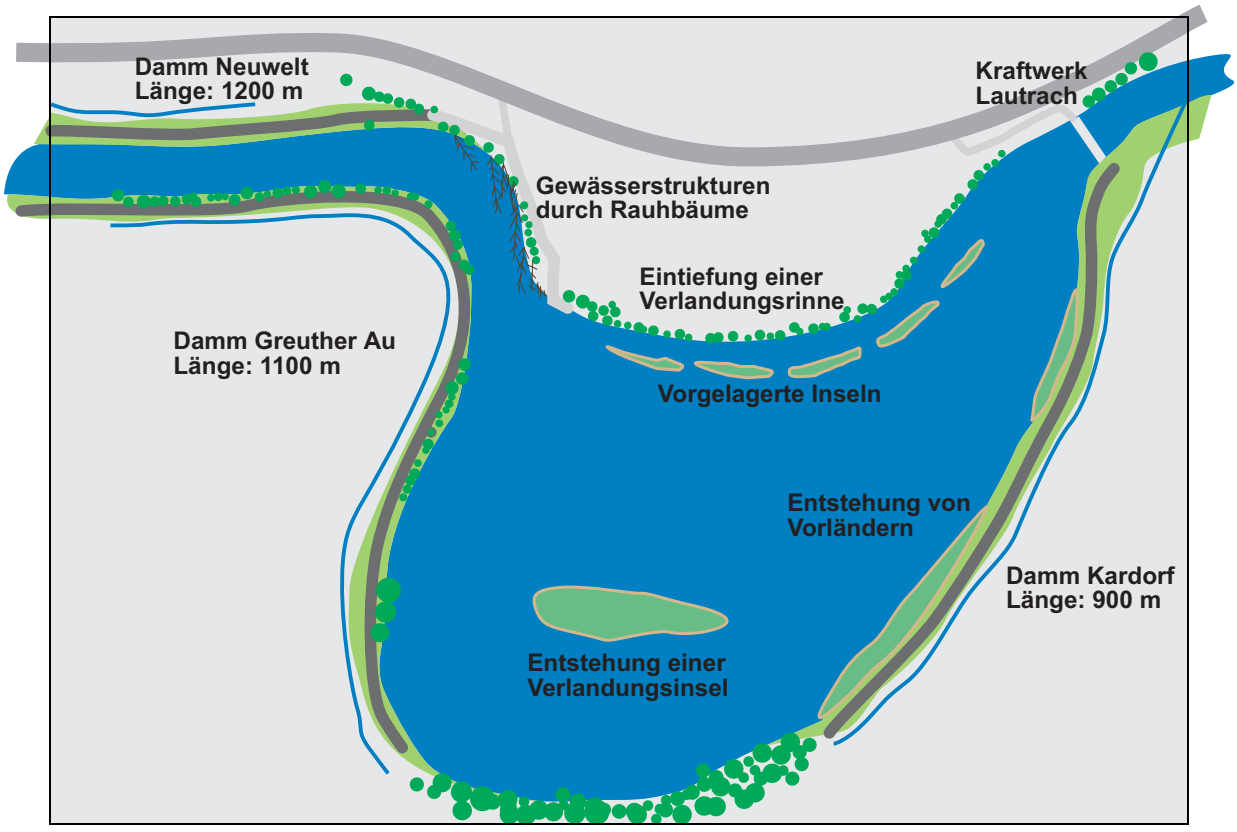


Abb. 6: Schematische Darstellung des Stauraumes und der ökologischen Maßnahmen

Damit können zahlreiche Strukturelemente geschaffen werden, die mit dem weiteren Verlandungsprozess im Einklang stehen.

7. Schlussbetrachtung

Es konnte gezeigt werden, dass durch innovative Lösungsansätze unterschiedliche Belange berücksichtigt wurden:

- Verbesserung der betrieblichen Situation
- Berücksichtigung der Verlandungsproblematik, aber ohne Entlandung oder Spülung
- aktueller Hochwasserschutz
- ökologische und landschaftliche Aspekte
- Belange der Fischerei
- Naturschutzinteressen

Wir glauben also, dass durch gutes Zusammenwirken aller Beteiligten, ein schlüssiges Gesamtkonzept für diesen Illerabschnitt gefunden wurde.

Literaturhinweise

LAHMEYER INTERNATIONAL GMBH (1985): Illerstaustufe VIII-Lautrach – Untersuchungen der Stauraumverlandung, Abschlussbericht, Frankfurt/Main und München, Dezember 1985

LAHMEYER INTERNATIONAL GMBH (1997): Modelluntersuchung zur Stauraumverlandung der Illerstaustufe VIII-Lautrach, Abschlussbericht, Frankfurt/Main, August 1997

LAHMEYER INTERNATIONAL GMBH (1997): Illerstufe VIII-Lautrach – Projektvorbereitung und Modellerstellung für die geplante Dammerhöhung, Erläuterungsbericht, München, Oktober 1997

INSTITUT FÜR WASSERBAU, UNIVERSITÄT STUTTGART (1999): Schwebstoffmessungen zur Bilanzierung der Sedimentablagerungen in der Staustufe VIII-Lautrach an der Iller, Technischer Bericht Nr. 97/7 (VA 14), Stuttgart, Juli 1999

KLOCKE, R.; KOHANE, R.; AL-ZOUBI, S.; WESTRICH, B. (1999): Numerische Bilanzierung der Verlandung der Staustufe VIII-Lautrach an der Iller, Schrift des Deutschen Verbandes für Wasserwirtschaft und Kulturbau (DVWK), Arbeitskreis Schwebstoffe und Schadstoffe in Fließgewässern

HYDROPROJEKT INGENIEURGESELLSCHAFT MBH (2000): Illerstaustufe VIII-Lautrach - Untersuchung über die Auswirkung des extremen Pfingsthoch-

wassers 1999 auf die Morphologie und Hydraulik im Stauraumbereich, Erläuterungsbericht, Bad Vilbel, November 2000

AXEL POWELEIT (1985): Bemessung des Feibords im Erdbau, Wasserwirtschaft 75

DEUTSCHER VERBAND FÜR WASSERWIRTSCHAFT UND KULTURBAU E.V. (DVWK): Merkblatt zur Wasserwirtschaft Nr. 246/1997, Freibordbemessung an Stauanlagen, Dezember 1996

TH. STROBL, VERSUCHANSTALT FÜR WASSERBAU UND WASSERWIRTSCHAFT, TU MÜNCHEN (1997): Modellversuch Illerstufe VIII – Lautrach zur Ertüchtigung der vorhandenen Energieumwandlungsanlage und Dimensionierung des Kolkschutzes, Versuchsbericht Nr. 327, Obernach 1997

DIN 19700 Stauanlagen, (Januar 1986)

DEUTSCHER VERBAND FÜR WASSERWIRTSCHAFT UND KULTURBAU E.V. (DVWK): Heft 210/1986, Verlag Paul Parey

R. FLOSS (1998): Gutachten Proj-Nr. 10609-8/6 Illerstufe VIII – Lautrach, Gutachen zum Schüttmaterial der Stauhaltungsdämme und zum Untergrund, TU München, Oktober 1998

R. FLOSS (1999): Gutachterliche Stellungnahme zu Dammaufbau und Dammstatik, TU München, Juli.1999

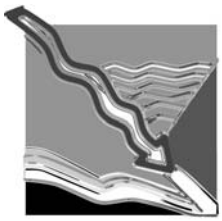
Anschriften

Dipl.-Wirt. Dipl.-Ing. Ralf Klocke
Lechwerke AG
Schaezlerstrasse 3, 86150 Augsburg

Dipl.-Ing. (FH) Helmut Ferrari BEng (Hons) CEng
Hydroprojekt Ingenieurgesellschaft mbH, Büro München
Akademiestrasse 7, 80799 München

Dr.-Ing. Roberto Kohane
Hydroprojekt Ingenieurgesellschaft mbH, Büro Bad Vilbel
Friedberger Strasse 173, 61118 Bad Vilbel

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



Kraftwerk Freudenau
Erfahrungen aus 5 Jahren Grundwasserbewirtschaftung und der Einfluss der Kolmation

Dipl.-Ing. W. Picher, Dipl.-Ing. H. Schimpf

1. Einleitung

Im Laufe der Jahrhunderte hat das Flussbett der Donau viele Veränderungen erfahren. Im Bereich der Stadt Wien wurde es durch die Regulierung in der zweiten Hälfte des vorigen Jahrhunderts am stärksten beeinflusst. Die Begradigung des Flusslaufes führte zu einer stetigen Eintiefung der Donausohle und damit zu einem Absinken des Wasserspiegels in der Donau und dem begleitenden Grundwasserkörper.

Der Bau des Donaukraftwerkes Freudenau eröffnete der Stadt Wien neben Impulsen für die Stadtentwicklung im Stauraumbereich und ökologischen Gestaltungsmaßnahmen, auch die Möglichkeit zur Verbesserung der wasserwirtschaftlichen Situation im Stadtgebiet. Durch den Aufstau der Donau kann die Neue Donau – am linken Donauufer - ausreichend mit Wasser versorgt werden. Damit wird auch eine Verbesserung der wasserwirtschaftlichen Verhältnisse im Bereich der Alten Donau und der Lobaugewässer ermöglicht.

Im Bereich des 2. und 20. Bezirkes - am rechten Donauufer - ergeben sich durch die Grundwasserbewirtschaftung neben der Beibehaltung der Grundwasserdynamik nicht nur Verbesserungen für den Prater, sondern auch für tiefliegende Keller im verbauten Gebiet nahe der Donau, neben qualitativen Verbesserungen des Grundwassers.

2. Grundwasserbewirtschaftung

Das von der VERBUND - Austrian Hydro Power AG betriebene Grundwasserbewirtschaftungssystem wurde von der Planungstochter VERBUNDPLAN entwickelt (siehe DREHER, 1991; DREHER & GUNATILAKA, 1996). Es handelt sich hiebei um ein völlig neues Grundwassermanagement- und -monitoringsystem. Dieses computergestützte und vollautomatische Grundwasserbewirtschaftungssystem ist seit dem Jahr 1997, also bereits seit der Teilstauphase, inklusive der Dotation der Pratergewässer in Vollbetrieb.

Es gewährleistet nicht nur wie gefordert „keine Verschlechterung der Grundwasserverhältnisse gegenüber dem Zustand vor Kraftwerkserrichtung“, sondern ermöglicht sogar, trotz eines Dichtwandkastensystems, gezielte Verbesserungs-maßnahmen.

So treten im verbauten Gebiet entlang der Donau mittlerweile keine nachteiligen Grundwasserhochstände während Donauhochwasser auf. Auch extreme Niederwasserstände während langer Trockenperioden werden verhindert und im Bereich des Praters wird die Wasserversorgung der Vegetation gesichert und gezielt verbessert. Durch Monitoringmaßnahmen wird die Wasserqualität der Donau und des Grundwassers laufend kontrolliert.

2.1 Brunnenanlagen

Die Bewirtschaftung des Grundwasserkörpers im 2. und 20. Bezirk erfolgt in Abhängigkeit von der Donauwasserführung mit Hilfe von 21 Brunnenpaaren (Entnahme- und Schluckbrunnen). Die folgende Abbildung 1 gibt einen Überblick über die Lage der Brunnenpaare.

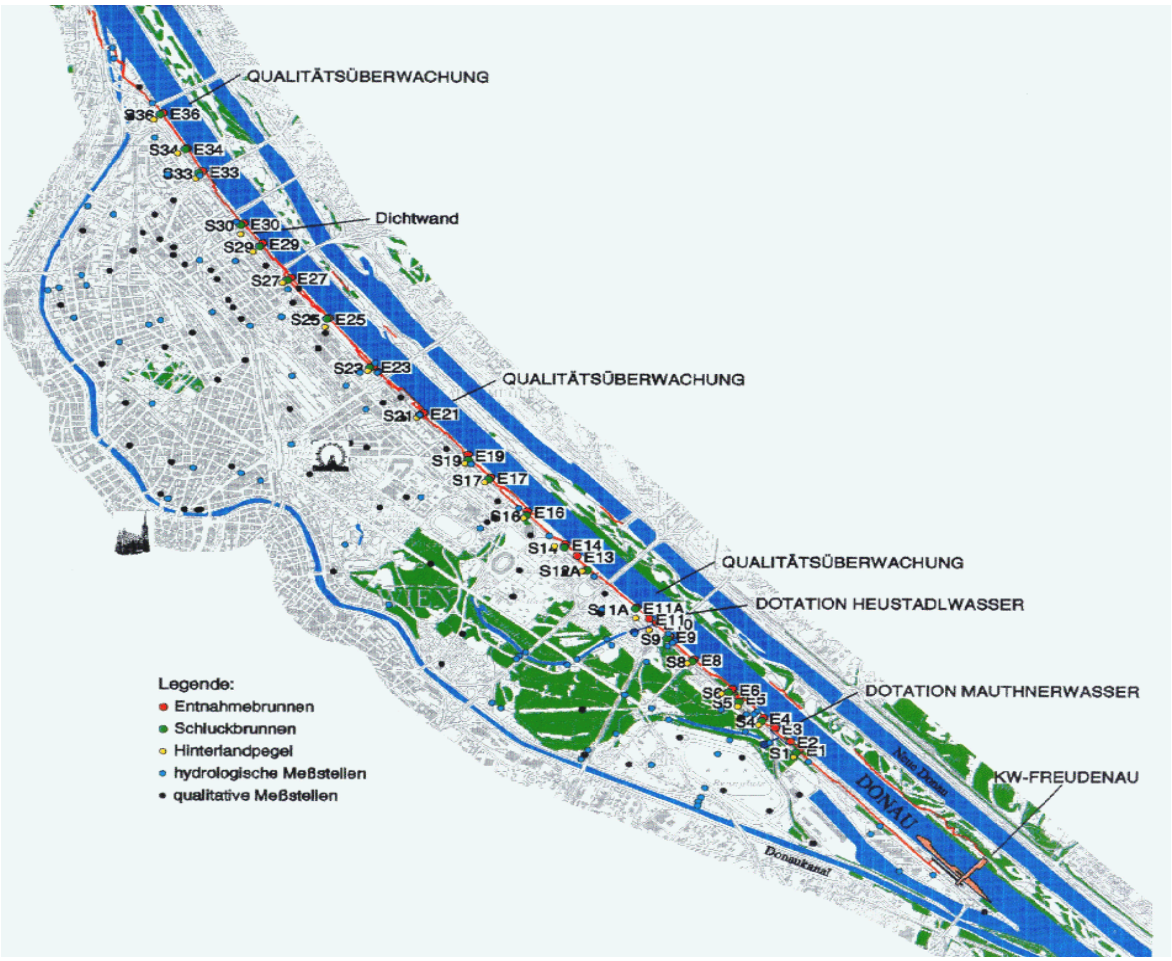


Abb. 1: Lageplan der Grundwasserbewirtschaftung des 2. und 20. Bezirkes in Wien

Aus dem donauseitig der Dichtwand gelegenen Entnahmebrunnen wird bei hohen Donaudurchflüssen Uferfiltrat entnommen und in den landseitig der Dichtwand gelegenen Schluckbrunnen versickert (siehe Abbildung 2). Bei Niederwasser in der Donau wird Grundwasser aus den Schluckbrunnen in die Donau zurückgepumpt. Dadurch werden die natürlichen Grundwasserschwankungen simuliert und die Grundwasserdynamik bleibt erhalten.

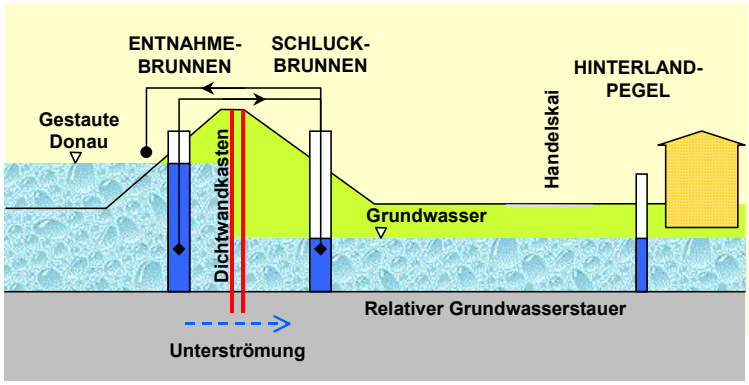


Abb. 2: Schematische Darstellung des Brunnensystems

Darüber hinaus beinhaltet das System noch 4 weitere Entnahmebrunnen, mit denen die Pratergewässer Heustadl- und Mauthnerwasser direkt dotiert werden können.

Sämtliche Daten des Bewirtschaftungssystems (Wasserstand Entnahme- und Schluckbrunnen, Pegelstände der Steuerpegel zwischen den Brunnenpaaren und Pumpleistungen) werden kontinuierlich zum Brunnensteuerrechner fernübertragen. Auf Basis dieser Daten und dem aktuellen Durchfluss der Donau werden die für jeden Brunnen erforderlichen Pumpmengen mit Hilfe eines Grundwassermodells ermittelt. Alle Daten werden in eine Datenbank übertragen.

2.2 Online-Stationen

Die kontinuierliche Überwachung von Donauwasser und Uferfiltrat erfolgt in 6 sogenannten Online-Messstationen. Die Donauwassermessstellen sind im oberen Bereich des Stauraumes (Vorwarnzeit im Falle von Kontaminationen) und die Grundwassermessstellen direkt im Bereich des 2. und 20. Bezirkes angeordnet. Es werden folgende Parameter laufend analysiert und fernübertragen:

- Temperatur
- elektrische Leitfähigkeit
- pH-Wert
- Sauerstoffgehalt
- Redox-Potential
- organischer Kohlenstoff
- Ammonium
- Summe Kohlenwasserstoffe
- spektraler Absorptionskoeffizient

3. Bewirtschaftungsziele

Das Erreichen der Bewirtschaftungsziele ist der Behörde jährlich in Form eines Berichtes nachzuweisen. Mittels der Entnahmebrunnen, mit Pumpmengen von jeweils 12 bis 70 l/s, können insgesamt maximal 1,2 m³/s Uferfiltrat gepumpt werden. Mit den Schluckbrunnen, mit Pumpmengen von jeweils 20 bis 25 l/s, können insgesamt maximal 0,4 m³/s rückgepumpt werden.

Die folgende Abbildung 3 zeigt einen Überblick über die Dotations- und Rückpumpmengen der letzten 4 Jahre. Die Pumpmengen sind abhängig von den hydrologischen Verhältnissen des jeweiligen Jahres, werden aber von Wasserhaltungsmaßnahmen für Großbauvorhaben im Nahbereich der Grundwasserbewirtschaftung beeinflusst.

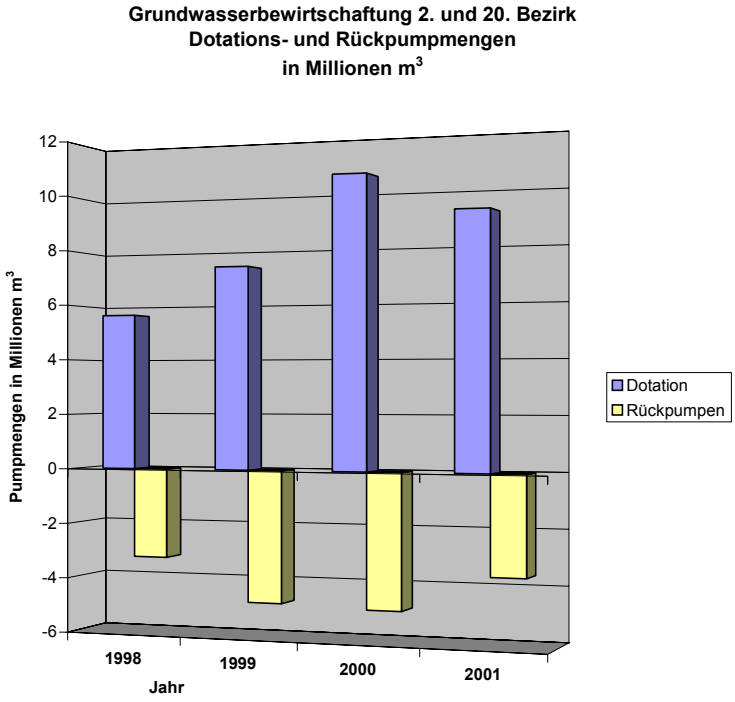


Abb. 3: Dotations- und Rückpumpmengen von 1998 bis 2001

Ein Ziel der Grundwasserbewirtschaftung war unter anderem auch eine Revitalisierung der Praterauen über die direkte Dotation der Oberflächengewässer unter Berücksichtigung der erforderlichen Mindestwasserstände während der Vegetationsperiode und unter Beachtung der örtlichen Bebauungsverhältnisse.

Die folgende Abbildung 4 zeigt die Entwicklung der Wasserspiegellagen am Beispiel des unteren Heustadlwassers, welches mittels zweier Entnahmebrunnen insgesamt mit max. 110 l/s direkt dotiert werden kann. Es ist ab 1997 eine deutliche Anhebung der Wasserspiegellagen erkennbar. Für die Periode 1997-2001 beträgt sie bei minimalen und mittleren Wasserständen gegenüber der Periode 1991-1996 rd. +0,6 m. Bei den maximalen Wasserständen ergibt sich eine Anhebung um rd. +0,3 m.

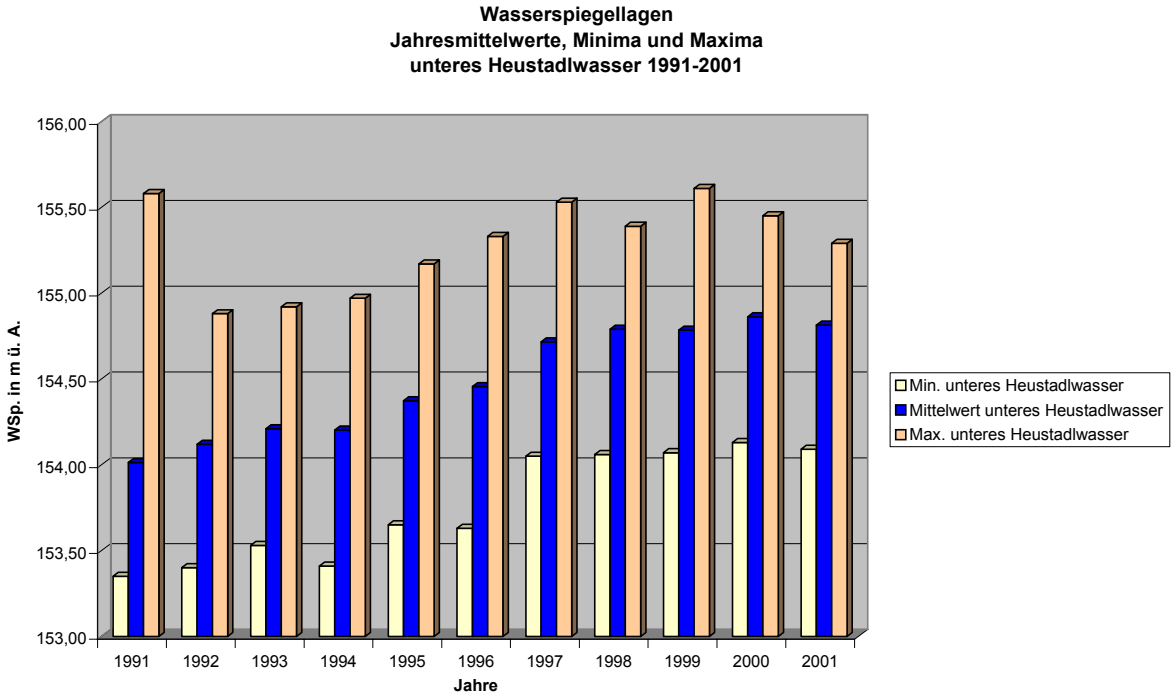


Abb. 4: Wasserspiegellagen im unteren Heustadlwasser 1991 - 2001

4. Brunnenleistungsfähigkeit

Für die Aufrechterhaltung der Grundwasserbewirtschaftung ist vor allem die Sicherung der Funktionstüchtigkeit und der Leistungsfähigkeit der Brunnensysteme von großer Bedeutung. Die Leistungsfähigkeit ist jährlich der Behörde nachzuweisen. Entsprechende Beurteilungskriterien sind in der Betriebsordnung enthalten.

Bei den Entnahme- und Schluckbrunnen handelt es sich um sogenannte Großvertikalfilterbrunnen. Sie bestehen aus 4 Peripheriebohrungen von jeweils 1,2 m Durchmesser und einer Zentralbohrung gleicher Dimension. Der Durchmesser des Filterkieses beträgt rd. 3,2 m. In der Zentralbohrung ist das Filterrohr mit einem Durchmesser von 800 mm installiert. In einem Peilrohr der Peripheriebohrung wird mittels Drucksonde der Brunnenwasserstand laufend erfasst.

Im Herbst des Jahres 2000 traten während der Niedrigwasserperiode erstmals Probleme mit den Rückpumpmengen aus dem Brunnen S 6 (nach 5,5 Jahren Betrieb) auf. Es konnten nicht mehr die erforderlichen 20 l/s sondern nur mehr 11-13 l/s rückgepumpt werden.

Messungen der Wasserspiegeldifferenz zwischen Brunnenwasserstand im Filterrohr und in der nur rd. 0,7 m entfernten Peripheriebohrung zeigten Absenkungen von –1,6 m. Diese starke Absenkung musste auf Brunnenalterungsvorgänge im Filterrohrbereich und in der Kiesschüttung des Brunnens zurückgeführt werden.

In Abbildung 5 zeigen Videoaufnahmen die Innenseite des Filterrohres vor und nach der Brunnenregenerierung. Es ist deutlich der starke Belag auf den Schlitzbrückenfilter vor der Brunnenregenerierung zu erkennen. Dabei handelt es sich um einen amorphen Belag mit einem erhöhten Calcium- und Mangananteil.

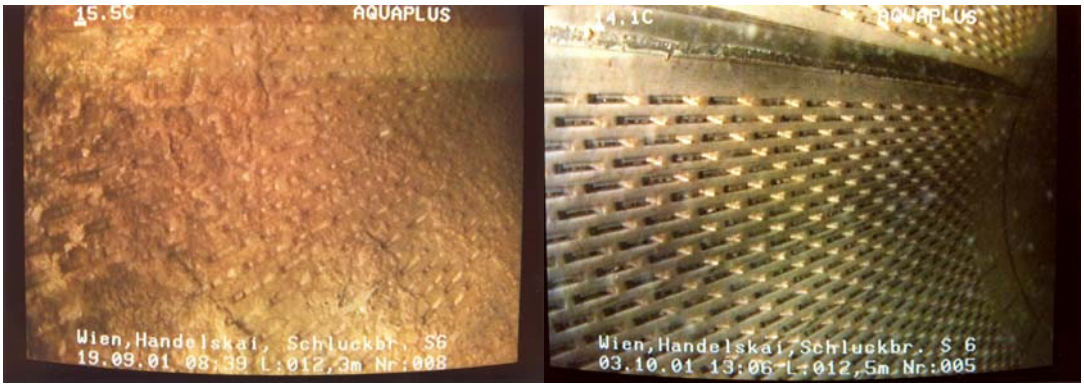


Abb. 5: Videoaufnahmen Brunnen S 6

Durch das Mischen von Uferfiltrat und Grundwasser im Schluckbrunnen kommt es zur Abscheidung und Umkristallisation von Mineralphasen im Brunnen. Die mechanische Beanspruchung des Wassers kann auch zu einem Ausgasen von Kohlendioxid führen, was in weiterer Folge zum Ausfällen von Kalk führen kann.

Im Herbst des Jahres 2001 wurde der Brunnen S 6 einer Brunnenregenerierung unterzogen. Es wurden dabei folgende Arbeitsschritte gesetzt:

mechanische Vorreinigung mittels Bürste, hydromechanische Vorreinigung mit 130 bar, abschnittsweise Entsandung und Kolbenregenerierung.

Der Erfolg der Brunnenregenerierung wurde anhand eines Kurzpumpversuches vor und nach der Regenerierung überprüft. Bei einer Entnahme von 20 l/s verringerte sich die Absenkung im Brunnen um lediglich 20 %. Da nach wie vor eine große Wasserspiegeldifferenz zwischen Filterrohr und der Peripheriebohrung besteht haben die Regenerierungsmaßnahmen nicht bis in größere Tiefen des Filterkörpers gewirkt.

In der Abbildung 6 sind die tatsächlichen Entnahmemengen im Brunnen S 6 während der Niederwasserperioden nach Vollstaubeginn, vor und nach der Brunnenregenerierung dargestellt. Gegenüber dem Zustand vor Brunnenregenerierung ist eine deutliche Zunahme der Rückpumpmengen erkennbar, sie bleiben jedoch nach wie vor während der Niederwasserperioden unter den ursprünglichen Werten nach der Vollstauerrichtung.

Für die Erhaltung der Leistungsfähigkeit der Schluckbrunnen werden derzeit noch wietere erfolgversprechende und in einem Schluckbrunnen praktikable Regenerierungverfahren gesucht.

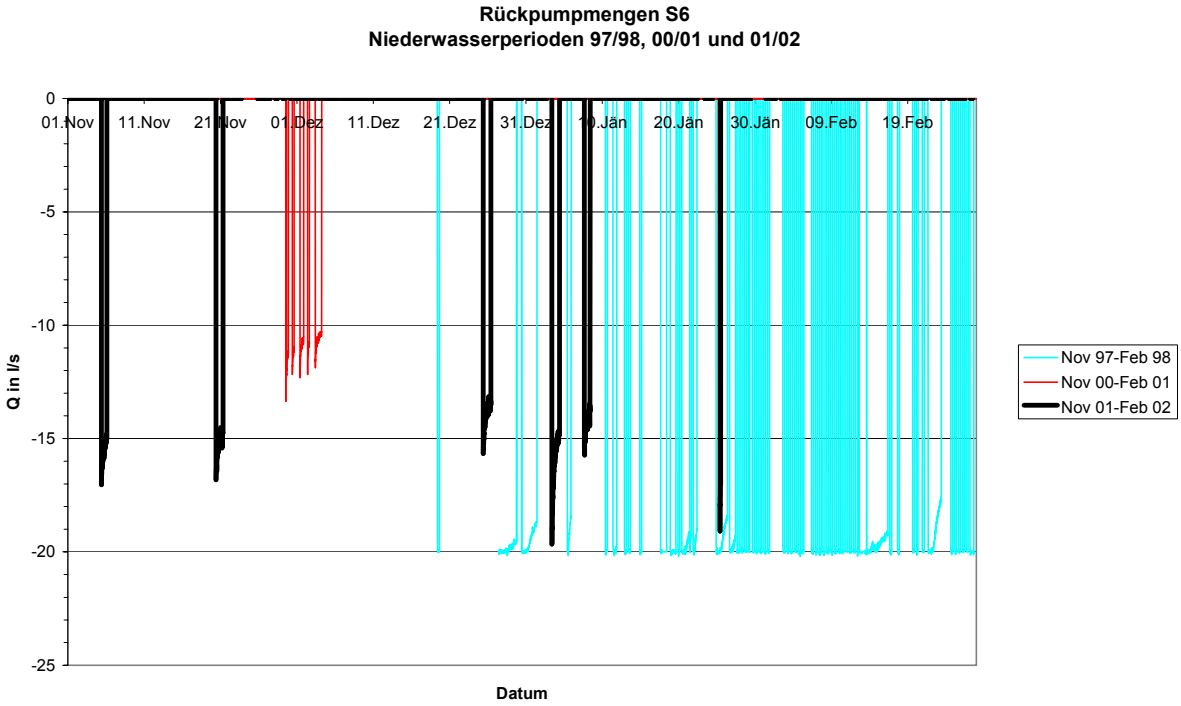


Abb. 6: Rückpumpmengen Brunnen S 6

Während der Rückgang der Leistungsfähigkeit der Schluckbrunnen auf Brunnenalterungsprozesse zurückgeführt werden kann, kommen bei den Entnahmebrunnen vor allem Kolmationserscheinungen am rechten Donauufer zum Tragen.

5. Einfluss der Kolmation

Im Jänner 2001 traten erstmals auch Probleme mit der Ergiebigkeit des Entnahmebrunnens E 33 auf. Starke Absenkungen im Brunnen führten zum zeitweiligen Abschalten des Brunnens wegen Wassermangel. Eine kontinuierliche Entnahme von 35 l/s im Dotationsbetrieb des Brunnens war nicht mehr möglich.

Messungen der Wasserspiegeldifferenz zwischen dem Brunnenwasserstand im Filterrohr und in der Peripheriebohrung zeigten, dass es im Gegensatz zum Schluckbrunnen S 6 keine Wasserspiegeldifferenz zwischen Filterrohr und Peripheriebohrung gibt. Die durchgeführte Brunnenregenerierung bewirkte auch bei diesem Brunnen keine Verbesserung der Ergiebigkeit.

Hier haben wir es mit jenem Effekt zu tun, dass ein Brunnen mit bereits anfänglich geringer Ergiebigkeit durch das Fortschreiten der Kolmation in diesem Bereich negativ beeinflusst wird.

Die Kolmationsvorgänge, ausgehend vom Zustand vor Stauerrichtung, wurden in einem interdisziplinären Forschungsprojekt des VERBUND unter der Leitung von Prof. Gutknecht, TU Wien eingehend untersucht (siehe GUTKNECHT et al., 1999).

Die Kolmationsentwicklung weist eine ausgeprägte räumliche Variabilität auf. Die stärksten kolmationsbedingten Veränderungen sind zwischen Praterbrücke und Ostbahnbrücke sowie stromauf der Floridsdorfer Brücke festzustellen. Der durch die Temperaturabhängigkeit der Viskosität des infiltrierten Donauwassers bedingte Jahresgang des Uferfiltratdargebotes konnte bei zahlreichen Untersuchungen festgestellt werden. Darüber hinaus weisen einige Auswertungen auch auf eine Verstärkung dieses Effektes durch biologische Prozesse an der Gewässersohle in den Wintermonaten hin, welche vorübergehend ein weiteres Absinken der Gewässerbettdurchlässigkeit bewirken (BLASCHKE et al., 2002).

In Abbildung 7 ist der Verlauf der Kolmation anhand eines Längenschnittes der Ruhewasserspiegel in den Entnahmebrunnen und einzelnen Grundwassersonden dargestellt. Ausgewählt wurden Terminwerte in den Wintermonaten. Der Brunnen E 33 liegt in einem Bereich mit den stärksten kolmationsbedingten Veränderungen. Durch die Kolmation hat sich seit Vollstaubeginn die Grundwassermächtigkeit im Brunnenbereich um 0,95 m verringert. Ein Rückgang dieser Entwicklung ist derzeit noch nicht erkennbar.

Die Bereiche mit den stärksten kolmationsbedingten Veränderungen lassen unter Umständen einen Zusammenhang mit unterschiedlichen Wegigkeiten im Verlauf alter Donauarme vermuten.

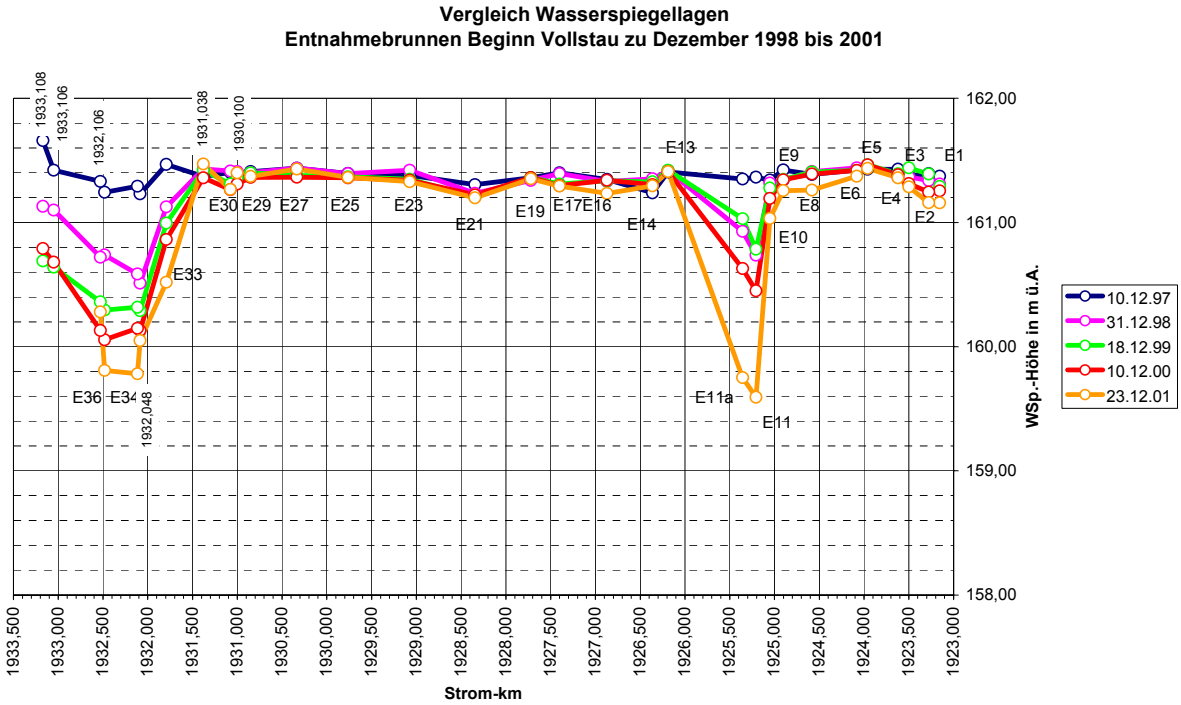


Abb. 7: Wasserspiegellängenschnitt Entnahmebrunnen

Sollte die Leistungsfähigkeit der Brunnen durch Regenerierungsmaßnahmen nicht erhalten werden können, sind in der Betriebsordnung eventuelle Dekolmationsbaggerungen vorgesehen (siehe STEINER et al.,1998; BLASCHKE et al., 2002).

Zusammenfassung

Das Donaukraftwerk Freudenau liegt im Stadtgebiet von Wien und wurde von 1992 – 1997 errichtet. Aufgrund der Stauhaltung im städtischen Gebiet und des notwendigen Dichtungssystems war es erforderlich, ein Grundwasserbewirtschaftungs- und -monitoringsystem für die betroffenen Gebiete (2. und 20. Wiener Gemeindebezirk) zu installieren.

Dieses computergestützte vollautomatische Grundwasserbewirtschaftungssystem ist seit 1997 in Vollbetrieb. Die Erfahrungen dieser ersten 5 Jahre zeigen, dass die Bewirtschaftungsziele mit diesem System erreicht werden. Das Hauptaugenmerk für die Zukunft wird auf der Erhaltung der Leistungsfähigkeit der Schluck- und Entnahmebrunnen liegen.

Von großer Bedeutung für den Betrieb des Grundwasserbewirtschaftungssystems und für weitere wasserwirtschaftliche Fragen im Wiener Raum ist aber auch der Verlauf und Grad der Selbstdichtung der Stauhaltung, welcher die Leistungsfähigkeit der Entnahmebrunnen maßgeblich beeinflusst.

Literatur

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.

Dreher, J. 1991: Groundwater management in the city of Vienna, Case Study, IAHS Publications Nr. 202:229 - 238. Vienna

Dreher, J., Gunatilaka, A. 1996: Ground water management in the city of Vienna. Modelling, Testing & Monitoring for Hydro Power Plants – II Int. J. Hydro Power & Dams 2: 545 - 554

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.

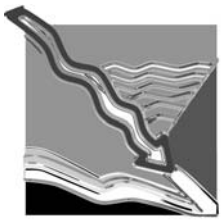
Steiner, K.-H., Blaschke, A.P., Gutknecht, D. 1998: Auswirkungen künstlicher Dekolmationsmaßnahmen: Fallstudie Altenwörth.
Wiener Mitteilungen, Wasser - Abwasser - Gewässer., H. 148, 289-319

Autoren

Dipl.-Ing. Werner Picher
VERBUND-Austrian Hydro Power AG
Fachgruppe EHV
Donaukraftwerk Freudenau, Am Praterspitz 2; 1020 Wien, Österreich
Tel.: +43(0)1 / 53113 - 50340 (Fax - 150340)
mailto:PicherW@verbund.at

Dipl.-Ing. Hans Schimpf
VERBUND-Austrian Hydro Power AG
Fachgruppe EBT
Parkring 12, 1010 Wien, Österreich
Tel.: +43(0)1 / 53113 - 50612 (Fax - 150612)
mailto:SchimpfH@verbund.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



Numerische Modellierung, Echtzeit-Simulation und virtuelle Fluss-Systeme als Grundlage für die Bewirtschaftung von Stauräumen und Stauketten

Günther Reichel, Dipl.-Ing.
Roland Sachs, Dipl.-Ing.

1 Einleitung

Die numerische Modellierung von Fliessvorgängen in Fliessgewässern und Stauräumen stellt seit Jahrzehnten eine wichtige Grundlage für die Planung und den Betrieb von Flusskraftwerken, Stauräumen und Stauketten dar (z.B. Theobald, 2000; Reichel & Baumhackl, 2000). Als State-of the Art stehen dabei die „off-line-Anwendungen“ von Simulationsprogrammen im Vordergrund. Numerische Modelle werden unter anderem als Grundlage für die Erstellung von Gefahrenkarten, für die Untersuchung von kritischen Verhältnissen (Hochwässer, Störfälle, Flutwellen, etc.) sowie für die Entwicklung und Überprüfung von Strategien für den Betrieb von Kraftwerksketten eingesetzt.

Die dabei verwendeten Modelle - d.h. Computerprogramme – haben in der Regel während eines Simulationslaufes keine Interaktion nach aussen. Das Verhältnis von Rechenzeit zu simulierter Zeitspanne hängt nur von der Komplexität der Modellansätze und von der Leistungsfähigkeit der eingesetzten Computer ab, wobei selbst mit handelsüblichen PCs die Rechenzeit meist nur ein Bruchteil der simulierten Zeit ist.

Im vorliegenden Beitrag wird ein Konzept präsentiert, durch welches der Anwendungsbereich von numerischen Simulationsprogrammen auf die Bereiche der Echt-Zeit- und On-Line-Simulation erweitert wird. Basierend auf FLORIS^{2000} - einem hydrodynamischen 1D-Simulationsprogramm - wurde ein virtuelles Fluss-System (Flux$^{\text{VIRTUAL RIVER}}$) erstellt, das durch folgende Besonderheiten charakterisiert ist:

- Als mathematischer Kern wird die **Standard-Version von FLORIS^{2000}** verwendet.
- Durch eine spezielle **Hardware-Schnittstelle** kann Flux$^{VIRTUAL\ RIVER}$ zur Laufzeit „nach aussen“ mit den im Kraftwerksbereich üblichen Standards kommunizieren.
- Durch **modulare Programmierung** und die **Verwendung von Standard-Komponenten** kann effizient ein virtuelles Abbild für einen konkreten Fluss, Flussabschnitt oder ein ganzes Fluss-System erstellt werden.
- Das für Flux$^{VIRTUAL\ RIVER}$ verwendete Abbild der Natur (Modell) kann **off-line- und in Echt-Zeit** gerechnet werden.

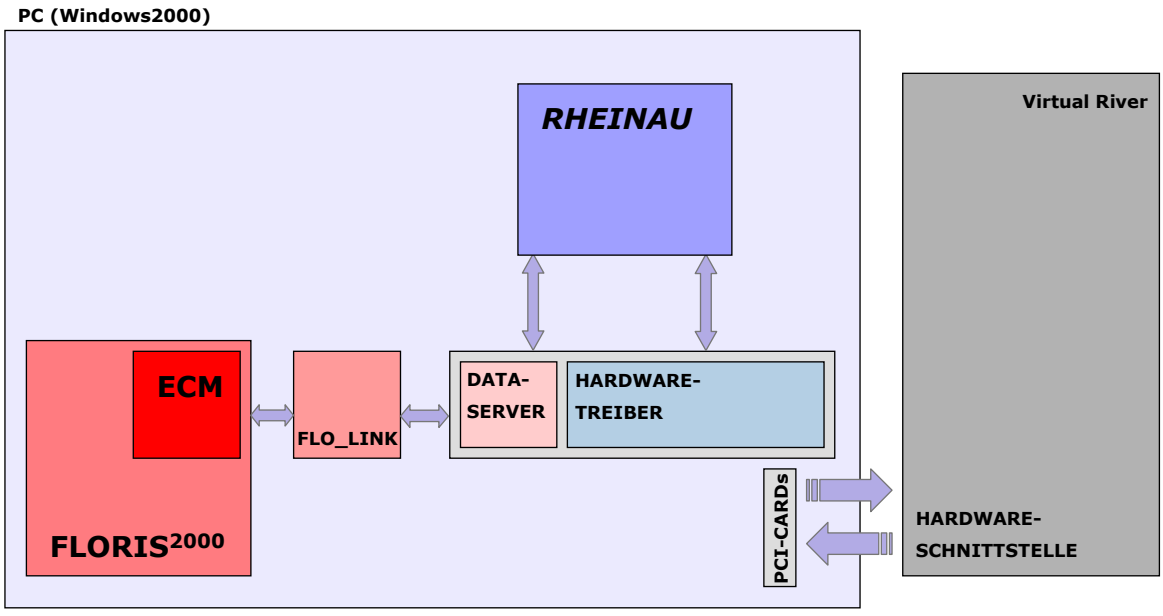
Das Konzept von Flux$^{VIRTUAL\ RIVER}$ und die erste Anwendung im Rahmen des Projektes „Rheinau“ der Firma Rittmeyer AG werden im Folgenden dargestellt.

2 Flux$^{VIRTUAL\ RIVER}$ – das technische Konzept

2.1 Das System im Überblick

Flux$^{VIRTUAL\ RIVER}$ besteht aus mehreren Komponenten, die von SCIETEC Flussmanagement (Linz) überwiegend als Standard-Routinen - d.h. ohne spezielle Anpassung - verwendet werden (Abb.1):

Abb.1: *Das technische Konzept von Flux$^{VIRTUAL\ RIVER}$*



- **FLORIS^{2000}** mit ECM (vgl. Kap.2.2) übernimmt die hydraulischen Berechungen (Standard).
- **FLO_LINK**, eine mit FLORIS^{2000} lieferbare Datenschnittstelle, dient zur Laufzeit dem Datenaustausch zwischen FLORIS^{2000} und externen Programmen (Standard).
- Die Kombination **„Daten-Server / Hardware-Treiber“** steuert den Datenaustausch zwischen allen beteiligten Programmen und der Hardware-Schnittstelle (Standard).
- Die **Hardware-Schnittstelle** dient der Kommunikation des Gesamtsystems mit externen Komponenten.
- Ein zusätzliches Programm – in Abb.1 das Programm *Rheinau* – übernimmt die **Simulation der anlagenspezifischen Details** und dient als Schnittstelle zwischen Anwender und dem numerischen Modell (projektspezifisch).

2.2 FLORIS^{2000} – von „off-line“ zu „Echt-Zeit“

FLORIS ist ein von der VAW/ETH Zürich entwickeltes instationäres 1D-Simulationsprogramm (Kühne & Fäh, 1983), das sich über viele Jahre in unzähligen „off-line-Modellen“ bewährt hat. Aus modelltechnischer Sicht ist FLORIS ein Branch- and Node-Modell. Die Topologie eines Gewässers wird über Flussäste definiert, die mit Knoten verbunden sind. Die konkrete Geometrie des Gewässers wird über Querprofile festgelegt.

In den letzten 10 Jahren wurde FLORIS in Kooperationen zwischen VAW/ETH, SCIETEC und TK Consult (Zürich) mehrmals erweitert und verbessert. Die wesentlichen Schwerpunkte lagen auf der Implementierung von Modulen für die Modellierung von nach Betriebsvorschriften geregelten Bauwerken (ECM), für die Modellierung des Feststofftransportes (SEDIM) und für die Inverse Modellierung (Reichel & Baumhackl, 2000). Das bei dieser Erweiterung entstandene Programmpaket wird FLORIS^{2000} genannt und von SCIETEC Flussmanagement kommerziell vertrieben.

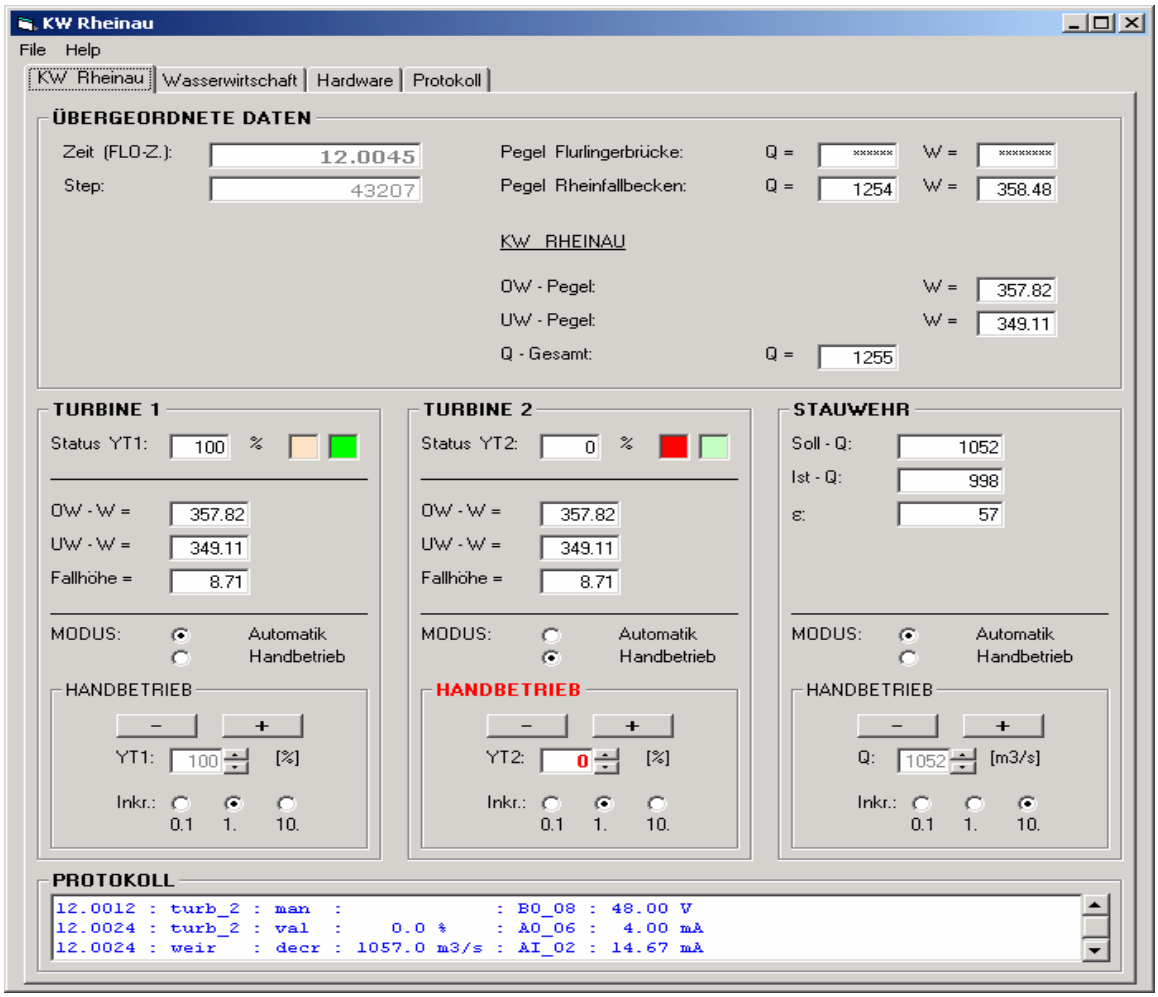
FLORIS^{2000} wird in Flux$^{\text{VIRTUAL RIVER}}$ in der Standardversion verwendet. Um aus der „schnell rechnenden“ Applikation einen in Echt-Zeit rechnenden Simulator zu machen - eine Simulation dauert normalerweise um einen Faktor 1000 bis 10000 kürzer als die zu simulierende Periode in Realität -, wurden in

FLORIS^{2000} keine Eingriffe gesetzt. Vielmehr wird der Datenaustausch zwischen FLORIS^{2000} und dem Daten-Server bewusst und kontrolliert so stark „gebremst“, dass die Berechnungen auf wenige Millisekunden genau in Echt-Zeit ablaufen.

2.3 Die Modellierung von anlagenspezifischen Details

Die Modellierung anlagenspezifischer Details erfolgt mit einem Programm, das auf die Schnittstellen von „Data Server“ und „Hardware Treiber“ aufsetzt. In diesem Programm sind Details zu implementieren, die mit den in FLORIS^{2000} verfügbaren Optionen nicht oder nicht ausreichend abgebildet werden können. Beispielhaft erwähnt seien bestimmte Verhaltensweisen von Anlagenbauteilen (z.B. die verzögerte Reaktion von Wehrklappen auf Stellbefehle) oder Funktionen wie der Notschluss von Turbinen. Das Programm kann während der Laufzeit zusätzlich für die Handeingabe von Daten dienen (Abb.2).

Abb.2: *Programm zur Modellierung von anlagenspezifischen Details (Beispiel)*



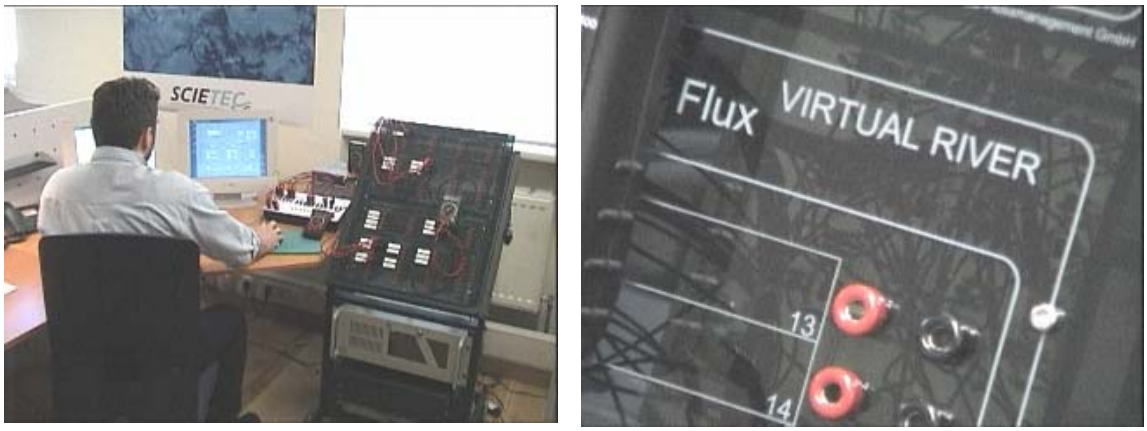
2.4 Die Hardware-Schnittstelle

Während der Laufzeit können externe Geräte, z.B. eine zu testende Steuerungsanlage oder ein Trainingspult, über eine Hardware-Schnittstelle mit den Computer-Programmen kommunizieren (Abb.3). Die Schnittstelle ist allgemein verwendbar konzipiert und übergibt auf derzeit 96 frei konfigurierbaren Kanälen beliebige Modelldaten. Sie kann z.B. Durchflüsse, Wasserstände, Status von Turbinen übergeben und Stellbefehle und Vorgaben für Turbinen und Wehranlagen übernehmen. Der Datenaustausch erfolgt in den für Kraftwerksapplikationen üblichen Standards (0/48 Volt für binäre Signale, 0/4-20 mA für analoge Signale).

2.5 Das Gesamtsystem

Das Gesamtsystem besteht aus einem handelsüblichen PC und der unter Pkt. 2.4 beschrieben Hardware-Schnittstelle. Als PC-internes Interface zur Hardware-Schnittstelle werden I/O-Karten von National Instruments verwendet. Das gesamte System ist in einem fahrbaren Laborwagen untergebracht (Abb.3).

Abb.3: *Flux$^{VIRTUAL\ RIVER}$ – Überblick und Detail*



3 Fallbeispiel „Rheinau“

3.1 Hintergrund des Projektes

Das Betriebskonzept eines modernen Wasserkraftwerkes sieht in der Regel einen vollautomatischen unbemannten Betrieb vor. Dies bedeutet, dass für den Wasserhaushalt komplexe Regelsysteme für die Stauziel- und Durchflussrege-

lungen eingesetzt werden müssen, die ihre Aufgabe in allen Betriebsfällen sicher und zuverlässig erfüllen. Um den Funktionsnachweis dieser Regelsysteme bereits im Werk des Systemlieferanten nachweisen zu können, muss der Stauraum des betreffenden Kraftwerkes mit den spezifischen Stellorganen nachgebildet werden. Dies ist deshalb von größter Wichtigkeit, weil im Rahmen einer Inbetriebsetzung die realen Betriebsfälle eines Kraftwerkes kaum jemals herbeigeführt werden können. Ausserdem sind Ereignisse mit grossem Gefahrenpotential, wie beispielsweise Maschinenausfälle, die aus Sicherheitsgründen nicht beliebig mit Versuchen verifiziert werden können, von übergeordnetem Interesse.

Auch für die Funktionsoptimierung und Parametrierung der Regler sind Simulationsmodelle sehr willkommen. Die extremen Nichtlinearitäten und grossen Zeitkonstanten der Regelstrecke (Stauraum, Wehrverschlüsse) erschweren die Reglerparametrierung vor Ort. Insbesondere für die Funktionsprüfung und Vorparametrierung einer Stauzielregelung für Staustufen mit hohem Gefahrenpotential ist eine Nachbildung des Stauraumes und der Stellorgane eine Notwendigkeit.

3.2 Beschreibung der Situation „Rheinau“



Das Rheinkraftwerk liegt in schöner Lage direkt an der Peripherie des Städtchens Rheinau (Abb.4).

Die Staustufe hat ihre Wurzel beim Rheinfallbecken des Rheinfalls - eine seltene Touristenattraktion – und endet unmittelbar vor der berühmten Rheinschleife direkt am Eingang der Stadt.

Abb.4: *Lageplan Rheinau*

Im Rahmen einer Teilerneuerung wird das Kraftwerk Rheinau vollständig automatisiert. Rittmeyer AG (Zug) wurde von der NOK (Baden), welche das Rheinkraftwerk betreibt, beauftragt, unter anderem die OW/Q-Regelung (Stauziel- und Durchflussregelung) zu liefern, wobei im wesentlichen folgenden Anforderungen bestanden:

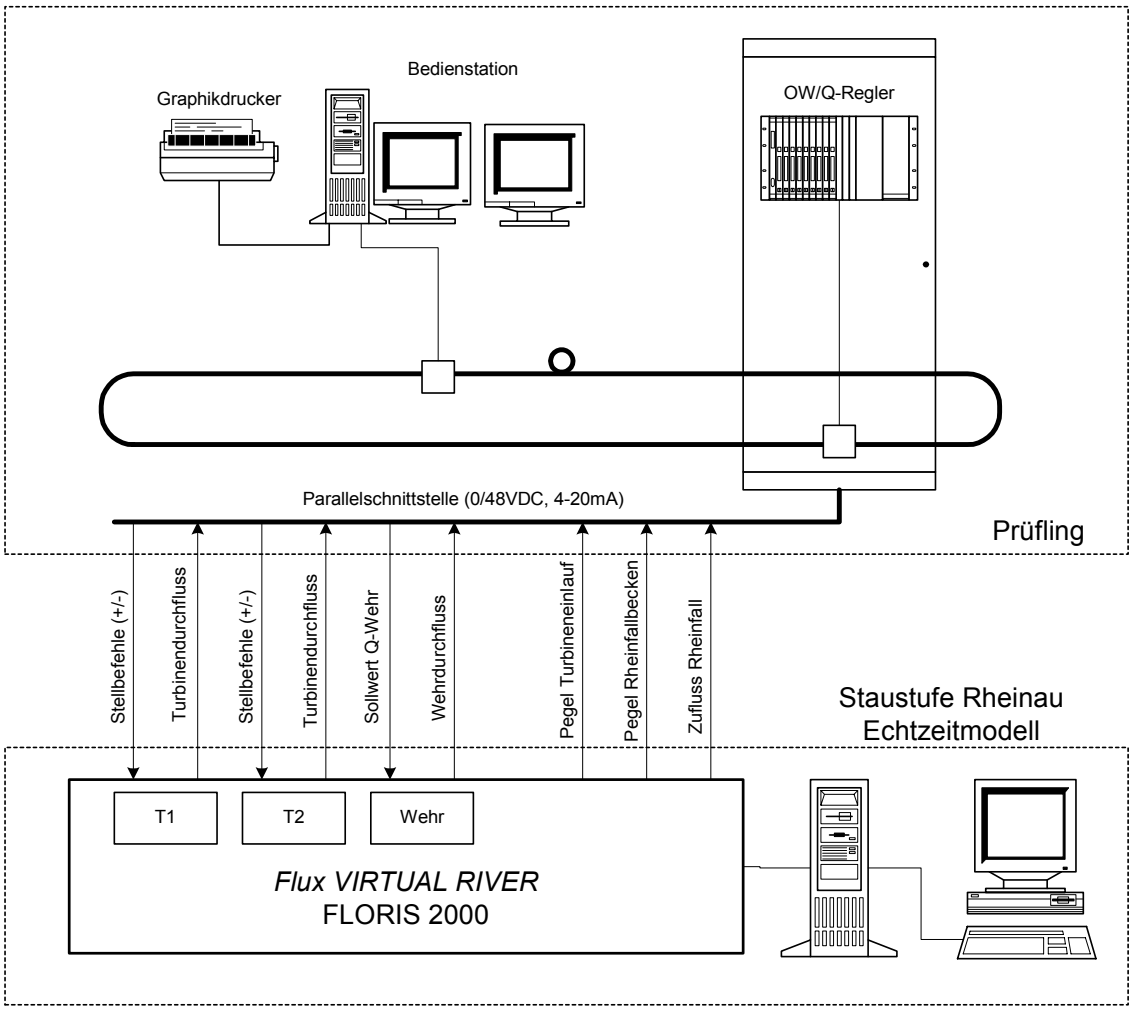
- Konstanthaltung des Pegels im Rheinfallbecken (Stauwurzel) bis zu einer Wasserführung von ca. 600m^3/s
- Konstanthaltung des Pegels vor dem Turbineneinlauf (Ende Stauraum) ab 600m^3/s.
- Minimierung der Abflussschwankungen
- Automatische Umlagerung des Abflusses bei Maschinenausfall auf andere verfügbare Kraftwerksorgane
- Energetisch optimaler Turbinenbetrieb
- Berücksichtigung der Primärregelung der Turbinenregler
- Unabhängige Notregeleinrichtung

3.3 Neue Wege für die Testumgebung

Die Besonderheit der Anlage Rheinau liegt darin, dass je nach Wasserführung des Rheins der Staupegel bei der Stauwurzel bzw. der Staupegel am Turbineneinlauf konstant gehalten werden muss. Im Übergangsmoment ändert die Regelstrecke ihr Verhalten extrem, was ohne spezielle Massnahmen zu Instabilitäten führt. Die Funktionstüchtigkeit dieses Reglers, welcher deutlich von Standardlösungen abweicht, kann nur mit geschlossenem Regelkreis ausreichend geprüft und parametriert werden.

Die anspruchsvolle Aufgabenstellung für die OW/Q-Regelung sowie das empfindliche Umfeld in Rheinau hat Rittmeyer AG bewogen, für die Funktionsprüfung und Reglerparametrierung bei der Testumgebung neue Wege zu gehen und erstmals Flux$^{\text{VIRTUAL RIVER}}$ der Firma SCIETEC Flussmanagement einzusetzen. Aus Sicht des zu prüfenden OW/Q-Reglers ergibt sich für das Gesamtsystem die in Abb. 5 dargestellte Situation.

Abb.5: *Das Testfeld aus Sicht des OW/Q-Reglers*



3.4 Das numerische Modell „Rheinau“ – Erstellung und Validierung

Das numerische Modell des Stauraumes bildet die etwa 7.5 km lange Strecke zwischen dem Rheinfall und dem Kraftwerk Rheinau ab. Für die Modellerstellung standen ursprünglich 21 Querprofile mit unregelmässigen Abständen zwischen 100 bis 500 m zur Verfügung. Aus diesen wurde durch Interpolation mit einem kommerziellen Geo-Informationssystem ein Modell mit einem gleichmässigen Querprofilabstand von 20 m erstellt.

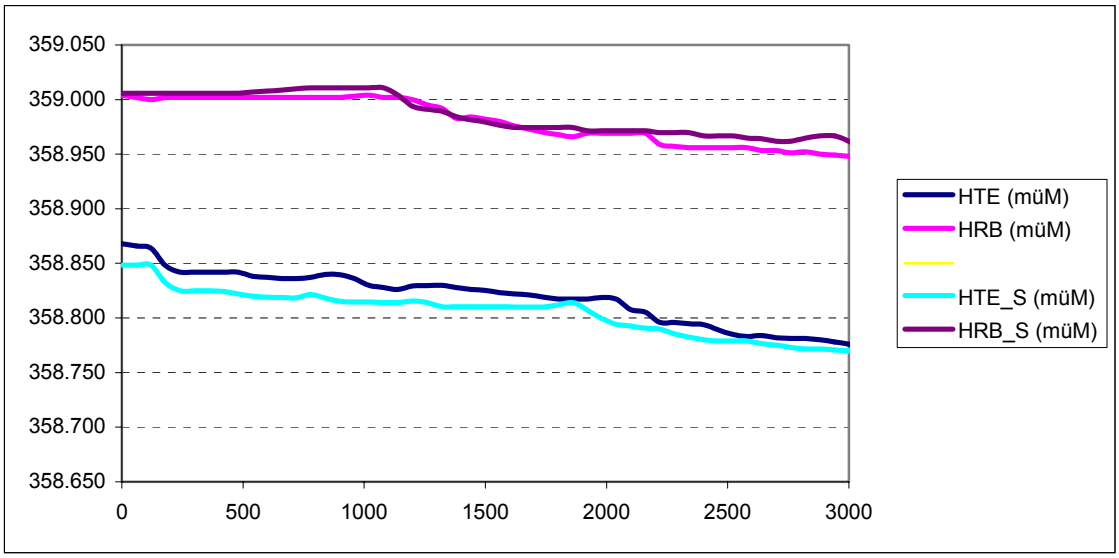
Als oberer Modellrand wurde der Zufluss vom Rheinfall angesetzt. Das Kraftwerk Rheinau wurde als sogenanntes Standard-Kraftwerk mit externer Regelung implementiert. Die Reibungsbeiwerte wurde von einer früheren Studie der VAW/ETH übernommen (VAW, 1982) und mit aktuellen Daten verifiziert.

Für die Simulation mit FLORIS^{2000} wurde eine Zeischrittlänge von 3 Sekunden festgelegt. Das bedeutet, dass alle 3 Sekunden die hydraulischen Verhältnisse im Stauraum neu berechnet werden. Da die Berechung eines Zeitschrittes nur wenige Sekundenbruchteile dauert, wird FLORIS^{2000} nach der unter Pkt. 2.2 beschriebenen Methode auf eine Zykluszeit von 3 Sekunden „gebremst".

Die Tauglichkeit der Testumgebung Flux$^{VIRTUAL\ RIVER}$ im Allgemeinen und die Qualität des numerischen Modells im Besonderen wurden mit Hilfe eines Abstauversuches (Naturversuch) und durch Vergleiche von Wellenlaufzeiten geprüft. Festgehalten sei, das die Daten dieser Naturversuche für die Erstellung des numerischen Modells nicht zur Verfügung gestellt wurde. Entsprechend gibt der Vergleich zwischen Naturmessung und Modellergebnissen ein klares Bild über die Qualität des numerischen Modells.

Die simulierten Werte zeigten eine erstaunlich gute Übereinstimmung mit den Messwerten aus dem Naturversuch (Abb.6; Tab.1). Die Übereinstimmung betrifft sowohl die Absolut-Werte der Wasserstände als auch das zeitliche Verhalten. Die gute Übereinstimmung ist insofern besonders bemerkenswert, als die Resultate aus dem Naturversuch selbst eine Fehlertoleranz von ca. 5% haben.

Abb.6: *Vergleich Messung und numerisches Modell für einen Naturversuch*



Tab.1: *Resultate bei Q = 300m^3/s*

	Naturversuch	Modell	rel. Abweichung
Staufläche	≈ 970‘000m^2	≈ 1‘094‘000m^2	- 11%
Retensionszeit	≈ 1000s	≈ 1000s	0%
Retensionskonstante	≈ 0,0008s/m^2	≈ 0,0008s/m^2	0%
Wellenlaufzeit TE-RB	≈ 1100s	≈ 940s	+ 17%

3.5 Resümee zum Einsatz von Flux$^{\text{VIRTUAL RIVER}}$ für „Rheinau“

Mit Hilfe des Echtzeitmodells mit Parallelschnittstelle zum OW/Q-Regler konnte die gesamte Regeleinrichtung vollständig unter „echten“ Bedingungen geprüft und parametriert werden. Insbesondere konnte das Regelverhalten um die kritischen Arbeitspunkte eingehend analysiert und diskutiert werden. Beispielsweise wurde festgestellt, dass sich der minimale Pegel vor dem Turbineneinlauf nicht bei 600m^3/s einstellt, sondern bei ca. 700m^3/s. Dies bedeutet, dass der Pegel im Rheinfallbecken länger konstant gehalten werden kann als vorgesehen. Ausserdem wurden aus den Versuchen die Erkenntnisse gewonnen, dass der Regler für den Turbineneinlauf adaptiv sein muss.

Im Vergleich zu den bisher bei Rittmeyer AG eingesetzten Ansätzen (konzentrierte Modelle) ergab die Verwendung von Flux$^{\text{VIRTUAL RIVER}}$ höheren Kosten für die Modellerstellung. In Hinblick auf die erzielte Qualitätssteigerung und die bei der Inbetriebsetzung zu erwartenden Einsparungen erscheint dieser Mehraufwand aber jedenfalls gerechtfertigt. Zusätzlich hat das Echtzeitmodell bei der Werksabnahme des OW/Q-Reglers auch dem Kunden wertvolle Dienste erwiesen. Der Kraftwerksbetreiber konnte seine Staustufe im Modell wieder erkennen und so das Vertrauen in die Funktionstüchtigkeit der Regeleinrichtung gewinnen.

4 Zusammenfassung und Ausblick

Mit Flux$^{\text{VIRTUAL RIVER}}$ wurde die numerische Modellierung mit FLORIS^{2000} auf die Bereiche Echt-Zeit und On-Line-Simulation erweitert. Der besondere Vorteil des realisierten Konzeptes liegt darin, dass das Gesamt-System überwiegend aus Standardkomponenten erstellt wurde. Das gilt im besonderen für den „naturwissenschaftlichen Motor" – FLORIS^{2000}, das in der unveränderten Standard-Version verwendet wird.

Bei einer ersten Anwendung im Rahmen des Projektes „Rheinau" hat sich Flux$^{\text{VIRTUAL RIVER}}$ als Testumgebung für den Entwurf, den Test und die Vorparametrierung der OW/Q-Regelung sehr bewährt. Zum einen konnten mit dem System Tests unter quasi realen Bedingungen für unterschiedlichste Annahmen und Rahmenbedingungen durchgeführt werden, d.h. auch Tests, die in Natur unzulässig oder aufgrund von seltenen Auftrittswahrscheinlichkeiten (Hochwasser) kaum möglich sind, zum anderen konnten mit Flux$^{\text{VIRTUAL RIVER}}$ wichtige Erkenntnisse über das Verhalten des Stauraumes gewonnen werden.

Der Schritt zum interaktiven Echt-Zeit-System öffnet das Tor für weitere Anwendungen, welche die Sicherheit von Kraftwerken erhöhen können. Beispielhaft erwähnt seien Trainingssysteme für Kraftwerkspersonal.

Literatur

Kühne, A. & Fäh, R. (1983): Application of a mathematical model to design measures for flood protection in the Swiss Alps, Proc. Int. Conference on the Hydraulic Aspect of Floods and Flood Control, London, Sept. 13-15.

Reichel, G., Baumhackl, G. (2000): Computer-Simulation als Grundlage und Hilfe beim Betrieb von Kraftwerken und Kraftwerksketten. Symposium Betrieb und Überwachung wasserbaulicher Anlagen, Graz, Okt.19-21, S.181-192.

Theobald, S. (2000): Numerische Simulation zum Betrieb von Stauräumen. Wasserwirtschaft (90), S. 420 – 426.

VAW (1982): KW Rheinau – Automatisierung der Wasserstands- und Wehrregelanlage. Bericht an den Auftraggeber.

G. Reichel, SCIETEC Flussmanagement GmbH, A-4020 Linz, Herrenstrasse 4
R. Sachs, Rittmeyer AG, CH-6302 Zug, Grienbachstrasse 39

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

Korrektur wasserbaulicher Abflusskurven auf der Basis inverser Bilanzmodellierung – Konzept und Anwendung

Dr. Ulrich Kuhlmann
DI Gerhard Zarfl

Problemstellung

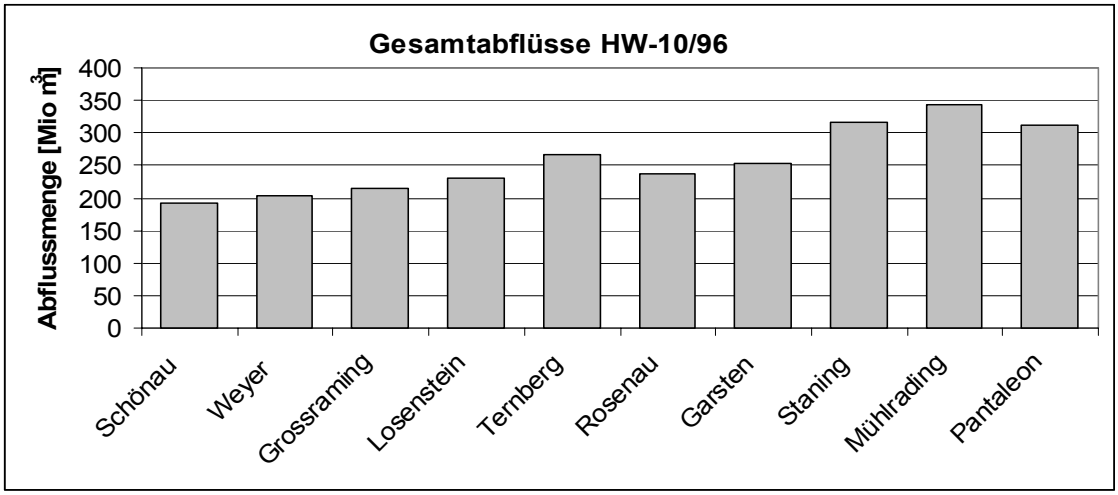
Die Ennskraftwerke AG (Steyr, A) betreiben eine geschlossene Kette von 10 Staustufen auf dem oberösterreichischen Gebiet der Enns - mit ca. 6500 Mio. m^3/Jahr einer der grösseren Nebenflüsse der Donau. Die 10 Laufkraftwerke nutzen Ausbaufallhöhen zwischen 8 und 24 m und besitzen eine Gesamtausbauleistung von 375 MW. Die Staukette wird im Schwellbetrieb gefahren mit einer jährlichen Stromerzeugung von durchschnittlich 1745 GWh. Die jeweils 2 bis 5 Wehrfelder der Staustufen sind unterschiedlich ausgestattet. Abhängig vom Alter der Anlagen sind Unterschütze, (Doppel-)Hakenschütze oder Segmentverschlüsse mit aufgesetzten Klappen installiert.



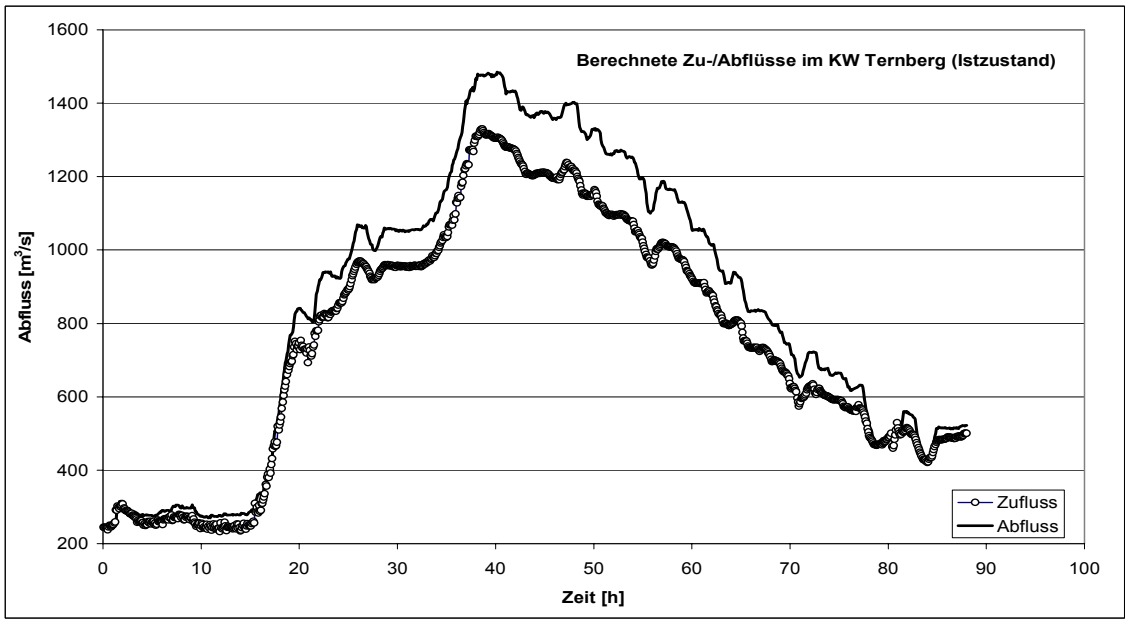
Figur 1: Situation der Enns-Staukette.

Vor allem im Hochwasserfall kommt es immer wieder zu Problemen, wenn innerhalb der mehrtägigen Hochwasserwelle regelungsbedingte Pegelschwankungen auftreten, die sich durch die Staustufen fortsetzen und sich vergrössern. Dabei werden kurzfristige Abflussänderungen von mehr als 100 m^3/s beobachtet (s. a. Figur 3). Anhand eines Hochwasserereignisses vom Oktober 1996 (HW-10/96) kann mit Hilfe einer Summenbilanz über die gesamte Staukette gezeigt werden, dass die Regelungsprobleme in der Übermittlung ungenauer Wehrdurchflüsse aus den Kraftwerken begründet sind. In der Gegenüberstellung der aufsummierten Durchflussmengen in den einzelnen Staustufen wird

die Inkonsistenz der berechneten Abflüsse deutlich (Figur 2). Da Retentionseffekte im Grössenbereich dieser Hochwasserabflüsse vernachlässigbar sind, müsste sich von Stufe zu Stufe ein kontinuierliches Anwachsen der Durchflusssummen ergeben. Am Beispiel KW Ternberg zeigt Figur 3 die Abweichungen zwischen den übermittelten Abflüssen und denjenigen des Oberliegers (inkl. Zwischenzubringer). Trotz grosser Mengen an erhobenen Betriebsdaten wie Wehrstellungen, Pegelganglinien, etc. können also die Wehrdurchflüsse nur ungenügend genau ermittelt werden. Dabei stützt sich die vom Prozessrechner der Kraftwerke vorgenommene Wehrdurchflussberechnung auf Abflussbeziehungen, die zum Teil aus älteren wasserbaulichen Modellversuchen, zum Teil mit Hilfe hydraulischer Standardbeziehungen abgeleitet wurden.



Figur 2: Vergleich der Durchflusssummen in den 10 Staustufen



Figur 3: Vergleich der berechneten Zu- und Abflüsse im Kraftwerk Ternberg für HW-10/96. Direkte Simulation auf Grundlage der existierenden Wehrkennlinien (Istzustand)

Zielsetzung

Eine adäquate Hochwasserregelung lässt sich nur auf der Basis zuverlässiger Abflussdaten bewerkstelligen. Daher ist erstes Ziel des Projektes, die widerspruchsfreie Ermittlung der Wehrdurchflüsse sicherzustellen. Ausgehend von vorhandenen Hochwasser-Daten (gemessene Pegelstände, Stellgrössen, Maschinendurchflüsse, etc.) sollen die implementierten Abflussflussbeziehungen so angepasst werden, dass sich konsistente Durchflüsse über die gesamte Staustufe ergeben. Hierzu wird versucht, die relevanten Wehrparameter eines existierenden Bilanzmodells mit Hilfe inverser Modellierung zu optimieren, wobei auch weitere unsichere Input-Grössen, wie beispielsweise die Zuflussparameter der Zwischenzubringer, zu berücksichtigen sind. Die Tatsache, dass neben den Messfehlern der Datenreihen auch Fehler aus vereinfachenden Modellannahmen in die Rechnungen eingehen, führt zu einer statistischen Formulierung des Problems. Diese Betrachtungsweise ermöglicht die Schätzung optimaler Modellparameter auf Grundlage der gemessenen Betriebsdaten.

Um ebenso die physikalische Plausibilität der Durchflussbeziehungen zu gewährleisten, werden die neuen Wehrkennlinen anschliessend einer manuellen Nachbehandlung unterzogen. Vor allem die Übergänge zwischen den errechneten und den ursprünglichen Bereichen der Kurven, die nicht durch die historischen Daten abgedeckt werden, sind unter wasserbaulichen Aspekten zu überarbeiten.

Modellierungskonzept

Bewusst wurde in dieser Phase auf die detaillierte, hydrodynamische Modellierung der Stauräume (z.B. mit FLORIS [1]) verzichtet. Vielmehr orientiert sich die Durchflussberechnung weitgehend an einem bereits vorhandenen Volumenbilanzmodell der Ennskraft. Hier werden zunächst die Volumenbeiträge des Oberliegers, der Zwischenzubringer und der Stauraumänderung mit Hilfe teils vereinfachender Ansätze ermittelt und aufsummiert. Ein Vergleich mit den vom Prozessrechner der Kraftwerke ausgegebenen Durchflussmengen, die sich anhand der Wehr- und Maschinenkennlinien sowie der stetig aufgezeichneten Fallhöhen und Stellgrössen errechnen, quantifiziert abschliessend den Bilanzfehler der Modellrechnungen.

Das Berechnungsverfahren setzt sich aus verschiedenen Modellkomponenten (z.B. Stauraumauminhaltsmodell, Wehrdurchflussmodell, Turbinendurchflussmodell, etc.) zusammen, die jeweils eigene Modellannahmen beherbergen. Jede dieser Annahmen wird durch ein oder mehrere meist ungenau bekannte Eingabeparameter repräsentiert (z.B. Stauraumauminhaltslinien, Wehrabflusskurven, Wichtungsfaktoren, etc.), was entsprechende *Modellfehler* zur Folge hat. Ferner gehen Betriebsdaten ein, die ihrerseits direkt (Wasserspiegel, Wehrstellungen) oder indirekt (Pegelabflüsse) *Messfehler* enthalten.

Der hier gewählte Ansatz versucht nun die Durchflussberechnung mit Hilfe eines *inversen* Modellierungskonzeptes zu optimieren. Im Gegensatz zum *Direkten Problem*, wo ein Modellzustand (z.B. das Abflussregime) in Funktion der unabhängigen Eingabeparameter (Modellparameter) berechnet wird, werden hierbei die Modellparameter als abhängige Variable in Funktion eines (z.T. ge-

messenen) Sollzustandes behandelt. Dabei müssen die oben angesprochenen Mess- und Modellfehler berücksichtigt werden, was zu einer statistischen Betrachtung des *Inversen Problems* führt. Basierend auf der *Maximum Likelihood Schätztheorie* wird eine Zielfunktion formuliert, die ist zu minimieren ist. Durch wiederholtes Lösen des Direkten Problems werden die Modellparameter iterativ solange verbessert, bis die Summe der Abweichungen zwischen Rechnung und Sollzustand minimal wird. Aus Plausibilitätsgründen werden dabei auch die Vorkenntnisse der veränderlichen Modellparameter (z.B. die Werte aus Modellversuchen) berücksichtigt.

Bilanzmodell

Die Mengenbilanz der Zu- und Abflüsse im Stauraum n wird wiedergegeben durch die Kontinuitätsgleichung

$$\hat{Q}_{ZU,n} + \hat{Q}_{SZ,n} + \frac{d\hat{V}_n}{dt} - \hat{Q}_{AB,n} = 0 \qquad (1)$$

mit

$$\hat{Q}_{AB,n} = \hat{Q}_{T,n} + \hat{Q}_{W,n}$$

und

$\hat{Q}_{ZU,n}$ - Zufluss vom Oberlieger

$\hat{Q}_{SZ,n}$ - Zufluss aus Seitenzuflüssen/Zwischenzubringern

$\hat{Q}_{T,n}$ - Turbinendurchfluss

$\hat{Q}_{W,n}$ - Wehrdurchfluss

$\hat{V}_n$ - im Stauraum gespeicherte Wassermenge

Der Zusatz ‚^' indiziert dabei die wirklichen (aber unbekannten) Abflussmengen, deren Berechnung aufgrund der verschiedenartigen Fehlerquellen nur näherungsweise möglich ist. Somit entstehen bei der Bilanzierung der modellierten, zeitdiskreten Mengen im OW-Querschnitt einer Staustufe Restfehler (Residuen) der Form

$$r^t_{Q,n} = Q^t_{ZU,n} + Q^t_{SZ,n} + \frac{\Delta V^t_n}{\Delta t} - Q^t_{AB,n} \qquad (2)$$

Dabei bezeichnet der Index n die Staustufen Weyer (n=1) bis St. Pantaleon (N) der Ennskraft-Staukette.

Da auf eine detaillierte Beschreibung der Einzelkomponenten des Bilanzmodells [2] an dieser Stelle verzichtet werden muss, sei das Verfahren exemplarisch anhand der Wehrdurchflüsse erläutert. Der totale Wehrdurchfluss wird gebildet über die Einzeldurchflüsse der N_W Wehrfelder. Zum Teil sind hier kom-

binierte Abflusskurven (Grundschütz, Oberschütz, Klappe, etc.) zu berücksichtigen.

$$Q_{W,n}^{t} = \sum_{i=1}^{N_{W,n}} \left(Q_{W_{i,n}}^{t} \right) \tag{3}$$

mit

$Q_{W_i}^{t} = c_{W_i} \cdot Q'^{t}_{W_i}$ - modellierter Einzeldurchfluss für Wehrfeld i

$Q'^{t}_{W_i} = f_{W_i}\left(\tilde{h}_{OW}^{t}, \tilde{h}_{UW}^{t}, \tilde{s}_{W_i}^{t} \right)$ - Einzeldurchfluss gemäss Abflusskurve für Wehrfeld i

$\tilde{s}_{W_i}^{t}$ - Wehrstellung (Betriebsdaten)

$\tilde{h}_{OW_i}^{t}$ - Oberwasserspiegel (Betriebsdaten)

$\tilde{h}_{UW_i}^{t}$ - Unterwasserspiegel (Betriebsdaten)

c_{W_i} - Korrekturfunktion (Modellparameter)

Um innerhalb des inversen Verfahrens die Eingabedaten variabel zu halten, ist es notwendig, die Fehlerquellen der entsprechenden Komponenten mathematisch zu erfassen. Bei einigen Termen, welche Einzelparameter zur Berücksichtigung gewisser konzeptueller Annahmen beinhalten (z.B. die Gebietsfaktoren der Seitenzuflüsse, etc.), ist dies bereits gegeben. Sind komplexere Eingabedaten (z.B. Kennlinienschar der Wehre) zu berücksichtigen, müssen zusätzliche Korrekturansätze eingeführt werden. Für die oben genannten Wehrdurchflussbeziehungen f_{W_i} können beispielsweise die implementierten Kurven mittels der quadratischen Korrekturfunktionen c_{W_i} verändert werden. Um ebenso die Schlüsselkurven der Zwischenzubringer in das Optimierungskonzept einzubinden, werden deren Messdaten mittels Polynomfunktionen approximiert. Die resultierenden Polynomkoeffizienten können anschliessend auf einfache Weise als abhängige Parameter behandelt werden.

Zielfunktion

Durch Anwendung der Maximum-Likelihood-Schätztheorie auf Gl. (3) lässt sich abschliessend eine Zielfunktion herleiten [3], welche äquivalent ist mit der Quadratsumme der gewichteten Abweichungen zwischen Modellrechnung und Sollzustand:

$$Z = \sum_{n} Z_{Q,n} + \lambda_{ZP} \sum_{n} Z_{ZP,n} + \lambda_{UW} \sum_{n} Z_{UW,n} + \sum_{j} \lambda_{p,j} Z_{p,j} \tag{4}$$

mit

$$Z_{Q,n} = \mathbf{r}_{Q,n}^{T} \mathbf{W}_{Q,n} \mathbf{r}_{Q,n}$$

$$Z_{ZP,n} = \mathbf{r}_{ZP,n}^{T} \mathbf{W}_{ZP,n} \mathbf{r}_{ZP,n}$$

$$Z_{p,j} = \mathbf{r}_{p,j}^{T} \mathbf{W}_{p,j} \mathbf{r}_{p,j}$$

$\mathbf{r}_Q$	-	Vektor der Bilanzfehler in den Knoten (Gl. 2)
$\mathbf{r}_p = \mathbf{p}\text{-}\mathbf{p}^*$	-	Vektor der Residuen zwischen Modellparametern und Vorkenntnissen
λ_i	-	Faktoren für die Wichtung der Zielfunktionskomponenten untereinander

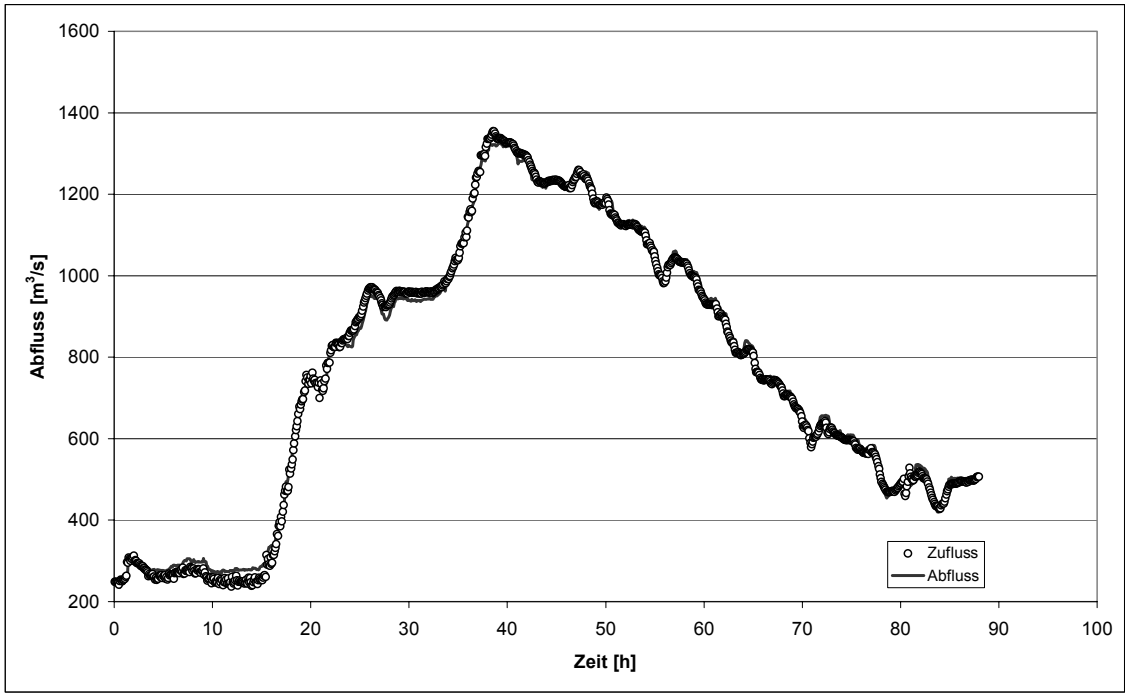
Vektor **p** bezeichnet einen Satz von Modellparametern, $\mathbf{p}^*$ bezeichnet die Vorkenntnisse der Modellparameter **p**, wie sie beispielsweise aus Messungen oder Modellversuchen verfügbar sind. Die diagonalen Wichtungsmatrizen **W** berücksichtigen die Fehlerstruktur der Residuen. Sie ermöglichen eine zeitliche (und örtliche) Wichtung der Residuen für Perioden (oder Durchflussknoten), wo die Messdaten als weniger zuverlässig beurteilt werden (s. Anwendung).

Die Berücksichtigung der Vorkenntnisse im Optimierungsverfahren stellt als sogenanntes Plausibilitätskriterium sicher, dass die errechneten Parameter sich innerhalb einer Spannbreite physikalisch sinnvoller Grössen bewegen, indem Abweichungen vom ursprünglichen Wert ‚bestraft' werden. Die Zielfunktion (4) ist schliesslich hinsichtlich der Modellparameter **p** zu minimieren. Der resultierende Parametersatz maximiert die Wahrscheinlichkeit, mit der das zugrunde gelegte Modell den Sollzustand reproduziert. Die Minimierung der Zielfunktion (4) stellt ein nichtlineares Optimierungsproblem vom Typ 'Least-Squares' dar. Für dessen Lösung wird ein Marquardt-Levenberg-Algorithmus angewendet, der sich in der inversen Modellierung häufig bewährt hat. Eine ausführliche Beschreibung der statistischen und mathematischen Grundlagen des Verfahrens ist zu finden in [4].

Anwendung

Erste Aufgabe einer inversen Modellierung ist die Parametrisierung des Modells, d.h. die veränderlichen Modellparameter zu definieren. Das vorgestellte Konzept bietet hier die Möglichkeit, sämtliche Inputdaten des Modells mit Korrekturparametern zu versehen. Durch Parametrisierung der Abflusskurven der mehr als 60 Wehrorgane unter Einführung der erwähnten Korrekturfunktionen lassen sich mehrere hundert abhängige Parameter formulieren. Die eigentliche Kalibrierung erfolgt dann in mehreren Etappen anhand eines historischen Ereignisses, wobei zunächst mit Hilfe einiger weniger Parameter die offensichtlichen Fehler der Durchflussberechnung korrigiert werden (s. KW Ternberg, Figur 3). Die zunehmende Verfeinerung der Parametrisierung ermöglicht anschliessend eine sukzessive Verbesserung des Bilanzfehlers in sämtlichen Kraftwerken, so dass sich eine plausible und konsistente Abflussbilanz über alle Staustufen mit den minimalen Abweichungen zu den bestehenden Kennlinien ergibt. Ein Vergleich der resultierenden Zu- und Abflüsse wiederum für KW Ternberg zeigt Figur 4. Hier ist anzumerken, dass während der 15-stündigen Anfangsperiode ausschliesslich Turbinenbetrieb gefahren wurde; die Wehrparameter haben hier keinen Einfluss. Solche Bereiche lassen sich bequem mittels der oben erwähnten zeitlichen Wichtung behandeln. Mit Faktor w=0 verse-

hen finden die Residuen dieser Periode in der Zielfunktion keine Berücksichtigung.



Figur 4: Vergleich berechneter Zu-/Abflüsse im Kraftwerk Ternberg für HW-10/96 (kalibrierter Zustand, vergleiche auch Istzustand, Figur 3)

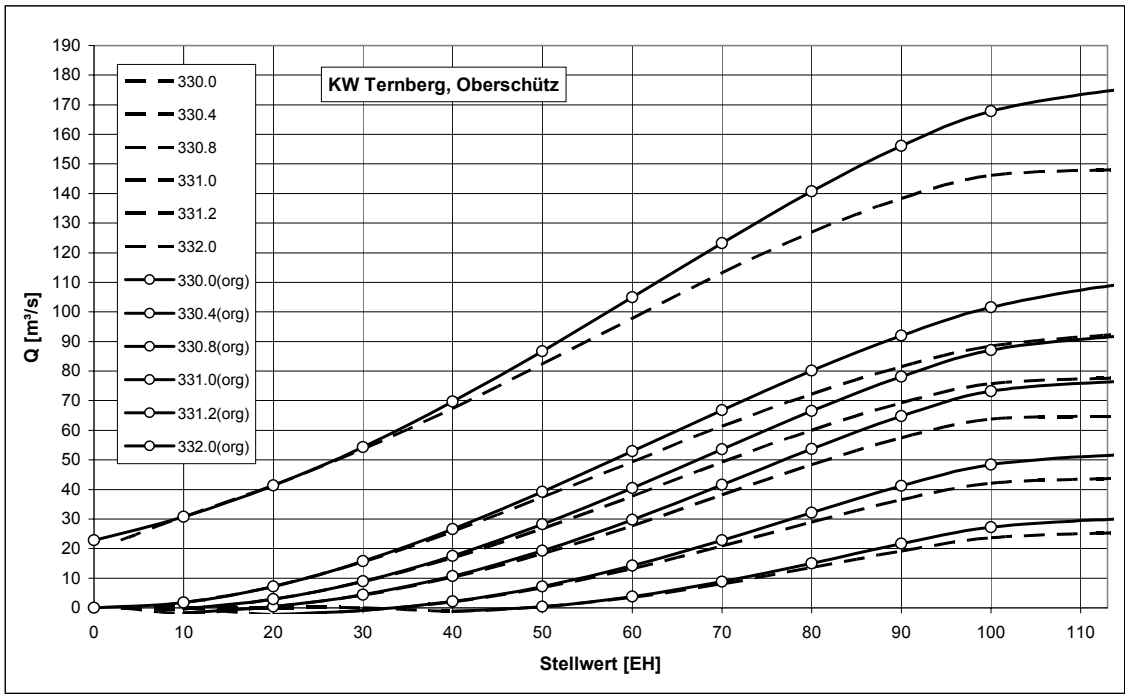
Im bisher für die Kalibrierung verwendeten Hochwasser HW-10/96 ist nur ein Teil der betrieblich möglichen Öffnungskonstellationen der Wehrverschlüsse aufgetreten. Um hier einen möglichst weiten Betriebsbereich abzudecken, wurde anschliessend die Kennlinienkorrektur anhand mehrerer Hochwässer gleichzeitig vorgenommen (HW-10/96, -04/98, -05/99, -01/00, -03/00). Hierdurch wird die Plausibilität und Eindeutigkeit der ermittelten Abflusskurven weiter verbessert. Die Kalibrierung auf Basis mehrerer Hochwässer gelingt durch einfaches ‚Aneinanderhängen' der Zeitreihen, wobei in der Zielfunktion jeweils die Übergangsperioden nicht berücksichtigt werden (Wichtungsfaktoren).

Abflusskurven

Die automatische Kalibrierung mit Hilfe des vorgestellten, inversen Bilanzmodells verändert die Abflusskurven vor allem unter dem Gesichtpunkt der Wasserbilanz, so dass sich konsistente Abflussbedingungen über die gesamte Staukette einstellen. Bedingt können zwar wasserbauliche Aspekte durch eine geschickte Wahl der Wehrparameter berücksichtigt werden (z.B. Klappen). Auch das oben erwähnte Plausibilitätskriterium verhindert eine allzu starke Veränderung der Parameter. Dennoch kann es vorkommen, dass die errechneten Wehrkennlinien zum Teil unrealistische Verläufe aufweisen oder auch Wehrkennlinienbereiche, für die keine Betriebsdaten vorhanden sind, unerwünscht verändert werden. In diesen Fällen bedarf es einer manuellen Nachbesserung der Wehrkennlinien.

Auf Grund der unterschiedlichen Typen von Verschlussorganen müssen die Kurven hier individuell betrachtet werden. Folgende Schritte wurden durchgeführt: (a) Rückrechnung von Durchflussbeiwerten bzw. Überfallbeiwerten (μ-Werte) für alle Unter- und Haken-Oberschützen, sowohl für die ursprünglichen Kennlinien als auch für die neuen aus der Kalibrierung ermittelten Kurven (b) Glättung der Übergänge zwischen kalibrierten und originalen μ-Wert-Verläufen in Bereichen, wo keine Betriebsdaten verfügbar sind. Dieses Vorgehen anhand von μ-Werten (bezogen auf die Überfallshöhe bzw. Schützenöffnung) hat den Vorteil, dass die gleiche Charakteristik für alle resultierenden Abflusskurven eines Verschlussorganes sichergestellt ist (z.B. bei Hakenschützen den exakt parallel verschobenen Verlauf). (c) Abschliessend wurden zusätzlich die Ergebnisse aus vorhandenen Modellversuchen eingearbeitet - dies speziell für Unterschützen, bei denen ein Austauchen möglich ist.

Bis auf wenige Ausnahmen ergaben sich nur geringfügige Unterschiede zu den Kalibrierungsergebnissen. Ein Beispiel für die errechneten Kennlinienänderungen ist in Figur 5 dargestellt.

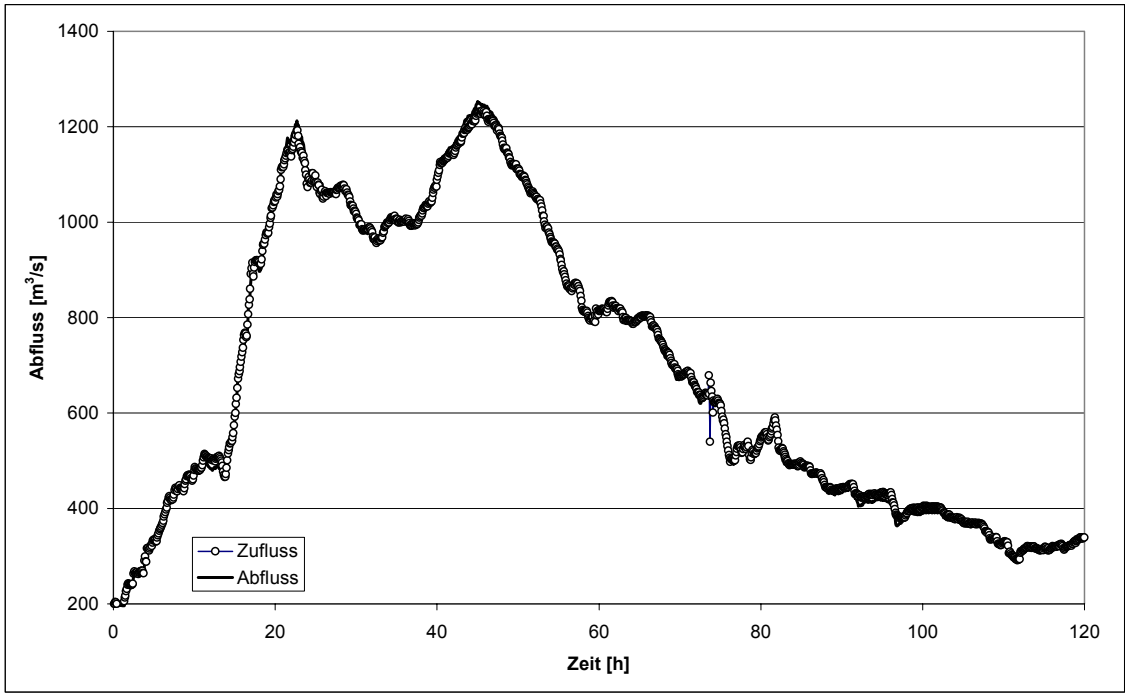


Figur 5: Vergleich berechneter (gestrichelt) und originaler Abflusskurven für Oberschütz Ternberg

Validierung

Unter *Modellvalidierung* versteht man den Gültigkeitsnachweis der errechneten Modellparameter auf der Grundlage *unabhängiger Daten*, d.h., unter Bedingungen, die nicht schon während der Kalibrierung des Modells verwendet wurden. Für das vorliegende Projekt bot ein aktuelles Hochwasser der Enns im März 2002 eine solche (willkommene) Gelegenheit. Hierzu wurde das Ereignis auf Grundlage der oben ermittelten Wehrkennlinien über die gesamte Staukette durchgerechnet, ohne erneut die Parameter zu verändern (direkter Rechenlauf).

Bis auf wenige Ausnahmen, wo auf Grund eines Revisionszustandes oder Gerätedefektes die Bilanzfehler direkt zuzuordnen sind, kann eine ausgezeichnete Übereinstimmung in den Bilanzknoten ausgewiesen werden. Figur 6 zeigt wiederum am Beispiel Ternberg den Vergleich zwischen errechneten Zu- und Abflüssen. Für die bevorstehende Implementierung der neuen Wehrkennlinien in den Prozessrechnern der Kraftwerke erbringt dieses Validierungsergebnis den noch benötigten Vertrauensbeweis.



Figur 6: Vergleich der Zu- und Abflüsse im Kraftwerk Ternberg für HW-03/02. Direkte Simulation auf Grundlage der kalibrierten Parameter (Validierung). Abweichungen sind kaum wahrnehmbar.

Zusammenfassung und Schussfolgerung

Es wurde ein inverses Verfahren vorgestellt, das die Korrektur von Wehrdurchflusskurven einer Staukette anhand vorhandener Hochwasser-Daten ermöglicht. Auf Grundlage eines einfachen Bilanzmodells werden die parametrisierten Wehrkennlinien zusammen mit weiteren relevanten Parametern iterativ verändert, bis die Bilanz der Zu- und Abflüssen in allen Knoten der Staukette minimal wird. Die gewählte statistische Formulierung erlaubt hierbei die Schätzung der optimalen Modellparameter auf Grundlage der gemessenen Betriebsdaten unter Berücksichtigung von Mess- und Modellfehler.

Im Rahmen der Anwendung des Verfahrens auf die 10-stufige Staukette der Ennskraftwerke wurden zunächst die Kennlinien der mehr als 60 Wehrorgane mit Hilfe von Korrekturfunktionen parametrisiert, wodurch sich mehrere hundert abhängige Parameter formulieren lassen. Deren modellgestützte Optimierung für eine Reihe von historischen Hochwasserereignissen ergibt eine plausible und konsistente Abflussbilanz über alle Staustufen mit den minimalen Abweichungen zu den bestehenden Kennlinien.

Die abschliessende Plausibilitätskontrolle der resultierenden Abflusskurven aus wasserbaulicher Sicht zeigt, dass nur in wenigen Ausnahmefällen manuelle Nachbearbeitung notwendig ist - und dann vor allem in solchen Betriebsbereichen, welche durch die analysierten Hochwasserdaten nicht erfasst werden.

Grundsätzlich lässt sich das vorgestellte inverse Verfahren auf sämtliche Parameter eines Abflussmodells anwenden (z.B. Turbinenkennlinien, Rauhigkeitsparameter, Verlustbeiwerte, etc.). Allerdings ist dann – vor allem bei geringeren Abflüssen, wo die Retention grösseren Einfluss hat - die Simulation der Stauraumdynamik durch ein voll hydrodynamisches Modell zu ersetzen.

Referenzen

[1] FLORIS (1992) – Ein hydrodynamisches Modell zur Berechnung instationärer Abflüsse in offenen Gerinnen, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, Zürich.

[2] U. Kuhlmann, Bilanzmodell Enns (2000), Ennskraftwerke AG / TK Consult AG, Steyr/Zürich.

[3] Carrera, J. und S.P.Neuman (1986), Estimation of aquifer parameters under transient and steady state conditions: 1. Maximum Likelihood Method incorporating prior information, Water Resources Research, Vol. 22(2), 199-210.

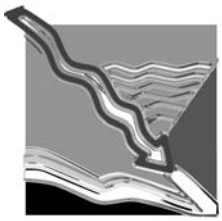
[4] U. Kuhlmann (1992), Inverse Modellierung in geklüfteten Grundwasserleitern, Mitteilungen Nr. 120, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, Zürich.

Adresse der Autoren:

Dr. Ulrich Kuhlmann
TK Consult AG
Siewerdtstr. 7
CH-8050 Zürich
kuhlmann@tkconsult.ch

DI Gerhard Zarfl
Ennskraftwerke AG
Resthofstr.2
Postfach 17
A-4403 Steyr
ZarflG@verbund.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



Grundwassermonitoring und Umweltmanagement im Stauraum des Kraftwerkes Freudenau

Dreher Jorge, Gunatilaka Amara, Wimmer Stefan & Schuster Stefan

Einleitung

Das Flusskraftwerk Freudenau in Wien liegt im sensiblen Lebensraum einer Millionenstadt. Eine Wasserspiegelanhebung um mehr als 8 m im Kraftwerksbereich würde den Grundwasserhaushalt drastisch verändern (Dreher & Gunatilaka, 1996, Gunatilaka & Dreher, 1999). Deshalb waren entsprechende bauliche Maßnahmen im Stauraum sowie die Errichtung eines vollautomatischen Grundwassermanagement- und monitoringsystems zur Regulierung der quantitativen und qualitativen Grundwasserverhältnisse in den angrenzenden urbanen Bereichen und Augebieten erforderlich. Im Zuge der wasserrechtlichen Verhandlungen wurden strenge Richtlinien für den Betrieb der vorgesehenen Brunnensysteme und des Grundwasserbeobachtungsnetzes vorgeschrieben, die aus heutiger Sicht weitgehend dem Umweltmanagementsystem laut ISO 14000 angeglichen sind. Dieser Beitrag bringt eine Beschreibung der gebauten Anlagen und des Grundwasserbewirtschaftungssystems, und zeigt zusätzliche Details über der in den Verhandlungen erarbeiteten Betriebsregeln sowie über deren operationellen Einsatz.

Grundwasserverhältnisse nach Stauerrichtung

Von den Veränderungen des Grundwasserregimes ist vor allem das 30 km^2 große Gebiet des 2. und 20. Wiener Gemeindebezirks betroffen, welches von den Vorflutern Donau und Donaukanal umschlossen wird. Aufgabe der Grundwasserbewirtschaftung am rechten Donauufer ist es, die Grundwasserverhältnisse so zu regulieren, dass es zu keiner nennenswerten quantitativen Veränderung der Grundwasserverhältnisse und zu keiner Verschlechterung der Grundwasserqualität infolge der Stauhaltung kommt. Im rechten Uferbereich der gestauten Donau wurde ein Dichtungssystem mit Schmal- und Schlitzwänden über eine Länge von 13 km errichtet. Die Dotation des Grundwassers im Hinterland erfolgt mit Hilfe von 21 Brunnenpaaren (jeweils ein Entnahmebrunnen Donauseitig und ein Schluckbrunnen landseitig der Dichtwand), die im Abstand von 100 bis 600 m angeordnet sind (Abb. 1). Unter teilweiser Ausnützung der Heberwirkung (bedingt durch die hohen Wasserstände der gestauten Do-

nau) kann aus den Entnahmebrunnen Uferfiltrat der Donau über die Schluckbrunnen ins Grundwasser gefördert werden (Dotationsbetrieb). Umgekehrt kann Grundwasser bei hohen Grundwasserständen aus den Schluckbrunnen direkt in die Donau zurückgepumpt werden (Rückpumpbetrieb). Zwei Altarme der Donau im Grünraum des Wiener Praters werden direkt mit Uferfiltrat dotiert. Die Anordnung der Brunnenanlagen entlang des Donauufers ist in Abb. 2 dargestellt.

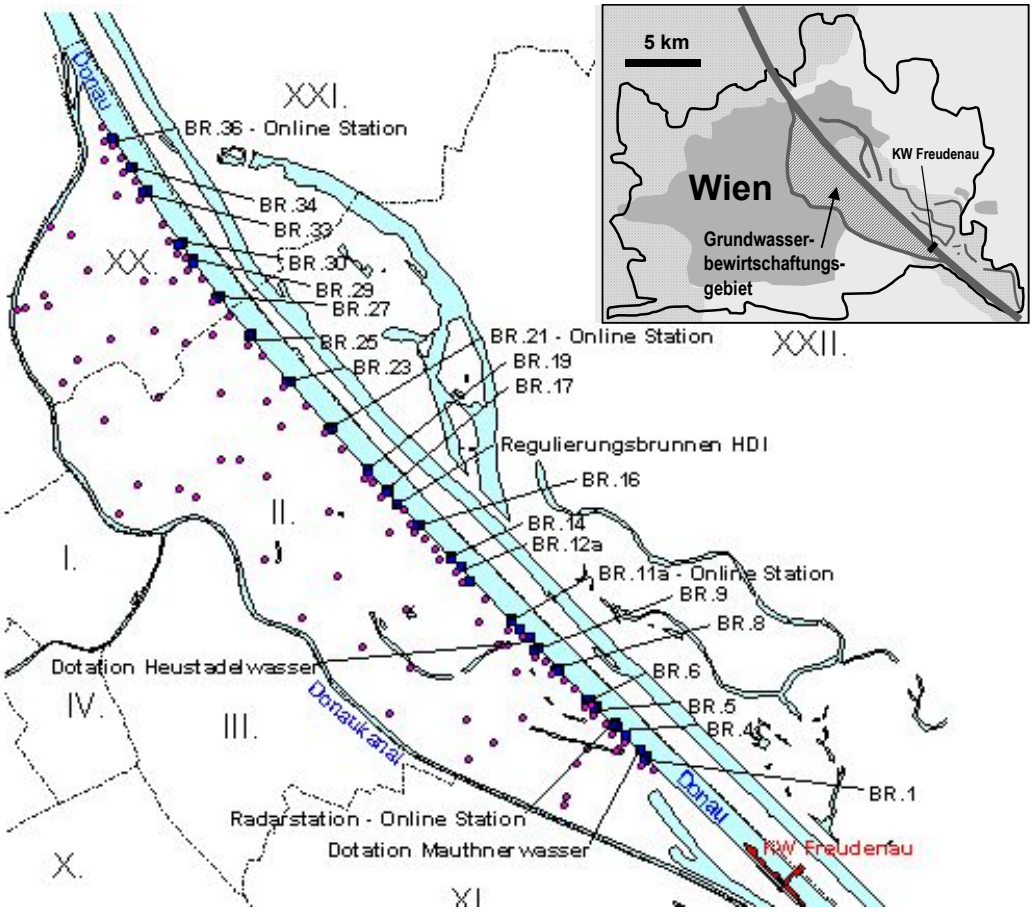


Abb. 1: Lageplan des Bewirtschaftungsgebietes 2. und 20. Bezirk Wien

Im Zuge der Planung des Donaukraftwerkes wurde ein mathematisches Grundwassermodell im Bereich des 2. und 20. Wiener Gemeindebezirks erstellt. Dieses mathematische Grundwassermodell wurde für eine zweidimensionale Grundwasserströmung nach der Methode der finiten Differenzen konzipiert, in der Folge laufend aktualisiert und im Zuge verschiedenster Grundwasseruntersuchungen adaptiert und angewandt (Dreher, 1991).

Um die für die Grundwasserbewirtschaftung notwendigen quantitativen Daten zu erfassen, wurde das Messstellennetz verdichtet und besteht jetzt aus 160 Pegeln mit Datensammlern und 65 periodisch beobachteten Pegeln. Sämtliche Daten des Bewirtschaftungssystems wie Pumpmengen, Wasserstände in den Brunnen und Steuerpegeln sowie Analysenwerte der Online-Stationen werden viertelstündlich on-line in die Steuerzentrale des Kraftwerks Freudenau fern-

übertragen. Aufgrund dieser Daten werden mit Hilfe des Grundwassermodells die für jeden Brunnen erforderlichen Pumpmengen in Abhängigkeit von der Höhe des Donaudurchflusses ermittelt und über die Brunnenanlagen dem Grundwasserkörper zugeführt (Abb. 2).

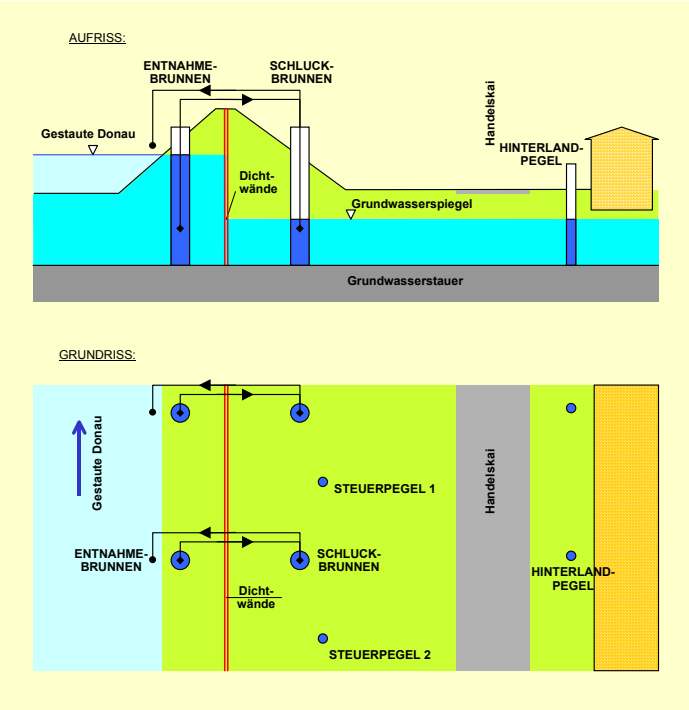


Abb. 2. Schematische Darstellung eines Brunnensystems bestehend aus Entnahme- und Schluckbrunnen, zwei Steuer- und einem Hinterlandpegel

Detailliertere Beschreibungen des Grundwasserbewirtschaftungssystems können aus Dreher & Gunatilaka, 1996, 1998, 2001 und Gunatilaka & Dreher, 2001) entnommen werden.

Qualitative Beweissicherung

Die donauseitige Abschottung der Grundwasserkörpers durch ein Dichtwandsystem (Abb. 2) hat zur Folge, dass eine direkte Infiltration von Donauuferfiltrat unterbunden ist. Stagnierende Grundwasserverhältnisse im Nahbereich der Dichtwandkästen hätten drastische Veränderungen der Grundwasserqualität zur Folge (Hary & Nachtnebel, 1989).

Entsprechend den Vorgaben der Sachverständigen für Grundwasserwirtschaft des Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft (heutiges Ministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft), wurde ein weitreichendes qualitatives Beweissicherungsprogramm für Grund- und Oberflächenwässer errichtet, um den Zustand vor dem Bau des Kraftwerkes (Basislinie) und um Veränderungen der Wasserqualität nach Stauerrichtung aufzuzeigen. Seit 1992 waren in diesem Beweissicherungsnetz, das vom Kraftwerk Greifenstein (Strom-km 1949) bis zur Slowakischen Grenze (Strom-km 1873) reicht, 308 Messstellen für Grund- und 83 für Oberflächenwasser integriert.

Basierend auf einer Vielzahl von Voruntersuchungen und Pilotprojekten wurde ein erweitertes Grundwasseruntersuchungsnetz für den 2. und 20. Wiener Gemeindebezirk in Absprache mit den Behördenvertretern definiert. Insgesamt wurden zusätzlich 120 Grundwasser- sowie weitere 8 Oberflächenwassermessstellen in das Sonderbeweissicherungsprogramm integriert. Neben dieser diskontinuierlichen (off-line) qualitativen Kontrolle der Wasserqualität wurden seit August 1994 sieben kontinuierliche on-line Wasserqualitätsmessstellen an der Donau im Bereich von Greifenstein bis Wien errichtet. Von diesen on-line Messstellen wurden 3 speziell für Grundwassermonitoring entwickelt (in den Bereichen Nordbrücke, Reichsbrücke und Praterbrücke).

Datenübertragung und Verwaltung

Sämtliche erhobenen Messdaten, sowohl quantitative als auch qualitative Daten, werden über Glasfaserkabel zu einem Zentralcomputer am Kraftwerk übermittelt und in einem relationales Datenbanksystem gespeichert. Die Verwaltung und Verarbeitung der Daten erfolgt über einen für diesem Zweck speziell entwickeltes Hydrologisches Informationssystem (HIS). Dieses System verfügt über mehrere Werkzeuge, die folgende Aufgaben erfüllen müssen:

- Datenverwaltung (Beschreibung von Messstellen und Messparametern)
- Datenverarbeitung (Daten editieren, korrigieren, analysieren)
- Dateninspektion (Daten graphisch und tabellarisch visualisieren)
- Datendokumentation (Erstellen von Berichten, Graphiken, Dokumenten)
- Export/Import (Import und Export von Daten von und zu externen Stellen)

Nur mithilfe dieser Werkzeuge können die enormen Datenmengen, die regelmäßig gemessen werden, ordentlich analysiert und die entsprechenden vorgeschriebenen Jahresberichte und Beweissicherungsdokumente erstellt werden.

Das Umweltmanagement System

Ein Umweltmanagement System, so wie es in der ISO 14000 empfohlen wird, beinhaltet wichtige Schritte und schlägt eine Strategie zur nachhaltigen Verwaltung und Kontrolle von Industrie-, Produktionsbetrieben, und Organisationen in bezug auf die Umweltverträglichkeit dieser Unternehmen vor. Aufgrund ihres ausgeklügelten Kontrollmechanismus beschränkt sich die Einführung eines Umweltmanagement Systems aber nicht nur auf Betriebe und Industrien sondern kann auch ganz allgemein auf beliebige die Umwelt beeinflussenden Maßnahmen angewandt werden.

Abbildung 3 zeigt die schematische Struktur des Umweltmanagementsystems nach ISO 14000, wenn es für die hier dargestellte Grundwasserbewirtschaftung formuliert wird. Die im Umweltmanagementsystem vorgesehene Abschnitte sind für die Grundwasserbewirtschaftung entsprechend als relevante Aspekte eingetragen. Es zeigt sich, dass das entwickelte Grundwassermanagementsystem an die Struktur des Umweltmanagementsystems angepasst werden kann.

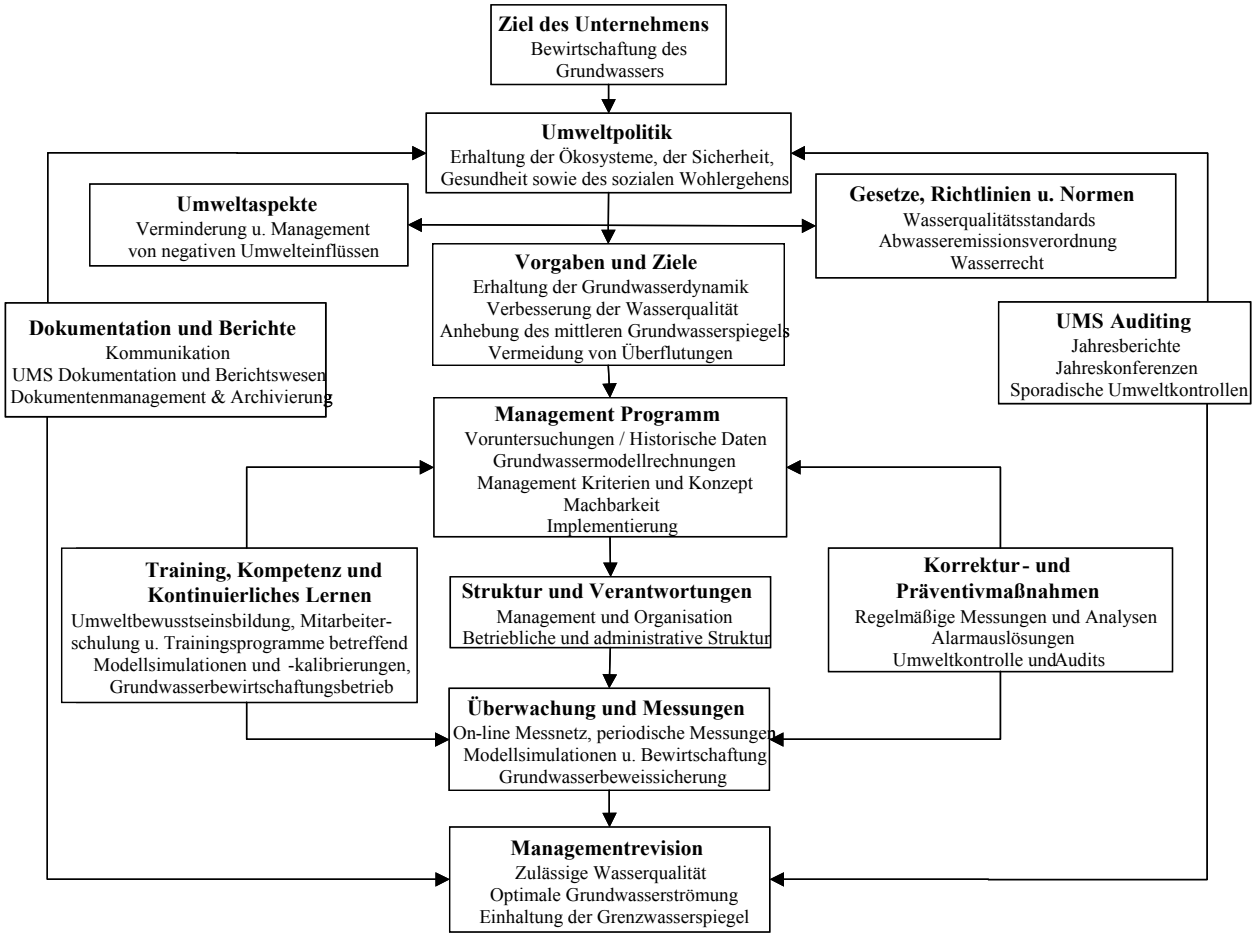


Abb. 3: Umweltmanagementsystem laut ISO 14000 bezogen auf die Grundwasserbewirtschaftung

Die im Sinne eines Umweltmanagements erforderlichen Angaben zu Organisationsstruktur, Zuständigkeiten, Verhaltensweisen, Verfahren und Berichtswesen sind in der Betriebvorschrift für die Grundwasserbewirtschaftung für den 2. und 20. Bezirk in Wien enthalten und wird von der Kraftwerksgesellschaft (Austrian Hydro Power AG) wahrgenommen. So sind in dieser Betriebsordnung Bewirtschaftungsziele und -prinzipien, die erforderliche Beweissicherung, Kontrollmessungen, die Vorgangsweise zur Instandhaltung, Beschreibungen der Anlagenteile, der Fernübertragung, des Datenmanegements, der Steuerungssoftware sowie der Betriebsregeln im besonderen festgehalten (siehe Abb. 3).

Die Erstellung der Betriebsordnung erfolgte in enger Zusammenarbeit mit der Behörde. Dabei wurden bereits 1994 vorausblickend Maßnahmen vorgesehen und Richtlinien erstellt, welche aus heutiger Sicht in der ISO 14001 und im EMAS projiziert sind. Eventuelle Korrekturmassnahmen werden gemeinsam mit der Behörde im Sinne eines Audits erörtert und gesetzt.

Einmal jährlich wird der Behörde ein Bewirtschaftungsbericht (Berichtswesen) vorgelegt, welcher die quantitative und qualitative Beweissicherung, Modell-

rechnungen, Rückschlüsse und Verbesserungsvorschläge enthält. Die Präsentation der Ergebnisse erfolgt im Rahmen einer jährlichen Konferenz. Der Bewirtschaftungserfolg wird jährlich und 5-jährlich anhand von definierten Kriterien überprüft. Diese Kriterien betreffen die Übereinstimmung der mit Hilfe des Grundwassermodells ermittelten „Sollwerte“ mit den tatsächlich gemessenen Daten, die Leistungsfähigkeit der Brunnen und die Umsetzung der Vorgaben durch die Betriebsordnung. Ein entsprechender Katalog definiert die Anpassungsmassnahmen bei Nichterreichen der Bewirtschaftungsziele.

Diskussion der Ergebnisse der quantitativen Bewirtschaftung

In Abb. 4 ist die Ganglinie einer Grundwassermessstelle im Grünraum „Prater“ (Aurelikt im Stadtbereich) für die Jahre 1997 - 2000 mit den entsprechenden Sollwasserständen dargestellt. So wurden für die Monate der Vegetationsperiode untere Begrenzungen der Grundwasserstände definiert, die zur Verbesserung des Bodenwasserhaushaltes (Vermeidung von Trockenstress) auch dann gehalten werden sollten, wenn sich aus der Donauwasserführung geringere Grundwasserstände ergeben würden. Die Begrenzungen der Grundwasserstände der Winterperiode sind jene Wasserstände, die einmal jährlich erreicht und mindestens 4 Wochen gehalten werden sollten (Bodendurchlüftung). Ergeben sich jedoch aus der Donauwasserführung höhere Grundwasserstände, so sind diese durch die Bewirtschaftung einzustellen.

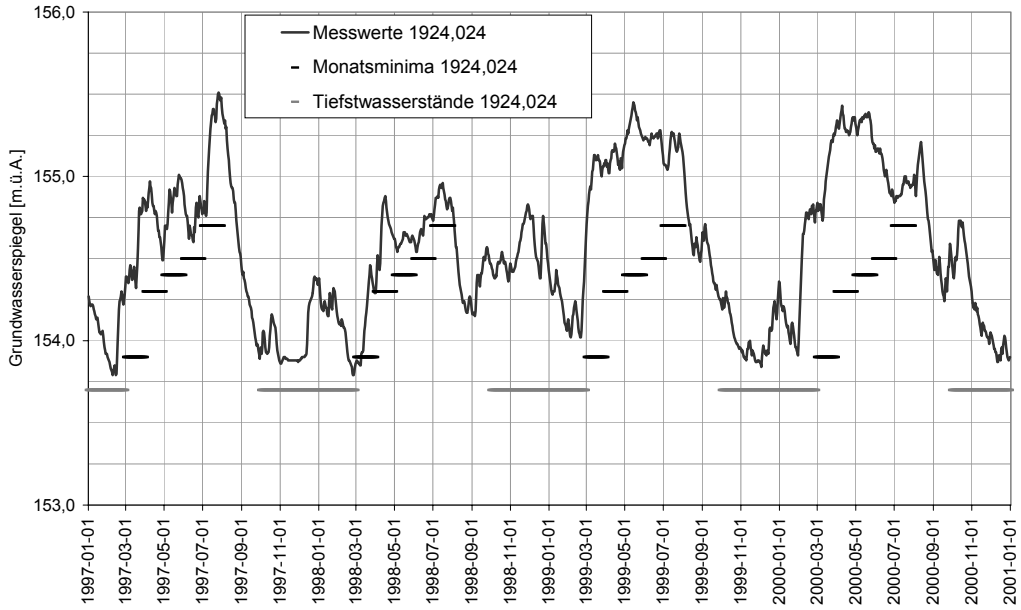


Abb. 4: Monatsminima der Vegetationsperiode und Tiefstwasserstände der Winterperiode im Vergleich mit den Messwerten der Grundwassermessstelle 1924,024

In Abb. 5 sind die Ganglinien von drei Grundwassermessstellen des Jahres 2000 dargestellt. Das Ausmass der Abweichung der Messwerte von den Modellergebnissen wird (bei ungestörtem Betrieb) im Jahresbericht den Kriterien zur Erfüllung des Bewirtschaftungserfolges gegenübergestellt. Die Ergebnisse

der Bewirtschaftung seit 1996 zeigen, dass die quantitativen Ziele der Grundwasserbewirtschaftung grundsätzlich erreicht werden konnten und die Abbruchkriterien der Bewirtschaftung eingehalten wurden. Die Entwicklung der Brunnenleistungsfähigkeit ist von besonderem Interesse, da einzelne Brunnen aus unterschiedlichen Gründen zunehmend höhere Absenkungen und damit geringere Ergiebigkeit aufweisen. Die Durchführung verschiedenartiger Regenerierungsmassnahmen lieferte befriedigende Resultate (siehe Picher & Schimpf, 2002).

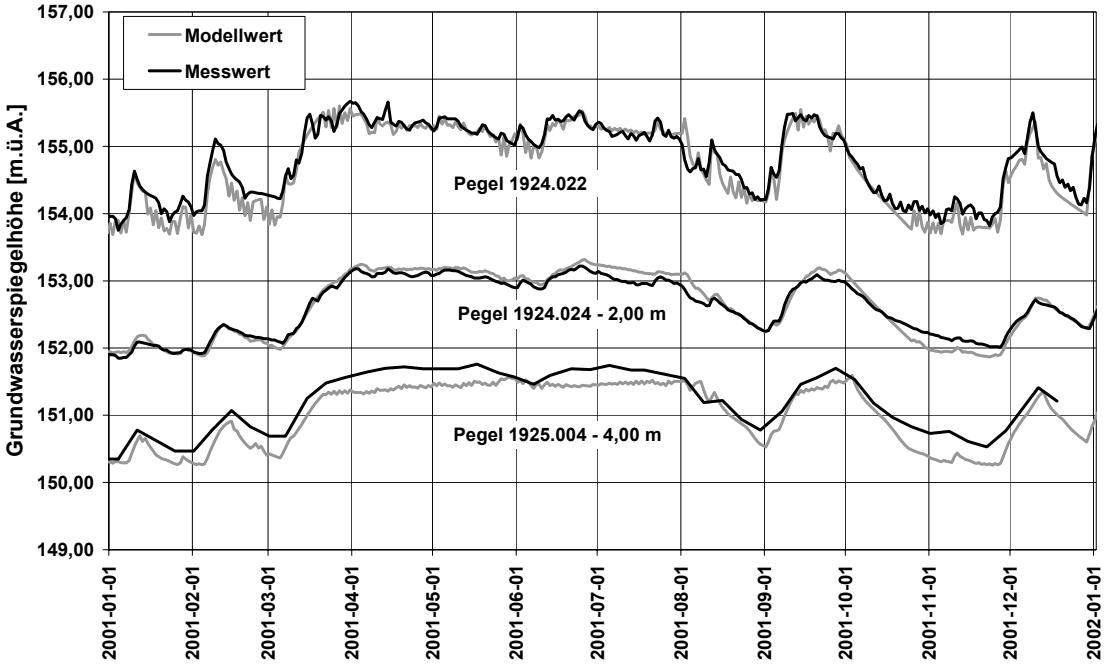


Abb. 5: Vergleich der Modellergebnisse („Sollwerte“) mit den tatsächlich gemessenen entlang eines Querprofiles durch das Bewirtschaftungsgebiet.

Diskussion der Ergebnisse der qualitativen Beweissicherung

Neben den quantitativen Aspekten spielt die Qualität des Grundwassers eine wesentliche Rolle. Denn nur wenn das Uferfiltrat entsprechende Trinkwasserqualität aufweist, darf es zur Versickerung gebracht werden (Dreher & Gunatilaka, 1998). Aus diesem Grund sind die Qualitätsdaten (on-line wie off-line) direkt in das Grundwassermanagementsystem integriert (kontinuierliche und diskontinuierliche Überwachung der Grundwasserqualität).

Als wesentlicher Bestandteil der Beweissicherung und zur Qualitätssicherung vergleichbarer und nachvollziehbarer Untersuchungen wurde seit Anbeginn auf die Durchführung und Einhaltung eines Qualitätsmanagementsystems ein Augenmerk gelegt. Für das gesamte qualitative Beweissicherungsprogramm wurden standardisierte Probenahmemethoden als Voraussetzung für eine exakte und kontaminationsfreie Probengewinnung definiert. In mehreren Besprechungen mit den für die chemische Untersuchung beauftragten 4 Laboratorien wurden Methodik und Aufzeichnungsformen vereinbart, welche während der Pro-

benahme eingehalten werden müssen. Probenvorbehandlung, Probenkonservierung und Analytik wurden streng nach den geltenden und von den Behörden vorgeschlagen ÖNORMEN, DIN, EN-Normen oder ISO als Standardvorschriften vorgegeben (Gesetze, Richtlinien und Normen, Abb. 3). Die gemeinsame Protokollierung jedes einzelnen Messwertes mit exakten Angaben zu Probenahmezeitpunkt, Probevorbehandlung, Probekonservierung, Analysenmethode und Bestimmungsgrenze ermöglicht eine nachvollziehbare und verifizierbare Qualität, streng nach vordefinierten Standards in HIS. Analytische Qualitätssicherung wurde durch die Einhaltung der „Guten Laborpraxis“, regelmäßigen Kontrollen sowie durch die Verpflichtung der Laboratorien zur Teilnahme an Ringversuchen erreicht (Gunatilaka & Dreher, 1999).

Die Probenahme der Grund- und Oberflächengewässer erfolgt in regelmäßigen Abständen mit Detailanalysen auf bis zu 100 – 120 Einzelsubstanzen entsprechend den Vorgaben des Trinkwassercodex sowie der Grundwasserschwellenwertverordnung. Die kontrollierten und verifizierten Messwerte werden spätestens nach 7 Tagen vom jeweiligen Labor übermittelt.

In der Betriebsordnung für die Grundwasserbewirtschaftung des 2. und 20. Wiener Gemeindebezirkes ist für jede Messstelle der qualitativ zu untersuchende Parameterumfang festgehalten. Jeder Parameter wurde mit Grenzwerten versehen, um Veränderungen der Qualität anzuzeigen. Überschreitet ein Messwert einen vordefinierten Grenzwert wird entsprechend der Betriebsordnung Alarm ausgelöst und Sofortmaßnahmen eingeleitet. Ein mit der Behörde ausgearbeitetes Alarmprogramm wurde eigens für die Grundwasserbewirtschaftung entwickelt.

Die qualitative Überwachung des Donauwassers und des Grundwassers im Zuge der Grundwasserbewirtschaftung erfolgt in vier verschiedenen Ebenen:

- Kontinuierliche Qualitätsüberwachung
- diskontinuierliche Qualitätsüberwachung
- qualitative hydrologische Beweissicherung
- Alarm infolge Qualitätsüberwachung

Die kontinuierliche Überwachung der Qualität des Donauwassers erfolgt rechtsufrig beim Brunnen 36, Nordbrücke, KW Greifenstein und linksufrig bei Langenzersdorf. Das Donauwasser wird routinemäßig auf die Parameter: pH-Wert, el. Leitfähigkeit, Temperatur, Sauerstoffgehalt, Redox-Spannung, Trübung, DOC als C und Ammonium untersucht. Zusätzlich zu den 3 Online-Stationen für Donauwassers erfolgt bei der Radarstation und beim Brunnen 11a eine kontinuierliche Überwachung der Summe der Kohlenwasserstoffe (Erdölderivate).

Der Bereich Nordbrücke ist ein strategisch wichtiger Beweissicherungsplatz, da sich im Nahbereich dieser Dotationsbrunnen die Entnahmebrunnen für das Trinkwasserwerk Nußdorf befinden. Daher wurde zur Beweissicherung weiterer nicht als Einzelsubstanz exakt nachweisbarer möglicher Kontaminationen des Donauwassers zusätzlich ein Biomonitoringsystem in die on-line Station Nordbrücke integriert. Dieses dynamische Biomonitoring System verwendet als Bioindikator *Daphnia magna* Strauss, welcher abhängig von der Qualität des Do-

nauwassers ein definierte Bewegungsverhalten aufweist, und damit aufgrund seines breiten Wirkungsspektrums für die Erfassung von durch übliche chemische Analysen nicht erkennbaren toxischen Substanzen sorgt. Es dient als Ergänzung zum beschriebenen on-line Monitoring und Frühwarnsystem (Gunatilaka et al., 2001). Die kontinuierliche Überwachung der Qualität des Uferfiltrates erfolgt bei den Brunnen 11a (Praterbrücke), Brunnen 21 (Reichsbrücke) und Brunnen 36 (Nordbrücke).

Bei der diskontinuierlichen Qualitätsüberwachung wurde aufbauend auf den Anforderungen an das Dotationswasser und dem Gefährdungspotential ein Sondermessprogramm zur Qualitätsüberwachung entwickelt. Entnommene Proben wurden auf bis zu 120 Einzelsubstanzen analysiert. Die Vergabe der Beprobung an eine akkreditierte Untersuchungsanstalt (Labor) erfolgt unter der Bedingung, dass die Analysenergebnisse spätestens 1 Woche nach der Probennahme übermittelt und im Alarmfall spätestens nach 72 Stunden dem Leiter der Grundwasserbewirtschaftung bekanntgegeben werden. Die Abschaltung entsprechender Brunnen erfolgt direkt durch den Leiter der Grundwasserbewirtschaftung. Überschreitet ein on-line erfasster Parameter den Grenzwert, erfolgt eine sofortige vollautomatische Abschaltung der Dotation. Die Brunnen schalten automatisch auf Spülbetrieb (Dreher & Gunatilaka, 1996, 2001).

Die gewonnenen Daten der letzten 8 Jahre haben gezeigt, dass das entwickelte qualitative Beweissicherungssystem, die Kombination von on-line und off-line Untersuchungen nach streng definierten Vorgaben ein effektives Frühwarnsystem zum Schutz der Qualität des Grundwasserkörpers darstellt. Die Grundwasserqualität im Nahbereich konnte durch die kontrollierte Versickerung von Donauwasser deutlich verbessert werden. So stieg durch zusätzliche Sauerstoffanreicherung des zur Versickerung gebrachten Uferfiltrats der Sauerstoffgehalt im Nahbereich der Versickerungsbrunnen leicht an, wodurch reduzierenden Verhältnisse vermieden werden konnten. Die fortdauernde Dotation des Grundwasserkörpers und das Nachfahren saisonaler Wasserspiegelschwankungen in Abhängigkeit des Donauwasserstandes zeigten, dass stagnierende Verhältnisse und damit verbundenen unkontrollierte Sauerstoffzehrungen ebenfalls vermieden werden konnten.

Durch das errichtete Dichtwandsystem wurde die direkte Infiltration von Donauwasser in den Grundwasserkörper unterbunden. Seit Inbetriebnahme der on-line Wasserqualitätsmessstationen im Jahre 1994 kommt es immer wieder zu Ölalarmen auf der Donau, hauptsächlich hervorgerufen durch Mineralölprodukte der Schiffahrt (Dreher & Gunatilaka, 1996, 2001; Gunatilaka & Dreher, 1996, 2001).

Schlussfolgerungen

Für den Betrieb des Grundwasserbewirtschaftungssystems im 2. und 20. Wiener Gemeindebezirk wurden im Zuge der wasserrechtlichen Verhandlungen strenge Richtlinien vorgeschrieben, die aus heutiger Sicht weitgehend dem Umweltmanagementsystem laut ISO 14000 nachkommen.

Zu Beginn des Betriebes des Grundwasserbewirtschaftungssystems wurden die Betriebsregeln dahingehend geändert, dass durch eine Optimierung der Steuerungszeitpunkte des Dotationsbetriebes ein Übersteuern vermieden werden konnte. Die Entwicklung von Kolmationsprozessen im Flussbett des Stauraumes eines Wasserkraftwerkes ist unvermeidlich. Eine starke Abnahme der Sickermengen konnte vor allem während des ersten Jahres nach Stau festgestellt werden. Die Ergiebigkeit der Entnahmebrunnen stabilisierte sich im gleichem Zeitraum aber im letzten Jahr nahmen die Pumpmengen der Brunnen stark ab, sodass besondere Massnahmen (laut Betriebsvorschrift) getroffen werden mussten.

Durch ein Hintanhalten des Eintritts von Kontaminationen in das Aquifer nahm die Bewirtschaftung eine positive Entwicklung und das Ergebnis beweist, dass es zu keinem unmittelbaren Eindringen von anorganischen oder organischen Verschmutzungen kommt. Die zeitliche Entwicklung der Wasserqualität zeigt eine starke Reduktion der pathogenen Keime im Uferfiltrat, sodass eine wesentliche Verbesserung der mikrobiologischen Verhältnisse erzielt werden konnte. Durch die Anhebung des mittleren Grundwasserspiegels als Folge der Grundwasserbewirtschaftung (verstärkte Dotation) macht sich eine leichte Anhebung der Sauerstoffkonzentration und eine Abnahme der Ionenstärke sowie des Härtegrades bemerkbar.

Literatur

Dreher, J., 1991. *Groundwater management in the city of Vienna, Case Study* Proc. Vienna Symp. Aug. 1991. IAHS Publications Nr. 202: pp 229-238.

Dreher J.E., Gunatilaka A. 1996. *Ground water management in the city of Vienna.* Proc. Int. Symp. Modelling, Testing & Monitoring for Hydro Power Plants - II. Lausane, Int. J. Hydro Power & Dams 2, pp 545 - 554.

Dreher, J.E., Gunatilaka, A. 1997. *Donaukraftwerk Freudenau — Bewirtschaftung der Grundwasserverhältnisse im Stauraum.* Osterr. Ingenieur- und Architekten- Zeitschrift (OIAZ), 142(10): pp 747-752.

Dreher, J.E., Gunatilaka, A. 1998. *Groundwater management system in Vienna — an evaluation after three years of operation.* In: Artificial Recharge of Groundwater, (ed), J.H. Peters et al.), Balkema, Rotterdam/Brookfield. pp 167 — 172.

Dreher, J. E. & A. Gunatilaka, 2001. *Management of urban groundwater – Part I. Quantitative aspects.* In: Groundwater Ecology – A Tool for Management of Water Resources, C. Griebler, D.L. Danielopol, J. Gibert, H.P. Nachtnebel & J. Notenboom (eds), European Commission Environment and Climate Programme, Energy, Environment and Sustainable Development. EUR 19887, Luxembourg. pp 196-212.

Gunatilaka A., J.E. Dreher, 1996. *Use of early warning systems as a tool for surface and ground water quality monitoring.* Proc. IAWQ and IWSA Symp. on Metropolitan Areas and Rivers. Rome, May 1996. TSI - River quality surveying and monitoring methods - 2: pp 200 - 211.

Gunatilaka, A. & J.E. Dreher, 1999. *Water quality issues associated with hydropower.* Proc. Int. Symp. 'Hydropower into the Next Century – III', Gmunden, Austria, Oct. 1999. Int. J. Hydropower & Dams, 201-210.

Gunatilaka, A. & J. E. Dreher, 2001. *Management of urban groundwater – Part II. Qualitative aspects.* In: Groundwater Ecology – A Tool for Management of Water Resources, C. Griebler, D.L. Danielopol, J. Gibert, H.P. Nachtnebel & J. Notenboom (eds), European Commission Environment and Climate Programme, Energy, Environment and Sustainable Development. EUR 19887, Luxembourg. pp 213-229.

Gunatilaka, A., Diehl, P. & Puzicha, H. 2001. *The evaluation of 'Dynamic Daphnia Test' after a decade of use – benefits and constraints*. In: Butterworth, F.M., Gunatilaka, A., Gonsebatt Bonaparte, M.E. (eds), Biomonitors and biomarkers as indicators of environmental change, Vol. II. Kluwer -Plenum Pub., NY. pp 29-58.

Hary, N. & H. P. Nachtnebel, 1989. *Ökosystemstudie Donaustau Altenwörth - Veränderungen durch das Donaukraftwerk Altenwörth.* ÖAW, Österr. MAB Progr. 14, Uni. Verl. Wagner. Innsbruck. 445p.

Picher, W., H. Schimpf. 2002. *Kraftwerk Freudenau, Erfahrungen aus 5 Jahren Grundwasserbewirtschaftung und der Einfluss der Kolmation.* (dieses Vol.).

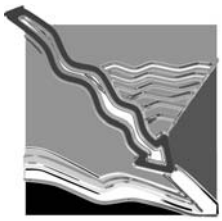
Adresse:

Jorge Dreher
Verbundplan GmbH
Parkring 12
A-1010 Wien
Österreich

Telefon: (+43-1) 53605-54823
Telefax: (+43-1) 53605-154823
e-mail: dreherj@verbundplan.at
e-mail: vpl@verbundplan.at

http://www.verbundplan.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



Der Einfluss des Staupegels am Wehr in Tacherting auf den Grundwasserstand im naheliegenden Ortsbereich

Gerhard Haimerl, Manfred Schindler, Klaus Winter

Kurzfassung

Eine geplante Stauerhöhung um 20 cm am Wehr in Tacherting an der Alz gab Anlass zur Beurteilung der Auswirkungen auf den Grundwasserstand im nahegelegenen Ortsbereich. In einem Naturversuch wurde der Stau angehoben und die Wasserstände der Alz und des Grundwassers beobachtet. Darüber hinaus wurde ein numerisches Grundwassermodell erstellt, um den die Alz begleitenden Grundwasserstrom zu simulieren.

Mess- und Simulationsergebnisse zeigen deutliche Abhängigkeiten des Grundwasserstandes vom Wasserstand in der freifließenden Alz oberhalb des Staubereiches bei gleichzeitigem erhöhten Unterwasserstand am Wehr. Dies ist bei abfließenden Hochwasserwellen der Fall, wird jedoch nicht durch die geplante Stauerhöhung verursacht. Es sind durch die Stauerhöhung daher keine negativen Auswirkungen auf den Grundwasserstand im Ortsbereich zu erwarten.

Die Verwendung eines Grundwassermodells hat gezeigt, dass trotz weniger Daten zur Kalibrierung wertvolle qualitative Aussagen möglich sind. Die Strömungsverhältnisse des Grundwassers konnten verdeutlicht und die Ergebnisse des Stauversuches untermauert werden. Der Aufwand zur Erstellung und Kalibrierung eines Grundwassermodells ist dadurch gerechtfertigt. Die gewonnenen Kenntnisse der Strömungsverhältnisse ermöglichen darüber hinaus eine weitere, verbesserte Kalibrierung des Modells. Das Modell kann somit als Basis für eine eingehendere quantitative Simulation der Grundwasserverhältnisse dienen.

1 Situation und Fragestellung

Der Ort Tacherting liegt bei Fluss-Kilometer 35 an der Alz, die aus dem Chiemsee im Südosten Bayerns fließt und schließlich in den Inn mündet (siehe Übersichtsplan in Abb. 1). Zur Erreichung der konzessionierten Durchflussleistung des anschließenden Triebwasserkanals soll der Stau am Ausleitungswehr in Tacherting um 20 cm erhöht werden. Dagegen sprechen jedoch die Bedenken, diese Stauerhöhung könnte den Grundwasserstand im naheliegenden Ortsbereich von Tacherting anheben und dadurch

zu Schäden, spätestens im Hochwasserfall, führen. Ziel dieser Untersuchung ist es, zu klären, inwiefern der Grundwasserspiegel im Ort vom Staupegel am Wehr Tacherting abhängt, bzw. welche anderen Randbedingungen diesen beeinflussen.

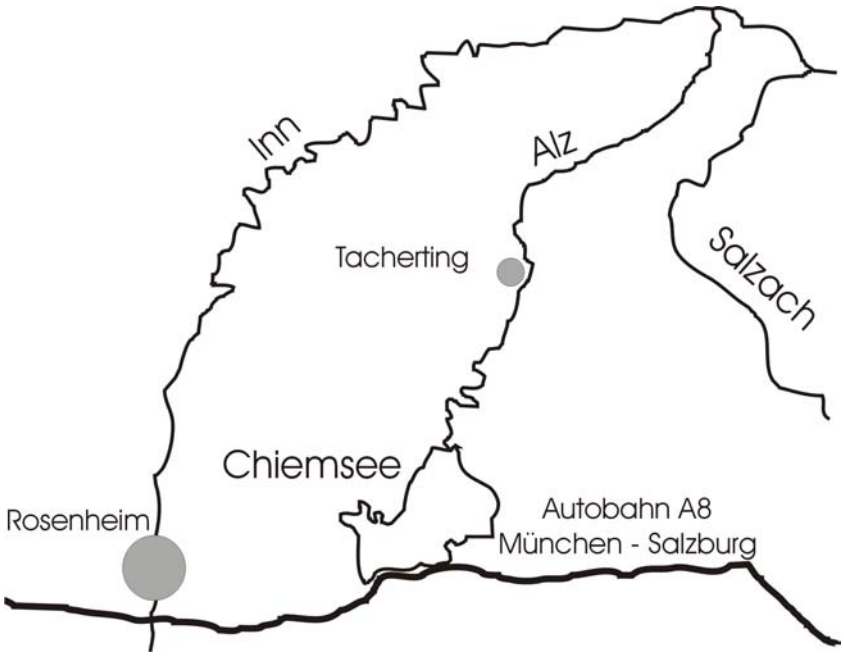


Abb. 1 Geographische Lage

2 Datengrundlage

Für die Untersuchung standen die Alz-Pegel am Wehr in Tacherting und im Unterwasser des oberhalb liegenden Kraftwerkes II von 1993 bis 2001, sowie der Abfluss am Wehr zur Verfügung. Der Alzpegel am Kraftwerk II liegt im Kanalbereich, korrespondiert jedoch direkt mit dem Wasserstand in der freifließenden Alz und ist nicht nennenswert vom Kraftwerksbetrieb beeinflusst.

Der Grundwasserstand im Ort wurde in diesem Zeitraum an zwei Pegeln („Galgenpoint“ und „Tacherting Ort“) manuell gemessen, zusätzlich wurden 1998 vier automatische Pegel (B1 bis B4) installiert. Die Lage der Messstellen ist in Abb. 2 dargestellt.

Der Beobachtungszeitraum gliedert sich in drei Abschnitte (Abb. 3). Der erste Abflusszustand herrschte bis 1995, als die Sohle der Alz im Bereich der Mündung des Werkkanals vom Kraftwerk II durch Kiesbaggerungen eingetieft wurde. Die zweite Änderung war die Erhöhung des Stauziels am Wehr Tacherting 1998 im Rahmen des Naturversuches. Damit begann der dritte Abschnitt des Beobachtungszeitraumes, der bis 2001 andauerte.

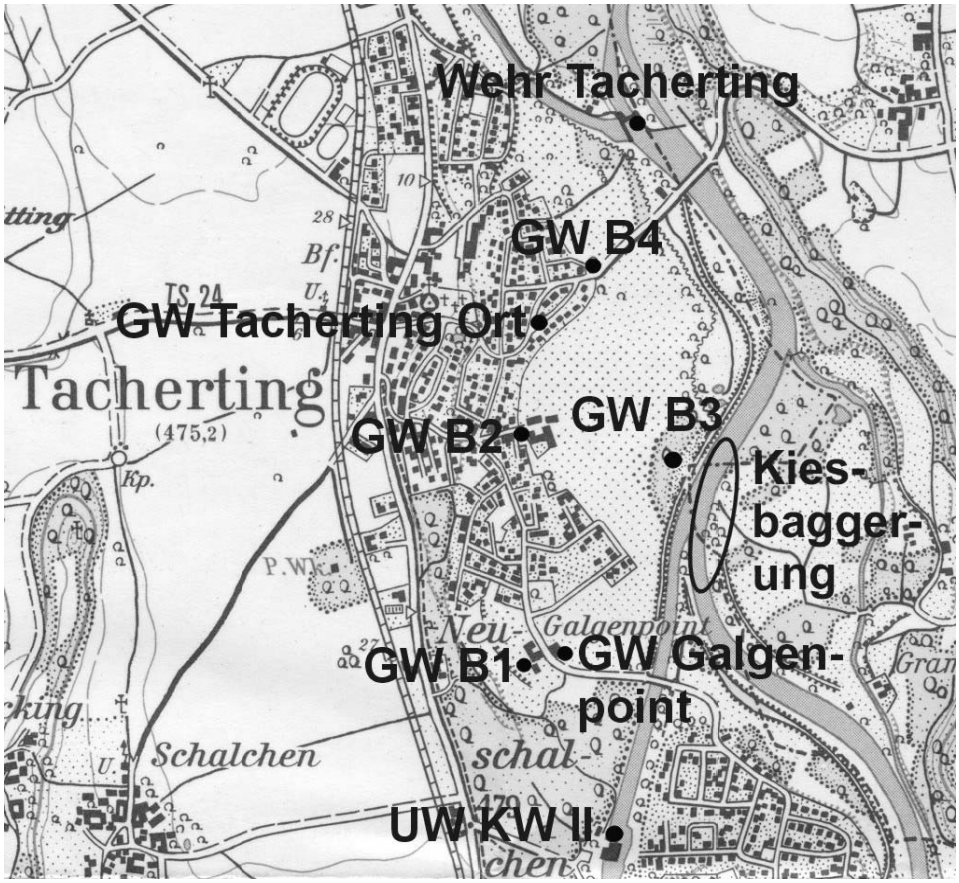


Abb. 2 Lageplan mit Messstellen

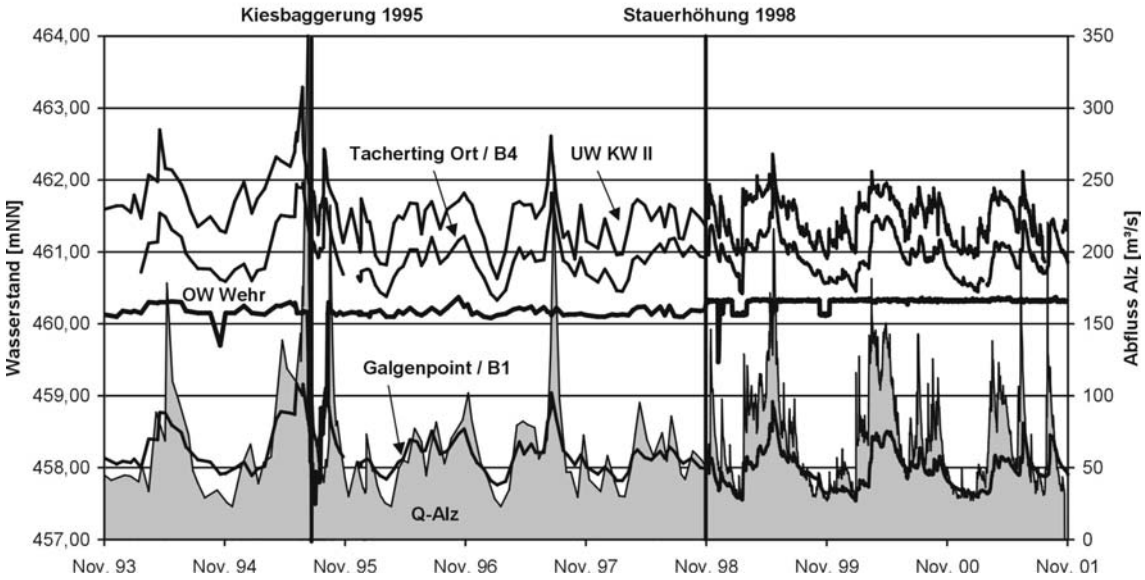


Abb. 3 Beobachtungszeitraum dieser Untersuchung

3 Kiesbaggerung

Durch die Kiesentnahme im Bereich des Alzspitzes (siehe Abb. 2) sank der Wasserstand der Alz dort um ca. 0,5 m ab. Diese Veränderung wird sowohl bei der Betrachtung der Abflusskurven (Abb. 4) als auch durch die mittleren Fließtiefen (Tab. 1) deutlich. Die Mittelwerte der Pegel im Beobachtungszeitraum zeigen auch klar, dass sich die Absenkung des Alzwasserstandes auf den Grundwasserstand ausgewirkt hat. Dieser sank an allen drei Beobachtungspegeln um ca. 30 cm.

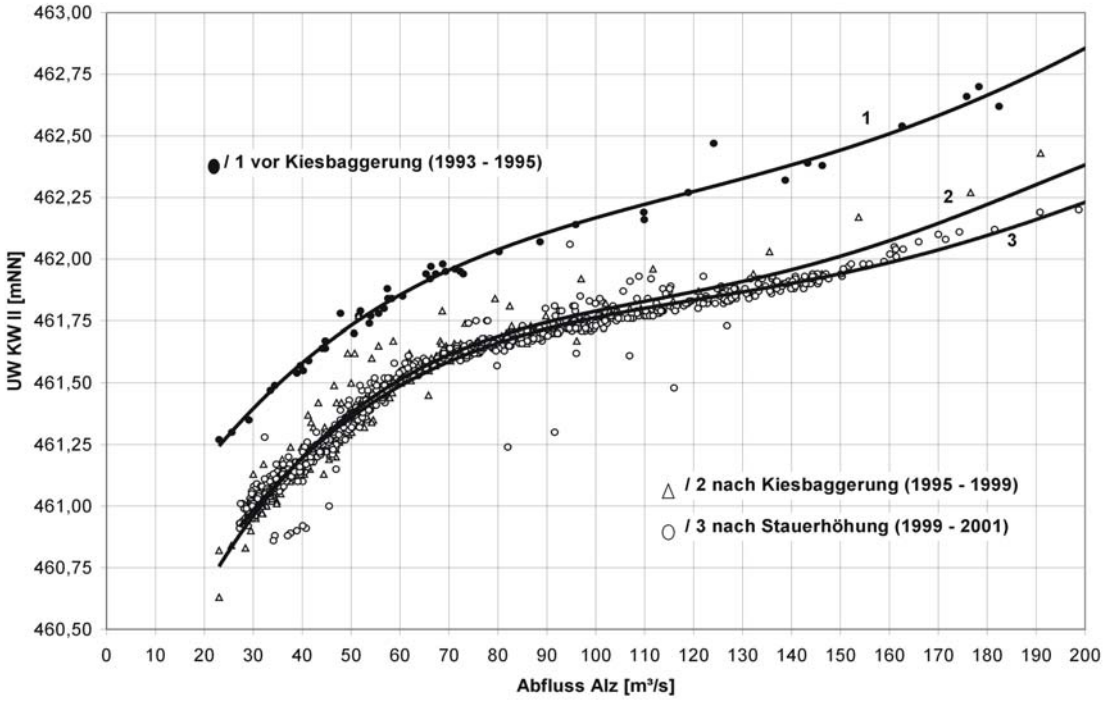


Abb. 4 Abflusskurven der Alz oberhalb des Staubereiches

	vor Kiesbaggerung 1993-1995	nach Kiesbaggerung 1995-1998	nach Stauerhöhung 1998-2001
Abfluss Alz	90,09 m³/s	61,01 m³/s	70,14 m³/s
Alz-Pegel UW KW II	461,97 mNN	461,42 mNN	461,47 mNN
Alz-Pegel Wehr	460,19 mNN	460,16 mNN	460,31 mNN
GW „Galgenpoint“	461,21 mNN	460,86 mNN	460,88 mNN
GW „Tacherting Ort“	458,42 mNN	458,13 mNN	458,13 mNN

Tab. 1 Mittelwerte des Abflusses der Alz und der Pegel über den jeweils angegebenen Zeitraum

4 Naturversuch

Ende 1998 wurde das Stauziel der Alz am Wehr in Tacherting um 20 cm auf 460,33 mNN angehoben. Begleitend dazu wurde der Grundwasserstand im Ortsbereich an den vier Beobachtungspegeln B1 bis B4 automatisch aufgezeichnet. Abb. 5 zeigt die Ganglinien der Pegel.

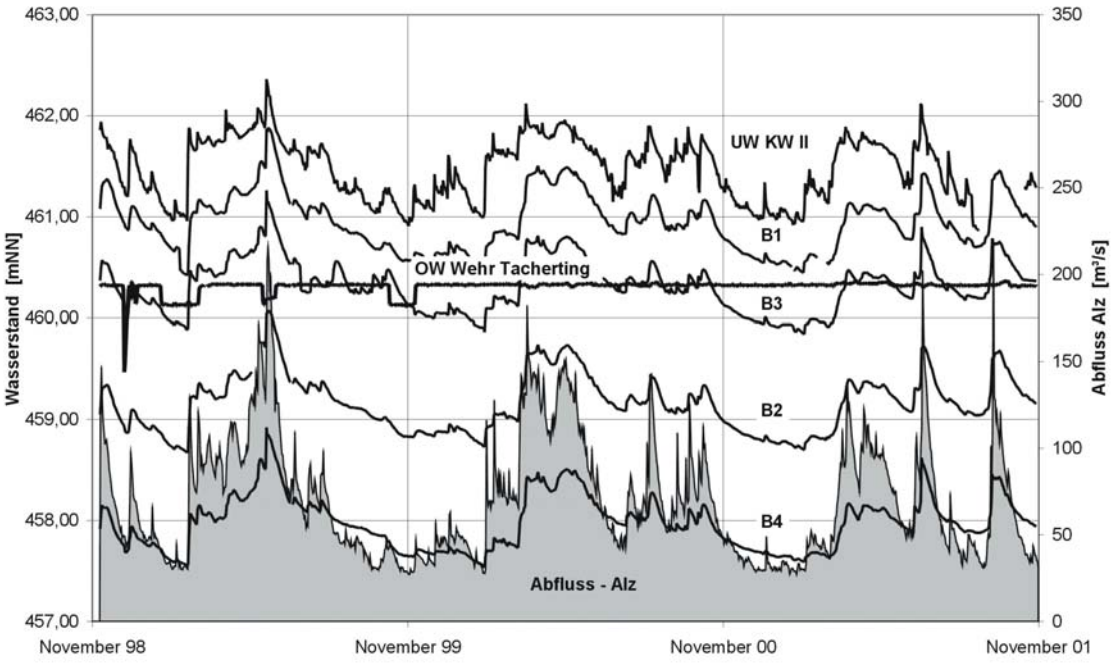


Abb. 5 Pegelganglinien 1998-2001

Der Stau am Wehr wurde bis auf wenige Unterbrechungen (z. B. während des Hochwassers an Pfingsten im Mai 1999) konstant gehalten. Der Wasserstand der freifließenden Alz zeigt dagegen deutliche Schwankungen. Diese korrespondieren mit dem Abfluss. Die aus den Messungen ermittelte Abflusskurve zeigt keine Unterschiede der Verhältnisse vor und nach der Stauerhöhung. Dadurch ist sichergestellt, dass der verwendete Alzpegel außerhalb des Staubereiches des Wehres liegt.

Im Gegensatz zu den Veränderungen durch die Kiesbaggerung 1995 wurden die Mittelwerte der Pegel durch die Stauerhöhung kaum verändert. Obwohl der mittlere Abfluss während dem Naturversuch deutlich um 15% höher lag als in den Vorjahren, stieg der Alzpegel im Unterwasser von Kraftwerk II nur um 5 cm, die Grundwasserpegel blieben im Durchschnitt unverändert (Tab. 1). Damit kann schon festgestellt werden, dass die Stauerhöhung bei den beobachteten Abflüssen keinen Einfluss auf den Grundwasserstand im Ort Tacherting hatte.

Zur weiteren Untersuchung der Abhängigkeiten wurden die Korrelationskoeffizienten zwischen den Messreihen des Grundwassers und den relevanten Abflusspegeln gebildet (Tab. 2). Der mittlere Grundwasserstand wurde dabei als Hilfsgröße durch arithmetische Mittelung der Pegel B1 bis B4 errechnet. Die Analyse der Daten zeigt, dass die Korrela-

tionskoeffizienten zwischen dem Grundwasserstand und dem Pegel, bzw. dem Abfluss der freifließenden Alz sehr hoch sind. Die höchsten Korrelationen ergeben sich dabei unter Berücksichtigung einer Reaktionszeit des Grundwassers von zwei Tagen.

Die Korrelationskoeffizienten der Ganglinien des Grundwasserstandes und des Oberwasserstandes am Wehr sind dagegen sehr gering, die Reaktion der Grundwasserpegel beim Ablauf einer Hochwasserwelle werden somit kaum vom Staupegel am Wehr beeinflusst.

Korrelierte Messwerte	Mittlerer Grundwasserstand am selben Tag	Mittlerer Grundwasserstand nach zwei Tagen
Abfluss Alz	0,86	0,89
Pegel UW KW II	0,85	0,87
Pegel OW Wehr	0,09	0,09

Tab. 2 Korrelationskoeffizienten der Messwerte während des Naturversuches

5 Numerische Modellierung

Als Alternative zu der Durchführung und Auswertung des Naturversuches wurde ein numerisches Modell der Grundwasserströmung im Alztal im Bereich von Tacherting erstellt. Ziel dabei war es, zum einen die grundsätzliche Modellierbarkeit des Grundwasserstromes unter minimalem Aufwand bei der Datenerhebung zu beurteilen und zum anderen die Schlussfolgerungen aus dem Naturversuch zu verifizieren.

Die Modellierung wurde mit dem Programmpaket FEFLOW von WASY [2001] durchgeführt. Basierend auf einer allgemeinen Grundwassergleichenkarte wurde das Modellgebiet so gewählt, dass im Talbereich der Alz bekannte Potenzialhöhen als Randbedingungen angesetzt werden konnten. Die übrigen Modellränder verlaufen senkrecht zu den Potentiallinien, der Durchfluss wurde dort zu Null gesetzt. Die Grundwasserströmung wurde im gesättigten Porenraum mit freier Oberfläche und einer konstanten Grundwasserneubildungsrate beschrieben. Der Austausch zwischen den Oberflächengewässern und dem Grundwasser wurde in Form von Transferrandbedingungen angesetzt. Dabei wird der Austausch aus der Durchlässigkeit der oberflächennahen Schicht und dem Wasserstand im Gewässer ermittelt. Es werden sowohl stationäre Pegelstände als auch Abflussganglinien der Alz angesetzt.

6 Modellkalibrierung

Da für die Modellierung nur allgemeine Daten aus geologischen Karten und wenigen Aufschlussbohrungen zur Verfügung standen, mussten die Modellparameter zunächst plausibel geschätzt werden. Die wesentlichen Kalibrierparameter waren die Durchlässigkeitsbeiwerte des Bodens und die Austauschraten zwischen Oberflächen- und Grundwasser.

Das Modellgebiet wurde aufgeteilt in die Talsohle mit einem kiesigen Grundwasserleiter, den Talflanken mit einem steilen Grundwassergradienten und den anschließenden Hügelbereichen mit einem erneut flacheren Grundwassergradienten. Die Durchlässigkeiten dieser unterschiedlichen Bereiche wurden so eingestellt, dass die in einer stationären Berechnung ermittelte Grundwasseroberfläche möglichst gut mit dem Datenmaterial aus der Grundwassergleichenkarte übereinstimmt (Abb. 6). Besonderer Wert wurde dabei auf die Genauigkeit im Ortsbereich von Tacherting gelegt, in den Randbereichen des Modells wurden größere Abweichungen akzeptiert. Da die Grundwassergleichenkarte auch nur verhältnismäßig unscharfe Werte liefert, wurde eine Genauigkeit im Dezimeterbereich als ausreichend erachtet.

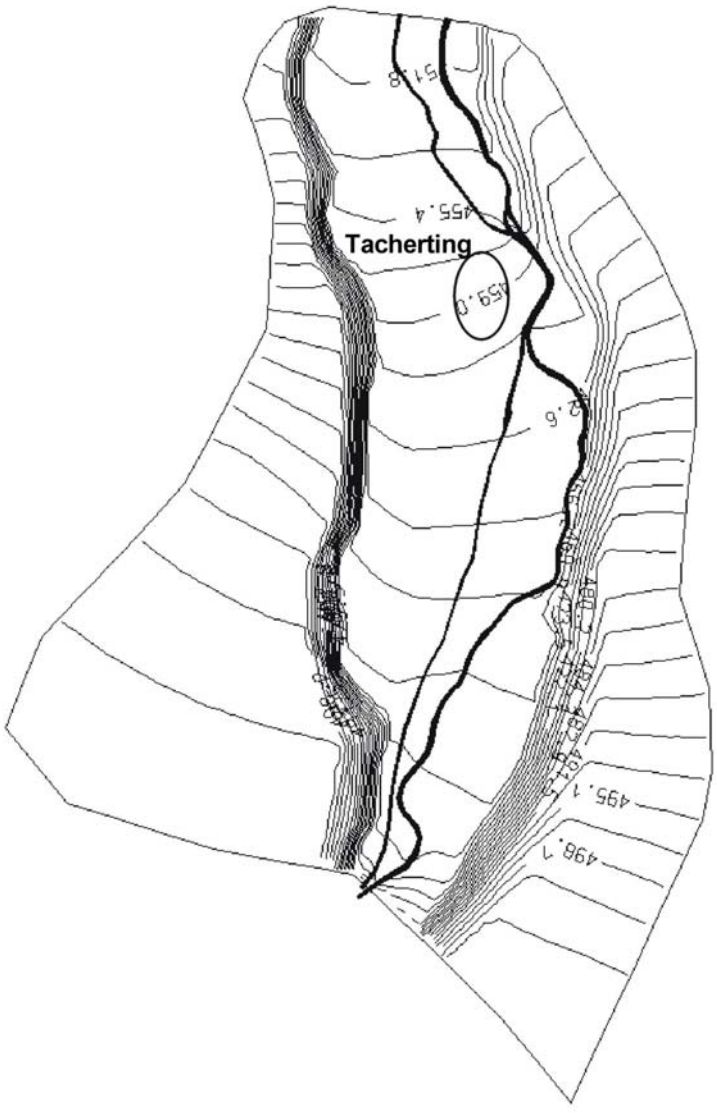


Abb. 6 Modellgebiet und stationäre Grundwassergleichen im Ist-Zustand

Die Kalibrierung der Austauschraten zwischen Alz und Grundwasser wurde durch eine instationäre Berechnung, basierend auf der Abflussganglinie während dem Pfingsthochwasser 1999 durchgeführt. Die gemessenen und nach der Kalibrierung berechneten

Pegelstände sind in Abb. 7 dargestellt. Durch die Kalibrierung wurde eine Modellbeschreibung erreicht, die die Wasserstände im Ortsbereich (Pegel B2 und B4) eher zu hoch berechnet.

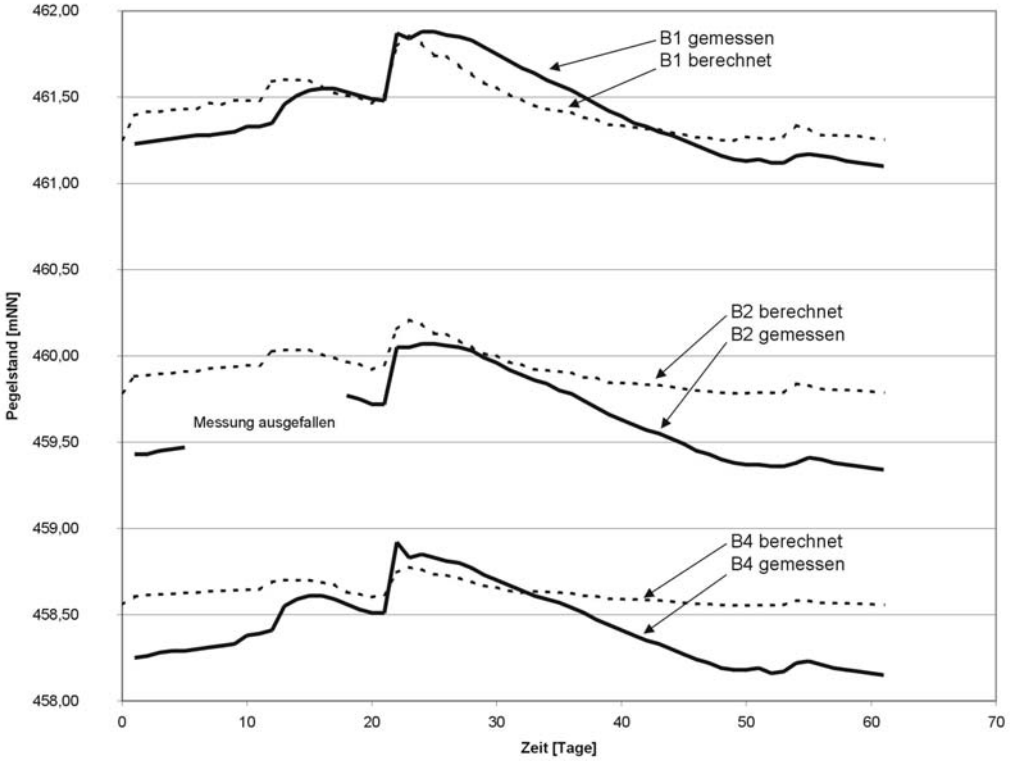


Abb. 7 Ganglinien der Pegel B1 bis B4 – Messung und Berechnung

7 Simulation der Stauerhöhung und Strömungsbild

Nach der Kalibrierung wurde das Modell verwendet um die geplante Stauerhöhung zu simulieren. Dazu wurden neben dem Ist-Zustand zwei stationäre Stauerhöhungs-Zustände untersucht, die geplante Anhebung um 20 cm (Tab. 3) und eine fiktive Erhöhung um 50 cm. Der Wasserstand der Alz wurde dabei entsprechend dem MQ = 60 m³/s angenommen.

Stauziel Wehr Tacherting	B1	B2	B3	B4
460,13 mNN (ist)	461,14	459,41	460,35	458,23
460,33 mNN (geplant)	461,14	459,44	460,41	458,30

Tab. 3 Ergebnisse der stationären Berechnung

Deutlich zu erkennen ist, dass zwischen dem Ist-Zustand und der geplanten Stauerhöhung um 20 cm ein Anstieg der Pegelwerte berechnet wurde. Dieser ist jedoch mit 3 cm bis 7 cm wesentlich geringer als die Stauerhöhung. Die Abminderung kann bei Betrachtung des Grundwasserströmungsbildes erklärt werden. Erst die Berechnung eines zwei-

ten Lastfalles einer Stauerhöhung um 50 cm zeigte einen Grundwasseranstieg im Dezimeterbereich.

Zwar ist die Modellierung hinsichtlich der Berechnung quantitativer Wasserstände größeren Einschränkungen unterworfen – aufgrund der knappen Datengrundlage zur Kalibrierung, so zeigt die Betrachtung des Strömungsbildes aber einen wesentlichen Vorteil der Simulation. Die Geschwindigkeitsvektoren (Abb. 8) zeigen die berechnete Grundwasserströmung im Ortsbereich von Tacherting. Erkennbar ist die allgemeine Fließrichtung nach Nordwesten und die Drainagewirkung des Unterwassers am Kraftwerk II und Wehr Tacherting. Besonders der Unterwasserstand am Wehr Tacherting beeinflusst dabei den Grundwasserstand im Ortsbereich. Das Wasser strömt dort unter dem ausgeleiteten Kanal zur Alz. Die Fließrichtung stimmt mit dem beobachteten Gradienten zwischen den Pegeln überein. Die Alz im Unterwasser vom Wehr verhindert hier als Vorflut eine Anhebung des Grundwassers im Ort. Der Grundwasserstand steigt, wenn der Unterwasserstand ebenfalls ansteigt, wie es bei abfließenden Hochwasserwellen der Fall ist.

Nur eine Anhebung des Stauziels bei gleichem Unterwasserstand (Planungszustand) hat dagegen keinen großen Einfluss auf die Grundwasserströmung. Ein Ansteigen der Grundwasserpegel im Ortsbereich wird außerdem durch die Tatsache verhindert, dass eine Stauerhöhung hauptsächlich im kolmatierten Staubereich wirkt. Die dort geringeren Austauschraten zwischen Oberflächen- und Grundwasser sind auch der Grund für die starke Dämpfung der Grundwasserspiegelschwankungen bei den instationären Berechnungen. Erst wenn der Wasserstand in den weniger kolmatierten Bereichen oberstrom der Stauwurzel steigt (Hochwasserfall), ist ein stärkerer Zustrom in das Grundwasser beobachtbar.

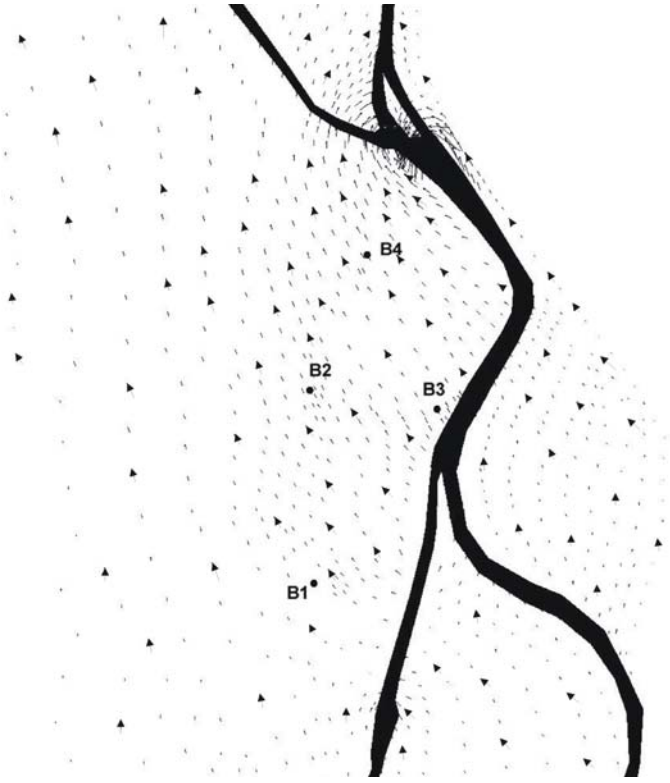


Abb. 8 Oberflächengewässer und Grundwasserströmungsvektoren

8 Zusammenfassung

Durch die Analyse der beobachteten Grundwasserpegel während einem Stauversuch am Wehr Tacherting an der Alz konnte festgestellt werden, dass die vorgenommene Stauerhöhung keinen Einfluss auf den Grundwasserstand im Ortsbereich von Tacherting hat. Die Mittelwerte der Pegel zeigten keinen Anstieg. Der Vergleich mit einem Abflusszustand der Alz vor einer Kiesbaggerung zeigt dagegen eine deutliche Abhängigkeit des Grundwasserstandes vom Flusspegel der Alz in der Fließstrecke oberhalb des Staubereiches. Dies kann durch die Betrachtung der Korrelationen zwischen Grundwasser- und Alz-Wasserstandsganglinien untermauert werden.

Die numerische Modellierung der Wasserbewegungen zeigt, dass mit den nur wenigen zugrundegelegten Messwerten und Bodenaufschlüssen erwartungsgemäß keine exakten quantitativen Aussagen über die Grundwasserpegel möglich sind. Die Analyse des berechneten Grundwasserströmungsbildes zeigt jedoch deutlich, dass der Grundwasserstand durch die Drainagewirkung der Alz unterstrom des Wehres Tacherting nördlich des Ortes reguliert wird. Der durch die Stauerhöhung bewirkte zusätzliche Zustrom aus der Alz in das Grundwasser wird dadurch abgeleitet. Die abdichtende Wirkung der Kolmation im Staubereich begrenzt diesen außerdem mengenmäßig.

Ein wesentlicher Anstieg des Grundwasserstandes kommt nur zu Stande, wenn der Alzwasserstand sowohl oberhalb des Staubereiches (grundwasserspeisend), als auch im Unterwasser des Wehres (grundwasserdrainierend) ansteigt. Dies ist nicht bei einer Stauerhöhung sondern nur bei abfließenden Hochwasserwellen der Fall.

Literatur

WASY (2001)

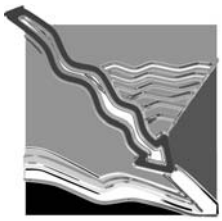
FEFLOW 4.9, Finite Element Subsurface Flow & Transport Simulation System.
White Paper, Reference Manual, User's Manual
WASY GmbH, Berlin.

Anschriften der Verfasser

Gerhard Haimerl und Manfred Schindler
Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft,
Technische Universität München, Arcisstr. 21, D-80290 München.

Klaus Winter
Degussa AG Trostberg, Dr.-A.-Frank-Str. 32, D-83308 Trostberg.

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



Integration ein– und zweidimensionaler Modelle zur hydrodynamischen Simulation von Gewässersystemen

Cornel Beffa

ZUSAMMENFASSUNG

Der Beitrag beschreibt einen innovativen Ansatz, wie sich durch eine Kombination von ein– und zweidimensionalen Teilmodellen auch sehr komplexe Gewässersysteme gesamtheitlich abbilden lassen. Auf eine sorgfältige Definition der Nahtstellen zwischen den einzelnen Teilmodellen wird ein besonderes Augenmerk gelegt. Das neue Verfahren erweitert den Einsatzbereich von hydrodynamischen Modellen und erleichtert die Qualitätssicherung bei der Bearbeitung grosser Projekte.

1 EINLEITUNG

Kenntnisse über die vielfältigen Funktionen eines Fliessgewässers sind für eine zeitgemässe wasserbauliche Planung unerlässlich (WBG 1991). Die bisher üblichen Berechnungsmethoden sind jedoch kaum geeignet, Prozesse ausserhalb des eigentlichen Gerinnebereiches zu beurteilen. Als Alternativen zu Normalabfluss– und Staukurvenrechnung bieten sich hydrodynamische Abflussmodelle an, welche auf den Erhaltungsgleichungen für Volumen und Impuls basieren. Eindimensionale (1D–) Modelle haben sich zur Beschreibung von instationären Abflüssen in Gerinnen und Gerinnenetzen bewährt und stellen ein erprobtes, praxistaugliches Werkzeug dar (Cunge et al. 1980). Zweidimensionale (2D–) Modelle sind geeignet zur Simulation von flächigen Abflüssen mit unbekannter oder wechselnder Fliessrichtung, beispielsweise Strömungen in Vorländern, Ueberflutungsgebieten oder Aestuaren (Connell et al. 2001). Zum Anwendungsgebiet zählen auch eher kleinskalige Simulationen von Strömungen in Gerinnekurven, Ablösungen bei Buhnen oder seitliche Einleitungen (DVWK 1999).

Bei simultaner Modellierung von Gerinne– und Vorlandabfluss stellt sich das Problem, wie sich unterschiedliche Längenskalen in einem Modell abbilden lassen (Tabelle 1).

Längenskala	*klein*	*gross*
Gerinnebreite	1 m	100 m
Vorlandbreite	100 m	10'000 m
Gerinnelänge	1000 m	100'000 m

Tabelle 1 – Typische Längenskalen für Gerinne– und Vorlandabfluss

Aus praktischen Gründen (Glattheit der Berechnungsnetze, Zeitschrittlängen) sind grossräumige 2D–Berechnungen bei Skalenverhältnissen über 100 kaum effizient durchzuführen. Eine getrennte Berechnung von Gerinneabfluss mittels Staukurven und die anschliessende 2D–Berechnung des Vorlandabflusses vermag der Wechselwirkung

zwischen Gerinne– und Vorlandabfluss nur in den wenigsten Fällen gerecht zu werden. Bechteler et al. (1993) schlagen deshalb die Kopplung von 1D– und 2D–Modellen vor. Dabei folgt das 1D–Modell den Gitternetzlinien des 2D–Modelles, was für praktische Anwendungen eine unbefriedigende Einschränkung darstellt. Laguzzi et al. (2001) ermöglichen mit ihrem Vorschlag eine flexiblere Anordnung der Gerinneachse, wobei die Querprofile des 1D–Modelles automatisch mit benachbarten Gitterknoten des (strukturierten) 2D–Modelles verknüpft werden. Beiden Ansätzen gemeinsam ist die direkte Einbindung des 1D– in das 2D–Modell. Ohne händische Korrektur wird der Gerinneschlauch somit doppelt abgebildet: Im 1D–Modell durch die Querprofile und zusätzlich im Geländemodell des 2D–Modells. Das Problem wird verschärft, indem auf Rechteckgitter basierende Modelle eine relativ hohe Auflösung aufweisen müssen, um diagonal verlaufende Geländestrukturen korrekt abbilden zu können.

Eine geometrisch einwandfreie Abbildung der Nahtstelle von 1D– und 2D–Modellen ist nur möglich durch flexible Berechnungsnetze, welche sich dem Gerinneschlauch anschmiegen können. Das hydrodynamische Programm FLUMEN[1] basiert auf einem solch flexiblen Dreiecksnetz. Im folgenden werden wesentliche Teile dieses Programmsystems und dessen Modul zur Integration von verschiedenen Submodellen näher erläutert.

2 GERINNEABFLUSS

Der 1D–Modul zur Abflussberechnung basiert auf den Erhaltungsgleichungen von De Saint–Venant (Cunge et al. 1980). Das Flussgerinne wird wie gewohnt mittels Querprofilen beschrieben, welche zugleich die Knoten des Berechnungsschemas darstellen. Zur Lösung der Erhaltungsgleichungen wird ein explizites, zellenzentriertes Finite–Volumen (FV) Verfahren verwendet mit Flux–Difference–Splitting nach Roe (Roe 1981). Das Verfahren zeichnet sich durch hohe numerische Stabilität auch für gemischt unter– und überkritische Abflussregimes aus (Beffa 1994). Für alpine und voralpine Gewässer ist diese Eigenschaft von erheblicher praktischer Bedeutung.

Variable Sohlenrauheiten werden mittels „Rauheitscodes" parameterisiert, wahlweise mit der empirischen Formel von Manning–Strickler (Strickler 1923) oder dem logarithmische Reibungsgesetz für glatte und rauhe Berandungen. Bei Wehren, Abstürzen oder Eindolungen wird die Impulsgleichung durch geeignete Abflussbeziehungen ersetzt, wobei auf bewährte Ansätze aus der Gerinne– und Rohrhydraulik zurückgegriffen wird.

Zur Berechnung von Gerinnesystemen werden die Querprofile zu „Flussästen" (engl. branches) zusammengefasst. Die beiden Enden eines Flussastes können dabei entweder einen Zu– oder Wegflussrand darstellen, oder mit anderen Flussästen vernetzt werden. Auf diese Weise lassen sich Baumstrukturen (trees) und Schlaufen (loops) abbilden (vgl. Abbildung 1).

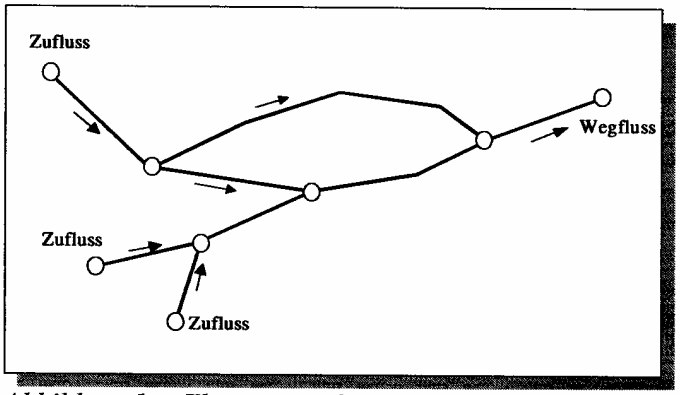


Abbildung 1 – Flussäste und Gerinnesystem

1 FLUvial Modelling ENgine. Weitere Informationen unter http://www.fluvial.ch/p/flumen.html

3 FLÄCHIGER ABFLUSS

Der 2D–Modul basiert auf den Erhaltungsgleichungen für Volumen und Impuls (in x– und y–Richtung), den sog. „tiefengemittelten Flachwassergleichungen“ (Beffa 1994). Diese Gleichungen werden mit einem expliziten, zellenzentrierten FV–Verfahren und Flux–Difference Splitting nach Roe (analog dem 1D–Modul) gelöst. Zur Diskretisierung des Terrains wird ein unstrukturiertes Dreiecksnetz (TIN) verwendet, welches sich optimal an vorhandene Geländestrukturen (Dämme, Gräben) anpassen lässt. Numerische Konsistenz wird durch Verwendung von sog. „glatten Netzen“ erreicht (Abbildung 2). Mittels Qualitätsverdichtung (Ruppert 1995) wird der Modellbereich durch immer feiner werdende Dreiecke aufgefüllt. Als Abbruchkriterien dienen die Mindestgrösse der Winkel zwischen den Dreieckseiten und die maximal zulässige Dreiecksfläche.

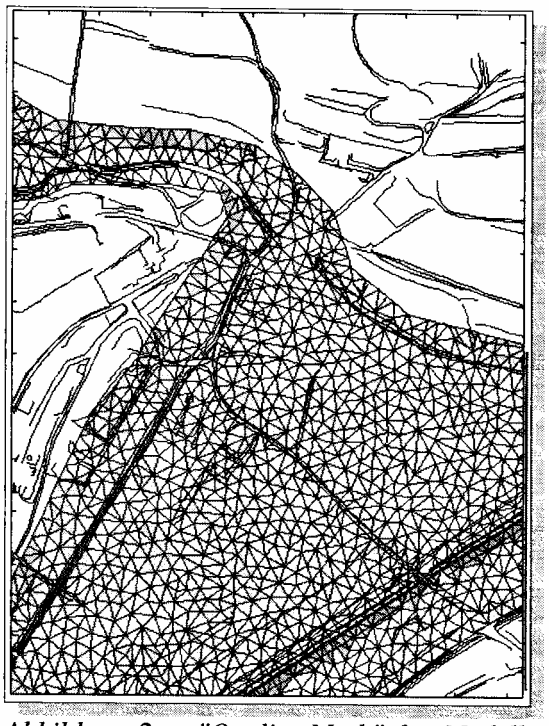


Abbildung 2 – "Quality Mesh" für Modellperimeter Mühlebach (Mirchel , Kt. Bern)

Hilfreich zur Simulation von Ausuferungen ist die Möglichkeit von „trockenen Starts“. Das Berechnungsverfahren erkennt selbständig, welche Gebiete während der Simulation neu benetzt werden oder beim Rückgang eines Hochwassers wieder trocken fallen. Für die Berechnung eines Zeitschrittes relevant sind dabei lediglich die Zellen, welche benetzt sind oder benetzte Nachbarzellen aufweisen. Neben Sohlenrauheiten kann auch der Einfluss von durchströmtem Bewuchs modelliert werden (Lindner 1982). Aehnlich dem 1D–Modul lassen sich die Bestimmungsgleichungen für die Flüsse über die Zellenseiten an spezifische Abflussituationen (z.B. Wehre) anpassen.

4 INTEGRATION 1D - 2D

Die Teilmodelle für Gerinne– und Vorlandabfluss können unabhängig voneinander erstellt, verifiziert und betrieben werden. Somit ist es möglich, komplexe Systeme in einzelne Submodelle aufzuteilen, was die Modellierung wesentlich erleichtert.

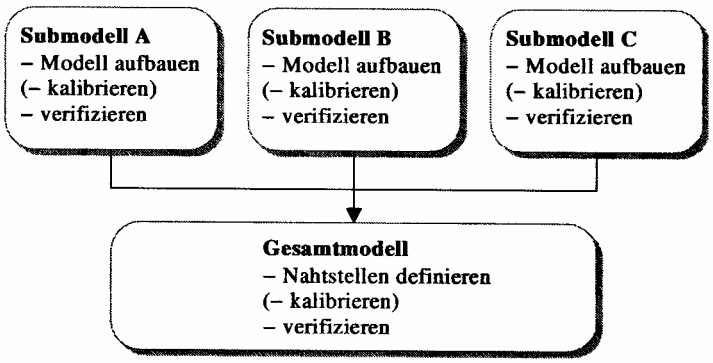


Abbildung 3 – Integration von Submodellen

Die verifizierten Submodelle werden in einem separaten Arbeitsschritt in ein Gesamtmodell integriert. Daran schliesst sich die Verifikation der Nahtstellen und des Gesamtsystems an (vgl. Abbildung 3).

4.1 Definition der Nahtstelle

Die topologische Beziehung zwischen den Querprofilen der 1D–Modelle und den Zellen der 2D–Modelle lässt sich weitgehend automatisch bestimmen. Dazu muss die Lage der Querprofile in Bezug auf das 2D–Netz bekannt sein. Das bedeutet, die oft in lokalen Koordinatensystemen definierten Querprofile müssen georeferenziert werden. Anschliessend lassen sich für jedes Querprofil die Abstände zu den Rändern der 2D–Netze bestimmen. Alle Randkanten innerhalb eines vorgegebenen Fangkreises stellen mögliche Kandidaten für eine Nahtstelle dar. Davon werden diejenigen Kanten ausgewählt, welche links und rechts der Gerinneachse den kleinsten Abstand zum betrachteten Querprofil aufweisen (vgl. Abbildung 4). Finden sich innerhalb des Fangkreises keine Randkanten, so ist das Querprofil ohne Verbindung zum 2D–Netz. Liegen die möglichen Kandidaten alle auf der gleichen Gerinneseite, so besteht nur eine Verbindung zum 2D–Netz.

Idealerweise existiert pro Querprofil *eine* zugehörige Randzelle auf jeder Gerinneseite. Dies ist dann der Fall, wenn die Querprofilabstände mit den Kantenlängen des Berechnungsnetzes übereinstimmen. Häufig sind die Abstände der vorhandenen Querprofile jedoch grösser und es empfiehlt sich eine Verdichtung der Querprofile. Dies lässt sich in GIS–Systemen oder in eigens dafür entwickelten Präprozessoren[2] erledigen. Liegen die Gerinnedaten bereits in der Form eines Geländemodelles vor, ist lediglich ein Profilabgriff nötig.

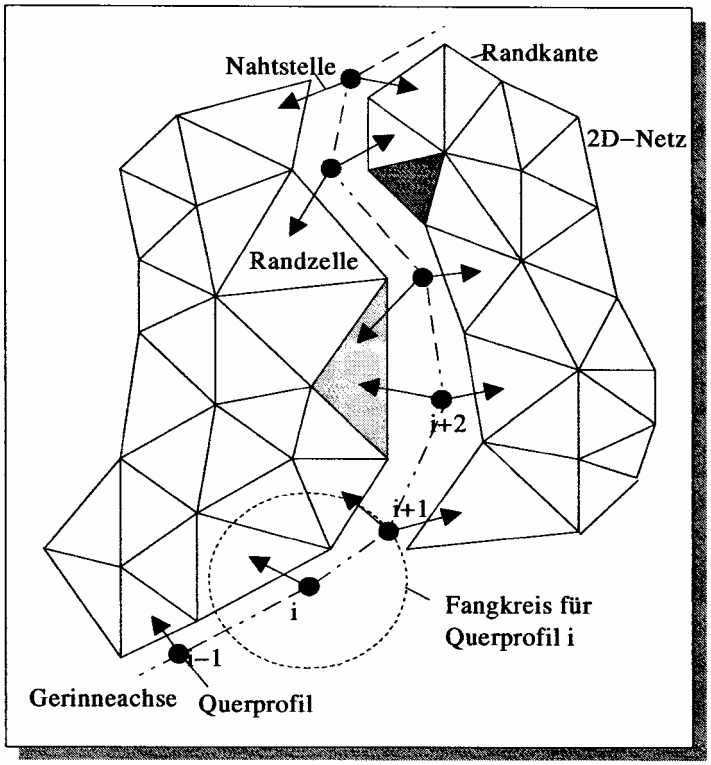


Abbildung 4 – Automatisches Bestimmen der Nahtstelle zwischen 1D– und 2D–Modellen.

Aus Sicht der Randzellen ist die Anzahl Verbindungen zu Querprofilen beliebig. In der Prinzipskizze (Abbildung 4) variiert die Zahl zwischen null (dunkelgraue Zelle) und zwei (hellgraue Zelle).

4.2 Abfluss über die Nahtstelle

Bechteler et al. (1993) verwenden zur Bestimmung der Austauschwassermenge zwischen 1D– und 2D–Modellen eine Wehrformel vom Typ Poleni. Laguzzi et al. (2001) lösen bei der Schnittstelle zwischen 1D– und 2D–Modell eine Volumenbilanzgleichung, machen jedoch keine expliziten Angaben, wie die Flüsse über die Nahtstellen bestimmt werden.

Aus hydraulischer Sicht erscheint es sinnvoll, den lateralen Austausch zwischen Gerinne– und Vorlandabfluss als eine Art „Streichwehr" zu betrachten. Die Wehrhöhe

2 vgl. http://www.fluvial.ch/p/fluviz.html

entspricht dabei der Dammhöhe im Querprofil oder der Terrainhöhe in der zugehörigen Randzelle (massgebend ist der Maximalwert). Die Wehrbreite ergibt sich aus der Breite der Randkante oder dem Abstand zwischen den Querprofilen (massgebend ist der Minimalwert). Die Austauschwassermenge pro Zeiteinheit lässt sich somit durch eine Poleni-artige Ueberfallformel abschätzen (z.B. Vischer und Huber 1993)

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

mit m = Ueberfallbeiwert (für breitkronige Wehre m = 0.58), B = Wehrbreite, g = Erdbeschleunigung und h = Ueberfallhöhe (= Abflusshöhe beim Querprofil bezogen auf die Wehrhöhe). Der Einstaufaktor kann nach Hager (1986) abgeschätzt werden zu

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

mit H = Energiehöhe im Oberwasser (Index o) und Unterwasser (Index u) jeweils bezogen auf die Wehrhöhe sowie dem Potenzfaktor a (für breitkronige Wehre a = 4.0). Damit wird ein vorhandener Einstau vom Unterwasser berücksichtigt und verhindert, dass ein Abfluss entgegen dem Energiegefälle auftritt (bei Gleichstand von H_o und H_u wird der Einstaufaktor zu Null).

Beim Zurückströmen vom Vorland in das Gerinne wird die Nahtstelle direkter angeströmt und es stellt sich ein Abfluss wie über ein festes Wehr ein. Gleichung (1) kann auch hier verwendet werden, wobei die Energiehöhe im Vorland anstelle der Ueberfallhöhe eingesetzt wird. Der Einstaufaktor wird sinngemäss mit Gleichung (2) ermittelt.

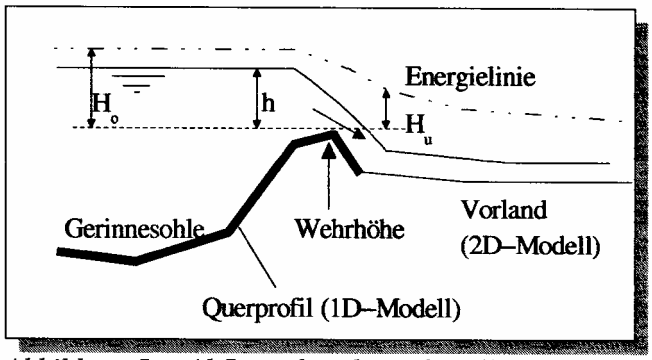


Abbildung 5 – Abfluss über die Nahtstelle "Gerinne – Vorland"

5 ANWENDUNG CHISEBACH

Die oben vorgestellte Integration von 1D- und 2D-Modellen ist erstmals im Rahmen der Studie „Hochwasserschutzkonzept Chisebach" (Kt. Bern) eingesetzt worden. Der Chisebach ist ein eher unscheinbares Gewässer mit einer Gerinnebreite zwischen 1.5 und 6 Meter, das zusammen mit seinen Zuflüssen ein Einzugsgebiet von 66 km^2 entwässert. Bis zu seiner Mündung in die Aare in Kiesen unterhalb Thun durchquert der Chisebach neun politische Gemeinden und legt dabei eine Strecke von 16 km zurück. Charakteristisch für das Einzugsgebiet ist die stark abflussdämpfende Wirkung durch die Ueberflutungen von Landwirtschaftsland und Siedlungsgebieten bei relativ häufig auftretenden Abflussmengen (IHW und Horat & Scherrer AG 1999).

Die hydrodynamische Modellierung des Chisebaches dient u. a. folgenden Fragestellungen:

- Wie gross ist die aktuelle Hochwassergefährdung (Gefahrenbeurteilung, Gefahrenkarte)?

- Welche Auswirkungen hätte ein Gerinneausbau auf die Hochwasserspitzen und die Hochwassergefährdung der Unterlieger (Gefahrenverlagerung durch Massnahmen)?
- Wie verändert sich die Gefahrensituation nach Schaffung zusätzlichen Retentionsraumes (Gefahrenreduktion durch Massnahmen)?

5.1 Modellaufbau

Als Grundlagen für die Modellierung standen aus der amtlichen Vermessung und ergänzenden photogrammetrischen Aufnahmen detailierte Terrainmodelle des Perimeters zur Verfügung. Nach Anpassungen der Sohlenlage konnten die Querprofile des Gerinneschlauches in Abständen von 20 m abgegriffen werden. Das solchermassen erzeugte Gerinnemodell der Chise und des parallel laufenden Mühlekanals enthält rund 900 Querprofile. Eine vollständige 2D–Modellierung des Gerinneschlauches hätte bei einem Längen–/Breitenverhältnis von 10'000 zu unrealistisch langen Berechnungszeiten geführt.

Die angrenzenden Ueberflutungsgebiete sind mit insgesamt neun 2D–Modellen abgebildet worden. Die Berechnungsnetze mit maximalen Zellengrössen zwischen 50 m² (Siedlungsgebiet) und 150 m² (übriges Gebiet) weisen insgesamt 68'000 Zellen auf. Lineare Geländestrukturen (beispielsweise Strassen, Feldwege, Eisenbahnlinien) sind in der Delaunay–Triangulation als Zwangslinien berücksichtigt worden. Kleinräumige Strukturen wie Gebäude oder lokale Aufschüttungen sind nur soweit erfasst worden, als sie die Abflussausbreitung wesentlich beeinflussen.

Die automatische Verknüpfung von 1D– und 2D–Modellen führt auf über 1400 topologische Verbindungen, welche den Austausch zwischen den Teilmodellen beschreiben.

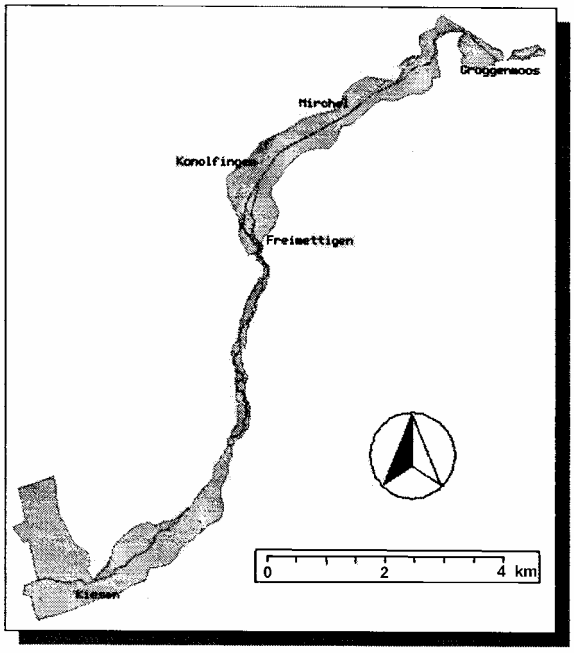


Abbildung 6 – Modellperimeter HWSK Chisebach

5.2 Randbedingungen

Die Abflussganglinien der Seitenzuflüsse und der Zwischeneinzugsgebiete sind mittels Niederschlags–Abflussmodellierung generiert worden (Scherrer AG in prep). Dabei sind kurze, mittlere und lange Niederschlagsereignisse mit jeweils unterschiedlichen Wiederkehrperioden (10, 30, 100, 300 und 1000 Jahre) zugrunde gelegt worden. Dies führt auf insgesamt 3x5 = 15 Szenarien, welche für jede der untersuchten Massnahmenvarianten simuliert worden sind.

Zur Verifizierung des Modells standen Angaben über ein Hochwasserereignis aus dem Jahre 1988 zur Verfügung. Neben der Simulation des Ist–Zustandes konnte der hypothetische Fall eines vollständigen Gerinneausbaus sehr einfach modelliert werden. Hierzu wurden ausschliesslich die Flussäste des 1D–Modelles in das Gesamtmodell eingebunden und die Ausuferungen in das Vorland unterdrückt.

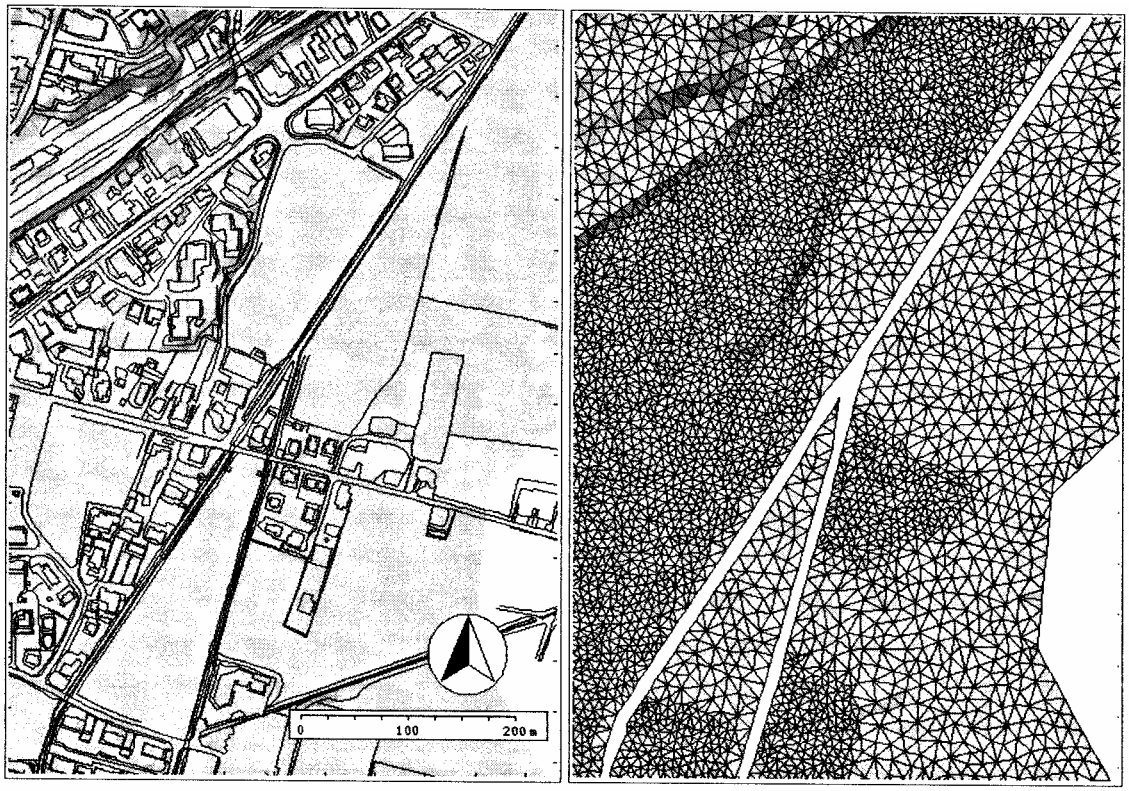


Abbildung 7 – Modell Chisebach (Ausschnitt Konolfingen mit Abzweiger Gewerbekanal): Bruchkanten und Gebäudefusslinien des Terrainmodelles (links); Berechnungsnetze des 2D–Modelles mit Aussparung für den Gerinneschlauch und Netzverdichtung im Siedlungsgebiet.



Abbildung 8 – Berechnete Flussvektoren und Abflusstiefen für ein 100jährliches Niederschlagsereignis mittlerer Dauer (links); modellierte Gefahrenstufen , Zustand 2001 (rechts)

5.3 Massnahmenwirkung

Weiter wurde der Einfluss von verschiedenen Rückhaltemassnahmen (Retentionsräume in Haupt– und Nebenschluss) modelliert. Die Resultate der Modellierung erlauben die flächige Darstellung von Abflussintensitäten (Abflusshöhen, Fliessgeschwindigkeiten). Mittels Aggregierung der Szenarien lassen sich daraus Intensitätskarten und Gefahrenkarten gemäss Empfehlung BWW/BRP/BUWAL (1997) erstellen. Karten der Ueberflutungshäufigkeit dienen als Grundlage, um die Nutzungsausfälle in den untersuchten Retentionsräumen zu bestimmen.

5.4 Erfahrungen mit dem Modelleinsatz

Durch die Integration von 1D– und 2D–Modellen konnte die Berechnungszeit für ein einzelnes Szenario auf unter eine Stunde verkürzt werden (PC mit 866 MHz CPU). Im Vergleich zu einer vollständigen 2D–Simulation (geschätzte Simulationszeit über 40 h) ist dies ein sehr guter Wert und ermöglicht die Modellierung einer Massnahmenvariante in rund einem Tag.

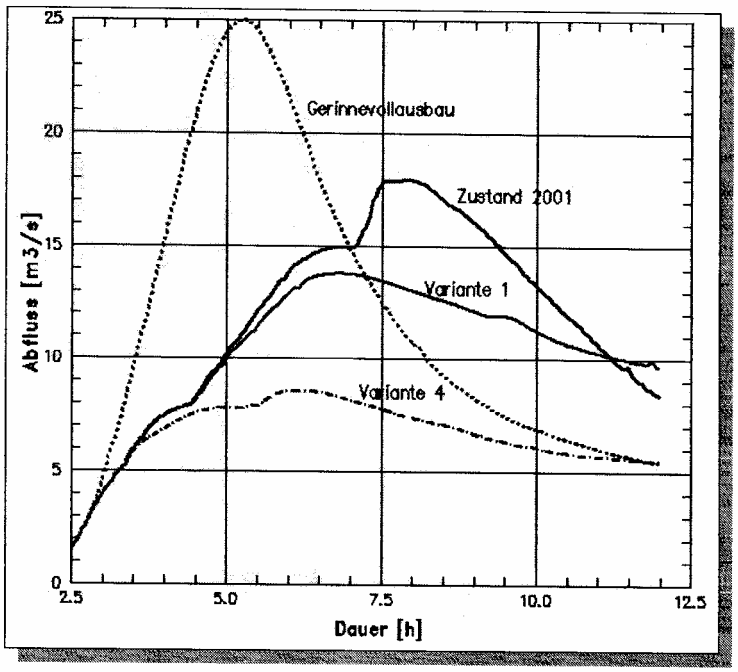


Abbildung 9 – Abflussganglinien Chise in Freimettigen für 100jährliches Niederschlagsereignis mittlerer Dauer für unterschiedliche Massnahmenvarianten (Variante 1: Aktivierung Rückhalt Groggenmoos; Variante 4: Aktivierung Rückhalt Groggenmoos u. Chonolfingermoos).

Die Untersuchung ist zum Zeitpunkt der Niederschrift noch nicht abgeschlossen. Gleichwohl können bereits einige Schlüsse gezogen werden.

Die gesamtheitliche hydrodynamische Modellierung erfüllt bisher die in sie gesetzten Erwartungen. Fragen über das Ausmass der Hochwasserverlagerung resp. Hochwasserdämpfung können nun zuverlässig beantwortet werden. Die erhaltenen Resultate erlauben es, den Einfluss der Niederschlagsdauer auf die Rückhaltewirkung und die Wirkung verschiedener Massnahmenvarianten anschaulich darzustellen und daraus Folgerungen für das weitere Vorgehen abzuleiten. Bereits auf Konzeptstufe konnten erste Ueberlegungen hinsichtlich der optimalen Anordnung und Bewirtschaftung der Rückhalteräume angestellt werden.

Neben der erhöhten Zuverlässigkeit der Aussagen wird durch die Modellierung auch die Nachvollziehbarkeit der Resultate verbessert. Das Aufzeigen der Massnahmenwirkungen, insbesondere die positiven Auswirkungen der Rückhaltemassnahmen auf die Unterlieger, hat den Wunsch nach einem Gemeindeverband bestärkt und die regionale Zusammenarbeit gefördert. Die Modellresultate können eine wesentliche Grundlage bilden, wenn Fragen bezüglich der finanziellen Abgeltung zwischen den Gemeinden aktuell werden.

6 WEITERE FESTSTELLUNGEN

6.1 Vorteile des Verfahrens

Die Kombination verschiedener Modelltypen ermöglicht es, Gewässersysteme mit sehr unterschiedlichen Längenskalen zu modellieren. Dadurch wird das Verständnis für die hydrologisch/hydraulischen Zusammenhänge gefördert, was die Suche nach optimalen Lösungen erleichtert und mithilft, die Kommunikation zwischen den Beteiligten (Fachleute und Betroffene) zu versachlichen.

6.2 Grenzen des Verfahrens

Die Streichwehr–Betrachtung vernachlässigt den Impulsaustausch und stellt gegenüber den oftmals komplexen Strömungsverhältnissen an der Nahtstelle zwischen Gerinne– und Vorlandabfluss eine Vereinfachung dar. Für kleinskalige Betrachtungen, wo Aussagen über die Strömungsverhältnisse in diesem Uebergangsbereich zu machen sind, ist eine vollständig zweidimensionale Modellierung nötig. In solchen Fällen tritt jedoch das Problem der unterschiedlichen Längenskalen in den Hintergrund.

6.3 Mögliche Erweiterungen

Das Verfahren zur Beschreibung der Nahtstelle geht von einem lateralen Austausch zwischen den Teilmodellen aus. Bei einer seriellen Anordnung – wenn beispielsweise der Gerinneschlauch abschnittsweise mit 1D– und 2D–Modellen beschrieben wird, – stellt die Nahtstelle für das 1D–Modell einen Modellrand dar. In einem solchen Fall ist es sinnvoll, das Querprofil am Rand des 1D–Modelles direkt mit einer Randzelle des 2D–Netzes zu verknüpfen und den Wasserstand in der Randzelle als Randbedingung für das 1D–Modell zu benutzen. Gleichung (1) ist durch eine Bewegungsgleichung zu ersetzen, welche den Impulsaustausch zwischen den Modellen beschreibt.

7 FOLGERUNGEN

Die Integration von 1D– und 2D–Modulen zu einem Gesamtmodell stellt einen wesentlichen Fortschritt in der Modellierung von Gewässersystemen dar. Die freie Wahl des jeweils optimalen Modelltyps und die Möglichkeit der schrittweisen Einbindung von Teilmodellen in ein Gesamtmodell stellen für den Modellierer eine wesentliche Erleichterung und Beschleunigung der Arbeit dar. Die Uebersicht bleibt auch beim Aufbau komplexer Systeme gewahrt, was sich positiv auf die Qualitätssicherung auswirkt.

Die bisherige Erfahrung mit der Modellanwendung im Rahmen des Hochwasserschutzkonzeptes Chisebach zeigt: Die Modellergebnisse tragen zu einem besseren Verständnis der hydraulischen Prozesse bei und sind eine wertvolle Hilfe bei der Kommunikation zwischen den Beteiligten. Situationsanalyse, Zielformulierung und Massnahmenstudium profitieren gleichermassen von der gesamtheitlichen Modellierung des Systems.

Die gesetzlichen Grundlagen im Wasserbau verlangen eine gesamtheitliche Bewertung der Auswirkungen von baulichen Massnahmen. Mit der Integration von ein– und zweidimensionalen Modellansätzen steht ein effizientes Hilfsmittel zur Verfügung, um dieser Forderung auch bei komplexen Gewässersystemen nachzukommen.

8 DANK

Dem Tiefbauamt des Kantons Bern für die Erlaubnis zur Veröffentlichung von Resultaten aus der Studie „Hochwasserschutzkonzept Chisebach". Den Herren H. Andres (Schmalz Ingenieur AG, Langnau), A. Fahrni (Oberingenieurkreis II, Kt. Bern), H. Roth (Fachstelle Hochwasserschutz Kt. Bern), P. Horat und Dr. S. Scherrer (Scherrer AG, Reinach) für die konstruktiven Diskussionen im Rahmen des erwähnten Projektes.

9 LITERATUR

Bechteler W., Hartmann S., Otto A. J. 1993. „Coupling of 2D– and 1D–models and integration into geographic information systems." *Advances in Hydro–Science and –Engineering, Volume I.*

Beffa C. 1994. „Praktische Lösung der tiefengemittelten Flachwassergleichungen." *Mitteilung 133 der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie.* ETH Zürich.

BWW/BRP/BUWAL 1997. *Empfehlung: Berücksichtigung der Hochwassergefahren bei raumwirksamen Tätigkeiten.* Bundesamt für Wasserwirtschaft, Bundesamt für Raumplanung, Bundesamt für Umwelt, Wald und Landschaft. Bezugsquelle: EDMZ, 3000 Bern, Bestellnummer: 804.201 d.

Connell R. J., Painter D. J., Beffa C. 2001. „Two–dimensional flood plain flow. II: Model validation." J. *Hydrol. Engrg.* ASCE, 6 (5).

Cunge J. A., Holly F. M. Jr., Verwey A. 1980. *Practical aspects of computational river hydraulics.* Pitman Publishing.

DVWK 1999. „Numerische Modelle von Flüssen, Seen und Küstengewässern." *Schriftenreihe des Deutschen Verbandes für Wasserwirtschaft und Kulturbau e. V.*, Heft 127.

Hager W. H. 1986. „Discharge Measurement Structures." *Communication 1, Chaire de Construction Hydrauliques.* EPFL Lausanne.

Institut für Hydrodmechanik und Wasserwirtschaft (IHW), Horat & Scherrer AG 1999. *Entstehung, Ablauf und Grösse seltener Hochwasser an der Chise.* Im Auftrag des Tiefbauamtes des Kantons Bern (unveröffentlicht).

Laguzzi M. M., Stelling G. S., Brujin K. 2001. „A fully coupled 1D & 2D system specially suited for flooding simulation." *Proc. IAHR Congress*, Bejing.

Lindner K. 1982. „Der Strömungswiderstand von Pflanzenbeständen." *Fachbereich für Bauingenieur– und Vermessungswesen*, TU Braunschweig.

Roe P. L. 1981. „Approximate Riemann solvers, parameter vectors and difference schemes." *J. Comp. Physics*, Vol. 43.

Ruppert J. 1995. „A Delaunay refinement algorithm for quality 2–dimensional mesh generation." *J. Algorithms*, 18 (3).

Scherrer AG (in prep.). *Hochwasserschutzkonzept Chisebach: Hydrologische Grundlagen.* Bericht zuhanden des Tiefbauamtes des Kantons Bern.

Strickler A. 1923. „Beiträge zur Frage der Geschwindigkeitsformel und der Rauhigkeitszahl für Ströme, Kanäle und geschlossene Leitungen." *Mitteilungen des Eidg. Amtes für Wasserwirtschaft*, Bern.

Vischer D., Huber A. 1993. *Wasserbau. 5. Auflage.* Springer Verlag, Berlin.

WBG 1991. Bundesgesetz über den Wasserbau vom 21. Juni 1991. 721.100.

Anschrift des Autors
Dr. Cornel Beffa, Hydrodynamik, Postfach 28, CH–6431 Schwyz
Tel. +41 (0) 41 810 07 35, cbeffa@fluvial.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

Zuflussvorhersage für den Kraftwerkseinsatz als Grundlage des EPV – Energiewirtschaftliches Planungssystem Verbund

Mag. Martin Bachhiesl

1 Allgemeine Situation

Die Bedeutung und der Einsatz hydrologischer Vorhersagemodelle wird am Beispiel des Verbund, einem wasserkraftdominierten Elektrizitätsversorgungsunternehmen, dargestellt. Der Verbund, Österreichs größter Stromproduzent, verfügt über insgesamt 108 Wasserkraftanlagen (22 Speicherkraftwerke, 86 Lauf- und Laufschwellkraftwerke) und 17 kalorische Kraftwerke (s. Abbildung 1).



Abbildung 1: Kraftwerksanlagen des Verbund

2 Das Energiewirtschaftliche Planungssystem Verbund - EPV

Die Wasserkrafterzeugung des Verbund unterliegt kurzfristigen sowie saisonalen Schwankungen, wodurch der Einsatz hydrologischer Vorhersagemodelle für das Unternehmen von zentraler Bedeutung ist. Durch die Liberalisierung des Strommarktes in der EU und den dadurch gewachsenen Druck wurde ein energiewirtschaftliches Planungssystem entwickelt und implementiert. Es handelt sich dabei um eine Reihe verschiedener operationeller Modelle, die zur Opti-

mierung des Kraftwerkseinsatzes und des Handelsportfolios eingesetzt werden. Wie in Abbildung 2 dargestellt, wird täglich unter Verwendung der stündlich aktualisierten Zuflussvorhersage und ausgehend von einer Jahresplanung sowie den Forwardpreisen (Preisprognose LPX) ein day-ahead Leistungsfahrplan für den Einsatz der Lauf- und Speicherkraftwerke erstellt.

Zentraler Bestandteil dieses Planungsprozesses ist die Zufluss- bzw. die daraus abgeleitete Leistungsvorhersage, die operationell eingesetzt wird und stündlich neue Vorhersagewerte bis zu 96 Stunden im Voraus liefert.

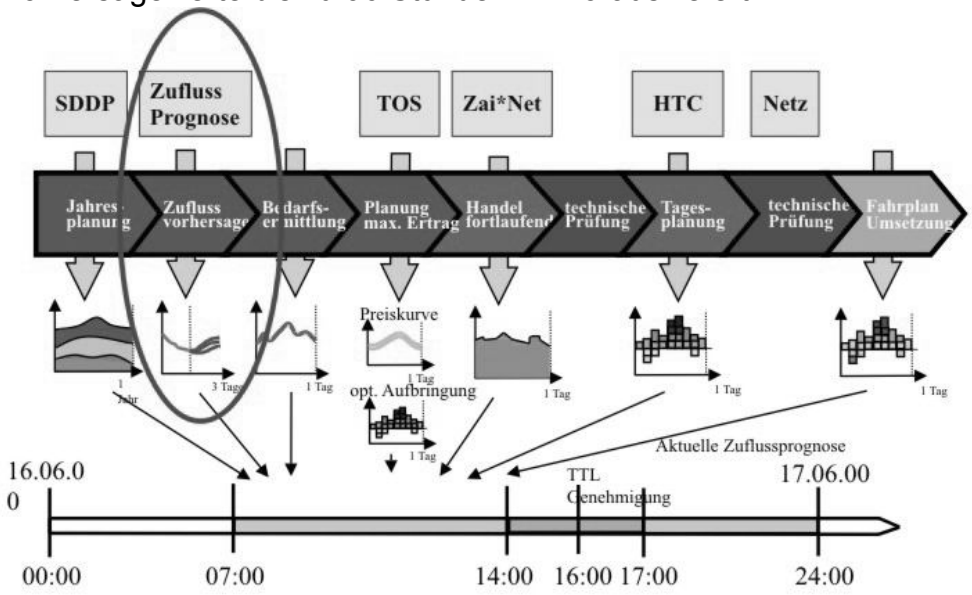


Abbildung 2: Schematischer Tagesablauf des EPV

3 Das Zuflussvorhersagesystem

3.1 Aufgabenstellung und Zielsetzung

Die Zuflussvorhersagen für die Speicher- und Laufkraftwerke an der Donau, der Enns und dem Inn sind für das Optimierungssystem und die Betriebsführung eine wichtige Eingangsgröße. Unabhängig davon wird eine möglichst genaue Zuflussvorhersage auch direkt von den Entscheidungsträgern für die

- Erfüllung von Behördenauflagen,
- Optimierung bei der Steuerung der Kraftwerksketten,
- Planung des Personaleinsatzes im Hochwasserfall,
- Kraftwerkseinsatzplanung (Fahrplanerstellung),
- Planung des Speicher- und Pumpeinsatzes
- kurzfristigen Revisionsplanungen
- Stromhandelstätigkeit im liberalisierten Markt und
- Spotmarktgeschäfte

verwendet.

Aus der breiten Aufgabenstellung ergeben sich somit folgende Forderungen bzw. Vorgaben an das Zuflussvorhersagesystem:

- hohe Zuverlässigkeit und Güte des Vorhersagesystems
- Vorhersagefrist bis 4 Tage
- anwenderfreundliche Benutzeroberfläche (MMI)

3.2 Modell-Konzept

Aufgrund der zuvor angeführten Aufgaben und Ziele wurde ein generelles Konzept für die Datenbeschaffung und Modellkonfiguration erstellt. Dabei zeigte sich, dass für eine 4-Tages-Vorhersage die Einbeziehung meteorologischer Vorhersagen unbedingt erforderlich ist. Weiters können diese Forderungen nur durch eine Kombination unterschiedlicher Modellansätze (Wellenablaufmodell, Niederschlags-Abflussmodell und Regressionsmodell) erfüllt werden.

Das gesamte Zuflussvorhersagesystem (s. Abbildung 3) setzt sich modular aus einem Eingabemodul, aus vier einzelnen Modellen und einem Ausgabemodul zusammen.

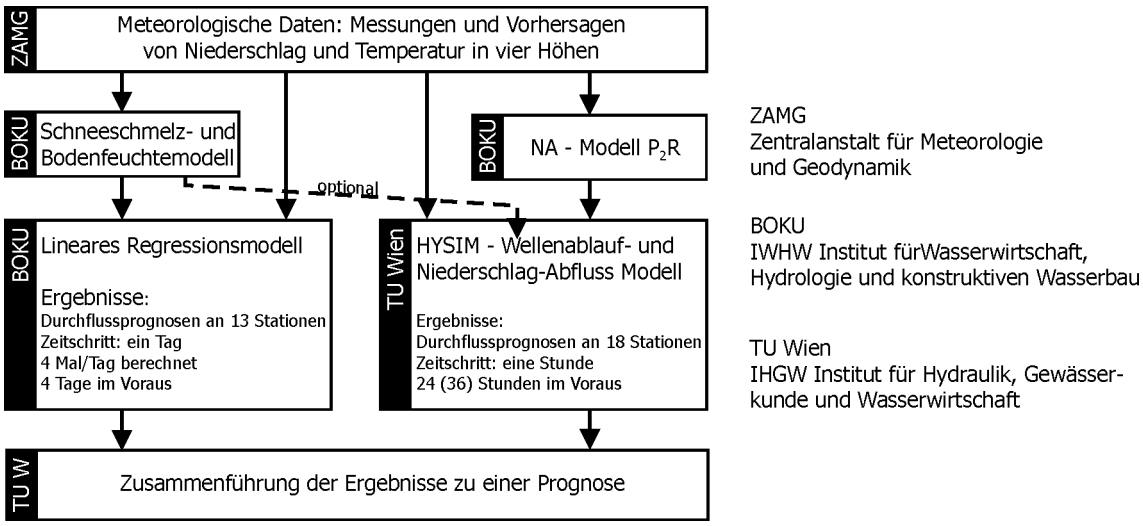


Abbildung 3: Zusammenwirken der einzelnen Modelle

3.3 Eingangsdaten/Gebietsaufteilung

Allen Modellen gemeinsam sind die Eingangsdaten, die aus Beobachtungswerten und meteorologischen Prognosen bestehen:

beobachtete Werte	prognostizierte Werte
• Durchfluss an ca. 40 Kraftwerksstandorten oder Pegeln	
• Niederschlagswerte für 26 Regionen	• Niederschlagsprognosen 96 Stunden im Voraus für 26 Regionen
• Temperaturwerte in 4 Höhenlagen	• Temperaturprognosen in 4 Höhenlagen 108 Stunden im Voraus

Um die Anzahl der über das gesamte Modellgebiet verfügbaren Niederschlags- und Temperaturmessstellen zu verringern und den Ausfall einzelner Messwerte abzudämpfen, wurden basierend auf hydrologisch und meteorologischen Kriterien 26 Regionen gebildet (s. Abbildung 4), für die Gebietsmittelwerte von Niederschlag und Temperatur berechnet werden. Die einzelnen Regionen haben Einzugsgebietsgrössen zwischen 1.036 km² (Tennengau) und 15.784 km² (bayrisches Alpenvorland).

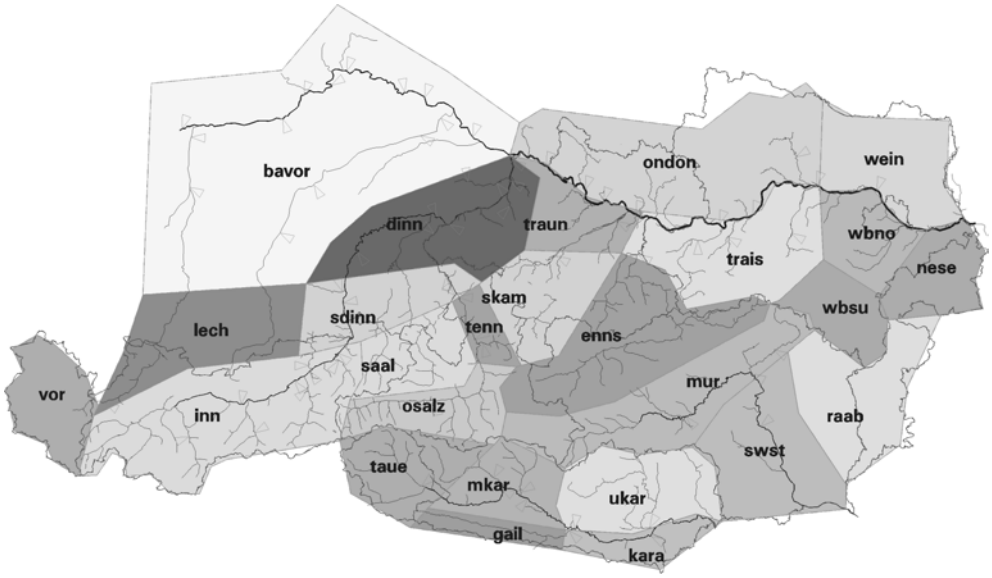


Abbildung 4: Gebietseinteilung für die Vorhersagemodelle

Die Beobachtungswerte werden über das Fernübertragungsnetz stündlich in die Datenbank des Prognoserechners übertragen. Die ZAMG (Zentralanstalt für Meteorologie und Geodynamik) liefert darüber hinaus zwei Mal täglich gebietsgemittelte Prognosewerte für Niederschlag und Temperatur.

Dabei werden Ergebnisse aus den beiden Modellen ALADIN-Vienna (Aire Limitée Adaptation dynamique Développement InterNational) und ECMWF (European Center of Meteorological Weather Forecast) auf Gitterpunktbasis mit Hilfe von statistischen Methoden für die oben genannten Regionen optimiert, kombiniert und im Online-Betrieb automatisiert zur Verfügung gestellt. Den Anwendern und für Modellrechnungen stehen Vorhersagen mit einer Unsicherheitsangabe bis 108 Stunden voraus zur Verfügung.

3.4 Hydrologische Modelle

Das Zuflussvorhersagesystem, das zur hydrologischen Modellierung verwendet wird, setzt sich aus verschiedenen Teilkomponenten zusammen, die den unterschiedlichen zeitlichen und hydrologischen Anforderungen sowie Genauigkeitsansprüchen gerecht werden. Im folgenden werden die nun eingesetzten Modelle und das Gesamtsystem kurz dargestellt.

3.5 Schneeschmelz- und Bodenfeuchtemodell

Das von der BOKU (Institut für Wasserwirtschaft, Hydrologie und konstruktiven Wasserbau) bereitgestellte Schneeschmelz- und Bodenfeuchtemodell, das keine direkten Prognosen berechnet, sondern Eingangswerte für das nachgeschaltete multiple lineare Regressionsmodell – ebenfalls von der BOKU – liefert. Es besteht die Option, diese Vorhersagen auch in anderen Modellen zu verwerten, da alle Daten in derselben Datenbank abgelegt sind und online zur Verfügung stehen.

Das Schnee- Bodenfeuchtemodell ermöglicht die Berechnung der raschen (oberflächigen) Abflusskomponente, des Zwischenabflusses und des langsamen Basisabflusses. Das System beinhaltet zwei Speicher, wobei der erste den Mulden- und Bodenspeicher, der zweite den Grundwasserspeicher charakterisiert. Der Gesamtabfluss aus dem System ergibt sich durch Summation von Oberflächen-, Zwischen- und Basisabfluss. Für die nachfolgende Regressionsrechnung werden sowohl die Summenwerte wie auch optional die Einzelkomponenten verwendet.

3.6 Niederschlag-Abflussmodell

Auf der selben Ebene wie das Schneeschmelz- und Bodenfeuchtemodell liegt ein kontinuierliches, deterministisches Niederschlags-Abflussmodell, das Prognosen für seitliche Zubringer zum Hauptfluss erstellt. Das Abflussprognosemodell P_2R (Precipitation to Runoff) wird ebenfalls von der BOKU (Hebenstreit, 2000) bereitgestellt und ist ein konzeptuelles Modell mit einer physikalisch basierten Struktur unter Berücksichtigung der physikalischen Grundregeln und der Prozesse im Einzugsgebiet. Das Einzugsgebiet jedes Pegels wird durch eine Reihe von linearen Speichern repräsentiert, mit denen die Abflussanteile Oberflächenabfluss, Interflow (=oberflächennaher Abfluss) und Basisabfluss (=Grundwasserabfluss) simuliert werden, die in Summe den Gesamtabfluss ergeben. Auf diese drei Speicher aufgesetzt befindet sich die Bodenzone. Das Einzugsgebiet des zu berechnenden Pegels wird somit im Modell durch eine einheitliche, vertikale Bodensäule ersetzt. Alle diese Bodensäule kennzeichnenden Grössen sind mittlere Gebietskennwerte. Wenn eine Schneedecke vorhanden ist, wird sie der Bodenzone überlagert. Zur Berücksichtigung der Höhenabhängigkeit von Niederschlag und Temperatur und den damit verbundenen Konsequenzen für die hydrologischen Prozesse kann das Modell mehrere Höhenzonen für die Berechnung unterscheiden. Dieses Modell eignet sich zur Modellierung von Seitenzubringern mit einer Einzugsgebietsgröße bis ca. 7.000 km², z. B. Isar, Traun, Enns.

3.7 Regressionsmodell

Die nächste Ebene der Modelle wird wiederum durch zwei Modelle gebildet, die Ergebnisse in unterschiedlicher zeitlicher Diskretisierung und mit unterschiedlichem Prognosehorizont berechnen.

Die erste Säule der operativen Durchflussvorhersage ist ein Regressionsmodell. Das Verfahren der linearen Mehrfachregression basiert auf der Beschreibung von statistischen Zusammenhängen zwischen der modellierten Größe und

den verschiedenen Eingangsgrößen, den Prediktoren. Diese Zusammenhänge werden über die Regressionskoeffizienten quantifiziert. Die Schätzung der Regressionskoeffizienten erfolgt nach der Methode der kleinsten Fehlerquadrate. Das Modell selbst ist für Vorhersagen von Tagesmittelwerten an 13 Knotenpunkten des Systems konfiguriert, die vier Mal täglich und mit einer Diskretisierung von einem Tag für vier Tage im Voraus berechnet werden.

3.8 Flussgebietsmodell HYSIM

Die zweite Säule der operativen Durchflussvorhersage ist das Flussgebietsmodell HYSIM, welches detailliert im Beitrag *Das Durchflussprognosesystem HYSIM als Teil des EPV - Energiewirtschaftliches Planungssystem Verbund* von *Drabek* zu gegenständlichem Symposium dargestellt ist.

3.9 Gesamtmodell

Durch geeignete Kombination der einzelnen Modelle wurde ein System konfiguriert, in dem abhängig von meteorologischen und hydrologischen Größen und dem Zustand des Einzugsgebietes verschiedene Prozesse beschrieben werden. Die Modellierung des Wellenablaufes entlang der Hauptflüsse ist Grundgerüst des Systems und daher durchgehend aktiv (in Abb.5 durch Rechtecke dargestellt). Im Ereignisfall werden an einzelnen Seitenzubringern bzw. Zwischeneinzugsgebieten mit Hilfe des NA-Moduls (Dreiecke) zusätzlich Vorhersagen berechnet, die an das Wellenablaufmodell übergeben werden. An einigen Kopfstationen bzw. großen Seitenzubringern berechnet das P_2R-Modell (Pfeil-Dreiecke) kontinuierliche Vorhersagen, die über die Schnittstelle Datenbank an das Wellenablaufmodell weitergeleitet werden.

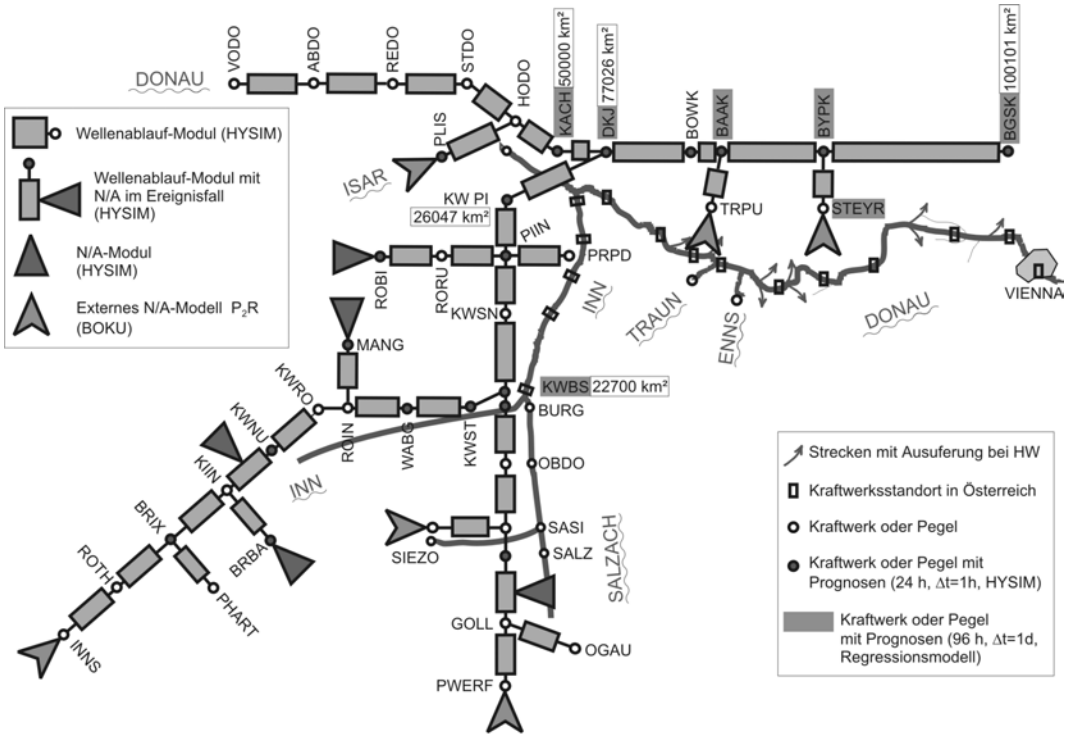


Abbildung 5: Konfiguration des Gesamtmodells

3.10 Leistungsberechnung

Aus den berechneten Varianten der Zuflussvorhersage werden über Leistungsschlüssel (Zusammenhang zwischen Durchfluss und Wirkleistung eines Kraftwerkes, Beispiel siehe Abbildung 6) für die jeweiligen Kraftwerke Wirkleistungsvorhersagen berechnet. Aus den Leistungen der einzelnen Kraftwerke werden Summen für den Inn und die Donau gebildet. Diese Vorhersagen der Leistungssummen können neben den Optimierungsergebnissen für die Fahrplanerstellung verwendet werden. Bei der Leistungsberechnung selbst bleiben derzeit nicht verfügbare Maschinensätze zufolge Revision oder Störung unberücksichtigt.

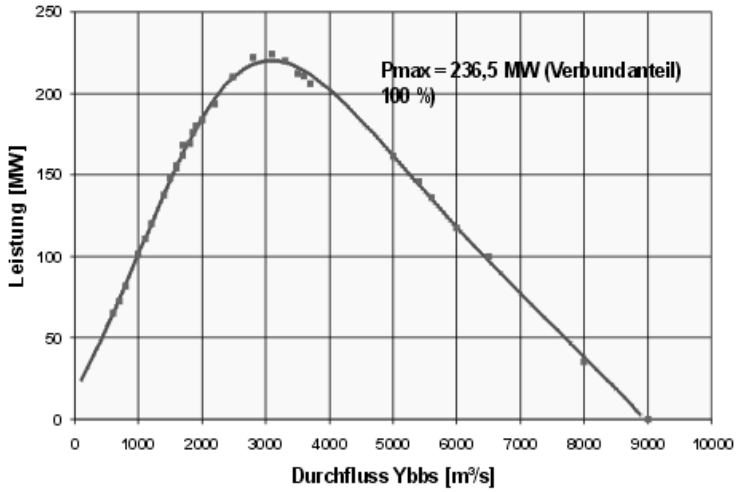


Abbildung 6: Zusammenhang zwischen Durchfluss und Leistung beim Kraftwerk Ybbs-Persenbeug/ Donau

3.11 IT-Integration im EPV-System

Nachfolgende Abbildung stellt das Zusammenwirken von Datenerfassung, Prozessrechner im Hauptlastverteiler und dem EPV-Doppelrechnersystem dar. Die Oracle-Datenbank ist die Schnittstelle zwischen den verschiedenen Zuflussvorhersagemodellen und dem *Datawarehouse* bezüglich Optimierungssystem HTC/TOS.

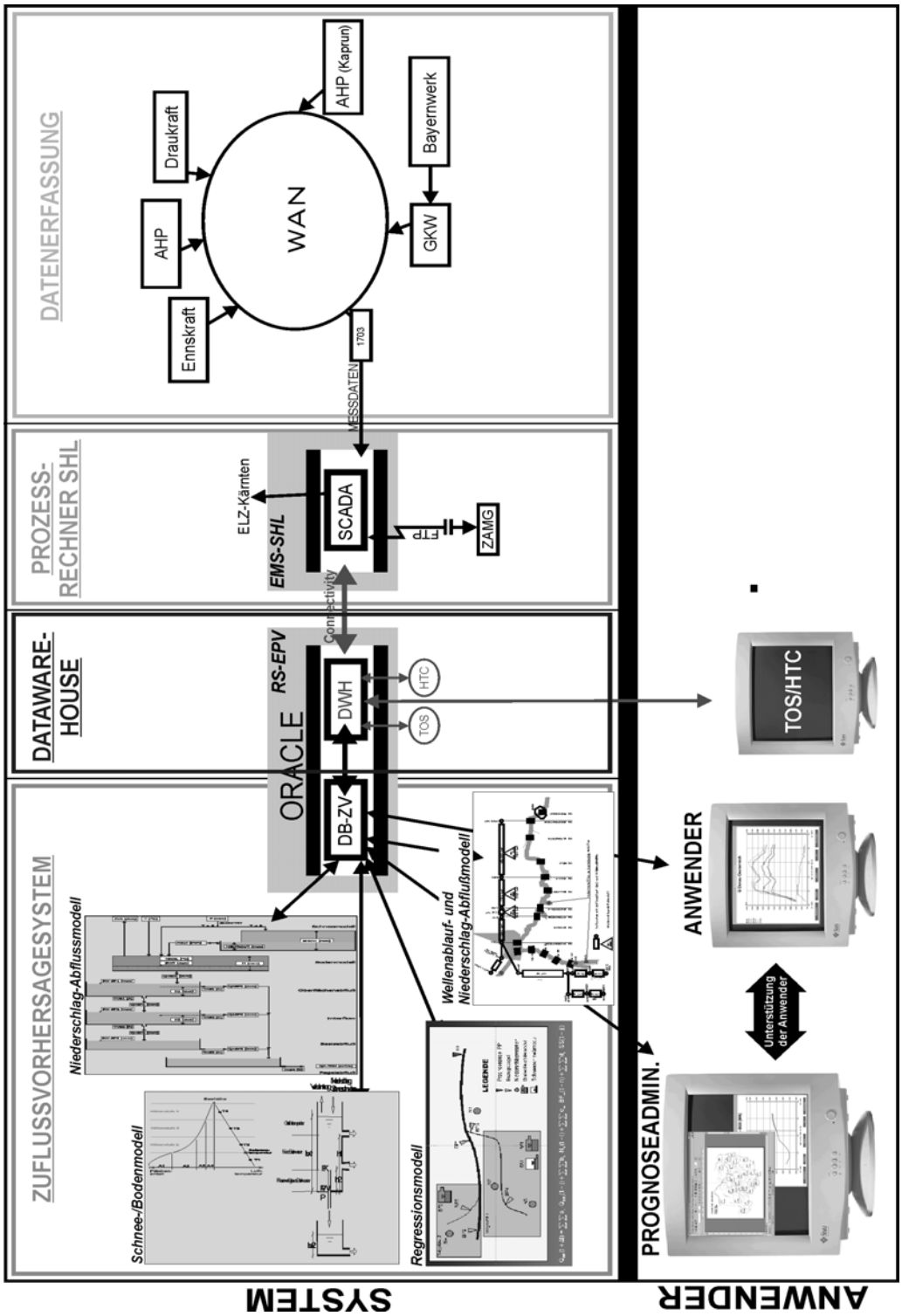


Abbildung 7: Integration des Zuflussvorhersagesystems im Gesamtsystem EPV

4 Ergebnisse

In Abbildungen 8 und 9 sind Online-Vorhersageergebnisse vom Ereignis im April 2002 dargestellt. Die Zuflussvorhersage zeigt etwa 36 Stunden vorher den Anstiegsbeginn und in weiterer Folge auch den gesamten Anstieg der Hochwasserwelle, wobei die Vorhersagefrist 96 Stunden ist. Der Hochwasserschei-

telabfluss entspricht für das KW Ybbs etwa einem 10 jährlichen Ereignis.

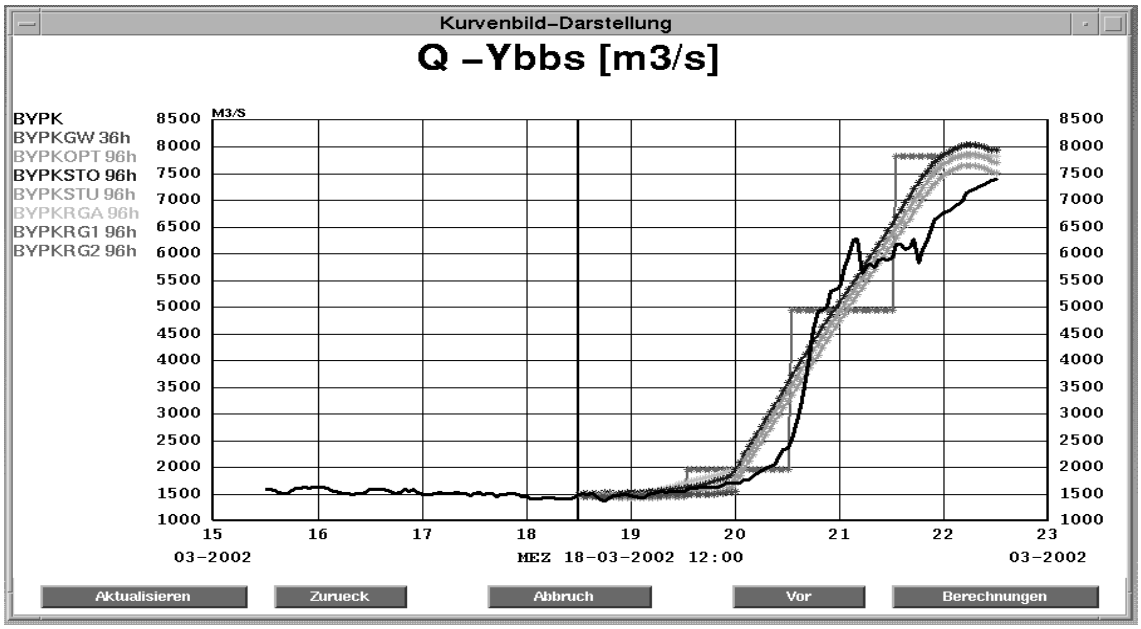


Abbildung 8: Zuflussvorhersage KW Ybbs/Donau von 18.03.02 12:00 Uhr

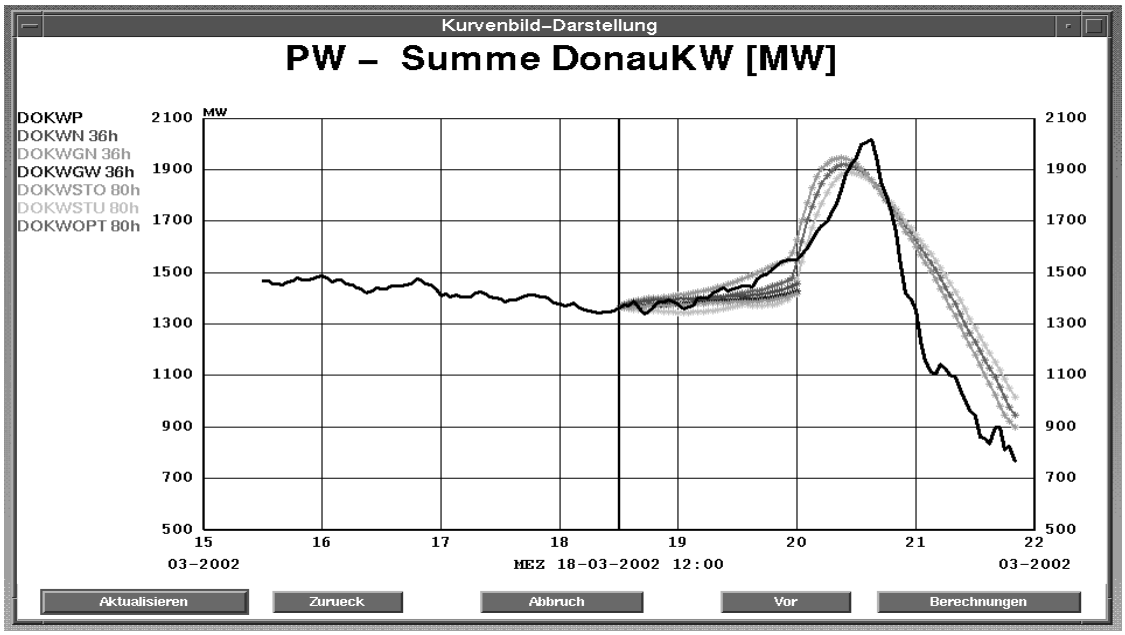


Abbildung 9: Vorhersage der Wirkleistung für ΣDonau 18.03.02 12:00 Uhr

Aus den Zuflussvorhersagen der Einzelkraftwerke werden mittels Leistungsschlüssel (Beziehung zwischen Durchfluss und Wirkleistung) Leistungsvorhersagen berechnet und für die gesamte Donau aufsummiert.

Die Abbildung 9 zeigt einen Leistungsanstieg mit dem Hochwasseranstieg und nach signifikanter Überschreitung der Ausbauwassermenge einen Rückgang

vom Maximum (ca. 2000 MW) auf etwa 700 MW. D. h. aufgrund des gegebenen Bedarfes an elektrischer Energie sind entsprechende Verkäufe bzw. Einkäufe rechtzeitig durchzuführen.

5 Zusammenfassung und Ausblick

Das im Rahmen des EPV-Projektes entwickelte Zuflussvorhersagesystem wurde im Gesamtsystem EPV integriert und auf einer dafür vorgesehenen Hardwareplattform implementiert. Für die Berechnung von Zuflussvorhersagen sind neben den Durchflussdaten auch meteorologische Messwerte und Vorhersagen der Niederschlagsummen sowie der Lufttemperaturen notwendig. Diese werden für 26 Teileinzugsgebiete von der ZAMG zyklisch berechnet und vom Verbund automatisiert abgerufen. Damit werden für die Flussgebiete, an denen der Verbund Lauf- und Laufschwellkraftwerke betreibt, die Zuflüsse bis zu vier Tage voraus berechnet. Mehrere Modelle berechnen für ausgewählte Kraftwerksstandorte Vorhersagevarianten mit unterschiedlicher Diskretisierung und Vorhersagefrist (1-Stunden-Raster bis 36 Stunden im Voraus und Tagesmittelwerte bis 4 Tage im Voraus). Mit dem nachgeschalteten Modell SAMBA (detailliert im Beitrag *Das Durchflussprognosesystem HYSIM als Teil des EPV - Energiewirtschaftliches Planungssystem Verbund* von *Drabek* zu gegenständlichem Symposium dargestellt) wird automatisch, abhängig von der jeweiligen hydrologischen und meteorologischen Situation (es können auch energiewirtschaftliche Situationen definiert werden), aus verschiedenen Vorhersagevarianten eine einzige Prognose mit der größten Treffsicherheit kombiniert. Weiters werden für diese Variante auch Unsicherheiten in Abhängigkeit von der Vorhersagefrist berechnet. Damit steht dem Anwender eine „beste“ Vorhersage mit einer Unsicherheitsangabe als Ergebnis zur Verfügung. Dieses wird auch als Eingangsgröße für die Optimierung des Kraftwerseinsatzes verwendet. Die Detailergebnisse können für spezielle Betrachtungen ebenfalls abgerufen werden. Aus den Zuflussvorhersagen wird für die Kraftwerke am Inn und an der Donau eine Wirkleistungsprognose ermittelt und als Summe für Inn und Donau zusammengefasst. Diese Ergebnisse stellen eine wesentliche Hilfe bei der Fahrplanerstellung im Hauptlastverteiler dar.

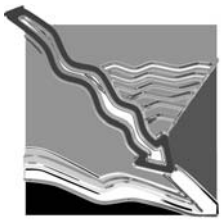
Die grafische Darstellung der Ergebnisse und der Inputdaten erfolgt mit einer benutzerfreundlichen Visualisierung.

Die Zuflussvorhersage wurde bereits während der Entwicklung von den Anwendern im praktischen Einsatz getestet, sodass Wünsche und Anregungen bereits berücksichtigt werden konnten.

Autor

Mag. Martin Bachhiesl; Österreichische Elektritzitätswirtschafts-AG,Am Hof 6a, A-1010 Wien, bachhieslm1@verbund.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



Hochwasserschutz und -management am Lech

S. Kanne, Dipl.-Ing.,
R.Cl. Meier Dr.-Ing.,
G. Reichel, Dipl. Ing.,
BOR M. Schmid, Dipl.-Ing.

1 Aufgabenstellung

Der deutsche Lech mit einer Fliesslänge von rund 170 km ist einer der wichtigsten Zuflüsse zur Donau und kann massgeblich zu Hochwassern in den Städten an der Donau wie Regensburg und Passau beitragen. Die Abflüsse im Lech werden stark beeinflusst durch den ca. 10 km unterhalb der deutsch-österreichischen Grenze gelegenen Forggensee mit 166 Mio m^3 Gesamtstauraum (15 Mio m^3 HW-Schutzraum). Grössere Zuflüsse in der unterhalb liegenden Fliessstrecke sind der unmittelbar unterhalb des Forggensees einmündende Halblech und vor allem die bei Augsburg einmündende Wertach.

Zu Pfingsten 1999 lief am Lech ein Hochwasser ab, das am Zufluss zum Forggensee mit rd. 1100 m^3/s einem mehr als 100-jährlichen HW-Ereignis entsprach. Zur Dämpfung der Hochwasserwelle im Ablauf auf unter 700 m^3/s (ca. HQ_{20}) wurde der Forggensee über das vorgesehene maximale Stauziel hinaus als Hochwasserrückhaltebecken genutzt. Durch Inkaufnahme von Schäden bei den Seeanliegern konnten weit grössere Schäden für die übrigen Lechanrainer abgewendet werden. Aufgrund der grossen Zuflüsse aus der Wertach hat der Abfluss im Lech unterhalb Augsburg (Abb. 1) wieder einem 50- bis 100-jährlichen Ereignis entsprochen.

Im Rahmen eines langfristig geplanten überregionalen Hochwassermanagements in Bayern wird der Lech zwischen der Staustufe Forggensee und der Mündung in die Donau auf einer Länge von rund 150 km untersucht (Abb. 2). In einem umfassenden Konzept (Lechstudie) werden dabei bauliche Massnahmen zum Hochwasserschutz und die Optimierung des Betriebs der ca. 30 Stufen umfassenden Staustufenkette im Hochwasserfall verknüpft.

Die Realisierung des Konzepts erfolgt durch ein Team, bestehend aus dem Bayerischen Landesamt für Wasserwirtschaft, welches als Auftraggeber das Projekt überwacht und die hydrologischen Daten liefert, aus den Wasserwirtschaftsämtern, welche Daten wie digitale Geländemodelle, GIS-Daten und Flussprofile liefern, und aus den Ingenieurbüros RMD CONSULT und SCIETEC Flussmanagement, welche die Ausarbeitung der Studie durchführen. Weitere Daten und Betriebserfahrungen werden durch die Betreiber der Staustufen am Lech zur Verfügung gestellt.



Abb.1: *Überschwemmung zwischen Lech und Lechkanal, Pfingsten 1999*

2 Möglichkeiten zur Verbesserung des HW-Schutzes

Das bearbeitende Team sieht in erster Linie fünf Möglichkeiten zur Verbesserung des HW-Schutzes :

2.1 Bauliche Massnahmen

Dazu zählen bauliche Massnahmen sowohl am Forggensee als auch im Lechtal. Am Forggensee sind eine Erhöhung der derzeitigen Abgabekapazitäten durch Neu- bzw. Umbau von Entlastungsorganen sowie Stauzieländerungen mit entsprechenden Anpassungsmassnahmen denkbar. Für den Lech kommt neben örtlichen Hochwasserschutzmassnahmen in erster Linie die Erschliessung von Polderflächen in Betracht, die entweder ungesteuert betrieben werden oder bei Bedarf im Rahmen der Online-Bewirtschaftung gesteuert geflutet und entleert werden können.

2.2 Betriebliche Massnahmen

Zu den betrieblichen Massnahmen zählen vor allem Vorabsenkungen an den Staustufen oder Flutungen von Poldern. Bei der Vorabsenkung ergeben sich Handlungsspielräume durch die Festlegung des Beginns von Vorabsenkungen und den Beginn des Wiederaufstaus in Abhängigkeit vom Durchfluss, durch die Variierung des Abstauziels und durch die Reihenfolge, in welcher die Vorabsenkungen innerhalb der Kraftwerkskette durchgeführt werden.

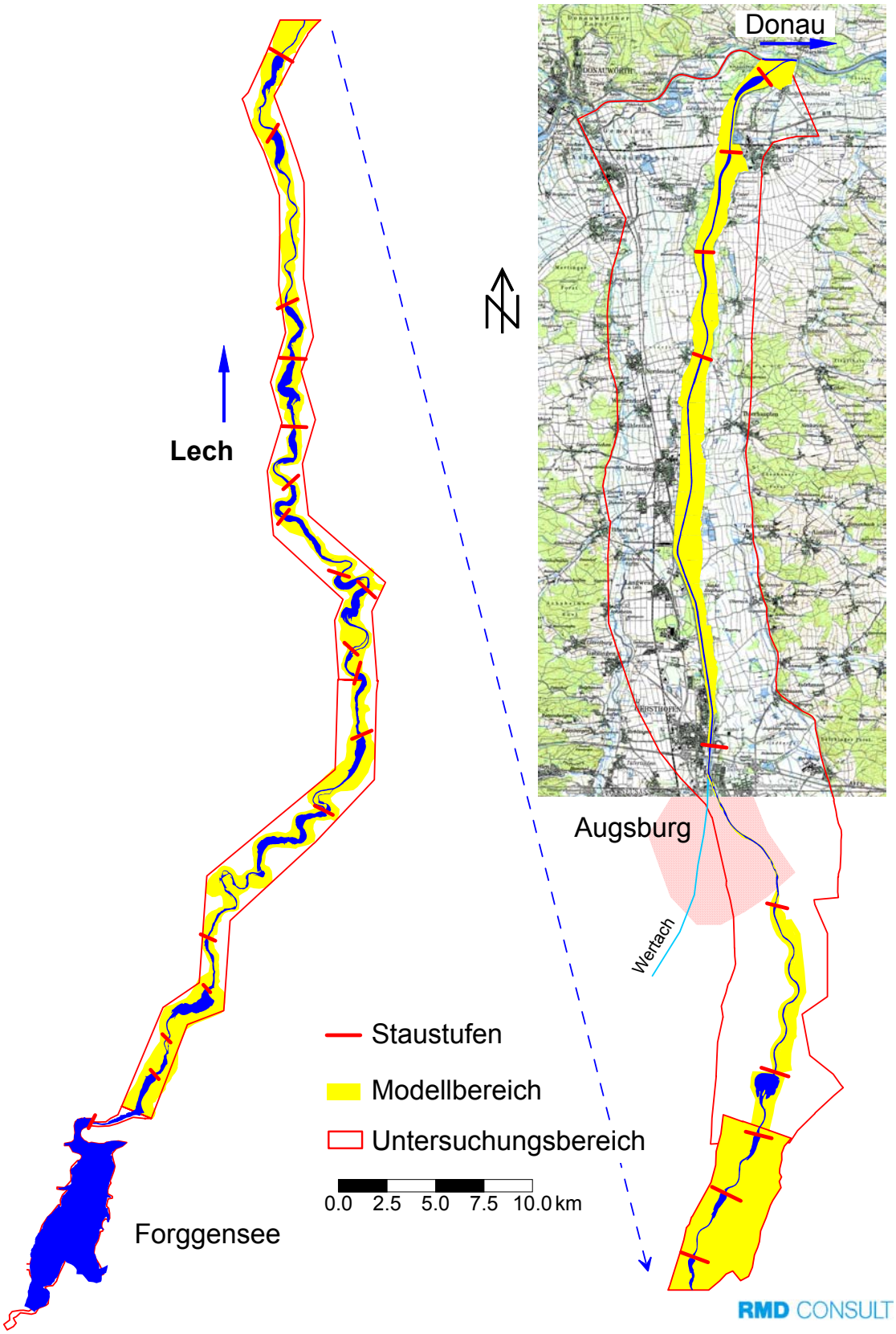


Abb.2: Untersuchungsbereich der Lechstudie

2.3 Die Hochwasservorhersage

Alle betrieblichen Massnahmen sind erst dann sinnvoll, wenn es gelingt, mit einer Hochwasservorhersage einen genügend grossen Zeitpuffer zu gewinnen, in dem Steuerungsbefehle vorbereitet und eingeleitet werden können. Die Zuflussvorhersage muss in bestimmten Zeitschritten adaptiv verbessert werden – auf Grund von aktuellen Niederschlags- und Abflussmessungen und verbesserten Niederschlagsvorhersagen. Für das Einzugsgebiet des Forggensees wurde in den 80er Jahren ein Niederschlag-Abfluss-Modell erstellt, das aktualisiert und um die Lechstrecke bis zur Mündung in die Donau ergänzt wurde. Ein weiteres N/A-Modell für die Wertach wird derzeit überarbeitet.

2.4 Der Einsatz eines Online-Modells

Aus den unter Pkt. 2.2 beschriebenen betrieblichen Massnahmen ergeben sich für den Betriebsverantwortlichen Handlungsspielräume und unterschiedliche Kombinationsmöglichkeiten. Um einen klaren Blick zum einen über die aktuelle Situation, zum anderen über die Konsequenzen von Massnahmen zu behalten, werden die Betriebsverantwortlichen durch ein Online-Modell Lech unterstützt. Dieses besteht aus zwei Programmen, die gekoppelt sind:

- Das **Retentionsprogramm Forggensee** übernimmt direkt die von den N/A-Modellen vorhergesagten Zuflussganglinien. Es berechnet mit diesen und in Abhängigkeit von der aktuell geplanten Abgabestrategie für den Vorhersagezeitraum die Abgabe aus dem Speicher (Forggensee).

- Das eigentliche **Online-Modell Lech** übernimmt die Abflussvorhersage für den Forggensee und die Vorhersage für die Lechzuflüsse unterhalb des Forggensees und integriert die Daten in die hydrodynamische Abflussberechung mit FLORIS^{2000} (vgl. Pkt.3.3). Diese Berechnung liefert für jeden beliebigen Lechquerschnitt die Vorhersage der Wasserstände und Durchflüsse – in Abhängigkeit von den geplanten Massnahmen an den einzelnen Stufen – und daraus resultierend die zu erwartende Abflussganglinie des Lech an der Mündung in die Donau.

2.5 Die Optimierung des Hochwassermanagements

Als Besonderheit enthält das unter Pkt. 2.4 beschriebene Online-Modell einen Optimierungsmodul. Dieser wird automatisch und periodisch einen Vorschlag für die optimale Bewirtschaftung des gesamten Fluss-Systems erstellen. Denn für die Bewirtschaftung des Speichers Forggensee und der Lechstaustufen ergeben sich eine Vielzahl von Möglichkeiten (streng genommen unendlich viele), und aus einer Bewirtschaftung wird erst dann ein perfektes Management, wenn es gelingt, die Bewirtschaftung optimal zu gestalten.

In Abhängigkeit von dem, was als „optimal“ definiert wird (z.B. möglichst grosse Rückhaltung, möglichst schnelle Vorabsenkung oder - übergeordnet - die Reduktion des Wasserstandes an einer oder mehreren Stellen im Lech), müssen in jeder Phase des Hochwasserablaufes für alle möglichen Massnahmen die optimalen Parameter gewählt werden, um das zuvor definierte Ziel zu erreichen.

3 Modelle als Werkzeuge

3.1 Niederschlag/Abflussmodelle

Die N/A-Modelle der bayerischen Wasserwirtschaft werten sowohl Niederschlagsvorhersagen, Niederschlagsmessungen und Abflussmessungen aus und stellen für das Einzugsgebiet des untersuchten Lechabschnitts die Abflussdaten zur Verfügung. Im Hochwasserfall werden diese Abflussprognosen periodisch aktualisiert. Die prognostizierten Abflüsse stellen den Input für das vom Online-Modell abgebildete Untersuchungsgebiet dar.

3.2 Modellierung des Abflusses aus dem Forggensee

Der Abfluss aus dem Forggensee wird unter Berücksichtigung der Betriebsvorschrift bzw. des realen Betriebs der Entlastungsorgane und des Zuflusses zum See mittels einer Retentionsberechnung ermittelt.

3.3 Numerische Modellierung mit hydrodynamischen 1D- und 2D-Modellen

Kern der Lechstudie ist ein hydraulisches, instationäres Modell des gesamten Untersuchungsbereichs, das einerseits der Beurteilung von baulichen und betrieblichen Massnahmen dient und anderseits die Basis für das online-rechnende Simulationsprogramm bildet. Die Modellierung erfolgt mit dem 1D-WSP-Programm FLORIS^{2000} und mit dem 2D-WSP-Programm HYDRO_AS-2D. Die 2D-Abschnitte betreffen hydraulisch schwierige Bereiche und wurden in Abstimmung mit den Ämtern festgelegt. Zum einen liefert das 2D-Modell für die 2D-Abschnitte konkrete Aussagen über Überflutungsflächen und Fliessverhältnisse, zum anderen aber sind die Ergebnisse der 2D-Modelle eine wesentliche Stütze bei der Festlegung der Modelltopologie für das 1D-Programm.

Für die Realisierung des online-rechnenden Simulationsprogramms müssen wegen der kürzeren Berechnungsdauer im Laufe der Untersuchung alle 2D-Abschnitte schrittweise durch 1D-Abschnitte ersetzt werden. Das Ergebnis ist ein durchgängiges 1D-Modell für den gesamten Lech. Mit der Erweiterung des Online-Modells durch einen automatischen Optimierungsalgorithmus werden die Möglichkeiten der Beeinflussung der Wellenablaufgeschwindigkeit und der Wellenspitze durch eine gezielte Änderung der Betriebsführung der Staustufen untersucht.

4 Vorgehensweise

4.1 Vorgehen in Stufen

Grundsätzlich wird bei der ca. 2 bis 3 Jahre dauernden Untersuchung stufenweise vorgegangen. Damit ist eine möglichst baldige Umsetzung einzelner Ergebnisse möglich. In der ersten Stufe werden für den IST-Zustand das Überschwemmungsgebiet und das Leistungsband des Lech (= Information über maximalen, gerade noch schadlos abführbaren Abfluss für die gesamte Fliesslänge) ermittelt. In der zweiten Stufe werden bauliche Massnahmen zum Hochwasserschutz im Lechtal sowie die Möglichkeiten, den

Forggensee als wichtigstes Instrument für den Hochwasserschutz zu modifizieren und optimal zu betreiben, anhand von verschiedenen Hochwasserszenarien untersucht. Unter Berücksichtigung von Nutzung-Kosten-Überlegungen wird eine optimale Massnahmenkombination vorgeschlagen. In der dritten Stufe wird der optimale Betrieb der Staustufenkette im Hochwasserfall untersucht und das Online-Modell erstellt.

4.2 Off-line Modell

Mit hydraulischen, instationären 1D- bzw. 2D-Modellen wird der Ist-Zustand am Lech unterhalb des Forggensees simuliert. Die Betriebsvorschriften der Staustufen werden mit den hydraulischen Modellen gekoppelt. Die Modelle werden anhand von fixierten Abflüssen und den tatsächlichen Betriebsbedingungen an den Staustufen kalibriert. Mit vorgegebenen Hochwasserwellen werden die verschiedenen Planungsvarianten von baulichen Massnahmen am Forggensee und im Lechtal simuliert und durch Vergleich untereinander und mit dem Ist-Zustand bewertet.

4.3 Der Schritt vom off-line-Modell zum online-Modell

Das 1D-Modell, welches im Rahmen der Ist-Analyse nur „in loser Verbindung“ mit den anderen Modellen verwendet wird (Übernahmen von Daten durch Eingabe im 1D-Modell), wird durch die Retentionsberechnung für den Forggensee und die N/A-Modelle ergänzt. Damit können nun der Abfluss und der Wasserstand im Lech prognostiziert werden, wobei jedes „Update“ der Daten der N/A-Modelle automatisch eine neue Prognoserechnung auslöst (Abb.3). Die offene Struktur des Online-Modells ermöglicht eine spätere Einbindung in ein überregionales Hochwassermanagement.

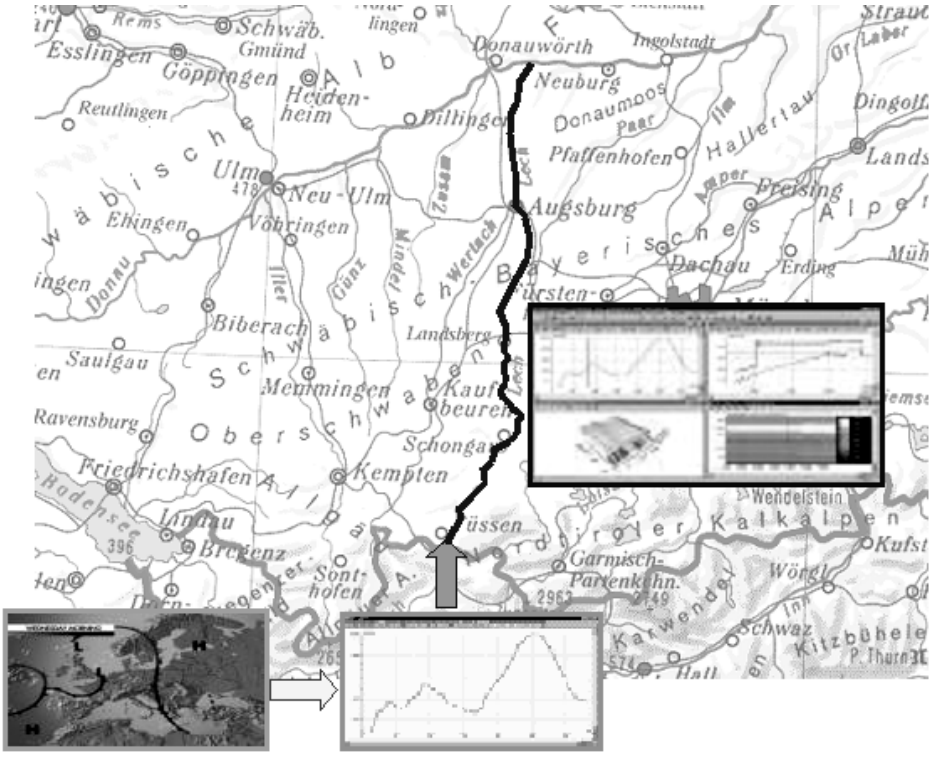


Abb.3: *Die Koppelung zwischen N/A-Modell und Online-Modell*

Mit der Erweiterung des Online-Modells durch einen automatischen Optimierungsalgorithmus werden die Möglichkeiten der Beeinflussung der Wellenablaufgeschwindigkeit und der Wellenspitze durch eine gezielte Änderung der Betriebsführung der Staustufen untersucht. In der Zielfunktion des Optimierungsmoduls können beliebige Kriterien mit unterschiedlicher Gewichtung kombiniert werden (z.B. Minimierung der Durchflüsse, Eintreffen des Scheitelabflusses an der Donaumündung). Die Parameter für die Betriebsführung der Staustufen werden durch die Optimierungsrechnung so festgelegt, dass die vorgegebene Zielfunktion ein Optimum wird.

5 Das optimierende Online-Modell

5.1 Die zentralen Bausteine des Modells: Flux^{DESIGNER} und FLORIS^{2000}

Das optimierende Online-Modell wird auf der Basis von Flux^{DESIGNER}, einem von SCIETEC Flussmanagement entwickelten Programmpaket für die instationäre 1D-Simulation von Fliessvorgängen in Gewässern, realisiert. Flux^{DESIGNER} verwendet als „naturwissenschaftlichen Motor“ FLORIS^{2000}. FLORIS^{2000} ist eine vollständig überarbeitete und erweiterte Version des von der VAW/ETH in den 80er Jahren entwickelten Programms FLORIS (Kühne & Fäh, 1983).

Flux^{DESIGNER} und das dahinter liegende FLORIS^{2000} decken bereits in der Standard-Version wesentliche Anforderungen für das zu erstellende Online-Modell ab:

- Flux^{DESIGNER} bietet durch die sogenannten *extern referenzierten Daten* die Möglichkeit, auch Daten, die ausserhalb der programmeigenen Datenhaltung gespeichert sind, leicht und direkt in die Simulation einzubeziehen (Abb.4).

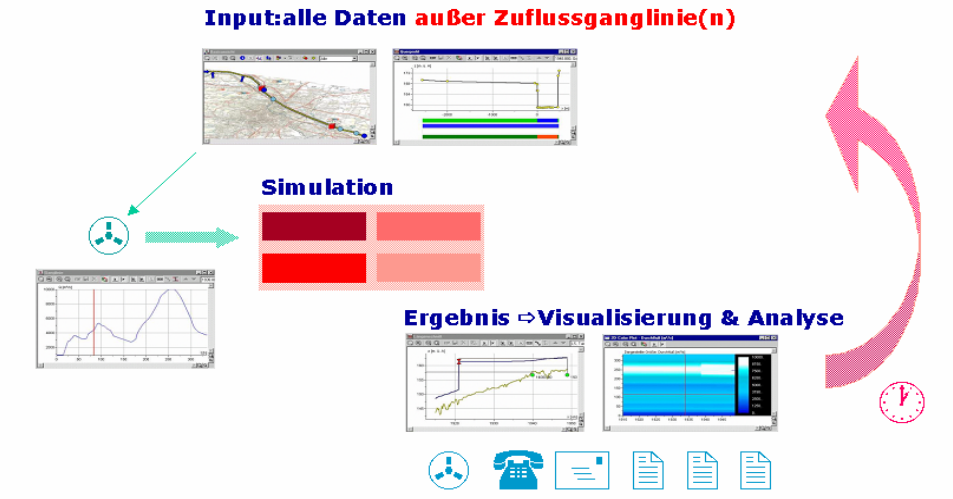


Abb.4: *Einbindung externer Daten in die Simulation mit Flux^{DESIGNER}*

- Flux^{DESIGNER} und das dahinter liegende FLORIS^{2000} bieten umfassende Möglichkeiten für die Simulation eines regelbasierten Wehrbetriebes. Da diese Optionen für das gegenständliche Projekt von besonderer Bedeutung sind, wird im folgenden darauf etwas detaillierter eingegangen.

5.2 Modellierung eines regelbasierten Wehrbetriebes

Der Begriff „regelbasierter Wehrbetrieb“ bezeichnet in Flux^{DESIGNER} die Fixierung des Wasserstandes an beliebigen Stellen im Fluss aufgrund von Vorgaben, die sich als mathematische Regeln definieren lassen. Derartige Vorgaben finden sich praktisch in jeder Vorschrift für den Betrieb von Kraftwerken und Wehranlagen. Für spezielle Aufgaben wie z.B. die Modellierung der Dotation des Vorlandes über einen hydraulisch komplexen Ausuferungsbereich lassen sich derartige Vorgaben aber auch aus Messdaten und Berechungen konstruieren, so dass der *regelbasierte Wehrbetrieb* für die Modellierung unterschiedlichster Verhältnisse hilfreich sein kann.

Flux^{DESIGNER} bietet dem Anwender beim regelbasierten Wehrbetrieb zwei grundsätzlich unterschiedliche Optionen:

- Der *Normalbetrieb* dient der Simulation von Situationen, in denen der Wasserstand am Wehr (oder an einer beliebigen anderen definierbaren Messstelle; bezeichnet als Regelort A) als Funktion des Wasserstandes oder des Durchflusses an beliebigen Stellen im Fluss-System (bezeichnet als Messort B) definiert ist. Die Option *Normalbetrieb* ist ideal für Phasen, in denen ein konstantes Stauziel gehalten wird, in denen eine klare Beziehung $W_A = f(Q_B)$ oder $W_A = f(W_B)$ gilt, aber z.B. auch für Phasen, in welchen die zu erwartenden Wasserstände am Wehr aus Modellversuchen bekannt sind.
- Die Option zur Modellierung der *Vorabsenkung* erlaubt es, komplex verknüpfte Absenkvorgänge für Kraftwerke und Kraftwerksketten zu modellieren. Die Vorabsenkung wird dabei in drei Phasen unterteilt (Absenkphase – Wartephase – Wieder-aufstau). Für das Auslösen der einzelnen Phasen können unterschiedliche Kriterien definiert werden. Die ereignisabhängige Vorabsenkung wird durch das Überschreiten von Grenzwerten (Q, W, ...) ausgelöst. Die zeitabhängige Vorabsenkung wird zeitgesteuert ausgelöst, wobei absolute und relative Zeitangaben möglich sind.

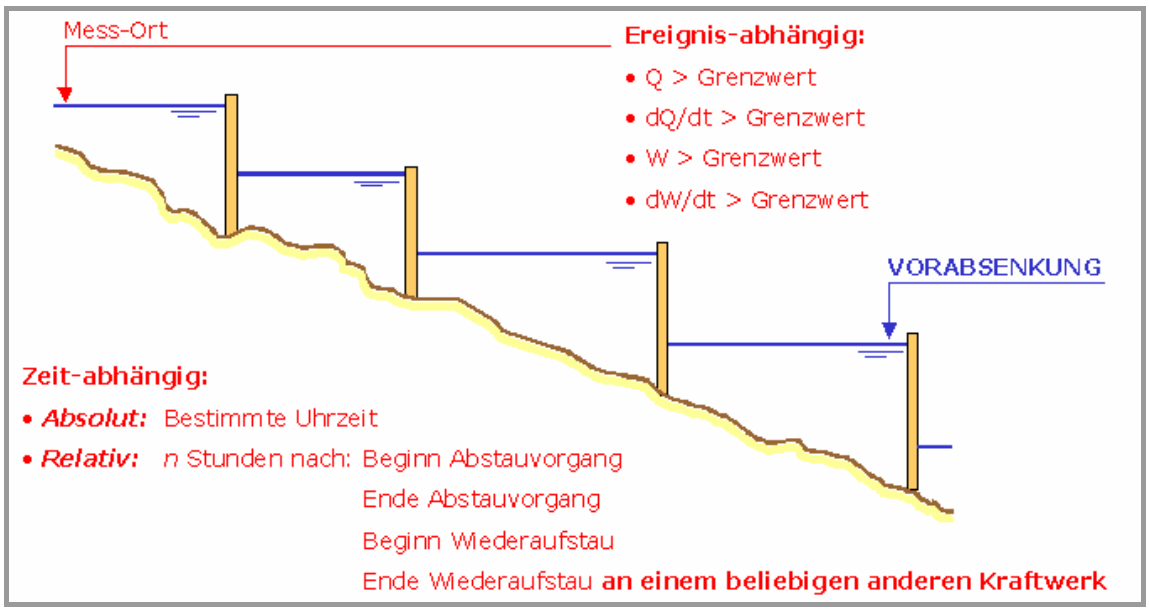


Abb.5: *Optionen für die Simulation von Vorabsenkungen*

Bei der Untersuchung betrieblicher Massnahmen (vgl. Pkt. 2.2) wird der Simulation von Vorabsenkungen grosse Bedeutung zukommen. Durch die Variation von Parametern wie den Grenzwerten für die Auslösung von Vorabsenkungen, Absenkzielen oder relativen Zeitangaben zur Koordination der Abstau- und Aufstauvorgänge in der gesamten Staustufenkette wird für historische Ereignisse untersucht werden, welche Ergebnisse sich durch eine geänderte Betriebsführung ergeben hätten. Im Zuge dieser Analyse werden auch jene Parameter festgelegt werden, die bei der Optimierung automatisch variiert werden, um ein optimiertes Hochwassermanagement zu erreichen.

5.3 Online-Vorschläge für einen optimierten Betrieb

Wie in Pkt. 5.1 beschrieben wird Flux^{DESIGNER} zyklisch für die aktuellen Verhältnisse neue Berechungen durchführen. Dabei wird aber nicht nur eine Variante berechnet. Vielmehr werden die unter Pkt.5.2 beschriebenen Parameter (Grenzwerte, Abstauziele, etc.) automatisch variiert und optimiert, um für die aktuellen Verhältnisse eine ideale Kombination von Massnahmen zu finden. Die Optimierung wird mit einem Algorithmus nach Marquardt-Levenberg erfolgen und die Vorgaben unterschiedlicher Zielfunktionen erlauben.

Die vom Programm gefundene optimale Parameterkombination wird vom Programm angezeigt und steht dem Betriebsführenden als Unterstützung zur Verfügung. Es bleibt aber ihm überlassen, die vorgeschlagenen Massnahmen umzusetzen oder andere Massnahmen zu setzen. Durch die Online-Anbindung übernimmt das Programm automatisch vor jeder neuen Simulation den aktuellen Zustand im Fluss-System und berücksichtigt damit – ähnlich wie ein Navigationssystem für Kraftfahrzeuge – beim nächsten Vorschlag die in der Realität getroffenen Entscheidungen.

6 Zusammenfassung und Ausblick

Mit der Lechstudie werden im Bereich des Hochwasserschutzes und Hochwassermanagements neue Wege beschritten. Zum einen soll der Hochwasserschutz durch eine Kombination von unterschiedlichen Massnahmen verbessert werden. Zum anderen sollen mit Hilfe entsprechender Werkzeuge die Vielzahl der bestehenden Handlungsalternativen beurteilt werden. Das gilt für die Phase der Untersuchung mit der Ausarbeitung von Rahmenstrategien, im Besonderen aber auch für Situationen, in denen Hochwasser im Lech zu bewältigen sind. Den Betriebsverantwortlichen wird dann durch das Online-Modell, welches N/A-Daten, hydrodynamische Modellierung und betriebliche Optimierung integriert, ein modernes Werkzeug zur Seite gestellt.

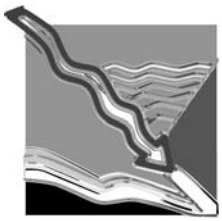
Autoren:

Stefan Kanne, Dipl.-Ing.,
Rupert Cl. Meier, Dr.-Ing.
RMD-CONSULT
Münchner Str. 12
D-85774 Unterföhring

Günther Reichel, Dipl.-Ing.,
SCIETEC
Flussmanagement GmbH
Herrenstr. 4
A-4020 Linz

Martin Schmid, Dipl.-Ing.
BOR, Bayer. Landesamt
für Wasserwirtschaft
Lazarettstr. 67
D-80636 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



Überlegungen und Maßnahmen zur Verbesserung und Quantifizierung der Hochwassersicherheit auch bei eingedeichten Flussstrecken

Dr.-Ing. Werner Buck

1 Einleitung

Wenn es darum geht, Dinge in Angriff zu nehmen, die objektiv notwendig, aber heikel sind, war die Wasserwirtschaft der Schweiz schon immer vorbildlich. Als man es in anderen Ländern sogar unter Fachleuten noch nicht wagte, das mit dem Erstellen von Stauanlagen grundsätzlich verbundene Risiko anzusprechen, führten die Schweizer in potentiell gefährdeten Gebieten bereits routinemäßig Alarmübungen durch.

In diesem Beitrag werden zugegebenermaßen heikle Themen aus dem Bereich des Hochwasserschutzes und der Hochwassersicherheit diskutiert und dementsprechend konkrete Verbesserungsvorschläge gemacht. Die Zeit scheint reif, Konzepte, die für die allgemeine Praxis noch neu sind, dort nun einzuführen. Die kürzliche Vorlage der Entwürfe für die deutsche DIN 19700 ‚Stauanlagen' ist ein Anlass dafür (E DIN 19700 2001).

Der Beitrag befasst sich im einzelnen mit dem Risiko des Bruches von Flussdeichen, der Flutwellenausbreitung in eingedeichten Gebieten und mit Maßnahmen zur Verbesserung der Hochwassersicherheit sowie der Freibordbemessung bei Stauanlagen und Flüssen und dabei insbesondere mit dem Sicherheitszuschlag im Freibord.

2 Hochwasserschutz – Hochwassersicherheit

Im Zusammenhang mit der Hochwasserproblematik ist es zweckmäßig, **zwei Bemessungsfälle** zu unterscheiden (DVWK 1989). Das ist zum einen die Bemessung auf das größte Ereignis, bis zu dem eine **Hochwasserschutz**maßnahme den Anliegern und Unterliegern planmäßig gerade noch uneingeschränkten Schutz gewährt. Zum anderen ist dies die Bemessung auf das größte Ereignis, bis zu dem die Hochwasserschutzbauwerke, z. B. die Absperrbauwerke von Stauanlagen, ihren Dienst noch voll erfüllen und es nicht etwa zu einem Dammbruch kommt. Hier geht es primär nicht um Hochwasserschutz im obigen Sinn, sondern um **Hochwassersicherheit**.

Beide Ereignisarten werden üblicherweise durch deren durchschnittliche Wiederholungszeitspanne T in Jahren (→ Jährlichkeit) bzw. deren Kehrwert 1/T, die jährliche Überschreitungs- oder Versagenswahrscheinlichkeit, charakterisiert. Die Wiederholungszeitspannen sind Maße für den sog. **Schutzgrad** im ersteren Bemessungsfall,

für den sog. **Sicherheitsgrad** im letzteren Fall. Das **komplexe Bemessungsereignis** beschränkt sich nicht auf das Hochwassergeschehen, sondern impliziert weitere Zustände und Erscheinungen während des Ablaufens des Bemessungshochwassers, wie die Größe der hydraulischen Rauheiten des Gewässerquerschnittes, von Windstau und Wellenauflauf, die Verfügbarkeit beweglicher Verschlüsse usw.

Der Schutzgrad bewegt sich bei der Gefährdung bebauter Gebiete im allgemeinen im Bereich von 50 bis 200 Jahren, im Einzelfall sind möglicherweise noch höhere Schutzgrade begründbar.

3 Das Restrisiko und Maßnahmen zur Verringerung der Schäden auch auf eingedeichten Flussstrecken

3.1 Das sogenannte Restrisiko

Was passiert, wenn ein größeres Ereignis als das Bemessungsereignis für die Hochwasserschutzmassnahme eintritt? Dann versagt die Schutzmassnahme und das sogenannte **Restrisiko** kommt zum Tragen. Dies geschieht planmäßig, weil es gute Gründe gibt, kein selteneres Ereignis anzusetzen. Das können wirtschaftliche, ökologische und weitere Entscheidungsgründe sein.

Das Rest- oder Versagensrisiko kann z. B. mit der Versagenswahrscheinlichkeit gleichgesetzt, aber auch als Produkt aus dieser Wahrscheinlichkeit mit dem zu erwartenden monetären Schaden quantifiziert werden. Als hydrologisches Risiko wird die Wahrscheinlichkeit der Überschreitung des Bemessungshochwassers in einer bestimmten Zeitspanne, beispielsweise der Nutzungsdauer der Schutzanlage, bezeichnet (Buck 1979, 2001).

Im Zusammenhang mit dem verbleibenden Risiko muss in Betracht gezogen werden, **welche Folgen ein Versagen von Hochwasserschutzanlagen hat, insbesondere von Absperrbauwerken**. Sind diese gravierend, wie das Auftreten von Dammbrüchen mit daraus resultierenden Flutwellen und großen Schäden, möglicherweise sogar Verlusten an Menschenleben, dann sollten derartige Geschehnisse mit großer Sicherheit ausgeschlossen werden.

Dies ist bei manchen Anlagenarten seit langem gängige Praxis. So werden Stauanlagen, wie Hochwasserrückhaltebecken, Talsperren und Stauhaltungen in Flüssen mit **Hochwasserentlastungsanlagen** bzw. Wehren ausgestattet, um ein unkontrolliertes Überströmen und damit bei Erd- bzw. Steinschüttdämmen die Beschädigung und den **Bruch der Absperrbauwerke weitestgehend zu vermeiden**.

Das dafür gewählte Bemessungsereignis hat daher eine wesentlich größere Jährlichkeit als das für die Hochwasserschutzmaßnahme festgesetzte Ereignis. Die Wiederholungszeitspanne ist das Maß für den gewährten Sicherheitsgrad. Im Extremfall wird das vermutlich größte Hochwasser gewählt, im englischen Sprachgebrauch als ‚Probable Maximum Flood' bezeichnet.

Das Anlegen kontrollierter Entlastungsanlagen kann als Erfüllen der Verpflichtung des Vorhabensträgers angesehen werden, eine durch den Aufstau von Wassermassen neu geschaffene potentielle Gefährdung möglichst nicht zum Ausbruch kommen zu lassen.

3.2 Zur Notwendigkeit von Hochwasserentlastungen auch auf Deichstrecken

Auch bei **Deichbauten an Flüssen** wird der Wasserspiegel normalerweise wegen der Einengung des Durchflussquerschnittes gegenüber dem Ausgangszustand angehoben und bewirkt damit ein vergrößertes Gefährdungspotential. Am offensichtlichsten ist dies beim Vergleich mit dem natürlichen Zustand, bei dem der Durchflussquerschnitt nicht eingeengt und die gesamte Aue am Abflussgeschehen beteiligt ist. Die verminderte Retentionswirkung trägt durch das Ausschalten von Überschwemmungsflächen zu einer weiteren Erhöhung des Wasserstandes bei.

Abgesehen von der moralischen, evtl. auch rechtlichen **Verpflichtung, ein unkontrolliertes Überströmen und Brechen von Deichen bei beträchtlichem Gefährdungspotential weitestgehend zu verhindern**, hat dies **offensichtliche Vorteile**. Während beim Fehlen von Entlastungsmöglichkeiten das Wasser möglicherweise an einer ungünstigen Stelle einer Deichstrecke überläuft (etwa im Bereich einer Großstadt oder einer Industrieregion) und zum Deichbruch mit gefährlichen Flutwellen führen kann, liegen die Verhältnisse bei gezielten Entlastungen wesentlich günstiger. Selbstverständlich unter Berücksichtigung der hydrologischen und hydraulischen Gegebenheiten dürften sich – z. B. unterhalb größerer Zuflüsse – Möglichkeiten bieten, die Entlastungen an Stellen vorzusehen, an denen beim Anspringen und Betrieb der Anlage die Schäden auf ein Mindestmaß beschränkt werden können.

Auf jeden Fall werden sie wesentlich geringer ausfallen, als wenn man es auf einen **Deichbruch** ankommen ließe. Dann läuft nämlich in vielen Fällen das Wasser durch eine sich schnell seitlich und nach unten möglicherweise bis auf die Höhe des anstehenden Geländes vergrößernde Deichbresche. Die Folge ist, dass das Wasser über lange Zeit in der Art einer **Flutwelle** aus dem Abflussgerinne ausläuft und die ehemalige Aue bzw. das mehr oder weniger intensiv genutzte Poldergebiet füllt. Infolge von Querriegeln, wie Straßen- und Bahndämmen, kann es zu beträchtlichen Stauwirkungen kommen, so dass das Wasser im Unterstrom möglicherweise über den Deich in das Gewässer zurückfließt oder dominoartig Querdämme durchbricht und sich talabwärts bewegt.

Für die Berechnung von Deichbruchvorgängen und die Ausbreitung der Flutwelle im Überschwemmungsgebiet stehen seit langem **hydrodynamisch-numerische Modelle** zur Verfügung, wie die frei verfügbaren 1D-Modelle BREACH und FLDWAV des National Weather Service der USA (Fread 1993). Letztere wurden bei uns bisher nur vereinzelt eingesetzt (IHW 1989, Joswig 2001). Bild 1 und Bild 2 zeigen das Beispiel einer Deichbruchwelle und der Entwicklung der Wasserstände in einem gefluteten Polder am Oberrhein. Benutzerfreundlichere, kommerzielle Software ist mittlerweile verfügbar.

In den Diagrammen erkennt man die Ausbreitung der Wassermassen im Polder und den Anstieg der Wasserstände bis auf 4 m über Gelände. Im ehemaligen Überflutungsgebiet ruft ein Querriegel im Unterstrom einen starken Rückstau hervor, so dass das Poldergebiet nach etwa 2 Tagen einer überlaufenden Badewanne gleicht – eine schwierige Aufgabe für das Katastrophenmanagement.

In dem Fall, in dem kontrollierte Entlastungsmöglichkeiten vorhanden sind, schwappt das Wasser bei einem Ereignis, das nur wenig seltener als das Bemessungsereignis ist,

lediglich etwas über und verursacht praktisch keine Schäden. Der Unterschied zu dem Fall, dass das unkontrollierte Überströmen zum Deichbruch führt, ist immens.

Im ungünstigsten Fall, wenn ein wesentlich größeres, selteneres bzw. unwahrscheinlicheres Ereignis auftritt und die Entlastungsanlage lagemäßig und konstruktiv richtig und genügend groß bemessen ist, läuft das eingedeichte Gebiet allmählich voll; es tritt jedoch keine Deichbruchwelle auf.

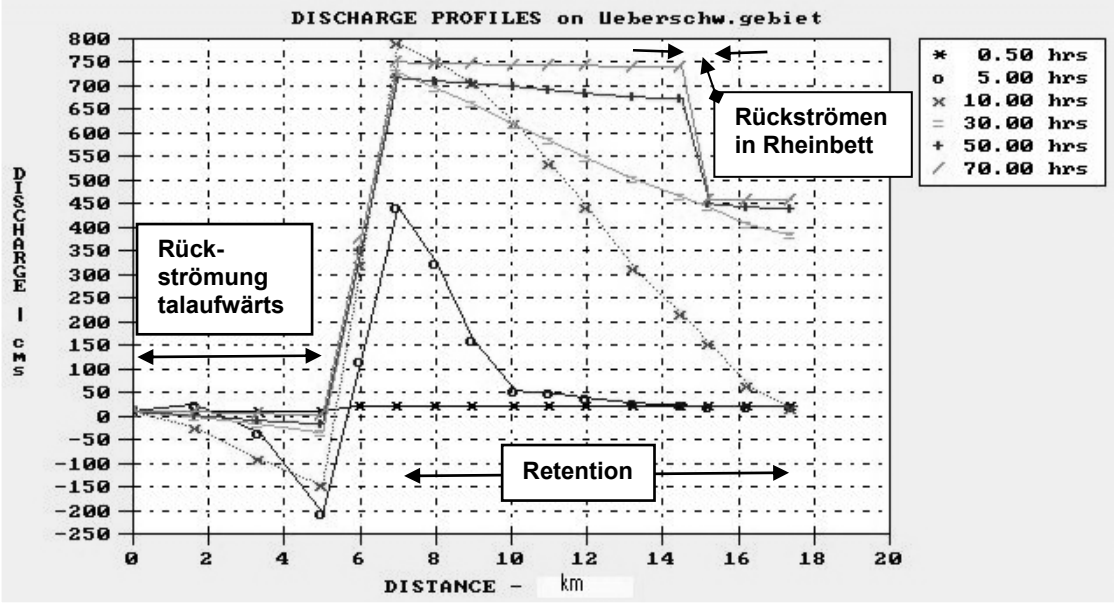


Bild 1 Durchflüsse im Überflutungsgebiet zu verschiedenen Zeitpunkten nach einem Deichbruch bei km 7 (FLDWAV-Screenshot)

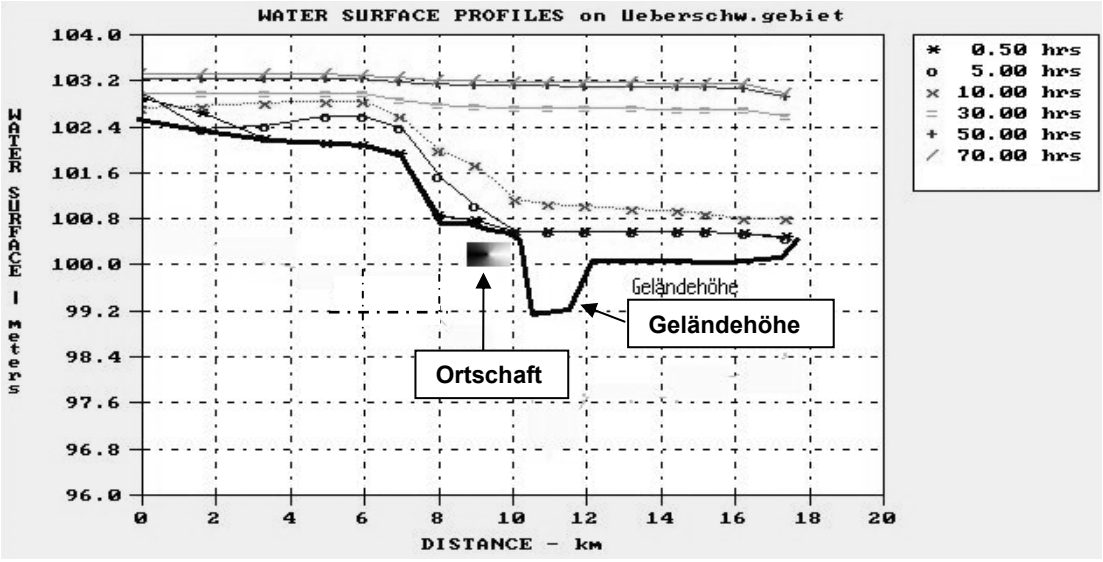


Bild 2 Wasserstände im Überflutungsgebiet zu verschiedenen Zeitpunkten nach einem Deichbruch bei km 7 (FLDWAV-Screenshot)

3.3 Freibord: Sicherheitszuschlag und Windwirkungen

Das Argument, dass es ja noch den **Sicherheitszuschlag im Freibord** gäbe, zieht nicht, da ein solcher beim tatsächlichen, kritischen Bemessungsereignis auch in Anspruch genommen wäre. Es ist höchste Zeit, dass auch die deutsche Bemessungspraxis – wie in anderen Ländern schon seit geraumer Zeit und auch in der maßgebenden DIN so gefordert – Abschied nimmt vom ominösen pauschalen Sicherheitszuschlag im Freibord, der zudem noch an falscher Stelle angesetzt wird. Die in vielen Bereichen **unstreitig vorhandenen Unsicherheiten** sind nämlich dort zu berücksichtigen, wo sie ihren Ursprung haben, beispielsweise bei der Größe des T-jährlichen Hochwasserabflusses oder beim Gauckler-Strickler- bzw. Manning-Beiwert. Sonst geht jedwede Transparenz verloren, insbesondere bei der quantitativen Einschätzung der Versagenswahrscheinlichkeit und damit des Restrisikos als Produkt von Schaden und Wahrscheinlichkeit. Weitere Risikodefinitionen wurden bereits in (Buck 1979) diskutiert.

Wie erwähnt, handelt es sich beim sogenannten Bemessungshochwasser um ein komplexes Ereignis. Die Wiederholungszeitspanne T wird zwar am Hochwasserereignis festgemacht, es gibt jedoch noch diverse andere Einflussfaktoren, u. a. die **Folgen von Winderscheinungen, wie Windstau und Wellenauflauf**. Wenn die Wiederholungszeitspanne für das kombinierte Ereignis Gültigkeit haben soll, dann darf ein z. B. 1000-jährliches Hochwasser nicht mit einem 1000-jährlichen Windereignis überlagert werden. Das Gesamtereignis hat vermutlich eine viel kleinere Überschreitungswahrscheinlichkeit als 1/1000 pro Jahr.

Im DVWK-Merkblatt „Freibordbemessung an Stauanlagen“ wird für den Bemessungswind ein Wiederkehrintervall von 25 Jahren empfohlen (DVWK 1997). Für den Fall, dass gar keine Korrelation zwischen extremen Hochwasserständen und extremen Windereignissen (in Richtung auf das Absperrbauwerk bzw. den Deich!) bestünde, wären in etwa der mittlere Wellenauflauf oder der Medianwert als maßgebend für das kombinierte T-jährliche Ereignis anzusehen. Es ist vorstellbar, dass sich dann kaum relevante Windstau- und Wellenauflauf- und damit Freibordmaße ergeben.

Eine für zwei Hochwasserrückhaltebecken mit Überstreichungslängen von ca. 150 m, wie sie auch bei Flüssen vorkommen, durchgeführte Untersuchung in Baden-Württemberg ergab die aus Tabelle 1 zu entnehmenden Wellenauflaufwahrscheinlichkeiten (IHW 1990). Sie sind zumindest in diesem Fall vernachlässigbar; der Windstau ist völlig unerheblich. Allerdings wurde keine positive Korrelation zwischen Vollfüllung der Becken und Starkwind aus dem jeweils maßgebenden Windrichtungssektor angenommen.

Tabelle 1 Wellenauflaufwahrscheinlichkeit für zwei Hochwasserrückhaltebecken

Wellenauflauf in m		0	0,02	0,04	0,05	0,06	0,10	0,15	0,20	0,40
HRB Altheimergraben	$P_ü$ in %	14,0	10,3	6,2	4,6	3,3	0,7	0,1	$6 \cdot 10^{-3}$	$1 \cdot 10^{-8}$
HRB Hohlgraben	$P_ü$ in %	36,0	31,0	23,2	19,4	15,8	5,9	1,2	0,2	$6 \cdot 10^{-6}$

Kombinationen von sehr großen Wellenaufläufen und nicht so extremen Hochwasserereignissen dürften weniger kritisch sein als die bisher betrachtete Kombination. Das wäre in Simulationsrechnungen unter Einbeziehung der wichtigsten (unsicheren) Ein-

flussgrößen überprüfbar, wie sie als Risikoanalysen in den USA bereits Standard sind (NRC 2000). Für ein größeres Hochwasserrückhaltebecken in Baden-Württemberg wurde die Durchführung einer Zuverlässigkeitsanalyse durch numerische Integration des Sicherheitsintegrals demonstriert (Buck, Schiffler 1986). Ergebnisse lokaler Messungen von Windgeschwindigkeiten und Windrichtungen bei größeren Hochwasserereignissen sollten in die Wellenauflaufberechnungen eingehen (Koehler 1988).

Im übrigen ist es erforderlich, dass generell mehr die lokalen, bauwerksspezifischen und bauteilspezifischen Gegebenheiten berücksichtigt werden. Dazu gehören nicht zuletzt auch empirische, statistische Erkenntnisse über die Versagenshäufigkeit beweglicher Verschlüsse.

3.4 Vollzugsdefizit beim Anlegen von Überlaufstrecken

Weshalb gibt es **bisher so wenige Beispiele für Hochwasserentlastungen in Deichstrecken**, **die zum Zwecke des Bauwerksschutzes angelegt wurden**? (Es geht hier von der Funktion her nicht um Überlaufstrecken oder Einlaufbauwerke zur Füllung von gewöhnlichen Hochwasserrückhaltebecken im Nebenschluss oder zur Dotierung von Auengebieten und auch nicht um überströmbare Absperrdämme von Hochwasserrückhalteanlagen.)

Dabei wurde doch bereits im Jahre 1980 über eine interessante **konstruktive Möglichkeit der Sicherung von Deichen** an der Emscher berichtet (Stalmann 1980), 1983 folgte eine Veröffentlichung, die sich mit der Ausbildung von Überlaufstrecken zur Sicherung der Deiche von Sommerpoldern an der Aller befasst (Baumgarten/Thies 1983) und im DVWK-Merkblatt 210/1986 „Flußdeiche“ behandelt ein ganzer Abschnitt Überlaufstrecken, die als „‚Sicherheitsventil’ entsprechend der Hochwasserentlastung eines nicht überflutbaren Dammes“ bezeichnet werden (DVWK 1986).

Weiterhin enthält das DVWK-Merkblatt „Bemessungshochwasser“ in Anlehnung an eine Anlage im Emscher/Lippe-Gebiet ein detailliertes **Beispiel für eine Überlaufstrecke in einem Flussdeich** (DVWK 1989) und nicht zuletzt heißt es in der DIN 19712 „Flußdeiche“ (DIN 19712 1997): „Bei jeder Deichplanung ist zu überprüfen, ob sich die Katastrophengefahr verringern lässt durch die Ausbildung von gegen Erosion gesicherten Überlaufstrecken in günstig gelegenen Deichabschnitten.“ Auch hier widmet sich ein ganzer Abschnitt dem Thema ‚Überlaufstrecken’.

In der neuen schweizerischen Wegleitung „Hochwasserschutz an Fliessgewässern“ (BWG 2001) werden **überflutbare Dämme oder seitliche Entlastungseinrichtungen als ‘Sicherheitsventile’** und Möglichkeiten zur Sicherung von Deichstrecken genannt. Im Flussgebiet von Theiß und Körös in der ungarischen Tiefebene mit den riesigen natürlichen Überschwemmungsgebieten ist es üblich, zur Vermeidung von Deichbrüchen mit Beton befestigte Überlaufstrecken, die normalerweise mit Erdmaterial überdeckt sind, im Bedarfsfall durch Baggern oder kleine Sprengsätze zur Notentlastung freizumachen (Szlávik 1999, 2000).

Der Hauptgrund für die **Zurückhaltung der deutschen wasserbaulichen Praxis** liegt vermutlich darin, dass es für die fachlich Zuständigen und die Verantwortlichen eine **heikle Aufgabe** ist, über die Lage derartiger Entlastungsanlagen auf einer längeren Deichstrecke zu einer Entscheidung zu kommen. Jede betroffene Gemeinde wird sich zunächst einmal vehement dagegen wehren – obwohl sie mit einer kontrollierten Über-

laufstrecke besser dran wäre, als wenn sie permanent mit der potentiellen Gefahr eines Deichbruchs, dem sog. Restrisiko, leben muss. Weiterhin ist es absolut sicher, dass es irgendwann einmal auf einer eingedeichten Flussstrecke zu einem unkontrollierten Überlaufen kommt! Vor nicht allzu langer Zeit war davon die Stadt Neustadt a. d. Donau betroffen – trotz sogenannter ‚Hochwasserfreilegung' (Greim 2001).

Das bei uns über lange Zeit bestehende Tabu, sogar unter Fachleuten überhaupt von einer verbleibenden Gefährdung oder von einem Restrisiko zu sprechen und über dieses zu diskutieren, ist glücklicherweise inzwischen überwunden. Der **Begriff ‚Restrisiko'** ist allerdings ziemlich verharmlosend, denn die Eintrittswahrscheinlichkeit für den ‚Größten Anzunehmenden Unfall' (GAU) ist zwar gering, der Schaden jedoch infolge des extrem großen Zuflusses im Hauptgerinne, der zu erwartenden Flutwelle und aufgrund des verbesserten Schutzes intensivierter Nutzung im potentiellen Überflutungsgebiet umso größer.

Entlang des Rheins werden von der IKSR mittlerweile auch **zur Information der Öffentlichkeit Karten mit Risikozonen der Hochwassergefährdung** herausgegeben (IKSR 1998) und zusammen mit der Hochwassernotgemeinschaft Rhein **Workshops** mit dem Thema „Restrisiko hinter Deichen und kommunale Verantwortung" veranstaltet.

Wenn dabei auf die Diskussionsfrage nach Überlegungen zur Anlage von Überlaufstrecken zur Hochwasserentlastung von zuständiger Stelle geantwortet wird, dass man diese bereits durch die Einlaufbauwerke von Hochwasserrückhalteräumen im Nebenschluss verwirkliche, ist diese Aussage ein Zeichen der Verunsicherung bei diesem Thema. Es geht ja in diesem Fall nicht um eine Verbesserung des Hochwasserschutzes für die Unterlieger, sondern um die Gewährleistung der Hochwassersicherheit der Anlieger gegen Bauwerksversagen. Wichtig erscheint in diesem Zusammenhang auch, dass den in potentiell gefährdeten Gebieten Wohnenden und Wirtschaftenden bereits **vor der Durchführung von Schutzmaßnahmen offengelegt wird, welches Restrisiko bestehen bleibt**. Nur so kann die **Übernahme dieses Risikos in die Verantwortung des Nutzers am Gewässer gelegt werden**. Er wird sich dann genau überlegen, ob er die bisherige Nutzung intensivieren soll oder nicht. Öffentliche Hilfen für Sachschäden im Katastrophenfall sollten möglichst vermieden werden; sie können durch Versicherung abgedeckt werden.

Auch das Argument, durch die Anlage von Überlaufstrecken werde der Hochwasserschutzgrad für die Anlieger reduziert, zieht nicht. Dies wäre möglicherweise dann der Fall, wenn man den derzeitigen gesamten, für Windstau und Wellenauflauf angesetzten Freibord oder Teile davon als Überfallhöhe nutzen wollte. Sinnvoller ist es jedoch in vielen Fällen, ganz auf den Freibord zu verzichten, weil Windstau und Wellenauflauf im Zusammenhang mit einem seltenen Hochwasserereignis, dessen Größe zudem nicht genau angegeben werden kann, oft vernachlässigbar klein sind.

Wichtig ist vor allem, sich **Klarheit über die im Einzelfall zu wählende Bemessungsjährlichkeit bzw. den angemessenen Schutzgrad und den zugehörigen Wasserstand zu verschaffen** (DVWK 1989). In den Bemessungswasserstand bzw. den entsprechenden Wasserspiegellängsschnitt sollten allerdings hydrologische, morphologische, hydraulische und eventuelle andere Unsicherheiten Eingang finden.

Oberhalb der Stelle, die u. a. wegen der Art und Verteilung der Landnutzung im geschützten Gebiet als Überlaufbereich ausgewählt wurde, sollte der Deich auf genü-

gender Länge erhöht werden, um ein Überlaufen dort zu verhindern. Die **Überströmstrecke** muss lang genug sein, um beim Auftreten des Bemessungshochwassers für die Hochwasserentlastung mit Sicherheit so viel Wasser abzuschöpfen, dass die Deichhöhe unterhalb ausreicht, um das oben angesprochene Bemessungshochwasser abführen zu können, das einen angemessenen Hochwasserschutz der Anlieger gewährleistet.

Auf einer längeren Flussstrecke dürften sich für verschiedene Abschnitte u. a. je nach deren Schutzwürdigkeit **unterschiedlich große Bemessungsjährlichkeiten bzw. Schutzgrade** als sinnvoll erweisen. Diese Abschnitte müssen daher ggf. durch Querriegel voneinander getrennt werden. Im Extremfall werden vorhandene Deiche geöffnet, so dass der Schutzgrad und damit auch die ökologischen Bedingungen weitgehend wieder natürlichen Verhältnissen entsprechen (Ministerium ... 2001).

Wirksamer, jedoch wesentlich teurer als Überlauf- bzw. Überströmstrecken sind **Flutungsbauwerke**, von der Konstruktion her ähnlich den Einlaufbauwerken, die zur Füllung von Hochwasserrückhalteräumen im Nebenschluss (sogenannte Hochwasser-„Polder“) verwendet werden. Allerdings haben sie den Vorteil, dass sie flexibler einsetzbar sind und mit ihnen sowohl Hochwassersicherheits- sondern auch Hochwasserschutzfunktionen wahrgenommen werden können.

Auch wenn es nicht einfach ist, im konkreten Fall zu Lösungen zu kommen, wird es Zeit, **das Problem „Hochwasserentlastungen für eingedeichte Flussstrecken“ auch in der Praxis vermehrt und ohne Scheu anzupacken**. Numerische und physikalische **hydraulische Modelle** sind dabei wichtige Werkzeuge; und zwar für die Bemessung der streichwehrartigen Überlaufstrecken, aber auch für die Berechnung der allmählichen Füllung der eingedeichten Gebiete und für die Alternativlösung nach Bild 3: Deichbruch + Flutwelle.



Bild 3 Deichbruch an der Theiß im März 2001
(Foto: http://www.ovf.hu/ovfhun/akthely.html)

4 Fazit

Es ist an der Zeit, nun auch in der Praxis in einem einheitlichen, transparenten Hochwasserbemessungskonzept

- von pauschalen Wiederholungszeitspannen wegzukommen und für Flussabschnitte **Hochwasserschutzgrade** festzulegen, die dem individuellen Schutzbedürfnis entsprechen und selbstverständlich andere Belange mit berücksichtigen (Schutz von Natur, Ortsbild usw.)
- sich Gedanken über die Anlage von **Hochwasserentlastungen auch auf eingedeichten Flussstrecken** zu machen und diese zur Vermeidung von Deichbrüchen und damit zur Gewährleistung einer angemessenen **Hochwassersicherheit** an geeigneten Stellen in Form von Überlaufstrecken oder auch Flutungsbauwerken zu realisieren
- Abschied vom pauschalen **Sicherheitszuschlag im Freibord** zu nehmen und Unsicherheiten dort zu berücksichtigen, wo sie ihre Ursache haben
- auch **Freibordmaße zur Abdeckung von Windstau und Wellenauflauf** individuell für die jeweilige Gewässerstrecke zu ermitteln und dem kombinierten Bemessungshochwasserereignis in realistischer Weise zuzuordnen, damit die Eintrittswahrscheinlichkeit des Hochwassers für das komplexe Gesamtereignis quantitativ in etwa erhalten bleibt – wenn man nicht gleich Simulationsrechnungen vorzieht. Der Freibord darf nicht zur verkappten Erhöhung des Hochwassersicherheitsgrades missbraucht werden.

5 Literatur

Baumgarten, J. und H. H. Thies, 1983: Überlaufdeiche unter Extrembelastung. Wasser und Boden, Heft 3.

Buck, Werner, 2001: Festlegung eines angemessenen Schutz- und Sicherheitsgrades – DVWK-Merkblatt 209: Wahl des Bemessungshochwassers. In: Wilfried Muth u.a.: Hochwasserrückhaltebecken. expert verlag, Renningen.

Buck, W., 1979: Risikobetrachtung bei Hochwasserrückhaltebecken. In: 11. Fortbildungslehrgang für Hydrologie „Hochwasserschutz“, DVWK, Bonn.

Buck, W. und G. R. Schiffler, 1986: Zuverlässigkeitsanalysen in der wasserwirtschaftlichen Projektplanung. Wasser und Boden, 38. Jg., Heft 3.

Bundesamt für Wasser und Geologie, 2001: Hochwasserschutz an Fliessgewässern. BWG, Bern.
Siehe auch: http://www.bwg.admin.ch/themen/natur/d/pdf/wlhwsfgd.pdf.

DIN 19712, 1997: Flußdeiche. Deutsches Institut für Normung, Beuth Verlag, Berlin, November 1997.

DVWK, 1997: Freibordbemessung an Stauanlagen. Heft 246, DVWK-Merkblätter, Wirtschafts- und Verlagsgesellschaft Gas und Wasser, Bonn.

DVWK, 1989: Wahl des Bemessungshochwassers. Entscheidungswege zur Festlegung des Schutz- und Sicherheitsgrades. Heft 209, DVWK-Merkblätter, Verlag Paul Parey, Hamburg.

DVWK, 1986: Flußdeiche. Heft 210, DVWK-Merkblätter, Verlag Paul Parey, Hamburg.

E DIN 19700-10 – 15, 2001: Stauanlagen. Deutsches Institut für Normung, Beuth Verlag, Berlin, August/September 2001.

Fread, D. L., 1993: Flow Routing. Chapter 10 in: Maidment, David R. (ed. in chief), Handbook of Hydrology. McGraw-Hill, New York.
Zu BREACH und FLDWAV siehe auch:
http://www.nws.noaa.gov/oh/hrl/rvrmech/downloads.htm.

Greim, Berthold, 2001: Das Restrisiko hinter Deichen – Beispiel Neustadt an der Donau. IKSR, 3. Internationales Rhein-Symposium "Ökologie und Hochwasservorsorge" , 15. - 17. Juni 2000, Köln.
Siehe auch: http://www.iksr.org/Greim%20L%20f.htm.

IHW, 1990: Variantenuntersuchungen für die fünf Hochwasserrückhaltebecken auf den Gemarkungen Ravenstein, Höpfingen und Billigheim. Institut für Hydrologie und Wasserwirtschaft, Universität Karlsruhe (TH), Bericht HY87/5, Projektleiter: W. Buck, Bearbeiter: U. Bergdolt, U. Popp, K. Liebert, Karlsruhe, April 1990.

IHW, 1989: Zuverlässigkeitsanalyse von Talsperren unter besonderer Berücksichtigung der praktischen Anwendung. Institut für Hydrologie und Wasserwirtschaft, Universität Karlsruhe (TH), Abschlussbericht BMFT-Forschungsvorhaben 326-759-RGB 8321, Projektleiter: E. Plate, W. Buck, Bearbeiter: G. Meon, J. Meier, K.-P. Schulz, G.-R. Schiffler, Karlsruhe, Mai 1989.

IKSR, 1998: Rhein-Atlas. Ökologie und Hochwasserschutz. Internationale Kommission zum Schutze des Rheins, Koblenz.
Siehe auch: http://www.iksr.org/12ge.htm.

Joswig, Philipp, 2001: Restrisiko und Katastrophenplanung bei Deichversagen. Vertieferarbeit am Institut für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik, Universität Karlsruhe (TH).

Koehler, Gero, 1988: Hydrologische Untersuchungen zum Bemessungshochwasser für Hochwasserentlastungen und zum Freibord. Wasserwirtschaft, 78. Jg., Heft 1.

Ministerium für Umwelt und Forsten Rheinland-Pfalz, 2001: Faltblatt „Integriertes Raumnutzungskonzept für die Hördter Rheinniederung“. Mainz.

NRC, 2000: Risk Analysis and Uncertainty in Flood Damage Reduction Studies. National Research Council, Committee on Risk-Based Analysis for Flood Damage Reduction, National Academy Press, Washington.

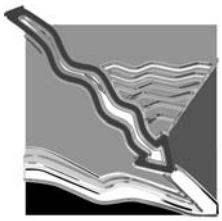
Stalmann, Volker, 1980: Überströmungssicherung von Deichen. Wasser und Boden, Heft 3.

Szlávik, L., 2000: Emergency flood reservoirs in the Tisza basin. In: J. Marsalek et al. (eds.): Flood Issues in Contemporary Water Management. Kluwer Academic Publishers, Dordrecht.

Szlávik, Lajos et al., 1999: A Fehér-, Fekete- és Kettős-Körös árvizei, árvízvédelmi rendszere és a Kisdelta szükségtározó (Die Hochwasser und das Hochwasserschutzsystem der Flüsse Fehér-, Fekete- und Kettős-Körös sowie der Notspeicher Klein-Delta). Vízügyi Közlemények, 4. füzet, Budapest.

Anschrift des Verfassers:
Dr.-Ing. Werner Buck
Institut für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik (IWK), Universität Karlsruhe (TH)
Kaiserstr. 12, 76128 Karlsruhe (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



EINFLUSS VON WASSERKRAFTANLAGEN UND SPEICHERN AUF DEN HOCHWASSERABFLUSS UND DEREN EINSATZ ZUM HOCHWASSERSCHUTZ

o. Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Günther HEIGERTH
Dipl.-Ing. Dr. techn. Oskar HABLE

KURZFASSUNG

Speicher von Wasserkraftanlagen reduzieren den Hochwasserabfluss. Sie ergeben zufolge ihrer Retentionswirkung - gleichsam als Nebeneffekt - einen zusätzlichen Hochwasserschutz für die Unterlieger, der hauptsächlich von der relativen Speichergröße abhängt. Hierzu liegen seit längerem statistische Auswertungen vor. Eine aktuelle wissenschaftliche Arbeit verknüpft nun Hochwässer, die Ausgangsspiegellage und den Windeinfluss als stochastische Größen und ermittelt daraus die Gesamtwahrscheinlichkeit einer bestimmten Extrem-Spiegellage und damit die Größe der Beeinflussung. Weiters können prognostizierte Hochwasserwellen durch bewusste Vorabsenkung von Kleinspeichern bzw. Stauhaltungen verringert werden.
Wasserkraftanlagen leisten damit einen entsprechenden Beitrag zur Abwendung von Hochwasserschäden.

1. EINLEITUNG

Speicher von Wasserkraftanlagen reduzieren ablaufende Hochwasserwellen. Diese Erfahrungen werden bei Bemessung von Hochwasserentlastungsanlagen – wegen der quantitativen Unsicherheit – bekanntlich nicht berücksichtigt. Um diesen Einfluss jedoch quantitativ zu erfassen – und damit seine Auswirkung auf den Hochwasserschutz - sind seit längerem statitischen Auswertungen an verschiedenen Speichern vorgenommen worden. Zusätzlich liegt seit kurzem eine wissenschaftliche Arbeit vor, die die drei wesentlichen Einflussfaktoren der Freibordbemessung stochastisch erfasst, verknüpft, und im Rahmen von Fallstudien auf österreichische Talsperren angewendet hat. Dies ist ein Beitrag zur derzeitigen Diskussion, auch in Zusammenhang mit neuen Empfehlungen und Normen, z.B. in Deutschland und Österreich. Selbstverständlich können Speicher und Stauhaltungen durch Eingriff in den Betrieb auch bewusst zur Hochwasserreduktion herangezogen werden.
Die nachfolgend dargelegten Untersuchungen basieren auf der bivariaten Betrachtung von Hochwasserereignissen in Bezug auf deren Abflussspitze und Abflussvolumen (Bergmann & Sackl, 1986).

2. STATISTISCHE AUSWERTUNGEN

Dass der Betrieb von Speichern von Spitzenkraftwerken bzw. Pumpspeicherwerken auch ohne Rücksichtnahme auf Ziele des Hochwasserschutzes die Hochwässer deutlich bis vollständig reduzieren kann, ist bekannt. Zu länger in Betrieb befindlichen Kraftwerksspeichern in Österreich sind diese Zusammenhänge - unter Mitwirkung eines der Autoren - in den siebziger Jahren erstmals untersucht worden. In der Zwischenzeit wurden diese Untersuchungen in Deutschland, der Schweiz und Österreich wie auch in anderen Ländern weiter fortgeführt bzw. ergänzt.
Schon bei den ersten statistischen Auswertungen hat sich gezeigt, dass die Reduktion der Hochwasserwelle - Spitze wie Fracht - im wesentlichen von der

$$\text{"Speicherkennzahl"} = \frac{\text{Nutzinhalt}}{\text{Jahresregelwasserfracht}}$$

abhängt. Trotz aller Unwägbarkeiten und Zufälligkeiten des Speicherbetriebes, der den grundsätzlichen energiewirtschaftlichen Zielen folgt, besteht eine deutliche Korrelation zwischen dieser Kennzahl und der Verminderung der Hochwässer. Die statistische Auswertung zeigt i. a. eine Werteverteilung, die einen entsprechenden Zusammenhang erkennen lässt.
Es sind bei dieser ersten Untersuchung verschiedene Auswertungen vorgenommen worden, die in den beiliegenden Diagrammen (Abb. 1a und Abb.1b) dargestellt sind:

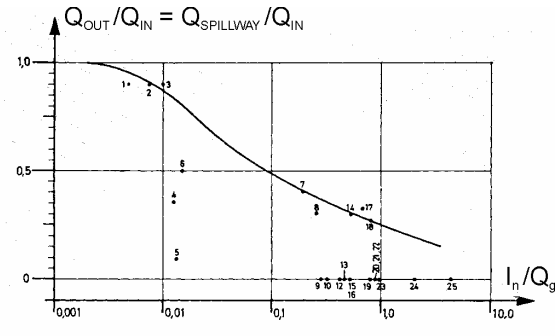


Abb. 1a Reduktion der Hochwasserspitze

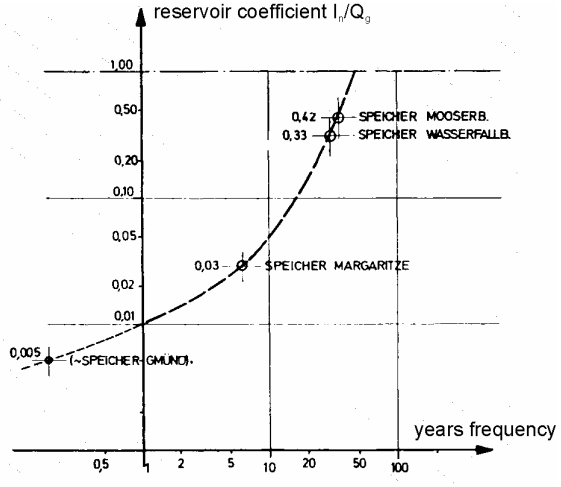


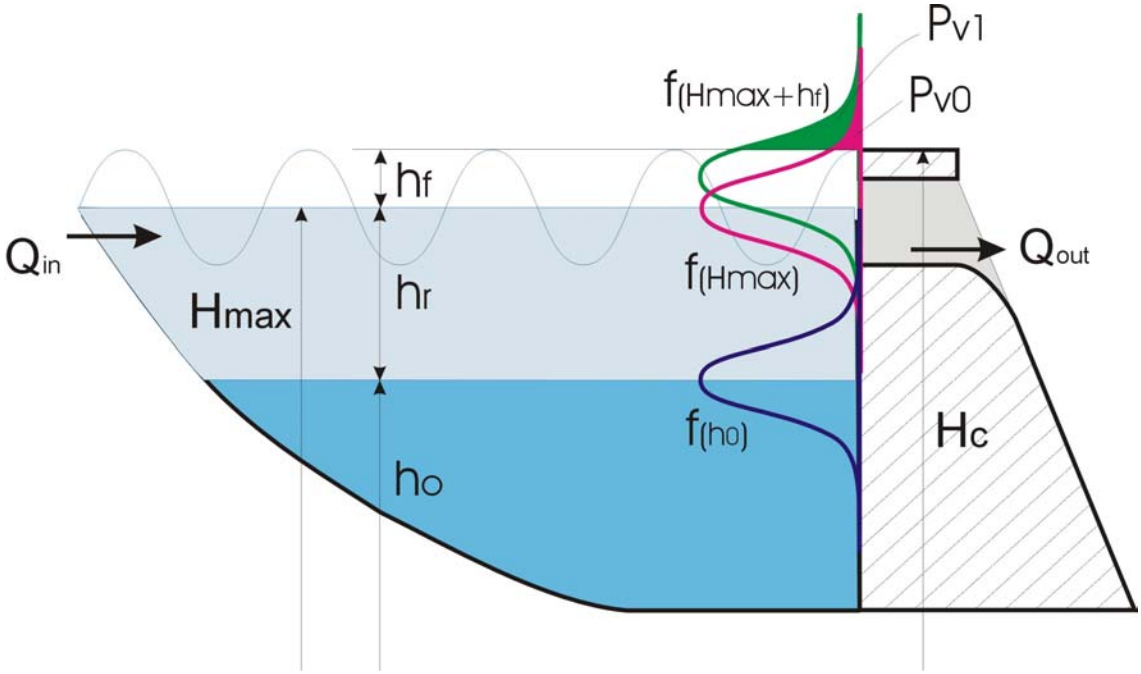
Abb. 1b "Anspringen"des HW-Überlaufs

Wie zu erwarten, zeigt sich bei Jahresspeichern die größte Beeinflussung; ein „Anspringen" kann danach im Mittel etwa alle 30-50 Jahre erwartet werden.
Die Unterlieger von Speichern werden damit weitgehend bis vollständig von Hochwässern geschützt, wobei dieser Einfluss naturgemäß mit Entfernung von der Talsperre und damit Zuflüssen aus Nebengewässern abnimmt. Dieser Einfluss ist jedoch auch in größerer Entfernung noch deutlich feststellbar, wie z.B. eine Untersuchung des Hochwasserabflusses am Inn bei Innsbruck gezeigt hat.

3. PROBABILISTISCHES KONZEPT ZUR ABSCHÄTZUNG DER ÜBERFLUTUNGSWAHRSCHEINLICHKEIT

Im folgenden wird eine von O. Hable, 2001 an der Technischen Universität Graz verfasste wissenschaftliche Arbeit vorgestellt, die sich zunächst mit den Fragen von Risiko und Sicherheit im Bezug auf die Überflutung von Talsperren beschäftigt und darauf hinweist, dass entsprechend der Talsperrenstatistik der ICOLD mehr als ein Drittel aller Versagensfälle der Talsperren, vorwiegend Dämmen, auf unrichtige hydrologische Bemessungswerte bzw. unzureichend dimensionierte Hochwasserentlastungsanlagen zurückzuführen sind. Weiters werden Sicherheitsphilosophie und Bemessungsregeln für Hochwasserentlastungsanlagen in Österreich und in anderen europäischen Ländern erläutert; besondere Hinweise erfolgen auf die vorläufige Neuauflage („Gelb-Druck“) der maßgebenden deutschen Norm DIN 19700, die unter anderem ein für die Hochwasserentlastung maßgebendes Bemessungshochwasser (i. a. Einttrittswahrscheinlichkeit 1 : 1.000), für eine Sicherheitsuntersuchung der Gesamtanlage jedoch ein größeres Hochwasser (1 : 10.000 bzw. PMF = Größtes mögliches Hochwasser) definiert. Es werden auch andere Ansätze, wie nach Widmann, 1999 (Bemessungshochwasser BHQ = k x HQ_{100} mit k = Funktion der relativen Speichergröße und $1 \leq k \leq 2{,}3$) erwähnt. (In Österreich wird von der Staubeckenkommission derzeit eine neue Regelung erarbeitet).

Im Rahmen dieser wissenschaftlichen Arbeit werden deterministische und auf Risikoanalysen basierende Bemessungskonzepte dargelegt, wobei zur numerischen Lösung dieses komplexen Wahrscheinlichkeitsproblems eine Monte-Carlo-Simulation gewählt wurde.



$H_0 + h_r + h_f = H_{max} + h_f > H_c$ = Kronenhöhe (hydraulisch-hydrologisches "Versagen”)

Abb. 2 Überschreitungswahrscheinlichkeit zufolge Ausgangsspiegel, HW-Welle und Wind-Freibord; (nach POHL 1999, ergänzt)

Das vorgeschlagene probabilistische Bemessungsverfahren wurde ursprünglich von Reinhard Pohl (1997) für sächsische Talsperren an der Technischen Universität Dresden entwickelt und zeichnet sich vor allem dadurch aus, dass die Gesamthöhe des Wasserspiegels im Reservoir letzten Endes die einzige Bemessungsgröße für die gesamtheitliche Beurteilung der Überflutungssicherheit der Talsperre ist (Abb. 2). Diese resultiert aus drei Zufallsgrößen, wie folgt:

- aus der zufälligen Höhe des Wasserspiegels zu Beginn des Hochwasserereignises h_0,
- aus der zufälligen Wasserspiegelhöhe, die sich aus der Retention der Hochwasserwelle h_r ergibt, und
- aus der ebenfalls zufälligen Höhe des den Windverhältnissen entsprechenden Freibordmaßes h_f.

Unter Anwendung der angegebenen Größen ergibt sich die Gesamtwahrscheinlichkeit zu (Pohl, 1999):

$$P_V = P\left(h_0 + h_r + h_f > H_c\right) = \int_B^{\infty}\int^{\infty}\int^{\infty} f(h_0, h_r, h_f).dh_0.dh_r.dh_f$$

Durch Simulationsrechnung wird überprüft, in wie vielen Bemessungsfällen ein Versagen eintritt. Der sich ergebende Zahlenwert für die Versagenswahrscheinlichkeit ist definiert als Quotient der Anzahl der Versagensfälle zur Gesamtzahl der simulierten Versuche, wobei konzeptgemäß unter dem Versagen das Eintreten eines hydraulisch-hydrologisch unerwünschten Zustandes unabhängig vom eintretenden Schaden (z.B. am Bauwerk, bei Unterliegern) zu verstehen ist.
In diesem Ansatz kann auch die Variabilität mehrerer Merkmale des Speicherbetriebes, des Hochwasserereignisses und des Windereignisses berücksichtigt werden. Als Ergebnis erhält man die mit bestimmten Wahrscheinlichkeiten korrespondierende Gesamthöhe des Wasserspiegels im Reservoir, welche nunmehr mit den kritischen Höhen des Sperrenbauwerkes verglichen werden kann, beispielsweise:

- mit der Überfallshöhe der Hochwasserentlastung, um festzustellen, mit welcher Wahrscheinlichkeit der Hochwasserüberfall „anspringt“ oder
- mit der Höhe des höchst zulässigen Stauzieles, um festzustellen, mit welcher Wahrscheinlichkeit dieses eingehalten wird, oder
- mit der Kronenhöhe der Talsperre, um die Sicherheitsreserven der Anlage abschätzen zu können.

In jedem Fall bietet dieses Verfahren universelle Anwendungsmöglichkeiten auf Talsperren aller Typen und Verwendungszwecke.

Beim Überlauf wird zwischen zwei unterschiedlichen hydraulisch-hydrologischen Versagensfällen unterschieden:

„Direkte Überflutung“: Speicherspiegel übersteigt die kritische Höhe
„Indirekte Überflutung“: Windinduzierte Welle schlägt über die kritische Höhe

Zu den drei Hauptbelastungsgrößen sei kurz festgehalten:

Anfangswasserstand h_0:

Der Einfluss des Speicherbetriebes wird durch die separate Erfassung des Speicherwasserstandes h_0 zu Beginn des Hochwasserereignisses sichergestellt. Die Möglichkeiten des Hochwassermanagements wurden im Rahmen durchgeführter Fallstudien (Bergmann & Hable, 2001) durch die Formulierung anlagenspezifischer Lastfälle und Sensitivitätsanalysen untersucht. Die ausgewählten Lastfälle decken die betriebliche Bandbreite möglicher Wasserstände im Speicher weitgehend ab. Als Grundlastfall diente dabei die gegenwärtige österreichische Bemessungspraxis von Hochwasserentlastungsanlagen von Talsperren. Bei diesem trifft ein (Bemessungs-) Hochwasser (i. a. HQ_{5000}) auf den bis zum Stauziel gefüllten Speicher und wird mit einem festen Freibordmaß überlagert.

Hochwasserereignis h_r:

Die Hochwasserganglinien werden in Direkt- und Basisabfluss separiert. Das Hochwasserereignis wird durch die Erfassung mehrerer Hochwasserganglinienparameter (Spitzenabfluss, Direktabflussspitze, Direktabflussvolumen, Spitzenabflussdauer) mehrdimensional beschrieben.

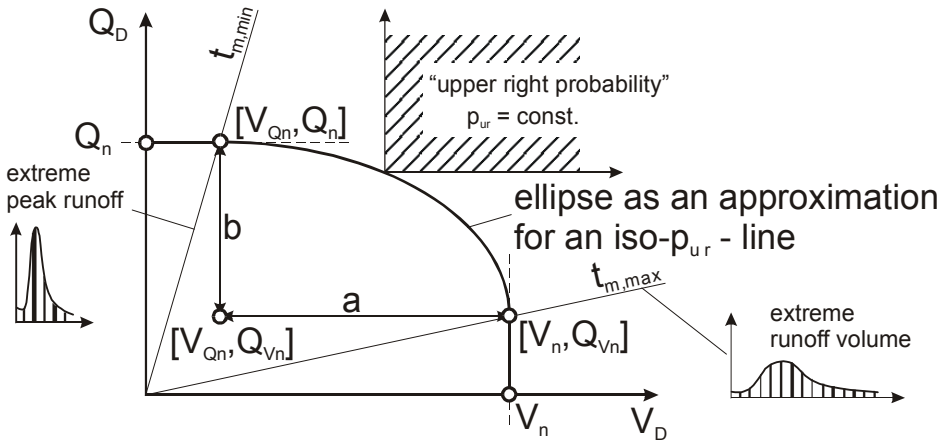


Abb. 3 Zusammenhang HW-Spitze / HW-Fracht

Im Sinne der verwendeten „Bivariaten Hochwasserstatistik“ wird für ein Hochwasser bestimmter Eintrittswahrscheinlichkeit ein Kollektiv mehrerer Kombinationen von Abflussspitze und Abflussfracht angesetzt. Abb. 3 zeigt die normalverteilte Dichtefunktion einschließlich Linie kleiner Eintrittswahrscheinlicheit.

Freibordhöhe (Windereignis)

Die Ermittlung der erforderlichen Freibordhöhe h_f erfolgt unter Anwendung eines Wellenprognose-Verfahrens, das im wesentlichen dem DVWK-Merkblatt 246 (1997) entspricht (Abb. 4). Dazu wird die Speicher-Spiegelfläche in Sektoren geteilt und die Windwirkung für einen iterativ zu bestimmenden maßgebenden Untersuchungspunkt ermittelt.

Zur Anwendung der Monte-Carlo-Methode ist es zunächst erforderlich festzustellen, ob zwischen den drei Variablen Korrelationen bestehen. Dies wurde an Hand von gemessenen Werten bei drei Speichern ausgewertet, wobei festgestellt wurde: Zwischen Hochwasserereignis und Windereignis besteht trotz der meteorologisch – hydrologischen Verknüpfung keine signifikante Korrelation; die übrigen Wertepaare, die eine Verknüpfung zwischen Wettersituation und Stromverbrauch darstellen, zeigen kaum Korrelationen. Damit gehen die drei Variablen als statistisch unabhängige Größen in die Berechnung ein, womit die Gesamtwahrscheinlichkeiten auf der „sicheren Seite“ zu liegen kommen.

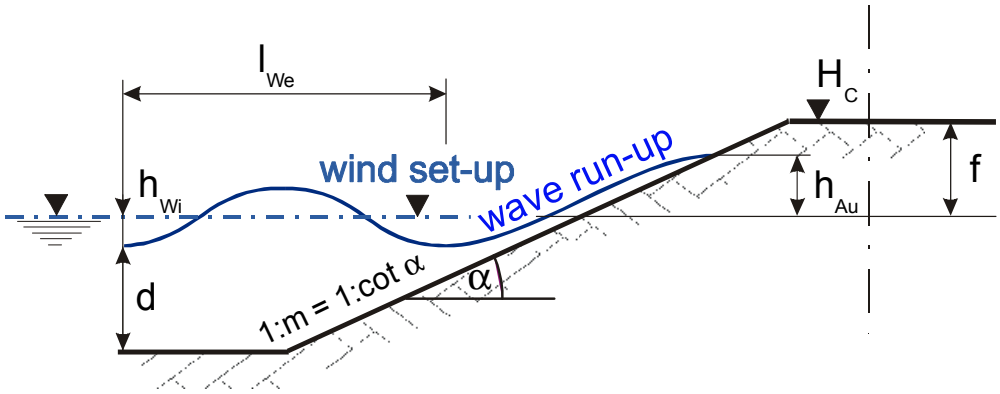


Abb. 4 Windinduzierte Wellen, Kennwerte

Die praktische Umsetzung des vorgeschlagenen Bemessungsverfahrens erfolgte durch die Konzeption einer neuen Bemessungssoftware (Risk Wizard 2000) mit deren Hilfe die Gesamtwahrscheinlichkeit der Talsperrenüberflutung ermittelt wird. Für das erforderliche Datenmanagement wurden eigene Datenerfassungsbögen entwickelt. Die Berechnung der direkten bzw. indirekten Überflutungswahrscheinlichkeit kann unter zwei grundlegend verschiedenen Voraussetzungen erfolgen:

- Im Bemessungsfall, für ein Hochwasser bestimmter Jährlichkeit (z.B. $Q > HQ_{5000}$) und für
- ein beliebiges Jahr.

Die im Rahmen eines zweijährigen Forschungsprojektes im Auftrag des Verbandes der Elektrizitätswerke Österreichs durchgeführten Untersuchungen an Talsperren der Tauernkraftwerke und der Steirischen Wasserkraft- und Elektrizitätsaktiengesellschaft gewonnenen Ergebnisse zeigen den hohen hydraulischen-hydrologischen Sicherheitsstandard dieser Anlagen (Bergmann & Hable, 2001). Von den untersuchten Sperren verschiedener Größe und Bauart seien die Sperre Durlaßboden (Schüttdamm) und die Sperre Salza (überströmte Gewölbemauer) erwähnt.
Die Diagramme zeigen für den Speicher Durlaßboden die Überschreitungswahrscheinlichkeit bestimmter Spiegelhöhen mit und ohne Windeinfluss (Abb. 5) sowie die Überschreitungswahrscheinlichkeit bezogen auf den Ausgangswasserspiegel (Abb. 6).

Die errechnete Überflutungswahrscheinlichkeit der Sperrenkrone liegt auch für die Ausgangsspiegellage „Stauziel“ in allen Fällen unter 1:1000 000.

Die Wahrscheinlichkeit des „Anspringens“ der Hochwasserentlastung (ohne Windeinfluss) für das Beispiel eines Jahresspeichers (ca. 0,020) passt mit dem statistisch ermittelten Wert (sh. Abschnitt 2) in der Größenordnung gut überein.
Das vorgeschlagene Bemessungsverfahren hat sich somit als effizientes Werkzeug zur probabilistische Talsperrenbemessung erwiesen und ermöglicht darüber hinaus auch den Zugang zur Risikoanalyse in der Bemessungspraxis.

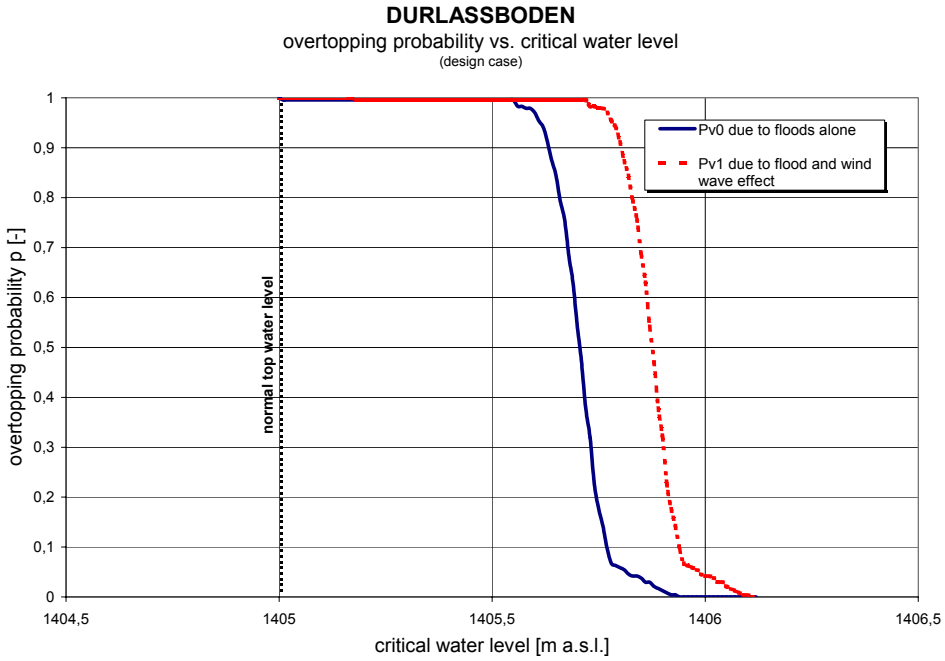


Abb. 5 Überflutungswahrscheinlichkeit bei konstantem Anfangswasserstand h_0
h_0 = Stauziel und Q = HQ_{5000}. (mit und ohne Windeinfluß)

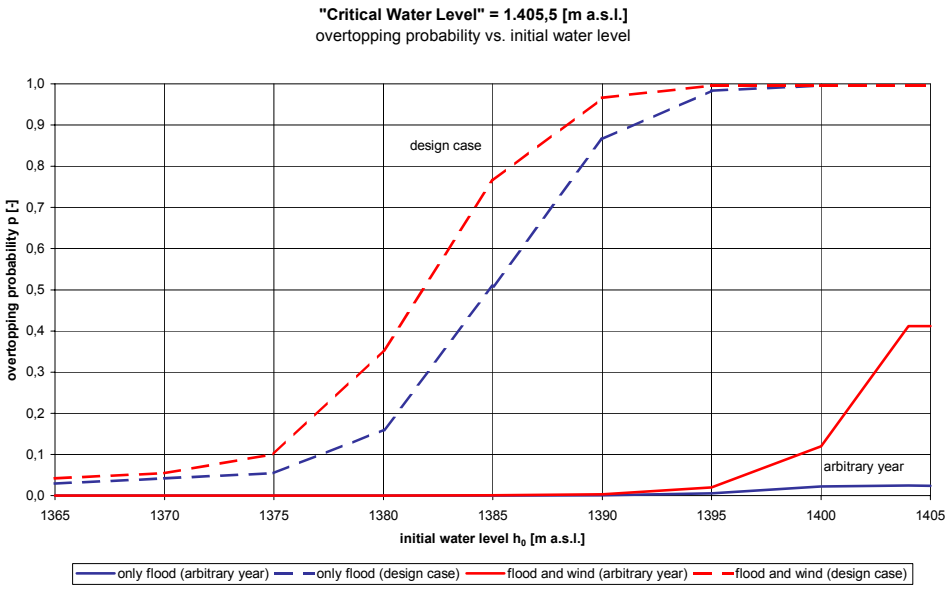


Abb. 6 Überschreitungswahrscheinlichkeit in Abhängigkeit vom Ausgangsspiegel (für Bemessungsfall und beliebiges Jahr bzw. mit und ohne Windeinfluß)

4. EINSATZ VON SPEICHERN ZUM HOCHWASSERSCHUTZ

Bei kleinen Speichern, wie z.B. für den wöchentlichen Ausgleich, ist die o.a. Abminderung der Hochwasserwellen naturgemäß gering.
Bei entsprechend gezieltem Einsatz der Anlagen können jedoch auch in diesen Fällen Hochwässer deutlich abgemindert werden. Diese Fälle sollen daher zur Abrundung des vorgegebenen Themas ebenso erwähnt werden. Im Gegensatz zum freien Speicherbetrieb beeinflussen diese gezielten Maßnahmen jedoch den Betrieb der Anlagen und können damit spürbare Kosten für die Betreiber verursachen.

Um einen möglichst großen Auffangraum verfügbar zu machen, ist eine entsprechende Vor-Spiegelabsenkung erforderlich. Dies setzt eine zeitgerechte Abfluss- bzw. Niederschlags-Prognose voraus; diese Prognose kann sich im Falle größerer Einzugsgebiete auch auf ein numerisches Niederschlag-Abfluss-Modell stützen.

Zur Veranschaulichung sei hier ein Beispiel aus dem Bereich Zillertal (KW-Gruppe Zemm-Ziller) vorgestellt:
Der Speicher Stillupp, ein Wochenspeicher mit über 7 hm³ Nutzinhalt, bildet das UW-Becken zweier Pumpspeicherwerke, mit OW-Becken in Form der beiden Jahresspeicher Schlegeis und Zillergründl; die Abarbeitung des Speichers Stillupp erfolgt in den Ziller; einem Nebenfluss des Inn; das Zillertal ist vor Errichtung dieser KW-Gruppe immer wieder von verheerenden Überschwemmungen durch den Ziller heimgesucht worden.
Während die beiden Jahresspeicher ihre Täler vollständig vor Hochwässer schützen, muss der Speicher Stillupp, der den größten Zufluss zum Ziller kontrolliert, im Falle von angekündigten Starkregen abgesenkt werden. Dies geschieht durch vorzeitige Abarbeitung, falls dies der aktuelle Wasserstand im Ziller zulässt, bzw. durch Hochpumpen in die beiden Jahresspeicher.
Abb. 7 (siehe nächste Seite) zeigt einen derartigen Einsatz bei einem Hochwasser 1985 und den Vergleich eines Hochwassers aus 1987 mit einem etwa gleich großen aus 1956 (vor Bau der Speicher); im Vergleich zu 1956 mit schweren Überschwemmungen sind 1987 nur Talwiesen geringfügig überflutet worden.

Selbstverständlich sind diese Maßnahmen in einen Hochwasserschutzplan für die Region eingebunden, der auch alle übrigen organisatorischen Maßnahmen etc. umfasst.

5. SCHLUSSBEMERKUNGEN

Im einzelnen wurde gezeigt, wie Speicher von Wasserkraftwerken - wie auch von anderen wasserwirtschaftlichen Anlagen – den Ablauf von Hochwässern beeinflussen bzw. beeinflussen können; dies betrifft sowohl die Schutzwirkung gegenüber den Unterliegern als auch eine mögliche Berücksichtigung bei der Bemessung von betroffenen Anlageteilen, wie Hochwasserentlastungsanlagen. Wie eingangs erwähnt, sind diese Fragen derzeit in Diskussion, wobei vor allem auf die in Deutschland vorliegende, vorläufige Ausgabe der Norm DIN 19700 sowie die in Vorbereitung befindlichen Richtlinien der Österreichischen Staubeckenkommission hingewiesen sei. Ob und wie weit die Ergebnisse der statistischen und stochastischen Untersuchungen berücksichtigt werden können, ist eine Frage von Sicherheitsüberlegungen, in die verschiedene Gesichtspunkte einfließen müssen. Dabei spielt das Gefährdungspotential

und damit Größe und Bauart der Talsperre eine wesentliche Rolle; es scheint auch zweckmäßig, zwischen dem eigentlichen Bemessungshochwasser und den möglichen Folgen für die Anlage bei Überlastung durch denkbare Extremabflüsse zu unterscheiden. Das vorgestellte - für die Bemessung anwendbare - Verfahren könnte zu diesen Sicherheitsüberlegungen einen wertvollen Beitrag leisten.

In jedem Fall zeigen jedoch die Ergebnisse, sowohl bei Berücksichtigung der Retentionswirkung als „Nebeneffekt“ als auch bei bewusstem Einsatz von Speichern, die tatsächliche Reduktion von Hochwasserwellen und damit die Schutzwirkung für die Allgemeinheit, vor allem im alpinen Raum.

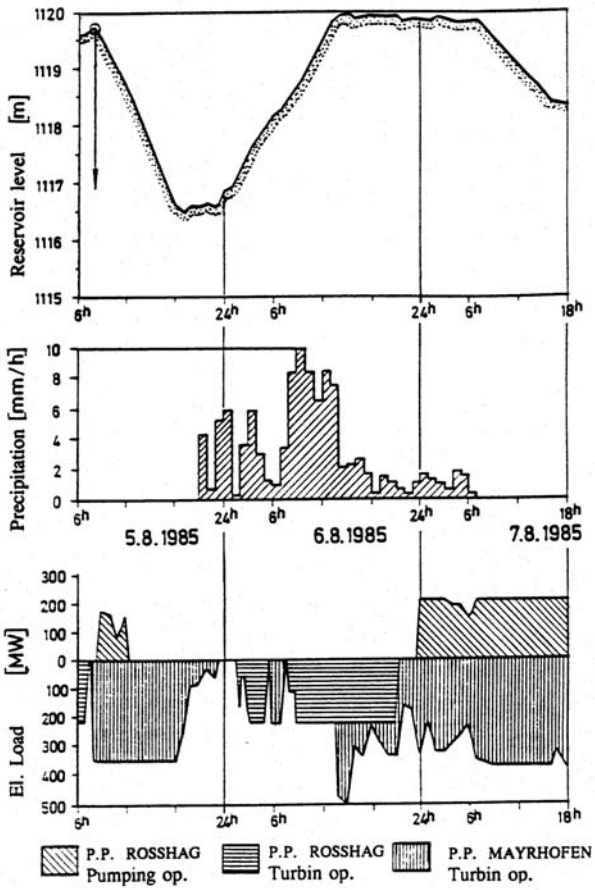


Abb. 7a
Speicher Stillupp Vorabsenkung

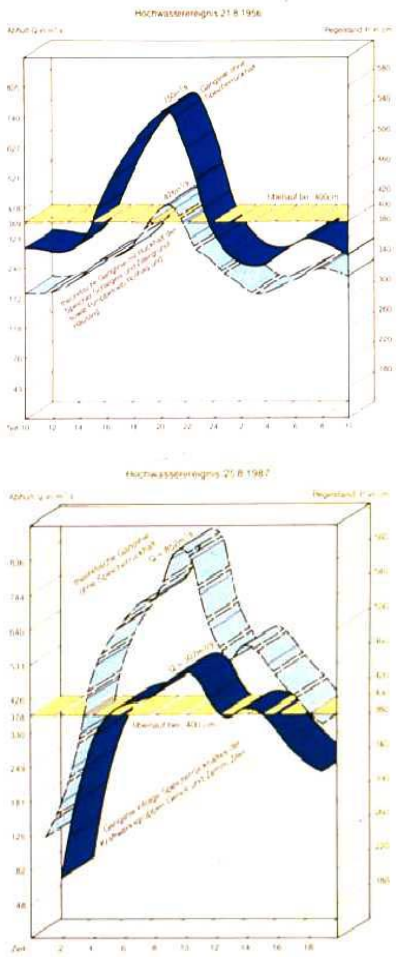


Abb. 7b
Pegel Hart HW-Abfluß vor (1956) und nach (1987) Speichererrichtung

Literatur:

- Bergmann H. &. Sackl B.: „A Bivariate Statistical Method and it Application to Flood Protection“
  Proceedings Int. Symp. on Flood Frequency, Baton Rouge, USA 1986
- Bergmann H. &. Hable O.: Hochwassermanagement an Talsperren unter Berücksichtigung des Speicherbetriebes; Forschungsbericht zum gleichnamigen EFG-Projekt im Auftrag des Verbandes der Elektrizitätswerke Österreichs, Institut für Hydraulik und Hydrologie, Technische Universität Graz, 2001
- Hable O. Bergmann H. Krainer R.: „Betriebliches Datenmanagement als Grundlage zur Risikoanalyse von Wasserbaulicher Anlagen“, Symposium Betrieb und Überwachung Wasserbauanlagen, TU Graz, Schriftenreihe zur Wasserwirtschaft, H. 34, 2000
- Hable O., Bergmann H., Breinhälter H., Krainer R.: „Flood Management at Dams with Consideration of the reservoir operation“, Proceedings of the Int. Symp. on Flood Defence, Universität Kassel 2000
- Hable O.: „Multidimensional probabilistic design concept for the estimation of the overtopping probability of dams“
  Dissertation, Technische Universität Graz, Schriftenreihe zur Wasserwirtschaft, H. 37, 2001 (in Englisch)
- Heigerth G.: „Flood Control by Retention Basins and Hydropower reservoirs in Austria“, Proceedings 25. IAHR-Kongress, Tokio 1993
- Heigerth G.: „Wasserkraftnutzung und Hochwasserschutz“, Int. Symposium Wasserkraft, die erneuerbare Energie, Verbandsschrift 65 des Schweiz. Wasserwirtschaftsverbandes.
- ICOLD: „Dam Failure, Statistical Analysis“, Bulletin 99, Paris, 1995
- Laufer F., Brenner R.:“Updating of Design Flood and Dam Safety in Switzerland“, Proceedings 17. ICOLD-Congress, Wien 1991
- Martin H. und Pohl R.: „New Aspects of freeboard desing at dams“, Proceedings Int. Symp. Trends and Guidelines on Dam Safety, Barcelona 1998
- Pohl R.: „Überflutungssicherheit von Talsperren“;
  Mitteilungen des Inst. für Wasserbau und Techn. Hydromechanik, TU Dresden, H. 11, 1997
- Pohl R.: „Estimation of the probability of hydraulic –hydrological failure of dams“
  Proccedings of the Int. Workshop on Risk Analysis in Dam Safety Assessment, Taipeh, R.O.C., 1999
- Sieber H.U.: „Hochwasserbemessungs Konzept für Talsperren“ (E DIN 19700)
  Proceedings Nürnberger Wasserwirtschaftstage 2001
- Vischer D.: „Die Überflutungssicherheit von Talsperren“,
  Wasser-Energie-Luft, Jg. 86, H. 11/12 1994
- Widmann R.: „Gewölbemauern-Erfahrungen-Probleme, Entwicklungen“,
  Schriftenreihe Die Talsperren Österreichs, H. 33, 1999

Weitere Literatur-Hinweise zum Abschnitt 3 in:
Hable O., Dissertation an der Technischen Universität Graz, 2001 (siehe oben!)

Univ.-Prof. Dipl.Ing. Dr. Günther Heigerth
Dipl.Ing. Dr. Oskar Hable

Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU-Graz
Stremayrgasse 10, A-8010 Graz
e-mail: heigerth@kwb.tu-graz.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

Das Durchflussprognosesystem HYSIM als Teil des EPV – Energiewirtschaftliches Planungssystem Verbund

Dipl.-Ing. Ulrike Drabek, Dipl.-Ing. Dr. Robert Kirnbauer,
o.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr. Dieter Gutknecht und
Dipl.-Ing. Dr. Raimundo-Nonato Andrade-Leal

1. EPV – Energiewirtschaftliches Planungssystem Verbund

Unter dem Namen EPV ist eine Abfolge von unterschiedlichen Modellen zusammengefasst, die dem österreichischen Energieversorgungsunternehmen Verbund als Entscheidungshilfe im täglichen Stromgeschäft dient. Genaueres über dieses System ist dem Beitrag *Zuflussvorhersagen für den Kraftwerkseinsatz als Grundlage des EPV – Energiewirtschaftliches Planungssystem Verbund* von *Bachhiesl* zu gegenständlichem Symposium zu entnehmen.

Herzstück des EPV ist die Durchfluss- und in weiterer Folge die Leistungsprognose an mehreren Erzeugungsschwerpunkten des Kraftwerksparks. Diese Durchflussprognose setzt sich aus mehreren Modellen verschiedener Entwickler zusammen, wie sie in folgender Abbildung dargestellt sind:

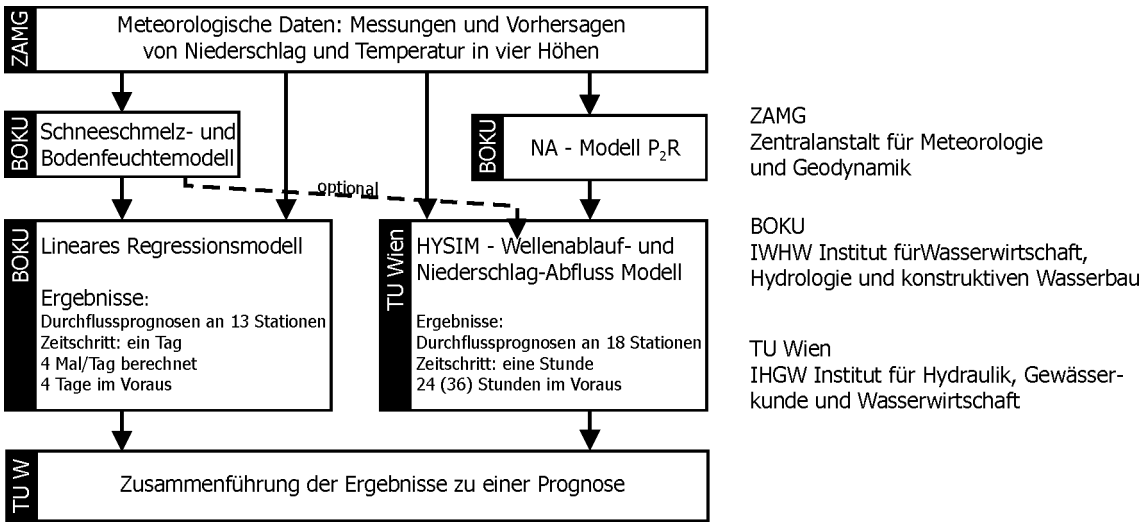


Abbildung 1: Zusammenspiel der einzelnen Modelle

Allen Modellen gemein sind die meteorologischen Eingangsdaten, die zu Gebietswerten zusammengefasst sind (Messwerte und Prognosewerte von Niederschlag, Temperatur in

4 Höhenstufen und Schneefallgrenze) und die Messwerte von Durchflüssen an ca. 45 Knotenpunkten im System. Die erste Ebene der Modelle bilden ein Schneeschmelz- und Bodenfeuchtemodell und ein Niederschlags-Abfluss-Modell, deren Ergebnisse als Eingangsdaten in die beiden Hauptmodelle eingehen. Die erste Säule der online-Prognose ist das Regressionsmodell, es liefert Prognosen vier Tage im Voraus mit einer Diskretisierung von einem Tag an 13 Stationen, die Prognosen werden 4 Mal am Tag berechnet. (Eine genauere Beschreibung dieser Modelle erfolgt im o.g. Beitrag von *Bachhiesl*)

Die zweite Säule der operativen Durchflussvorhersage ist das Flussgebietsmodell HYSIM (Kapitel 2). Es berechnet die Prognosen auf Basis von Niederschlägen bzw. Abflüssen an Oberliegern im Stundentakt auf bis zu 36 Stunden im Voraus. Prognosen und Modellparameter werden rekursiv unter Berücksichtigung der aktuellen Beobachtungen korrigiert. An Fließgewässern mit Kraftwerken wird die natürliche Zuflussganglinie durch den Kraftwerksbetrieb verändert. Dies kann den Korrekturalgorithmus bisweilen stark beeinträchtigen, was durch einen speziellen Modellbaustein in HYSIM abgefangen werden muss (Kapitel 3). In weiterer Folge werden die Ergebnisse von HYSIM und dem Regressionsmodell zu einer einzigen Vorhersage kombiniert. Der dafür entwickelte Algorithmus SAMBA wird in Kapitel 4 beschrieben.

2. Das Flussgebietsmodell HYSIM

HYSIM ist ein modular aufgebautes, hydrologisches Prognosesystem zur Vorhersage von Durchflüssen an Fließgewässern. Es liefert Prognosen an derzeit 18 Stationen entlang der Salzach, des Inn und der Donau. Im Gegensatz zum Regressionsmodell, das den Trend im Durchfluss für die nächsten vier Tage berechnet, ist die HYSIM-Prognose für die genauere Auflösung der Ganglinie ($\Delta t = 1$ h) mit kurzfristigem Zeithorizont (bis zu 36 Stunden) zuständig. Damit ist ein Modellkonzept von Nöten, das die Veränderung des Systemzustandes – hervorgerufen z.B. durch die kurzfristige Veränderung des Wettergeschehens – möglichst schnell nachvollziehen und beschreiben kann. Diese Anforderungen werden durch die Beschreibung der Prozesse mit Hilfe eines dynamischen linearen Bayes'schen Modells mit rekursiver Schätzung der Prozessparameter mittels Kalman-Filter erfüllt.

Bei der Modellierung eines naturräumlichen Systems ist eine vereinfachte Beschreibung der beteiligten Prozesse notwendig. Werden Modellresultate mit Messungen verglichen, so ergeben sich Abweichungen aus zwei Fehlerquellen: dem "Modellfehler" aufgrund der abstrahierten Prozessformulierung und den unvermeidlichen "Messfehlern" in den beobachteten Daten. Der Kalman-Filter ist ein Algorithmus, mit dem die zeitvariablen Zustände von komplexen Systemen rekursiv aus Messdaten optimal geschätzt werden, wobei sowohl Messfehler und Modellfehler als auch Vorabkenntnisse über das betrachtete System bei der Zustandsschätzung quantitativ berücksichtigt werden.

Bayes'sche Modelle sind dadurch gekennzeichnet, dass die den Prozess beschreibenden Größen x_k (Zustandsgrößen) ebenso wie die Beobachtungsgrößen y_k als Zufallsvariable betrachtet werden. Das heißt, dass durch die Beschreibung eines stochastischen Prozesses für jede Systemgröße eine Angabe über deren Wahrscheinlichkeit gemacht werden kann. Jedes Modul des Vorhersagemodells HYSIM besteht aus einer Systemgleichung und einer Beobachtungsgleichung. Die Systemgleichung beschreibt

die dynamische Veränderung der für das Modul charakteristischen System- bzw. Zustandsgröße. Die Beobachtungsgleichung stellt die Verbindung zwischen der Systemgröße und den Beobachtungen her.

Die Einschätzung der Zustandsgröße x_k erfolgt aufgrund der Beobachtungen y_{k-1} bis zum aktuellen Zeitpunkt *(k-1)*. Die Wahrscheinlichkeitsdichte $p(x_k|y^{k-1})$ wird als a-priori-Dichte bezeichnet. Nach Eintreffen der neu hinzukommenden Beobachtung y_k zum Zeitpunkt k kann eine neue Dichte ausgegeben werden, die a-posteriori-Dichte $p(x_k|y^k)$. Die Veränderung der Größe ergibt sich aus der dynamischen Struktur des betrachteten Prozesses, ausgedrückt z.B. über eine deterministische Formulierung des Hervorgehens von x_k aus den vorangegangenen Werten $x_{k-1,...}$ und dem Einfluss der Beobachtungen y_k, die als Träger von Information gesehen werden können. Das Bayes'sche Theorem besagt, dass die Dichtefunktion nach Einbeziehung der letzten, aktuellen Beobachtung (d.h. die a-posteriori-Dichte) proportional ist dem Produkt aus der a-priori-Dichte und der Likelihoodfunktion der Beobachtung zum aktuellen Zeitpunkt. Die Likelihoodfunktion quantifiziert den Informationsgehalt der zur Verfügung stehenden neuen Daten. Treffen also im Verlauf der Zeit fortwährend (z.B. stündlich) neue Beobachtungen ein, lässt sich nach diesem Schema laufend die a-posteriori-Dichte neu ermitteln und die Zustandsgröße neu schätzen ("Dynamische Bayes'sche Analyse").

Unter der Voraussetzung, dass die beiden Dichtefunktionen normalverteilt sind, kann sowohl der Beobachtung y_k als auch der Zustandsgröße x_k eine stochastische "Störgröße" in Form einer Standardabweichung zugeordnet werden. Somit lässt sich sowohl die Unsicherheit der Beobachtung als auch die Unsicherheit der Modellierung der inneren Dynamik eines Prozesses und die Abhängigkeit der Zustandsgröße von den Eingangsgrößen angeben. Ist also die aus der Beobachtung stammende Information aussagekräftig, so ist zu erwarten, dass die a-posteriori-Dichte geringe Varianz aufweist. Die theoretischen Grundlagen von HYSIM werden in Schnatter (1988), Gutknecht (in Schilling, 1987) und Gutknecht (1994) näher beleuchtet.

Im Kontext der Modellbildung für Vorhersagezwecke ergeben sich aus dem kombinierten Bayes-Kalman-Algorithmus folgende Vorteile (Gutknecht, 1994):

- Der Unsicherheit in der Echtzeitsituation kann Rechnung getragen werden.
- Die aktuellen Beobachtungen können zur "Nachführung" des Modells herangezogen werden, die Prozessparameter sind einem "Lernprozess" unterworfen.
- Die laufende Neuschätzung der Zustandsgrößen zu jedem Zeitpunkt liefert einen Einblick in die Eignung des Modells zur Beschreibung der gewählten Prozesse im Verlauf der Zeit.

Je nach der herrschenden hydrologischen Situation werden die einzelnen Modellbausteine so kombiniert, dass aus ihnen eine dem natürlichen Geschehen adäquate Modellkonfiguration entsteht. Die Auswahl der Module erfolgt automatisch aufgrund der hydrologischen Beobachtungen, jedes einzelne beschreibt einen Prozess im Einzugsgebiet:

Wellenablaufmodell (WA-Modul): Dieser Baustein beschreibt den Ablauf und die Dämpfung einer Welle auf ihrem Weg vom Oberlieger- zum Unterliegerknoten mit Hilfe einer Nash-Kaskade sowie die Zunahme des Durchflusses als Folge seitlicher, diffuser Zuflüsse aus dem Zwischeneinzugsgebiet. Dieser Zunahme wird mit Hilfe einer

geeigneten Volumskorrektur Rechnung getragen, die Korrektur kann multiplikativ oder additiv erfolgen und die Schätzung der Größe erfolgt mit jedem Zeitschritt neu. Eingangsgrößen sind die Ganglinienwerte des Zuflusses am Oberliegerpegel und als Kontroll- oder Zustandsgröße jene am Prognosepegel. Bei sehr großen Hochwasserwellen, deren Abfluss ab einem gewissen Schwellwert ausufert, tritt eine zweistufige Modellkonzeption in Kraft: für den Anteil des Abflusses, der in das Vorland ausufert, wird eine zweite Systemfunktion (Nash-Kaskade) definiert, die den langsameren Ablauf der Welle beschreibt.

Niederschlags- Abflussmodell (N/A-Modul): Die Abflussberechnung erfolgt mit dem Unit-Hydrograph- Verfahren, wo die abflusswirksamen Anteile des Niederschlags mittels eines dynamischen adaptiven Schätzalgorithmus berechnet werden. Der nicht abflusswirksame Niederschlagsanteil wird ganz oder teilweise mit Hilfe eines Basis-Unit Hydrograph in Abflüsse umgesetzt. Direktabfluss und Basisabfluss werden mit einer Auslauflinie überlagert und ergeben insgesamt den zu prognostizierenden Abfluss am Pegel des betrachteten Teilgebietes. Eingangsgrößen sind Niederschlag und ev. Schmelzregen eines Gebietes, wobei Temperaturdaten dazu verwendet werden, um die Lage der Schneefallgrenze als Trennlinie von flüssigem und festem Niederschlag zu bestimmen und unter der Verwendung der Höhenverteilung des Einzugsgebietes den abflusswirksamen Niederschlag um den Anteil, der in fester Form als Schnee fällt, zu verringern.

Wellenablauf bei Niederschlag im Zwischeneinzugsgebiet (WA-NA-Modul): Treten im Bereich der betrachteten Flussstrecke Niederschläge auf, die im Abfluss als Form diffuser seitlicher Zuflüsse wirksam werden, wird dieser Prozess durch eine Kombination aus Wellenablauf und Niederschlags- Abflussmodul beschrieben. Eingangsgrößen sind der Abfluss am Oberliegerpegel und beobachteter Gebietsniederschlag, als Kontrollgröße gilt der Abfluss am Unterliegerpegel.

Überlagerungsmodell (UE-Modul): Dieses Modul wird eingesetzt, wenn zwei oder mehrere Zubringer als Eingangsgrößen miteinander den Abfluss an einer unterhalb gelegenen Pegelstelle (Kontrollgröße) ergeben. Die einzelnen Zubringer können entweder durch reine Translation der Welle oder durch Transformation über eine Nash-Kaskade beschrieben werden.

Schneeschmelzmodell: Eine vom Modell unabhängige Routine berechnet den niederschlagsäquivalenten Schmelzregen als Eingangsgröße für das N/A-Modul. Als Eingangsgrößen werden die Höhenlage der temporären Schneefallgrenze, Lufttemperatur, Luftfeuchtigkeit, Windgeschwindigkeit und Niederschlagsintensität benötigt. Mit einem Energiebilanzverfahren werden flächengewogene Schmelzraten ermittelt.

Es bestehen weitere, für spezielle Anwendungen generierte Modellbausteine, wie z.B. ein Überlagerungsmodell mit Kraftwerkseinfluss oder ein Kraftwerksfahrplanmodell für Schwellbetrieb.

Durch den modularen Aufbau des Systems ist es möglich, an einzelnen Zubringern, die für die Modellierung mittels des internen N/A-Moduls nicht geeignet sind, sogenannte "Fremdprognosen" – Prognosen aus anderen, parallel laufenden Modellen (im konkreten Fall das N/A-Modell P_2R) – zu übernehmen oder neue Module in das System zu integrieren.

3. Glättung der Durchflussdaten

Durch anthropogene Eingriffe wie z.B. durch Stauregelungen, Änderungen von Turbinenleistungen und Schleusungen kommt es zu einer massiven Beeinflussung des Abflussgeschehens in den Flüssen, welche sich generell durch eine im Abflussganglinienbild leicht erkennbare, dem natürlichen Prozessverlauf widersprechende Unruhe dokumentiert. Diese Oszillationen sind dem natürlichen Prozessverlauf aufgeprägt und überlagert. Sie können die Grobstrukturen des Prozesses zwar nicht grundlegend ändern, erreichen aber speziell im Niedrigwasserbereich eine Größenordnung, die weit über die unvermeidliche Unschärfe der hydrographischen Messwerte hinausgeht. Diese Unruhe führt in Verbindung mit der adaptiven Parameternachführung des Flussgebietsmodells HYSIM zu verstärkter Unruhe in den prognostizierten Ganglinien und häufig auch zu einander widersprechenden Verläufen der Prognoseganglinien an aufeinanderfolgenden Prognosezeitpunkten. Beide Phänomene sind bei der betrieblichen Nutzung der Vorhersageganglinien unerwünscht.

Grundsätzlich bestehen zwei Lösungsansätze, um die Auswirkungen anthropogener Eingriffe zu beherrschen:

- Der anthropogene Eingriff als solcher wird quantitativ oder wenigstens qualitativ prognostiziert und diese Prognose in HYSIM verarbeitet.

  Dieser Ansatz kann bei kraftwerksbeeinflussten seitlichen Zuflüssen zum Hauptstrom (d.h. zum Inn bzw. zur Donau) gut umgesetzt werden. Im vorliegenden Fall wird zur Zeit am Pegel STEYR an der Enns der tägliche Fahrplan der oberhalb liegenden Schwellkraftwerke in die Datenbank eingetragen und fließt somit als Prognose in das System ein. Dadurch werden die resultierenden Schwankungen am nächsten Prognosepegel an der Donau besser als ohne diesen Eingriff vorhergesagt und die oben genannten Phänomene gemildert.
- Die anthropogen induzierten Oszillationen werden durch einen passenden Glättungsalgorithmus herausgefiltert, wodurch der zugrundeliegende natürliche Prozess klarer zu Tage tritt. HYSIM verarbeitet sodann die gefilterten Daten als Basis für den Systeminput und für die adaptive Parameternachführung. Die Glättung wird durch die Bildung eines gewichteten Mittels über die Messwerte der letzten n Stunden durchgeführt, wobei sich in der Praxis Werte für n zwischen 5 und 7 als brauchbar herausgestellt haben (Drabek et al., 1999).

  Diese Glättung ist in einer Preprocessing- Routine automatisiert, wobei die Faktoren durch die flexible Konfiguration jederzeit verändert werden können. Abbildung 2 zeigt am Beispiel der Ganglinie des KW Stammham, wie sich die Glättung auf die Oszillationen der Messwerte auswirkt.

Die Prognosen mit geglätteten Ganglinien sind – gerade in den Anfangsstrecken des Modells, wo die Oszillationen aufgrund des niedrigeren Durchflussniveaus in Prozent ausgedrückt einen höheren Wert annehmen, sowie im Lastfall "Alltagsbetrieb" ohne nennenswerte Anstiege in der Ganglinie – von signifikant höherer Genauigkeit als jene mit den Beobachtungswerten.

Für die Vorhersage im Lastfall "Hochwasser" ist die Variante mit geglätteter Ganglinie hingegen nicht geeignet, da durch die gewichtete Mittelung der letzten n Messwerte im Falle des Anstiegs einer Ganglinie eine Zeitverzögerung eintritt. Hier liefern Varianten mit unveränderten Messdaten genauere Prognosen.

Die Glättung bringt durch die Bildung des gewichteten Mittels weiters den Vorteil, dass ein einzelner ausgefallener Wert gedämpft wird und somit die adaptive Nachführung der Parameter nicht zu unplausiblen Werten führt. Abbildung 2 zeigt Ergebnisse der online-Prognose im Lastfall "Alltagsbetrieb" für ein Kraftwerk am Inn, wobei die Prognose mit Originaldaten (obere Abb.) jener mit geglätteter Ganglinie (untere Abb.) gegenübergestellt sind. Die durchgehende, dunklere Linie ist in der oberen Abbildung die Beobachtung, in der unteren die geglättete Beobachtung. Zu jeder Stunde beginnt eine Prognose in 1-Stunden-Diskretisierung für einen Zeithorizont von 10 Stunden. Es ist deutlich zu erkennen, dass die Prognosen für die geglättete Ganglinie viel ruhiger verlaufen, was der Nachführung der Modellparameter zugute kommt.

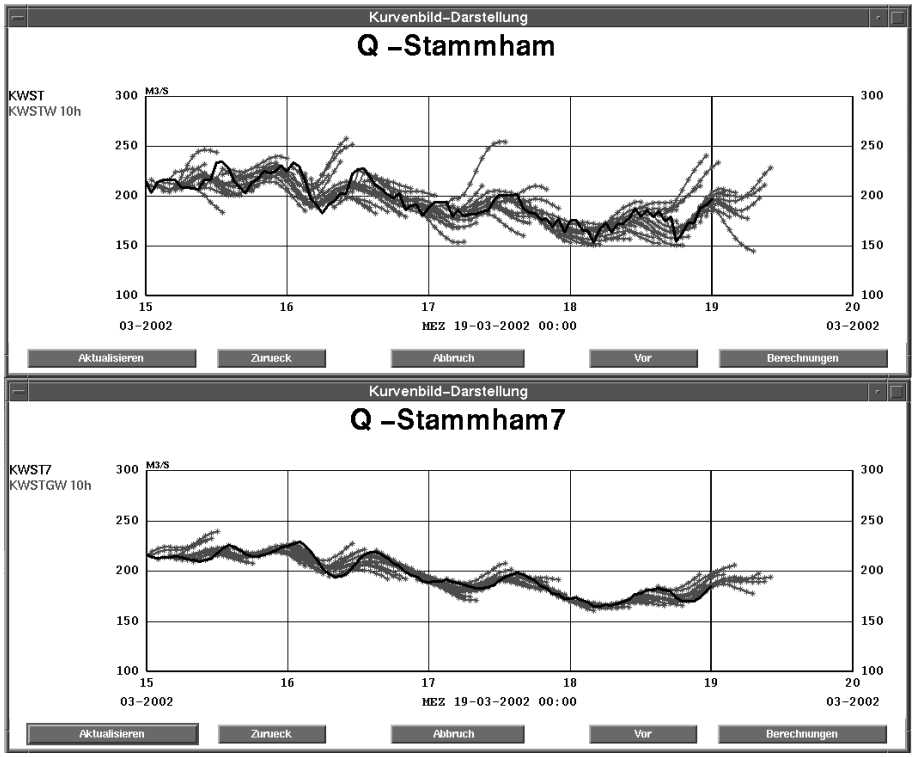


Abbildung 2: Vergleich von Prognosen mit gemessenen (Q-Stammham) und geglätteten (Q-Stammham7) Durchflussdaten

4. Kombination mehrerer Prognosen – SAMBA

Während des Prognoseverlaufes werden für jeden Zeitpunkt bis zu 5 Prognosen (für den Bereich bis 36 h: vier HYSIM-Varianten, eine Regressionsvariante / ab 36 h: vier Regressionsvarianten, jeweils 6 Stunden versetzt) als Ergebnisse der unterschiedlichen Modelle berechnet. Diese Modelle liefern je nach Prognosepegel, nach Prognosefrist und nach hydrologischer Situation (Lastfall) Ergebnisse unterschiedlicher Qualität. Einmal erweist sich das eine, einmal das andere Modell entsprechend seiner Konfiguration als das bessere. Für den Echtzeitbetrieb sollte jenes Modellergebnis bzw. jene Kombination von Modellergebnissen als Basis für die Betriebsführung weitergegeben werden, das unter den gegebenen Bedingungen die besten Prognosen liefert. Weiters sollte ein Vertrauensbereich angegeben werden, innerhalb dessen der tatsächlich auftretende Abfluss mit einer gewissen Wahrscheinlichkeit liegen wird.

Mit dem neu entwickelten Modul SAMBA zur Prognosenoptimierung (Andrade-Leal, 2001) wird dieser Forderung Rechnung getragen. Als Optimalitätskriterien können derzeit unmittelbar a) der Absolutwert des Prognosefehlers oder b) dessen Quadrat konfiguriert werden. Programmintern sind weitere Module vorgesehen, mit deren Hilfe problemlos andere Optimalitätskriterien konfiguriert werden können. Beispielsweise können zu einem späteren Zeitpunkt Prognosefehler je nach der energiewirtschaftlichen Situation oder je nach dem Durchfluss am Prognosepegel unterschiedlich gewichtet werden. In der vorliegenden Form stellt SAMBA die optimierte Prognose als eine Linearkombination der jeweils zur Verfügung stehenden Einzelmodelle dar.

Die Vorgangsweise bei der Bestimmung der Koeffizienten der Linearkombination wird im Folgenden am einfachsten und daher grafisch darstellbaren Fall, der Linearkombination von nur zwei Modellen, geschildert:

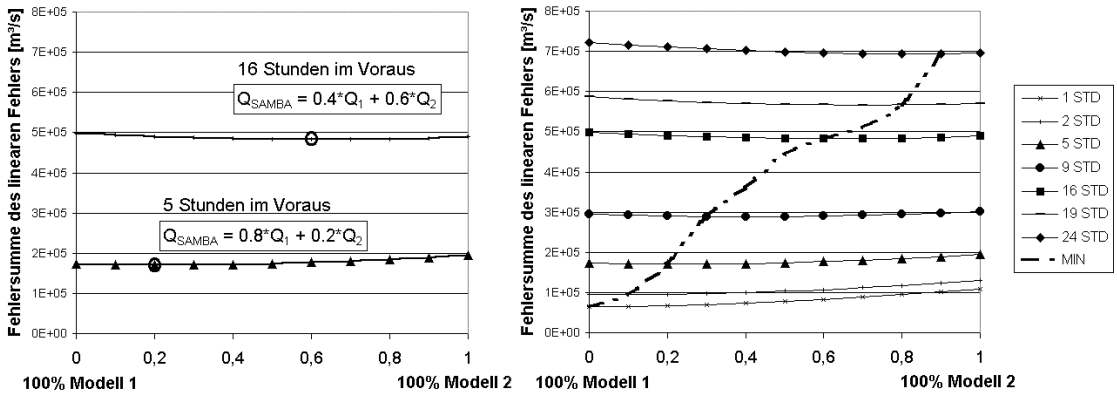


Abbildung 3: Ermittlung des Gewichtungsfaktors für die optimale Kombination von zwei Modellen.

Die Koeffizienten zur Gewichtung werden an Hand von Gruppen beobachteter Ereignisse aus der Vergangenheit kalibriert, indem für diese Ereignisse die Vorhersagesituation simuliert und der Wert des Optimalitätskriteriums (hier im Beispiel die Fehlersumme des Prognosefehlers) bestimmt wird. Für jede Prognosefrist wird jene Kombination aus den beiden Modellen gesucht, die den minimalen linearen Fehler aufweist. In obiger Abbildung 3 ist dies auf der linken Seite exemplarisch für die Vorhersagen 5 und 16 Stunden im Voraus dargestellt. Diese Analyse wird für alle Zeithorizonte durchgeführt, Ergebnis ist eine Gewichtungsmatrix.

Auf der rechten Seite dargestellt sind die Kurven für 1, 2, 5, 9, 16, 19 und 24 Stunden Prognosefrist. Die dazu eingezeichnete strichpunktierte Linie ist die Verbindungslinie der Minimalwerte des Optimalitätskriteriums. Die daraus abgeleiteten Gewichtungsfaktoren werden im Echtzeitbetrieb bei allen Ereignissen, die der betrachteten hydrologischen Situation angehören, zur Ermittlung der Prognosen für die jeweilige Prognosefrist verwendet. Ein ähnlicher Weg wird zur Kalibrierung und Verwertung der Varianz als Basis für die Bestimmung der Vertrauensbereiche der Prognosen eingeschlagen.

Eine Interpretation von Abbildung 3 lässt den Schluss zu, dass Modell 1 im nahen Kurzfristbereich und Modell 2 in der zweiten Hälfte der Prognosefrist bessere Resultate

liefert. Entsprechend den Erläuterungen zur Glättung von Ganglinien in Kapitel 3 ergibt sich dieses Bild zum Beispiel, wenn im Lastfall "Hochwasser" Modell 1 die Prognose mit ungeglätteten Messwerten und Modell 2 die Variante mit geglätteter Ganglinie darstellt.

Mit diesem Modul wird dem Anwender, der über die Hintergründe der hydrologischen Modellierung in der Regel nicht Bescheid weiß, eine Hilfestellung geboten, da über die Gewichtung der Einzelprognosen je nach Einflussfaktor eine automatisierte Vorentscheidung bezüglich der Relevanz einzelner Modellergebnisse getroffen wird. In der online-Visualisierung der Prognosen werden nicht die Ergebnisse der einzelnen Modelle, sondern nur mehr die SAMBA-Kombination angezeigt.

5. Konfiguration und aktuelle Beispiele

Die derzeitige Konfiguration des Modells lässt sich anhand Abbildung 4 darstellen: Entlang der Fließstrecke von Inn, Salzach und Donau sind Wellenablaufmodule (WA) konfiguriert, an den Zusammenflüssen jeweils Überlagerungsmodule. Die Dreiecke an Zubringerpegeln stellen das integrierte N/A-Modul dar, die pfeilförmigen Dreiecke sind Fremdprognosen des N/A-Modells P_2R. WA-Module mit einem Dreieck an der Seite sind jene, bei denen der Zwischenabfluss im Ereignisfall durch ein WA-NA-Modul berechnet wird. An den Knotenpunkten, deren Name dunkel hinterlegt ist, werden neben den HYSIM-Vorhersagen auch Prognosen mit dem Regressionsmodell berechnet. Eine genaue Beschreibung ist dem Endbericht (Drabek et al., 2000) zu entnehmen.

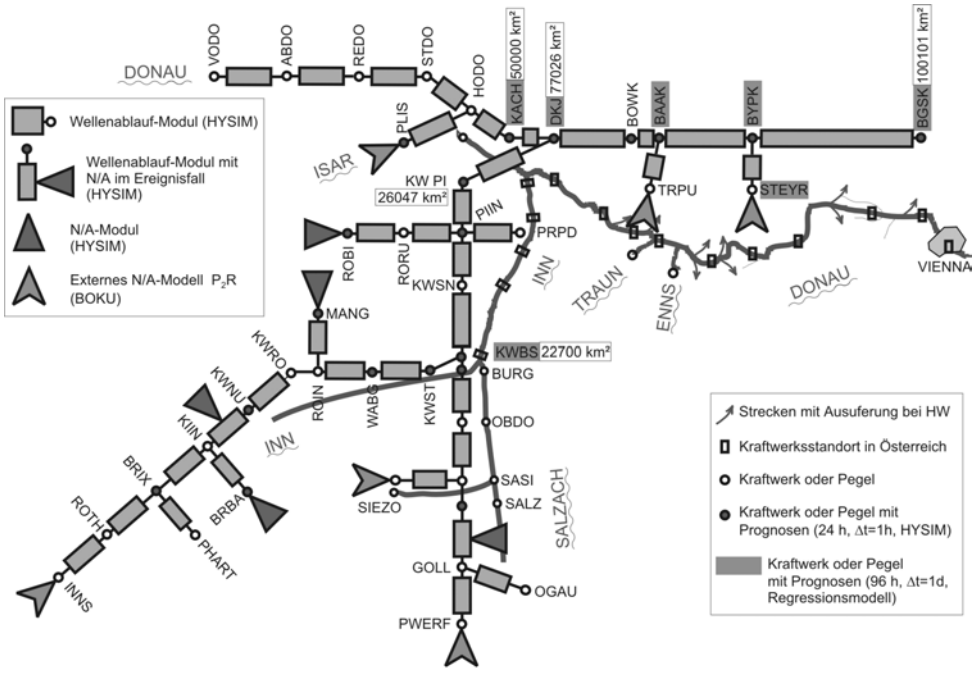


Abbildung 4: Konfiguration des Prognosemodells HYSIM zur Durchflussvorhersage

Folgende zwei Abbildungen zeigen ein aktuelles Hochwasserereignis in der Visualisierungsvariante des Administrators, in der mehrere Prognosevarianten enthalten sind. Die erste Grafik ist eine Prognose am Kraftwerk Braunau-Simbach (KWBS) kurz nach dem Zusammenfluss von Inn und Salzach. An dieser Stelle können aufgrund der

relativ kurzen Fließstrecke Prognosen bis zu 24 Stunden als plausibel angenommen werden.

Die gemessene Ganglinie KWBS ist durchgehend schwarz gezeichnet. Der Berechnungszeitpunkt der Prognose ist der 19.3.2002 um 12:00. Die beiden Prognosevarianten KWBSW und KWBSGW (geglättete Ganglinie) berücksichtigen ausschließlich den Wellenablauf und können daher den niederschlagsinduzierten Anstieg des Durchflusses nicht vorhersagen. Anders die beiden Varianten KWBSN und KWBSGN, die den Wellenablauf mit N/A-Modulen kombinieren und bis zu 24 Stunden im Voraus den Anstieg des Durchflusses vorhersagen. Die treppenförmige Prognose KWBSRG1 ist Ergebnis der Regressionsrechnung. KWBSOPT ist Resultat der SAMBA-Optimierung. Die Überschätzung bei einem Prognosehorizont von über 48 Stunden kommt zustande, weil die meteorologischen Vorhersagen für den Niederschlag, mit denen gerechnet wurde, nicht dem später gemessenen Regen entsprachen. Oberhalb und unterhalb der SAMBA-Variante sind die Vertrauensbereiche KWBSSTO und KWBSSTU eingetragen.

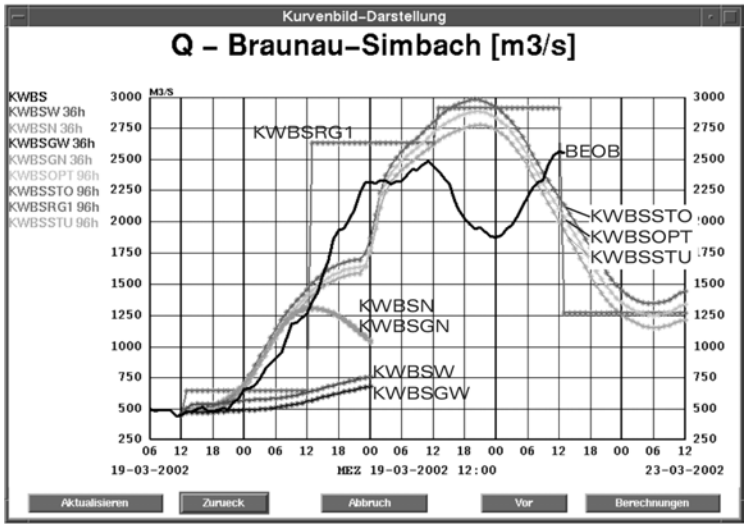


Abbildung 5: mehrere Prognosevarianten am KW Braunau-Simbach/Inn

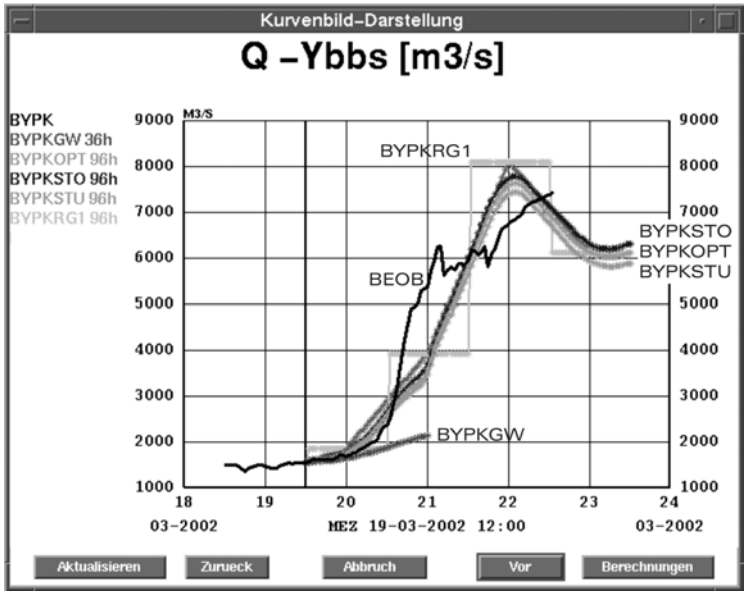


Abbildung 6: mehrere Prognosevarianten am KW Ybbs-Persenbeug/Donau

Abbildung 6 stellt die Prognose an der Donau (KW Ybbs-Persenbeug) für den selben Berechnungszeitpunkt dar. Die SAMBA-Prognose BYPKOPT trifft den gemessenen Durchfluss bis zum Prognosehorizont 72 Stunden sehr gut.

Zusammenfassung

In vorliegendem Artikel wird ein Durchflussprognosesystem vorgestellt, das die Vorteile konzeptionell unterschiedlicher Modelle vereint. 4-Tages-Prognosen eines Regressionsmodells und 36-Stunden-Prognosen des hydrologischen Vorhersagemodells HYSIM, das je nach hydrologischer Situation und Systemzustand automatisch eine sinnvolle Kombination unterschiedlicher Module zusammenstellt, werden parallel berechnet. Das Modell HYSIM verwendet für einzelne Varianten nicht nur die beobachteten, sondern auch geglättete Ganglinien, da anthropogen aufgebrachte Störungen die rekursive Schätzung der Systemparameter mittels Kalman-Filter stören. Die zur Prognose verwendeten Modelle unterscheiden sich bezüglich Zeithorizont, zeitlicher Auflösung und Konfiguration. Dies bedingt unterschiedliche Ergebnisse, die mit Hilfe des Algorithmus SAMBA kombiniert werden. Der Anwender der Prognose benötigt somit kein Vorwissen über Beschaffenheit und Konfiguration der Modelle. Die Ergebnisse der Prognosemethode werden am Beispiel eines aktuellen Hochwasserereignisses am Inn und an der Donau (März 2002) dargestellt.

Literatur:

Andrade-Leal, R.N. (2001): SAMBA, Die optimierte Prognose aus diversen Prognosemodellen – Ein selbstkalibrierendes Fehler-System. Techn. Bericht, Inst. f. Hydraulik, Gewässerkunde und Wasserwirtschaft, TU Wien.

Drabek, U., R. Kirnbauer und D. Gutknecht (1999): Zwischenbericht Phase 2 EPV Energiewirtschaftliches Planungssystem Verbund; Glättung der Ganglinien - Analyse, Testrechnungen, Verbesserung der Prognosen. Techn. Bericht, Inst. f. Hydraulik, Gewässerkunde und Wasserwirtschaft, TU Wien.

Drabek, U., R. Kirnbauer und D. Gutknecht (2000): Endbericht Phase 2 EPV Energiewirtschaftliches Planungssystem Verbund; Projektsteil Wellenablaufmodell. Techn. Bericht, Inst. f. Hydraulik, Gewässerkunde und Wasserwirtschaft, TU Wien.

Gutknecht, D. (1994): HYFORS – Ein hydrologisches Vorhersage- und Simulationsmodell für Flussgebiete. ÖIAZ, 139. Jg. (H 9), 386-392.

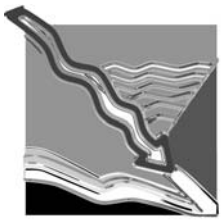
Schilling, W. (Hrsg.) (1987): Anwendungsmöglichkeiten des Kalman-Filter-Verfahrens in der Wasserwirtschaft. 127 Seiten. DFG, Mitteilung VII der Senatskommission für Wasserforschung. Weinheim-New York: VCH.

Schnatter, S. (1988): Dynamische Bayes'sche Modelle und ihre Anwendung zur hydrologischen Kurzfristvorhersage. 180 Seiten. Diss. Techn. Univ. Wien

Autoren

Dipl.-Ing. Ulrike Drabek, drabek@hydro.tuwien.ac.at
Dipl.-Ing. Dr. Robert Kirnbauer, kirnbauer@hydro.tuwien.ac.at
o.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr. Dieter Gutknecht, gutknecht@hydro.tuwien.ac.at
Dipl.-Ing. Dr. Raimundo-Nonato Andrade-Leal, Raimundo-Nonato.Andrade-Leal@ba-ca.com
alle: TU Wien, Inst. für Hydraulik, Gewässerkunde und Wasserwirtschaft, Karlsplatz 13/223 A-1040 Wien.

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



Pas seulement la protection contre les crues ! Des indicateurs liés au régime hydrologique au service d'une gestion intégrée des eaux

Dr David Consuegra, Pierre Grandjean, Eric Werlen

Depuis le 1er novembre 1992, date d'entrée en vigueur de la nouvelle loi fédérale sur la protection des eaux (LEaux du 24.01.1991), les principes de gestion des eaux, et des ouvrages qui y sont liés, ont radicalement changés.

La protection "contre les crues" n'est plus qu'un des nombreux objectifs à atteindre. Elle est parfois en contradiction avec les autres buts fixés pour la protection des eaux.

"Assurer le fonctionnement naturel du régime hydrologique" (LEaux art. 1 lettre h) est l'un des nouveaux buts fixés; il implique de prendre en compte l'ensemble des débits d'un cours d'eau et leur chronologie, et non plus seulement, comme ce fut le cas jusque là, quelques valeurs ponctuelles de débit (exemple : Q_{max} 10, 100 ou 300... ans).

Adaptation du but

Il apparaît d'emblée à l'hydrologue averti qu'appréhender directement l'ensemble du régime hydrologique, variation du débit à chaque instant, est une mission impossible.

De plus, le spécialiste sent intuitivement que tout changement du bassin versant ou des ouvrages liés au cours d'eau (barrage, rétention, etc.) induira une modification radicale du régime hydrologique; et que cette modification ne pourra pas être compensée intégralement par des solutions correctives.

Ainsi, le but "assurer le fonctionnement naturel du régime hydrologique" doit être adapté dès le départ et formulé d'une nouvelle façon:
"maintenir un régime hydrologique permettant de préserver les fonctions naturelles essentielles du cours d'eau".

En d'autres termes, le but devient de créer un nouveau régime hydrologique, ce qui est incontournable à partir du moment où il y a des modifications touchant le cycle de l'eau, et de modeler ce nouveau régime aux fonctions essentielles que le cours d'eau doit assurer.

Les indicateurs retenus

Pour synthétiser le régime hydrologique, il est indispensable d'avoir recours à quelques caractéristiques représentatives de l'ensemble du régime. Il en est de même pour les autres processus quantitatifs et la qualitatifs du cours d'eau.

Ces caractéristiques synthétiques, les *indicateurs*, doivent permettre d'évaluer les effets qu'induiraient des modifications du régime sur les paramètres essentiels du cours d'eau, telles que morphologie, vie aquatique, inondations, etc.

Le canton de Genève a réalisé récemment une étude (mandat Hydronat) afin de définir des indicateurs pertinents en vue de la mise en place d'une nouvelle gestion des eaux du canton.

Sur le plan quantitatif, nous avons retenu:

nom de l'indicateur	processus	abréviation	voir en annexe°
Variabilité saisonnière du régime des crues	régime hydrologique	VSC	fiche n°1
Comportement statistique des débits fréquents et rares, voire extrêmes	régime hydrologique	QT	fiche n°2
Fréquence et durée des mises en mouvement des substrats	charriage, bris de pavage, colmatage	MS	fiche n°3
Débit dominant	stabilité et évolution du tracé du cours d'eau	QDO	fiche n°4
Contrainte érosive dominante	érosion, stabilité des berges	TAUDO	fiche n°5

Ces indicateurs ont été complétés par des indicateurs représentatifs de la qualité des eaux, car il est apparu d'emblée qu'il existait une étroite interdépendance entre tous ces aspects, et que seule une vision multidisciplinaire pouvait permettre d'aboutir à des solutions satisfaisantes pour la gestion globale des eaux.

Sur le plan qualitatif, nous avons retenu:

nom de l'indicateur	processus	abréviation	voir en annexe°
Azote ammoniacal	pollution domestique	NH_4	fiche n°6
Rapport conductivité /calcium	stabilité du milieu	COND / Ca	fiche n°7
Carbone organique dissous et carbone organique total	pollution et/ou composé naturel	COD, COT	fiche n°8
Les matières en suspension	vecteur de pollution des eaux de ruissellement	MES	fiche n°9

L'azote nitrique, NO_3, pourrait être retenu ultérieurement comme indicateur de la pollution agricole diffuse.
De plus, une étude est en cours en vue de définir des *indicateurs de la biologie aquatique* et de lier ceux-ci aux indicateurs quantité / qualité.

Propriétés et utilisation des indicateurs

Un indicateur doit rendre perceptible un ou plusieurs phénomènes, il doit avoir une signification synthétique; intégrative. Il est choisi pour sa fiabilité, sa sensibilité et sa capacité à faire apparaître certaines tendances ou certains changements.
Les indicateurs que nous avons retenus sont, pour la plupart, issus de la littérature spécialisée. De plus, nous avons cherché à exploiter au mieux les données issues des régulières campagnes de mesure effectuées par les divers Services concernés de l'Etat.
L'ensemble de ces indicateurs est fortement corrélé au régime hydrologique (évaluation par simulation continue des débits), ce qui lui confère un caractère prédictif; qualité essentielle pour une gestion à long terme.

Ces indicateurs sont calculés par *tronçons homogènes* du cours d'eau et pour les conditions suivantes:

- Pour les conditions actuelles du régime hydrologique et de la charge polluante

=> Cette valeur sera la *référence*, à moins qu'au préalable un déficit du processus visé par l'indicateur n'ait été mis en évidence; auquel cas, une *valeur cible* devra être définie par expertise comme valeur de référence de l'indicateur.

- Pour les conditions futures du régime hydrologique et de la charge polluante, compte tenu des modifications à prévoir dans le cours d'eau ou sur le bassin versant, comme par exemple le développement de l'urbanisation.

=> Si la dérive de l'indicateur par rapport à sa valeur de référence n'est pas acceptable, il convient d'envisager des mesures de préservation / amélioration (ex: rétention, infiltration, bassin de décantation, rédimensionnement des déversoirs d'orage...)

- Pour les conditions futures, corrigées par des mesures de préservation /amélioration.

=> Cette 3ème étape est itérative, elle doit permettre de définir quelles sont les mesures de préservation / amélioration capables de ramener l'indicateur à sa valeur cible.

Gestion intégrée des eaux

Une gestion intégrée des eaux nécessite une analyse sur un territoire cohérent - c'est-à-dire au niveau du *bassin versant hydrologique* - ainsi *qu'une vision globale* des problèmes à traiter: - sécurité contre les crues et les érosions - préservation des équilibres environnementaux - usage de l'eau.
Afin de mener à bien une telle gestion, nous soumettons actuellement une révision de la loi cantonale sur les eaux par laquelle nous proposons d'établir, par bassin versant, des *schémas de protection, d'aménagement et de gestion des eaux* (SPAGE).

Ces schémas définissent notamment:

- les fonctions du cours d'eau;
- les objectifs de qualité et de quantité des eaux;
- les objectifs de gestion et d'entretien;
- l'utilisation de l'eau;
- l'espace minimal pour les cours d'eau;
- les objectifs de protection contre les dangers liés aux crues;
- les surfaces inconstructibles susceptibles de figurer dans les zones à protéger ou des plans de sites;
- les zones-tampons attenantes aux zones alluviales déclarées d'importance nationale.

Dans cette optique, les indicateurs présentés ci-dessus constituent un outil de diagnostique et d'aide à la décision. Les *objectifs* du SPAGE en matière de qualité et quantité des eaux doivent être définis en tenant compte de l'ensemble des thèmes abordés de façon à intégrer leurs très grandes interdépendances.
La mise en place des SPAGE doit se faire en cohérence avec les outils de nos voisins français, par le biais de *contrats de rivière*, compte tenu du fait que les deux tiers du bassin versant genevois sont situés sur France (Rhône et Arve non-compris).

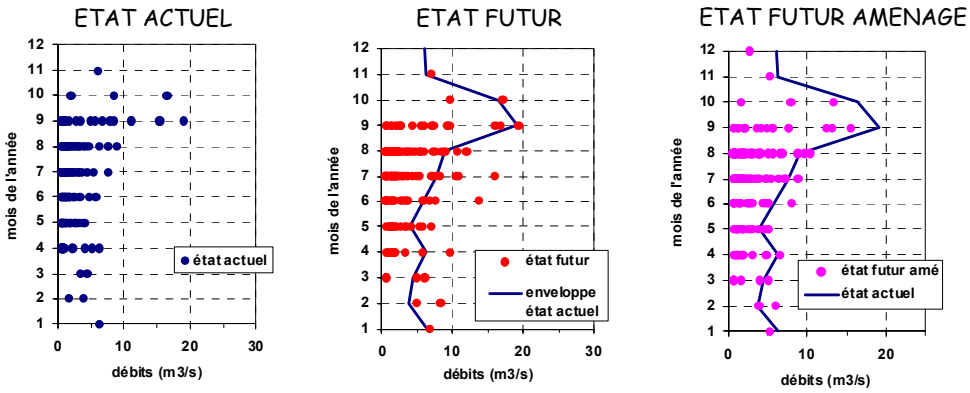
Les SPAGE doivent être suivis *d'actions* permettant à terme d'atteindre les objectifs fixés. Ces actions sont à planifier dans divers *plan de gestion*. A cet égard, il est à noter que le canton de Genève est fortement urbanisé et continue à subir une forte pression urbanistique. En conséquence, les *Plans régionaux d'évacuation des eaux* (PREE) sont des éléments clé pour atteindre les objectifs du SPAGE:
C'est pourquoi une grande attention est portée sur la coordination des démarches SPAGE et PREE afin que les projets d'aménagement du réseau d'assainissement proposés dans le cadre des PREE puissent garantir que les contraintes fixées pour le cours d'eau seront ensuite respectées.

La démarche développée dans cet article est actuellement mise en pratique (mandat Hydronat) dans le cadre de l'établissement du *SPAGE-pilote* du bassin versant du cours d'eau "La Seymaz".

Adresses des auteurs:
- Dr D. Consuegra - Hydronat SA La Régence CP 140 CH - 1963 Vétroz
- P. Grandjean & E. Werlen - DIAE Service du lac et des cours d'eau CP 206 CH - 1211 Genève 8

Annexes: "Fiches indicateurs", exemples sur la base d'un cas simplifié

VARIABILITE SAISONNIERE DU REGIME DES CRUES VSC



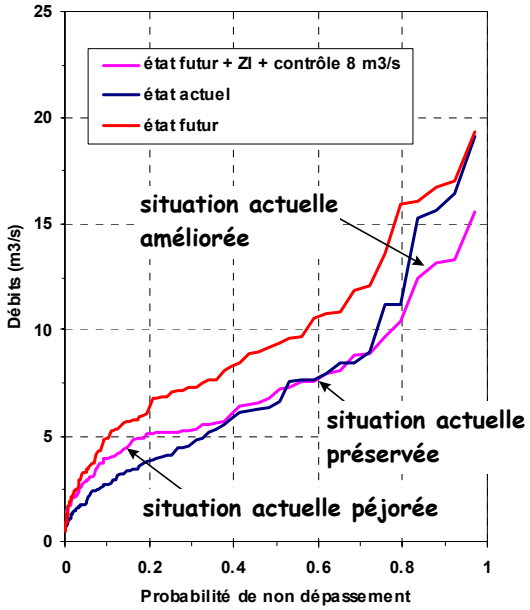
A Villette, le comportement hydrologique du bassin versant de la Seymaz est de nature rurale avec des crues hivernales (état actuel).

Alors que les crues déterminantes pour l 'état actuel proviennent de la zone rurale à l 'amont de Pont Bochet, l 'occupation future des sols à l'aval risque de modifier ce comportement en ajoutant à la population des crues déterminantes, des débits d 'origine urbaine et estivale (état futur).

Un volume de rétention d 'environ 30 '000 m3 avec un débit de fuite maximale de 10 l/s.ha pour T=30 ans permettent de préserver le caractère hivernal et rural du régime hydrologique d 'origine (état futur aménagé).

FICHE No:1

COMPORTEMENT STATISTIQUE DES DEBITS QT



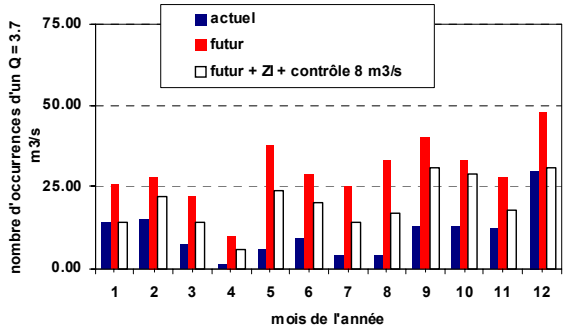
Ce critère permet d'apprécier les modifications apportées à l'ensemble des débits importants de la rivière par des changements de l'affectation des sols.

L'urbanisation de la partie aval de la Seymaz provoque une augmentation significative des débits à Villette en particulier dans la gamme des faibles à moyens temps de retour.

En maîtrisant les crues rurales avec une zone inondable et les apports urbains par des bassins de rétention limitant les débits de temps de retour 30 ans à un maximum de 8 m3/s (environ 10 l/s.ha), il serait possible de ramener les crues importantes à des valeurs inférieures à celles de l'état actuel. Par contre, les crues fréquentes resteraient trop élevées par rapport à l'état actuel.

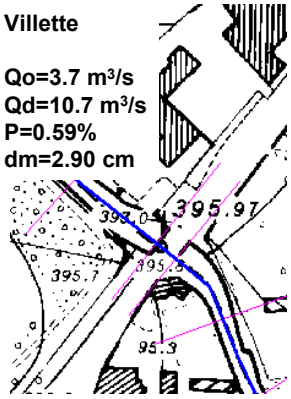
FICHE No:2

FREQUENCES ET DUREES SAISONNIERES DES MISES EN MOUVEMENT DU SUBSTRAT MS



La fréquence et la durée saisonnières des mises en mouvement des substrats sont déterminantes pour les faunes benthique et piscicole d'un cours d'eau

A Villette, avec une pente locale de 0.59% et des cailloux avec une taille moyenne de 2.90 cm, il faut un débit Qo=3.7 m3/s pour mettre le substrat en mouvement. S'il se forme une couche de pavage, il faut alors un débit Qd=10.7 m3/s pour mettre les cailloux en mouvement.



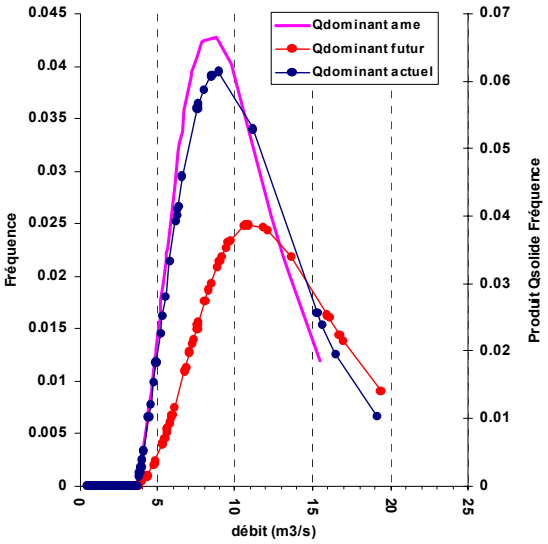
Dans l'état actuel, les mises en mouvement du substrat se produisent surtout en période hivernale.

Avec l'urbanisation de la partie aval du bassin versant, il y aura de fréquentes mises en mouvement en période estivale.

Des rétentions en zone rurale et urbaine ne sont pas en mesure de préserver l'état actuel. Une expertise sera nécessaire pour déterminer les atteintes aux faunes benthique et piscicole et identifier si d'autres types de solutions paliatives sont envisageables.

FICHE No:3

DEBIT DOMINANT QD



La morphologie d'un cours d'eau, c'est à dire son tracé en plan, sa largeur et sa pente sont étroitement corrélés avec un débit dit dominant, c'est à dire celui qui mobilise à longueur d'année le maximum de matériaux.

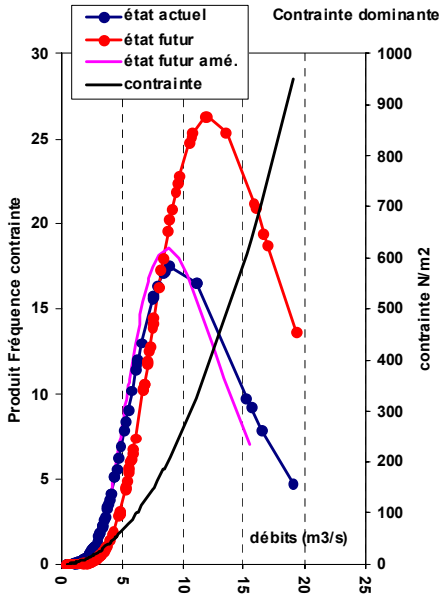
Des modifications importantes du débit dominant peuvent déclencher des processus de compensation en accélérant ou en diminuant la tendance à former des méandres ou encore à modifier la largeur de l'écoulement.

A Villette, l'urbanisation future risque de modifier considérablement le débit dominant (état futur).

Avec les rétentions en zones rurale et urbaine, il serait possible de garder un débit dominant proche de l'actuel (état aménagé).

FICHE No:4

CONTRAINTE DOMINANTE TAUDO



Contrainte dominante à Villette

Les crues génèrent des contraintes d'arrachement sur les berges d'un cours d'eau.

Dans l'état actuel, la contrainte qui revient le plus souvent est de l'ordre de 170 N/m2. Une telle contrainte peut être soutenue avec une stabilisation de type végétal.

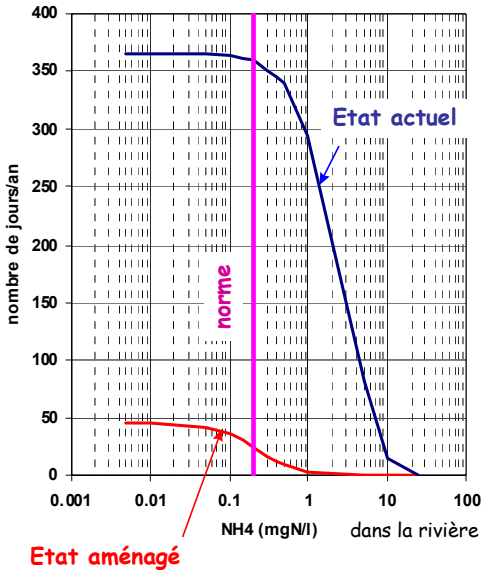
L'urbanisation provoque une augmentation considérable de la contrainte dominante. Elle passe aux environs de 450 N/m2. Une telle contrainte ne peut être soutenue que par une berge renforcée avec des enrochements ou du béton (état futur).

Les rétentions en zones rurale et urbaine pourraient ramener la contrainte dominante à une valeur proche de celle de l'état actuel (état aménagé).

FICHE No:5

AZOTE AMONIACAL NH4

L'azote ammoniacal est un traceur de la pollution domestique. Sa toxicité vis-à-vis des populations piscicoles est très forte.



Une concentration maximale entre 0.2 et 0.4 mg/l N est prescrite par la loi.

Dans l'état actuel, la concentration maximale (norme) est souvent atteinte ou dépassée.

Les mesures préconisées incluant la mise en séparatif et une meilleure gestion des des déversoirs d'orage permettraient de réduire drastiquement le nombre de violations de la norme.

Il sera cependant difficile de ne jamais dépasser la norme car cela demanderait des moyens trop onéreux. On notera toutefois que les aménagements préconisés n'aggraveraient pas la situation quand la norme est dépassée, bien au contraire.

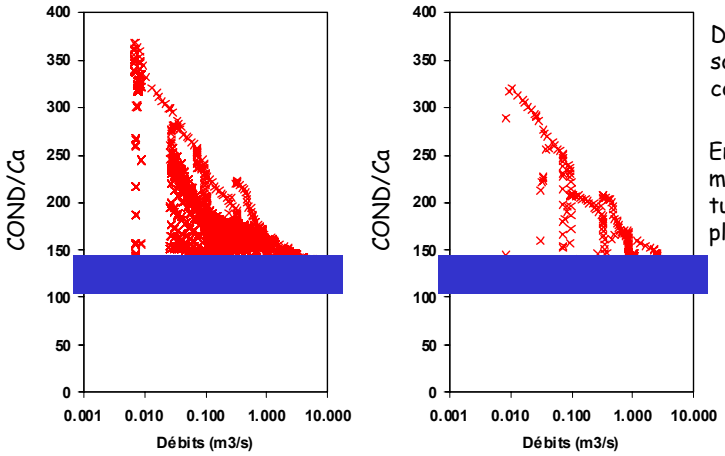
FICHE No:6

RAPPORT CONDUCTIVITE-CALCIUM COND/Ca

Les rivières naturelles affichent des rapports COND/Ca compris entre 100 et 150. Avec des rapports COND/Ca stables, les Indices Biotiques IBGN sont bons > 13.

Des déversements d'eaux usées et pluviales trop fréquents perturbent le rapport COND/Ca.

COND/Ca dans la rivière



Etat actuel

Etat aménagé

Dans l'état actuel, les déversements sont très nombreux et perturbent considérablement la rivière.

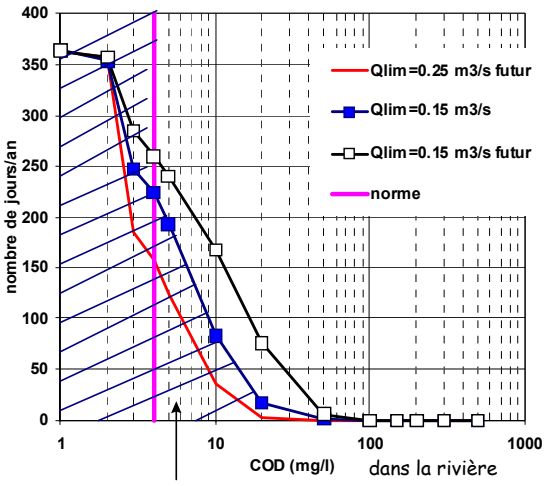
En réduisant le nombre de déversements, la rivière serait moins perturbée, les rapports COND/Ca sont plus stables.

FICHE No:7

CARBONE ORGANIQUE DISSOUS COD

Le carbone organique est un bon traceur de la pollution organique dans une rivière. Il existe 2 formes de carbone organique, la première est dite particulaire (COP) et la deuxième est de nature dissoute (COD).

Le COD est normé par la loi avec une concentration maximale ne dépassant jamais les 4 mg/l C.



Espace définissant toute solution acceptable

Dans l'état actuel, des déversements dans la rivière se produisent dès que le débit dans l'égoût unitaire est > 0.15 m3/s. La norme est souvent atteinte ou dépassée.

Dans l'état futur, compte tenu de l'augmentation des surfaces imperméables et du nombre d'habitants, la situation est aggravée.

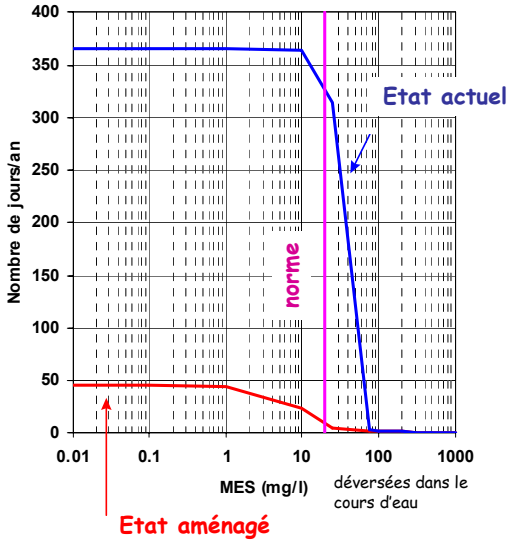
En augmentant le seuil de déversement à 0.25 m^3/s, on obtiendrait une bonne maîtrise de l'état futur. Même quand la norme est dépassée, la situation resterait meilleure que celle qui correspond à l'état actuel.

FICHE No:8

MATIERES EN SUSPENSION MES

Les MES sont les vecteurs dominants de la pollution des eaux de surface. La plupart des matières minérales comme le plomb sont fixées à la MES

Il n'y a pas de norme pour les rejets d'eaux pluviales. On peut cependant s'inspirer d'une concentration maximale imposée au rejet des STEP, soit 20 mg/l.



Dans l'état actuel, la concentration maximale (norme) est souvent atteinte ou dépassée.

La décantation dans des bassins de rétention ou pluviaux permettrait de réduire drastiquement le nombre de violations de la norme.

Il serait cependant difficile de ne jamais dépasser la norme car cela demanderait des moyens trop onéreux. On notera toutefois que les aménagements préconisés n'aggraveraient pas la situation quand la norme est dépassée, bien au contraire.

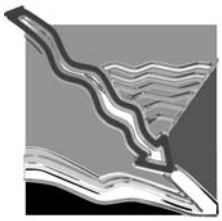
FICHE No:9

Auteurs:

Dr David Consuegra - Hydronat SA

Pierre Grandjean & Eric Werlen - Service du lac et des cours d'eau (Etat de Genève)

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



EMPFEHLUNGEN FÜR EINE NACHHALTIGE HOCHWASSERSCHADENSBEGRENZUNG - STRATEGIEN IM BUNDESLAND SALZBURG

Dipl.-Ing. Robert Loizl

1. VORBEMERKUNGEN

Zentrales schutzwasserwirtschaftliches Ziel ist, die Bevölkerung sowie den Lebens- und Wirtschaftsraum vor Bedrohungen durch das Wasser nachhaltig zu schützen. Neben menschlichem Leid und individueller Betroffenheit bewirken Hochwasserkatastrophen einen enormen privaten und volkswirtschaftlichen Schaden. Die finanzielle Schadensbegrenzung geht an die Substanz der öffentlichen und privaten Haushalte.
Die optimale Strategie der Zukunft lautet, dem Wasser jenen Raum zu geben, den es für einen gefahrlosen Ablauf benötigt. Denn Schäden treten nur dort ein, wo dieser Raum von Menschen in Besitz genommen, das Schadenspotential also erst geschaffen wurde.
Diese einfach klingende Zielsetzung befindet sich aber in einem so gebirgigen Land wie Salzburg doch in einem heftigen Spannungsfeld zwischen Raumnutzung und Wasserwirtschaft. So drängen sich in den Tallandschaften der Salzburger Flüsse Straßen und Bahnlinien, Gewerbe- und Industriegebiete, Wohnsiedlungen und landwirtschaftliche Produktionsflächen auf begrenztem Raum. In einem durch die naturräumlichen Voraussetzungen ohnehin eingeschränkten Raum stehen diese Ansprüche daher in hartem Wettkampf mit den Flächen für den Wasserschutz (Schutz- und Schongebiete: immerhin rund 25 % des Bundeslandes Salzburg) und den Abflussräumen für die Gewässer. Verständnis für die gegenseitigen Bedürfnisse ist gefordert.
Dies stellt eine besondere Herausforderung und integrierte Aufgabe für die Schutzwasserwirtschaft und Raumplanung dar.

2. HOCHWASSERSCHUTZ IM WANDEL – FLÄCHENVORSORGE IM RAHMEN DES VORBEUGENDEN HW-SCHUTZES

Ab Mitte der Achtzigerjahre des 20. Jahrhunderts entwickelte sich auf Grund der wachsenden Sensibilisierung der Öffentlichkeit für Umweltschutzfragen zunehmend das Bewusstsein, dass Gewässer mit ihren Umlandbeziehungen integral zu betrachten sind. Ein Auslöser für diese Betrachtungsweise war, dass durch bisherige Bauweisen – streng geometrische Profilgestaltung und Linienführung nach ausschließlich hydraulischen und flussmorphologischen Erfordernissen - wertvolle ökologische Strukturen zerstört sowie bedeutende Landschaftselemente ausgeräumt wurden. Ebenso erkannte man sowohl aus der Erfahrung mit abgelaufenen Hochwasserereignissen, als auch aus den theoretischen Ergebnissen der immer leistungsfähigeren mathematischen Abflussmodellierungen deutlich, dass durch die sukzessive Ausschaltung der Überflutungsräume in den Ein-

zugsgebieten eine Beschleunigung des Hochwasserwellenablaufes sowie eine Erhöhung der Abflussspitze in den Unterläufen der Flüsse verursacht wird. Diese Problemverlagerung erfordert eine gesamtheitliche Betrachtung von Flussgebietseinheiten (regional und überregional) in ihrer Abflussdynamik und entsprechende schutzwasserwirtschaftliche Planungsvorgaben. Diese Entwicklungen und Erkenntnisse leiteten einen Umdenkprozess ein.

Eine Voraussetzung für den Wandel hin zur stärkeren Betonung einer Flächenvorsorge war, dass die Sicherung der Hochwasserabfluss- und Rückhalteräume als wesentliche Zielsetzung schutzwasserbaulichen Handelns sinngemäß in das Wasserbautenförderungsgesetz (WBFG) und in die technischen Richtlinien für die Bundeswasserbauverwaltung des Bundesministeriums für Land- und Forstwirtschaft (RIWA-T) aufgenommen wurde. Eine generelle Regelung bezüglich der Freihaltung von Hochwasserabflussgebieten findet sich explizit im Wasserrechtsgesetz (WRG 1959 i.d.g.F.). In allgemeiner Form waren bis 1990 bauliche Herstellungen im Hochwasserabflussgebiet einer wasserrechtlichen Bewilligungspflicht unterworfen (§ 38 Wasserrechtsgesetz WRG 1959 i.d.g.F.). Im Rahmen dieser Bewilligung waren die Interessen zur schadlosen Abfuhr der Hochwasserwelle als öffentliches Interesse gemäß § 105 WRG zu wahren. Ein explizites Verbot einer die Abfuhr von Hochwässern behindernder Nutzung ist nicht definiert. Mit der Novelle zu Wasserrecht im Jahr 1990 wurde das Hochwasserabflussgebiet mit den Anschlaglinien eines 30-jährlichen Hochwasserereignisses (HQ_{30}) näher definiert, wobei dieses Abflussgebiet im Wasserbuch ersichtlich zu machen ist. Eine normativ zwingende Konsequenz für die Raumplanung ist aus der Bewilligungspflicht jedoch nicht gegeben (STALZER, 1997).

Für die Darstellung der schutzwasserwirtschaftlichen Grunderfordernisse fungieren als raumrelevante Planungsinstrumente insbesondere „Schutzwasserwirtschaftliche Grundsatzkonzepte (Gewässerbetreuungskonzepte)“ samt der „Ausweisung von Hochwasserabflussgebieten“ bzw. darauf aufbauend die „Gefahrenzonenplanung“, als fachliche Unterlage für durch Überflutungen, Vermurungen und Rutschungen gefährdete Gebiete.

Derartigen Fachplanungen insbesondere den Ausweisungen von Hochwasserabflussgebieten bzw. den Gefahrenzonenplänen des Flussbaues kommt kein unmittelbarer rechtswirksamer Einfluss auf die bei den Ländern bzw. den Gemeinden angesiedelte Raumplanung zu. Im Sinne der Raumordnungsgesetze der Länder sind diese Planungen als Fachgutachten zu werten. Sie stellen gutachterliche Vorgaben für laufende und künftige Raumordnungs- und Bauverfahren dar.

3. RAUMORDNUNG UND FLÄCHENVORSORGE

Als Raumordnungsinstrumente auf überörtlicher Ebene fungieren entsprechend dem Salzburger Raumordnungsgesetz (SROG 1998) ein Landesentwicklungsprogramm (LEP) für das gesamte Land, landesweite oder regionale Sachprogramme sowie Regionalprogramme für einzelne Planungsregionen. Für die Gemeindeplanung in Salzburg dient das Räumliche Entwicklungskonzept (REK) mit seinen grundsätzlichen Zielen und Maßnahmen als Basis für die Aufstellung des Flächenwidmungsplanes (FWP) sowie für die Aufstellung der Bebauungspläne (BPL) der Grundstufe und gegebenenfalls der Aufbaustufe.

Im Zusammenhang mit dem Selbstverständnis der Raumplanung als Steuerungsinstrument der Siedlungsentwicklung ist in Hinblick auf die Abwehr von Naturgefahren bereits in den grundlegenden Raumordnungszielen des SROG 1998 festgelegt (§ 2 Abs. 1 Zif. 4), dass: *„Die Bevölkerung vor Gefährdung durch Naturgewalten und Unglücksfäl-*

le außergewöhnlichen Umfanges sowie vor Umweltschäden, -gefährdungen und –belastungen durch richtige Standortwahl dauergenutzter Einrichtungen bestmöglich zu schützen ist." Darauf aufbauend ist im Salzburger Landesentwicklungsprogramm von 1994 (LEP) als eigenes Ziel die *„vorrangige Berücksichtigung der Naturgefahren bei der Siedlungsentwicklung"* verbindlich verankert.
Im LEP 1994 ist gefordert, dass die Kenntlichmachung der durch Naturgefahren bedrohten Bereiche (geologische Risikofaktoren, Gefahrenzonen- und Waldentwicklungspläne) zu erfolgen hat, wobei als Träger dieser Maßnahme der Regionalverband fungiert und die Kenntlichmachung in den Regionalprogrammen zu bewerkstelligen ist. Entsprechend den Vorgaben des LEP ist eine Neuwidmung von Bauland in durch Naturgefahren bedrohten Bereichen nur unter Berücksichtigung der Gefahrenzonen- und Waldentwicklungspläne der verantwortlichen Bundes- und Landesdienstellen möglich. Baumaßnahmen im Grünland in Gefährdungsbereichen sind generell zu vermeiden. Die Wahrnehmung dieser Verpflichtungen kommt der Gemeinde im Rahmen der Generellen Überarbeitung ihres FWP zu. Mit diesen Festlegungen wird die Tatsache unterstrichen, dass vor allem die Gefahrenzonenpläne eine generelle Grundlage für alle Planungen auf dem Gebiet der Raumplanung bilden. Inhaltlich ist im LEP jedoch nicht eindeutig erfasst, dass auch der Hochwasserabfluss- und Rückhalteraum generell einer besonderen Flächenvorsorge bedarf. Um bereits im Sinne der Planungs- und Planhierarchie möglichst frühzeitig dem Interesse der Flächenvorsorge für Abfluss- und Rückhalteräume Geltung zu verschaffen, wurde bei der Überarbeitung des LEP im Jahr 2001 aus Sicht der Schutzwasserwirtschaft die Aufnahme entsprechender Ziel- und Maßnahmenformulierungen vorgeschlagen. Somit wären sämtliche Raumordnungsprogramme, - konzepte und -pläne (Regionalprogramme, REK, FWP) verbindlich auf diese Ziel- und Maßnahmenvorschläge hin zu erstellen.

Beispiel: ÜBERARBEITUNG DES LEP 2001 – Vorschlag der Schutzwasserwirtschaft im Hörungsverfahren (Auszug)

Nutzungskonflikte zwischen natürlichen Abflussräumen, Uferzonen der Gewässer und anderen Nutzungen		
Ziel:		
Freihaltung der Abflussräume und Gewässernahbereiche von Nutzungen, die den Abfluss und die ökologische Funktionsfähigkeit von Gewässern beeinträchtigen.		
Maßnahmen		
Festlegung / Abgrenzung der Abflussräume und Uferzonen		
Besondere Berücksichtigung des Erhaltes und der Sicherung von Hochwasserrückhalteräumen (Vorbehaltsflächen) im Rahmen der Raumordnung und Flächenwidmung		
Keine weitere Erhöhung des Schadenspotentiales in den Hochwasserabflussbereichen		

4. VORBEUGENDER HOCHWASSERSCHUTZ IN RAUMPLANUNGSVERFAHREN

4.1 Bisherige Praxis - Schwerpunkte

Unter Berücksichtigung der Gefährdungsprozesse ergeben sich für den vorbeugenden Hochwasserschutz im Bundesland Salzburg folgende Schwerpunkte:

- Freihalten von Abfluss- und Retentionsräumen auf lokaler und regionaler Ebene. Qualifizierte, unverzichtbare Überflutungsräume sind zu sichern, um nicht durch sukzessive Ausschaltung derartiger Räume einen unkontrollierbaren Summationseffekt für Unterlieger zu erzeugen (Problemverlagerung).
- Freihalten der Gewässernahbereiche. Diese Erfordernis besteht um einerseits dem Schutzinteresse zu entsprechen (Gefahr der Ufererosion), aber auch um entsprechend Raum für die Gewässerbetreuung zu Verfügung zu haben. Uferschutzstreifen sind

aber auch wesentliche erhaltenswerte Landschaftsbestandteile und Lebensräume.

- Bewahrung hochwasserverträglicher Nutzungen in den Hochwasserabfluss- bzw. Retentionsräumen. U.a. bedeutet dies, dass landwirtschaftliche Flächen oder Anlagen für Freizeit und Erholung mit geringfügigen Geländeveränderungen zu sichern sind. Generell soll für den Überflutungsfall eine geringe Schadensakkumulierung erreicht werden.
- Berücksichtigung der Zusammenhänge von betrieblichen Ansiedlungen und Hochwassergefahren. Vorprogrammierter Konflikt zwischen Raumplanung und Schutzwasserwirtschaft. Für die Verwirklichung raumplanerischer Zielvorstellungen ist häufig das Konzept der Nutzungsentflechtung maßgebend. Meist besteht die Absicht Betriebe an die Peripherie eines Ortes mit Anschluss an die überörtliche Verkehrsinfrastruktur auszulagern. In alpinen Talräumen bewirkt dies vielerorts ein Eindringen in Gewässernahbereiche mit der häufigen Folge einer starken Veränderung des Abflussraumes (z.B. zusätzliches Abflusshemmnis).

4.2. Integrierung schutzwasserwirtschaftlicher Zielvorstellungen und Konzepte in die Regional- und Landesplanung

Als Beispiel sei zunächst das Regionalprogramm des Regionalverbandes Lungau erwähnt, welches in den Jahren 1998/1999 als eine der ersten *„bottom up“* – Regionalplanungen (Träger ist der aus den Gemeinden im Lungau gebildete Regionalverband) nach den Festlegungen des SROG 1998 ausgearbeitet wurde.

Beispiel 1: Regionalprogramm Lungau

In dieses Raumordnungsprogramm fand auch die Darstellung der Überflutungsräume der Mur, welche im Rahmen eines durch die Bundeswasserbauverwaltung initiierten „Schutzwasserwirtschaftlichen Grundsatzkonzeptes“ ermittelt wurden, seinen Eingang.

Es wurde aufbauend auf den HQ_{100}- und HQ_{30}-Überflutungsbereichen ein *„Vorsorgeraum für die Hochwasser-Retention“* festgelegt und planlich dargestellt. Im Wortlaut der Verordnung heißt es u.a.: *„In diesen Vorsorgeräumen sind Nutzungen, die den Schutzzweck beeinträchtigen, nicht zugelassen. Baulandwidmungen, Bauführungen aller Art (wie z.B. Gebäude, Infrastruktureinrichtungen) sowie Veränderungen der Geländeverhältnisse dürfen nur im Einklang mit den schutzwasserwirtschaftlichen Erfordernissen durchgeführt werden. Im Anlassfall ist ein qualifiziertes Gutachten einzuholen.“*

Somit wurde bereits im Rahmen der Regionalplanung eine verpflichtende Abstimmung mit schutzwasserwirtschaftlichen Zielvorstellungen verankert, die im Rahmen der Ausarbeitung der örtlichen Raumpläne im Sinne einer Planungs- und Planhierarchie zu berücksichtigen sind.

Als weiteres Beispiel sei das Regionalprogramm des Regionalverbandes Tennengau erwähnt, welches ebenfalls nach den Festlegungen des SROG 1998 ausgearbeitet wurde. Bereits im Rahmen der aufsichtsbehördlichen Prüfung wurde im 1. Hörungsverfahren festgestellt, dass unter Berücksichtigung der derzeit bekannten wasserwirtschaftlichen Grundlagen und Planungsvorgaben *(„Schutzwasserwirtschaftliches Grundsatzkonzept für die Untere Salzach“)* die im Regionalprogramm formulierten Ziele nicht vollständig den Interessen der Schutzwasserwirtschaft entsprechen.

Beispiel 2: Regionalprogramm Tennengau

Folgende Ergänzungen wurden gefordert:

- Das Ziel, die noch vorhandenen Hochwasserabflussräume zu erhalten ist durch die Formulierung zu ergänzen, dass nach Möglichkeit verloren gegangene Retentionsräume (Hochwasserrückhalt) wiederherzustellen sind.
- Dieses Ziel der „*Sicherung und Erhaltung von natürlichen Hochwasserabfluss- und Retentionsräumen sowie deren Freihaltung von gewässerunverträglichen Nutzungen*“ sollte über eigenständige verbindliche Raumordnungsmaßnahmen zur Freiraumentwicklung im Bereich der Flüsse Salzach und Lammer, konkretisiert werden, insbesondere durch die „*Festlegung eines Vorsorgeraumes für Hochwasserabfluss und Retention“* .

- Weiters wurde festgestellt, dass bei den räumlichen Konkretisierungen auf bekannte HW-Abfluss- und Retentionsgebiete nicht ausreichend Bedacht genommen wurde.

Im darauffolgenden 2. Hörungsverfahren musste aus Sicht der Schutzwasserwirtschaft jedoch festgestellt werden, dass die Festlegung eines „Vorsorgeraumes für Hochwasserabfluss und Retention" nicht erfolgt ist. Desgleichen wurden die regionalen Vorrangbereiche für Wohn- und Gewerbegebiete in den HW-Abfluss- und Retentionsräumen belassen. Trotz negativer Stellungnahme ist nicht zu erwarten, dass eine materielle Berücksichtigung der erhaltenswerten HW-Abfluss- und Rückhalteräume im rechtskräftigen REP Tennengau erfolgen wird.

4.3 Berücksichtigung lokaler Auswirkungen in den örtlichen Raumplänen

4.3.1 Schwerpunkte

Bei der Erstellung der örtlichen Raumpläne sind aus schutzwasserwirtschaftlicher Sicht folgende Rahmenbedingungen, die entweder als Ziel- und Maßnahmenformulierungen im REK Eingang finden sollen oder in weiterer Folge bei den Widmungsfestlegung im FWP zu berücksichtigen sind, im Sinne eines Fachgutachtens vorgegeben:

- *Freihaltung eines entsprechend breiten Uferstreifens (Gewässerbegleitstreifen) entlang der Gewässer (kleinere Gewässer mind. 5 m, größere Gewässer mind. 10 m).*
- *Lage außerhalb des Gefährdungsbereiches von Hochwässern, d.h. zumindest außerhalb der Anschlaglinie eines dreißigjährlichen Hochwassers (HQ_{30}).*
- *Hinsichtlich Wildbachgefahren, Muren und Lawinengefahren Ausweisung nur im Einvernehmen mit dem Forsttechnischen Dienst für Wildbach- und Lawinenverbauung.*

Bei der Erstellung von Räumlichen Entwicklungskonzepten, der generellen Überarbeitung oder Teilabänderung des Flächenwidmungsplanes wird im Rahmen des aufsichtsbehördlichen Genehmigungsverfahrens im wesentlichen gutachterlich empfohlen, dass keine Widmung und keine Siedlungsentwicklung in festgelegten Hochwasserabflussgebieten bzw. Retentionsräumen (HQ_{30}-Überflutungsbereich) erfolgen soll. Die rechtliche Grundlage dafür bildet § 17 Abs. 5 SROG (*„Baulandeignung trifft nicht zu für Flächen im Gefährdungsbereich von Hochwässern"*). Da jedoch der Hochwassergefährdungsbereich im ROG nicht näher definiert ist, wird für dessen Abgrenzung in Anlehnung an die Regelung nach § 38 Abs. 3 WRG sinngemäß das 30-jährliche Hochwasserabflussgebiet herangezogen.

Eine Siedlungsentwicklung im Anschluss an bestehende Siedlungsansätze (Hauptsiedlungsgebiet) ist in derartigen Abflussräumen bei Ausarbeitung eines bzw. gerade in Umsetzung befindlichen Hochwasserschutzprojektes unter bestimmten Voraussetzungen dennoch möglich. Allenfalls wird die bauliche Nutzbarmachung zeitlich eingegrenzt durch einen Vorbehalt zur Widmung („Aufschließungsgebiet/Naturgefahr").

Für die Neugründung von Standorten in diesen Überflutungsbereichen ist eine Widmung nur bei einer gebietsbezogener Lösung der Hochwasserfrage durch ein schutzwasserbauliches Projekt möglich (vgl. Pkt. 4.3.2)

4.3.2 Lösungsmöglichkeit: HW-Schutzprojekt mit hydraulisch wirksamer Kompensation

Eine Lösungsmöglichkeit von Nutzungskonflikten in alpinen Tallagen stellt ein mit den raumordnerischen Entwicklungszielen der betroffenen Gemeinden abgestimmtes Hochwasserschutzprojekt dar. Grundsätzlich können nach aktuellen schutzwasserwirtschaftlichen Zielsetzungen noch nicht bebaute oder als Bauland gewidmete Flächen in einem begrenzten Ausmaß vor Überflutung geschützt werden, wenn der dadurch entste-

hende Retentionsraumverlust durch hydraulisch wirksame Ersatzmaßnahmen kompensiert wird (HAUSSTEINER, 1997). Besonders wirksam und zielorient können derartige HW-Schutzprojekte umgesetzt werden, wenn es zu einem integralen Zusammenwirken verschiedener Planungsträger und –instrumente kommt:

Beispiel 1:

Hochwasserschutz Radstadt i.Pg. - ein integrales Zusammenwirken von Schutzwasserwirtschaft, örtlicher Raumplanung und Grundzusammenlegung

Ausgangssituation

- Regulierung der Enns in der zweiten Hälfte des vorigen Jahrhunderts bis in die siebziger Jahre dieses Jahrhunderts in mehreren Etappen und Ausbaustufen
- Regulierungsprofil abschnittsweise als Dammquerschnitt bis zu zwei Meter über der Taltiefenlinie angeordnet (ausgeglichener Gefällsverlauf)
- Bei Dimensionierung des Ausbauquerschnittes wurden aus heutiger Sicht durchwegs zu günstige Rauhigkeitsbeiwerte angesetzt. Das Profil der Enns kann daher ein 30-jährliches Hochwasser (urspr. Bemessungswert) nicht ohne Ausuferungen abführen.

Wesentliche Planungsgrundsätze & Zielsetzungen

- Keine Erhöhung der Hochwassergefährdung für die flussabwärts gelegenen Talbereiche
- Erhaltung der derzeit noch vorhandenen Hochwasserüberflutungsräume, soweit es sich nicht um bebaute oder vor 1990 als Bauland gewidmete Gebiete handelt.
- Ausreichenden Schutz der Siedlungsgebiete, der Infrastruktureinrichtungen und der Gewerbeobjekte bis zu einem HQ_{100} zu gewährleisten.
- Beschränkung der Schutzmaßnahmen auf bereits bebautes Gebiet bzw. auf bereits gewidmetes Bauland.
- Eingriffe in das bestehende Abflussregime der Enns werden so gering als möglich gehalten.

Projekt

- Entlang der Siedlungs- und Baulandgrenzen werden zu den Vorländern hin Dämme errichtet, um ein Eindringen der Talbodenabflüsse zu verhindern.
- Die Uferdämme der Enns werden im Siedlungsgebiet (Ennssiedlung und Pfandlingsiedlung) um 30 bis 50 cm erhöht, um beim HQ_{100} einen ausreichenden Freibord sicherzustellen.
- Das durch den Schutz der bestehenden Siedlungs- und Baulandgebiete wegfallende Retentionsvolumen ist im Vergleich zum Gesamtinhalt der Überflutungsräume im Projektsgebiet sehr gering. Es ergibt sich auf den übrigen, landwirtschaftlich genutzten Flächen keine spürbare Zunahme der Überflutungshöhe und der Überflutungsdauer (rechtes Vorland: Erhöhung des Wasserspiegels nur 3 bis 5 Zentimeter).

Grundzusammenlegungsverfahren als unabdingbare Umsetzungshilfe

- Nach den raumordnerischen Zielvorstellungen der Stadtgemeinde sollte im Rahmen eines zeitgleich laufenden Grundzusammenlegungsverfahrens durch Grundtausch auch versucht werden, für den Eigenbedarf bzw. für hofweichende Erben der Zusammenlegungsgemeinschaft einen zusammenhängenden Baulandbereich in Form eines Baulandsicherungsmodells auszuweisen. Das einzig verfügbare und nach raumordnerischen Kriterien für eine Baulandsicherung in Frage kommende Grundstück (ca. 2 ha große Fläche am südöstlichen Rand der Ennssiedlung) lag innerhalb des Überflutungsraumes.
- Die Einbeziehung dieser Fläche in das Hochwasserschutzprojekt war durch eine leicht geänderte Dammführung ohne Mehraufwand möglich , da für den entstehenden Retentionsraumverlust auf Kosten der Interessenten ein entsprechender Ausgleich hergestellt wurde.

Resümee

- Bestehende Siedlungen, Gewerbe- und Infrastruktureinrichtungen sowie gewidmete Baulandflächen wurden bis zu einem 100-jährlichen Hochwasserereignis vor Überflutungen geschützt, ohne in die bestehenden Abflussverhältnisse gravierend einzugreifen, bzw. ohne die Hochwassergefährdung für die flussabwärts gelegenen Talbereiche zu erhöhen.
- Erhaltung der vorhandenen Hochwasserüberflutungsflächen wurde durch Kompensationsmaßnahmen im Nahbereich der ausgeschalteten Retentionsräume Rechnung getragen. Insgesamt wurden zwei große Hochwasserrückhalteräume mit einer Fläche von 25 bzw. 32 ha erhalten.
- Durch ein Baulandsicherungsmodell im Rahmen eines Grundzusammenlegungsverfahrens wurden begrenzte Entwicklungsmöglichkeiten für die Grundeigentümer im Hochwasserabflussgebiet des rechten Vorlandes geschaffen.

Besondere Schwierigkeiten in der Umsetzung derartiger Projekte treten dann auf, wenn

durch die Kompensationsmaßnahmen zusätzliche (geringe) Nachteile entstehen und der Interessensausgleich zwischen den Nutznießern und den Benachteiligten nicht gelingt.

Beispiel 2:

Hochwasserschutz Radstadt i.Pg. Gewerbegebiet Ost „Dechantwiese" – Versuch und Irrtum

Veranlassung

- Das unterhalb von Radstadt im linken Ennsvorland liegende Gewerbegebiet Radstadt-Ost („Dechantwiese") wird bereits wesentlich unter dem HQ_{30} (= 96 m^3/sec) überflutet (ab 65 m^3/sec = bordvoller Abfluss).
- Besonders betroffen sind linkssufrig die bestehenden Betriebe: v.a. Bauunternehmung, Blumenerdeerzeugung, KFZ-Betrieb, Schrottplatz etc.
- **Planungsgrundsätze & Zielsetzungen**
- Keine Erhöhung der Hochwassergefährdung für die flussabwärts gelegenen Talbereiche
- Beschränkung der Schutzmaßnahmen bis zu einem HQ_{100} auf bereits bebautes Gebiet bzw. auf bereits gewidmetes Bauland sowie Einbeziehung von zwei „Neuwidmungsbereiche" zur Abrundung im Einvernehmen mit der Stadtgemeinde Radstadt (örtliche Raumplanung)
- Hydraulisch wirksame Kompensation für die Gewerbegebietserweiterung bzw. den Verlust an HQ100-Retentionsraum

Projekt

- Entlang der Baulandgrenzen werden zu den Vorländern hin Dämme errichtet, um ein Eindringen der Talbodenabflüsse zu verhindern (Umfassungsdamm für die zu schützenden Gebiete auf Höhenlage HQ100 + 30 cm mit Länge von ca. 870 m).
- Retentionsdamm südlich der Enns mit einer Länge von 460 m (Umwandlung vorhandener Fließretention in qualitativ höherwertige stehende Retention)

Wirkungen der Maßnahmen

- Durch diese Eindämmung verändert sich das Abflussregime der Enns bei Ereignissen der Größenordnung HQ_{30} und HQ_{100}. Im linken Vorland wird der HW-Abfluss wesentlich eingeschränkt. Dadurch verringert sich das zwischengespeicherte Wasservolumen.
- Der zur Kompensation errichtete Damm rechtsufrig entlang des sog. Taurachspitzes (im HQ_{30}- und HQ_{100} – Fall überströmbar) erzeugt ein entsprechendes Rückhaltevolumen (Umwandlung der Fließretention in eine stehende Retention).
- Die HQ_{100}-Spiegellagen steigen durch diese Maßnahme oberstromig im Mittel um 20 cm, im Maximum um 30 cm an. Bei HQ_{30} erhöhen sich die Wasserspiegel im Maximum um ca. 20 cm. Diese Spiegelanhebungen sind bis ca. 700 m flussaufwärts des Taurachspitzes wirksam.

Ermittlung einer Entschädigung für „Indirekt Betroffene" durch landwirtschaftlichen Sachverständigen

- Entschädigungen können für Flächen geleistet werden, auf denen nach Projektsausführung bei schadenswirksamen Hochwässern eine höhere und/oder längere Überstauung erfolgt bzw. eine Überstauung überhaupt erst neu eintritt. Schadenswirksam (im Sinne verstärkter Einwirkung gegenüber dem Ist-Zustand) sind Hochwässer ab dem 30-jährlichen Ereignis. Das Auftreten derartiger Hochwässer ist nur im Sommerhalbjahr während der Vegetationsperiode zu erwarten.
- Als Maß für die Schadenswirkung wird die Überflutungstiefe in Relation zur bisherigen Überflutung herangezogen. Zusätzlich werden jene Flächen berücksichtigt, die neu überflutet werden.

Resümee

- Ursprüngliches Projekt (Erweiterung Gewerbegebiet + Kompensation) **scheiterte** aufgrund der Nichtakzeptanz der Entschädigungsleistungen (Entschädigung des zusätzlichen Schadens) zugunsten einzelner „Bevorteilter"; Interessensausgleich misslungen
- keine zusätzliche Betriebsansiedlung möglich
- Beträchtliche verlorene Planungskosten
- Projekt wurde in „abgespeckter Form" verwirklicht (Umfassungsdamm entlang des bestehenden Gewerbegebietes, Schutz ausschließlich für bestehende Betriebe bzw. bestehendes Bauland).

5. ALLGEMEINE EMPFEHLUNGEN FÜR EINE NACHHALTIGE HOCHWASSERSCHADENSBEGRENZUNG

Bundesgesetzliche Bestimmungen und bundesweite Richtlinien führen zur Darstellung der ermittelten Hochwasserabflussgebiete und Gefährdungsbereiche mit der Wirkung eines wasserfachlichen Gutachtens. Die materielle Umsetzung ist teilweise sehr be-

schränkt, sie kann aber durch zusätzlich anzuwendende Förderungsbestimmungen fallweise beträchtlich verstärkt werden. Die raumordnungsrechtlichen Bestimmungen in Salzburg zielen ausschließlich auf das Kriterium der Hochwassergefährdung ab, wobei eine rechtlich eindeutige Interpretation diese Begriffes fehlt. Hinsichtlich der ausgewiesenen Hochwasserabfluss- und -rückhalteräume fehlt eine eindeutige gesetzliche Festlegung.
Aus Sicht der Schutzwasserwirtschaft im Bundesland Salzburg ist daher in Hinblick auf eine nachhaltige Hochwasserschadensbegrenzung eine Kombination von Empfehlungen auf allen Handlungs- und Planungsebenen zu berücksichtigen:

- Hochwasserflächenmanagement geht vor Hochwassermanagement!
- Freiraumplanung als gezielte Aufgabe!
- Präzisierung raumordnungsrechtlicher Vorgaben!
- Flächenvorsorge als Fördervoraussetzung schutzwasserwirtschaftlichen Handelns!
- Förderung des Problembewusstseins und der Akzeptanz!
- Flächenhafte Maßnahmen zur Abflussminderung!
- Finanzielle Ausgleichsstrategien!

Hochwasserflächenmanagement geht vor Hochwassermanagement!
Wenn man nachhaltig und schnell Hochwasserschäden begrenzen will, wird man über eine Einflussnahme auf die Nutzung am Gewässer deutlich mehr Erfolg haben als allein mit dem Versuch die Hochwasser nachhaltig zu beeinflussen (IKSR, 1995).

- Hochwasserflächenmanagement bedeutet, dass Nutzungen zu begrenzen sind, wenn sich Schutzmaßnahmen aus ökologischen und ökonomischen Gründen nicht rechtfertigen. Es darf zu keiner Akkumulation von Schadenspotentialen kommen!
- Anderseits sollen die Hochwasserschutzmaßnahmen auf das Schadenspotential abgestimmt werden, wobei hohe Schadenspotentiale hohe Schutzziele rechtfertigen.

Dabei ist auch ein verstärkter Einsatz von Kosten/Nutzenuntersuchung oder Kosten/Wirksamkeitsuntersuchungen im Spannungsfeld Siedlungsentwicklung und Schutzwasserbau gefordert! Ein modernes Hochwasserrisikomanagement kann auf die Ermittlung des Schadenspotentiales nicht verzichten.

Beispiel: INTERREG IIIB Programm „Alpenraum“: Projekt „Flussraum-Agenda Alpenraum“
Die EU-Kommission hat dieses INTERREG IIIB Programm „Alpenraum“ im Jahr 2001 (Laufzeit bis 2008) genehmigt. Im Rahmen dieses INTERREG Programms soll ein Projekt mit der Bezeichnung „Flussraum-Agenda Alpenraum - Nachhaltiges Flussraum-Management als Grundlage und Impulsgeber für eine ganzheitliche Raumentwicklung im Alpenraum“ umgesetzt werden. Angestrebt wird die Vereinheitlichung der wasserwirtschaftlichen Vorgaben für die Raumentwicklung, wobei dies anhand von Modellgewässern in Bayern, Italien und Österreich (Tirol, Salzburg, Kärnten und Steiermark) dargestellt werden soll. Übergeordnetes Ziel ist die Installierung eines Systems, das gleichzeitig die Voraussetzungen für die Bevölkerungs-Akzeptanz von Projekten zum nachhaltigen Hochwasserschutz und zur Umsetzung der EU-Wasserrahmenrichtlinie schafft und Impulse für die ganzheitliche Regionalentwicklung in den Flussräumen setzt. Im Rahmen der durchzuführenden Risikoanalyse und des Risikomanagement soll u.a. ein verstärkter Einbezug der Raumwirksamkeit der Wasserwirtschaft durch Ausweisung von multifunktionalen Retentionsräumen in den Regionalplänen erfolgen. Zugleich sollen im Rahmen eines Ressourcen- und Landschaftsmanagements u.a. Modellvorhaben von Ausgleichs- und Entschädigungszahlungen in Retentionsräumen bzw. Auengebieten erprobt werden.

Freiraumplanung als gezielte Aufgabe!
Zentral ist die Forderung des Abgehens von der Restflächenideologie der Raumplanung, die impliziert, dass zunächst der Siedlungsraum festgelegt und abgegrenzt wird, hin zur prioritären Bewertung des Freiraumes vor allem in Hinblick auf seine Bewahrung im Zusammenhang mit der Naturgefahrenprävention.

Grundlegende Voraussetzung aus schutzwasserwirtschaftlicher Sicht hiefür ist:

- die flächendeckende Erfassung der Überflutungs- und Gefahrengebiete nach vergleichbaren und insbesondere nachvollziehbaren Kriterien als primäre Aufgabe der Bundeswasserbauverwaltung und des Forsttechnischen Dienstes für Wildbach- und Lawinenverbauung,
- die Sicherstellung der Umsetzung in den Raumplänen auf überörtlicher (Regionalprogramme und/oder Sachprogramme) und örtlicher Ebene (Berücksichtigung im REK, z.B. im Rahmen des Freiraumkonzeptes; FWP – z.B. Widmungskategorien im Grünland u.dgl.) ist durch die Raumplanung zu gewährleisten.

Präzisierung raumordnungsrechtlicher Vorgaben!

Bei Betrachtung des Salzburger Raumordnungsgesetzes (SROG 1998) bzw. den Bestimmungen zu den Raumordnungsinstrumenten und aufgrund bisheriger Erfahrungen in der Praxis ist festzustellen, dass die meisten Instrumente zwar Grundsätze zum Hochwasserschutz enthalten, aber ein Defizit in der räumlichen Konkretisierung besteht (siehe auch bei RUPNIK, 1998). So führt vor allem erst die verbindliche Darstellung in den Raumordnungsinstrumenten zur beabsichtigten nutzungssteuernden Wirkung.
Dementsprechend gibt es folgende generellen Anregungen aus Sicht der Schutzwasserwirtschaft:

- Die normative Integration des Grundsatzes der Freihaltung unverzichtbarer, qualifizierter HW-Abfluss- bzw. Retentionsräume sollte in das Salzburger Raumordnungsgesetz - SROG 1998 (Grundsätze, Instrumente) erfolgen.
- Eine inhaltliche Präzisierung zum Thema Schutzwasserwirtschaft in überörtlichen (LEP, Regionalprogramme) und örtlichen Planungsinstrumenten (Darstellung von Vorrang- und Vorbehaltsgebieten u.ä.) ist anzustreben.
- Eine Ergänzung landesweiter und/oder regionaler Sachprogramme mit Betonung übergeordnete Zielvorstellungen zur Ausweisung von Freihaltegebieten in Form von Vorbehaltsflächen für spätere aktive Hochwasserschutzmaßnahmen sowie von wasserwirtschaftlichen Vorrangflächen für den passiven Hochwasserschutz sollte bedarfsorientiert in Angriff durchgeführt werden.
- Die Sicherung des Hochwasserabflussgebietes und/oder dessen Wiederherstellung sollte in Hinblick auf allfällige Rückwidmungsverpflichtungen nach raumordnungsrechtlichen Bestimmungen verstärkt als öffentliches Interesse im Rahmen der örtlichen Raumplanung wahrgenommen werden.
- Auch eine raumordnungsrechtliche Absicherung von Investitionen in bereits getätigte oder geplante Schutzwasserbauten z.B. durch einen gezielten Einsatz von Widmungskategorien (FWP – „Grünland-Retentionsgebiet“ u.dgl.) sollte vorgesehen werden.
- Eine Neuausweisung von Baugebieten in hochwasserfrei gelegten Räumen sollte nur unter bestimmten raumordnungsrechtlichen Voraussetzungen erfolgen (v.a. kein Widerspruch zum HW-Schutzprojekt, Kostenbeteiligung an der Instandhaltung – Regelung privatrechtliche Verträge o.ä.).

Flächenvorsorge als Fördervoraussetzung schutzwasserwirtschaftlichen Handelns!

Die politische Verantwortungswahrnehmung des Bundes unter dem Aspekt volkswirtschaftlichen Schaden aus Hochwasserkatastrophen geringer zu halten, wirkt in Hinblick auf die Grundsätze zur Gewährung von Finanzmittel für Schutzwasserbauten künftig einen stärkeren influenzierenden Einfluss auf die Raumnutzung aus. Im Zusammenhang mit der erforderlichen Kooperation und Koordination mit raumplanerischen Überlegun-

gen zu Siedlungsentwicklungsfragen sind nach den Förderungsgrundsätzen der „Richtlinien für die Bundeswasserbauverwaltung – RIWA-T 1994“ zunächst die einschränkenden Bestimmungen hinsichtlich der Schutzmaßnahmen für Objekte in Hochwasserabflussgebieten bzw. einer Prioritätensetzung für Maßnahmen zum Schutz von Siedlungen in einer roten Zone bedeutsam.
Diese raumrelevanten Ordnungsbestimmungen bzw. Förderungsgrundsätze betreffen insbesondere folgende Umstände:

- Keine Förderung aus Bundesmitteln von Maßnahmen zum Schutz von in den Gefahrenzonenplänen des Flussbaues (Praxis in Salzburg: Ausweisung von Überflutungsflächen HQ_{30}) als Rote Zone ausgewiesenem nicht genutzten Bauland bzw. keine Förderung von Maßnahmen zum Schutz von sog. *„Bauerwartungs- oder Bauhoffnungsland“* erfolgt. Dieser Umstand kann im Zusammenhang mit einem „Rückwidmungsgebot“ als Argumentationshilfe für die Raumplanung herangezogen werden.
- Keine Finanzierung bzw. Förderung schutzwasserbaulicher Maßnahmen aus Bundesmittel, die zum Schutz von Bauten im HQ_{30}-Abflußbereich gemäß § 38 Abs. 3 WRG 1959 i.d.g.F. notwendig werden. Ausnahmen hievon sind nur dann möglich, wenn die Bauten vor dem 1.7.1990 (Inkrafttreten der WRG-Novelle 1990) behördlich bewilligt wurden oder wenn der im Zusammenhang mit der Schutzmaßnahme eintretende Retentionsverlust für Ereignisse 100-jährlicher Häufigkeit durch entsprechende, mit der ökologischen Funktionsfähigkeit des Gewässers im Einklang stehende, Ersatzmaßnahmen auf Kosten des Antragstellers kompensiert wird.
- Für die Hochwasserfreilegung von land- und forstwirtschaftlich genutzten Flächen werden generell keine Bundesmittel gewährt. Die Hochwasserfreilegung durch technische Schutzmaßnahmen ist prioritär für bestehende Siedlungen sowie bedeutende Wirtschafts- und Verkehrsanlagen mit einem Schutzbedürfnis - HQ_{100} (Schutz vor Hochwasserereignissen mit 100-jährlicher Eintrittswahrscheinlichkeit) anzustreben.

Als wesentliche generelle Leitlinien schutzwasserwirtschaftlichen Handelns im Beziehungsgefüge zur Raumplanung gilt, dass Planungsinstrumente wie Gewässerbetreuungskonzepte mit Ausweisung der Überflutungsgebiete, Gefahrenzonenpläne etc. als raumrelevante Ordnungsinstrumente forciert auszuarbeiten und der Raumplanung zugänglich zu machen sind.

Beispiel: Gewässerbetreuungskonzept Salzach im Oberpinzgau

Dieses GBK wurde im Jahr 1990 mit der umfangreichen Bestandsaufnahme des Gewässers samt Abflussraum (Erfassung und Darstellung der Hochwasserabflussgebiete, ökologische Zustandsaufnahme) begonnen und im Jahr 1997 mit der Beauftragung einer genauen Erfassung der Flussmorphologie und der Erstellung eines gewässerspezifischen Leitbildes fortgesetzt. Hauptzielsetzungen sind ein aktiver Hochwasserschutz für bestehende Siedlungen, die Erhaltung und gegebenenfalls Wiederherstellung der Hochwasserabflussgebiete, eine Erhöhung der Strukturvielfalt und eine nachhaltige Geschiebebewirtschaftung.

Förderung des Problembewusstseins und der Akzeptanz!

Gerade im tourismusintensiven Bundesland Salzburg kam es seit den 50er Jahren neben dem zunehmenden Flächenverbrauch für Hotellerie, Parahotellerie, Verkehrs- und technische Infrastruktur etc. auch zu einer Veränderung in der Bevölkerungs- und Erwerbsstruktur sowie im Lebensstil (z.B. *„Tertiärisierung“)* und den Werthaltungen. Zugleich erfolgte eine Zunahme des Wertes der gefährdeten und zu schützenden Güter.
Zusätzlich ist die Verwirklichung von Einzelinteressen stark in den Vordergrund gerückt und auch der Glaube an die technische Beherrschbarkeit von Naturereignissen scheint nach wie vor ungebrochen. Vor diesem Hintergrund sind schutzwasserwirt-

schaftliche Zielvorstellungen generell mit hohen Akzeptanzproblemen konfrontiert.

- Daher kommt der Aufklärung und stetigen Information der Bevölkerung und der politischen Entscheidungsträger, insbesondere über die Vorteile von präventiven Maßnahmen, ein wesentlicher Stellenwert zu.
- Die dialogische Planung ist unverzichtbar.
- Eine zielführende Öffentlichkeitsarbeit stellt in diesem Zusammenhang eine wesentliche Basis schutzwasserwirtschaftlichen Handelns dar.
- Die Grenzen des Technischen Hochwasserschutzes müssen erkannt und klargelegt werden. Es ist noch deutlicher als bisher darauf hinzuweisen, dass trotz bestehender und geplanter „Verbauungsmaßnahmen" ein Restrisiko weiterhin bestehen bleibt.
- Weiters gilt vor allem auch das Bewusstsein zur Eigenvorsorge und letztendlich zur Übernahme von Eigenverantwortung zu stärken.

Beispiel: Das „Fest der Flüsse - Fest des Wassers" im Juni 2002

Das "Fest der Flüsse - Fest des Wassers" wird vom Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft in Zusammenarbeit mit dem Land Salzburg und der Stadt Salzburg durchgeführt. Es ist konzipiert als ein Fest der Sinne, das Menschen aller Altersgruppen am 28. und 29.6.2002 nach Salzburg einlädt, spielerisch, sinnlich und informativ zu erleben, was das Wasser für uns alle bedeutet und wie sich die Salzburger Flüsse in Zukunft entwickeln werden. Das Fest weist auf die enorme Bedeutung des Wassers und der Flüsse für die Infrastruktur und das Leben der Salzburger hin. Ziel ist die Sensibilisierung eines Wasserbewusstseins in der Bevölkerung, das die Menschen in Österreich zu Verbündeten in einem sorgsamen Umgang mit der (Über-) Lebensressource Wasser macht. Das Fest soll dabei die wichtigsten Informationen zu diesem umfassenden Thema mit Freude und für alle Altersgruppen, vor allem auch für Kinder und Jugendliche, erlebbar machen. Ein Schwerpunkt wird auch dem Thema: Hochwasserschutz für die Landeshauptstadt Salzburg gewidmet sein.

Flächenhafte Maßnahmen zur Abflussminderung!

Dezentrale bzw. flächenhafte Maßnahmen zur Minderung des Oberflächenabflusses sind auf allen Planungsebenen zu forcieren:

- die Wiederherstellung von ehemaligen Auen- bzw. Überflutungsgebieten (z.B. durch Rückkauf von Flächen – GBK Mur),
- die Reaktivierung der Wasserrückhaltefähigkeit der Landschaft etwa in Form von Geländemulden oder natürlicher Rückhalteräume (z.B. LIFE-Projekt Wenger Moor)
- die Steigerung der Versickerungskapazität im Einzugsgebiet durch Änderung der Bodennutzung und
- die gezielte Versickerung in Siedlungen („Entsiegelung", z.B. bei der Neuansiedlung von Handelsbetrieben udgl.).

Derartiger dezentraler Hochwasserschutz vermag im allgemeinen bei kleineren Hochwasserereignissen positive Veränderungen sowohl in der Abflussspitze als auch im Abflussvolumen zu bewirken.

Sämtlichen raumrelevanten Planungsaktivitäten sind unter diesem Gesichtspunkt verstärkt zu betreiben und es gilt sämtliche Handlungsebenen zu nutzen!

Finanzielle Ausgleichsstrategien!

Im Zusammenhang mit der Tatsache, dass insbesondere natürliche Hochwasserrückhalteräume und deren restriktiver Erhalt eine Einschränkung der räumlichen Entwicklungsmöglichkeit der betroffenen Gemeinden bedeutet, sollte versucht werden über entsprechende vertikale und horizontale Finanzierungskooperationen und Förderungsbedingungen einen Abgleich zwischen tatsächlichen Nutznießern und betroffenen Gebieten herzustellen (lokaler, regionaler bzw. überregionaler Ausgleich).

Für diesen sensiblen Bereich wären jedoch zunächst in Hinblick auf die Erfassung der Interdependenzen und deren Bewertung entsprechende Forschungsvorhaben zur Schaf-

fung transparenter und möglichst akzeptabler Beurteilungskriterien zu betreiben.

Verwendete Literatur:

AMT DER SALZBURGER LANDESREGIERUNG: Landesentwicklungsprogramm. In: Amt der Salzburger Landesregierung - Abteilung 7: Landesplanung und Raumordnung - Materialien zur Entwicklungsplanung Heft 11, Salzburg 1994.

AMT DER SALZBURGER LANDESREGIERUNG: Hochwasserschutz Enns Radstadt. Reihe Schutzwasserwirtschaft in Salzburg, Amt der Salzburger Landesregierung, Fachabteilung 6/6 Wasserwirtschaft, Salzburg 1997

BRAUMANN, Christoph; LOIZL Robert: Auswirkungen der Gefahrenzonenplanung auf die Ortsentwicklung und Raumplanung in alpinen Tallagen. In: Tagungsunterlagen - 2. Tagung Alpine Schutzwasserwirtschaft, Bad Hofgastein 1997

BUNDESMINISTERIUM FÜR LAND- UND FORSTWIRTSCHAFT: Richtlinien für die Bundeswasserbauverwaltung (RIWA-T), Wien 1994

HAUSSTEINER, Wolfgang: Ausweisung von Hochwasserabflussgebieten und Gefahrenzonen im Flussbau. In: Tagungsunterlagen - 2. Tagung Alpine Schutzwasserwirtschaft, Bad Hofgastein 1997

INTERNATIONALE KOMMISSION ZUM SCHUTZ DES RHEINS (IKSR): Grundlagen und Strategie zum Aktionsplan Hochwasser, Koblenz 1995

LAWA – Länderarbeitsgemeinschaft Wasser, LAWA - Arbeitskreis „Hochwasser“: Leitlinien für einen zukunftsweisenden Hochwasserschutz, Hochwasser – Ursachen und Konsequenzen, Stuttgart 1995

REGIONALVERBAND LUNGAU: Regionalprogramm Lungau – Festlegungen zum Regionalprogramm, Wortlaut der Verordnung, Beschlussexemplar, Salzburg 1998

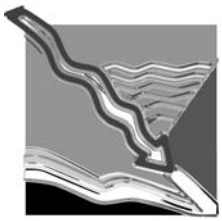
RUPNIK, Gabriele: Naturraumgefahrenpotentiale im Land Salzburg und ihre Umsetzung im Räumlichen Entwicklungskonzept und im Flächenwidmungsplan. In: Amt der Salzburger Landesregierung – Abteilung 7: Dokumentation „Naturraumrisiko Land Salzburg“, 1998

STALZER, Wolfgang: Raumrelevante Ordnungsinstrumente in der Schutzwasserwirtschaft - Flussbau. In: Tagungsunterlagen - 2. Tagung Alpine Schutzwasserwirtschaft, Bad Hofgastein 1997

Name und Anschrift des Verfassers:

Dipl.-Ing. Robert LOIZL
Land Salzburg
Amt der Salzburger Landesregierung
Landesbaudirektion, Fachabteilung Wasserwirtschaft
Michael-Pacher-Straße 36
A-5010 SALZBURG
E-mail:robert.loizl@salzburg.gv.at
www.salzburg.gv.at/wasserwirtschaft

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



Begrenzung der hydraulischen Transienten in der Mehrzweckanlage Casecnan

Dr. P. Dörfler, Zürich

Einführung

Bei Wasserkraftanlagen mit langen Stollensystemen kann die sichere Beherrschung der Betriebsübergänge Schwierigkeiten bereiten. Bei Anfahr- und Belastungsvorgängen, aber auch bei Abschaltungen müssen die Druckänderungen in der Triebwasserführung, die Pegelschwankungen der Wasserschlösser, und die Drehzahländerung der Maschinensätze innerhalb des zulässigen Bereichs bleiben. Bei den meisten Projekten verläuft die Berechnung der hydraulischen Transienten, dank guter Auslegung des Triebwasserwegs, wenig spektakulär. Dennoch sind in dieser Hinsicht anspruchsvolle Projekte nicht allzu selten. Anlass dazu geben manchmal ungünstige topographische oder geologische Bedingungen, manchmal die Umnutzung oder Erweiterung einer bestehenden Anlage, und manchmal einfach der Kostendruck.

Durch geschickte Steuerung der Betriebsweise gelingt es häufig, solche Schwierigkeiten zu entschärfen, ohne dass gravierende Behinderungen entstehen. Wesentlich ist, dass diese Massnahmen klar definiert werden und ihre Ausführung durch das Leitsystem der Anlage sichergestellt wird. Dies wird in jüngster Zeit durch immer leistungsfähigere Leitgeräte und deren Vernetzung wesentlich erleichtert.

Absicht dieses Beitrags ist es, einige typische Möglichkeiten zu erläutern. Die Anlage Casecnan ist als Beispiel ideal geeignet, enthält sie doch eine ganze Anzahl interessanter Besonderheiten, die teilweise miteinander verküpft sind. Der Blickwinkel ist eher der des Lieferanten von elektromechanischer und leittechnischer Ausrüstung, und nicht der des projektierenden Bauingenieurs. Das Beispiel zeigt, dass auf diesem Gebiet eine interdisziplinäre Betrachtungsweise von Nutzen ist. Die Möglichkeiten dazu werden in der Praxis noch keineswegs immer ausgeschöpft.

Die Mehrzweckanlage Casecnan

Die Mehrzweckanlage Casecnan (Philippinen) dient der Bewässerung und der Energieproduktion /1/. Bei einer statischen Fallhöhe von 230-260 m wird ein Volumenstrom von maximal 80 m^3/s durchgesetzt. Hierfür sind zwei Francisturbinen mit je 80 MW und ein Kegelstrahlschieber mit einem Nenndurchfluss von je 40 m^3/s installiert. Die abgewickelte Länge des Triebwasserweges beträgt 23.7 km, wovon ca. 1.3 km auf den eingestauten Unterwasserstollen entfallen. Als Oberwasser dienen die beiden Flussstauhaltungen Casecnan und Taan mit insgesamt 1.6 Mio m^3 zwischen den Pegelwerten 460.5m und 451.5m. Die Anlage enthält ober- und unterwasserseitig je ein einfaches Wasserschloss. Das oberwasserseitige Wasserschloss ist im Originalprojekt als Schachtwasserschloss mit 10 m Innendurchmesser und vernachlässigbarer Drosselung ausgebildet ([3] in Abbildung 1). Im Oberwasserstollen gibt es einen ausgeprägten Hochpunkt [1] beim Beginn der Unterquerung des Abuyo-Flusses. Er liegt in ca. 15 km Distanz vom Einlauf Casecnan, 7 km vor dem Krafthaus [4]. Die Einbaukote der Turbinen beträgt 183 m ü NN, der Bemessungsdruck 362 m WS.

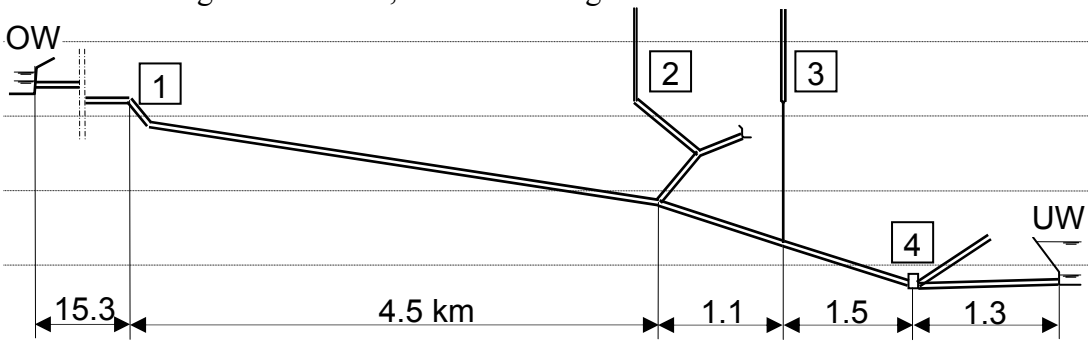


Abbildung 1 Schematischer Aufriss der Triebwasserführung

Das Unterwasser wird vom Reservoir Pantabangan gebildet, mit Pegelwerten zwischen 185 m und 230 m. Das unterwasserseitige Wasserschloss (Abbildung 2) ist als ca. 10% geneigter Stollen ausgebildet. Es kommuniziert am oberen Ende auf Kote 237 m mit dem Zufahrtstollen zum Krafthaus; bei sehr hohem Unterwasserpegel kann ein Belasten der Maschinen zu ungünstiger Zeit zur Überflutung der Zentrale führen.

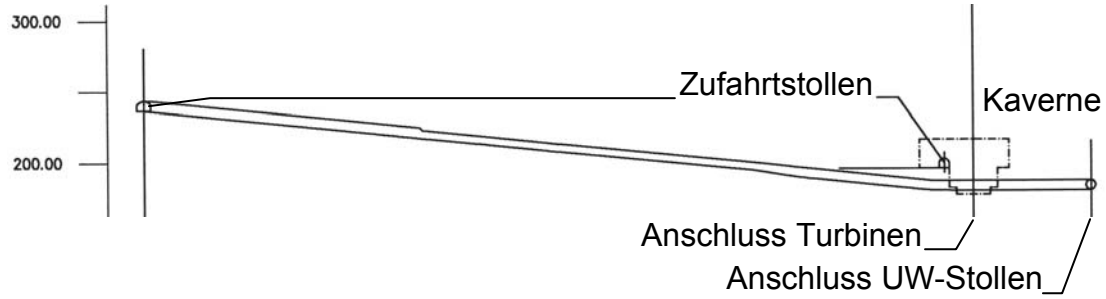


Abbildung 2 Unterwasserseitiges Wasserschloss (surge tunnel)

Methode 1: Dynamische Durchflussberechnung

In den beiden digitalen Turbinenreglern ist ein Programmteil ‚Durchflussmodell' implementiert, der kontinuierlich den Volumenstrom der Turbine berechnet. Als Eingangsgrössen dienen die Leitapparatöffnung, die Drehzahl und die momentane Fallhöhe. Diese wird als Differenz zwischen den hoch- und niederdruckseitigen Totaldrücken gewonnen. Das Durchflussmodell dient primär zum Nachweis des Abflusses der Mehrzweckanlage. Es produziert auch in transienten Zuständen plausible Werte; die maximale statische Abweichung liegt beträgt etwa 2%. Das Durchflussmodell ist Teil eines typenspezifischen Turbinenmodells, das für alle Regler der Generationen Sulzer DTL595 und SAT TC1703 erhältlich ist. Wie weiter unten beschrieben, leistet das Durchflussmodell im Leitsystem Casecnan auch noch für eine Reihe anderer Zwecke gute Dienste.

Dynamische Charakteristiken der Anlage im Projektstadium

Bedingt durch lange Triebwasserführung und das ungünstige Höhenprofil der Anlage besteht die Gefahr, dass bei Lastwechseln ein Leerlaufen oder Überlaufen der Wasserschlösser eintritt. Diese Risiken traten 1998 zutage, als Lieferanten und Consultants nach Auftragsvergabe für die elektromechanische Ausrüstung genauere Untersuchungen anstellten. Beim OW-seitigen Wasserschloss bestand das Risiko nicht direkt in dessen Entleerung beim Belasten der Maschinen, sondern in der damit verbundenen Vakuumbildung im Hochpunkt des Zulaufstollens ([1] in *Abb. 1*). Beim unterwasserseitigen Wasserschloss ist ebenfalls das Belasten der Maschinen kritisch, und zwar im Hinblick auf das Überlaufen am oberen Ende (*Abbildung 2*). Dies kann nur bei extrem hohem Unterwasserpegel geschehen, der jedoch im Rahmen der technischen Spezifikation in Betracht gezogen wird.

Weiters ist es möglich, dass sich nach einer Lastreduktion das unterwasserseitige Wasserschloss völlig entleert. Mit den gegebenen Koten kann dies bei niedrigem Unterwasser nicht mit vernünftigem Aufwand verhindert werden, wie die Transientenstudien 1998 zeigten. Allerdings gestattet die flache Linienführung des Wasserschlosses ein störungsfreies Wiederauffüllen, so dass man beschloss, das Entleeren zu akzeptieren.

Vorbeugend wurde zunächst ein Regime von Wartezeiten definiert, deren Einhaltung es gestattete unzulässige Pegelbewegungen der Wasserschlösser auszuschliessen. Im einzelnen wurde eine Wartezeit von 7.25 Minuten zwischen dem Start der ersten und zweiten Maschine vorgeschrieben, sowie eine Wartezeit von 15 Minuten zwischen jedem Lastabwurf und der neuerlichen Lastaufnahme. Die Bemessung dieser Zeiten orientierte sich aus Sicherheitsgründen an den ungünstigsten Randbedingungen.

Methode 2: Zustandsorientierte Wasserschlossbegrenzung

Schutzmassnahmen in der soeben beschriebenen Art sind nicht so einfach durchzuführen, wie man zunächst denken würde. Bei genauerer Betrachtung ist nicht der Start der Maschinen mit dem dynamischen Risiko verknüpft, sondern die irgendwann später erfolgende Belastung. Desgleichen bewirkt nicht nur ein Lastabwurf, sondern auch eine gewollte Lastreduktion im Netzbetrieb das Pendeln der Wasserschlösser.

Die starr vorgeschriebenen Wartezeiten haben den Nachteil, dass sie die Flexibilität der Betriebsführung merklich beeinträchtigen, und zwar immer, obwohl in den meisten Fällen gar kein reales Risiko besteht.

Diese Situation verlangte nach einer zweckmässigeren Einrichtung, welche Betriebseinschränkungen nur dann bewirkt, wenn dies auf Grund der Randbedingungen, also von Ober- und Unterwasserpegel, sowie dem aktuellen dynamischen Zustand des Systems, nötig ist. Basierend auf der Darstellung der Wasserschlossschwingung in der sogenannten Phasenebene wurde ein Konzept erarbeitet, das diese Bedingung erfüllt /3/. In der Phasenebene wird der Inhalt im Wasserschloss (oder wahlweise der Pegel, wie in *Abb. 3d*) über dem Nettozufluss aufgetragen.

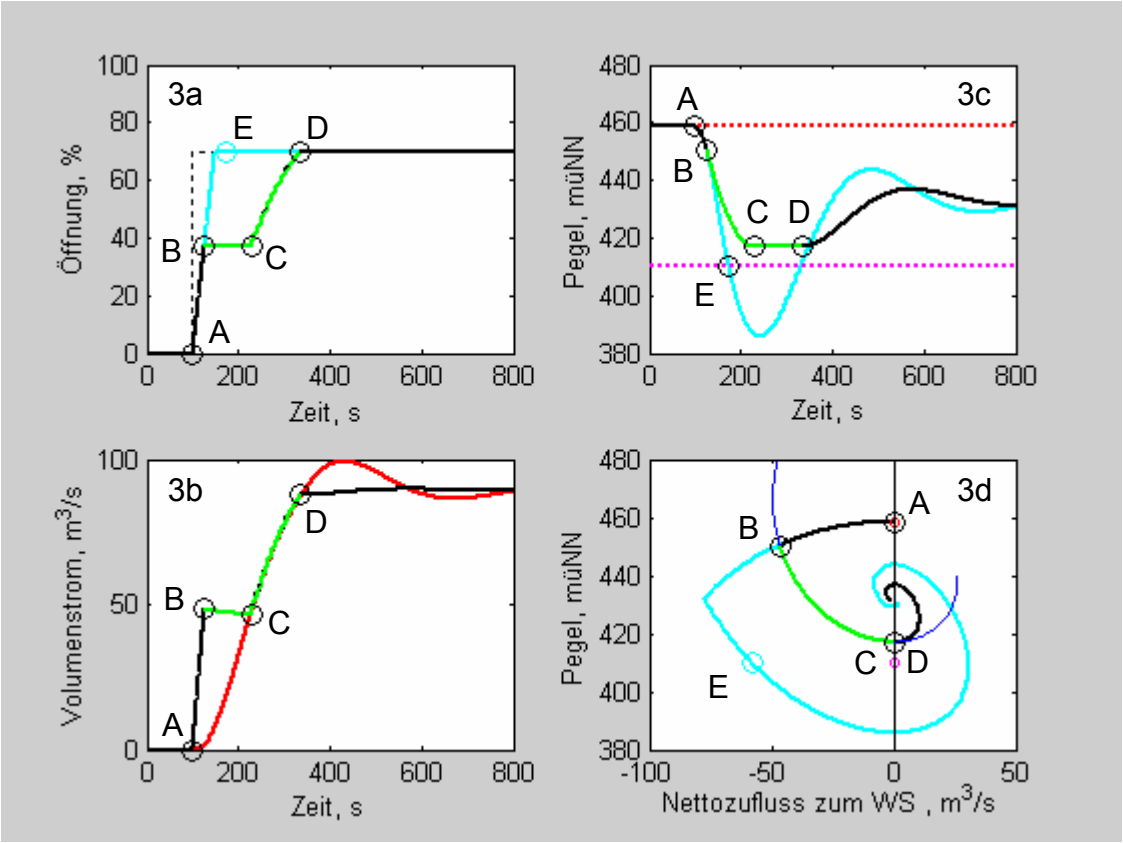


Abbildung 3 Grundprinzip der Wasserschlossbegrenzung SPM

Die Aufgabe der Schutzeinrichtung besteht darin, beim Belasten der Anlage die Erhöhung des Volumenstroms zu unterbrechen, sofern und solange diese zu unzulässigen Pegelwerten in der Zukunft führen würde (eine Durchflussreduktion wird hingegen jederzeit zugelassen). Wir werden das Prinzip /3/, /4/ im folgenden der Kürze halber als SPM (Surge tank Protection Module) bezeichnen.

Der dynamische Zustand des Systems Wasserschloss / Triebwasserleitung lässt sich unter vereinfachenden Annahmen durch einen Punkt in der Phasenebene *3d* beschreiben. Die Bahn dieses Punktes in der Phasenebene wird von den Stellbewegungen der Steuerorgane für den Durchfluss Q beeinflusst. Besonders wichtig sind diejenigen Trajektorien, welche freien Schwingungen des Systems, in Abwesenheit von Störungen durch die Stellorgane, entsprechen. Es gibt stets eine solche Trajektorie durch den aktuellen Zustandspunkt, zum Beispiel Punkt B in *Abb. 3d*. Wird sie in die Zukunft bis zum nächsten Schnitt mit der Volumenachse verfolgt (in diesem Fall C), so darf der Schnittpunkt nicht jenseits des kritischen Zustands liegen. Das SPM muss also kontinuierlich die für die freie Schwingung bei aktuellen Randbedingungen geltende Trajektorie durch den kritischen Punkt berechnen und prüfen, ob der momentane Zustandspunkt noch ‚innerhalb' dieser liegt. Ist diese Trajektorie – die hier also die Funktion einer Grenzkurve hat – erreicht (in *Abb. 3d* ist es gerade die Kurve BC), so wird die weitere Lasterhöhung blockiert. Ohne die Blockierung würde im Punkt E die Entleerung des Wasserschlosses eintreten.

Tücken der Realisierung

So elegant und einfach das genannte Prinzip auch ist, stösst sich doch seine Umsetzung an den praktischen Gegebenheiten eines seit langem laufenden Projektes. Eine elementare Schwierigkeit besteht darin, dass für den Pegel des Wasserschlosses kein Messsignal vorhanden ist. Zur Auswertung des Grenzkurvenkriteriums wird aber der momentane Pegelwert und seine Ableitung nach der Zeit benötigt. Das Signal der Druckgeber im Eintritt zu Krafthaus eignet sich nicht als Ersatz, weil es starke Verzerrungen sowohl durch Druckstosseffekte als auch durch Reibungsverluste enthält.

Eine weitere Schwierigkeit ähnlicher Art ist das Fehlen eines Messignals für den Pegel im unterwasserseitigen Reservoir. Diese Information ist aber wichtig, weil der Unterwasserpegel sozusagen die Basis für die Pegelschwingung des niederdruckseitigen Wasserschlosses bildet. In den kritischen Fällen ist die zulässige Schwankung des Pegels wesentlich geringer als die Spanne des Unterwasserpegels. Es ist klar, dass hier ohne eine relativ genaue Kenntnis des momentanen Unterwasserpegels das gewählte Begrenzungskonzept nicht anwendbar ist.

Methode 3: Einsatz von Beobachtern

Das Fehlen eines Messsignals führt glücklicherweise nicht zum Versagen des Begrenzungskonzepts. Das Grenzkurvenverfahren beruht darauf, dass sich die Dynamik der Wasserschlossschwingung mit genügender Genauigkeit durch ein System gewöhnlicher Differentialgleichungen zweiter Ordnung darstellen lässt. Ein solches System lässt sich leicht in einem Leitgerät simulieren. Einen Beobachter erhält man dadurch, dass man das Simulationsmodell mit bekannten Signalen beaufschlagt (z.B. in *Abb. 4* der gemessene Druck HD und der berechnete Durchfluss Q) und durch Rückführung der Abweichung zwischen simulierten und gemessenen Signalen (z.B. des Druckes beim Krafthaus) allfällige Modellierungsfehler ausregelt.

Die aus dem Beobachter gewonnenen Signale haben gegenüber gemessenen Signalen sogar gewisse Vorzüge: sie enthalten keine hochfrequenten Anteile, weil der Beobachter die Ausbreitung von Druckwellen im Leitungssystem nicht darstellt. Und sie sind nicht anfällig gegen Störungen; denn der Beobachter enthält als dynamische Elemente nur Integrierer; die Ableitung des gemessenen Pegelsignals erübrigt sich.

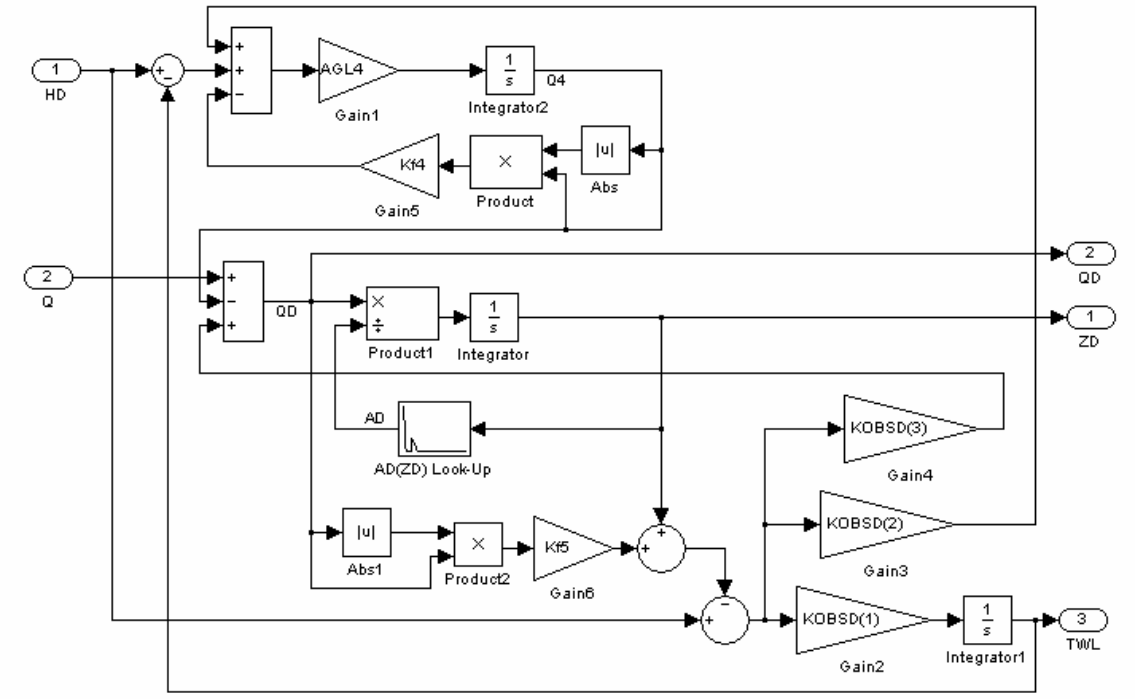


Abbildung 4 Beobachter OBSD für die unterwasserseitige Wasserschlossschwingung

Die beiden Beobachter OBSU (hochdruckseitig) und OBSD (niederdruckseitig) haben etwas unterschiedliche Struktur und Funktion. OBSD hat zuätzlich zur kontinuierlichen Berechnung von Inhalt und Zufluss des Wasserschlosses auch noch die Aufgabe, den Pegel des talseitigen Reservoirs (TWL in *Abbildung 4*) zu schätzen.

Die *Abbildung 4* vermittelt auch einen Eindruck von der graphischen Programmierung des Simulationsmodells mit Hilfe der kommerziellen Software SIMULINK 3 .

In Casecnan gibt es zusätzlich zu den beiden digitalen Turbinenreglern einen übergeordneten Regler in gleicher Hardware (DTL595), der für die Kontrolle der Gesamtleistung bzw. des Gesamtdurchflusses mit Einschluss des Bypassschiebers sorgt. Diese als *Joint Controller* bezeichnete Komponente war ideal zur Aufnahme der Wasserschlossbegrenzungsfunktion SPM geeignet und erleichterte sehr deren Implementierung.

Auch das noch: Kollaps des Wasserschlosses

Eine der Überraschungen, die das Projekt Casecnan bereithielt, war der Kollaps des hochdruckseitigen Wasserschlosses im Dezember 2000. Nachdem der obere Teil bereits fertiggestellt war, versagte beim Vorbringen des Anschlussschachtes der Fels. Der nach unten gehende Schacht füllte sich bis zum Hauptstollen mit Schutt. Bald stellte sich heraus, dass das Wasserschloss aufgegeben werden musste. Wegen der extremen Länge des Triebwasserstollens, und der Turbinen in Francisbauart, war eine Lösung ohne Wasserschloss nicht realisierbar. Auf Grund der Topographie und der baulichen Gegebenheiten wurde an anderer Stelle ([2] in *Abbildung 1*) ein neues Wasserschloss unter teilweiser Benutzung eines vorhandenen Zugangsstollens projektiert und gebaut. Probleme schuf die Tatsache, dass das neue Wasserschloss nicht wie das alte nur 1.5 km vom Krafthaus entfernt war, sondern etwa 3.5 km. Von der zusätzlichen Entfernung entfiel 1.1 km auf den weiter entfernten Fusspunkt im Triebwasserstollen, und 1 km auf den Verbindungsstollen. Die Fertigung der Maschinensätze war zu diesem Zeitpunkt bereits weit fortgeschritten; eine Änderung der dynamischen Grenzwerte für Bemessungsdruck und Abschaltdrehzahl (der sogenannten Reguliergarantien) kam nicht mehr in Frage.

Der Verfasser übernahm in dieser Phase die Aufgabe, die Auswirkungen der geänderten Lage des Wasserschlosses auf die hydraulischen Transienten zu berechnen bzw. zu begrenzen. Wegen der grossen Anzahl berechneter Varianten und Fälle war dabei die Verwendung eines bewährten datenbankgestützten Programmsystems /2/ von wesentlicher Bedeutung.

Eine gewisse Optimierung war im Zusammenwirken mit dem Projektanten des Wasserschlosses noch möglich. So konnte durch entsprechende Wahl der Drosselung und der Höhe des Fusspunktes der Durchmesser des neuen Schachts von 10m bis auf 7.5m reduziert werden. Allerdings konnte diese Optimierung nichts an der dramatischen Erhöhung der Wasseranlaufzeit zwischen Wasserschloss und Turbinen ändern. Es gelang zwar, durch Verlängerung der Schliesszeit des Leitapparats der Turbinen den

garantierten Bemessungsdruck von 362 m WS für Druckstollen, Schieber und Spiralgehäuse einzuhalten; jedoch ergaben die Berechnungen dabei eine Überschreitung der garantierten Maximaldrehzahl der Gruppen bei der Abschaltung aus hoher Last.

Diese Überschreitung war mit einem, wenn auch nicht sehr hohen, Risiko für die Verfügbarkeit der Gruppen verknüpft. Im Gefolge hoher Überdrehzahlen kann eine Revision und eventuelle Nachwuchtung der Rotoren nötig werden. Für dieses Problem musste also noch eine Lösung gefunden werden, damit das System mit dem neuen Wasserschloss die volle Leistungsfähigkeit erreichte.

Methode 4: Optimale Durchflusskompensation

Die Lösung für das Problem konnte nur in einem Abbau des Druckanstiegs liegen, und ein solcher konnte wiederum nur mit Hilfe des Bypassventils erzielt werden. Dieses war ursprünglich keineswegs für den Einsatz als Druckregler gedacht, sondern dazu, um im Fall der Nichtverfügbarkeit einer Turbine als Nebenauslass den stationären Abfluss ins Unterwasser zu gewährleisten. Es war aber immerhin mit einer eigenen Energieversorgung und einem Positioniersystem ausgestattet.

Unter Verwendung dieser Komponenten wurde eine sehr wirksame Methode /5/ zur Begrenzung der Druckänderung realisiert. Das Verfahren zielt darauf ab, dass die Änderung des Gesamtdurchflusses so langsam und gleichmässig wie möglich erfolgt. Dabei kommt wieder das Resultat der online-Durchflussberechnung (siehe Methode 1) zum Einsatz.

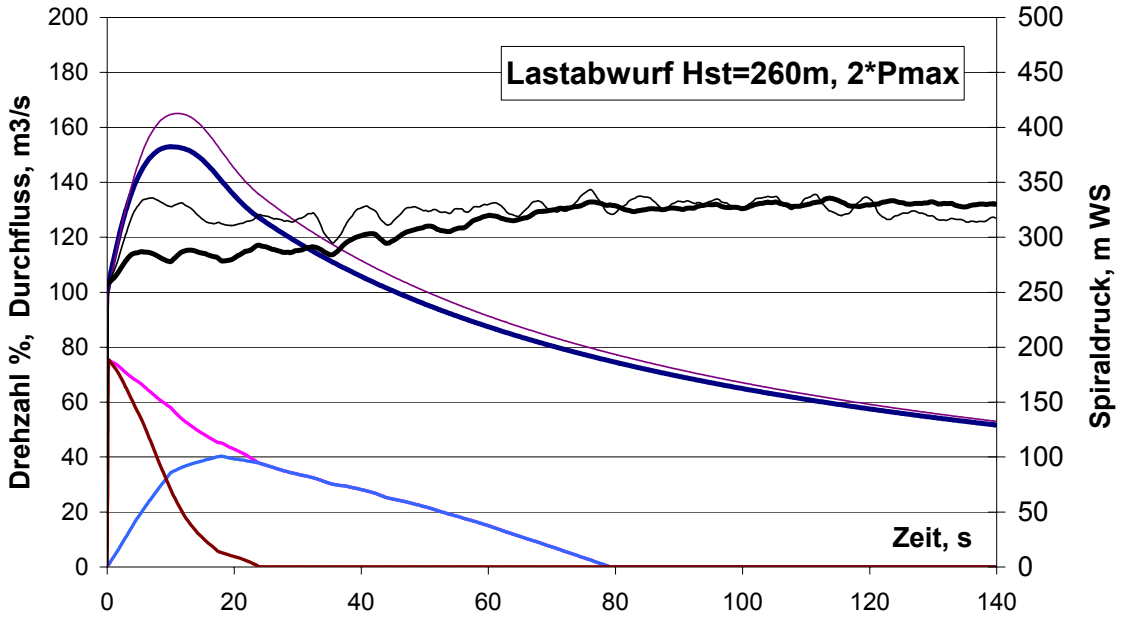


Abbildung 5 Druck – und Drehzahlverlauf mit und ohne Entlastungsventil

Die aktuellen Volumenströme der beiden Turbinen (siehe Methode 1) werden im Joint Controller summiert; es wird daraus eine gleichmässig fallende Sollkurve für den Gesamtdurchfluss der Zentrale gebildet. Der Differenzbetrag zwischen Sollwert und Turbinendurchfluss entspricht dem vom Kegelstrahlschieber zu liefernden Durchfluss. Da die verfügbare Fallhöhe und die Kennlinie des Schiebers bekannt sind, lässt sich nun die erforderliche Öffnung des Schiebers als zeitabhängiger Sollwert vorgeben. *Die Abbildung 4* zeigt einen Vergleich des Druck- und Drehzahlverlaufs mit und ohne diese Entlastungsmassnahme.

Methode 5: Stabile Leistungsregelung durch Druckaufschaltung

Die Reduktion des Schachtquerschnitts beim neuen Wasserschloss begrenzte etwas die Überschreitung der Bauzeit und des Budgets, aber nach dem Stabilitätskriterium von Thoma /6/ und Anderen wären eigentlich Stabilitätsprobleme des hydraulischen Systems zu befürchten, zumindest beim Betrieb unter Leistungsregelung. Denn das Wasserschloss hat nur noch einen Querschnitt von 44.2 m^2, und der Minimalquerschnitt wäre nach Thoma wäre 39.5 m^2, nach Jäger etwa 59.3 m^2. Erfreulicherweise ist es aber sehr wohl möglich, ein so kleines Wasserschloss stabil im Leistungsregelmodus zu betreiben, und zwar sogar mit guter Dämpfung. Das nötige Vorgehen /8/ wurde von Lein in die Literatur eingeführt /7/. Es besteht darin, dass ein gefilterter Messwert des Rohrbahndrucks oder des Wasserschlosspegels auf die Regelabweichung aufgeschaltet wird. In den Turbinenreglern Casecnan war bereits ein hoch verfügbares Signal vom Druck im Turbineneintritt vorhanden; dieses wird für die Aufschaltung verwendet.

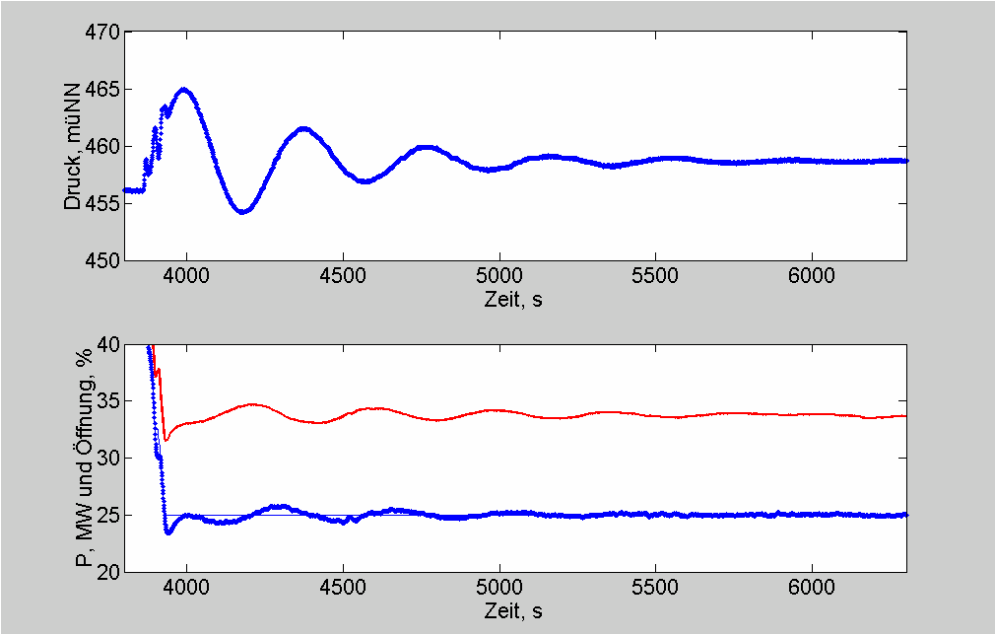


Abbildung 6 Beispiel eines Entlastungsvorgangs unter Leistungsregelung

Durch Regelversuche wurde hier der Beweis in der Praxis erbracht, dass mit dieser Methode ein Kraftwerk gut betrieben werden kann, dessen Wasserschloss im Vergleich zu den empfohlenen Werten sehr knapp bemessen ist. Es bleibt noch anzumerken, dass die Schwingungsperioden der beiden Wasserschlösser – 394 s für die Hochdruckseite, und 330 s für die Niederdruckseite – ziemlich eng benachbart sind. Dies könnte nach manchen Autoren infolge Kopplung der Wasserschlossschwingungen zu einer weiteren Erhöhung des erforderlichen Querschnitts führen. Weder die Simulationen noch der praktische Betrieb ergaben allerdings Anzeichen für derartige Schwierigkeiten. Es erscheint denkbar, dass hier wegen der grossen Fallhöhe der Maschinen und der beiderseits stark unterschiedlichen kinetischen Energie der Wassermassen eine Kopplung der beiden Schwingungsformen keine Rolle spielt.

Referenzen

/ 1 / http://www.calenergy.com/html/projects5_casecnan.shtml

/ 2 / Dörfler, P., and Brenner, E., Computing hydraulic transients in the Lungern Lake plant, Water Power and Dam Construction, Nov. 1993

/ 3 / Methode zur Steuerung von Lastmanövern in einer Wasserkraftanlage mit Wasserschloss, Europäische Patentanmeldung EP 998 102 60.2

/ 4 / Dörfler, P., Enhancing the safe operation of surge tanks, Hydropower & Dam, Issue One, 2000

/ 5 / Wasserkraftanlage, Europäische Patentanmeldung EP 0 822 332 A1

/ 6 / Thoma, D., Zur Theorie des Wasserschlosses bei selbsttätig geregelten Turbinenanlagen, München, Oldenbourg, 1910

/ 7 / Lein, G., Die Stabilität von Wasserkraftanlagen mit Wasserschloss, Schweiz. Bauzeitung, 22 (1971), No. 7, S. 149-158

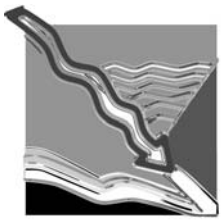
/ 8 / Dörfler, P., und Lein, G., Kleinere Wasserschlösser – und doch stabil, Wasserwirtschaft 90 (2000), H. 10

/ 9 / SIMULINK Dynamic System Simulation for MATLAB, Release 11, 1999, The Math Works, Natick (MA), USA

Adresse des Autors

Peter K. Dörfler, VA TECH HYDRO AG, Postfach, CH-8023 Zürich
Tel. (+41) 1 – 278 23 68, Fax (+41) 1 – 278 23 79
e-mail: peter.doerfler@vatech-hydro.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



Einfluss der Überdeckungshöhen auf die Strömungsverhältnisse im Unterwasser von Matrixturbinen

Dipl.-Ing. Alexander Zöschg, Ing. Johann Abfalterer, Dipl.-Ing. Dominik Mayr

Kurzfassung

Bei der energetischen Nutzung kleiner Gefällestufen an Flussläufen werden heute nahezu ausschließlich Kaplan-Rohrturbinen verwendet. Die Strömung ist dabei durch große spezifische Geschwindigkeitshöhen gekennzeichnet. Die Strömungsverzögerung im Saugrohr erlangt daher eine außergewöhnlich große Bedeutung, um ein Optimum an erzeugter Energie zu erreichen. Eine Alternative zu dieser konventionellen Turbinenart mit relativ großen Abmessungen ist der Einsatz vielfacher kompakter Matrixturbinen. Die Vorteile gegenüber den traditionellen Rohrturbinen liegen vor allem in der kleineren Bauart und der Möglichkeit, bisher ungenutztes Wasser an bereits bestehenden Einrichtungen zur Energieerzeugung zu nutzen.

Der Beitrag beschäftigt sich mit dem Einfluss von sehr geringen Überdeckungshöhen des Saugrohres auf die Strömungsverhältnisse im Unterwasser von Matrixturbinen.
Anlass dafür waren die im Zuge des Projektes für ein Matrixturbinen-Kraftwerk für den Jebel-Aulia-Damm (Sudan) aufgetretenen Bedenken mit den oben erwähnten sehr geringen Überdeckungen. In einem hydraulischen Versuch erfolgte die Untersuchung der Unterwasserströmungsverhältnisse für drei Saugrohrvarianten, wobei bei jeder Variante die Parameter Durchfluss, Unterwasserspiegel und Drall variiert wurden. Eine theoretische Wasserspiegellinienberechnung diente als Vergleich für die Ergebnisse der Modellversuche. Die Versuche zeigen für die untersuchte Geometrie von Rohrturbine und Unterwasser die Zusammenhänge für den Fallhöhenrückgewinn und die minimalen Überdeckungshöhen zur Aufrechterhaltung der Saugrohrströmung.

1. Projektbeschreibung

Die VA TECH HYDRO erhielt den Großauftrag für ein Matrixturbinenkraftwerk für den Jebel Aulia Dam am Weißen Nil. Der Jebel Aulia Dam wurde 1933-37 gebaut und liegt im Sudan, 40 km südlich der Hauptstadt Khartoum. Er besitzt eine Dammlänge von 500 m, weiters hat er 60 Öffnungen, 50 davon in Betrieb, 10 mit Betonblöcken gesperrt (siehe Abbildung 1). Die große Anzahl an Öffnungen erklärt sich daraus, dass nach den damaligen technischen Möglichkeiten nur schmale Wehröffnungen ausführbar

waren. Der Damm dient vor allem zur Bewässerung des angrenzenden landwirtschaftlich genutzten Landes. Die Länge des Oberwasser-Reservoirs beträgt 629 km [1].

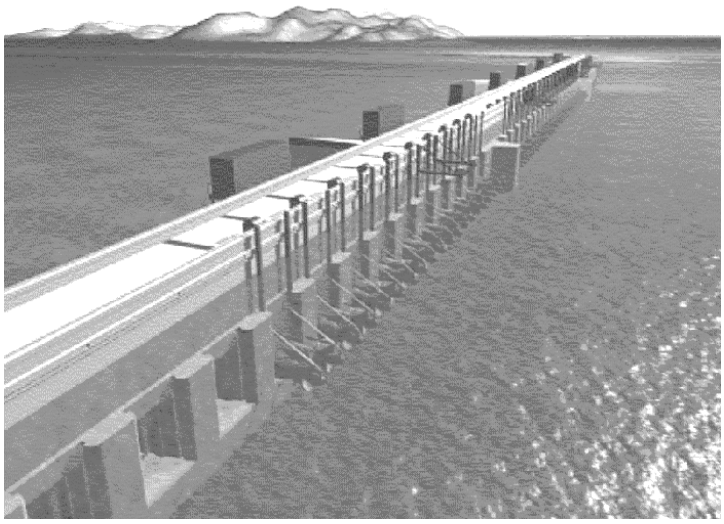


Abbildung 1: Jebel Aulia Dam, Sudan; Fließrichtung von rechts nach links [1]

Das Matrixturbinen-Kraftwerk besteht im wesentlichen aus 80 Turbinen-Generator-Einheiten, die paarweise den 40 der 50 vorhandenen Öffnungen des Dammes vorgesetzt werden (siehe Abbildung 1). Der für die hydraulische Energieerzeugung notwendige Bau, der üblicherweise den Großteil der Investition ausmacht, fällt mit diesem innovativen Konzept fast völlig weg**.** Die Ausbauwassermenge je Turbine ist mit 8,65 m³/s (insgesamt 692 m³/s) festgelegt. Die max. Leistung der Gesamtanlage beträgt 30,4 MW.

2. Problemstellung

Die bestehenden Dammöffnungen (siehe Abbildung 2), vor denen die Matrixturbinen - Einheiten eingesetzt werden, bestimmen direkt die Höhenlage der Turbinenachsen und die Geometrie des an das Saugrohr anschließenden Unterwasserbereiches.

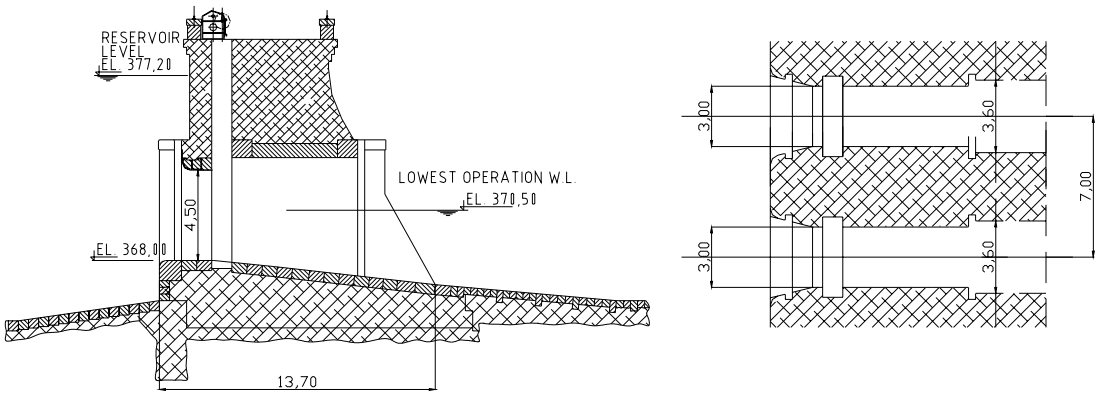


Abbildung 2: Dammöffnung im Längsschnitt und Grundriss [1]

Die tiefst mögliche Position der Unterkonstruktion der Turbinen ist durch die Höhenlage der Gerinnesohle der Öffnungen (368,00 m) vorgegeben.

Maßgebend für die durchgeführten Untersuchungen war der minimale Unterwasserspiegel von 370,50 m, bei dem die Turbinen noch in Betrieb gehalten werden sollen. Aus den bereits erwähnten geometrischen Bedingungen lässt sich nun aus der Höhenlage des ins Unterwasser mündenden Saugrohres die vorhandene Überdeckung errechnen. Bei einem, aus der Vordimensionierung resultierenden Turbinenlaufraddurchmesser von 1,12 m liegt die Austrittsoberkante des dementsprechenden Saugrohres auf einer Höhe von ~370,00 m. Beim minimalen Unterwasserspiegel 370,50 m würde das eine Überdeckung von nur 50 cm bedeuten.

Es gab nun drei verschiedene Hypothesen über das mögliche Strömungsverhalten im und nach dem Saugrohr für diesen Grenzfall, dargestellt in Abbildung 3.

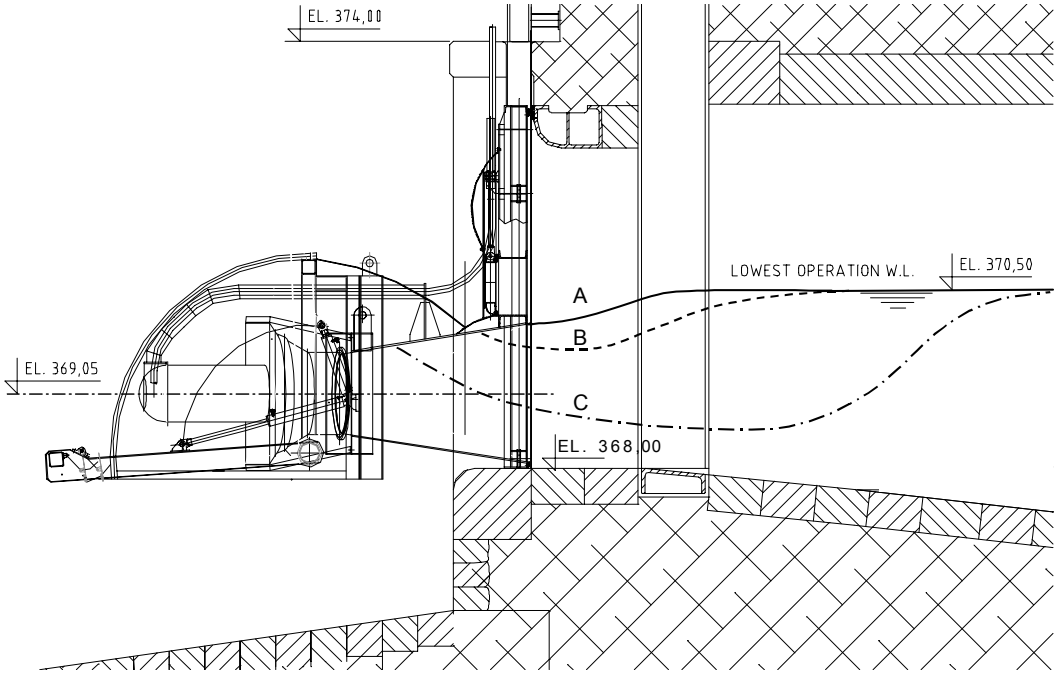


Abbildung 3: Problemstellung der Saugrohrabströmung [1]

- Fall A: Der Austrittswasserspiegel liegt knapp oberhalb der Saugrohroberkante und steigt allmählich stromabwärts. Die Saugrohrströmung wird nicht beeinflusst und dadurch auch nicht der Turbinenbetrieb.
- Fall B: Die Saugrohrströmung löst sich kurz vor dem Saugrohraustritt vom Saugrohr ab, bleibt jedoch erhalten. Der Turbinenbetrieb wird nicht unterbrochen, lediglich die Saugrohrwirkung beeinträchtigt und damit der Gesamtwirkungsgrad verschlechtert.
- Fall C: Die Saugrohrströmung kann nicht mehr aufrecht erhalten werden. Im Saugrohr entsteht eine Schussströmung, die sich erst im Unterwasser in Kombination mit einem Fließwechsel wieder beruhigt. Das Saugrohr verliert somit seine Wirkung zur Gänze und die Schussströmung macht einen Turbinenbetrieb unmöglich.

Nachdem nun ein Problemfall mit einer derart niedrigen Überdeckungshöhe bisher weder in der Praxis auftrat noch in der Fachliteratur ausführlicher behandelt wurde und man hier zusätzlich mit einer speziellen geometrischen Ausbildung des Unterwasserbereiches konfrontiert war, war eine Untersuchung anhand eines Modellversuches unumgänglich.

3. Hydraulische Modellversuche

Die Untersuchungen wurden am Universalversuchsstand des hydraulischen Laboratoriums der VA TECH HYDRO in Linz (Österreich) durchgeführt. Bei dem durchgeführten Modellversuch wurde in ein Eichgerinne das zu untersuchende nachgebildete Modell (siehe Abbildung 4) eingesetzt. Alle erforderlichen Messungen wurden an dieser Anlage durchgeführt. Für das hydraulische Modell wurde nach dem Froude'schen Ähnlichkeitskriterium ein Modellmaßstab von 1 : 4 gewählt. [2], [3]

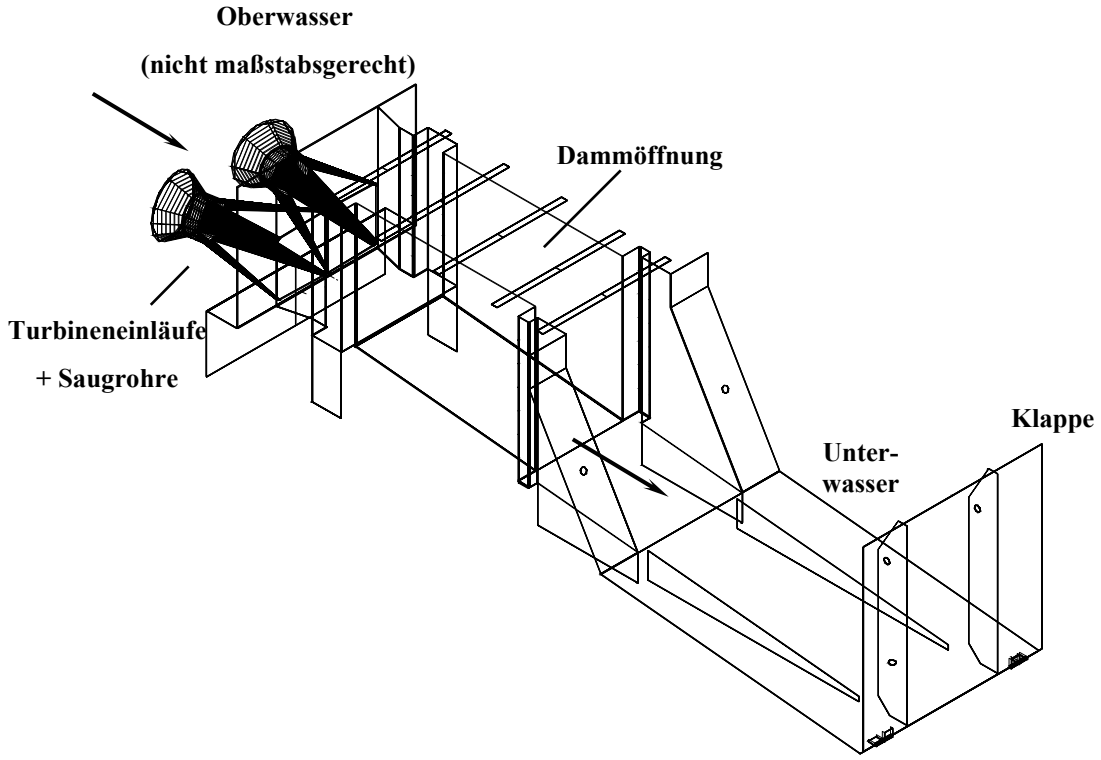


Abbildung 4: 3D-Ansicht des Modellgerinnes [1]

Für die Untersuchungen war die Berücksichtigung der geometrischen Verhältnisse am Originalbauwerk (siehe Abbildungen 2 und 3) notwendig, d.h. die Turbineneinheit (inklusive Einlauf und Saugrohr) und das anschließende Gerinne bis ins Unterwasser waren maßstabsgetreu nachzubilden. Das Matrixturbinenmodell mit dem dreiflügeligen Turbinenlaufrad und dem Leitapparat war für diesen rein gerinnehydraulischen Versuch nicht eingesetzt. Die dadurch „fehlende" Drallströmung im Saugrohr wurde mittels eines fallweise eingebauten Drallapparates simuliert. Der Oberwasserspiegel konnte dadurch nicht maßstabsgerecht nachgebildet werden.

Um den Einfluss verschiedener Überdeckungshöhen auf die Strömungsverhältnisse beim Saugrohr zu untersuchen, war die Erfassung der Wasserstände an mehreren Messpunkten (MP 1-9), beginnend im Oberwasser und stromabwärts, notwendig (siehe Abbildung 5).

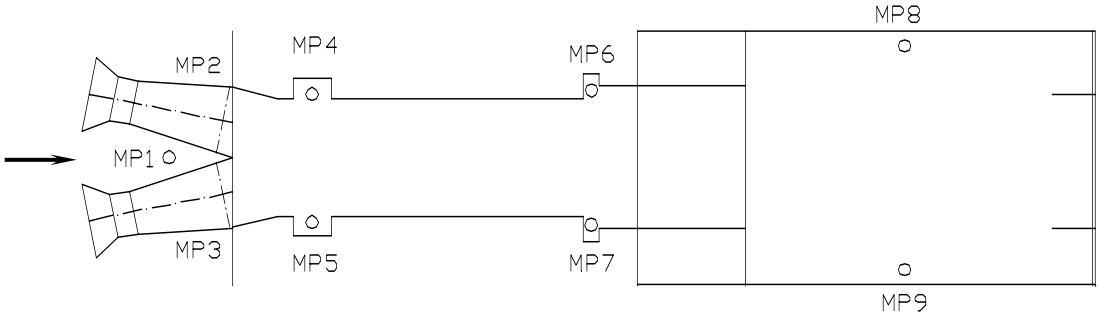


Abbildung 5: Positionierung der Messpunkte

An den Saugrohraustritten (MP2 bzw. MP3) wurde der Druck an der Rohrwandung jeweils an zwei, durch eine Ringleitung zusammengefasste Messbohrungen (∅ 3 mm) von einem Druckaufnehmer erfasst. Zur Erfassung des Pegelanstiegs und der sich ausbildenden freien Oberfläche im Unterwasser wurden sechs Messpunkte (MP4 – MP9) angeordnet und dort zur Bestimmung der Wasserspiegelhöhen die statischen Drücke in seitlich angeordneten Steigrohren von Druckaufnehmern erfasst.

Die Untersuchungen wurden in einzelne Versuchsreihen unterteilt, bei denen jeweils die für die Saugrohrüberdeckung maßgeblichen Parameter Durchfluss und Unterwasser variiert und die Strömungsverhältnisse am und unmittelbar nach dem Saugrohraustritt beobachtet wurden. Diese Versuchsreihen wurden für drei Saugrohrvarianten durchgeführt, wobei auch der Einfluss des Saugrohrdralles in zusätzlichen Versuchsreihen überprüft werden sollte. Bei jeder Versuchsreihe wurden vor allem jene minimalen Unterwasserspiegel in dem Messquerschnitt MP 8-9 gesucht, bei denen die Saugrohrströmung abreisst (siehe Abbildung 6).



Abbildung 6: Abreissen der Saugrohrströmung

Dazu wurde bei konstant gehaltenem Durchfluss der Unterwasserspiegel schrittweise abgesenkt und dabei laufend die Strömungsverhältnisse unmittelbar nach dem Saug-

rohraustritt beobachtet. Dieser Vorgang wurde so lange fortgesetzt, bis der Wasserspiegel am Saugrohraustritt die Oberkante erreichte. Bei weiterem Absenken des Unterwasserspiegels begann die Saugrohrströmung abzureissen und es bildete sich im anschliessenden Unterwasserbereich eine Schussströmung aus.

Aus den dabei erhaltenen Messwertreihen konnte eine mehr oder weniger lineare Abhängigkeit zwischen Unterwasserspiegel und Saugrohraustrittsspiegel festgestellt werden. Bei gleichbleibendem Unterwasserspiegel verursacht eine Erhöhung des Durchflusses das Absinken des Wasserspiegels am Saugrohraustritt.

In der folgenden Tabelle sind nun die bei der Versuchsreihe mit der endgültig zur Anwendung kommenden Saugrohrvariante beobachteten minimalen Unterwasserspiegel, bei denen die Saugrohrströmung abzureissen begann, aufgelistet:

Durchfluss	~12,0	~14,4	~16,0	~17,3	[m³/s]
Unterwasserspiegel	~370,15	~370,30	~370,37	~370,42	[m]
Mindestüberdeckung	~0,29	~0,43	~0,54	~0,55	[m]

Tabelle 1: Min. Unterwasserspiegel im Modellversuch (endgültige SR-Variante)

Damit konnte abgesichert werden, dass beim kritischen Fall für die Aufrechterhaltung des Turbinenbetriebs, d.h. einem Unterwasserspiegel von 370,50 m und einem Durchfluss von 17,3 m³/s, die Saugrohrströmung aufrechterhalten werden kann.

Weiters ist aus der Tabelle 1 ersichtlich, dass sich bei steigendem Durchfluss die mindest erforderliche Überdeckungshöhe erhöht. Bei der oben angeführten Versuchsreihe weisen die Mindestüberdeckungen Δh, die gleichzeitig die vorhandenen Fallhöhenrückgewinne repräsentieren, bereits bei geringen Durchflüssen einen Wert von ~0,29 m auf. Beim maximalen Durchfluss 17,3 m³/s erreichen sie einen Wert von ~0,55 m, immerhin 10% der in diesem Fall vorliegenden Bruttofallhöhe von ~5,4 m.

4. Theoretische Berechnung

Zur Bewertung der Aussagekraft der durchgeführten Modellversuche wurde parallel zu dem Modellversuch auch eine theoretische Wasserspiegelberechnung durchgeführt. Als Grundlage diente dabei die Geometrie der vorhandenen Wehröffnungen, vor denen die Matrixturbinen - Einheiten eingesetzt werden (siehe Abbildung 2). Wie bereits bei den Modellversuchen beobachtet, wird die Strömung nach dem Austritt aus dem Saugrohr weiter verzögert. Dies führt auch im Unterwasser zu einem Druckaufbau, der sich in einem Spiegelhöhenanstieg (dem sogenannten Pegelanstieg) der freien Oberfläche äussert. Der Unterwasserspiegel ist durch die Gerinnehydraulik stromabwärts als Randbedingung vorgegeben und so führt dieser Druckaufbau zu einer Absenkung des Wasserspiegels am Saugrohraustritt und damit zu einer Vergrösserung der Nettofallhöhe. Dieser „Fallhöhenrückgewinn“ hat somit eine Verbesserung des Anlagenwirkungsgrades zur Folge (siehe Abbildung 7). [4]

Die Wasserspiegelberechnung erfolgt nun anhand folgender Systemskizze, wobei die massgebende Grösse der unmittelbar nach dem Saugrohr auftretende Fallhöhenrückgewinn ist.

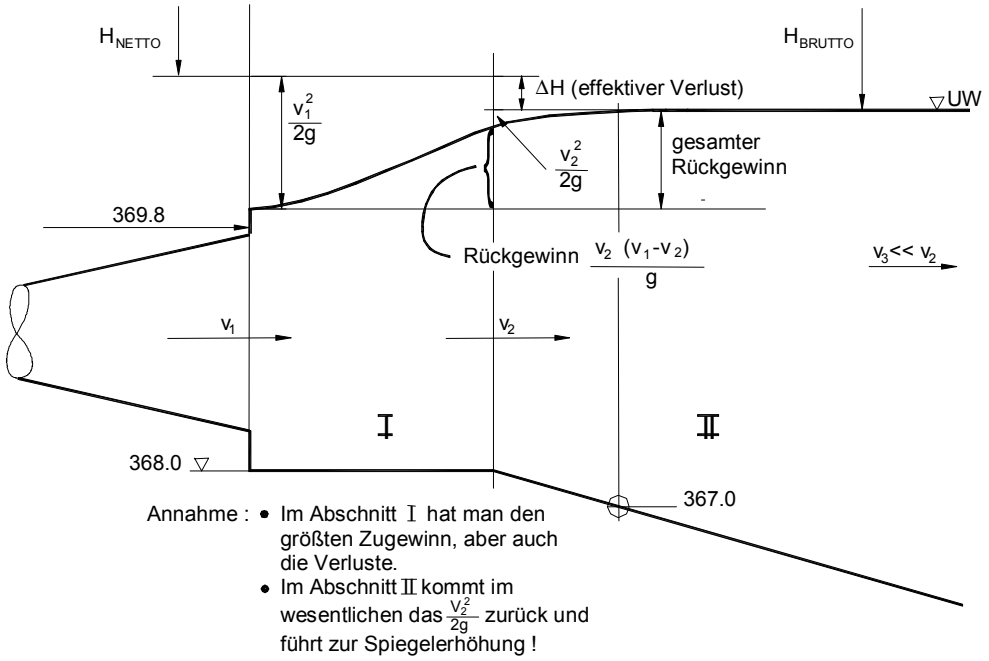


Abbildung 7: Berechnung des Fallhöhenrückgewinnes

Bei gegebenem Unterwasser- und Oberwasserspiegel, bzw. Durchfluss gilt:

$$\frac{V_1^2}{2g} = \Delta H + \frac{V_2^2}{2g} + \frac{V_2 \cdot (V_1 - V_2)}{g} \qquad (1)$$

$$\Rightarrow \quad \Delta H = \frac{V_1^2}{2g} - \frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1 \cdot V_2}{g} - \frac{V_2^2}{g}$$

$$= \frac{V_1^2}{2g} \cdot \left[1 + \frac{V_2^2}{V_1^2} - \frac{2V_2}{V_1} \right]$$

$$= \frac{V_1^2}{2g} \cdot \left[1 - \frac{V_2}{V_1} \right]^2 = \varsigma * \frac{V_1^2}{2g} \quad \text{mit } \varsigma \text{ bezogen auf die Saugrohraustrittsenergie}$$

$$V_2 = \frac{Q_{Ges}}{B * \left[UW - 368{,}0 - \frac{V_2^2}{2g} \right]} \tag{2}$$

$$V_2 = \frac{Q_{Ges}}{B * \left(OW - 368{,}0 - H - \frac{V_2^2}{2g} \right)} \leftarrow \text{iterativ zu bestimmen}$$

$$V_1 = \frac{Q_{Ges}}{2 \cdot F_{Austritt}} \tag{3}$$

Damit kann nun der Fallhöhenrückgewinn und der effektive Verlust theoretisch ermittelt werden. Bei der Berechnung wurden für die zur Anwendung kommende Saugrohrvariante dieselben Durchflüsse wie bei den Modellversuchen gewählt, um vergleichbare Werte zu erhalten. Die Resultate der theoretischen Wasserspiegellinienberechnung bestätigen die bei den Modellversuchen beobachteten Erkenntnisse bezüglich des Verlaufes der Pegelanstiege.

In folgender Tabelle 2 sind die bei den jeweiligen Unterwasserspiegeln erhaltenen Fallhöhenrückgewinne dargestellt.

Unterwasserspiegel	370,50	371,00	371,50	372,00	372,50	[m]
Fallhöhenrückgewinn	0,583	0,517	0,451	0,395	0,348	[m]

Tabelle 2: Fallhöhenrückgewinne bei der theoretischen Berechnung

5. Vergleich Theoretische Berechnung / Modellversuche

Für die schlussendlich beim Jebel-Aulia-Projekt zur Anwendung kommende Saugrohrvariante können die Ergebnisse aus der theoretischen Berechnung mit jenen aus den Modellversuchen verglichen werden.

Aus den in den Tabellen 1 und 2 aufgelisteten Unterwasserspiegeln ist ersichtlich, dass die rechnerisch ermittelten Mindestüberdeckungen bzw. Fallhöhenrückgewinne beim maximalen Durchfluss und tiefem Unterwasserspiegel ebenso wie jene im Modellversuch eine Grössenordnung von ~0,55 m erreichen.

Im folgenden Diagramm 1 ist der Verlauf der Fallhöhenrückgewinne bei variierenden Unterwasserspiegeln in Theorie und Modellversuch dargestellt, wobei beim tiefsten Unterwasserspiegel von 370,5 m die errechneten Werte sehr gut mit den Messwerten übereinstimmen.

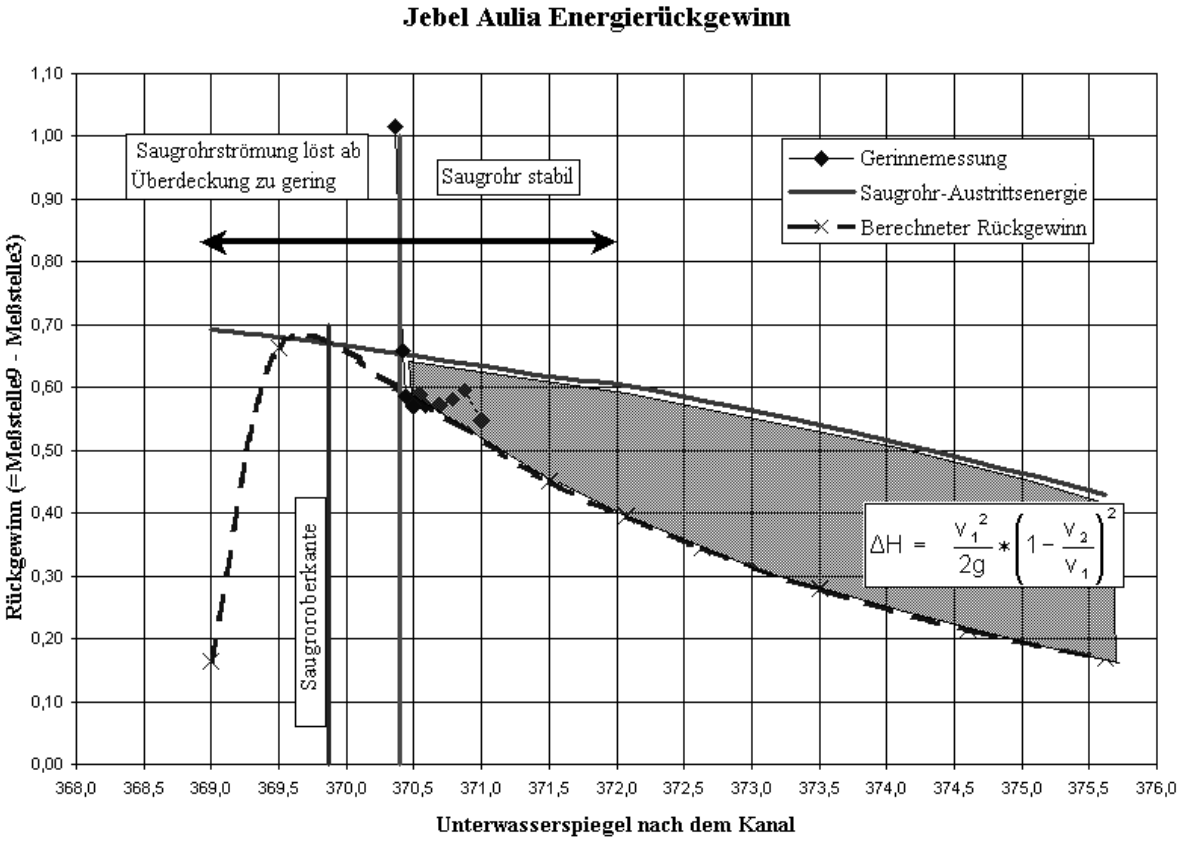


Diagramm 1: Verlauf der Pegelanstiege – Vergleich Theorie-Modellversuch

6. Zusammenfassung

Die energetische Nutzung kleiner Gefällestufen erfolgt zunehmend mit schnellläufigen Wasserturbinen, deren kompakte Baugröße zur Kostensenkung beiträgt. Die Strömungsverzögerung nach dem Saugrohr führt im Unterwasser zu einem Druckaufbau, der sich in einer Absenkung des Wasserspiegels am Saugrohraustritt äussert. Diese Vergrößerung der Nettofallhöhe hat somit eine Verbesserung des Anlagenwirkungsgrades zur Folge.

Besonders bei der Matrixturbine, einer Alternative zur traditionellen Rohrturbine, ist deshalb der Einfluss der teilweise nur sehr geringen Überdeckungshöhen auf die Abströmungsverhältnisse vom Saugrohr genauestens zu untersuchen. Anlass für die vorliegenden Untersuchungen waren die im Zuge des Projektes für ein Matrixturbinenkraftwerk für den Jebel-Aulia-Damm aufgetretenen Probleme mit den oben erwähnten sehr kleinen Überdeckungen.

In einem hydraulischen Modellgerinneversuch sollte der hydraulisch komplexe Strömungsvorgang vom Saugrohraustritt bis ins Unterwasser untersucht werden, wobei in einer Versuchsreihe verschiedenste Kombinationen der Parameter Durchfluss und Unterwasser auf das Saugrohrströmungsverhalten hin untersucht werden sollten.
Gesucht war die jeweils minimale Überdeckung, bei der die Saugrohrströmung abreisst.
Als Vergleich diente eine theoretische Wasserspiegellinienberechnung.

Für das untersuchte Jebel-Aulia-Projekt wurde festgestellt, dass bei der endgültig zur Anwendung kommenden Saugrohrvariante die Saugrohrströmung beim kritischen Betriebsfall für den Turbinenbetrieb, also tiefster Unterwasserspiegel 370,50 m und maximaler Durchfluss 17,3 m³/s, aufrechterhalten werden kann. Die dabei beobachtete erforderliche Mindestüberdeckung, gleichzeitig auch der maximal aufgetretene Fallhöhenrückgewinn, betrug ~ 0,55 m. Eine parallel dazu durchgeführte theoretische Spiegellinienberechnung bestätigt die in den Modellversuchen gewonnenen Erkenntnisse.

Diese Untersuchungen zeigen, dass die minimalen Überdeckungshöhen zur Aufrechterhaltung der Saugrohrströmung aufgrund unterschiedlicher Unterwassergeometrien in jedem Projekt neu untersucht werden müssen.

LITERATUR

[1] VA TECH HYDRO: Hydromatrix™ Homepage, Präsentation Jebel-Aulia-Projekt und diverse Zeichnungen
[2] Kobus, H.: *Wasserbauliches Versuchswesen*, DVWK Schriften, Heft 39
[3] Schröder, W.: *Grundlagen des Wasserbaus*, Werner Verlag, Düsseldorf
[4] Schneider, Chr.: *Untersuchung der Wechselwirkung schnellläufiger Wasserturbinen mit dem Unterwasser*, Dissertation, TU München, Lehrstuhl und Laboratorium für hydraulische Maschinen
[5] Zöschg, A.: *Einfluss der Überdeckungshöhen auf die Strömungsverhältnisse im Unterwasser von Matrixturbinen*, Diplomarbeit, TU Graz, Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft

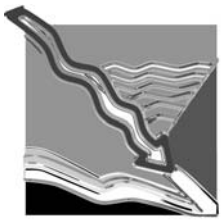
AUTOREN

Dipl.-Ing. Alexander Zöschg, Ing.-Büro Hydroconsult - Sackl,
St. Veiter Strasse 11a, A-8045 Graz, Tel. 0043 316 694777-12

Dipl.-Ing. Dominik Mayr, Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU GRAZ,
Stremayrgasse 10/II, A-8010 Graz

Ing. Johann Abfalterer, VA TECH HYDRO,
Lunzerstraße 78, Postfach 28, A-4031 Linz

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



INSTATIONÄRE FLIESSVORGÄNGE IN DRUCKSTOLLEN VON WASSERKRAFTWERKEN HERVORGERUFEN DURCH ENTWEICHEN VON LUFTBLASEN

Gabriel TATU
Eugenia SCHNEIDER

ABSTRACT

The escape of a huge air cushion through the shaft at the upstream gate of a Hydro-Power Station inlet pipe caused considerable damage (windows breaking in the room on top of the shaft) creating also a potential danger for human life. The origin of the big air cushions might be the aerated water falling into two shafts (at about *2 km* and *5 km* respectively from the lake) but also the unsteady motion of mass oscillations between the lake and the surge tank, which allows the air to enter the protected pipe. Both phenomena are due to the very low level in the lake, imposed by some problems of the turbines. The escape of the air cushion represents the start for another mass oscillation phenomenon, this time between the lake and the upstream gate shaft (at about *200 m* from the lake), creating a strong increase of pressure in the shaft and in the room at its top also, explaining the breaking of the windows. All these phenomena are explained and demonstrated by the authors using two mathematical models and specific calculations.

VERANLASSUNG

Die Studie ist als Folge eines Schadens verfasst worden, der sich im Schieberschacht am oberen Ende des Druckstollens eines Wasserkraftwerkes ereignet hat. Es handelte sich dabei um den Schaden an den Fenstern im oberen Teil des überflutbaren Schieberschachtes als Folge des starken Druckanstieges während dem Entweichen einer großen Luftblase.

DIE URSACHEN DES PHÄNOMENS

Die genauen Ursachen für die Ansammlung der Luft im Druckstollen und insbesondere die Umstände unter denen sich der Schaden ereignet hat, können nicht mit Gewissheit rekonstruiert werden. Eines ist jedoch sicher und zwar die Tatsache, dass das Phänomen äußerst heftig war, was zu der Folgerung führt, dass die austretende Luftblase ein großes Volumen hatte und daher zu einem hohen Überdruck geführt hat.

Eine mögliche Hypothese ist das Entweichen von in den Wassermassen eingeschlossen großen Luftmengen, die durch senkrechte Schächte (Durchm. 1.800 mm) aus zwei ca. 5 km und bzw. 2 km vom Wasserschloss entfernten Neben-Wasserfassungen, in den Druckstollen eingeleitet wurden (siehe Bild 3).

Diese Hypothese ist sehr plausibel und stützt sich auf ziemlich genaue Messungen, die einen sehr hohen Luftanteil (Verhältnis Wasser/Luft von 1/1) ermittelt haben, was sich vor allem durch die erhebliche Fallhöhe des Wassers in den Schächten während niedrigem Wasserstand im Stausee erklären lässt (80 bis 100 m unter dem normalen Stauziel).

Das Längsgefälle des Druckstollens zwischen 2‰ und 3‰ erklärt ebenfalls die Fortbewegung der Luftblasen zum Wasserschloss jedoch mit einer kleineren Geschwindigkeit. Dieses erklärt aber nicht das Entweichen einer großen Luftmenge.

Im Laufe der Untersuchungen wurde festgestellt, dass auch eine andere Ursache für das Eindringen der Luft in den Druckstollen möglich ist. Diese neue Vermutung erklärt gleichzeitig das plötzliche Entweichen großer Luftmengen, die sich im Druckstollen angesammelt haben.

Es handelt sich hier um das Phänomen der Massenschwingungen Stausee-Druckstollen-Wasserschloss während der Abschaltung der Turbinen, welche in der zweiten Phase der fallenden Wasserhöhen im Wasserschloss und bei niedriger Stauhöhe im See das Eindringen von Luft in den Druckstollen während negativem Durchfluss (d.h. vom Druckstollen zum Stausee) ermöglicht. Auf diese Weise dringt in den Druckstollen schlagartig eine beachtlich große Luftmenge ein, die mit relativ hoher Geschwindigkeit in Richtung Stausee und implizit zum Wasserschloss befördert wird.

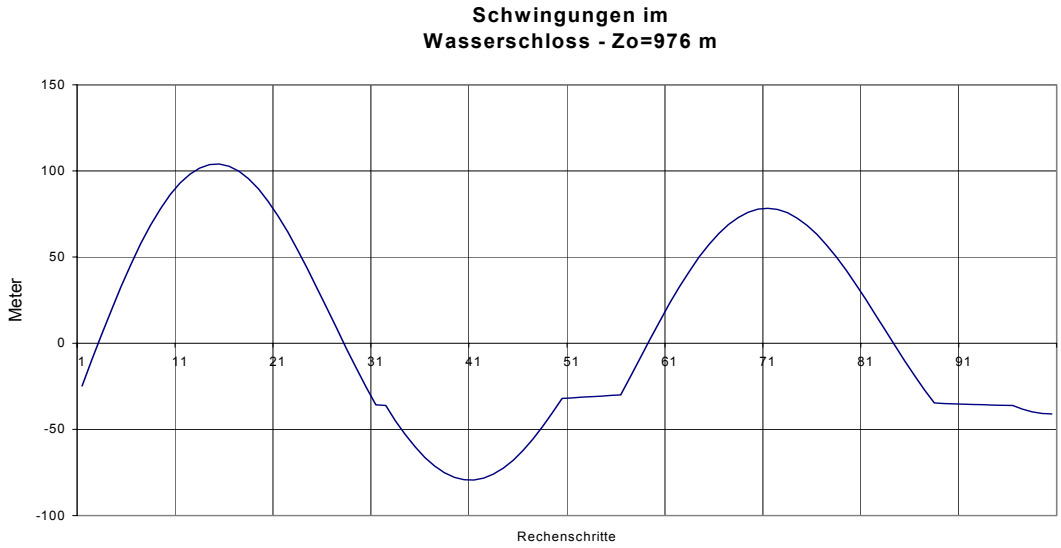


Bild 1 – Schwingungen der Höhe Z im Wasserschloss bei einer Stauhöhe von 976 m

Wenn dieses Phänomen sich zu dem Zeitpunkt ereignet, wenn sich in der Nähe des Wasserschlosses bereits eine große Luftblase befindet, wird diese gewaltsam in das Wasserschloss befördert, was zu Schäden der vorher beschriebenen Art führt.

Für die Bestätigung dieser Hypothese wurde ein Computerprogramm (SALT_CASTEL) für die Berechnung der Massenschwingungen entwickelt. Als Beispiel wird in Bild 1 das Diagramm der Schwankungen der Wasserhöhe *Z* im Wasserschloss bei einer für die Nutzung des Kraftwerkes normalen Stauhöhe im See *Zo=976 m* angegeben.

Man stellt fest, dass die (theoretische) Höhe *Z* weit unter der Höhe der unteren Kammer des Wasserschlosses bzw. unterhalb der Druckstollenachse liegt (siehe horizontale Bereiche im Diagramm), was zum Eindringen von Luft in den Stollen in Richtung Stausee führt.

Beide Faktoren bewirken das Eindringen der Luft um so mehr, je niedriger der Wasserstand im Stausee ist, wobei bei normalem Betrieb der Anlage dieses gänzlich ausbleiben könnte.

DIE WIRKUNG DES PHÄNOMENS

Die Studie verfolgt weiter zu erklären, welche Wirkung das Entweichen von großen Luftblasen durch einen überflutbaren Schieberschacht mit einem Durchmesser von 6 m hat.
Dafür wurde zu–erst der Mechanismus der Fortbewegung einer Luftblase in einem senkrechten Zylinder untersucht, siehe Bild 2.

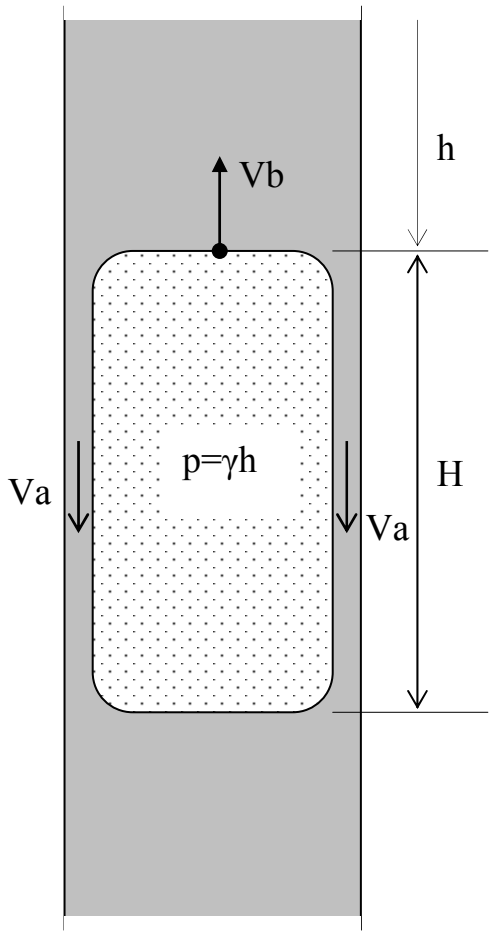


Bild 2.a – Schema des Bewegungsmechanismus einer großen Wasserblase in einem senkrechten Zylinder

Es wird ein Zeitpunkt angenommen, bei dem der oberste Teil der Luftblase sich in einer Tiefe h bezogen auf den Wasserspiegel im Zylinder befindet, der Druck $p=\gamma h$ und die Steiggeschwindigkeit der Luftblase V_b beträgt, während das Wasser in dem engen Raum zwischen Luftblase und Zylinderwand mit einer Geschwindigkeit V_a nach unten fließt.

Mit Hilfe der Gleichung für das Gleichgewicht der Kräfte, die auf die Luftblase wirken (Auftrieb und Reibung) sowie mit Hilfe der Kontinuitäts- und Impulsgleichungen kann man die Steiggeschwindigkeit V_b der Luftblase berechnen. Dabei ist die Größenordnung wichtig, und zwar ist die Wirkung einer kleinen Geschwindigkeit, an der Wasseroberfläche im Zylinder ohnehin nicht spürbar.

Während die Luftblase steigt, vergrößert sich ihr Volumen bzw. ihre Höhe (Bild 2.b). In dem Augenblick, in dem die Luftblase in der Nähe der Wasseroberfläche angelangt ist und der Druck gleich dem atmosphärischen Druck ist, kann sich der „Boden“ der Luftblase in Abhängigkeit vom gesamten Volumen (Masse) der Luft, die in den Zylinder eingedrungen ist, an einem sehr tiefen Punkt befinden und eine extrem niedrige Geschwindigkeit haben, die praktisch mit Null gleichgesetzt werden kann.
Im Grenzfall ist es möglich, (nicht unbedingt auch wahrscheinlich) dass diese Höhe gleich der Höhenlage des Abzweigs (zum überflutbaren Schieberschacht) ist.

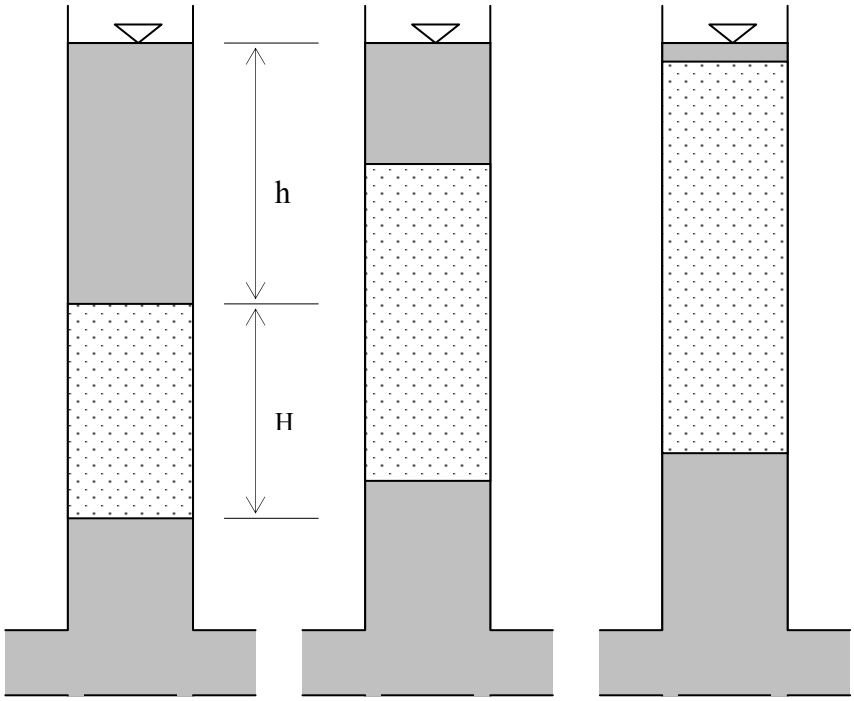
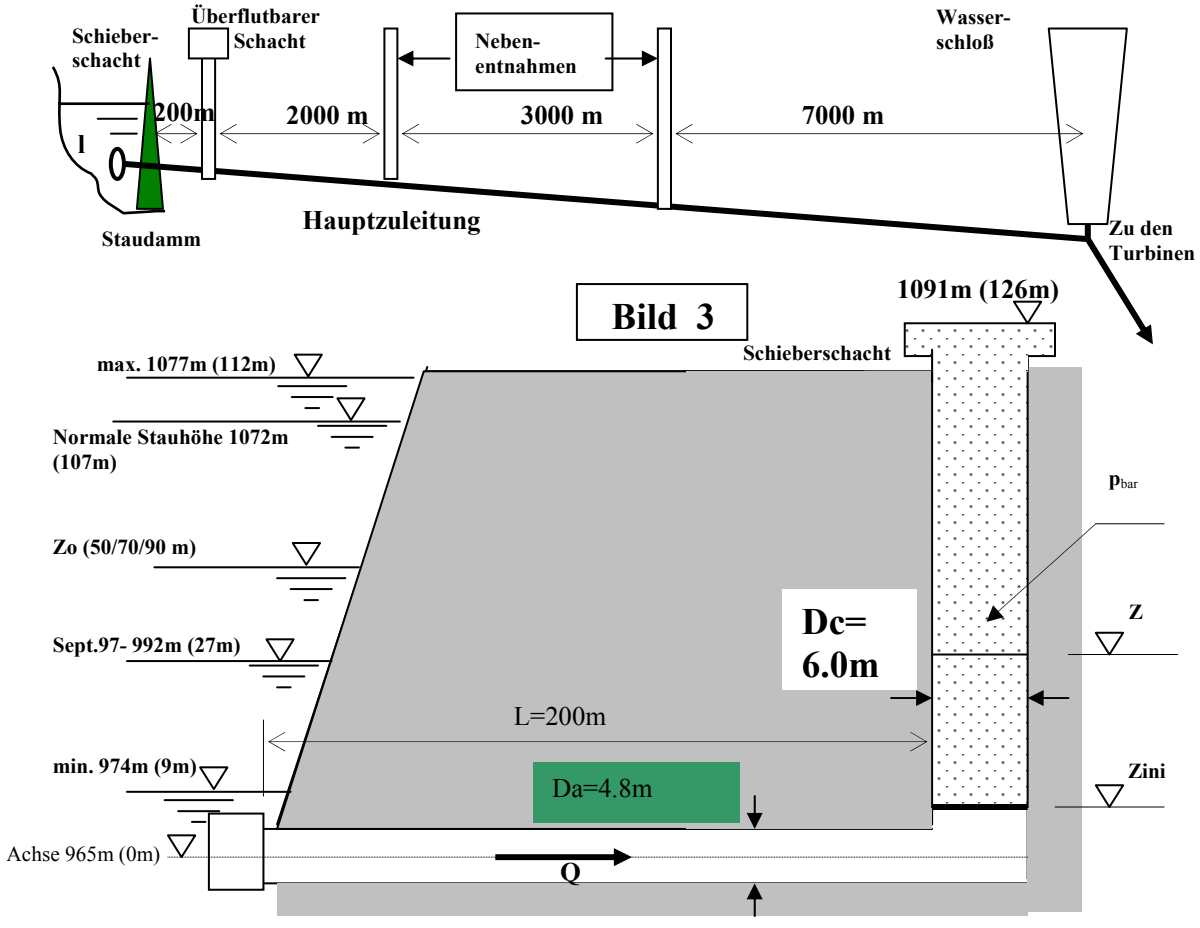


Bild 2.b: Vergrößerung der Luftblase

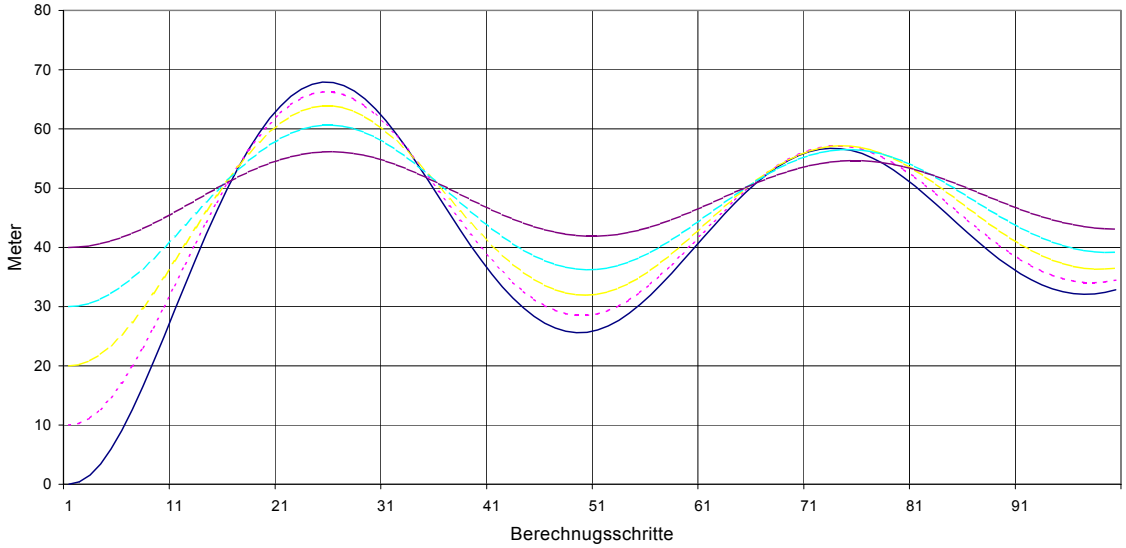
Diese Überlegung führt zu der Schlussfolgerung, dass in dem Moment in dem die Luftblase an der Wasseroberfläche ankommt, der Wasserspiegel im Schacht plötzlich viel tiefer fällt und die Geschwindigkeit der neuen Wasseroberfläche praktisch Null ist.

In diesem Augenblick ist im Schacht ein Ungleichgewicht des Wasserspiegels entstanden. Dieser liegt tiefer als der Wasserspiegel im Stausee, im Wasserschloss, in den übrigen Schächten sowie im gesamten piezometrischen System. Es entstehen somit Voraussetzungen für einen instationären Zustand, d.h. für Massenschwingungen im Schacht.

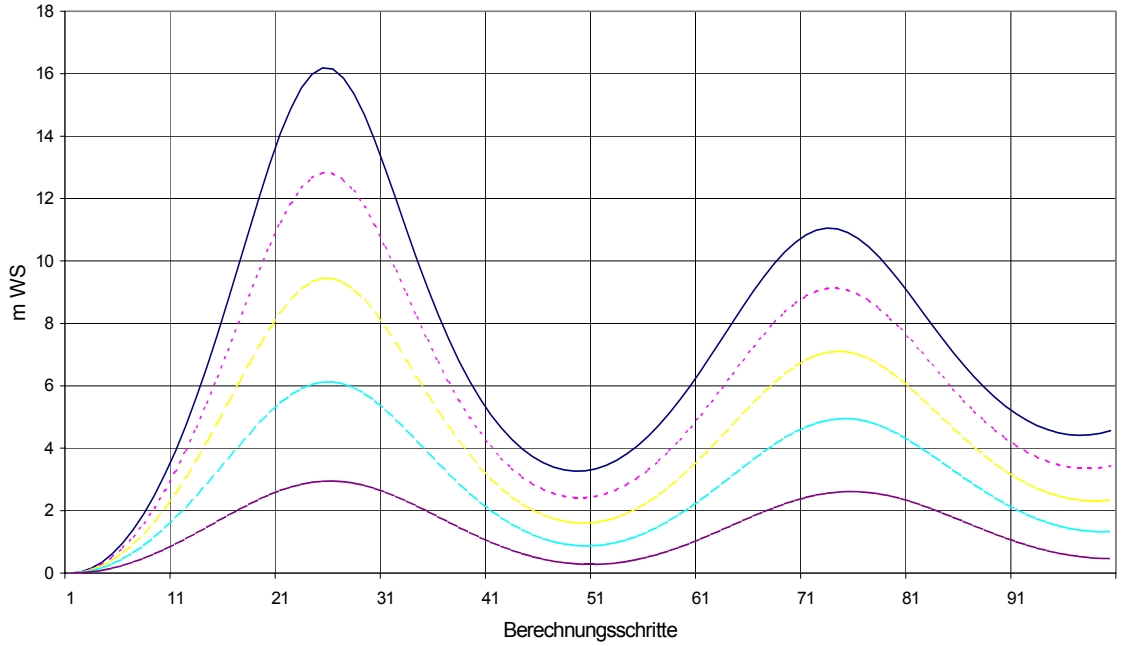
Wegen dem beträchtlichen Längenunterschied zwischen den Strecken vom überflutbaren Schieberschacht zum Stausee (ca. 200 m) und den Strecken vom überflutbaren Schieberschacht zu den anderen überflutbaren Schieberschächten einschließlich Wasserschloss (ca. 2000 m, 5000 m, 1200 m), entstehen die Schwingungen hauptsächlich am oberen Ende des 200 m Abschnitts, weil dieser eine viel geringere Trägheit als die anderen Abschnitte besitzt. Dieses System ist in der Abbildung 3 dargestellt.



Höhen - Z
Zo = 50 m - geschlossener Schacht



Absoluter Luftdruck - pbar
Zo = 50 m - geschlossener Schacht



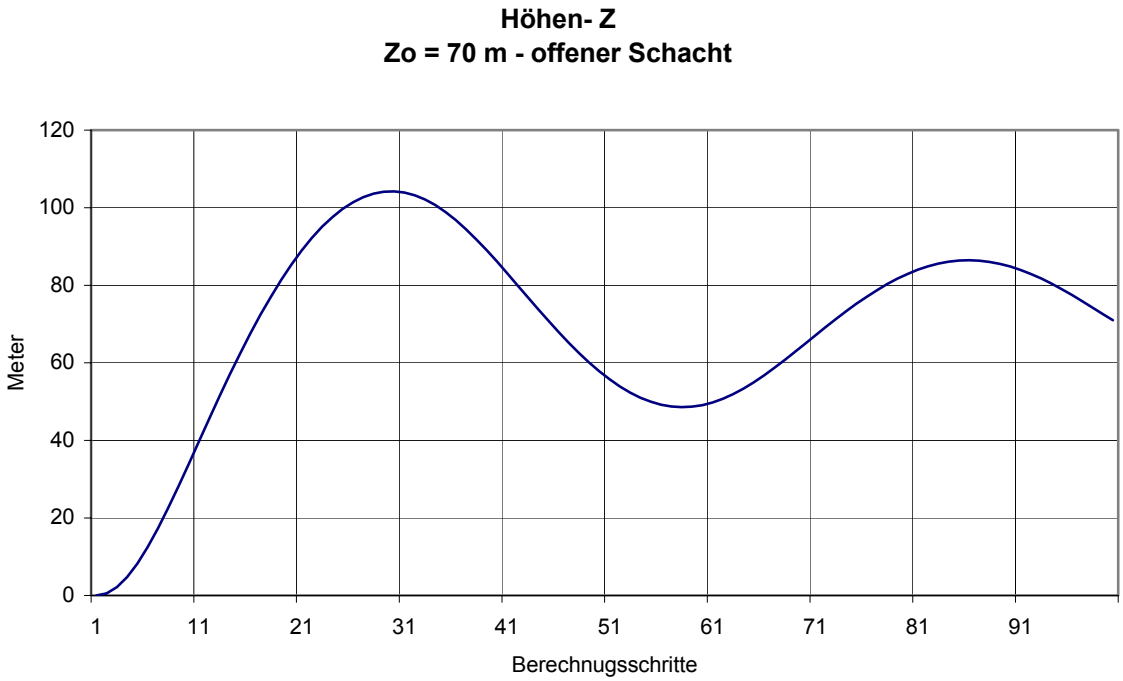


Bild 4 – Diagramme der Schwingungen des Wasserspiegels im Wasserschloss und des Luftdrucks in dem Schieberschacht bei geschlossenen Fenstern
Zini = 0, 10, 20, 30, 40 m

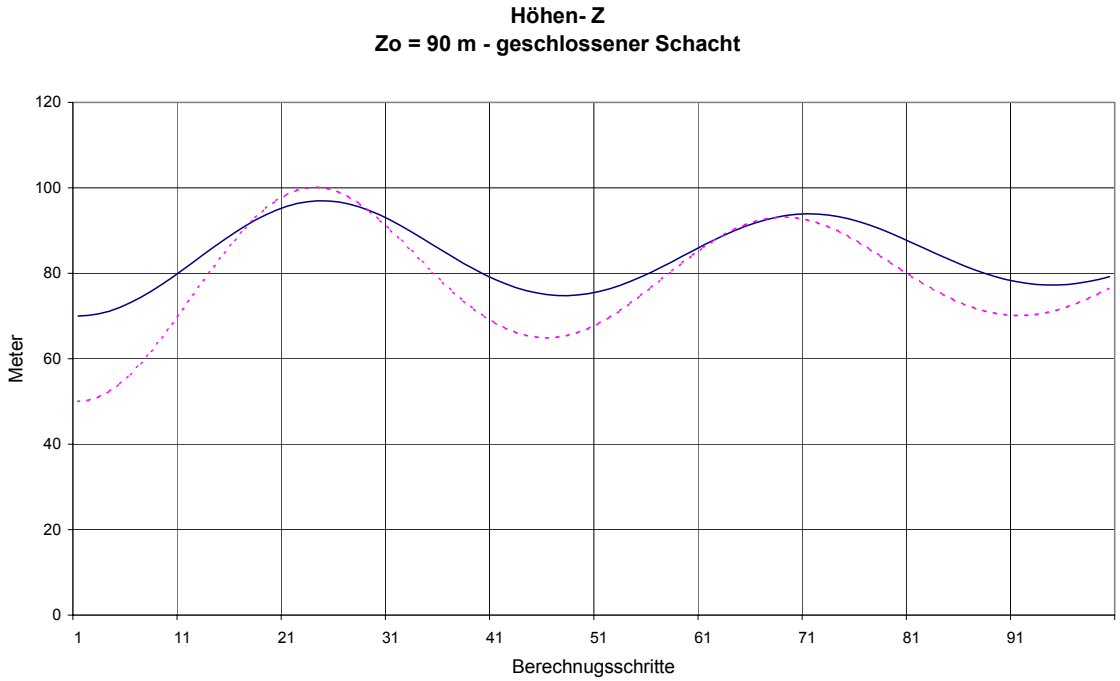


Bild 5 – Diagramme der Schwingungen des Wasserspiegels im Wasserschloss im Schieberschacht bei offenen Fenstern

Um dieses neue Phänomen untersuchen zu können, ist ein Rechenprogramm SALT-AER erstellt worden, in welchem als Referenzhöhe (Null-Höhe) die Achse des Druckstollens angenommen wurde. Daher wurden für die verschiedenen Punkte in Abbildung 3b sowohl die realen als auch die relativen (bezogen auf Null, Werte in Klammern) Höhen angegeben.
Um die Wirkung von Wasserblasen mit verschiedenen Volumina zu simulieren, wurden die Berechnungen mit Hilfe dieses Programms für mehrere Stauhöhen (Z_o) sowie für mehrere Initialwerte der Wasserhöhe im überflutbaren Schieberschacht (Z_{ini}) durchgeführt.

Ebenso wurde in den Berechnungen sowohl der Zustand bei dem im oberen Teil durch die Schieberkammer praktisch geschlossenen Schacht als auch der Zustand bei offenen Fenstern (wenn die Luft frei durch deren Öffnungen zirkulieren kann), berücksichtigt.
Die Diagramme in Abbildung 4 und 5 veranschaulichen die Veränderung der physischen Hauptparameter in der Zeiteinheit und zwar die Höhe Z und/oder den Druck P_{bar} (auf barometrischer Skala) in der Luftblase.

Die Untersuchung hebt das Gefahrenpotential dieses Phänomens hervor und erklärt einwandfrei den Hergang des Schadens. Der aufgetretene Druck (Abbildung 4) erklärt den Bruch der Fenster, wenn man bedenkt, dass eine Druckerhöhung von lediglich *1 m WS (0,1 bar)* auf *1 m²* eine Kraft von *10 KN* bewirkt.

Andererseits kann man beobachten, dass das Risiko besteht, den Schieberschacht zu überfluten (siehe Bild 5) aber glücklicherweise besteht diese Gefahr nur bei hohen Wasserständen im Stausee, wenn die Wahrscheinlichkeit der Entstehung und des Entweichens von großen Luftmengen gering ist.

SCHUTZMASSNAHMEN

Sämtliche Maßnahmen zur Vermeidung der unerwünschten Phänomene, die hier beschrieben wurden, müssen sich auf die Verhinderung der Luftansammlung im Druckstollen richten. Ist dieses nur teilweise möglich, sollte die Aufwärtsbewegung der Luft verhindert werden oder zumindest die Verringerung der Geschwindigkeit angestrebt werden.

Folgende Maßnahmen sind möglich:

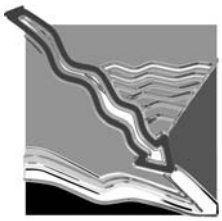
- Betreiben des Wasserkraftwerkes bei möglichst hohen Wasserständen im Stausee
- Vermeiden von plötzlichem Ausschalten der Anlage, bzw. nacheinander Ausschalten der Turbinen sowie Ausschalten der einzelnen Turbinen in entsprechend langen Zeitintervallen, um so große Schwingungen im Wasserschloss zu vermeiden.
- Vermeiden von langen Unterbrechungen im Betrieb des Wasserkraftwerkes, um so die Fortbewegung von Luftblasen stromaufwärts bis zum überflutbaren Schieberschacht zu verhindern (der Betrieb der Anlage begünstigt durch die relativ hohe Geschwindigkeit des Wassers die Beförderung der Luft stromabwärts und deren Entweichen durch das Wasserschloss).

Autoren:

Prof. Dr.-Ing. Gabriel Tatu
Technische Universität für Bauwesen, Bukarest
E-mail: tatu@hidro.utcb.ro

Dr.-Ing. Eugenia Schneider
Ingenieurbüro für Wasserbau
Münchinger Str.18
71254 Ditzingen
E-mail: is.hydro@t-online.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



Entlüftung von Hochgeschwindigkeitsabflüssen

Kristian Kramer

Abstract

Zur Vermeidung von Kavitation ist die Sohlluftkonzentration eine wichtige Kenngrösse für die Standsicherheit einer wasserbaulichen Anlage. Bis heute gibt es nur wenige Ansätze, die den Zusammenhang zwischen Luftkonzentration und der Fliessstrecke stromab eines Belüfters beschreiben. Um eine Korrelation zwischen dem Luftaustrag und hydraulischen Parametern wie Froudezahl, Zuflusstiefe, Rauhigkeit und Neigung herzuleiten, wurden Modellversuche durchgeführt, die Ergebnisse dieser Untersuchung sollen Angaben zur Kavitationssicherheit von Schussrinnen vermitteln. In der vorliegenden Arbeit wurden vorbelüftete Strömungen sowie Abflüsse über einen Belüfter hinsichtlich Lufteintrag und Luftaustrag des Wasser-Luftgemisches untersucht. Dabei kam ein faseroptisches Messsystem der Firma RBI, Grenoble, zum Einsatz, welches über eine automatisierte Steuerung betrieben wurde.

Einleitung

Bei Hochgeschwindigkeitsabflüssen wie sie bei Hochwasserentlastungsanlagen und Grundablässen vorkommen, können Kavitationsschäden an der Sohle entstehen, die im Extremfall die Standsicherheit des Bauwerks gefährden. Um Kavitationsschäden zu vermeiden, gibt es verschiedene Ansätze wie z.B. Optimierung der Schussrinnengeometrie, Vermeidung von Unebenheiten an der Sohle oder Verwendung von widerstandsfähigem Material. Kenngrösse für die Gefährdung einer Anlage ist die Kavitationszahl

$$\sigma = \frac{p_0 - p_V}{\rho(V^2/2)} \tag{1}$$

mit: $p_o = p_A + p_w$, p_A = Atmosphärendruck, p_w = piezometrische Druckhöhe, p_v = Dampfdruck des Wassers, ρ = Dichte des Wassers, V = mittlere Fliessgeschwindigkeit

In Hochwasserentlastungsanlagen mit einer Betonsohle ist die Gefahr von Kavitation und damit einhergehenden Kavitationsschäden gegeben wenn $\sigma < \sigma_{krit,}$ mit $\sigma_{krit} = 0.2$ (Falvey 1990). In diesem Fall sind die oben genannten Massnahmen nicht mehr wirtschaftlich und Belüfter kommen zum Einsatz. Diese verdanken ihre Wirkung dem veränderten Kavitationsverhalten einer Zweiphasenströmung, wobei ein Luftgehalt von 5 bis 8 % ausreicht um Kavitationsschäden fast gänzlich zu vermeiden (Peterka 1953). Zum konstruktiven Entwurf von Belüftern gab es seit den 70er Jahren verschiedenste theoretische Arbeiten und einige praktische Erfahrungen. Damit sind diese weitestge-

hend optimiert. Besonders hervorzuheben sind die Arbeiten von Koschitzky (1987) und Rutschmann (1988).

Die kritische Luftkonzentration zur Vermeidung von Kavitationsschäden von 5 bis 8 % wurde seit Peterka zwar häufig in Frage gestellt aber nie widerlegt. Praktische Erfahrungen sowie eine Arbeit von Rasmussen (1956) schlagen niedrigere Werte vor, diese Ansätze werden jedoch kritisch hinterfragt. Alle Autoren sind sich allerdings einig, dass eine geringe Luftmenge im Abfluss Kavitationsschäden erheblich reduziert.

Bisher wurde dem Luftaustrag und folglich der Entfernung zwischen den einzelnen Belüftern wenig Beachtung geschenkt, da es an geeigneten Messmethoden mangelte. Wichtig ist hierbei, dass eine zu enge Anordnung von Belüftern unökonomisch ist und Probleme in der hydraulischen Bemessung nach sich führt, dass auf der anderen Seite bei einer zu weiten Anordnung die verbleibende Luftmenge unter die kritische Konzentration fällt. Die Bestimmung des optimalen Abstands ist Gegenstand der vorliegenden Arbeit.

Bisherigen Erkenntnisse

Verschiedene Ansätze für den Entwurf von Hochwasserentlastungsanlagen und Grundablässen mit kritischer Kavitationszahl wurden unter anderem von Pinto (1982), Falvey (1990), Wood (1991), Vischer und Hager (1998) und Chanson (2001) gegeben. Dabei fasste vor allem Falvey die bis damals bekannten Untersuchungen zum Abstand der Belüfter zusammen. Er erwähnte eine häufig in der Praxis angewendete Regel der Luftreduktion von 0.15 bis 0.2 % pro Meter Lauflänge bei geraden Hochwasserentlastungen was auch Kudriashov (1983) und Prusza (1983) bestätigten. Minor (1987) hat nach einer Filmauswertung der Hochwasserentlastung Restitucion einen mittleren Luftaustrag von 0.10 bis 0.15 % pro Meter abgeleitet. May (1987) schlug einen exponentiellen Ansatz in Abhängigkeit der lokalen Luftkonzentration vor

$$\frac{C_x}{C_0} = e^{-0{,}017(L_x - L_i)} \tag{2}$$

mit: C_x = Luftkonzentration an der Stelle x; C_o = Luftkonzentration hinter dem Belüfter an der Stelle $x = 0$; L_x = Entfernung vom Belüfter; L_i = Entfernung von dem Belüfter bei beginnender Belüftung

Falvey fasste weitere Ansätze zusammen, die den hydraulischen Radius und die Rauhigkeit der Sohle beinhalten, erwähnte aber zugleich, dass keine dieser Überlegungen alle für den Luftaustrag relevanten Faktoren berücksichtigt. Chanson (1989) entwickelte aus Naturmessungen am Clyde Damm einen Berechnungsansatz, der die Bestimmung der Luftkonzentration unterhalb des Belüfters ermöglichte. Diese Überlegungen hängen allerdings von der Blasenaufstiegsgeschwindigkeit ab, was zu dem Schluss führt, dass dort weiterer Forschungsbedarf vorhanden ist.

Experimenteller Aufbau

Die experimentellen Untersuchungen wurden an einem Kanal der Länge L = 14 m, der Breite b = 0.5 m mit einer veränderlichen Neigung von S_o = 0 bis 50 % durchgeführt. Die hier aufgeführten Resultate beziehen sich alle auf eine Sohlenneigung von S_o = 10 %. Der Wasserdurchfluss Q_a von bis zu 250 l/s wurde mit einer frequenzgesteu-

erten Pumpe bereitgestellt, mit einer Strahlbox (Schwalt und Hager 1992) konnte die Zuflusswassertiefe h_o bis zu 0.12 m eingestellt und damit eine Froudezahl $F_o = Q_w/(gh_o^3b^2)^{0.5}$ vorgegeben werden. Bei der vorliegenden Studie wurden zwei unterschiedliche Arten der Luftzufuhr Q_a untersucht (Abbildung 1): (1) Luftzufuhr im Zulauf ❶ und (2) Schussrinnen-Belüfter ❷ mit $\beta = Q_a/Q_w$ als der einzustellende hydraulische Parameter.

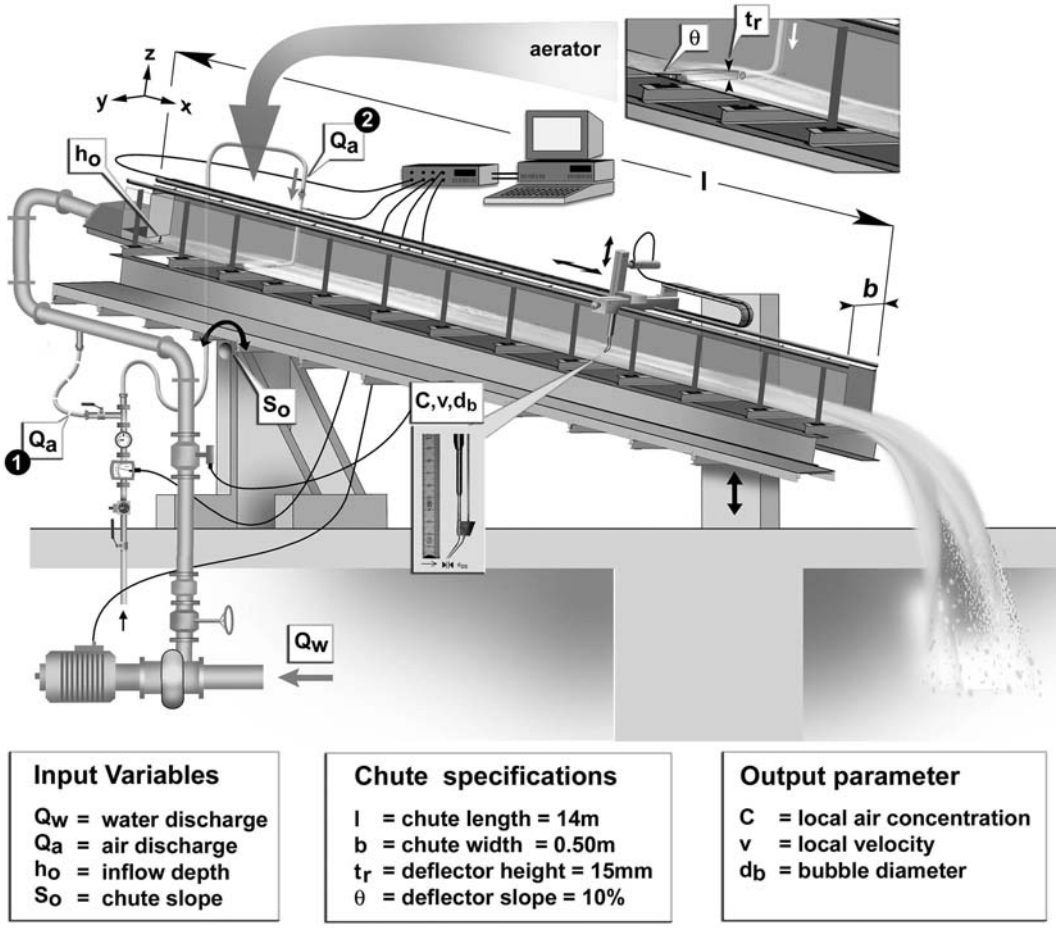


Abbildung 1 Physikalisches Modell

Mit dem faseroptischen Messsystem von Boes und Hager (1998) konnten die folgenden hydraulischen Grössen gemessen werden: (1) Lokale Luftkonzentration C, (2) Lokale Fliessgeschwindigkeit der Zweiphasenströmung v und (3) Blasendurchmesser d_b. Die Software zum Messsystem wurde an das automatisierte Positionierungssystem angepasst. Eine genauere Beschreibung des physikalischen Modells sowie Ergebnisse zu den Vorversuchen bezüglich Genauigkeit der Messtechnik und Modellähnlichkeit gibt Kramer, et. al. (2002). An dieser Stelle soll nur erwähnt werden, dass bei optimaler Einstellung des Messsystems der Messfehler für die oben genannten Parameter kleiner als fünf Prozent ist.

Untersuchungen

Ziel der Messungen am hydraulischen Modell war es, das Verhalten der Luft über die Fliessstrecke zu untersuchen. Dazu wurden Messquerschnitte in der z-Achse senkrecht

zur Sohle und in der x-Achse in Fliessrichtung aufgenommen. Der Koordinatenursprung $x = 0$ lag bei Vorbelüftung direkt an der Strömungsbox, bei Messungen mit dem Belüfter am Ende des Deflektors. Variiert wurden bisher die hydraulischen Parameter Froudezahl $3 < F_o < 11$, Zuflusstiefe $0.03 < h_o < 0.10$ m und Anfangsluftkonzentration $0.15 < \beta_o < 0.3$. Um Messungen untereinander besser vergleichen zu können, wurden Längenmasse auf die Gemisch-Normalabflusstiefe bezogen, hier aufgrund der Messtechnik definiert als h_{90u} mit einer Luftkonzentration von $C = 90$ %. Abbildung 2 zeigt den Abfluss über einen Belüfter und den darauffolgenden Lufteintrag.

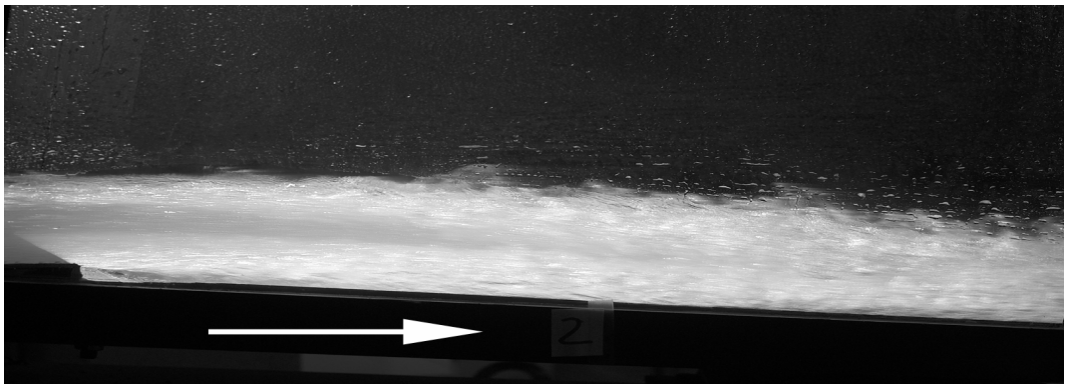


Abbildung 2 Abfluss über einen Schussrinnen-Belüfter

In Abbildung 3 ist der gleiche Abschnitt zu sehen, hier mit Luftkonzentrationskonturen versehen, wobei die Fliessstrecke $X = x/h_{90u}$ über die Fliesstiefe $Z = z/h_{90u}$ dargestellt ist. Im Bereich von $-5 < X < 0$ ist keine Luft im Abfluss. Nach dem Belüfter springt der Sprungstrahl bis etwa $X = 10$, in diesem Bereich weisen die Konturen ebenfalls 100 % Luft auf. Die beim Sprung eingetragene Luft wandert langsam stromab in Richtung freie Oberfläche bei h_{90}. Angeregt durch die erhöhte Turbulenz hinter dem Belüfter ist in der Abbildung der Lufteintrag von der freien Oberfläche zu erkennen. In allen Messungen mit 10 % Sohlgefälle reicht die Selbstbelüftung nicht aus, um Luft bis zur Sohle einzutragen, was bei steileren Neigungen allerdings erwartet wird.

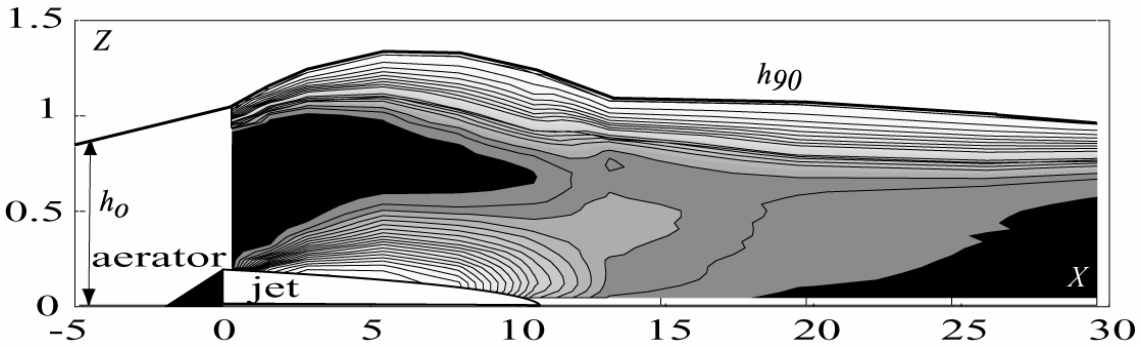


Abbildung 3 Luftkonzentrationsprofile C hinter einem Belüfter mit: $X = x/h_{90u}$ gegen $Z = z/h_{90u}$ für $h_o = 0.06$ m, $F_o = 10$, $h_{90u} = 0.077$ m, $\beta_o = 0.18$

Die folgenden Figuren zeigen Beispiele für die Auswertung typischer Messungen. Hierbei wurde der Luftkonzentration in Sohlennähe und dem Gradienten det(C) = CdZ/dX als Indikator des Luftaufstiegs besondere Beachtung geschenkt. Abbildung 4zeigt charakteristische Luftkonzentrationskonturen $C(X)$ über die Kanallänge X und die Abflusstiefe Z. Die Region stromauf von $X = 8$ ist von der Strömungsbox beeinflusst, für $8 < X < 45$ ist ein fast linearer Anstieg der 5 % Kontur deutlich zu erkennen, welcher ab dem Punkt P fast uniformes Verhalten aufweist. Die $C = 1$ % und 0.1 % Konturen zeigen ebenfalls ein lineares Verhalten, wobei der Knick in der Kontur nicht erreicht wird. Die $C = 0.9$ Kontur kann als Gemisch-Abflusstiefe h_{90} multipliziert mit h_{90u} interpretiert werden.

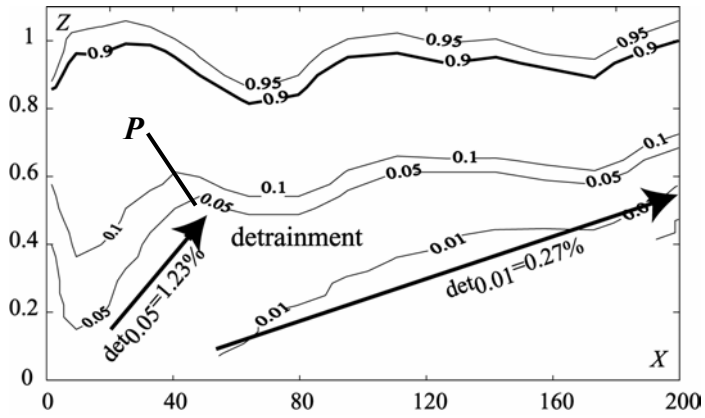


Abbildung 4 Luftkonzentrationskonturen C für vorbelüftete Strömung mit: $X = x/h_{90u}$ gegen $Z = z/h_{90u}$ für $h_o = 0.05$ m, $F_o = 10$, $h_{90u} = 0.063$ m, $\beta_o = 0.28$

Ähnliche Tendenzen sind in Abbildung 5zu erkennen, in welcher die gleichen hydraulischen Parameter wie in Abbildung 4eingestellt wurden. Hier wurde die Luftzufuhr allerdings mittels eines Belüfters statt mit Vorbelüftung erzielt.

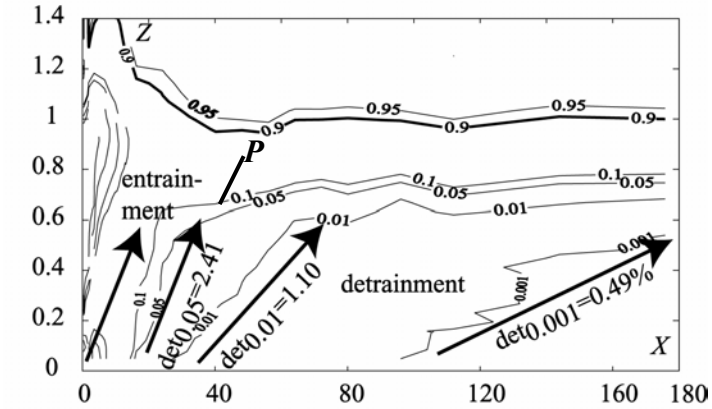


Abbildung 5 Luftkonzentrationskonturen C für einen Schussrinnen-Belüfter mit: $X = x/h_{90u}$ gegen $Z = z/h_{90u}$ für hydraulische Parameter wie in Abbildung 4

Im Bereich hinter dem Deflektor $0 < X < 15$ wird Luft eingetragen, die Luftaustragskonturen det(C) zeigen steilere Neigungen als zuvor. Der Punkt *P,* interpretiert als Knickpunkt der $C = 5\%$ Kontur, liegt bei der Messung mit einem Belüfter etwas weiter stromaufwärts als bei der Messung mit Vorbelüftung. Die genaue Ursache hierfür konnte noch nicht gefunden werden, es wird die Richtungsänderung der Strömung im Auftreffpunkt des Sprungstrahles als Ursache vermutet. Als weiterer Grund wären auch verschieden grosse Blasen denkbar, verursacht durch den Lufteintrag für unterschiedliche Aufstiegscharakteristiken.

Ergebnisse

Die folgenden Grafiken stellen eine Zusammenfassung der Messungen am 10 % geneigten Kanal dar. Dabei wurden alle Ergebnisse in der Abbildung 6 (a) zusammengetragen. $c = (\curvearrowright_{90}(x)\text{-}C_{90u})/\curvearrowright_{90o}\text{-}C_{90u})$ bedeutet eine normalisierte mittlere Luftkonzentration. Diese Gleichung beinhaltet die lokale mittlere Luftkonzentration $\curvearrowright_{90}(x)$ für Querschnitte in Fliessrichtung x, und die uniforme Luftkonzentration C_{90u}, die jedoch infolge eines zu kurzen Kanals nicht immer erreicht wurde. Gleichermassen wie weiter oben gezeigt, setzt sich auch hier der Trend für starken Luftaustritt im Bereich von $0 < X < 40$ fort, stromab flacht die Kurve ab und nur noch kleine Luftmengen werden ausgetragen ($C = 0.001$). Die negativen Datenpunkte im Bereich zwischen $35 < X < 100$ stammen von Messungen mit geringen Abflusstiefen $h_o \leq 0.03$ m und geringen Durchflüssen $Q_w \leq 50$ l/s. Sie sind wie in Kramer, et al. (2002) erwähnt Indikatoren für Massstabseffekte bei zu geringen Abflusstiefen und Abflüssen. In Abbildung 6 (b) ist der dimensionslose Durchfluss $q = Q_w/(S_o^{0.5} k_{st} b^{8/3})$ gegenüber der uniformen Abflusstiefe h_{90u}/b und der mittleren uniformen Luftkonzentration C_{90u} dargestellt. Hier ist im Bereich von $0.01 < q < 0.045$ ein linearer Zusammenhang zwischen uniformer Fliesstiefe und dimensionslosem Durchfluss zu erkennen während der Zusammenhang zwischen q und der mittleren Luftkonzentration durch eine quadratische Funktion angenähert werden kann.

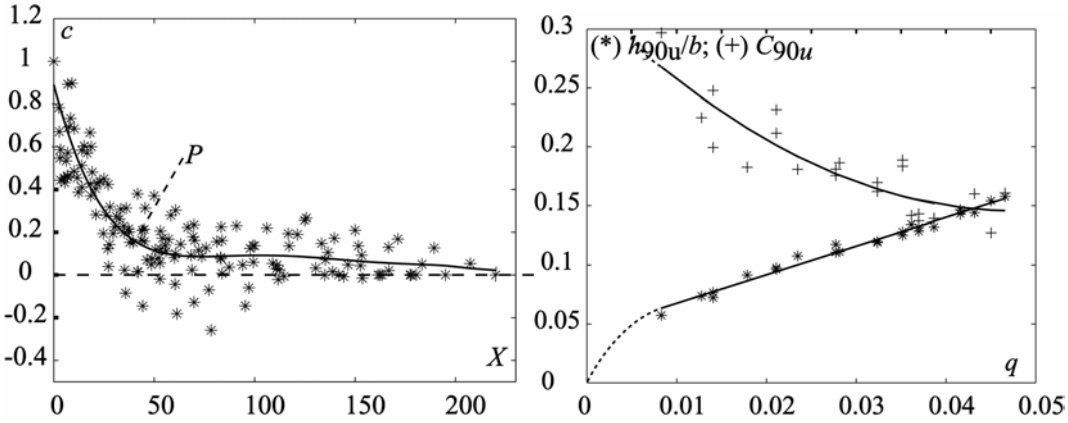


Abbildung 6 (a) Dimensionslose mittlere Luftkonzentration $c = (\curvearrowright_{90}(x)\text{-}C_{90u})/\curvearrowright_{90o}\text{-}C_{90u})$ als Funktion der Fliesstrecke $X = x/h_{90u}$, (b) uniforme Abflusstiefe h_{90u}/b und uniforme Luftkonzentration C_{90u} als Funktion des dimensionslosen Durchflusses $q = Q_w/(S_o^{0.5} k_{st} b^{8/3})$

Auch wenn wie in Abbildung 6 (a) gezeigt der mittlere Luftaustrag im Bereich von $0 < X < 40$ als etwa linear angenommen werden kann, folgt aus Abbildung 5 kein direkter Rückschluss auf die Luftkonzentration an der Sohle. Diese neuen Erkenntnisse ergänzen die im Kapitel Einleitung erwähnten Ansätze zum Thema Luftaustrag.

Schlussfolgerungen

In der vorliegenden Arbeit wurden bisherige Überlegungen zur Bemessung des Luftaustrages an Hochwasserentlastungsanlagen zusammengetragen und festgestellt, dass keiner der heute vorliegenden Ansätze alle hydraulisch relevanten Parameter berücksichtigt. Es wurde gleichzeitig aber auf die Bedeutung des Luftaustrages aus ökonomischen und sicherheitstechnischen Aspekten an diesen Bauwerken hingewiesen.

Das Modell für die hydraulischen Untersuchungen wurde vorgestellt und erste Ergebnisse zur 10 % Kanalneigung dargelegt. Zwei verschiedene Arten der Belüftung sind hierbei zum Einsatz gekommen: (1) Vorbelüftung und (2) Schussrinnen-Belüfter. Unterschiede im Luftaufstiegsgradienten wurden dargelegt, wobei das veränderte Fliessverhalten im Auftreffpunkt des Sprunges als Ursache vermutet wurde. Es stellte sich auch heraus, dass die mittlere Luftkonzentration nur eine erste Annährung zur Aussage über die Luftkonzentration an der Sohle sein kann.

Alle Ergebnisse zur 10 % Kanalneigung wurden in zwei Grafiken zusammengefasst und die mittlere normalisierte Luftkonzentration c über die Fliessstrecke X interpretiert. Dabei ist ein fast lineares Luftaustragsverhalten bis zu einem Punkt P bei etwa $X = 40$ bis 60 für alle Abflüsse festgestellt worden. Stromabwärts dieses Punktes wurde nur noch eine geringe Abnahme der Luftkonzentration gefunden. An dieser Stelle muss betont werden, dass der Luftaustrag nur für eine geringe Neigungen in dieser Grössenordung liegt, erste Versuche an einer steileren Neigung bestätigen die Vermutung von Falvey (1990) und anderen, dass der Luftaustrag stark mit der Selbstbelüftung zusammenhängt.

Verdankung

Dieses Projekt wird durch den Schweizerischen Nationalfonds unterstützt (SNF Fonds Nr. 2100-057081.99/1).

Literaturverzeichnis

Boes, R. und W. H. Hager (1998). "Fiber-optical experimentation in two-phase cascade flow." *Proc. Intl. RCC Dams Seminar,* Denver

Chanson, H. (1989). "Flow downstream of an aerator - aerator spacing." *Journal of Hydraulic Research,* 27 (4): 519-536

Chanson, H, (2001). "Design of spillway aeration devices to prevent cavitation damage on chutes and spillways." *Report*. Internet Quelle, (März 12. 2002) . http://www.uq.edu.au/~e2hchans/aer_dev.html

Falvey, H. T. (1990). "Cavitation in chutes and spillways." *Engineering Monograph No. 42,* Bureau of Reclamation (USBR) Denver, Colorado

Koschitzky, H.-P. (1987). "Dimensionierungskonzept für Sohlenbelüfter in Schussrinnen zur Vermeidung von Kavitationsschäden." *Doktorarbeit.* Institut für Wasserbau. Universität Stuttgart

Kramer, K., W. H. Hager und H.-E. Minor (2002). "Air detrainment in high-speed chute flows." *Proc. Hydraulic Measurement & Experimental Methods,* EWRI and IAHR, Estes Park, Colorado, submitted

Kudriashov, G. V. (1983). "Cavitation and cavitational erosion of members of water outlet structures." *Proc. XXth IAHR Congress,* Moscow 3: 453-461

May, R. W. P. (1987). "Cavitation in hydraulic structures: Occurence and prevention." *Research Report No. SR 79*, Wallingford, UK

Minor, H.-E. (1987). 'Personal communication.'

Peterka, A. J. (1953). "The effect of entrained air on cavitation pitting." *Proc. IAHR / ASCE International Hydraulics Convention,* Minnesota, Minneapolis: 507-518

Pinto de Silva, N. L., S. H. Neidert und J. J. Ota (1982). "Aeration at high velocity flows." *Water Power & Dam Construction,* 34 (2): 34-38; 34 (3): 42-44

Prusza, V. (1983). "Remedial measures against spillway cavitation." *Proc. XXth IAHR Congress,* Moscow 3: 468-476

Rasmussen, R. E. H. (1956). "Some experiments on cavitation erosion in water mixed with air." *Proc. 1st Int. Symposium on Cavitation in Hydrodynamics,* National Physical Laboratory, London: 20.1-25

Rutschmann, P. (1988). "Belüftungseinbauten in Schussrinnen." *Doktorarbeit.* VAW Mitteilung Nr. 97. ETH Zürich

Schwalt, M. und W. H. Hager (1992). "Die Strahlbox." *Schweizer Ingenieur und Architekt,* 110(27-28): 547-549

Vischer, D. L. und W. H. Hager (1998). "Dam hydraulics." John Wiley & Sons: Chichester, UK

Wood, I. R. (1991). "Air entrainment in free-surface flows." *IAHR Hydraulic Structures Design Manual 4,* A.A. Balkema: Rotterdam

Adresse des Verfassers
Kristian Kramer
VAW, ETH-Zentrum
CH-8092 Zürich, Schweiz
kramer@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

Der Sicherheits-Revisionsverschluss

Am Beispiel der Sanierung der Wehre der Wasserkraftanlagen Ellzee und Wattenweiler an der Günz

Dipl.-Ing. (FH) Richard Metz und Dipl.-Ing. Alexander Walter

1. Die Bayerischen Elektrizitätswerke GmbH und ihre Staustufen an der Günz

Die Bayerischen Elektrizitätswerke GmbH (BEW) betreiben 34 Wasserkraftwerke im Bereich des bayerischen Regierungsbezirkes Schwaben. Die Staustufen befinden sich an der Iller, der Wertach, dem Lech, der Donau und der Günz. 10 Anlagen sind im Eigentum der BEW, die übrigen Anlagen gehören Dritten. Die installierte Leistung beträgt insgesamt rund 200 MW, wobei das kleinste Kraftwerk, eine Restwasseranlage, 42 kW besitzt und das größte 12,3 MW installierte Leistung aufweist. Die Jahres-Regelerzeugung liegt bei 1.120 GWh.

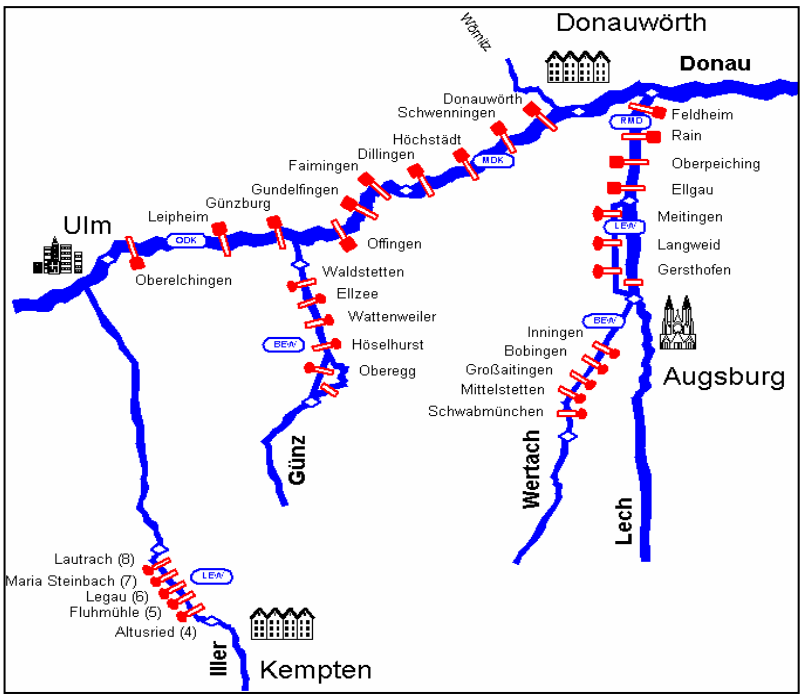


Abb. 1: Übersicht der Wasserkraftwerke der BEW

An der Günz, einem Nebenfluß der Donau, besitzt die BEW fünf kleinere Wasserkraftwerke mit einer installierten Leistung zwischen 350 kW und 1.100 kW und betreibt diese zur Einspeisung in das öffentliche Stromnetz. Die Ausbauwassermenge beträgt an den 5 Stufen zwischen 9,3 m³/s und 16,3 m³/s. Das HQ_{100} im entsprechenden Gewässerabschnitt wurde mit ca. 100 m³/s angegeben. [1]

Bereits in den Jahren 1989 – 1995 wurden die Wehre der Staustufen Deisenhausen, Höselhurst und Waldstetten wegen der unzureichenden Betriebssicherheit der vorhandenen einfeldrigen Dachwehre unter Zugrundelegung einer entsprechenden Sicherheitsanalyse von Herrn Univ.-Prof. i.R. Dr.-Ing. habil. Erich A. Häusler [2] modernisiert. Seither verrichten zwei- bzw. dreifeldrige, ölhydraulisch angetriebene Klappenwehre ihren Dienst ohne jede Störung. Die Wehranlagen wurden entsprechend der DIN 19700 unter Zugrundelegung der sogenannten (n-1)-Bedingung konzipiert, sodass auch bei Ausfall der leistungsfähigsten Wehröffnung das HQ_{100} abgeführt werden kann.

2. Die Staustufen Wattenweiler und Ellzee

Die in den Jahren 1954 und 1955 errichteten Staustufen Wattenweiler und Ellzee wurden mit einfeldrigen Klappenwehren mit Zahnstangenantrieb ausgestattet. Für den Revisionsfall waren Dammtafelschlitze mit klappbaren Dammtafelstützen vorhanden, als Verschluß wurden Kanthölzer in die Schlitze eingepasst. Diese Anlagen waren unzulänglich, sowohl hinsichtlich ihrer Leistungsfähigkeit für die Ableitung des HQ_{100}, als auch für den Störungs- und Revisionsfall.

Das HQ_{100} konnte in Wattenweiler bei einer Wehrbreite von 8,50 m nur mit einem Überstau von 50 cm abgeführt werden; in Ellzee bei einer Wehrbreite von 10,00 m war immer noch ein Überstau von 25 cm erforderlich. Die vorhandenen Klappen waren auf Grund ihres Alters von über 40 Jahren dringend überholungsbedürftig. Die bisher vorhandenen Kantholz-Revisionsverschlüsse waren sehr aufwendig zu errichten und konnten eine sichere Absperrung für Revisionsarbeiten am Wehrverschluss nicht gewährleisten. Bei Maschinenausfall konnte mit diesem Revisionsverschluss das Wehr nicht rechtzeitig freigemacht werden. Aus diesen Gründen sollten im Anschluß an die vorgenannten Umbauarbeiten der Dachwehre auch die Wehre dieser beiden Staustufen ertüchtigt





Abb. 2 und 3: Ansicht Wehr Ellzee von OW und Klappe (vor dem Umbau)

werden. Hierzu wurde eine Voruntersuchung durchgeführt und 4 verschiedene Varianten für eine Erweiterung oder Umbau der bestehenden Wehre im November 1997 [3] vorgelegt. Die Realisierung war allerdings auf Grund der hohen Kosten und der geänderten finanziellen Situation zur Zeit der Liberalisierung des Strommarktes in Deutschland unter wirtschaftlichen Gesichtspunkten nicht möglich.
Nach intensiven Beratungen beschloss die BEW zunächst jeweils das bestehende Wehrfeld je Anlage zu ertüchtigen. Grundlage für die folgenden Planungsarbeiten war nun, die bestehenden Wehranlagen so umzugestalten, dass:

- das HQ_{100} von rund 100 m³/s ohne Überstau abgeführt werden kann;
- die (n-a)-Bedingung nach dem DVWK-Merkblatt 216/1990 [4] eingehalten wird;
- eine spätere Erweiterung um ein weiteres Wehrfeld zur Einhaltung der (n-1)-Bedingung nach DIN 19700 nicht behindert wird;

3. Sanierungskonzept und die Bedingungen für die Umsetzung

In aller Kürze soll hier auf den Umbau des Betriebsverschlusses eingegangen werden, um den Umfang der erforderlichen Bauarbeiten erkennbar zu machen. Die neuen Fischbauchklappen sind so konzipiert, dass sie selbst bei erhöhten Unterwasserständen ohne Fremdenergie alleine durch ihr Eigengewicht öffnen können. Durch eine Tieferlegung der Klappenlager und einem Klappen-Öffnungswinkel von - 13° in Tiefststellung, wurde die Leistungsfähigkeit des neuen Betriebsverschlusses den Erfordernissen beim Abfluss des HQ_{100} angepasst. Beheizte Seitenschilder sowie eine Luftsprudelanlage gewährleisten die zuverlässige Betriebsfähigkeit auch bei anhaltendem, strengem Frost.
Daneben verglichen der Bauherr und seine beauftragten Ingenieure diverse Alternativen wie beispielsweise die Ausführung als Schlauchwehr oder luftbetätigtes Obermayer-Stahlwehr und untersuchten Möglichkeiten für eine Unterteilung des vorhanden Wehres in zwei Wehrfelder. Betriebliche Gründe und die vorhandene Bausubstanz sprachen jedoch gegen eine Realisierung dieser Varianten.

Die wesentlichen Anforderungen an das Sanierungskonzept wurden durch die Bauausführung bestimmt, welche weitgehend denen einer Revision des Wehres entsprachen, jedoch auf Grund des Arbeitsumfanges wesentlich intensiver zu überplanen waren.

Oberstes Ziel war das Höchstmaß an Sicherheit für die Bauausführung und den späteren Betrieb zu gewährleisten und dennoch eine wirtschaftlich vertretbare Realisierung zu erreichen. Dementsprechend kam nur eine Bauausführung in trockener Baugrube infrage, bzw. waren die Taucherarbeiten auf das Mindestmaß zu beschränken.

Zur Wasserableitung stand nur das Kraftwerk zur Verfügung, das heißt bei höheren Zuflüssen als 16,3 m³/s musste das Wehr beaufschlagt werden. Im langjährigen Durchschnitt war hierbei mit ca. 340 Unterschreitungstagen zu rechnen. Anhand der amtlichen Pegel ermittelte die BEW, dass in nahezu allen Monaten im Jahr auch bei ungünstigsten Witterungsverhältnissen eine ausrei-

chende Zahl von Arbeitstagen zur Verfügung steht. Bei Turbinenausfall muss das Betriebswasser über das Wehr als Leerschuss abgeführt werden können. Hierzu kann durch einen abgesenkten Oberwasserspiegel ein Puffervolumen eingerichtet werden, das einen Zeitraum für die geordnete Räumung der Baugrube sicherstellt. Hierzu sind Alarmeinrichtungen erforderlich.

Die Baugrubenumschließung musste demnach als bewegliches Organ ausgeführt werden, das einerseits einen sicheren Personen- und Arbeitsschutz für die ausführende Firma gewährleistet, andererseits zuverlässig zu bedienen ist, damit der Durchfluss jederzeit freigegeben werden kann.

4. Anforderungsprofil an ein geeignetes Verschlussorgan

Es sollte ein Verschlussorgan sein, welches nicht nur während der Bauausführung in dem einfeldrigen Wehrbereich allen sicherheitstechnischen und baubetrieblichen Ansprüchen genügt, sondern das künftig auch als Revisionsverschluss für Instandhaltungsarbeiten am Betriebsverschluss eingesetzt werden kann.

Schließlich sollte der gleiche Revisionsverschluss unter Verwendung eines Passstücks an beiden jeweils 8,50 m und 10,00 m breiten Wehren einsetzbar sein und es sollte ein Revisionsverschluss sein, der oberwasserpegelabhängig automatisch reguliert und von der Betriebswarte aus gesteuert werden kann.

Eine einfeldrige Wehranlage kann naturgemäß nicht die (n-1)-Bedingung nach DIN 19700 erfüllen, da für die Ableitung des Triebwassers bei Turbinenausfall und den Bemessungshochwasserabfluss lediglich ein Wehrfeld zur Verfügung steht. Die Funktionstüchtigkeit dieses einen Wehrfeldes und die Freigabe des erforderlichen Abflussquerschnittes muss daher zu jedem Zeitpunkt und unter Berücksichtigung aller denkbaren Störfälle sicher gewährleistet sein.

Besonders hilfreich und daher Grundlage für alle weiteren Überlegungen war das DVWK-Merkblatt 216/1990 „Betrachtungen zur (n-1)-Bedingung an Wehren“. Es bietet Empfehlungen für bestehende ältere Anlagen, die nicht nach (n-1) dimensioniert sind und bisher ohne größere Probleme funktioniert haben.

Nach Ansicht des Fachausschusses kann in Sonderfällen eine alternative Betrachtung zur (n-1)-Bedingung zugelassen werden wenn:

- durch besondere betriebliche Einrichtungen und Vorkehrungen für den Revisions- und Störfall eine der (n-1)-Forderung äquivalente Sicherheit besteht;
- die Anlage alle weiteren Anforderungen der einschlägigen Normen (DIN 19700 und 19704) erfüllt.

Als alternativen Nachweis schlägt das DVWK-Merkblatt vor, die Anzahl der erforderlichen Wehrfelder bestehender Anlagen unter Berücksichtigung von Ausfallwerten für den Stör- und Revisionsfall zu ermitteln.

Die geforderte Anzahl der Wehrfelder wird hierbei aus der Beziehung $\mathbf{(n+a_R+a_S)}$ ermittelt, wobei gilt:

a_R = Ausfallwert für den Revisionsfall $\quad 0 \leq a_R \leq 1{,}0$

a_S = Ausfallwert für den Störfall $0 \leq a_S \leq 1{,}0$

n = Anzahl der vorhandenen Wehrfelder

Die Beschreibungen für die anzusetzenden Ausfallwerte im Stör- wie auch im Revisionsfall sind im DVWK-Merkblatt 216/1990 aufgeführt.

Sofern die Summe der Ausfallwerte a_R und a_S gleich null ist, entspricht die Anzahl der erforderlichen Wehrfelder der vorhandenen Wehrfeldzahl.

Nach Ansicht des Fachausschusses ist es denkbar, daß bei einer gegenüber dem Revisionsfall gänzlich unempfindlichen und gegenüber dem Störfall optimal gestalteten älteren Staustufe für die Summe (a_R+a_S) der Wert „Null“ angesetzt werden kann.

Auf diese Beispiele übertragen, müssen folgende Forderungen erfüllt sein:

- Der Revisionsverschluss muss mit Sicherheit innerhalb der Vorwarnzeit entfernbar sein, wobei der Betriebsverschluss als funktionstüchtig bzw. geöffnet unterstellt (a_R=0) wird.
- Der (Betriebs-)Verschluss muss allein mit dem Wasserdruck, bzw. ohne Fremdenergie geöffnet werden können (a_S=0). In vorliegenden Fall gilt das sowohl für den Betriebs- wie auch für den Revisionsverschluss.

Für die Durchführung der Sanierungsarbeiten an den beiden Günzwehren in Ellzee und Wattenweiler ist die maßgebende Vorwarnzeit nicht durch das Auflaufen einer Hochwasserwelle definiert, sondern durch Turbinenabschaltung z.B. bei Netzausfall. Eine Vorwarnzeit bei Netzausfall existiert hierbei praktisch nicht, da der Leitapparat der Turbinen innerhalb kurzer Zeit schließt. Ein definierbarer Zeitpuffer läßt sich in unserem Fall nur dadurch schaffen, dass das normale Stauziel während der Revision abgesenkt wird. Bei einer planmäßigen Stauzielabsenkung von 0,5 m kann an den beiden Staustufen ein Zeitpuffer von 10 bis 15 min geschaffen werden, bis das Baufeld, bzw. der Revisionsbereich geräumt ist und der Revisionsverschluss öffnet. Die Vorwarnzeit für erhöhte Wasserführungen beträgt immerhin etwa 6 Stunden und bietet somit genügend Zeit für entsprechende Maßnahmen.

Nachdem sich alle Entscheidungsträger über die Risiken der Bauausführung und die statistischen Häufigkeiten erhöhter Wasserführungen im Klaren waren, galt es die komplexen Anforderungen an die Funktion und die Sicherheit eines geeigneten Verschlusssystems zu definieren.

In einem übergeordneten Anforderungskatalog wurden unter Beachtung aller Kriterien die Anforderungen an den einzusetzenden Revisionsverschluss wie folgt spezifiziert:

Sicherheit und Funktion

- Der Revisionsverschluss muss bei Turbinenabschaltung innerhalb von 10 Minuten und ohne Fremdenergie den erforderlichen Abfluss freigeben.
- Das Verschlusssystem ist nach DIN 19704 auszulegen.
- Die Mechanismen zum Öffnen des Verschlusses müssen redundant sein.

- Sämtliche Ver- und Entriegelungsmechanismen müssen von nur einer Person leicht und auch unter Last sicher bedienbar sein.
- Keine Einengung des Abflussquerschnitts durch den Revisionsverschluss.
- Durch eine zentrale und elektr. überwachte Verriegelung müssen Personen, die sich im Revisionsbereich befinden, zuverlässig vor einem ungewollten Öffnen des Verschlusses geschützt werden.
- Das Öffnen des Verschlusses muss bei Ausfall der Steuerspannung stromunabhängig und automatisch erfolgen können.
- Der Revisionsverschluss muss überströmbar sein, um bei Versagen sämtlicher Systeme noch einen Restabfluss zu gewährleisten.
- Eine Warneinrichtung, die bei Turbinenabschaltung und ansteigendem OW-Pegel optisch und akustisch die im Revisionsbereich befindlichen Personen warnt, muss angeordnet werden.

Betrieb

- Der Revisionsverschluss muss demontierbar sein und an beiden Wehranlagen mit unterschiedlichen Wehrfeldbreiten (8,5 m und 10,0 m) eingesetzt werden können.
- Der Revisionsverschluss muss als abflussabhängiges und automatisches Regulierorgan eingesetzt werden können.
- Alle Antriebskomponenten des Revisionsverschlusses müssen im Trockenen zugänglich sein.
- Es muss sichergestellt sein, dass das automatische Öffnen des Verschlusses nur soweit erfolgt, dass es zu keiner ungewollt schnellen Absenkung des Oberwassers und einer damit verbundenen Gefährdung der Stauhaltungsdämme kommt.
- Auf Grund der örtlichen Gegebenheiten muss das gesamte Verschlusssystem möglichst schmal und kompakt gebaut werden und darf den Arbeitsbereich nicht einschränken.

Bauausführung

- Die fest mit dem Bauwerk verbundenen Einbauteile für den Revisionsverschluss wie Armierungen und Führungen müssen bei Stau durch Taucher oder in einem Trockenschacht verlegt und vergossen werden können.
- Alle Arbeiten im Schutz des Revisionsverschlusses müssen bei geöffnetem oder ausgebautem Betriebsverschluss durchgeführt werden.
- Die Arbeiten hinter dem Revisionsverschluss müssen so organisiert sein, dass Personen und Gerät innerhalb von 10 Minuten die Baugrube räumen können.

5. Der Sicherheits-Revisionsverschluss

Da alle bekannten und gängigen Verschluss- und Antriebsarten die genannten Anforderungsprofile nur teilweise zu erfüllen vermochten, war zur Lösung der Probleme „Erfindergeist“ gefragt.

Das Ergebnis aller Überlegungen ist der im Folgenden vorgestellte Sicherheits-Revisionsverschluss. Dieser neue Verschlusstyp genügte all unseren gesetzten Anforderungen und kombinierte bewährte Prinzipien miteinander.

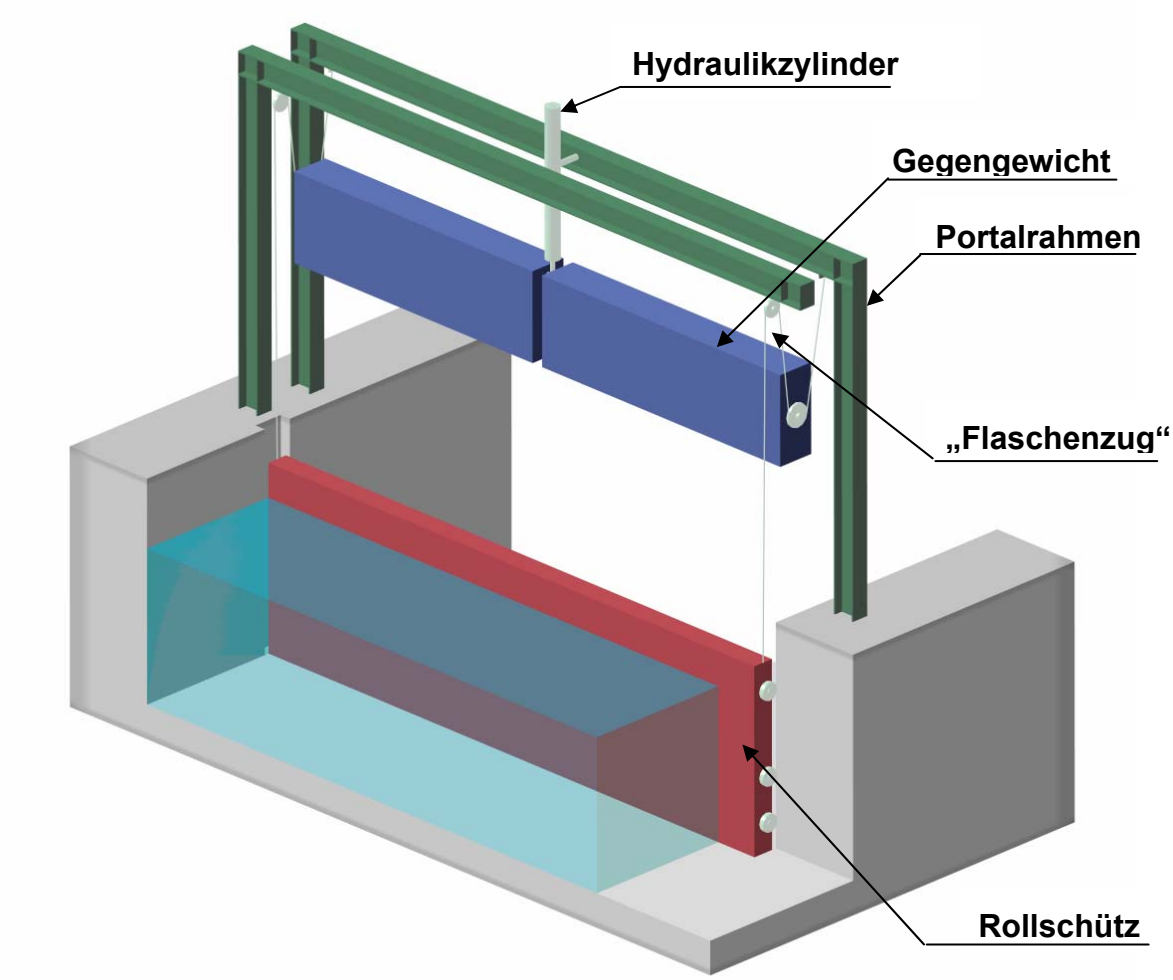


Abb. 4: Prinzipskizze des Sicherheits-Revisionsverschlusses

Der Namen, der dem Ergebnis dieser Überlegungen gegeben wurde, sollte die Bedeutung an die erhöhten Sicherheitsansprüche unterstreichen. Hier bot sich der Begriff „Sicherheit“ an. Kombiniert mit seiner zu erfüllenden Funktion ergab sich die Bezeichnung **Sicherheits-Revisionsverschluss**. Dieser Verschluss ist in der Lage den in dessen Schutze arbeitenden Personen die erforderliche Sicherheit zu bieten, mit Sicherheit kontrolliert den Abfluss über das Wehr freizugeben und mit Sicherheit selbst dann zu funktionieren, wenn Störungsszenarien auftreten.

Der Sicherheits-Revisionsverschluss besteht aus einem Rollschütz, das über ein Passstück in der Breite veränderbar ist. Das Rollschütz ist so konzipiert,

dass es unter Eigengewicht gegen volle Durchströmung gesetzt werden kann, d.h. nicht gedrückt werden muss. Es ist mit dichtgeschweissten Auftriebskörpern ausgestattet, die sicherstellen, dass zum Anheben der Rollschütze aus der Schließstellung noch genügend Hubkraftreserven zur Verfügung stehen.

Die Bereitstellung der „kraftstromfreien“ Hubkraft zum Öffnen der Rollschütze erfolgt über ein nach dem Flaschenzugprinzip angelenktes Gegengewicht.

Durch dieses Prinzip lässt sich der Gegengewichtsverfahrweg bei 4,0 m Verschlusshubhöhe auf 2,0 m reduzieren und die gesamte Antriebseinheit kann niedrig und kompakt gehalten werden. Nachteilig ist, dass bedingt durch das Flaschenzugprinzip eine Verdoppelung des Gegengewichtes erforderlich wird.

Abb. 5 :
Ansicht auf das Portal und das Rollschütz







Abb. 6 und 7: Ansicht der Gewichtseinheiten und des „Flaschenzugprinzips“

Unter Berücksichtigung aller Widerstände und Sicherheitszuschläge nach DIN 19704 ist zum Öffnen der 123 kN schweren, 10 m breiten und 3,1 m hohen Rollschütze ein Gegengewicht von 400 kN erforderlich.

Das Gegengewicht des Sicherheits-Revisionsverschlusses wird mittig an einem nur auf Zug beanspruchten Hydraulikzylinder aufgehängt. Mit Hilfe des Antriebszylinders kann das Gegengewicht gehoben und das Rollschütz hierdurch geschlossen werden.
Das Gegengewicht hängt einerseits an den beiden Seilumlenkrollen des Flaschenzugs sowie mittig an dem Hydraulikzylinder. Beim Öffnen der Rollschütze bzw. beim Absenken des Gegengewichtes übernimmt der Hydraulikzylinder die Funktion eines Dämpfers zum kontrollierten Ablassen des Gewichtes.

Durch diesen kombinierten Gegengewichts- und Ölhydraulikantrieb kann der Sicherheits-Revisionsverschluss pegelabhängig reguliert werden und weist stets eine kraftstromfreie Öffnungstendenz auf.

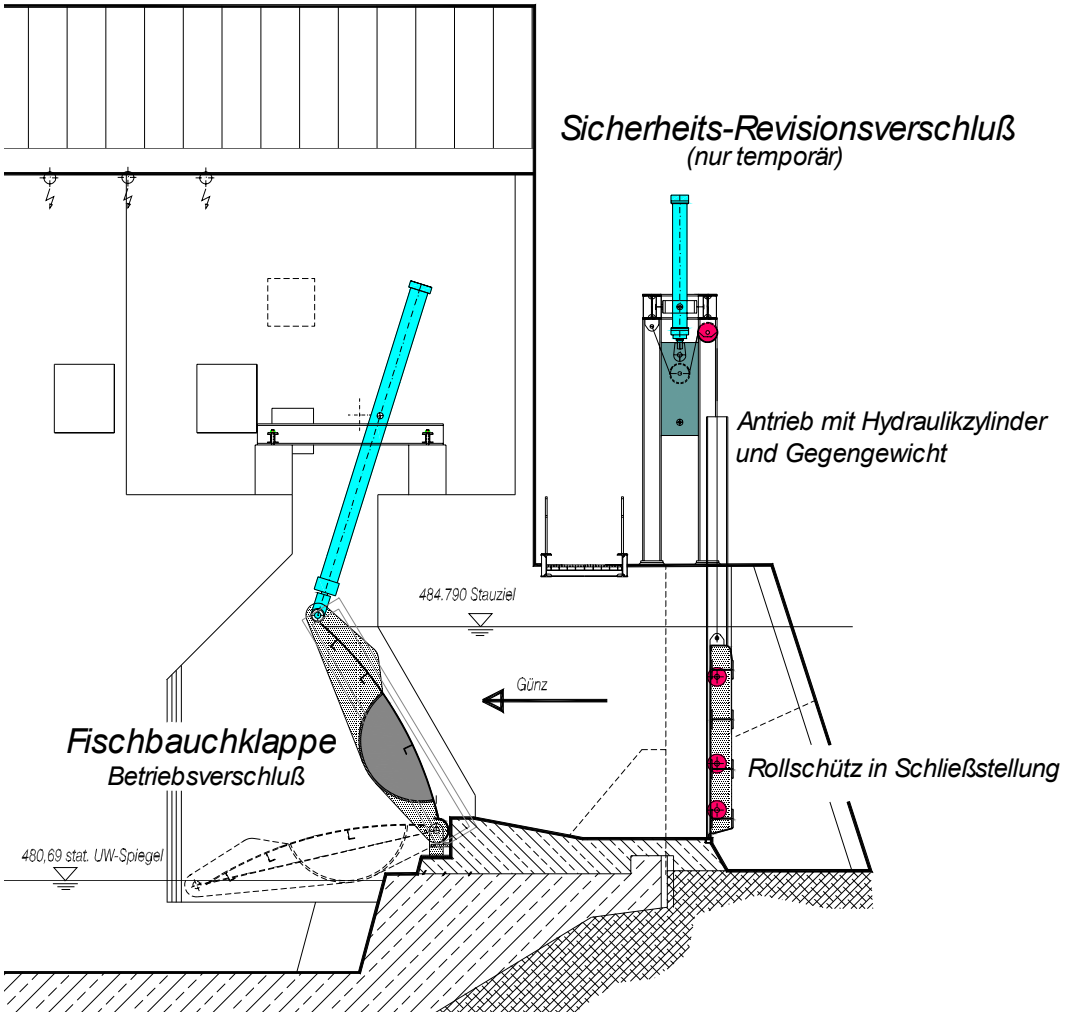


Abb. 8: Schnitt durch das Wehr nach dem Umbau

Der Sicherheits-Revisionsverschluss wird für zwei grundsätzlich unterschiedliche Betriebszustände eingesetzt, dem Betriebszustand „Verriegelt“ und „Aktiv“.

Im Betriebszustand „Verriegelt“ ist das Rollschütz geschlossen und das Gegengewicht ist zur Absicherung der im Baufeld befindlichen Personen mechanisch verriegelt. Die Ableitung des in der Günz fließenden Wassers erfolgt durch den Maschinensatz des Kraftwerkes. In diesem Betriebszustand muss geschultes

und verantwortliches Bedienungspersonal anwesend sein, um die ordnungsgemäße Bedienung des verriegelten Verschlusses zu gewährleisten.
Das Gegengewicht ist soweit angehoben, dass die Hubseile der Rollschütze komplett lastfrei (schlaff) sind. Es hängt nun nur noch an dem mittig angeordneten Hydraulikzylinder. Der erforderliche Haltedruck im ölhydraulischen System wird über einen permanent überwachten Druckspeicher abgesichert.
Zusätzlich wird durch eine mechanische Verriegelung verhindert, dass sich das Gegengewicht über den vorhandenen Schlaffseilweg hinaus nach unten bewegen kann.
Sollte sich dennoch das Gegengewicht auf dem Verriegelungsbolzen absetzen oder gar darauf fallen, so kann mit Hilfe einer Handhydraulikpumpe die Verriegelung sicher gelöst und der Revisionsverschluss geöffnet werden.

Im Betriebszustand „Aktiv“, das heißt während der Nachtstunden, an Wochenenden und arbeitsfreien Zeiten, wenn keine Arbeiten hinter dem Verschluss ausgeführt werden, wird der Sicherheits-Revisionsverschluss „scharf“ geschaltet. Die Verriegelung ist dann gelöst und der Verschluss arbeitet ohne erforderliches örtliches Betriebspersonal.
Normalerweise wird sich der Revisionsverschluss hierbei in geschlossener Stellung befinden. Er kann wie ein normaler Betriebsverschluss im Automatikbetrieb pegelgesteuert oder falls erforderlich, von der Betriebswarte aus ferngesteuert werden.

Übergeordnet ist im Kraftwerksgebäude eine mechanische Schwimmersteuerung installiert, die bei einem definierten OW-Pegel automatisch und vollkommen stromlos den Ölkreislauf freigibt und den Revisionsverschluss öffnet.

Zusätzlich ist es natürlich auch möglich, von Hand über einen direkt am Zylinder angeordneten Bypass das Gegengewicht abzusenken.

Führung und Antrieb sind so konzipiert, dass die Rollschütze in jeder Zwischenstellung angehalten und wieder angefahren werden kann. Bei Netzausfall bzw. wenn kein Kraftstrom für die Hydraulikpumpe zur Verfügung steht, sind angepasste Öffnungsbegrenzungen vorhanden, die sicherstellen, dass es zu keiner ungewollt schnellen Absenkung des Oberwassers und einer damit verbundenen Gefährdung der Stauhaltungsdämme kommt.

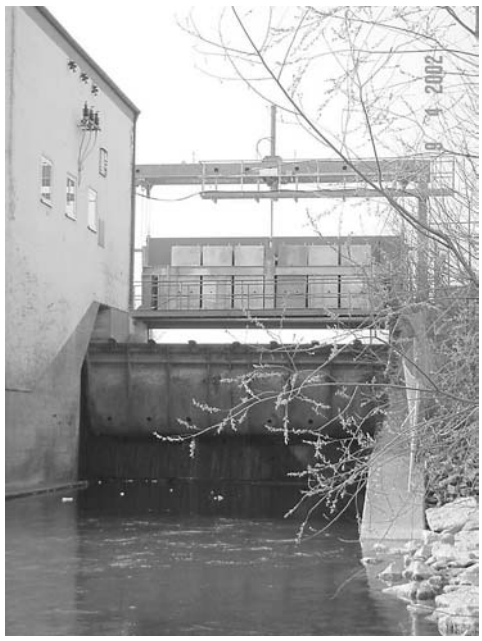


Abb. 9:
Ansicht von UW auf den Sicherheits-Revisionsverschluss und den Betriebsverschluss (vor dem Umbau)

Realisiert wurde diese „mechanische Abflussbegrenzung“ durch vier wählbare Arretierungsstellungen des Gegengewichtsrahmens für Abflüsse von 15, 30, 40 und 60 m³/s.

6. Zusammenfassung und Ausblick

Nachdem im Jahre 2001 die Führungs- und Dichtungsarmierungen für den Sicherheits-Revisionsverschluss erfolgreich installiert werden konnten und die Arbeiten im Jahre 2002 termingerecht weitergeführt wurden, sind sowohl der Bauherr als auch die an der Planung Beteiligten davon überzeugt, die richtige Antwort auf die zu lösende Fragestellung gefunden zu haben. Selbstverständlich ist die hier vorgestellte Möglichkeit lediglich als Kompromiss zu werten. Überall dort, wo mit vertretbaren Mitteln eine DIN-gerechte (n-1)-Bedingung für die Wehre hergestellt werden kann, ist solchen Lösungen der Vorzug zu geben.

Im vorliegenden Fall konnten die Baukosten gegenüber dem veranschlagten Schätzpreis für ein weiteres Wehrfeld von mindestens 2,2 Mio € für beide Anlagen auf 0,85 Mio € mehr als halbiert werden. Die Realität ist, dass auch diese Summe eine erhebliche finanzielle Belastung für diese kleinen Anlagen darstellt, die nur unter Berücksichtigung des derzeitigen Erneuerbare Energie-Gesetzes (EEG) in Deutschland verkraftet werden kann. Es ist darum dringend erforderlich, die Unterstützung der Wasserkraft fortzusetzen und sogar weiter auszubauen, insbesondere im Bereich der Anlagengrößen über 5 MW installierter Leistung. Aber auch die Ingenieure aller Fakultäten sind gefordert unter wirtschaftlichen Gesichtspunkten optimale Lösungen zu finden. Hierzu soll dieser Beitrag ein positives Beispiel liefern.

Autoren:
Dipl.-Ing. (FH) Richard Metz – Bayerische Elektrizitätswerke GmbH, Augsburg
Dipl.-Ing. Alexander Walter – Bau + Plan Ingenieurgesellschaft mbH, München

---

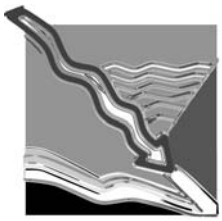
[1] Univ. Prof. Dr.-Ing. G. Seus, „Die Wahrscheinlichkeiten (Jährlichkeiten) der Hochwasserabflüsse der Günz im Bereich der Staustufen der BEW, Juni 1989

[2] Univ.-Prof. i.R. Dr.-Ing. habil. Erich A. Häusler, Bewertung der Betriebssicherheit der Staustufen der Bayerischen Elektrizitätswerke GmbH an der Günz, Februar 1990.

[3] Trepte Häusele Planungsgesellschaft bR und Lahmeyer Int. GmbH - Ndl. Süd München; „Günzkraftwerke Ellzee und Wattenweiler Modernisierung der Wehranlagen“; November 1997 (unveröffentlicht)

[4] Deutscher Verband für Wasser- und Kulturbau e.V. (DVWK); Merkblatt 216/1990 „Betrachtungen zur (n-1) Bedingung an Wehren“

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



Berücksichtigung des Restrisikos bei der Konzeption und Bemessung von hochbeanspruchten Druckschächten

Prof. Dr. Anton Schleiss

Zusammenfassung

Mit modernen Bemessungskriterien und entsprechend gewählten Sicherheitsfaktoren kann dem Restrisiko im Falle des Versagens eines gepanzerten, hochbeanspruchten Druckschachtes Rechnung getragen werden. Insbesondere ist mit einer ausreichenden Felsüberdeckung zu gewährleisten, dass ein wesentlicher Anteil des Innenwasserdruckes an das Gebirge abgegeben werden kann. Dies erlaubt auch die Wandstärken der Stahlpanzerung in vernünftigen Grenzen zu halten, was sich erleichternd auf die Schweissbarkeit von hochfesten Stählen auswirkt. Sind als Folge eines Panzerungsbruches katastrophale Schäden zu erwarten, muss zudem die Felsüberdeckung so gross gewählt werden, dass ein hydraulischer Gebirgsbruch verhindert werden kann.

Beim Schweissen von hochfesten Feinkornbaustählen besteht die Gefahr von wasserstoffinduzierter Kaltrissbildung. Der Einfluss allfälliger Risse in den Schweissnähten auf die Tragfähigkeit der Panzerung muss mit den Methoden der Bruchmechanik analysiert werden.

Summary

The failure risk of the steel lining of a high-pressure shaft has to be accounted for at the time of the design by applying appropriate design criteria. Above all, a sufficient rock overburden of the shaft should ensure that a significant part of the inner water pressure can be transmitted to the surrounding rock mass. This also permits to keep the wall thickness of the steel within reasonable limits, which facilitates the welding of the high strength steel. If, in the case of failure of the steel liner, catastrophic damage has to be feared, hydraulic jacking of the rock mass should be prevented by a sufficiently high rock overburden.

When welding high strength steel, there exist the risk of hydrogen induced formations of flaws in the welding material. The influence of such flaws, if any on the bearing capacity of the steel liner, has to be analyzed with the methods of fracture mechanics.

1. Einleitung

Die Entwicklung von hochfesten Stählen und leistungsstarken Peltonturbinen führt dazu, dass gepanzerte Druckschächte mit Innendrücken von 150 bar und mehr keine Seltenheit mehr sind. Solch hochbeanspruchte, gepanzerte Druckschächte kommen insbesondere bei der Leistungserhöhung von bestehenden, zweistufigen Speicherkraftwerken in den Alpen zur Anwendung, bei welchen aus wirtschaftlichen Gründen auf ein einstufiges Triebwassersystem übergegangen wird. Das Versagen von hochbeanspruchten Druckschächten kann katastrophale Konsequenzen haben, falls grosse Wassermengen beim Bruch der Panzerung nahezu ungehindert an die Oberfläche gelangen können. Auch wenn das Risiko eines solchen Versagens sehr gering ist, sollte ihm im Rahmen der Konzeption und der Bemessung Rechnung getragen werden.

Die vertikale Linienführung beziehungsweise die Felsüberdeckung eines Druckschachtes beeinflusst das Restrisiko in entscheidendem Masse. Im günstigsten Falle, das heisst bei im Vergleich zum Innenwasserdruck genügend grossen, natürlichen Gebirgsspannungen und guter Felsqualität kann gar auf eine Panzerung verzichtet werden. Falls eine Stahlpanzerung wegen der Gefahr des hydraulischen Gebirgsbruches (hydraulic jacking) unvermeidbar ist, kann eine bedeutende Felsmitwirkung auch die Konsequenzen im Falle eines Versagens der Panzerung beschränken.

Im vorliegenden Beitrag wird aufgezeigt, wie mit modernen Bemessungskriterien dem Restrisiko für einen gepanzerten Druckschacht Rechnung getragen werden kann. Die Bemessungskriterien können in erster Linie durch eine geeignete Konzeption der Linienführung des Druckschachtes erfüllt werden. Dabei sind die Besonderheiten von hochfesten Stählen zu beachten

2. Übergeordnete Bemessungskriterien

Bei der Konzeption und Bemessung eines Druckschachtes sind die zwei übergeordnete Bemessungskriterien zu berücksichtigen (Schleiss, 1989):

I Gebrauchsfähigkeit der Panzerung

II Tragfähigkeit des Tragsystems Panzerung – Fels

Mit dem ersten Kriterium wird überprüft, dass die Arbeitsspannungen in der Stahlpanzerung für alle Betriebszustände gegenüber der Streck- bzw. Bruchgrenze des Stahles eine genügende Sicherheit aufweisen und dies unter Berücksichtigung der Felsmitwirkung. Im weiteren ist während Entleerungen des Druckschachtes die Stabilität der Panzerung für Aussenwasserdruck zu gewährleisten.

Mit dem zweiten Kriterium wird vorerst kontrolliert, ob das Gebirge die von der Panzerung übertragene Last ohne übermässige plastische Deformationen auch aufnehmen kann. Im weiteren soll die Tragfähigkeit des Gebirges selbst bei gerissener Panzerung noch gewährleistet sein, falls der Druckschacht für die Umgebung ein bedeutendes Risiko darstellt. Dabei besteht zwischen der Gebirgstragfähigkeit und der Grösse der Felsüberdeckung des Druckschachtes ein direkter Zusammenhang.

3. Gebrauchsfähigkeit der Panzerung

Die Gebrauchsfähigkeit der Panzerung ist mit drei Unterkriterien zu überprüfen:

Ia: Begrenzung der Arbeitspannung im Stahl

Ib: Begrenzung der lokalen Stahldehnung (Risseüberbrückung)

Ic: Stabilität bei Aussenwasserüberdruck

3.1 Ia: Begrenzung der Arbeitspannung im Stahl

Bei einer ausreichenden Überdeckung kann das Gebirge die volle, von der Panzerung übertragene Last aufnehmen. Die Lastaufteilung errechnet sich dann aus der Verträglichkeit der Radialverschiebung der Stahlpanzerung mit derjenigen des aussenliegenden Tragsystems Hinterfüllbeton – Gebirge unter Berücksichtigung der Gleichgewichtsbedingung:

$$p_S + p_F = p_{i\max} \tag{1}$$

wobei

p_S = Lastanteil der Stahlpanzerung

p_F = Lastanteil des Gebirges

p_{imax} = maximaler dynamischer Innenwasserdruck (inkl. Druckstoss)

Temperatur- und Formeinflüsse (Unrundheiten etc.) der Panzerung sowie nicht elastisches Verhalten des Hinterfüllbetons und des Gebirges sind dabei zu berücksichtigen. Zudem ist zu beachten, dass die Gebirgsmitwirkung allenfalls begrenzt sein kann. Dies ist der Fall, wenn die natürlichen Gebirgsspannungen nicht mehr in der Lage sind, die im Fels auftretenden Zugspannungen infolge der Belastung durch die Panzerung zu überdrücken. Bestehende Klüfte in der Umgebung des Druckschachtes beginnen sich zu öffnen oder es bilden sich neue Felsrisse.

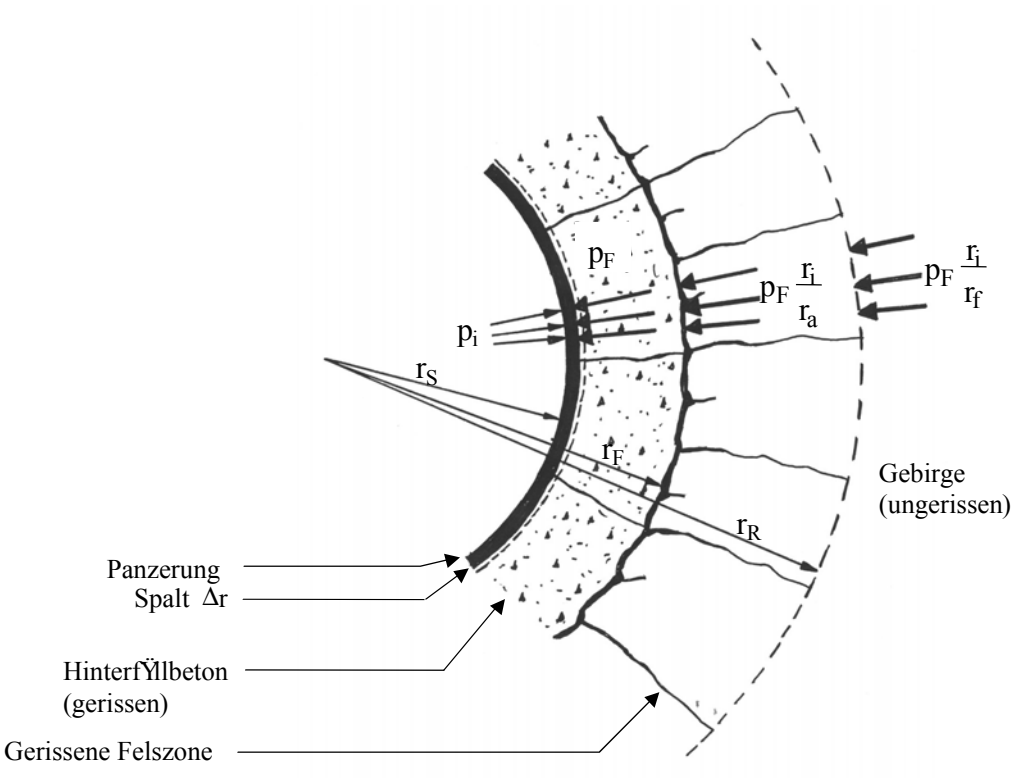


Abbildung 1: Tragsystem für die Dimensionierung einer Stahlpanzerung

Im Falle eines radialsymmetrischen Verhalten ergibt sich zur Berechnung der Lastaufteilung zwischen Panzerung und Gebirge somit ein Tragsystem, welches aus vier Zonen besteht (Abbildung 1): a) Panzerung b) Hinterfüllbeton, welcher unter Innendruck gerissen angenommen wird c) gerissene Felszone d) intaktes Gebirge (homogen, isotrop).

Da der Hinterfüllbeton normalerweise nur eine unbedeutende Zugfestigkeit aufweist, wird er unter der von der Panzerung übertragenen Belastung reissen, das heisst, dass er nur Druckkräfte auf das Gebirge übertragen kann. Dasselbe ist auch für einen infolge des Hohlraumausbruches aufgelockerten Felsbereich in Schachtnähe der Fall. Diese aufgelockerte Felszone beträgt im Fall von konventionellen Ausbruch etwa 1 –2 m, bei maschinellem Ausbruch mit einer Tunnelbohrmaschine etwa 0.5 bis 1 m. Allenfalls kann noch zusätzlich der Elastizitätsmodul des Gebirges in der aufgelockerten Zone gegenüber dem intakten (ungerissenen) Gebirge abgemindert werden.

Für die Berechnung wird zudem ein Initialspalt zwischen dem Hinterfüllbeton und der Stahlpanzerung angenommen, welche allfällige plastische, nicht reversible Deformationen bei der Erstbelastung, sowie die Abkühlung der Stahlpanzerung durch das Triebwasser berücksichtigt. Mit einem Temperaturausdehnungskoeffizient für Stahl von 1.25 x 10^{-5}/°C und einer Abkühlung von 20°C ergibt sich beispielsweise ein Initialspalt von $\Delta r/r_S = 0.25$ ‰.

Die Radialverschiebung u_F der Felslaibung und des Hinterfüllbetons unter Berücksichtigung dieses Initialspaltes beträgt:

$$u_F = p_F \bullet r_s \left[\frac{1-\nu_B^2}{E_B} \bullet \ln\frac{r_F}{r_S} + \frac{1-\nu_F^2}{E_F} \bullet \ln\frac{r_R}{r_F} + \frac{1+\nu_F}{E_F} \right] + \Delta r = u_{tot} + \Delta r \qquad (2)$$

wobei

p_F	=	Lastanteil des Gebirges
E_B	=	Elastizitätsmodul von Beton
E_F	=	Elastizitätsmodul bzw. Verformungsmodul des Gebirges
ν_B	=	Querdehnungszahl von Beton
ν_F	=	Querdehnungszahl des Gebirges
r_S	=	Aussenradius der Stahlpanzerung
r_F	=	Innenradius der gerissenen Felszone bzw. Aussenradius des Hinterfüllbeton (= Ausbruchsradius)
r_R	=	Aussenradius der gerissenen Felszone
u_{tot}	=	totale Radialverschiebung Hinterfüllbeton - Gebirge
Δr	=	Initialspalt zwischen Stahlpanzerung und Hinterfüllbeton

Der erste Summand im Klammerausdruck der Gleichung (1) entspricht der Radialdeformation des gerissenen Hinterfüllbetons; der zweite Summand derjenigen der gerissenen Felszone und der dritte der Radialdeformation des ungerissenen, intakten Gebirges.

Unter der Annahme eine dünnwandigen Rohres berechnet sich andererseits die Radialverschiebung der Stahlpanzerung wie folgt:

$$u_S = p_S \frac{(r_s - t/2)^2}{E_S \bullet t} \qquad (3)$$

wobei

p_S = Lastanteil der Stahlpanzerung (= $p_{imax} - p_F$)

p_{imax} = maximaler, dynamischer Innendruck (inkl. Druckstoss)

E_S = Elastizitätsmodul von Stahl

t = Blechstärke

Die Lastaufteilung zwischen Stahlpanzerung und dem aussenliegenden Tragsystems Hinterfüllbeton – Gebirge ergibt sich schlussendlich aus der Verträglichkeitsbedingung:

$$u = u_F = u_S \tag{4}$$

Diese Verträglichkeitsbedingung kann anschaulich und übersichtlich graphisch mit dem Seeber-Diagramm (Seeber & Danzl, 1988) gelöst werden (Abbildung 2). Dabei ist es möglich anstelle der linearen Verschiebung der Felslaibung eine in-situ gemessene, nicht lineare Felskennlinie zu verwenden, welche z.B. aus Grossplatten- oder Radialpressenversuchen in Sondierstollen erhalten worden sind.

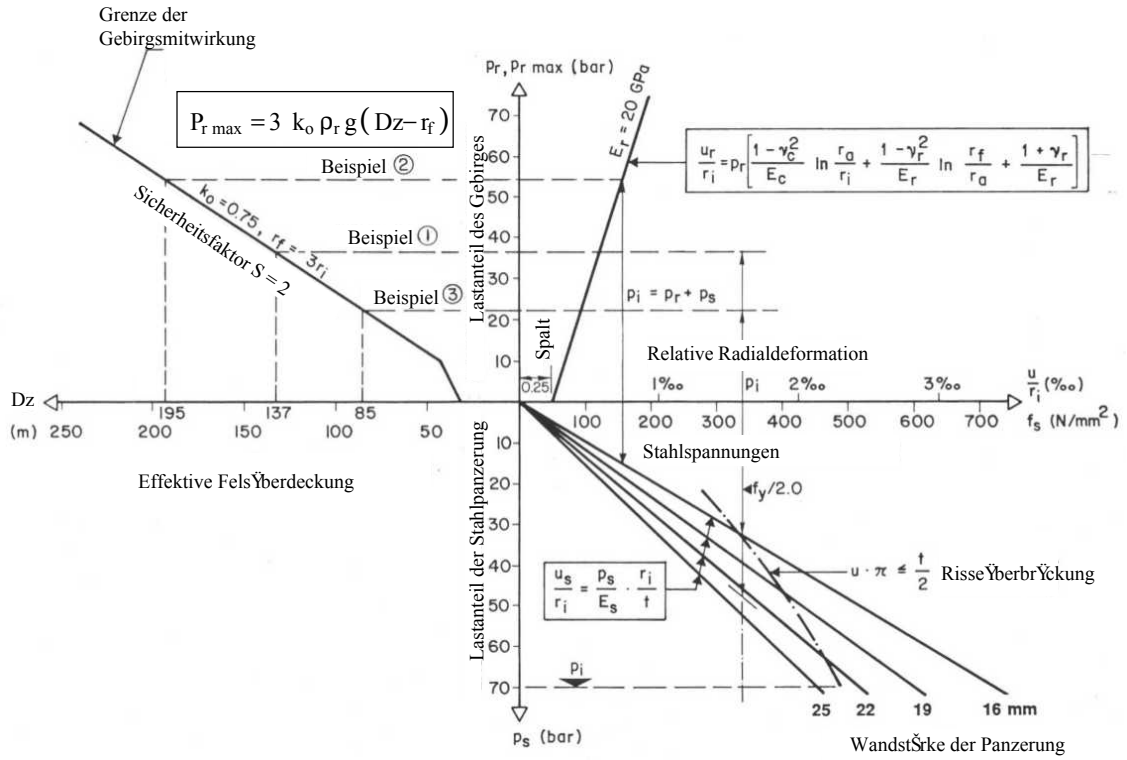


Abbildung 2: Bemessungsdiagramm zur Bestimmung der Wandstärke der Stahlpanzerung den Hochdruckstollen Collierville des Kraftwerkes North Fork in Kalifornien (Schleiss, 1989): Innenradius r_i der Panzerung 1.625 m, Innendruck p_i = 70 bar, Stahlqualität ASTM 517 mit Streckgrenze f_y = 680 N/mm², r_f = Radius der gerissenen Gebirgszone, r_a = Ausbruchsradius, p_s = Stahlanteil, p_r = Felsanteil, t = Wandstärke).

Die Tangential- bzw. Ringspannung in der Stahlpanzerung errechnet sich aus deren Radialverschiebung wie folgt:

$$\sigma_t = E_S \bullet \frac{u_S}{(r_S - t/2)} = (p_i - p_F) \bullet \frac{(r_S - t/2)}{t} \tag{5}$$

Bei der Berechnung der Vergleichspannungen aus den Längs- und Tangentialspannungen in der Panzerung müssen zudem Temperatur- und Formeinflüsse (Krümmer, Unrundheiten etc.) sowie die behinderte Längsdehnung berücksichtigt werden. Bei geraden Rohren ohne Formeinflüsse wird die Vergleichspannung jedoch geringer als die Tangentialspannung, da die Abkühlung der Panzerung durch das kalte Triebwasser und die behinderte Längsdehnung eine Zugspannung in der Längsrichtung verursacht, welche die Vergleichspannung reduziert.

3.2 Ib: Begrenzung der lokalen Stahldehnung (Risseüberbrückung)

Bei relativ dünnwandigen Panzerungen aus hochwertigem Stahl muss überprüft werden, ob diese die grösstmöglichsten Risse im Hinterfüllbeton schadlos überbrücken kann. Die lokale Stahldehnung bei der Überbrückung solcher Risse im Hinterfüllbeton bleibt solange tolerierbar, als die Blechstärke mindestens das zweifache der Rissweite beträgt (Seeber & Danzl, 1988). Unter der Annahme, dass aus Symmetriegründen mindestens zwei Risse im Hinterfüllbeton entstehen müssen, ergibt sich folgende Bedingung für die minimale Blechstärke:

$$t > u_S \bullet 2\pi \tag{6}$$

wobei u_S der Radialverschiebung der Panzerung resp. des Hinterfüllbetons entspricht, welche sich in mindestens zwei Rissen manifestiert.

3.3 Ic: Stabilität bei Aussenwasserüberdruck

Die Beulsicherheit für die Panzerungsrohre des entleerten Druckschachtes ist bei möglichst wirklichkeitsgetreuer Erfassung des Beulproblems (glattes oder ausgesteiftes Rohr) unter der Annahme des jeweils ungünstigsten Aussendruckes zu ermitteln. Der maximal wirksame Aussendruck entlang eines Druckschachtes ergibt sich aus topographischen, hydrogeologischen und konstruktiven Bedingungen. Die Berechnung des kritischen Beuldruckes für vollwandige und ausgesteifte Panzerungen erfolgt normalerweise mit den Theorien von Amstutz (1969) oder Jacobsen (1990, 1994). Dabei wird in der Regel gemäss den Empfehlungen von C.E.C.T (1980) von einem Initialspalt zwischen Panzerung und Hinterfüllbeton im drucklosen Zustand von 0.7 ‰ des Rohrradius r_S ausgegangen. Dank modernen Finite-Element-Programmen sind heute komplexere Beulberechnungen möglich (Frey et al., 2002).

4. Tragfähigkeit des Tragsystems Panzerung – Fels

Mit diesem übergeordneten Kriterium ist Tragfähigkeit des Tragsystems Panzerung – Fels zu überprüfen. Dabei muss vorerst kontrolliert werden, ob das Gebirge in der Lage ist, die von der Panzerung gemäss der Verträglichkeitsbedingung (4) übertragene Last (Kriterium Ia) mit begrenzten plastischen Deformationen zu aufzunehmen. Um das Restrisiko zu minimieren, muss zudem im Falle eines grossen Schadenpotentials verhindert werden, dass bei einem allfälligen Versagen der Stahlpanzerung ein hydraulischer Gebirgsbruch entsteht und das Wasser nahezu ungehindert die Felsoberfläche erreichen kann. Es geben sich somit folgende Unterkriterien:

IIa: Tragfähigkeit des Gebirges bei intakter Panzerung

IIb: Tragfähigkeit des Gebirges im Extremfall der gerissenen Panzerung

4.1 IIa: Tragfähigkeit des Gebirges bei intakter Panzerung

Falls die von der Panzerung auf das Gebirge übertragene Last die natürlichen Gebirgsspannung in Schachtnähe übersteigt, beginnen sich neue Felsrisse auszubilden oder bestehende Klüfte öffnen sich. Nach einer bestimmten Ausdehnung dieser gerissenen Zonen kann das Gebirge keine weitere Last mehr aufnehmen; es „fliesst“ sozusagen . Somit ist die Grenze der mechanischen Gebirgsmitwirkung erreicht. Falls zudem gleichzeitig die Panzerung zu fliessen beginnt, ist die Tragfähigkeit des Tragsystems Panzerung – Gebirge ausgeschöpft. Bei einer Stahlpanzerung unter Innendruck ist die Gebirgstragfähigkeit nicht, wie oft fälschlicherweise angenommen, von der Felsqualität abhängig, sondern wird nahezu ausschliesslich von den natürlichen Gebirgsspannungen bestimmt, welche ihrerseits stark von der Felsüberdeckung abhängen.

Der Grenzwert der Gebirgsmitwirkung wird also direkt durch die natürlichen Gebirgsspannungen beeinflusst. Die minimal im Gebirge vorhandenen Gebirgsspannungen (Primärspannungen) in einer bestimmten Richtung (beziehungsweise die Seitendruckziffer) können beispielsweise in-situ mit sogenannten „Hydraulic Fracturing“ oder Hydraulic Jacking“ – Versuchen in Bohrlöchern ermittelt werden (Schleiss, 1992).

Bei bekannter Seitendruckziffer k_0 bzw. bei bekannten minimalen Primärspannungen kann der Grenzwert der Gebirgsmitwirkung, unter der Annahme einer Ausdehnung der gerissenen Felszone entsprechend dem dreifachen Ausbruchsradius, nach folgender Gleichung abgeschätzt werden (Schleiss, 1992):

$$p_{F\max} = 3 \bullet k_0 \bullet \rho_F \bullet (D_v - 3r_F) = 3 \bullet \sigma_{\min} \qquad (7)$$

wobei

p_{Fmax}	=	Grenzwert der Gebirgsmitwirkung
k_0	=	Seitendruckbeiwert (Verhältnis der minimalen zu den maximalen Primärspannungen im Gebirge = σ_h/σ_v resp. $\sigma_{min}/\sigma_{max}$)
ρ_F	=	Dichte von Fels
D_v	=	Minimale vertikale Felsüberlagerung von der Schachtachse
r_F	=	Innenradius der gerissenen Felszone bzw. Ausbruchsradius

4.2 IIa: Tragfähigkeit des Gebirges im Extremfall der gerissenen Panzerung

Falls die Panzerung im Extremfall lokal gerissen ist, wird sich der volle Innenwasserdruck ausserhalb der Panzerung an der Gebirgslaibung manifestieren. Falls die minimalen natürlichen Gebirgsspannungen dort nicht in der Lage sind, diesen Wasserdruck zu überdrücken, werden sich neue Felsrisse bilden oder bereits bestehende Klüfte öffnen. Da das Wasser mit unabgemindertem Druck in diese Klüfte und Risse eindringt, werden diese bis an die Felsoberfläche weitergetrieben und es entsteht ein progressiver Gebirgsbruch auch „Hydraulic Jacking“ genannt. Dadurch können grosse Wassermengen nahezu ungehindert an die Oberfläche gelangen und katastrophale Schäden verursachen. Um diesen hydraulischen Gebirgsbruch zu verhindern, muss die Bedingung

$$p_{i\max} < \sigma_{\min} \qquad (8)$$

erfüllt sein, wobei σ_{min} den minimalen, natürlich vorhandenen Gebirgsspannungen entspricht.

5. Erforderliche Sicherheitsfaktoren

5.1 Bemessungskriterium Ia

Für die maximal in der Panzerung auftretenden Stahlspannungen werden üblicherweise Sicherheitsfaktoren von S = 1.8 bis 2.0 gegenüber der gewährleisteten Mindeststreckgrenze angewendet. Bei hochfesten Stählen wird eine rechnerische Mindeststreckgrenze verwendet, welche niemals grösser als 80% der Mindest-Bruchspannung angenommen werden sollte. Entgegen den Empfehlungen von C.E.C.T. (1980) sollten diese Sicherheitsfaktoren auch bei einbetonierten Druckleitungen und Druckschächten mit geringer Überlagerung angewandt werden, falls im Falle eines Versagens ein grosses Schadenpotential vorhanden ist und selbst wenn keine Felsmitwirkung berücksichtigt wurde.

Falls der Lastanteil des Gebirges gleichzeitig unter 50 % begrenzt wird und die Panzerung eine Sicherheit von S =2.0 gegenüber der Mindeststreckgrenze aufweist, ist die Panzerung selbst bei wegfallender Gebirgsmitwirkung gerade noch tragfähig. Diese Begrenzung des Gebirgsanteiles mag bei grossem Schadenpotential im Falle eines Bruches angebracht sein.

5.2 Bemessungskriterium Ic

Falls der bei Entleerungen wirksame Aussenwasserdruck konservativ angenommen wird, das heisst nahe dem durch die Topographie und Hydrogeologie begrenzten Maximalwert, genügen Beulsicherheiten von S = 1.35 bis 1.50.

5.3 Bemessungskriterium IIa

Die durch die Panzerung auf das Gebirge übertragene Last muss von diesem mit einem Sicherheitsfaktor von S = 2.0 aufgenommen werden können. Dies kann mit einer ausreichenden Felsüberlagerung des Druckschachtes gewährleistet werden (Glg. (7)).

5.4 Bemessungskriterium IIb

Falls die Panzerung gerissen ist, sollte bei hohem Schadenpotential gegenüber hydraulischem Gebirgsbruch noch einer Sicherheit von S = 1.1 bis 1.30 vorhanden sein. Dieses Kriterium kann ebenfalls mit einer ausreichenden Felsüberlagerung erfüllt werden.

6. Problematik der hochfesten Stähle

Hochfeste Stähle in den Streckgrenzenklassen 690, 890 und 960 müssen besondere Anforderungen bezüglich Zähigkeit und Schweisseignung erfüllen und dies insbesondere bei grösseren Wanddicken. Zunehmender Legierungsgehalt, zunehmende Dicke und Streckgrenze des Stahls erhöhen die Gefahr wasserstoffinduzierter Kaltrissbildung. Der Wasserstoffeintrag ist durch ein geeignetes Schweissverfahren zu minimieren. Gleichzeitig ist das Effundieren von eingebrachtem Wasserstoff durch Vorwärmung und ausreichend hohe Arbeitstemperaturen sicherzustellen. Zudem reduziert eine Wärmenachbehandlung den eingebrachten Wasserstoffgehalt. Zu beachten ist, dass wasserstoffinduzierte Rissebildung erst mehrere Tage nach dem Schweissen auftritt. Eine nochmalige Ultraschallprüfung der Werkstattnähte ist bei hochbeanspruchten Druckschächten mit besonderem Schadenspotential nach erfolgter Montage im Schacht empfehlenswert.

Allfällige feine Risse sind in hochfesten Stählen weit gefährlicher als in duktilen Stählen. Methoden der Bruchmechanik erlauben es, das Wachstumverhalten von Rissen, mit im Vergleich zur Blechstärke bestimmten Abmessungen, zu analysieren. Dabei kann

neben der Rissentstehungsphase, zwischen dem stabilen und dem instabilen Risswachstum unterschieden werden (Hirt & Bez, 1997). Letzteres führt bei kritischen Rissen zum gefürchteten, plötzlichen Sprödbruch der Panzerung. Kann die Rissebildung in den Schweissnähten nicht von vornherein mit absoluter Sicherheit ausgeschlossen werden, so ist unter der Annahme einer bestimmten Initialrissgeometrie eine Bemessung der Panzerung nach der Bruchmechanik durchzuführen (Barson & Rolfe, 1998).

7. Schlussfolgerungen

Das Restrisiko eines Versagens eines Druckschachtes im Falle eines bedeutenden Schadenpotentiales muss bereits bei seiner Konzeption und Bemessung berücksichtigt werden. Es geht in erster Linie darum, eine ausreichende Felsüberdeckung zu gewährleisten. Diese erlaubt einerseits einen bedeutenden Teil des Innenwasserdruckes an das Gebirge zu übertragen, was sich in geringeren Wandstärken und somit in einer besseren Schweissbarkeit der Stahlpanzerung niederschlägt. Hingegen wird bei tiefen Linienführungen im Falle von Entleerungen der wirkende Aussenwasserdruck grösser sein als bei oberflächennahen. Da es sich beim Aussenwasserdruck um einen ausserordentlichen Lastfall handelt und die Umgebung des Schachtes nicht direkt durch das Beulen der Panzerung gefährdet ist, können wesentlich geringere Sicherheitsfaktoren als für den Lastfall Innenwasserdruck akzeptiert werden. Dies trifft um so mehr zu, falls der wirksame Aussenwasserdruck konservativ, das heisst nahe dem physikalisch möglichen Grenzwert angenommen wird. Konstruktive Massnahmen wie Aussteifungen und Drainagen erlauben zudem selbst bei tiefliegenden Linienführungen zu vermeiden, dass der Aussenwasserdruck massgebend wird. Eine ausreichende Felsüberdeckung kann andererseits auch verhindern, dass im Extremfall eines Versagen der Panzerung ein hydraulischer Gebirgsbruch entsteht und so grosse Wassermengen nahezu ungehindert an die Oberfläche gelangen und dort katastrophale Schäden verursachen. Die Erfahrung zeigt ausserdem, dass tiefliegende Linienführungen von Druckschächten durchwegs auch wirtschaftliche Lösungen sind.

Literaturhinweise

Amstutz E. (1969): Das Einbeulen von Schacht- und Stollenpanzerungen. Schweizerische Bauzeitung, Nr. 28, 10. Juli.

Amstutz E. (1970): Buckling of pressure-shaft and tunnel linings. Water Power, November, p. 391 – 399.

Barson J. M.; **Rolfe** S. T. (1998): Fracture and fatigue control in structures: Application of fracture mechanics. Butterworth-Heinemann , Third Edition.

C.E.C.T. (1980): Recommendations for the design, manufacture and erection of steel penstocks of welded construction for hydro electric installations.

Frey F.; **Rebora** B.; **Sarf** J.L.; **Truty** A (2002).: Buckling of steel linings for hydropower tunnels. Water Power & Dam Construction, Issue One, pp. 79-86.

Hirt M.; **Bez** R. (1998): Stahlbau – Grundbegriffe und Bemessungsverfahren. PPUR Akademischer Verlag, Lausanne, ISBN 2-940222-00-2 (PPUR).

Jacobsen S. (1990): Recommendations on the design of steel linings for penstocks. Water Power & Dam Construction, April, p. 44 –47.

Jacobsen S. (1994): Schacht- und Stollenpanzerungen. Schweizer Ingenieur und Architekt, Nr. 23, 2. Juni.

Schleiss A. (1989): Analyse der Gebirgstragfähigkeit bei der Bemessung des Hochdruckstollen Collierville in Kalifornien. Vorträge zum 38. Salzburger Kolloquium für Geomechanik, pp.73-80.

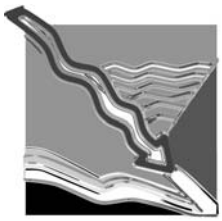
Schleiss A. (1992): Erforderliche Felsüberdeckung bei Druckstollen und Druckschächten. „wasser, energie, luft“, Heft 11/12, pp. 321-324.

Seeber G.; **Danzl** K. (1988): Zur Bemessung von Druckschachtpanzerungen auf Innendruckbelastung. ÖIAZ, 133. Jg. Heft 4, pp. 259-266.

Adresse des Autors

Anton Schleiss, Prof. Dr. Dipl. Bauing. ETHZ
Laboratoire de Constructions Hydrauliques (LCH)
Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL)
1015 Lausanne, Schweiz
+41-21-693 23 85, http://lchwww.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



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

M. Aemmer; Dipl. Bau-Ing. ETH

Zusammenfassung

Die Projekte der beiden Wasserkraftanlagen Los Caracoles und Punta Negra in Argentinien bestehen je aus einem 130 resp. 100 m hohen CFRD-Dam mit den dazugehörigen Nebenanlagen und je aus einem relativ kurzen, unterirdischen Triebwassersystem, das zu einer freistehenden Zentrale führt. In der Zeitspanne zwischen 1998 und 2001 wurde im Bereich jeder Sperrstelle vorausgehend zum eigentlichen Bau des Schüttdammes ein Umleitstollen erstellt, der später nach Abschluss der Umleitphase zum Grundablass konvertiert wird. Die beiden gewählten Konzepte zur Kombination von Umleitstollen und Grundablass sind sehr verschieden und weichen stark von bekannten Ausführungsbeispielen ab. Massgebend für die Festlegung dieser Konzepte waren im wesentlichen ökonomische Überlegungen sowie das Ziel den Umfang an Untertagebauarbeiten möglichst gering zu halten.

Im Projekt von Los Caracoles besteht der Umleitstollen aus einem einzigen Tunnel. Parallel zur zukünftigen Grundablasskammer wurde ein Bypass-Stollen ausgebrochen, der dann während des Umbaus zum Grundablass den etappenweisen Einbau der hydromechanischen Ausrüstung unter Beibehaltung der Bauumleitung ermöglichen wird.

Im Projekt von Punta Negra besteht der Umleitstollen aus einem zweigeteilten Tagbautunnel mit unterschiedlichen Kanalquerschnitten, der später in der Dammgründung eingebettet sein wird. Der Kanal mit dem grösseren Querschnitt wird im Endzustand als Grundablassstollen betrieben, während der kleinere Kanal von der Luftseite her als Zugang zur Grundablasskammer verwendet wird. Die Grundablasskammer ist ebenfalls eine Tagbaustruktur, die vor dem eigentlichen Bau des CFRD-Dammes errichtet wurde.

Im Rahmen der Projektierungsarbeiten wurden sowohl der Umleitstollen als auch die einzelnen Betriebszustände der Bauumleitung während des Umbaus zum Grundablass für beide Projekte in umfangreichen hydraulischen Modellversuchen getestet. Zudem wurde unter Verwendung der gleichen hydraulischen Modelle der spätere Betrieb als Grundablass untersucht.

1 Einleitung

Das Projektgebiet der beiden Wasserkraftanlagen Los Caracoles und Punta Negra ist in der argentinischen Provinz San Juan, rund 160 km nördlich der Stadt Mendoza gelegen. Die Sperrstellen des 130 m hohen Los Caracoles Dammes resp. des 100 m hohen Punta Negra Dammes liegen am Río San Juan, der im Grenzgebiet zwischen Chile und Argentinien entspringt und die Anden in östlicher Richtung entwässert. Die beiden Dämme liegen rund 20 km voneinander entfernt und sind als Schüttdämme mit Betonoberflächendichtung (CFRD-Dam) projektiert. Die zukünftigen Stauseen werden für Bewässerungszwecke und Energieproduktion genutzt. Als Nebenanlagen sind bei beiden Dämmen je eine Hochwasserentlastung, ein Grundablass sowie eine Triebwasserfassung geplant. Das Triebwasser wird bei beiden Projekten über ein unterirdisches Triebwassersystem zu einer freistehenden Zentrale geführt.

Der Bau der beiden Wasserkraftanlagen wird schlüsselfertig von einem Konsortium bestehend aus Bauunternehmern und Lieferanten ausgeführt (EPC-Projekt). Die Detailprojektierungs- und Bauarbeiten haben 1998 begonnen und nach rund dreijähriger Bauzeit waren die beiden Umleitstollen Ende 2001 vollendet. Bei beiden Projekten wird der Umleitstollen im Endzustand als Grundablass genutzt.

Im folgenden werden die beiden Konzepte für die Kombination von Umleit- und späteren Grundablassstollen vorgestellt, welche im wesentlichen aufgrund von ökonomischen Überlegungen sowie mit dem Ziel einer möglichsten Minimierung der Untertagebauarbeiten festgelegt wurden. Zudem wurden aufgrund der Komplexität beider Konzepte die einzelnen Phasen während der Konversion vom Umleitstollen zum Grundablass je in einem separaten hydraulischen Modellversuch getestet. Die wichtigsten Resultate dieser umfangreichen Modellversuche sind je im Anschluss an die Präsentation der Konzepte erläutert.

2 Umleitstollen und Grundablass der Wasserkraftanlage Los Caracoles

2.1 Konzeptueller Beschrieb

Die Bauumleitung von Los Caracoles wird durch einen einzigen, rund 670 m langen Tunnel gebildet. Der Tunnelquerschnitt ist über die ganze Stollenlänge konstant und besteht aus einem mit Beton verkleideten Torbogenprofil von 8.10 m Breite und 7.95 m Höhe (vgl. Fig. 1).

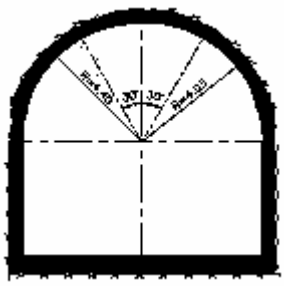


Fig. 1: Los Caracoles: Normalquerschnitt des Umleit- und Grundablassstollens

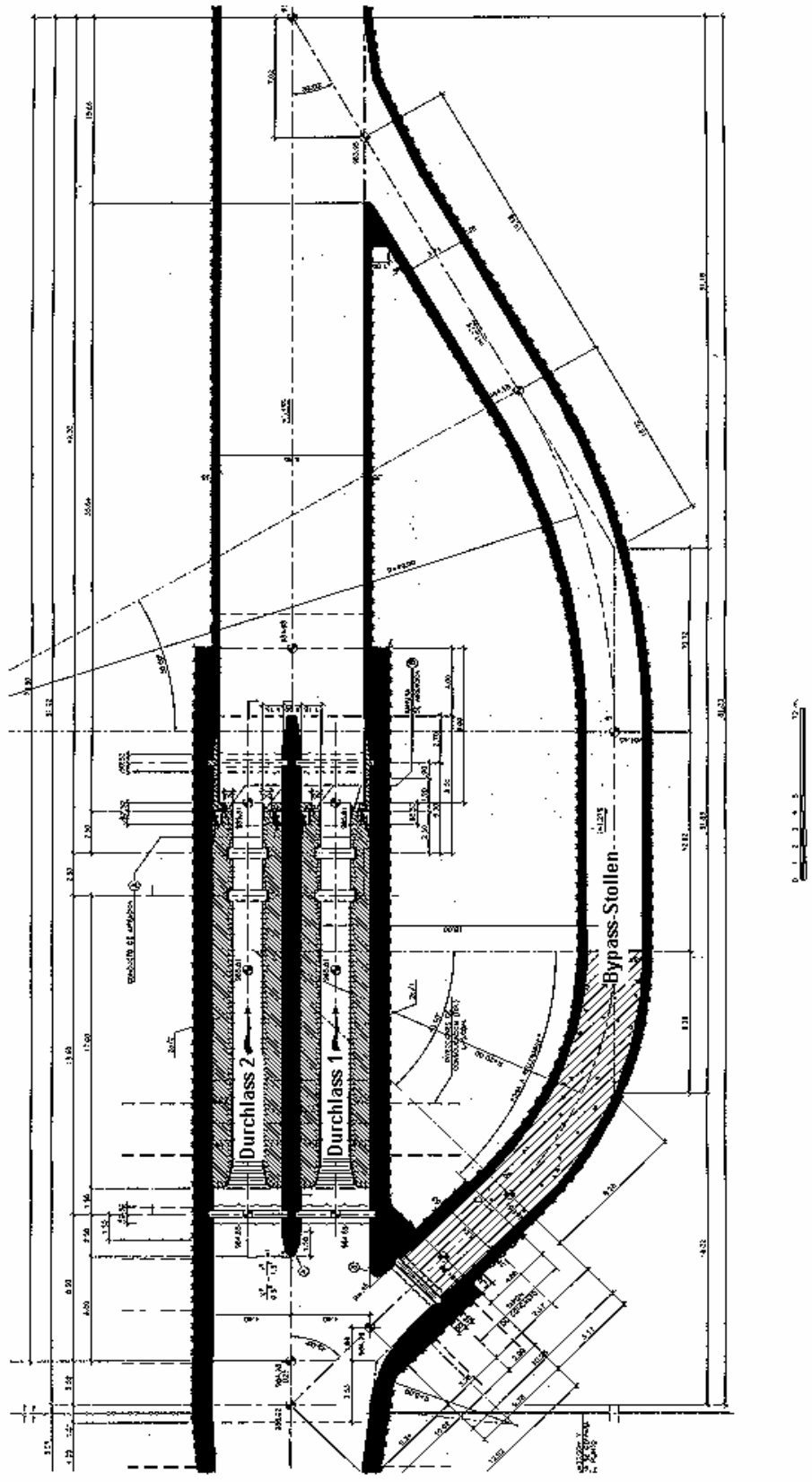


Fig. 2: Los Caracoles: Situation der Grundablasskammer

Die ersten 220 m des Umleitstollens liegen oberwasserseitig der zukünftigen Grundablasskammer und bilden später den Druckteil des Grundablasses. Der Umleitstollen wurde als Freispiegelstollen spezifiziert und für eine Ausbauwassermenge von 670 m^3/s projektiert. Am oberen Ende des Tunnels befindet sich das Einlaufbauwerk auf das später der Einlaufturm zum Grundablass gesetzt wird. Das im Bereich des unteren Portals gelegene Auslaufbauwerk besteht aus einem Skisprung zur sicheren Wasserrückgabe ins Flussbett.

Im Zuge des Baus dieses Umleitstollens wurde rund 30 m unterhalb des projektierten Dammdichtungsschirms eine Kaverne zur Beherbergung der zukünftigen Grundablasskammer ausgebrochen. In dieser Kaverne wurden vor Inbetriebnahme der Bauumleitung das Gewölbe sowie die Zwischen- und Aussenwände mit den Führungen für das spätere Versetzen von provisorischen Dammbalken eingebaut (Erstbeton (schwarz) gemäss Fig. 2 ÷ Fig. 4). Gleichzeitig wurde parallel zur zukünftigen Grundablasskammer ein rund 80 m langer Bypass-Stollen (vgl. Fig. 2) ausgebrochen. Somit kann später während einer Niederwasserperiode unter Aufrechterhaltung der Bauumleitung die hydromechanische Ausrüstung in der Kammer eingebaut werden. Diese Umwandlung vom Umleitstollen zum Grundablass erfolgt in vier verschiedenen Etappen (gemäss Abs. 2.2). Es werden dann jeweils abschnittsweise im Schutze von provisorisch versetzten Dammbalken die hydromechanischen Einrichtungen definitiv eingebaut. Nach Abschluss dieser Umbauarbeiten und den notwendigen Felsinjektionen in Bereich der Kammer ist der Grundablass betriebsbereit.

Im Endzustand sind in der Grundablasskammer zwei parallele, gepanzerte Durchlässe eingebaut, die je mit einem Sicherheits- und Betriebsschütz (1.60 x 2.30 m; vgl. Fig. 3) ausgerüstet sind. Bei einer maximalen statischen Druckhöhe von 123 m WS beträgt die Kapazität des Grundablasses 300 m^3/s.

Im Bereich der zwei gepanzerten Durchlässe ist zusätzlich je eine regulierte Bypass-Leitung (Durchmesser 0.55 m; vgl. Fig. 4) vorgesehen, über welche für Bewässerungszwecke Dotierwasser abgegeben werden kann, wenn die Zentrale Los Caracoles ausser Betrieb ist.

Die Zufahrt und spätere Luftzufuhr zur Grundablasskammer erfolgt über einen separaten, parallel zum Umleitstollen ausgebrochenen Zugangstunnel. Ein im Bereich der unterwasserseitigen Grundablasskammerwand gelegenes System von Belüftungskanälen ermöglicht eine Rundumbelüftung der beiden austretenden Wasserstrahlen. 3.00 m unterhalb des Betriebsschützes befindet sich je eine 1.20 m hohe Sohlstufe, die den Übergang zwischen dem gepanzerten Einbau in der Grundablasskammer und dem betonierten Unterwasserstollen bildet.

2.2 Der phasenweise Umbau vom Umleitstollen zum Grundablass

Der Umbau vom Umleitstollen zum Grundablass findet phasenweise unter Aufrechterhaltung der Bauumleitung mit reduzierter Umleitkapazität statt.

Für den gesamten Umbauvorgang sind in der Grundablasskammer vier Bauphasen mit den folgenden Hauptaktivitäten erforderlich:

Phase 1:

1) Einbau des Brückenkrans.
2) Schliessen des rechten Durchlasses (Durchlass 1) mittels den zwei im Ober- und Unterwasser provisorisch versetzten Dammbalken.
3) Aufrauen und reinigen der Erstbetonoberflächen im trockengelegten Durchlass 1.
4) Einbau der Panzerung sowie Montage der hydromechanischen Ausrüstung für den Durchlass 1.
5) Einbringen des Zweitbetons (gemäss Fig. 3).

Während der Phase 1 erfolgt die Bauumleitung über den linken Durchlass (Durchlass 2) sowie über den Bypass-Stollen. Die maximal zulässige Abflussmenge, die noch ein sicheres Arbeiten im trockengelegten Durchlass 1 erlaubt, liegt bei 225 m^3/s.

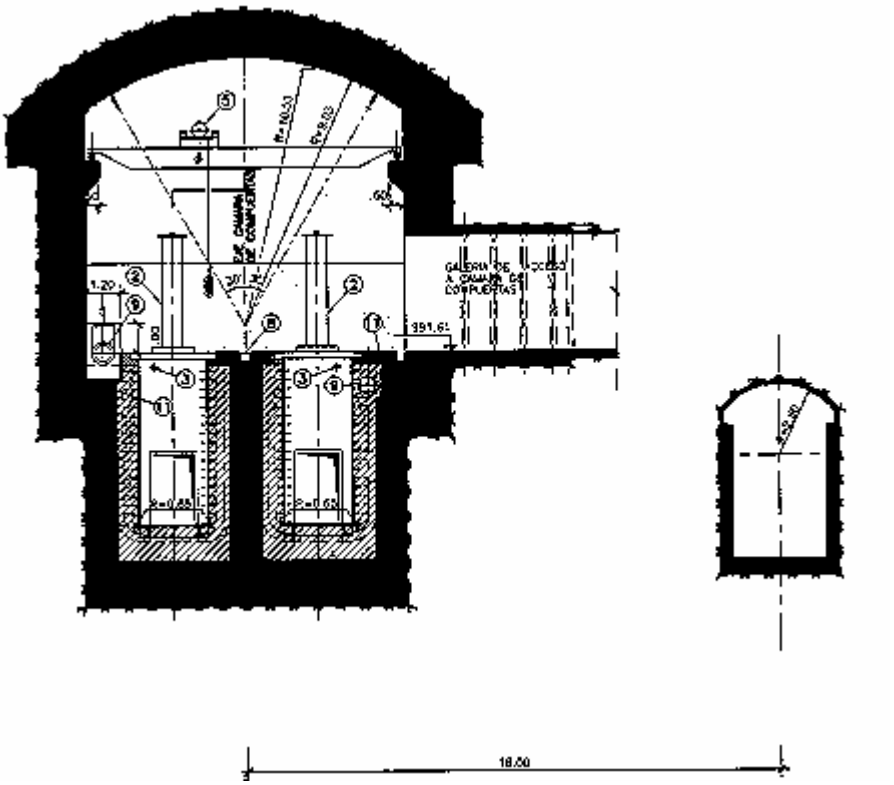


Fig. 3: Los Caracoles: Querschnitt der Grundablasskammer mit Bypass-Stollen

Phase 2:

1) Demontage der provisorischen Dammbalken im Durchlass 1.
2) Schliessen des linken Durchlasses (Durchlass 2) mittels den zwei im Ober- und Unterwasser provisorisch versetzten Dammbalken.
3) Aufrauen und reinigen der Erstbetonoberflächen im trockengelegten Durchlass 2.
4) Einbau der Panzerung sowie Montage der hydromechanischen Ausrüstung für den Durchlass 2.
5) Einbringen des Zweitbetons (gemäss Fig. 3).

Während der Phase 2 ist die Bauumleitung über den Durchlass 1 mit komplett geöffneten Schützenquerschnitt (1.6 x 2.30 m) sowie über den Bypass-Stollen garantiert. Die maximal zulässige Abflussmenge, die noch ein sicheres Arbeiten im trockengelegten Durchlass 2 erlaubt, liegt bei 189 m^3/s.

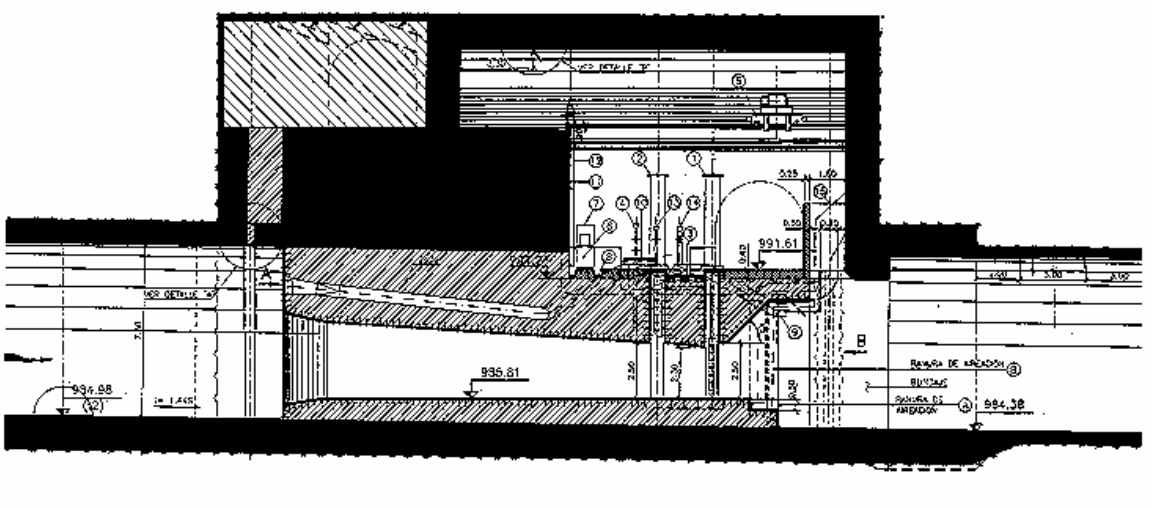


Fig. 4: Los Caracoles: Längsschnitt der Grundablasskammer nach Einbau der hydromechanischen Ausrüstung mit Erstbeton (schwarz), Zweit- und Drittbetonen (schraffiert)

Phase 3:

1) Demontage der provisorischen Dammbalken im Durchlass 2.
2) Schliessen der vertikalen Schächte für das jeweilige Versetzen und Entfernen des oberwasserseitigen Dammbalkens in Durchlass 1 und 2 mittels Zweitbeton (vgl. Fig. 4).

Während der Phase 3 ist die Bauumleitung über den Bypass-Stollen garantiert. Die maximal zulässige Abflussmenge, die noch ein sicheres Arbeiten erlaubt, liegt bei 156 m^3/s und wird durch den maximal zulässigen Innendruck im unvollendeten oberwasserseitigen Bereich der Grundablasskammer vorgegeben.

Phase 4:

1) Montage des definitiven Dammbalkens zum Schliessen des Bypass-Stollens.
2) Versiegeln des Bypass-Stollens mittels Betonpfropfen (Zweitbeton) von der Unterwasserseite her (gemäss Fig. 2).
3) Schliessen des vertikalen Schachts zum Versetzen des permanenten Dammbalkens beim Einlauf zum Bypass-Stollen mittels Zweitbeton.
4) Versiegeln der Kalotte im oberwasserseitigen Bereich der Grundablasskammer mittels Drittbeton (gemäss Fig. 4).

Während der Phase 4 ist die Bauumleitung über die Durchlässe 1 & 2 mit komplett geöffneten Schützenquerschnitten garantiert. Die maximal zulässige Abflussmenge liegt zu Beginn der Phase 4 bei 112 m^3/s und wird durch den maximal zulässigen Druck für den definitiv im Einlauf zum Bypass-Stollen versetzten Dammbalken bestimmt. Nach Abschluss der Arbeiten für die Phase 4 ist die Grundablasskammer bereit für den Vollstau.

2.3 Hydraulische Modellversuche und Projektoptimierungen

Der gesamte Umleitstollen und spätere Grundablass inklusive Belüftungssystem wurde in einem hydraulischen Modell im Massstab 1 : 26 nachgebaut und mittels umfangreichen Versuchen getestet.

Die detaillierten Untersuchungen aller Umbauphasen waren von grosser Bedeutung für die Sicherheit der Bauabläufe während der Konversion von der Bauumleitung zum Grundablass. Zudem konnten im hydraulischen Modell die dynamischen Druckverteilungen gemessen werden, die anschliessend als massgebende Beanspruchungen für die statischen Dimensionierungen aller Dammbalken verwendet wurden.

In Rahmen dieser Modellversuche wurde für die Umleitphase ersichtlich, dass in diesem Betriebszustand der Durchflussanteil durch den Bypass-Stollen zu gross ist. Aufgrund dieser Tatsache wurde bei höheren Abflussmengen (ab ca. 600 m^3/s) kurz unterhalb der Wiedervereinigung mit dem Bypass ein lokales Zuschlagen des Umleitstollens beobachtet. Dieses Zuschlagen des Umleitstollens konnte mittels einer baulichen Verkleinerung des Eintrittsquerschnitts zum Bypass-Stollen (Bau einer 2.60 m hohen Eintrittsschwelle) unterdrückt werden.

3 Umleitstollen und Grundablass der Wasserkraftanlage Punta Negra

3.1 Konzeptueller Beschrieb

Im Projekt von Punta Negra besteht der Umleitstollen aus einer rund 420 m langen, in zwei Kanäle mit unterschiedlichen Querschnitten unterteilte Tagbaustruktur, die später durch den Dammkörper eingeschüttet wird (vgl. Fig. 5). Der linke Kanal (Durchlass 1) weist einen quadratischen Querschnitt mit 3.00 m Seitenlänge auf. Während der gesamten Umleitphase wird eine bestehende, untenliegende Kraftwerkstufe mit einer Ausbauwassermenge von 72 m^3/s direkt über diesen Durchlass 1 dotiert.

Der rechte Kanal (Durchlass 2) weist ein Torbogenprofil von 5.50 m Breite und 7.50 m Höhe auf und führt im Hochwasserfall die überschüssigen Wassermengen des Río San Juan mit einem Skisprung ins Flussbett zurück.

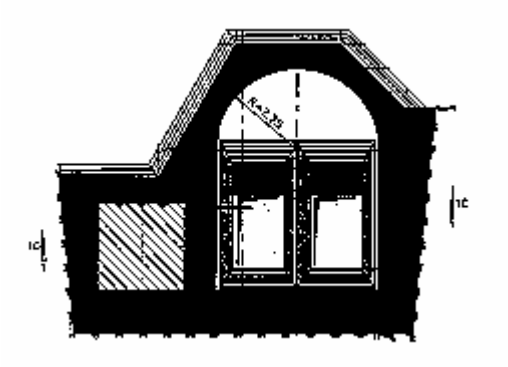


Fig. 5: Punta Negra: Normalquerschnitt des Umleit- und Grundablassstollens mit der Ansicht vor dem Eintritt zur Schützenkammer

Die ersten rund 100 m der Umleitstruktur liegen oberwasserseitig der zukünftigen Grundablasskammer und bilden nach Abschluss der Umleitphase den Druckteil des Grundablasses. Die Ausbauwassermenge für den Durchlass 1 beträgt 105 m^3/s wobei dieser im Bemessungsfall unter Druck läuft. Der Durchlass 2 wurde für die Bauphase als Freispiegelstollen spezifiziert und für eine Ausbauwassermenge von 450 m^3/s projektiert.

Im Bereich des zukünftigen Dammdichtungsschirms wurde ebenfalls im Tagbauverfahren eine kammerartige Struktur als fester Bestandteil des Umleitstollens errichtet (vgl. Fig. 7). Nach Abschluss der Umleitphase wird in dieser Kammer während einer Niederwasserperiode in verschiedenen Etappen die hydromechanische Ausrüstung des zukünftigen Grundablasses eingebaut. Im Zuge dieser Umbauphase wird dann jeweils nur einer der beiden Kanäle als Durchlass für die Bauumleitung in Betrieb sein, während der andere durch das Einsetzen von Dammbalken im Einlaufbauwerk für die notwendigen Installationsarbeiten trocken gelegt ist. Im Endzustand wird dann der Kanal mit dem kleineren Querschnitt als Zufahrts- und Belüftungsstollen für die Grundablasskammer dienen, während der zweite mit grösserem Querschnitt als Grundablassstollen genutzt wird (vgl. Fig. 6).

Nach Abschluss der Umleitphase werden in der Grundablasskammer zwei parallele, gepanzerte Durchlässe eingebaut, die je mit einem Sicherheits- und Betriebsschütz (1.60 x 2.30 m; vgl. Fig. 7) ausgerüstet sind. Bei einer maximalen statischen Druckhöhe von 86 m WS beträgt die Kapazität des Grundablasses 255 m^3/s.

Auch in der Grundablasskammer von Punta Negra sind zwei regulierte Bypass-Leitungen (Durchmesser 0.55 m) vorgesehen, über welche für Bewässerungszwecke Dotierwasser abgegeben werden kann. Zudem ist das Belüftungskonzept analog zu jenem von Los Caracoles (vgl. Abs. 2.1).

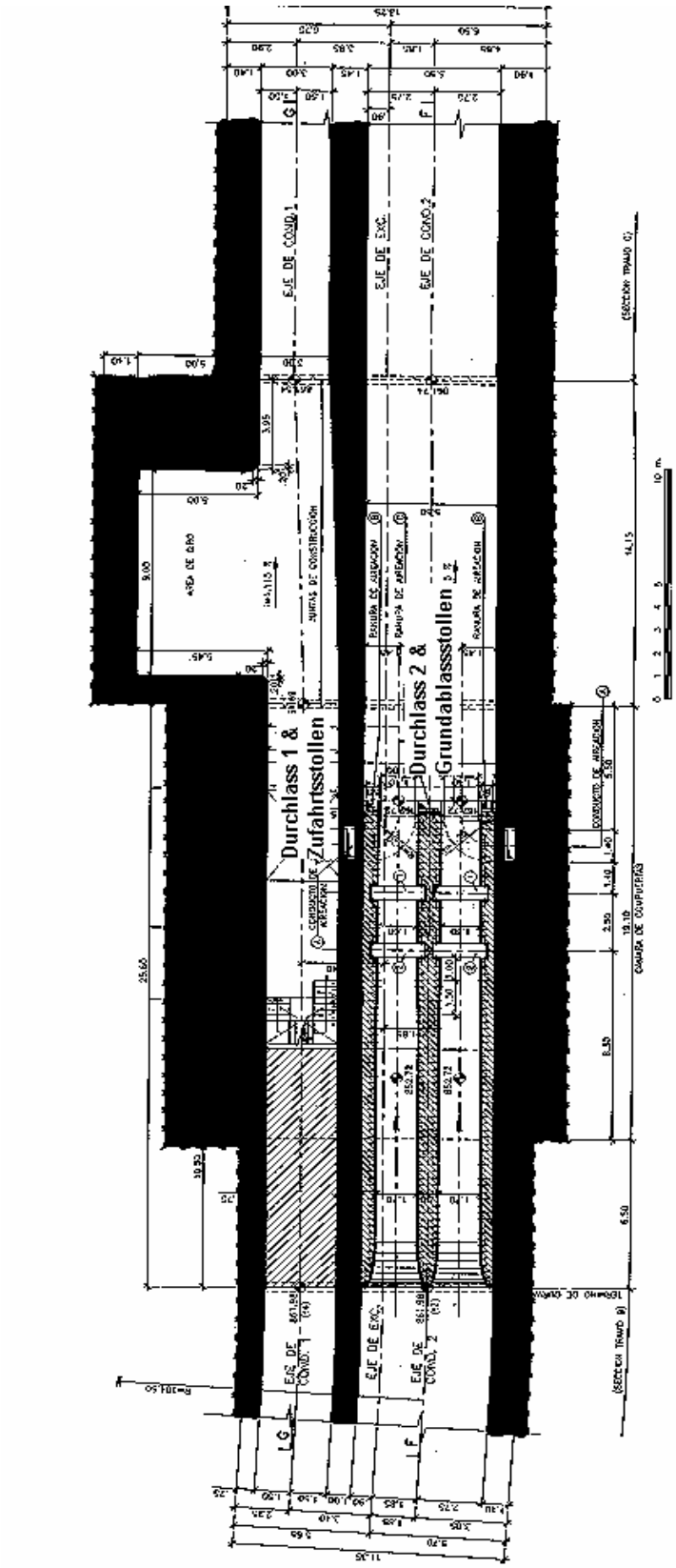


Fig. 6: Punta Negra: Situation der Grundablasskammer

3.2 Der phasenweise Umbau vom Umleitstollen zum Grundablass

Der Umbau vom Umleitstollen zum Grundablass findet in zwei Phasen unter Aufrechterhaltung der Bauumleitung mit reduzierter Umleitkapazität statt.

Phase 1:

1) Einbau des Deckenkrans.
2) Aufrauen und reinigen der Erstbetonoberflächen im Durchlass 2.
3) Einbau der Panzerungen sowie Montage der gesamten hydromechanischen Ausrüstung.
4) Einbringen des Zweitbetons (gemäss Fig. 7).

Während der Phase 1 erfolgt die Bauumleitung über den Durchlass 1. Die maximal zulässige Abflussmenge während dieser Zeit ist 84 m^3/s und wird durch die Höhe des Einlaufturms zum Grundablass bestimmt. Der Zugang zur Grundablasskammer ist nur über den trockengelegten Durchlass 2 von der Luftseite her möglich.

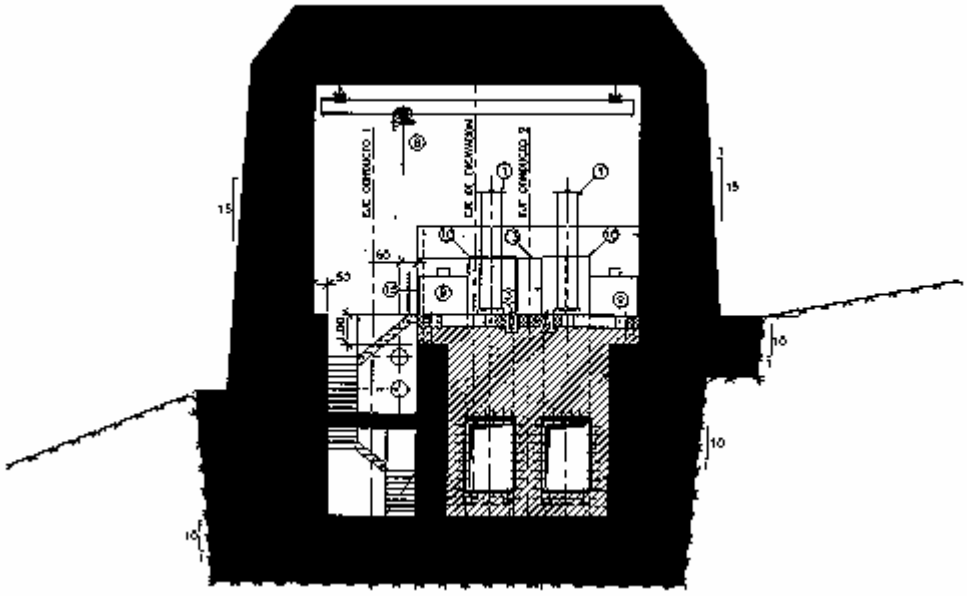


Fig. 7: Punta Negra: Querschnitt der Grundablasskammer

Phase 2:

1) Versetzen des definitiven Dammbalkens beim Einlauf zum Durchlass 1.
2) Abbruch der Zwischendecke über dem Durchlass 1 im Bereich der Grundablasskammer (vgl. Fig. 7).
3) Versiegeln von Durchlass 1 mittels Betonpfropfen im Bereich der Grundablasskammer (gemäss Fig. 6).
4) Installation der Stahltreppe als Verbindung zwischen dem Zugangstollen und der Betriebsplattform der Grundablasskammer (vgl. Fig. 7).

Während der Phase 2 ist die Bauumleitung über den Durchlass 2 mittels den beiden komplett geöffneten Schützenquerschnitten garantiert und nach Abschluss der Arbeiten ist die Grundablasskammer bereit für den Vollstau.

3.3 Hydraulische Modellversuche

Der gesamte Umleitstollen und spätere Grundablass inklusive Belüftungssystem wurde in einem hydraulischen Modell im Massstab 1 : 26 nachgebaut und mittels umfangreichen Versuchen getestet. Die Untersuchungen haben das einwandfreie Funktionieren der projektierten Struktur sowohl als Bauumleitung wie auch später als Grundablass bestätigt.

4 Schlussfolgerungen

Die Projekte der Wasserkraftanlagen Los Caracoles und Punta Negra weisen zwei ganz verschiedene Konzepte für die Kombination von Umleit- und Grundablasstollen auf, die im wesentlichen aufgrund von ökonomischen Überlegungen festgelegt wurden.

Im Fall von Los Caracoles, wo das gewählte Konzept aus einem einzigen Umleitstollen besteht sind für das ausführende Konsortium sehr hohe Anforderungen an den etappenweise Umbau der Grundablasskammer gestellt. Neben den hydraulischen und baulogistischen Vorgaben müssen aus Sicherheitsgründen die hydrologischen Randbedingungen bei der Konversion zum Grundablass genauestes beachtet werden.

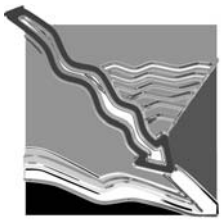
Im Fall von Punta Negra vereinfacht die Unterteilung des Umleitstollens in zwei separate Durchlässe den späteren Umbau der Grundablasskammer. Im Gegensatz dazu stellt jedoch die Tagbaustruktur sehr hohe Anforderungen an die Projektierung. Um ein möglichst ökonomisches Detailprojekt dieser Struktur zu erhalten muss praktisch die gesamte Detailprojektierung des Dammes vor Baubeginn des Umleitstollens abgeschlossen, und die Verteilung der Auflasten für diese Struktur möglichst genau ohne zusätzliche Sicherheitszuschläge bekannt sein. Im Weiteren ist bei dieser Tagbaustruktur der Spielraum für allfällige Projektanpassungen nach erfolgtem Baubeginn sehr beschränkt.

Bei der unterliegenden Stufe Punta Negra sind die hydrologischen Randbedingungen nicht so einschneidend, da dieses Projekt erst nach der Inbetriebnahme von Los Caracoles vollendet wird. Somit kann der Abfluss des Río San Juan durch die oberliegende Stufe genau kontrolliert werden.

Adresse des Verfassers:

Martin Aemmer; Dipl. Bau-Ing. ETH
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



Dreidimensionale Untersuchung einer oberirdisch verlegten Druckrohrleitung bei Erdbebeneinwirkung

Univ-Doz. Dr.-Ing. Dimitar S. Kisliakov

Kurzfassung

In der vorgestellten Arbeit werden die erdbebenbedingten Schwingungen einer oberirdisch verlegten Druckrohrleitung analysiert. Der meist allgemeine Fall wird betrachtet, in dem alle drei räumliche Komponenten der Bodenbewegung gleichzeitig auf die Rohrleitungsfußpunkte wirken. Ein beliebiges Feld zwischen zwei Auflagern wird untersucht. Die Bewegungsgleichungen für dieses Feld werden weiter numerisch im Zeitbereich gelöst. Die dynamische Wechselwirkung des schwingenden Rohres und des darin stationär fließenden Wassers wird auch modelliert. Hier wird eine bessere Form der Näherungslösung der Grundgleichungen benutzt. Sie ist entsprechend begründet und führt zu einem wirklichkeitsnäheren Berechnungsverfahren, das schon in der Form des Computerprogramms DREAMSuP der Ingenieurpraxis zur Verfügung steht. Die dynamische Antwort einer realen Druckrohrleitung bei räumlicher Erdbebenbeanspruchung ist vorgestellt als numerisches Beispiel zur Illustration der Anwendung des entwickelten Analyseverfahrens.

1 Einleitung

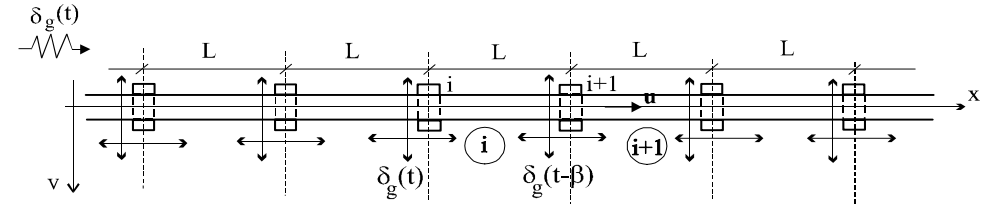
Die oberirdisch verlegten Druckrohrleitungen sind Anlagen von großer Bedeutung für Wasserkraft- und Ölleitungssysteme. Die Betriebssicherheit dieser Systeme verlangt immer eine eingehende dynamische Untersuchung ihrer Komponenten, dabei auch der Druckrohrleitungen für den Fall möglicher Erdbebeneinwirkung. Eine ausführlichere Übersicht der vorhandenen Methoden und Anwendungen in diesem Bereich wurde in [1] vorgestellt.
In einer Reihe früherer Arbeiten des Verfassers wurden deterministische Verfahren entwickelt zur Lösung von einzelnen Aufgaben der seismisch bedingten Schwingungen von solchen Rohrleitungen. In [2] wurde gezeigt, daß nur ein Feld zwischen zwei Nachbarstützen untersucht werden darf, wenn die Erregung in der Querebene liegt. Die Vernachlässigung des Einflusses der Nachbarfelder in beiden Richtungen auf die Antwort des zu untersuchenden Feldes führt dabei nicht zu einer wesentlichen Verschlechterung der Lösungsgenauigkeit. Weiter wurde ein spezielles Verfahren zur Untersuchung eines beliebigen Rohrleitungsfeldes für den Fall horizontaler Bodenbewegung entwickelt [3]. Es beruht auf einer zweistufigen Anwendung des Coriolisschen Satzes und erlaubt Mo-

dellierung der dynamischen Wechselwirkung zwischen dem schwingenden Rohr und der gleichzeitig in ihm fliessenden Flüssigkeit (Wasser) bei Fußpunkterregung. Dieses Verfahren wurde später auch für vertikale kinematische Fußpunkterregung erweitert [4]. Nach einer Reihe weiterer Untersuchungen und Veröffentlichungen wurde das Erstellen eines dreidimensionalen Berechnungsverfahrens für oberirdisch verlegte Druckrohrleitungen von Wasserkraftanlagen ermöglicht [5].
Manche Kontrollstudien mit einfacheren Modellen der Rohrleitung nach der Methode der Finiten Elemente (FEM) haben aber später gezeigt, daß die angenommene Form der Näherungslösung der Bewegungsgleichungen bei Quererregung einem ziemlich kleinen Anteilsfaktor (nach [6]) entspricht. Das führte zur Notwendigkeit der Annahme einer anderen Form der Näherungslösung, die einem wesentlich höheren Anteilsfaktor (über 60%) und viel besser der tatsächlichen Bewegung der Rohrleitung bei seismischer Einwirkung entspricht. Die Lösung des Problems für den Fall einer horizontalen oder vertikalen Quererregung der Rohrleitung mit dieser verbesserten Form der Näherungslösung wurde in [7] vorgestellt. Dort sind auch alle Aspekte ihrer Anwendung ausführlich begründet und erklärt.
In der vorliegenden Arbeit wird die Lösung des Problems der erdbebenbedingten Schwingungen einer Druckrohrleitung im meist allgemeinen Fall der gleichzeitigen Einwirkung aller drei räumlicher Komponenten der Bodenbewegung vorgestellt. Das erarbeitete Analyseverfahren ist auch in eine neue Version des vom Autor entwickelten Computerprogramms DREAMSuP implementiert, das die Berechnung einer solchen Wasserkraftwerksrohrleitung bei räumlicher Erdbebeneinwirkung wirklichkeitsnäher ermöglicht.

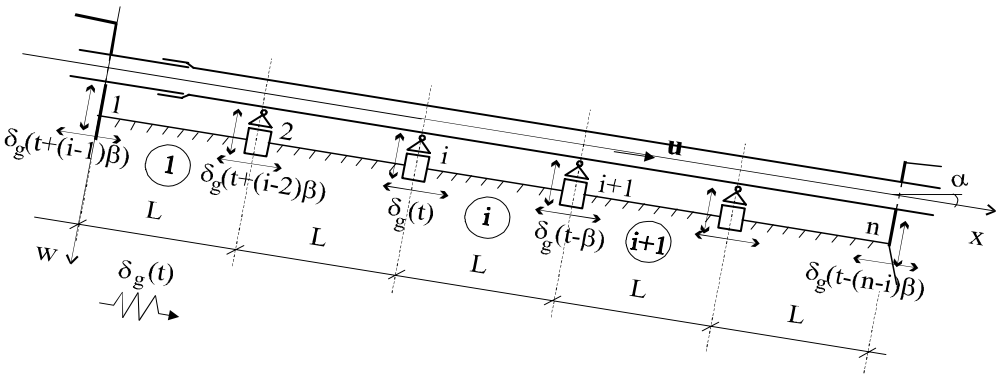
2 Konstruktionsmodell

Eine oberirdisch verlegte Stahldruckrohrleitung mit konstanten Querschnittsparametern wird betrachtet, Bild 1. Der Winkel ihrer Achsenneigung zum Horizont ist α. Der Teil zwischen zwei Fixpunkten wird berücksichtigt. Er entspricht einem Durchlaufträger und ist am oberen Ende mit einem Kompensator (Stopfbuchse) versehen. Das Rohr ist fest an beiden Fixpunkten eingespannt. Jedes Feld zwischen zwei Zwischenauflagern hat die Länge L. Weitere Annahmen sind wie folgt: linear-elastisches Verhalten des Rohrstahls, stationäre Strömung der nicht viskosen Flüssigkeit (Wasser) im quadratischen Bereich der hydraulischen Widerstände. Soweit nichtstationäre Strömungsvorgänge in der Rohrleitung nicht berücksichtigt werden, wird auch die Kompressibilität des Wassers vernachlässigt.
Die Erdbebeneinwirkung ist durch Beschleunigungs-, Geschwindigkeits- und Verschiebungszeitabläufe dargestellt. Diese Abläufe können real gemessen oder künstlich generiert sein. Es ist angenommen, daß sich die seismische Einwirkung der Rohrleitungsachse entlang verbreitet, d.h. parallel der X-Achse. Es wird auch angenommen (nur zur Vereinfachung der Darstellung), daß die Rohrleitungsachse sich genau mit einer der Bodenbewegungsaufnahmerichtungen deckt. Natürlich ist der allgemeine Fall nur eine Frage der einfachen geometrischen Transformation.
Wir werden nun ein beliebiges Feld (i) zwischen zwei benachbarten Zwischenlagern (i) und (i+1) betrachten, Bild 1. Diese Zwischenlager können, wie üblich, die Form einer gleitenden (z.B. Sattelgleiter) oder rollenden Stütze haben. Weiter nehmen wir an, daß die seismischen Bewegungsparameter (Beschleunigung, Geschwindigkeit und Verschiebung) am Zwischenlager (i) aufgeschrieben, entsprechend eingegeben sind. Das

bedeutet, daß der Zeitablauf für die anderen Zwischenlager der gleiche sein wird, aber verschoben in der Zeit um jeweils eine verschiedene Anzahl von Zeitspannen β. Diese Zeitspanne stellt die Zeit dar, in der die sich ausbreitende seismische Erregung die Feldlänge L zurücklegt. So wird auch die zu einem bestimmten Zeitpunkt unterschiedliche Beanspruchung an den einzelnen Fußpunkten berücksichtigt. Im zu untersuchenden Feld (i) wird ein Querschnitt gewählt, für den weiter die Berechnungen durchgeführt werden.



a. Draufricht der Rohleitung



b. Vertikaler Laengsschnitt der Rohrleitung

Bild 1: Modell des untersuchten Rohrleitungsteils

3 Untersuchungsverfahren

Als Erstes wird die Längskraft (Axialkraft – Normalkraft für den zu berechnenden Querschnitt) berechnet. Sie ist von folgenden Einwirkungen verursacht:

- statische Betriebslasten, inklusive Reibungskräfte bei den Zwischenauflagern und an der Stopfbuchse infolge Temperatureinwirkung,
- Erdbebeneinwirkung – Axialkomponente der Bodenbewegung
- Erdbebeneinwirkung – Beitrag der horizontalen Quererregung
- Erdbebeneinwirkung – Beitrag der vertikalen Quererregung

Weiter wird die dynamische Antwort für die beiden Komponenten der Quererregung (horizontal und vertikal) berechnet. (Wir schreiben hier "horizontal" und "vertikal", obwohl das nicht ganz korrekt ist (gilt so nur im Fall horizontaler Rohrleitung), Bild 1. Streng gesehen wäre statt "vertikal" "senkrecht zur Rohrleitungsachse in der sie enthaltenden Vertikalebene" zu schreiben.) Dies ist möglich, da die entsprechenden Bewegungsgleichungen für die beiden Fälle nicht gekoppelt sind. Der erhaltene Zeitablauf der Axialkraft wird dabei miteinbezogen, mit den entsprechenden Beiträgen der Querer-

regungskomponenten. Als Ergebnis kann man Biegemomente und Spannungen im gewählten Querschnitt im Feld (i) der Rohrleitung bekommen.

3.1 Berechnung der Axialantwort

Zur Berechnung der Axialantwort der Rohrleitung im gewählten Querschnitt des beliebigen Feldes (i) wird hier eine verbesserte Vorgehensweise vorgeschlagen. Die Normalkraft (entsprechend Axialbeanspruchung) kann als Summe statischer und dynamischer Komponenten dargestellt werden in der Form:

$$N(t) = N_{st} + N_{dyn} = N_{st} + N_{dyn,in} + \sum_{j=2}^{i} N^{v}_{dyn,j} + \sum_{j=2}^{i} N^{h}_{dyn,j} + N_{dyn,comp} + N_{dyn,Fl} \quad (1)$$

Die statische Komponente besteht aus folgenden Teilen:

- Längskomponente des Eigengewichts des Rohres zwischen der Stopfbuchse und dem gewählten Querschnitt x (die Entfernung x wird vom linken Ende des Feldes (i) bis zum untersuchten Querschnitt gemessen),
- Kraft an der Stopfbuchse infolge des inneren Drucks.

Die zeitabhängige Komponente der Längskraft besteht aus:

- Inertialkraft nach dem d'Alembertschen Prinzip $N_{dyn,in}$,
- dynamischen Reibungskräften an den Zwischenlagern oberhalb des Querschnitts x: $\sum_{j=2}^{i} N^{v}_{dyn,j}$, die folgendermaßen berechnet werden: Diese Reibungskräfte werden aus den vertikalen Querkräften (Reaktionen) an den Zwischenlagern und der Rohrleitungsbewegung infolge der Axialerregung erhalten. Dabei wird das Modell der trockenen Coulombschen Reibung angewandt. Die vertikalen Reaktionen an den Zwischenlagern werden ihrerseits aus der Summe der statischen Reaktion und der dynamischen Inertialkraft infolge vertikaler Quererregung berechnet.
- dynamischen Reibungskräften an den Zwischenlagern oberhalb des Querschnitts x – Beitrag der horizontalen Quererregung: $\sum_{j=2}^{i} N^{h}_{dyn,j}$. Der Unterschied ist dabei, daß die Querkraft (Reaktion) an einem Zwischenlager nur aus der Inertialkraft infolge horizontaler Quererregung besteht.
- dynamischer Reibungskraft an der Stopfbuchse: $N_{dyn,comp}$ (infolge der seismischen Axialerregung).
- dynamischer Reibungskraft infolge der Wasserströmung und der seismischen Axialerregung $N_{dyn,Fl}$ (ihr Beitrag ist relativ klein).

3.2 Berechnung der vertikalen Antwort

Die Bewegungsgleichung der erdbebenbedingten Schwingungen des beliebigen Feldes (i) der Druckrohrleitung mit darin fließendem Wasser bezüglich unbekannter dynamischer Verschiebungskomponente w(x,t) (im Sinne von [8]) wurde hergeleitet in der Form [4]:

$$EI\frac{\partial^4 w}{\partial x^4}+c_s I\frac{\partial^5 w}{\partial x^4\partial t}+m_\Sigma\frac{\partial^2 w}{\partial t^2}+2m_L u\frac{\partial^2 w}{\partial x\partial t}+$$
$$\left(m_L u^2+N(t)-\pi r^2\gamma_L H_{i+1}+A_0 x\right)\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}+2A_0\frac{\partial w}{\partial x}+c\frac{\partial w}{\partial t}=q_{eff} \qquad (2)$$

wobei q_{eff} die s.g. (nach [8]) "effektive" Belastung ist:

$$q_{eff}=-\frac{1.584}{L^2}\left(N(t)+\pi r^2\gamma_L H_{i+1}\right)\delta(t)+\frac{1.584}{L}\left(1-\frac{2x}{L}\right)A_0\delta(t)-$$
$$-m_\Sigma\left[\varphi_1(x)\ddot{\delta}(t)+\varphi_2(x)\ddot{\delta}(t-\beta)\right] \qquad (3)$$

Hier ist EI die Biegesteifigkeit; m_L und m_Σ - die Wasser- und Gesamtmasse per Längeneinheit; c und c_s – die Beiwerte entsprechend äußerer und innerer viskoser Dämpfung [8], $\varphi_{1,2}(x)$ – die Verformungslinien der Rohrachse im untersuchten Feld infolge Verschiebungseinheit jedes einzelnen Zwischenlagers, u – die Strömungsgeschwindigkeit; $\ddot{\delta}(t)$ und $\delta(t)$ sind die Zeitabläufe der seismischen Bodenbeschleunigung und -verschiebung; A_0 , B_0 und K_0 sind Konstanten, r ist der innere Rohrradius; γ_L – das Wassergewicht per Volumeneinheit, und H_{i+1} – die Druckhöhe für das untersuchte Feld am Lager (i+1).

Wie oben schon genannt und ausführlich besprochen in [7], wird eine Näherungslösung von Gl.(2) angenommen, und zwar in der Form:

$$w^*=f_k(t)\left(1-\cos 2\pi kx/L\right);\ \ k=1,2 \qquad (4)$$

Nach weiteren Umformungen erhalten wir das folgende System von gewöhnlichen Differentialgleichungen für die unbekannten Zeitfunktionen $f_k(t)$, k=1,2:

$$\begin{bmatrix} a_1 & a_2 & \dots & a_6 \\ b_1 & b_2 & \dots & b_6 \end{bmatrix}\begin{Bmatrix} \ddot{f}_1 \\ \ddot{f}_2 \\ \dot{f}_1 \\ \dots \\ f_2 \end{Bmatrix}=\begin{Bmatrix} a_7^v \\ b_7^v \end{Bmatrix}\delta(t)+\begin{Bmatrix} a_8^v \\ b_8^v \end{Bmatrix}\left[\ddot{\delta}(t)+\ddot{\delta}(t-\beta)\right] \qquad (5)$$

Die Koeffizienten dieses Systems sind in [7] angegeben, wobei hier entsprechende Änderungen zur Berücksichtigung des Axialkraftablaufs, Gl.(1), gemacht wurden. Das gilt auch für den Fall der horizontalen Antwort.

3.3 Berechnung der horizontalen Antwort

Der so berechnete Ablauf der gesamten Axialkraft, Gl.(1), wird auch zur Berechnung der dynamischen Antwort bei der horizontalen seismischen Bodenbewegung verwendet. Dazu wird das entwickelte Modell [2,3,5] miteinbezogen. Die Bewegungsgleichung

bezüglich der unbekannten dynamischen Verschiebungskomponente v(x,t) hat in diesem Fall nur eine unterschiedliche rechte Seite im Vergleich zu Gl.(2), die in folgender Form aufgeschrieben wird:

$$q_{eff} = \frac{1.584}{L}\left(N(t) - \pi r^2 \gamma_L H_{i+1}\right)\delta(t) - \frac{1.584}{L}\left(1 - \frac{2x}{L}\right)A_0\delta(t) - \\ - m_\Sigma\left[\varphi_1(x)\ddot{\delta}(t) + \varphi_2(x)\ddot{\delta}(t-\beta)\right] \qquad (6)$$

4 Zahlenbeispiel

Ein Zahlenbeispiel mit den Daten einer existierenden Druckrohrleitung des bulgarischen Wasserkraftwerkes "Sandanski" wurde gelöst zur Illustrration der Anwendung des entwickelten Analyseverfahrens. Die untersuchte Rohrleitungsstrecke zwischen den Fixpunkten besteht aus 9 Feldern der Länge L=8.0m. Der innere Rohrdurchmesser ist 1.3 m, die Rohrwanddicke 22mm, der Neigungswinkel 12^0, der Durchfluß 6.5 m3/sec; die angenommenen Reibungswerte sind wie folgt (Gleitlager): horizontal 0.3, vertikal 0.1, an der Stopfbuchse 0.2; die Reibungslänge der Stopfbuchse ist 0.15m, die Druckhöhe dort ist 342.50m. Der mittlere Querschnitt der 7. Feldes (in Fließrichtung gezählt) wird bei x = 0.5L und Druckhöhe 352.51m untersucht. Die angenommene Fortpflanzungsgeschwindigkeit der Erdbebeneinwirkung ist 400m/sec. Wie oben genannt, wurden Beschleunigungs-, Geschwindigkeits- und Verschiebungsabläufe aller drei Komponenten des Northridge Erdbebens vom 17.01.1994, (St. No. 24278, Castaic – Old Ridge Route) bei der dynamischen Untersuchung benutzt. Es ist weiter angenommen, daß die Rohrleitung einer Aufwärmung durch Temperatureinwirkung der Umgebung unterworfen ist. Das führt zu einer konstanten Reibungskraft an den Lagern und an der Stopfbuchse infolge der Ausdehnung.
Die Abläufe der seismischen Einwirkung, wie auch manche der Ergebnisse, sind auf den Bildern 2-5 grafisch dargestellt.

5 Schluß

Nach unserer Meinung können die folgenden Schlußfolgerungen aus den durchgeführten Untersuchungen und den dargestellten numerischen Ergebnissen, die selbst ein Themafür lange Diskussion wären, gezogen werden:

- Die berechneten maximalen Normalspannungen, Bild 5, auch wenn nur kurzfristig, sind grösser als die elastische Festigkeit des Stahls. Das ist mit der sehr starken angenommenen seismischen Beanspruchung leicht zu erklären. Andererseits sind sie aber besser vergleichbar mit den erhaltenen Spannungen bei FEM Kontrollstudien, obwohl wegen wesentlicher Modellunterschiede solche Vergleiche sehr vorsichtig vorgenommen werden müssen.
- Wie oben schon erwähnt, kann die Reibungskraft infolge der Wasserströmung vernachlässigt werden.
- Ein Analyseverfahren sowie ein Computerprogramm (DREAMSuP) wurden zur Lösung dieses komplizierten Problems entwickelt, und zwar für den allgemeinen Fall der räumlichen Bodenbewegung. Einerseits machen die Benutzerfreundlichkeit und die Einfachheit der Anwendung dieses Verfahren leicht implementierbar in der Ingenieurpraxis bei der Untersuchung solcher Rohrleitungen. Andererseits bietet

nach unserem Wissen das entwickelte Verfahren eine wesentlich wirklichkeitsnähere Lösung des Problems an, als das mit den heute kommerziell erhältlichen FE Programmen der Fall wäre.

- Wie auch oft in vielen Arbeiten geschrieben, liefert die Erdbebeneinwirkung selbst den entscheidenden Beitrag zur Antwort. In dieser Verbindung sei hier nochmals die Rolle der seismologischen Untersuchungsarbeiten bei der Projektabwicklung von Wasserkraftanlagen, die in erdbebengefährdeten Gebieten aufgebaut werden, betont.

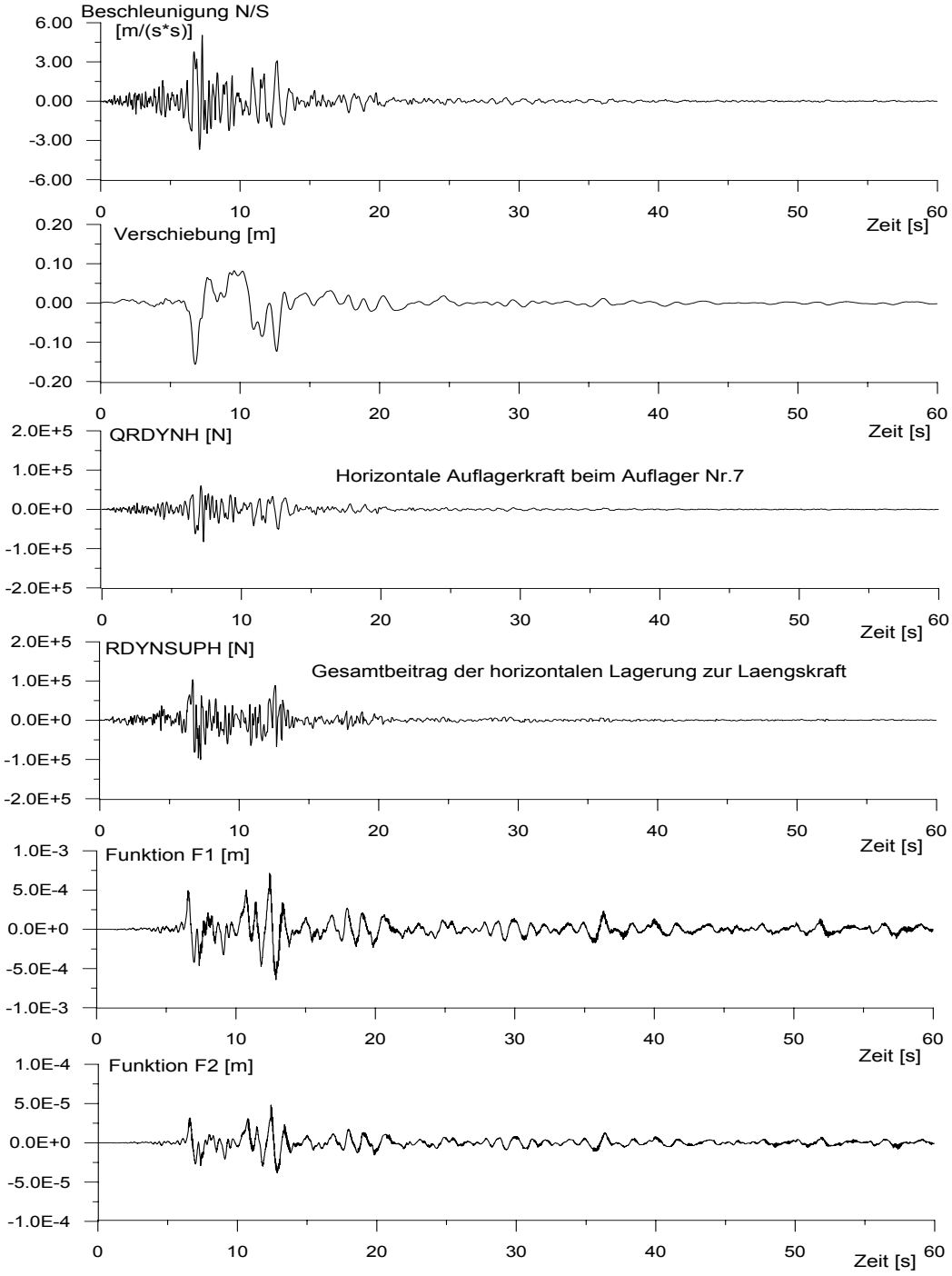


Bild 2: Horizontale Quereinwirkung und Parameter der horizontalen Antwort

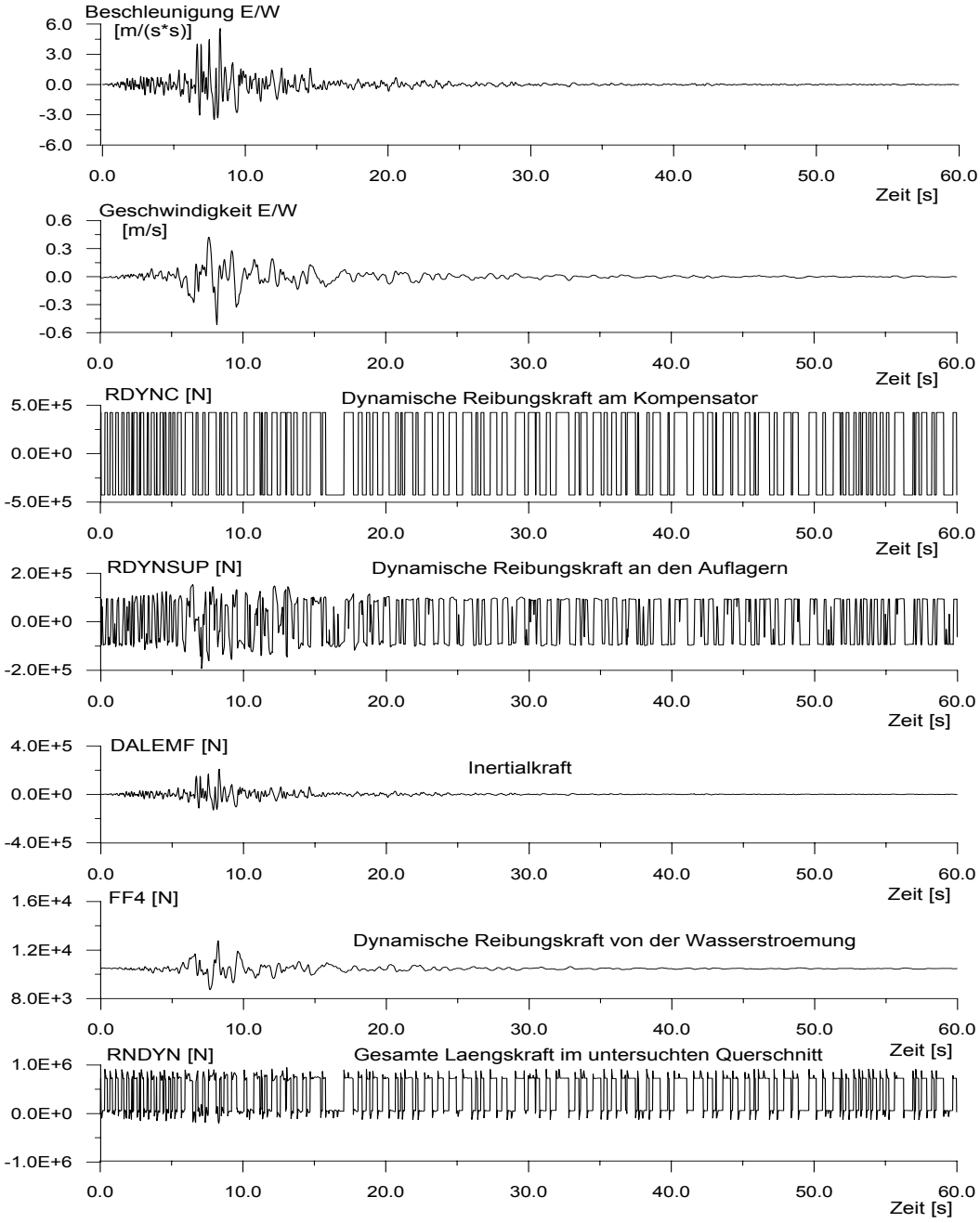


Bild 3: Axiale Einwirkung und Parameter der axialen Antwort

Schrifttum

1. Kisliakov, D. "Earthquake-induced vibrations of multiple-supported pipelines", *19th European Regional Earthquake Engineering Seminar*, Cairo, Egypt, Dec.1-4. 1997.

2. Kisliakov, D. “On the behaviour of open high-pressure pipelines under seismic loading”, *Theoretical and Applied Mechanics*, Bulg. Ac. Sc., No.3, Sofia, 1990

3. Kisliakov, D. “Investigation of the dynamic interaction between a high-pressure pipeline and the moving liquid inside under seismic loading”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, John Wiley & Sons, Vol.19, No.8, 1990

4. Kisliakov, D. “On the response of multiple - supported pressure pipeline to vertical seismic excitation”, *Annual Report of the University of Arch., Civil Engineering and Geodesy (UACEG),* UACEG, Sofia, 1998

5. Kisliakov, D., "Dynamic Response of a Multiple - Supported Pressure Pipeline Subjected to Seismic Excitation", *Anniversary Scientific Conference "50 Years Faculty of Hydrotechnics at UACEG"*, Sofia, Bulgaria, Oct.6.-8.1999.

6. Meskouris, K., "Baudynamik" *Bauingenieur-Praxis*, Ernst & Sohn: Berlin 1999

7. Kisliakov, D. “Improved Response Analysis of a Multiple-Supported Pipeline Under Seismic Excitation”, *Proc. 3d Japan-Turkey Workshop on Earthquake Engineering*, Vol.1, ITU, Istanbul, Turkey, 21-25 Febr., 2000

8. Clough, R.W. and Penzien, J. *Dynamics of structures*, McGraw Hill, N. York, 1975

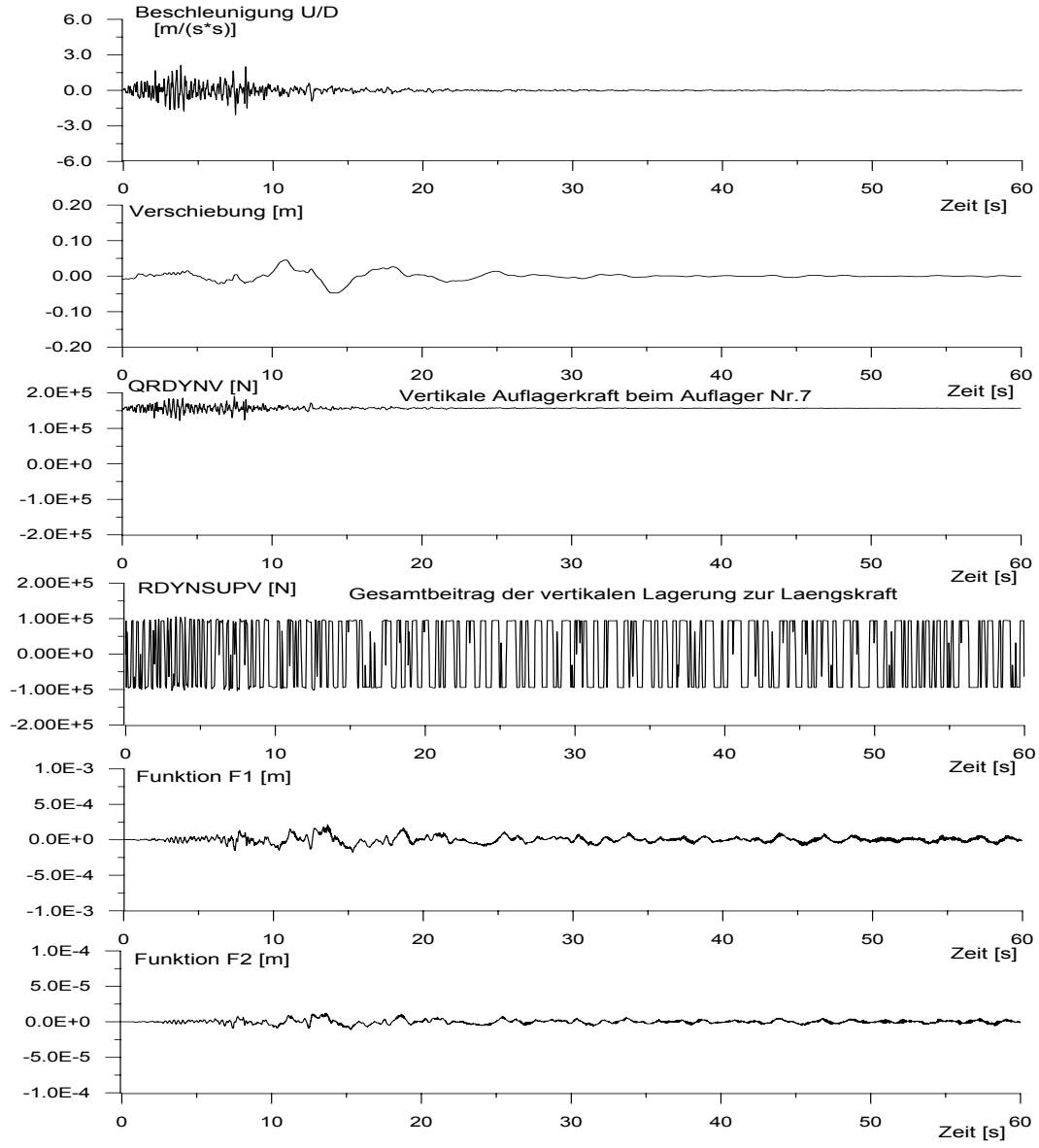


Bild 4: Vertikale Quereinwirkung und Parameter der vertikalen Antwort

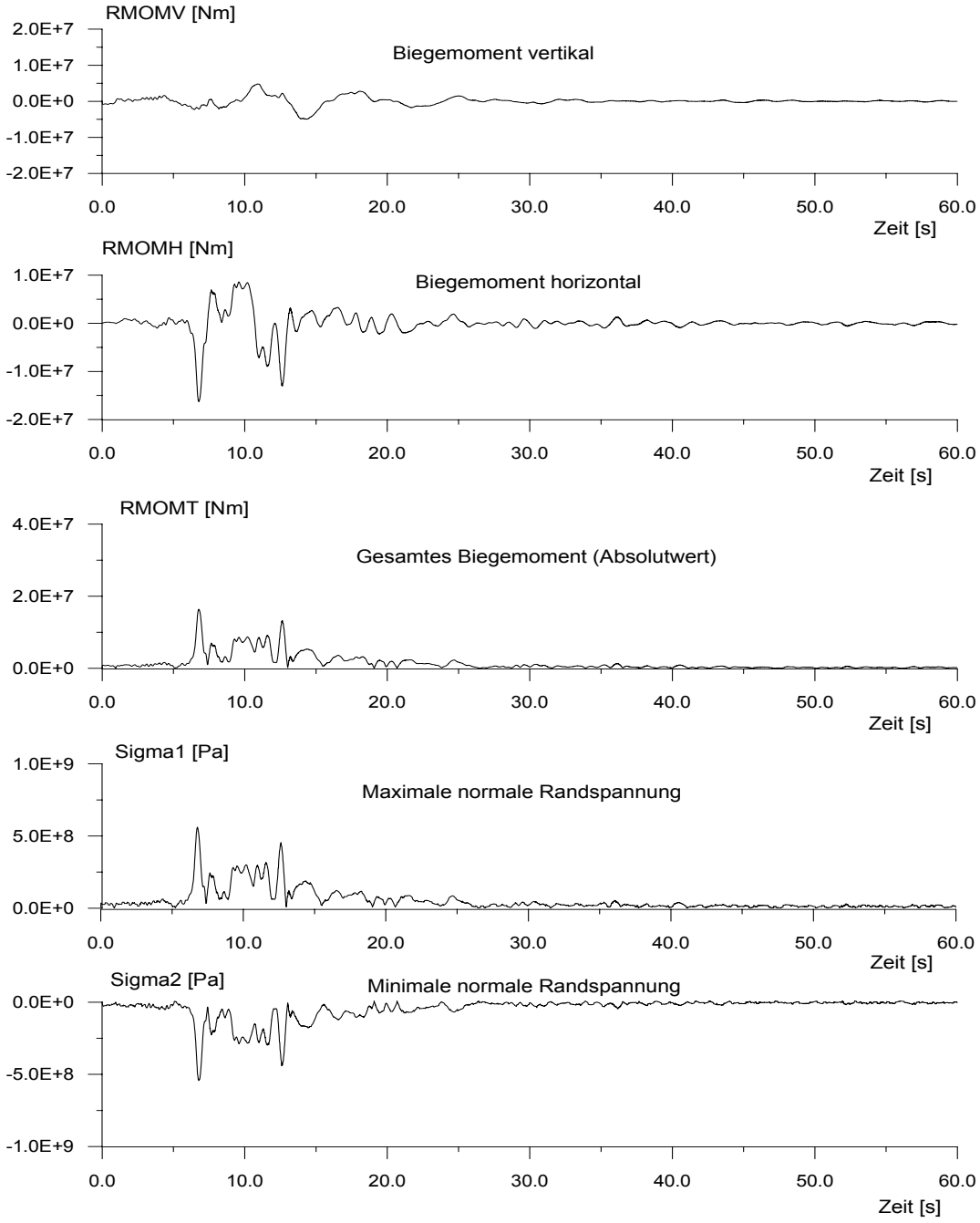
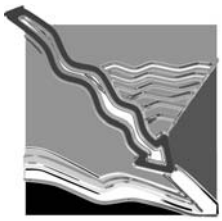


Bild 5: Zeitabläufe der berechneten Beigemomente und Spannungen

Anschrift des Verfassers:
Lehrstuhl für Wasserbau, UACEG
Boul. Chr. Smirnenski 1
BG-1046 Sofia, BULGARIEN
Email: kiss_fhe@uacg.bg

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



Kaskadenbelüfter - Hydraulische Modelluntersuchung

M. Pfister, K. Kramer, H.-E. Minor

Abstract
Bei niedrigen Kavitationszahlen in Hochgeschwindigkeitsströmungen muss mittels eines technischen Belüfters Luft ins Wasser eingemischt werden, um Kavitationsschäden zu vermeiden. Die Funktionsweise dieser Belüfter auf Kaskaden zu untersuchen war Ziel der durchgeführten Modellversuche. Dabei wurden zwei verschiedene Geometrien, die aufgrund der Erfahrungen mit Belüftern auf glatten Schussrinnen entwickelt wurden, eingebaut und auf ihre Wirkungsweise überprüft.

1. Einleitung

Seit einigen Jahren gibt es neben den klassischen Talsperrentypen die aus Roller Compacted Concrete (RCC) hergestellten Staumauern. Diese Bauweise mit Walzbeton verbindet die Vorteile von Schwergewichtsmauern und Schüttdämmen. Aufgrund des schichtweisen Einbaus des RCC wird die Luftseite der Dämme abgetreppt, wobei eine Stufe aus drei bis vier Lagen RCC besteht und eine Höhe von bis zu 1.2 m erreicht. Aus diesem Vorgehen resultieren ein rascher Baufortschritt und geringe Baukosten, weshalb in den letzten Jahren die RCC-Bauweise an Bedeutung gewonnen hat.

Dabei wird die Hochwasserentlastungsanlage, ähnlich wie bei herkömmlichen Schwergewichtsmauern, ins Bauwerk integriert. Wenn das Wasser direkt über den Mauerrücken abfliessen kann, erübrigt sich der teure Bau von Schussrinnen in den Seitenflanken des Tals, was die Wirtschaftlichkeit eines Projektes erhöht.

Es stellt sich die Frage, welcher Abfluss über eine treppenförmige RCC-Mauer abgeleitet werden kann, ohne dass diese dabei Schaden nimmt. Bei glatten Schussrinnen sind Abflüsse von 100 bis 150 m^3/sm möglich. Werden dabei Kavitationszahlen $\sigma=(p_0-p_V)/(\rho v_w^2/2)$ von unter 0.2 erreicht (USDI 1990), ist die Gefahr von Kavitation und den damit einhergehenden Schäden gegeben. Diese Schäden können nach den Erfahrungen von Peterka (1953) und anderen Autoren durch das Einmischen von Luft

in den Abfluss vermieden werden. Die Kompressibilität des Luft-Wassergemisches bietet einen wirksamen Schutz gegen Ermüdungserscheinungen aus Druckschwingungen und Druckspitzen, die bei Kavitation durch implodierende Luftblasen entstehen.

Die Kavitationsproblematik zeigt sich auch bei kaskadenförmigen Schussrinnen, da sich in den Stufennischen lokal starke Unterdruckzonen ausbilden. Der Abfluss über Kaskaden wird zwar seit einigen Jahren untersucht, es gibt heute aber keine Erfahrungen mit der Ausbildung und der Wirksamkeit von Belüftern auf Treppenschussrinnen. Daher beschränkt man bei RCC-Mauern die Abflussmengen auf etwa 30 m^3/sm, was allerdings die wirtschaftlichen Vorteile des RCC-Bauwerkes verringert. Auf diese Art kann nicht die gleiche Abflusskapazität wie bei herkömmlichen glatten Schussrinnen erreicht werden.

Ziel der Modelluntersuchungen war es nun, grundlegende Erkenntnisse zu erlangen, wie Kaskaden-Schussrinnen von Hochwasserentlastungsanlagen vorbelüftet werden können. Dazu wurden kaskadenspezifische Belüftergeometrien entwickelt, die genügend Luft in die Sohle eintragen, um diese wirksam gegen Kavitationsschäden zu schützen. Die Erfahrungen mit Belüftern auf glatten Schussrinnen dienten dabei als Grundlage und die damit erzielten Resultate stellten Vergleichswerte dar (Volkart 1984, Koschitzky 1987, Rutschmann 1988).

2. Physikalisches Modell und Definitionen

Die Untersuchungen wurden an einem Modell an der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) in Zürich durchgeführt. Als Modellmassstab wurde, gemäss den Empfehlungen von Boes (2000a), $\lambda = 12.9$ gewählt. Das Modell bestand aus einer Zuströmstrecke und einem Überfallprofil mit anschliessender Kaskade. Der Versuchskanal hatte eine Breite von 0.5 m und eine Abwicklungslänge L, gemessen ab der Überfallkrone, von etwa 3.4 m.

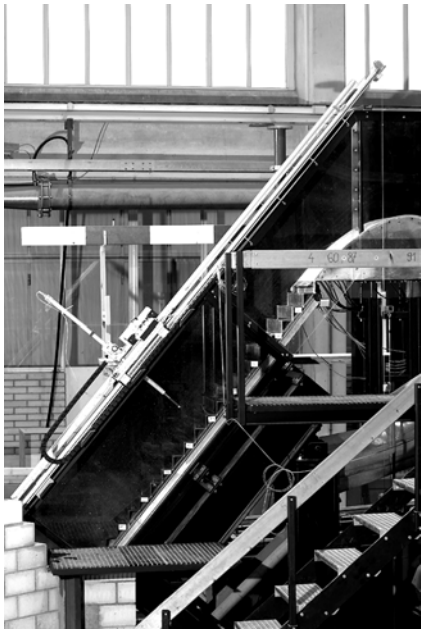


Abb. 1 – Ansicht des Modells

Das Überfallprofil vor der Kaskade entsprach einem Standardprofil nach WES (Corps of Engineers, USDI) für einen spezifischen Abfluss von $q_d = 40$ m^3/sm in der Natur. Auf das Modell umgerechnet entsprach das absolut $Q_d = 431.5$ l/s. Die Kaskade wurde mittels eines Profils aus Polyethylen nachgebildet. Die vertikale Stufenhöhe betrug 93 mm (in Natur 1.2 m), die horizontale Länge war 78 mm. Bei einer Neigung der

Kaskade von 50° (1:0.84) resultierte eine Stufenrauheit k von 60 mm. Die Abwicklungslänge der Schussrinne betrug im Messbereich 3.190 m, wovon allerdings die ersten 0.878 m auf das Überfallprofil entfielen.

Am Modell konnten mehrere Parameter gemessen werden. Durch den Einsatz einer faseroptischen Sonde (Boes 2000b) der Firma RBI (Grenoble) konnten die Luftkonzentrationen C und Gemischabflussgeschwindigkeiten v_m in Rinnenmitte in beliebigem senkrechten Abstand zum Pseudoboden ermittelt werden. Zusätzlich sind die durch die Deflektoren eingetragenen Luftmengen q_L mittels eines thermischen Luftgeschwindigkeitsmessers ermittelt worden. Weiter konnten am Modell folgende Parameter gemessen werden: die Abflussmengen Q mittels eines induktiven Durchflussmessers, die Wasserspiegelhöhe H_{WSP} im Zuflussbereich mittels Ultraschall und Drücke auf dem Überfallprofil und an der vertikalen Wand der ersten Stufe mittels Piezometern und Sensoren.

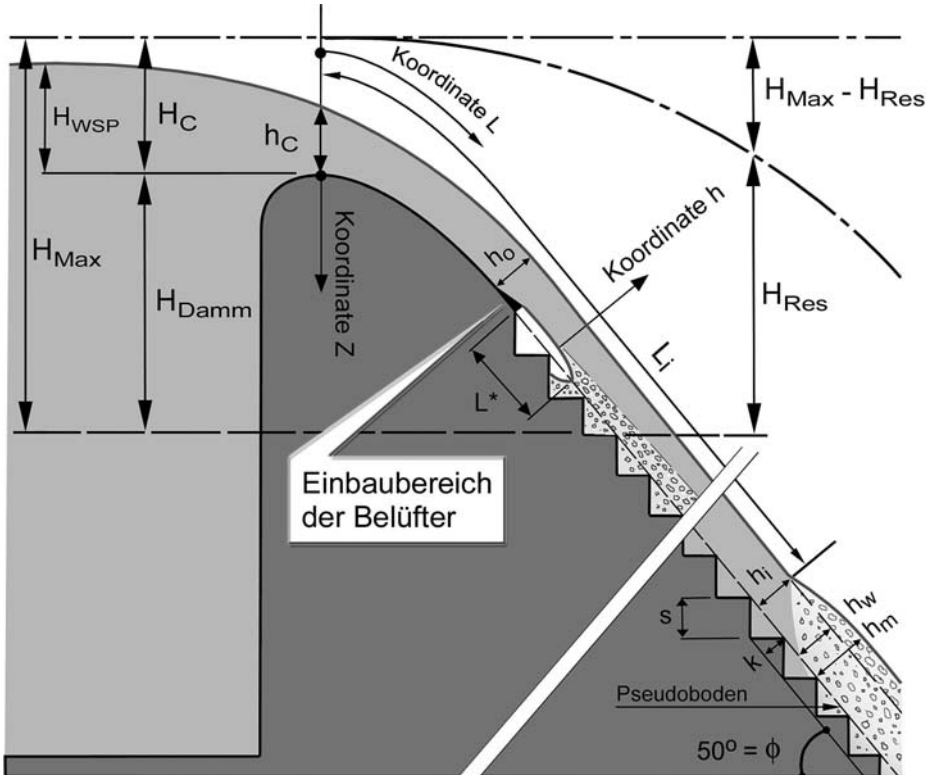


Abb. 2 – Definitionen der Parameter für den Abfluss mit (linker Teil) und ohne Belüfter (rechter Teil)

3. Abfluss ohne Belüfter

Bei bisherigen Untersuchungen von Abflüssen auf Kaskaden an der VAW wurde das Wasser direkt auf die Stufen geleitet, ohne vorher über ein glattes Profil zu fliessen. Bei Hochwasserentlastungsanlagen wird aber der Schussrinne meist ein Standardüberfallprofil vorgeschaltet, um einen günstigen Überfallbeiwert zu erhalten. Von Interesse ist nun, ob das Profil den Selbstbelüftungspunkt beeinflusst und inwieweit die Aussagen

aus Untersuchungen über Kaskadenabflüsse (Minor & Boes 2001, Boes 2000b) für die vorliegenden Verhältnisse angewendet werden dürfen.

Die Auswertung der Messungen hat ergeben, dass der Ort der Selbstbelüftung L_i nach Minor & Boes (2001) durch das Überfallprofil nicht verändert wird. Werden die bei der vorliegenden Untersuchung gewonnenen Werte in Abbildung 3 aus Boes & Minor (2001) eingetragen und dort mit anderen Messungen verglichen, zeigt sich, dass die Selbstbelüftung am gleichen Punkt einsetzt wie bei reinen Kaskaden.

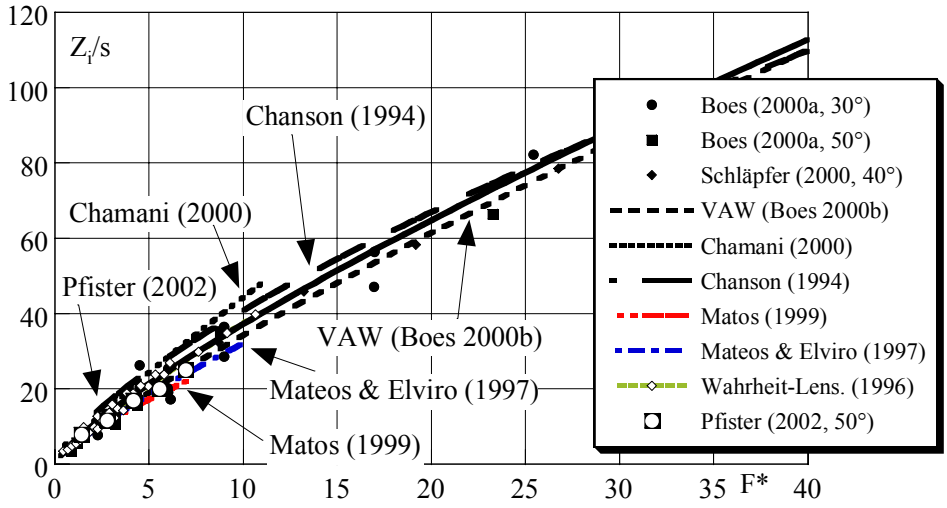


Abb. 3 – Vertikaler Ort Z_i des Selbstbelüftungspunktes als Funktion von $F^* = q / (g\, s^3 \sin\Phi)^{1/2}$

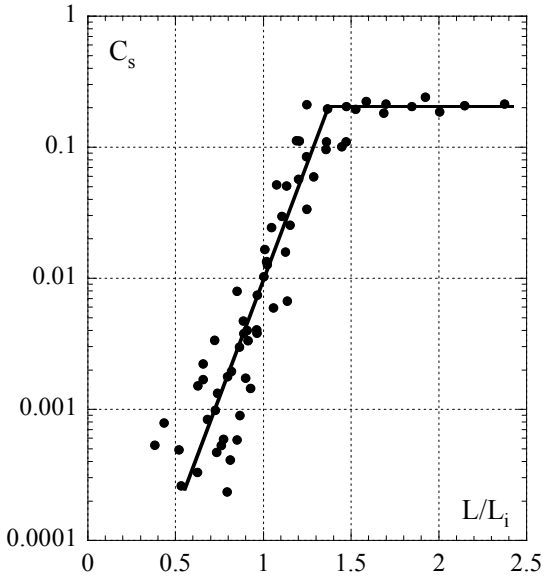


Abb. 4 – Sohlluftkonzentrationen

Um Kavitation zu vermeiden, ist ein ausreichender Luftanteil im Abfluss notwendig. Dabei ist die Luftkonzentration direkt an der Berandung, das heisst in Sohlennähe und bei den Seitenwänden, besonders wichtig. Mit der verfügbaren Messtechnik konnten die Luftkonzentrationen bis 2 mm über den betreffenden Stufenkanten gemessen und anschliessend auf den Pseudoboden hinab extrapoliert werden.

Die Abbildung 4 zeigt, für die vorliegende Modellgeometrie, die Sohlluftkonzentration C_s in Abhängigkeit der relativen Abwicklungslänge L/L_i. Boes (2000b) definiert den Selbstbelüftungspunkt L_i mit dem Ort, an dem die Luftkonzentration an der Sohle ein Prozent beträgt. Mit dem zur Vermeidung von Kavitation angenommenen

mindestens notwendigen Sohlluftgehalt $C_{s,min}$ kann aus nebenstehendem Diagramm die relative Abwicklungslänge ermittelt werden, bis zu der die Sohle künstlich belüftet werden soll.

Erweist sich beispielsweise eine minimale Luftkonzentration in Sohlennähe von 5 % als notwendig (Peterka 1953), so muss die Sohle bis zum Punkt $L/L_i \approx 1.2$ belüftet werden. Die durchgeführten Versuch haben gezeigt, dass ein vorgeschaltetes Standardprofil keinen wesentlichen Einfluss auf den Selbstbelüftungspunkt hat. Für dessen Bestimmung kann also mit der von Minor & Boes (2001) angegebenen Beziehung $L_i = (4.93 \cdot q^{0.84}) / (g^{0.42} \cdot \sin(\phi)^{1.42} \cdot s^{0.26})$ gerechnet werden. Für Sohlluftkonzentrationen in der oben erwähnten Grössenordnung muss demnach die Sohle bei grösseren spezifischen Abflüssen weit über den Ort der natürlichen Selbstbelüftung hinaus technisch belüftet werden.

4. Abfluss mit Belüfter

Wegen der geometrischen Randbedingungen des Modells und aufgrund der Erfahrungen mit Belüftern auf glatten Schussrinnen (Volkart 1984, Koschitzky 1987, Rutschmann 1988) sind am Modell zwei verschiedene Belüftertypen entwickelt worden. Beide sind am Anfang der Kaskade platziert (Abb. 5).

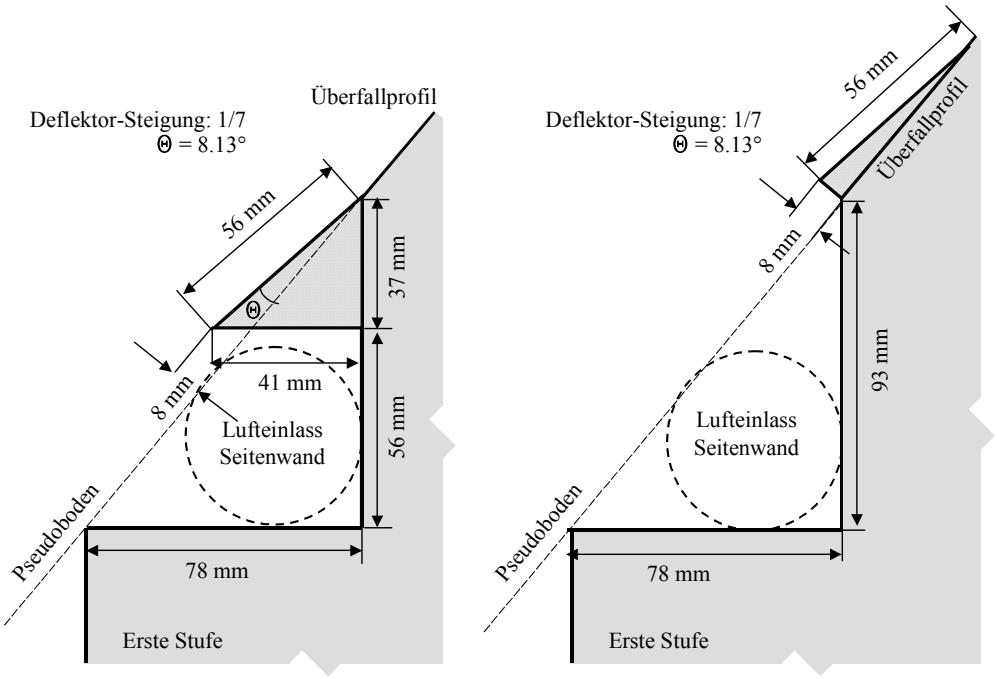


Abb. 5 – Belüftergeometrien „Belüfternase“ (links) und „Deflektor“ (rechts)

Der Typ „Belüfternase“ besteht aus einer Rampe und einer horizontalen Sohlnut. Er ist dreiecksförmig ausgebildet und an der vertikalen Wand der ersten Stufe angebracht. Die

Rampe lenkt den Strahl relativ zum Pseudoboden ab und erzeugt so auf der Unterseite des Abflusses einen mit Luft gefüllten Bereich. Durch den seitlichen Belüfterkamin und die Nut strömt diese in den Unterdruckbereich und wird dort ins Wasser eingetragen. Der zweite Belüftertyp "Deflektor" besteht aus einer am Ende des Überfallprofils angebrachten Rampe. Seine Wirkungsweise ist gleich der des ersten Typs.

Die Geometrie der strahlablenkenden Rampen ist bei beiden Belüftertypen sowohl in der Länge als auch in der relativen Steigung zum Pseudoboden gleich ausgebildet. Da auch der Ort des Einbaus und damit die entsprechenden Froudezahlen $F = q / (g\ h_0^3)^{1/2}$ ähnlich sind, dürfen die Messwerte direkt miteinander verglichen werden. Abbildung 6 zeigt die beiden Belüfter in Betrieb. Die Unterdruckzone in der Nische der ersten Stufe und der anschliessende grosse Lufteintrag in den Abfluss können deutlich erkannt werden.

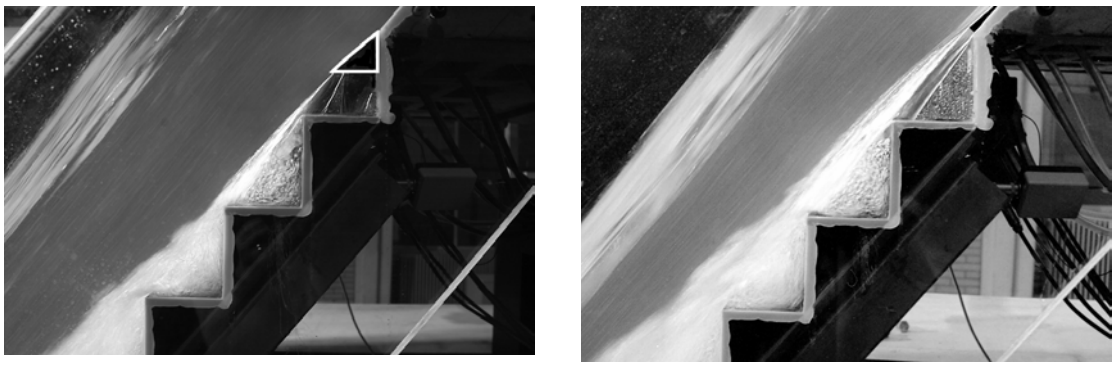


Abb. 6 – Bilder der Belüftertypen „Belüfternase" (links) und „Deflektor" (rechts)

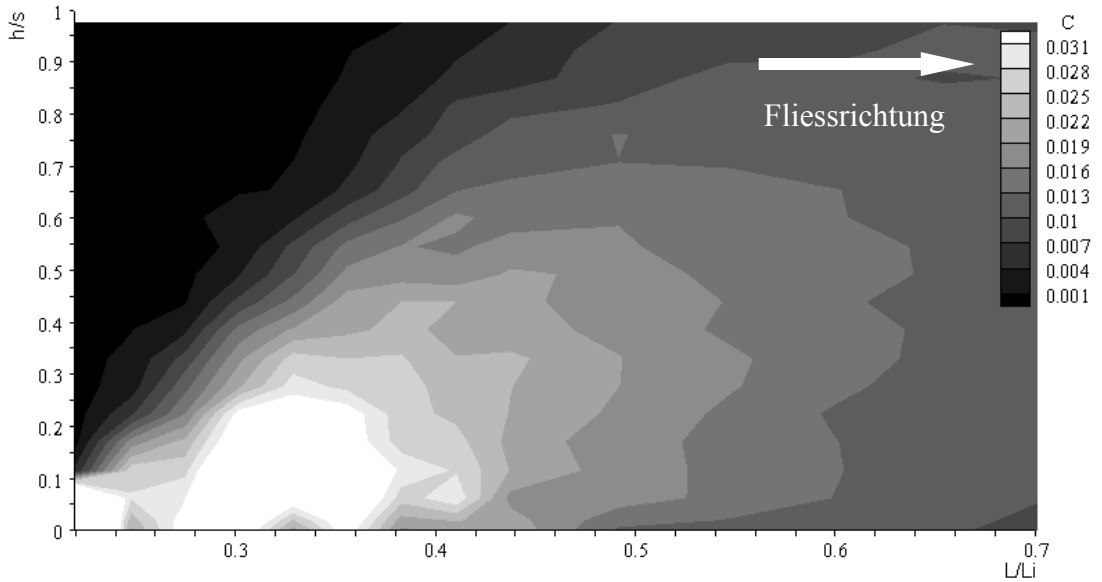


Abb. 7 – Luftkonzentrationsverteilung für den Typ „Deflektor" beim Bemessungsabfluss, ab dem Punkt L* bzw. ab $L/L_i = 0.22$

5. Resultate

Lufteintrag: Die Luftkonzentration im Abfluss für den „Deflektor“ kann der Abbildung 7 entnommen werden. Das Ergebnis für die „Belüfternase“ ist ähnlich. Es zeigt sich, dass die Luftkonzentration vor dem Selbstbelüftungspunkt durch den Belüfter in den Prozentbereich angehoben wird. Die relativen Abwicklungslängen, bei denen die Belüfter angebracht wurden (Kante am Ende der Rampen), sind $L/L_i = 0.206$ für den Typ „Belüfternase“ und $L/L_i = 0.195$ für den „Deflektor“. Die Koordinate h läuft senkrecht zum Pseudoboden nach oben (Abb. 7).

Der Lufteintragskoeffizient β folgt einer ähnlicher Beziehung, wie sie Rutschmann (1988) entwickelte. Es hat sich gezeigt, dass sie sowohl beim Abfluss „Belüfternase“ als auch beim Abfluss „Deflektor“ gilt, da die Ablenkung des Wasserstrahls und der Ort der Belüfter praktisch gleich sind:

$$\beta = \frac{q_L}{q} = 0.006 \cdot \frac{L^*}{h_0} + 0.002 \qquad (1)$$

Die Korrelation beläuft sich auf 0.99. Dabei ist L* die gemessene Wurfweite bezogen auf den Pseudoboden. Allerdings entspricht L* nicht der Länge der Wurfparabel bis zum Auftreffen auf die horizontale Ebene einer Stufe, sondern nur der geraden Länge zwischen Start- und Kreuzungspunkt der Parabel mit dem Pseudoboden. Wurfweiten bis zu einer Ebene unterhalb des Pseudobodens dürfen nicht in Rechnung gestellt werden, da sich dort ein freier Wasserspiegel ausbildet und somit keine Luft mehr eingetragen wird. Der Parameter h_0 steht für die nach Bernoulli berechnete Reinwasserabflusshöhe am Ende des Überfallprofils. Die Gleichung (1) kann mit ähnlicher Korrelation auch für die tatsächliche Tiefe des Gemischabflusses h_m ($C = 90\%$) aufgestellt werden. Allerdings ist für den projektierenden Ingenieur diese Grösse unbekannt. Die erwähnte Form der Luftkonzentrations-Angabe (1) ist aber nur pauschal aussagekräftig, da die Luft im vorliegenden Fall lange konzentriert an der Sohle bleibt und damit sehr unregelmässig über die Fliesstiefe verteilt ist, während β einen Mittelwert darstellt.

Sohlluftkonzentration: Ein aussagekräftiges Kriterium zur Beurteilung der Kavitationsgefährdung ist die Sohlluftkonzentration C_s. Aus den Messungen lässt sich eine Beziehung (2) ableiten, mit der für jeden Belüftertyp die ungefähre Sohlluftkonzentration als Funktion der Abwicklungslänge abgeschätzt werden kann. Diese ist abhängig von der Rauheits-Froudezahl für Kaskaden $F^* = q / (g\, s^3 \sin\Phi)^{1/2}$, welche die Abflussmenge und die Kaskadengeometrie beschreibt, und dem relativen Abstand zum Selbstbelüftungspunkt. Für die untersuchte Neigung von 50° und eine Stufenhöhe von 1.2 m in der Natur gilt:

$$C_S \approx \frac{m}{F^*} \left(\frac{Li}{L} \right)^n \qquad (2)$$

Für den Typ „Belüfternase“ sind m = 0.04 und n = 2.16 und beim „Deflektor“ sind m = 0.08 und n = 1.07. Die Korrelationen für die maximal getestete Wassermenge von q = 40 m^3/sm in der Natur sind 0.70 beziehungsweise 0.82, für kleinere Wassermengen sind sie geringer. Die Gleichung ist von L* bis höchstens zu L_i anwendbar, wobei für L_i der nach Minor & Boes (2001) berechnete Wert für den Abfluss auf einer reinen Kaskade ohne Belüfter und Profil einzusetzen ist. Die Messdaten am Modell lassen darauf schliessen, dass der Selbstbelüftungspunkt durch den Belüfter nur unwesentlich beeinflusst wird. Der so errechnete Wert stellt die Luftkonzentration auf der jeweiligen Stufenkante im Pseudoboden dar und sagt nichts über die Luftverteilung innerhalb der Stufe aus. Angaben dazu sind bei Boes (2000b) zu finden. Mit der Beziehung (2) ist es auch möglich, den Standort eines zweiten notwendigen Belüfters abzuschätzen. Dabei wird $C_{s,min}$ vorgegeben und nach L/L_i aufgelöst.

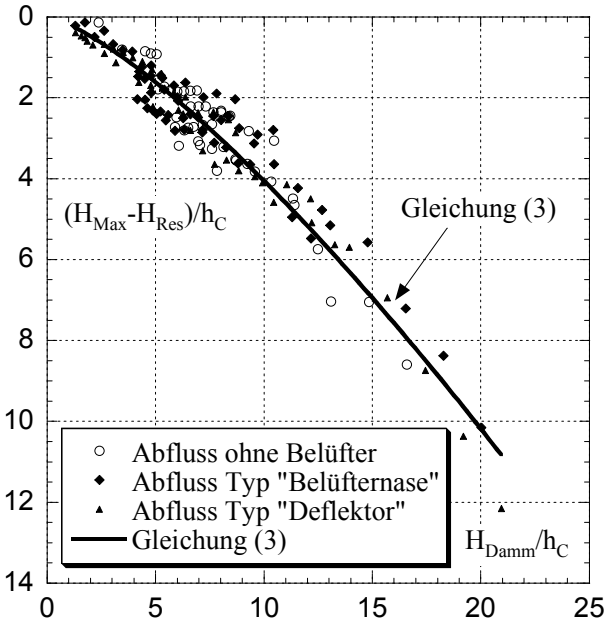
Energiedissipation: Wenn die Energiedissipation des Abflusses ohne Belüfter mit derjenigen des Abflusses mit den Belüftern verglichen wird, zeigt sich praktisch kein Unterschied, obwohl zu erwarten wäre, dass beim Betrieb der Belüfter etwas weniger Energie umgewandelt würde. Durch die Umlenkung des Wassers mittels Rampen werden die ersten ein bis drei Stufen übersprungen. Der abgehobene Strahl ist nur an seinen beiden Seiten der Wandreibung ausgesetzt, die raue Kaskadensohle kann den Abfluss nicht beeinflussen. Dazu kommt noch, dass die an der Sohle eingetragene Luft die innere Reibung des Wasser vermindern könnte. Wie Abbildung 8 zeigt, haben diese Randbedingungen aber nur einen vernachlässigbar kleinen Einfluss. Mit Beziehung (3) können die Messergebnisse für die untersuchte Neigung von 50° und eine Stufenhöhe von 1.2 m in der Natur gut approximert werden. Diese gilt sowohl beim Abfluss mit und ohne Belüfter (Korrelation 0.86):

$$H_{Max} - H_{Res} = 0.19 \cdot \frac{H_{Damm}^{1.32}}{h_C^{0.33}} \qquad (3)$$

Spray: Wie bereits von mehreren Autoren beschrieben, zeigt auch dieses Modell beim Betrieb mit und ohne Belüfter, dass sich bei kleinen Abflussmengen ein starker Spray entwickelt (Abb. 9). Dieser entsteht durch das Auftreffen des dünnen Strahls auf der vertikalen Fläche der Stufen und wird durch den Einbau der Belüfter noch verstärkt. Bei den untersuchten geometrischen Randbedingungen trat das Phänomen bis zu einem spezifischen Abfluss von q ≈ 8 m^3/sm in der Natur auf. Um eine Ablösung des Strahls von der Sohle zu vermeiden, schlagen Mateos & Elviro (2000) vor, zwischen dem Wehrhöcker und der eigentlichen Schussrinne eine Übergangszone vorzusehen, in der die Stufengrösse kontinuierlich zunimmt. Es wäre zu überprüfen, ob diese Lösung mit einer Zwangsbelüftung kombiniert werden könnte.

Eine andere Möglichkeit zur Verringerung des Sprays besteht im Bau von geregelten Überfällen. Da das Phänomen nur bei kleineren Abflussmengen auftritt, kann dieser

Zustand durch das Festlegen einer Mindestabflussmenge begrenzt werden und der Spray wird sich nur beim Öffnen und Schliessen der Anlage für sehr kurze Zeit ausbilden. Denkbar ist auch eine besondere Formgebung im Bereich des Auftreffpunktes des Überfallstrahls.



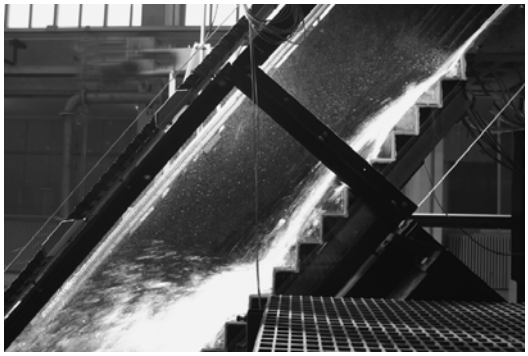


Abb. 9 (oben) – Phänomen des Sprays, im Bild beim Abfluss ohne Belüfter

Abb. 8 (links) –Relative Energiedissipation für die drei Abflusszustände

6. Schlussfolgerung

Die durchgeführten Modellversuche haben gezeigt, dass auch bei Kaskaden mit Belüftern Luft in den Sohlbereich eingetragen werden kann. Beide untersuchten Belüftertypen saugen selbständig Luft an und lassen sich einfach in die treppenförmige Schussrinne integrieren ohne die RCC-Bauweise zu beeinträchtigen. Wie zu erwarten, ist die eingetragene Luftmenge am Ende des glatten Profils noch klein, da an dieser Stelle die Froudezahlen mit Werten von $F \approx 3$ wesentlich unter dem von Rutschmann (1988) empfohlenen Grenzwert von $F = 4$ liegen. Um mehr Luft einzutragen, müssten grössere Ablenkwinkel θ vorgesehen werden. Diesem Lösungsansatz steht aber das Problem mit der Strahlablösung (Spray) bei kleinen Wassermengen ($q \leq 8$ m^3/sm in Natur) entgegen.

Wie bei herkömmlichen Schussrinnen können auch auf Kaskaden mehrere Belüfter nacheinander angeordnet werden. Die weiter unten eingebauten Exemplare werden wegen den höheren Froudezahlen F auch einen grösseren Lufteintrag aufweisen. Der Abstand der Belüfter wird demnach mit der Fallhöhe zunehmen. Es ist zu berücksichtigen, dass, je nach angenommener notwendiger Luftkonzentration zur Vermeidung von Kavitation, die Sohle weit über den Ort der natürlichen Selbstbelüftungspunktes hinaus künstlich belüftet werden muss (Abb. 4).

Eine weitere Möglichkeit, um Luft schon zu Beginn der Kaskade in den Strahl einzutragen, ist der Einsatz überströmter Klappen. Um die Effizienz dieser Einrichtung zu beurteilen, bedarf es allerdings noch ausführlicher Untersuchungen. Auch der Einfluss anderer geometrischer Parameter der Schussrinne oder der Belüfter auf den Lufteintrag muss noch weiter studiert werden.

Literatur

Boes R.M. (2000a) „Scale effects in modelling two-phase stepped spillway flow“, Proc. Intl. Workshop on Hydraulics of Stepped Spillways, VAW, ETH-Zürich (H.-E. Minor and W.H. Hager *eds*), Balkema, Rotterdam, 53-60.

Boes R.M. (2000b) „Zweiphasenströmung und Energieumsetzung an Grosskaskaden“, Dissertation, Mitteilung Nr. 166, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH, Zürich.

Boes R.M. & Minor H.-E. (2001) “Inception point characteristics of stepped spillways”, Proc. Intl. 29th IAHR Congress, Beijing, Theme D Vol. I, 680-686.

Koschitzky H.P. (1987) „Dimensionierung für Sohlbelüfter in Schussrinnen zur Vermeidung von Kavitationsschäden“, Dissertation, Mitteilungen Heft 65, Institut für Wasserbau, Stuttgart.

Mateos I.C. & Elviro G.V. (2000) „Stepped spillway studies at CEDEX“, Proc. Intl. Workshop on Hydraulics of Stepped Spillways, VAW, ETH-Zürich (H.-E. Minor and W.H. Hager *eds*), Balkema, Rotterdam, 87-94.

Minor H.-E. & Boes R.M. (2001) “Hydraulic design of stepped spillways”, Proc. Intl. 29th IAHR Congress, Beijing, Theme D Vol. I, 754-759.

Peterka A.J. (1953) “The effect of entrained air on cavitation pitting”, Proc. 5th IAHR Congress, Minneapolis, 507-518.

Pfister M. (2002) „Kaskadenbelüfter – Hydraulische Modelluntersuchung“, Diplomarbeit, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH, Zürich.

Rutschmann P. (1988) „Belüftungseinbauten in Schussrinnen“, Dissertation, Mitteilung Nr. 97, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH, Zürich.

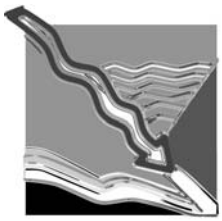
USDI (1990) “Cavitation in chutes and spillways”, Engineering Monograph no. 2, United States Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Denver .

Volkart P. (1984) „Sohlenbelüftung gegen Kavitationserosion in Schussrinnen“, Wasserwirtschaft, 74, 431-435.

Adresse der Autoren

Dipl. Ing. M. Pfister, Dipl. Ing. K. Kramer, Prof. Dr.-Ing. H.-E. Minor
Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW)
ETH Zentrum, Gloriastrasse 37/39, CH-8092 Zürich, Schweiz

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



Die Anwendung eines bewegten Bezugssystems bei der Untersuchung von Flutwellen infolge Talsperrenbruch

Dipl.-Ing. A. Bornschein

Kurzfassung

Flutwellen infolge Talsperrenbruch ordnen sich unter dem allgemeinen Begriff der Schwallwellen ein, denen man in den verschiedensten wasserbaulichen Anlagen und Bereichen der Hydraulik begegnet. Trotz der heute vorhandenen umfangreichen Kenntnisse können einige Randbedingungen bei der Ausbreitung von Flutwellen immer noch nicht physikalisch genau beschrieben werden. Dazu gehört auch die von starken Diskontinuitäten und Turbulenz geprägte Wellenfront, der sogenannte Schwallkopf.

Im vorliegenden Beitrag soll eine Methode beschrieben werden, bei der der Schwallkopf in einem bewegten Bezugssystem betrachtet wird.

1 Veranlassung

Untersuchungen zum Versagen vorhandener Talsperren sind in Frankreich, der Schweiz, Kanada, China und Italien gesetzlich vorgeschrieben (*Molinaro* 1991). Die in diesem Zusammenhang erstellten Überflutungskarten für den hypothetischen Bruch des betrachteten Absperrbauwerkes geben Auskunft über die Ankunftszeit der Flutwelle und die maximalen Überflutungswasserstände. Die Berechnung erfolgt heute vor allem mit numerischen Verfahren.

Durch Talsperrenbrüche verursachte Schadensfälle sind zahlreich, selten können aber quantitative Aussagen über die Ausbreitung der Flutwelle gemacht werden. Einerseits ist jedes numerische Abbild der Natur nur so gut wie seine Kalibrierung, andererseits kann das Gittermodell eines Tales für die Ausbreitung einer solchen hypothetischen Flutwelle nicht auf dieses Ereignis kalibriert

werden. [*Molinaro* 1991] gibt nach Untersuchungen zum internationalen Stand der Dammbruchsimulation für das Flusstal den Reibungsbeiwert nach Manning/Strickler in einem Bereich zwischen k_{st} = 15 $m^{1/3}/s$ (Siedlungen, steinige und tiefe Schluchten) und k_{st} = 30 $m^{1/3}/s$ (regelmäßige geformter Talquerschnitt mit niedriger Vegetation) an. Diese Werte sind sehr niedrig und zeigen auf, dass hier auch die bremsende Wirkung aufgrund des Tallaufes, des Talquerschnittes und der turbulenten Flutwellenfront integriert sind.

Der turbulenten Wellenfront, die maßgeblich die Ausbreitung einer solchen Flutwelle beeinflusst, wurde bei bisherigen Untersuchungen nur wenig Aufmerksamkeit zuteil.

2 Derzeitiger Wissenstand und Untersuchungsmethoden

Ursachen von Schwallwellen sind z. B. das plötzliche Öffnen von Verschlüssen, die Verdrängung von großen Wassermassen (Böschungsrutschungen) oder der teilweise oder vollständige Bruch des Absperrbauwerkes einer Talsperre. Planvoll erzeugt werden Schwallwellen in Abwasserkanälen zum Zweck der Schwallspülung und in Anlagen zur Furchenbewässerung.

Erste analytische Lösungen für die Berechnung einer Schwallwelle infolge Talsperrenbruch gehen auf [*Ritter* 1892] zurück, der die Dammbruchwelle als eindimensionales Problem in einem horizontalen, reibungsfreien Kanal untersuchte. Durch die experimentellen Untersuchungen seit Beginn des 20. Jahrhunderts konnte für den glatten Rechteckkanal die Theorie nach *Ritter* speziell in den Punkten Abflusskurven, Wasserstand an der Sperrenstelle nach dem Bruch und Ausbreitung der Sunkwelle im Reservoir im großen und ganzen bestätigt werden.

Einer der noch strittigen Punkte ist die Ausbreitung der positiven Wellenfront. Dieser Vorgang wird sehr stark von der Rauheit der Sohle, vom Gefälle und vom Anfangswasserstand beeinflusst. Die unmittelbare Front der Schwallwelle ist durch eine starke Oberflächenkrümmung geprägt. Im Schwallkopf bildet sich eine turbulente Strömung, in die bei großer Sohlrauheit zusätzlich Luft eingemischt wird.

Die Front der positiven Welle bewegt sich laut *Ritter* unter reibungsfreien Verhältnissen mit der Geschwindigkeit

$$v_F = 2 \cdot \sqrt{g \cdot h_0}\,, \tag{1}$$

mit g – Erdbeschleunigung und h_0 – Wasserstand an der Sperrenstelle vor dem Bruch. Die tatsächliche Ausbreitungsgeschwindigkeit wird damit stark überschätzt. [*Dressler* 1952] und [*Witham* 1955] versuchten, den Reibungseinfluss zu quantifizieren. Beide erhalten eine Gleichung der Form:

$$v_F = 2 \cdot \sqrt{g \cdot h_0} - a \cdot \sqrt[3]{g \cdot h_0} \cdot \sqrt[3]{g \cdot t} \cdot \sqrt[3]{\frac{g}{C^2}} \,. \qquad (2)$$

mit t – Zeit, C – Geschwindigkeitsbeiwert nach *Chezy*. Die Gleichungen besagen, dass der Reibungseinfluss verlangsamend auf die Ausbreitungsgeschwindigkeit der Welle wirkt, deren Anfangsgeschwindigkeit die nach *Ritter* ist.

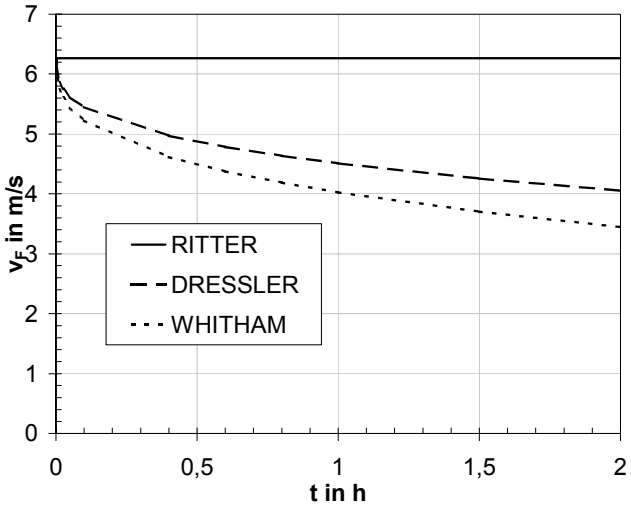


Bild 1: Vergleich der verschiedenen theoretischen Ansätze für die Geschwindigkeit der Wellenfront nach einem Talsperrenbruch.

Bei bisherigen experimentellen Untersuchungen zum Talsperrenbruch wurde der plötzliche Bruch des Absperrbauwerkes im verkleinerten Modell nachgebildet und der Schwallkopf nicht gesondert betrachtet, sondern allgemein gültige Zusammenhänge für die Ausflussganglinie und Fortpflanzung der Welle zusammen ermittelt. Bei üblichen Anfangswassertiefen im Modell von 0,3 – 0,5 m erzeugt man Schwallwellenfronten mit nur sehr kleinen Wassertiefen, an denen das Phänomen nicht studierbar ist.

Die neusten Untersuchungen von [*Lauber* 1997] konzentrieren sich auf den Einfluss des Sohlgefälles (J = 0,1... 0,493). Ohne weiter auf die Strömung im Schwallkopf einzugehen, wird mit Hilfe einer sogenannten maßgebenden Wassertiefe, die im Modellversuch bestimmt wird, eine Gleichung für die Ausbreitungsgeschwindigkeit der Schwallwelle aufgestellt, die als veränderliche Größen die Sohlrauheit, das Sohlgefälle und die Zeit beinhaltet. *Lauber* kann die

Diskrepanz zwischen seinen Versuchsergebnissen und der Formel nach *Dressler* nur überbrücken, wenn er unrealistisch kleine Werte für den Geschwindigkeitsbeiwert nach *de Chezy* , dass heißt eine zu große Rauheit für die Gerinnesohle annimmt.

3 Betrachtung eines Schwallkopfes in einem bewegten Bezugssystem

[*MARTIN/BOLLRICH* 1989] betrachten den Schwallkopf in einem mit der Geschwindigkeit v_F bewegten Bezugssystem, um die Gesetzmäßigkeiten für dessen Ausbreitung auf trockener Sohle näher bestimmen zu können.

Die relative Geschwindigkeit im Schnitt 2 (Bild 2) wird damit zu Null und das Kräftegleichgewicht lautet:

$$F + G \cdot J = S \tag{3}$$

mit F- hydrostatische Druckkraft, G – Gewicht des Wasserkörpers, J – das Sohlgefälle und S die von der bewegten Sohle auf den Wasserkörper übertragene Schubspannungskraft.

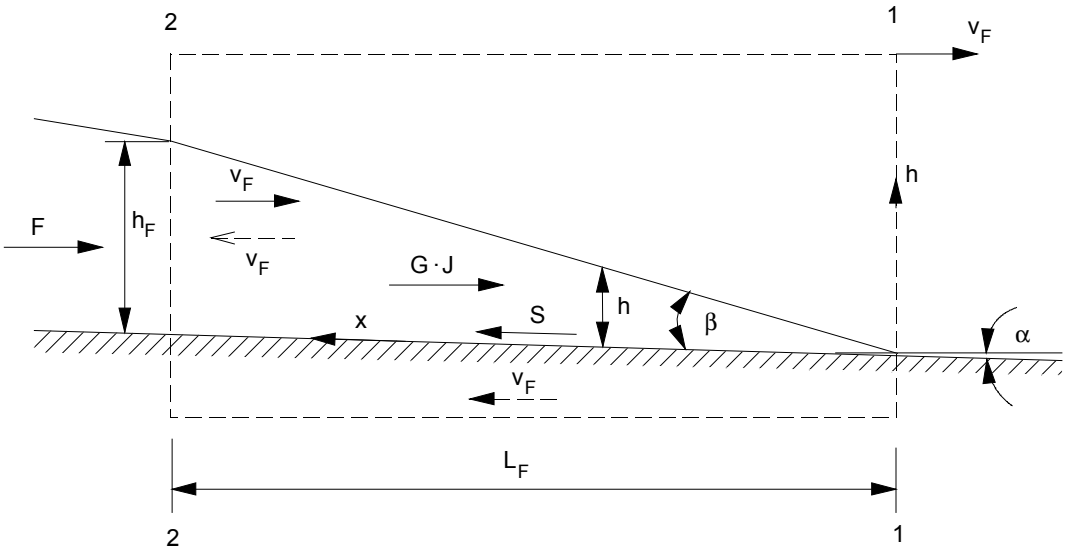


Bild 2: Dreieckförmiger Schwallkopf auf trockener Sohle im bewegten Bezugsystem.

Mit Hilfe der vereinfachenden Annahmen einer dreieckförmigen Ausbildung des Schwallkopfes, eines flachen Sohlgefälles und einer relativ großen Breite (ebenes Problem) sowie der Berechnung des Energiegefälles nach Manning/Strickler erhalten sie für die Geschwindigkeit des Schwallkopfes:

$$v_F = h_F^{2/3} \cdot k_{st} \cdot \sqrt{\frac{1+n \cdot J}{3n}} \tag{4}$$

Der Formparameter n = L_F/h_F des Schwallkopfes und der Manningbeiwert k_{st} stellen Anpassungsgrößen dar. Bei Untersuchungen des Wechselsprunges mit Deckwalze ergaben sich Werte für n von 5 bis 6.

4 Der Versuchstand

Grundgedanke des hydraulischen Modellversuches ist es, einen Schwallkopf analog zu den theoretischen Betrachtungen für den Betrachter stationär darzustellen, dass heißt der Versuchsstand bildet das bewegte Bezugssystem ab.

Der Versuchstand (siehe Bild 3) wurde in einer Glasrinne im Hubert-Engels-Labor des Institutes für Wasserbau und Technische Hydromechanik, Technische Universität Dresden aufgebaut. Die kippbare Rinne ist 0,4 m hoch, 0,3 m breit und 10 m lang. Neigungen von J = -0,044 - 0,01 sind einstellbar.

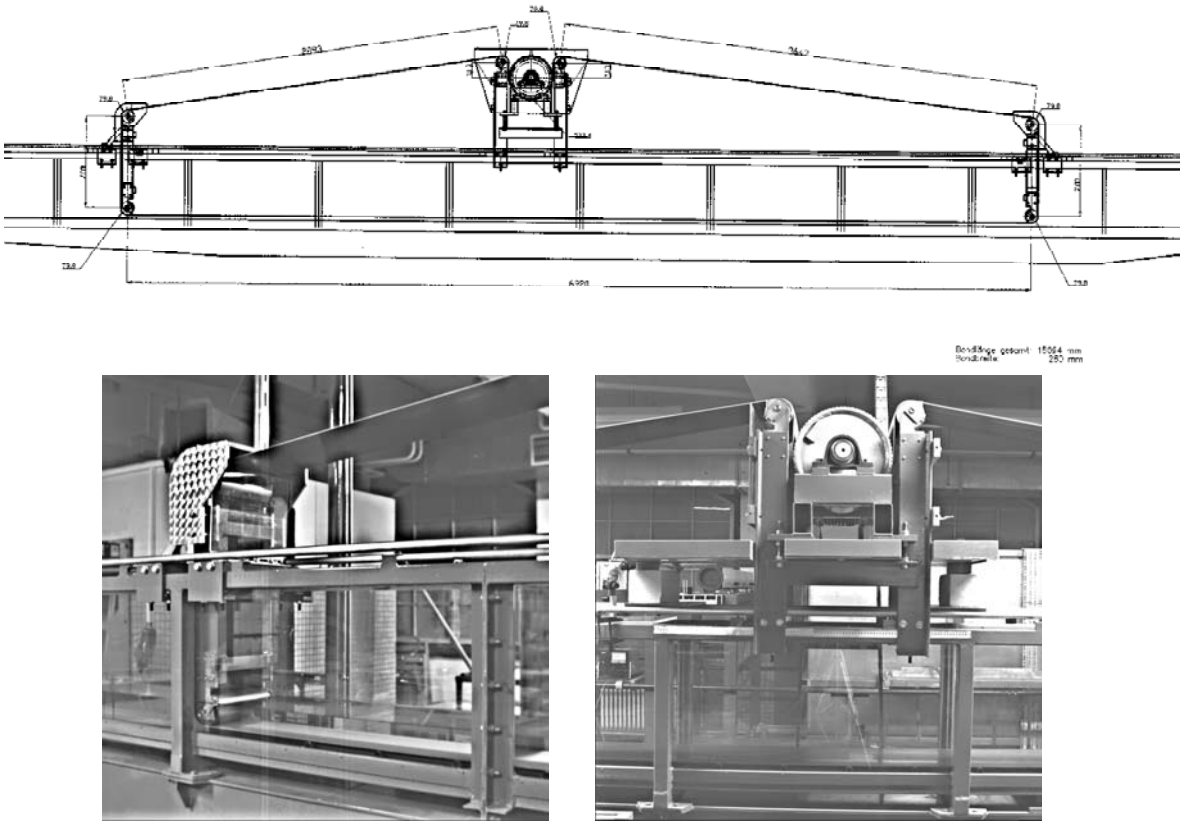


Bild 3: Konstruktionszeichnung (oben) und fotografische Details (unten) des Versuchsstandes mit bewegter Sohle.

Die bewegte Sohle, ein Kunststoffförderband mit glatter Oberfläche, wird über einen frequenzgesteuerten Motor angetrieben. Die Kraftübertragung zwischen Motor und Förderband erfolgt über eine Antriebstrommel mit einem Unfang von 1 m (siehe Bild 3, rechts unten). Die Antriebseinheit dient gleichzeitig zum Spannen des Förderbandes. Darüber hinaus werden 6 ballig gedrehte Umlenkrollen benötig, von denen jede zur Zentrierung des Kunststoffbandes in der Rinne herangezogen wird. Geschwindigkeiten bis zu 10 m/s sind realisierbar.

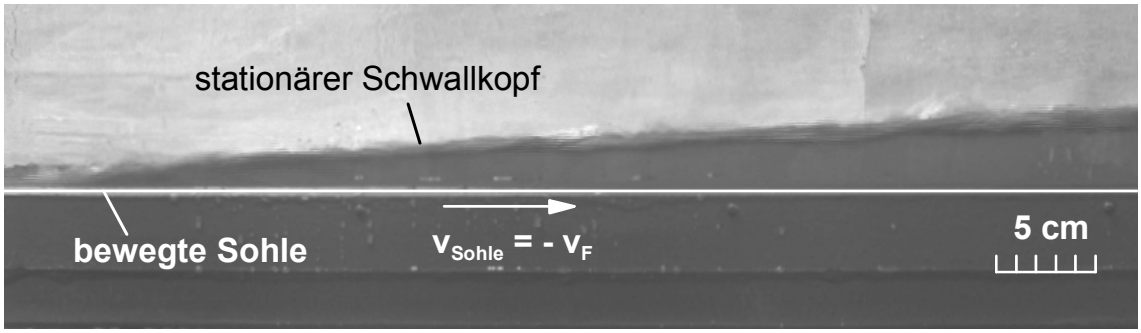


Bild 4: Stationärer Schwallkopf im hydraulischen Versuch.

In Bild 4 ist ein stationärer Schwallkopf zu sehen, wie er sich im Modellversuch ausbildet. Seine lange, flache Form ist üblich für eine glatte Sohle und aus der Literatur bekannt. Die experimentellen Untersuchungen dauern an.

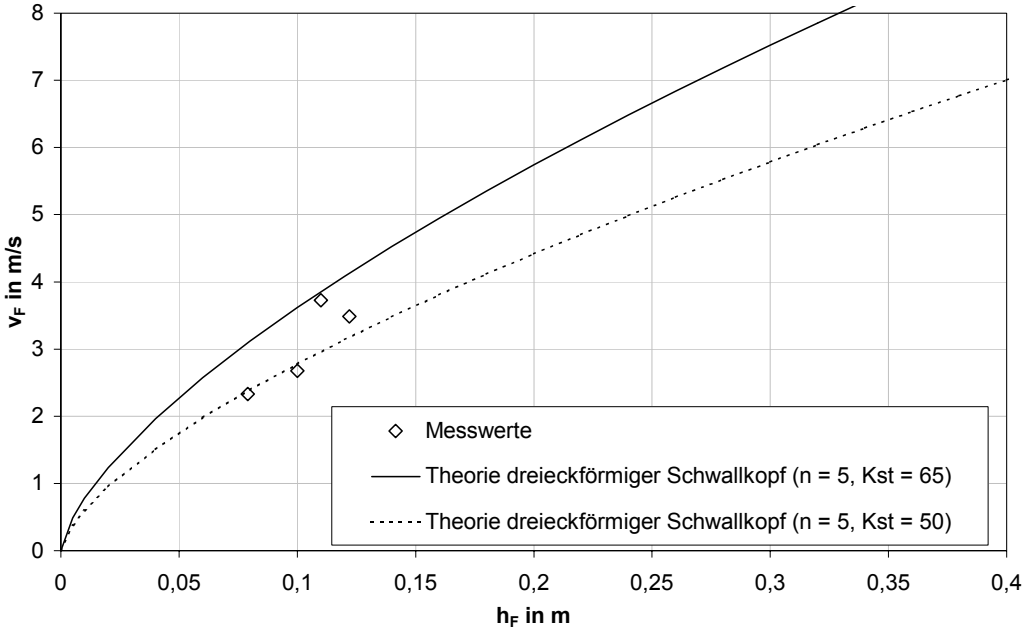


Bild 5: Vergleich von Messergebnissen und Gleichung (4).

Erste Vergleiche der gemessenen Geschwindigkeit der Sohle in Abhängigkeit von der Schwallkopfhöhe mit der Beziehung nach Gleichung (4) zeigen wieder

deutlich, dass der Rauheitsbeiwert der Sohle überschätzt werden muss, um eine geeignete Anpassung zu finden (Bild 5).

Versucht man die Form des Schwallkopf in Form einer Parabel anzunähern, so eignet sich z. B. eine Funktion der Form:

$$h = \frac{1}{2}\sqrt{h_F \cdot x}\,. \tag{5}$$

Der Vergleich der Form des Schwallkopfes nach *Martin/Bollrich* und der Parabel nach Gleichung (5) in Bild 6 zeigt eine deutliche Abweichung der beiden Geometrien.

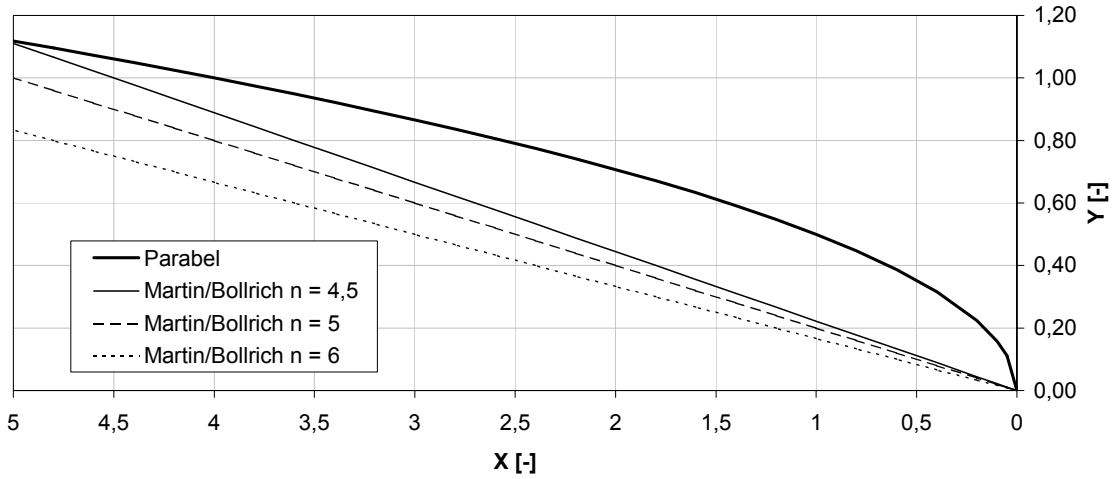


Bild 6: Geometrie des Schwallkopfes.

Die Funktion der Gleichung (5) gilt nur für die bisher untersuchte glatte Sohle. Es ist zu vermuten, das die Beziehung bei verschiedenen noch zu untersuchenden Bandrauheiten eine Veränderung in Form eines von der Rauheit des Bandes abhängigen Koeffizienten erfährt.

5 Zusammenfassung

Defizite im Wissensstand bei der Ausbreitung von Flutwellen infolge Talsperrenbruch gibt es vor allem noch bei der besonderen Struktur des Schwallkopfes sowie beim Einfluss der Rauheit und der Turbulenz auf die Fortbewegung der Wellenfront. Der turbulente Schwallkopf ist eine wesentliche Randbedingung bei der numerischen Simulation der Flutwellen, die die Grundlage für die Erstellung von Überflutungskarten bildet.

Ausgehend von der Betrachtung des Schwallkopfes in einem bewegten Bezugssystem, wurde ein Versuchsstand entwickelt, in dem sich diese stark instationäre Strömung für den Beobachter stationär ausbildet und die Wellenfront eingehender untersucht werden kann.

Erste Ergebnisse deuten auf eine parabelförmige Form der Wellenfront hin. Die Untersuchungen dauern an.

6 Literatur

Dressler, F. R. (1952). Hydraulic resistance effect upon the dam-break-functions. Journal of Research of the National Bureau of Standards, Vol. 49 (3): 217 - 225

Lauber, G. (1997). Experimente zur Talsperrenbruch-Welle im glatten geneigten Rechteckkanal. Dissertation Nr. 12115, ETH Zürich

Martin, H.; Bollrich, G. (1989). Berechnungsgrundlagen für Schwall- und Sunkwellen sowie Dammbruchprobleme. Wiener Mitteilungen Wasser.Abwasser. Gewässer, Symposium: Hydraulik offener Gerinne, TU Wien, Band 79: 139 – 164

Molinaro, P. (1991). Dam-Break Waves Analysis – A State of the Art. In: Computer Methods in Water Resources II, Vol. 2, Computational Hydraulics and Hydrology, Springer Verlag: 77 - 87

Ritter, A. (1892). Die Fortpflanzung der Wasserwellen. Zeitschrift VDI, Band 36 (33): 947 – 954

Witham, G. B. (1955). The effects of hydraulic resistance in the dam-break problem. Proc. of the Royal Society No. 1170: 399 – 407

Autor:

Dipl.-Ing A. Bornschein

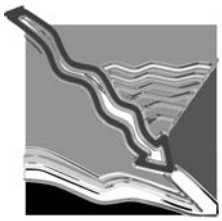
Technische Universität Dresden, Fakultät Bauingenieurwesen

Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

01062 Dresden

e-mail: Antje.Bornschein@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



ABFLUSSTYPEN BEI DURCHLAESSEN

Willi H. Hager

ZUSAMMENFASSUNG
Durchlässe zeichnen sich durch eine grosse Anzahl möglicher Fliesszustände aus. Je nach der Durchlasslänge, der Rohrrauhigkeit und des Sohlengefälles können sich grundsätzliche verschiedene Fliesszustände einstellen, die sogar an einem hydraulischen Modell Anlass zu Konfusion geben. Um die hydraulischen Gesetzmässigkeiten klarer zu beschreiben, sind an der VAW Modellversuche durchgeführt worden, deren wichtigste Resultate in der Folge vorgestellt werden. Aufbauend auf grundsätzlichen Überlegungen, Basisabflusszuständen und Modellversuchen ist damit ein verallgemeinertes Abflussdiagramm für den sogenannt einfachen Durchlass erstellt worden, welches verschiedene Fliesszustände in einer einzigen Graphik zusammenfasst. Dadurch lässt sich bei gegebenen hydraulischen Parametern der sich einstellende Abflusstyp ermitteln und der Einfluss verschiedener Grössen beispielsweise auf den Durchfluss ermitteln. Schliesslich werden auch einige bis heute nicht näher untersuchte Zusatzeinflüsse diskutiert, die in Zukunft durch geeignete Modellversuche zu analysieren wären.

ABSTRACT
Culvert flow may occur under a variety of flow conditions. Depending on barrel length, barrel roughness and bottom slope, various basic flow conditions may result that can even lead to confusion in a hydraulic model study. To cope with the mystery of culverts experiments were conducted at VAW of which the main results are being presented herein. Based on fundamental hydraulic laws, hydraulic similitude and model experimentation, a generalized discharge diagram was established that includes the various possible basic flow regimes of culvert flow. Accordingly, the specific type of flow may be determined provided the basic hydraulic parameters are known, and their effect for instance on discharge capacity may be evaluated. Finally, the influences of several currently not fully described features are addressed that will have to be analyzed with future observations.

SCHLAGWORTE: Durchfluss, Durchlass, Einlauf, Reibung, Rohr, Zuschlagen

EINLEITUNG
Durchlässe finden sich überall dort, wo Wasser Bauwerke wie Dämme, Strassen oder Eisenbahn-linien zu unterqueren hat. Da es bei diesen Bauwerken zum Teil um wichtige Anlagen der Infrastruktur handelt, ist die Sicherheit von Durchlässen nicht nur hydraulisch sondern etwa auch bautechnisch oder statisch nachzuweisen. Das Versagen eines Durchlasses kann demnach wichtige Folgen insbesondere während Hochwasser nach sich ziehen, da dann beispielsweise wichtige Zufahrtsstrassen unterbrochen werden.
Durchlässe sind ein Standardbauwerk welches erfolgreich im Wasserbau eingesetzt wird. Trotzdem treten immer wieder Schäden auf, die durch eine fehlerhafte hydraulische Berechnung verursacht worden sind. Im nachfolgenden soll deshalb das Berechnungsprinzip eines Durchlasses verallgemeinert durchgeführt werden, um insbesondere

auf die Problematik dieser Bauwerke einzutreten. Anhand von kürzlich durchgeführten Modellversuchen soll das vorgeschlagene Berechnungsverfahren validiert werden. Auf heute noch bestehende Unsicherheiten wird eingegangen und der Aussagewert von einem wichtigen hydraulischen Parameter wird besprochen.



Bild 1 Durchlassbauwerk

ROHRABFLUESSE

Im Gegensatz zu Freispiegelkanälen können in einem Rohr zwei grundsätzlich verschiedene Abflusstypen auftreten: (1) Freispiegelströmung und (2) Druckrohrströmung. Während im ersten Fall die sogenannte Teilfüllung $y=h/D$ zwischen Null und Eins variiert, ist bei Druckabfluss $y=1$, mit h als Wassertiefe und D als Rohrdurchmesser. Bei Freispiegelabflüssen variiert sowohl die Wassertiefe als auch die mittlere Geschwindigkeit, beim Druckrohr hingegen verändern sich der Druck und die Geschwindigkeit. Beide Abflussarten haben deshalb zwei variable Grössen, die entweder von der Lage bei stationären und von der Lage sowie der Zeit bei instationären Abflüssen abhängen.

Bei hydraulischen Problemen des Ingenieurwesens ist oft der Durchfluss Q gegeben und die sich einstellenden Geschwindigkeits- und Fliesstiefenverteilungen längs eines Rohres gesucht. Da es sich oft um Rohre von relativ grosser Abmessung handelt, also der Durchmesser normalerweise grösser als D=0.1 m ist, dürfen Einflüsse der Viskosität und der Oberflächenspannung in erster Annäherung vernachlässigt werden, die Gravitation besitzt deshalb den massgebenden Einfluss. Entsprechend unterliegen solche Abflüsse dem Ähnlichkeitsgesetz von Froude. Dieses besagt, dass die Geschwindigkeiten im Modell und im entsprechenden Prototypen sich wie die Wurzel aus dem Verhältnis des Längenmassstabs verhält, ein Gesetz, welches die folgenden Überlegungen massgeblich beeinflusst.

Die Froudezahl F darf als Index für Freispiegelströmungen betrachtet werden. Sie lässt sich auf verschiedene Arten definieren, die einfachste ist wohl das Verhältnis der effek-

tiven Geschwindigkeit V zur Wellenausbreitungsgeschwindigkeit c einer Elementarwelle. Im Rechteckprofil entsteht damit ein einfacher Ausdruck $F_R=V/(gh)^{1/2}$ mit g als Erdbeschleunigung. Wird die Geschwindigkeit $V=Q/(bh)$ durch den Durchfluss, die Wassertiefe h und die Kanalbreite b ausgedrückt, so entsteht $F_R=Q/(gbh^3)^{1/2}$. Im Kreisprofil hingegen werden die Ausdrücke um einiges komplizierter, die sich jedoch für übliche Anwendungen vereinfachen lassen. Nach Hager (1999) gilt für die Froudezahl im Kreisprofil der einfache Ausdruck $F=Q/(gDh^4)^{1/2}$, also praktisch dieselbe Form wie für das Rechteckprofil ausser dass der Wassertiefe nun noch mehr Gewicht zukommt .

Die Froudezahl kann zwischen Null und unendlich variieren. Definitionsgemäss besitzt die Energiehöhe $H=h+V^2/2g$ für eine Froudezahl von F=1 das Minimum. Die Froudezahl allein charakterisiert eine Freispiegelströmung, wie die Reynoldszahl weitgehend eine viskose Strömung beschreibt oder ein c_w-Wert den Widerstand eines Fahrzeugs angibt. Für stationäre Freispiegelabflüsse gilt folgende Kennzeichnung einer Strömung:

Für Froudezahlen $0<F<0.3$ ist praktisch kein dynamischer Einfluss festzustellen, die Strömung verhält sich dann wie wenn ein Deckel auf der Oberfläche liegen würde, da die Energiehöhe dann praktisch nur aus der Wassertiefe h besteht,

Für Froudezahlen $0.3<F<0.7$ finden sich typische strömende Abflüsse, die also durch Unterwasser eingestaut werden können, deren Oberfläche aber kaum Wellungen aufweist,

Für Froudezahlen $0.7<F<1.5$ herrscht sogenannt transkritischer Abfluss, also eine Art Übergangstyp zwischen zwei Regime, welcher sich durch eine labile Strömung charakterisieren lässt. Die kleinste Störung solcher Abflüsse manifestiert sich durch ondulierende Wassersprünge, eine Art von komplizierten räumlichen aber stationären Wellen,

Für Froudezahlen $1.5<F<3$ entsteht typisch schiessender Fliesszustand, bei welchem also die Geschwindigkeitshöhe immer grösser als die Wassertiefe ist, sich jedoch eine stabile Strömung einstellt, die sich in der Natur infolge zu rauher Begrenzungen kaum auftritt,

Für $F>3$ spricht man von hyperkritischer Strömung, bei der die Variation der Wassertiefe im Vergleich zu derjenigen der Geschwindigkeitshöhe vernachlässigbar ist. Solche Abflüsse sind sehr stabil, werden sie jedoch von einer starken Störung beeinflusst, so können sie abrupt zusammenbrechen und dabei zu riesigen Schäden führen. Weiterhin treten bei kleinsten Störungen Stosswellen auf, also stationär gekrümmte Wellenzüge, die einen Abfluss nachhaltig verändern. Schliesslich entwickeln sich in diesem Regime auch Rollwellen, die hier aber nicht weiter untersucht werden.

Aus dieser Zusammenstellung geht klar hervor, dass die Froudezahl wenn immer möglich ermittelt werden sollte, da sie eine Strömung wesentlich beschreibt.

Die Frage stellt sich nun, wie es mit der Froudezahl in einem Rohr steht. Anhand der üblichen Berechnung ist bei jedem Druckabfluss etwa von Wasser in Beton- oder Stahlrohren die Froudezahl gleich Null, da die Ausbreitungsgeschwindigkeit c dann über 1000 m/s ist und somit sehr viel grösser als auch in der Ingenieuranwendung riesige Fliessgeschwindigkeiten wie etwa V=50 m/s. Bezieht man sich jedoch auf die bereits eingeführte Definition $F=Q/(gDh^4)^{1/2}$, so ergäbe sich mit einer Teilfüllung von y=1, also $h=D$ der Ausdruck $F=Q/(gD^5)^{1/2}$. Dieser als Rohr-Froudezahl bezeichnete Ausdruck hat, wie in der Folge gezeigt wird, durchaus seine Berechtigung, besitzt aber nicht die physikalische Bedeutung einer üblichen Froudezahl. Diese dimensionslose Zahl zeigt ne-

benbei auf einfache Weise, dass sich bei Ähnlichkeit nach Froude die Durchflüsse von Prototyp und Modell wie das Längen-Verhältnis in der Potenz 2.5 verhalten.

HYDRAULIK DES DURCHLASSES

Einfacher Durchlass

Der einfachste Durchlass lässt sich beschreiben durch ein Rohr des Durchmessers D, der Länge L, des Gefälles $S_o = z_p/L$ und der äquivalenten Sandrauhigkeit k_s oder der Rauhigkeit K nach Strickler, welches an ein so grosses Oberwasser angeschlossen wird, dass dort keine massgebende Geschwindigkeitshöhe auftritt. Dieses wird demnach ausschliesslich durch die auf die Einlaufkote z_p bezogene Wassertiefe H_o charakterisiert. Je nach der Höhe des Unterwassers h_u kann ein Durchlass frei oder eingestaut sein. Um die nachfolgenden Überlegungen nicht durch zusätzliche Parameter zu erschweren, soll von einem freiem Abfluss im Durchlass ausgegangen werden, obwohl bei Hochwasser der Durchlass häufig eingestaut wird.

Durchlässe können bezogen auf den Durchmesser relativ kurz (L/D<20) oder relativ lang (L/D>20) sein. Relativ kurze Durchlässe sind hydraulisch schwieriger zu erfassen, da sich kein eindeutiges Abflussregime etablieren kann und sich Einflüsse der exakten Einlaufgeometrie massgeblich auf den Fliesszustand auswirken. Deshalb soll in der Folge der relativ lange Durchfluss genauer untersucht werden, da sich dort die Resultate klarer formulieren lassen. Eine weitere Problematik rührt von der genauen Einlaufgeometrie her, weshalb hier der einfachste Fall einer senkrechten Abschlusswand mit einem scharfkantigen Rohreinlauf betrachtet wird. Durch Ausrundung des Einlaufs kann die Durchflusskapazität zwar massgeblich gesteigert werden, hingegen sind aber höhere Baukosten zu erwarten. Bei Einlaufwassertiefen über rund 10 m ist zudem mit Kavitation zu rechnen, welche hier ebenfalls nicht weiter verfolgt wird. Bild 2 zeigt entsprechend die Geometrie des einfachen Durchlasses, der nachfolgend hydraulisch analysiert wird.

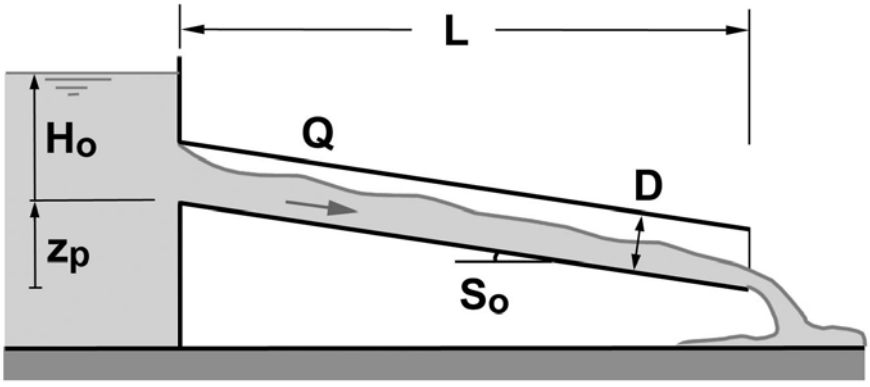


Bild 2 Einfacher Durchlass, Bezeichnungen

Abflusstypen

Der oben beschriebene einfache Durchlass lässt sich durch vier verschiedene hydraulische Grundzustände eindeutig charakterisieren:

1 Kritischer Durchfluss für H_o/D < 1.2 bis 1.4 und $S_o > S_c$
2 Normalabfluss für H_o/D < 1.2 und $S_o < S_c$
3 Schützenabfluss für H_o/D > 1.2 bis 1.4 und $S_o > S_c$
4 Druckabfluss für H_o/D > 1.2 und $S_o < S_c$.

Hier bedeutet S_c das sogenannte kritische Gefälle, bei welchem sich für Normalabfluss F=1 einstellt. Für Gefälle S_o kleiner als das kritische Gefälle wirkt also das ganze Durchlassrohr massgeblich auf den Abfluss, beispielsweise besitzt dessen Reibung einen wesentlichen Einfluss auf den Durchfluss. Dagegen kontrolliert für die Fälle mit $S_o>S_c$ allein der Einlaufquerschnitt den Durchfluss. Dieses stark unterschiedliche Verhalten wird demnach ausschliesslich durch das kritische Gefälle diktiert.

Kritischer Abfluss
Kritischer Durchfluss wird wie bereits erwähnt durch die Beziehung F=1 beschrieben. Diese Beziehung lässt sich hier aber nicht unmittelbar anwenden, da die kritische Tiefe nicht direkt messbar ist. Hingegen ist infolge der konvergierenden Stromlinien im Einlaufbereich von einer nahezu perfekten Potentialströmung auszugehen, die Energiehöhe $H_o=H$ entspricht demnach der kritischen Energiehöhe H_c. Bezeichnet $Y_c=H_c/D$ die auf den Durchmesser bezogene kritische Energiehöhe und $F_D=Q/(gD^5)^{1/2}$ die oben eingeführte Rohr-Froudezahl, so gilt nach Hager (1999)

$$Y_c = (5/3)\, F_D^{3/5} \tag{1}$$

Demnach sind die kritische Energiehöhe und der Durchfluss durch eine einfache Beziehung verknüpft, welche sich explizit ausdrückt durch $H_c=(5/3)Q^{0.6}g^{-0.3}D^{-0.5}$. Umgekehrt gilt auch die Beziehung $Q=(3/5)^{5/3}g^{1/2}D^{5/6}\ H_c^{5/3}$, entsprechend besitzt die Energiehöhe den massgebenden Einfluss auf den Durchfluss, während der Durchmesser knapp linear in diese Beziehung eingeht. Man beachte, dass Gleichung (1) keinerlei Einfluss weder des Sohlengefälles noch der Rohrrauhigkeit enthält.

Normalabfluss
Unter Normalabfluss versteht man einen idealisierten Zustand in einem Freispiegelgerinne, bei welchem sich die Wassertiefe bei konstanten Kanalabmessungen, konstantem Sohlengefälle, konstanter Rauhigkeit und gegebenem Durchfluss nicht verändert. Dieser Zustand stellt sich demnach bei einem genügend langen Durchlass ein. Bezeichnet $y_N=h_N/D$ die Teilfüllung bei Normalabfluss und $F_N=Q/(K\ S_o^{1/2}D^{8/3})$ eine Normalabfluss Froudezahl, so besteht nach Hager (1999)

$$y_N = 0.926[1 - (1 - 3.11F_N)^{1/2}]^{1/2} \tag{2}$$

Die auf den Rohrdurchmesser bezogene Energiehöhe $Y_N=H_N/D$ hängt dabei folgendermassen von der Rohr-Froudezahl ab

$$Y_N = 2^{1/2}\, F_N^{5/9}[1 + (1/6)\chi^2] \tag{3}$$

mit $F_N=F_D/\chi$ und $\chi=K\ S_o^{1/2}D^{1/6}/g$ mit χ als sogenannte Reibungscharakteristik, sie schliesst die kombinierten Einflüsse von Rauhigkeit, Sohlengefälle und Rohrdurchmesser in einem Parameter ein. Es lässt sich zeigen, dass ein Wert von $\chi<1$ etwa strömendem und $\chi>1$ etwa schiessendem Abfluss entspricht. Diese Angabe gilt als Grössenordnung. Entsprechend gilt Gleichung (3) nur für etwa $\chi<1$. Wird der Einfluss des additiven Terms in Gleichung (3) vernachlässigt, also Werte von $\chi<0.5$ betrachtet, so lässt sich eine einfache Beziehung für den Durchfluss unter Normalabflussregime analog zu kritischem Durchfluss ableiten. Aus $Y_N=2^{1/2}F_N^{5/9}$ folgt nämlich explizit $Q=2^{-}$

$^{5/18}KS_o^{1/2}D^{13/15}H^{9/5}$. Vergleicht man diese Beziehung mit der entsprechenden für kritischen Durchfluss so folgt: Bei Normalabfluss für das turbulent rauhe Regime verschwindet der Einfluss der Erdbeschleunigung g vollständig, dafür tritt der kombinierte Einfluss von $[K\ S_o^{1/2}]$ auf. Die Einflüsse von D und H sind bei Normalabfluss leicht stärker als bei kritischem Abfluss, wobei das Verhältnis der entsprechenden Exponenten in beiden Fällen praktisch gleich zwei ist. Entsprechend ist der Einfluss der Oberwasser-Energiehöhe bei beiden Regimen stark.

Schützenabfluss
Da bei diesem Zustand lediglich der Rohreinlauf den Abfluss kontrolliert, also das Rohr als solches keinen Einfluss auf den Durchfluss ausübt, spricht man beim dritten Abflussregime von Schützenabfluss. Da im Bereich des Rohreinlaufs wie beim kritischen Abfluss kein nachhaltiger Energieverlust zu erwarten ist, lässt sich die Durchflussgleichung mit der Gleichung nach Bernoulli einfach angeben durch

$$Q = C_d(\pi D^{1/4})\ [2g(H - C_dD)]^{1/2} \tag{4}$$

Dabei stellt C_d einen Durchflussbeiwert dar, der bei scharfkantiger Einlaufgeometrie gleich 0.64 ist. Wird dieser Ausdruck wiederum dimensionslos gemacht, so lautet die entsprechende Beziehung

$$F_D = 1.11C_d[Y_g - C_d]^{1/2} \tag{5}$$

mit $Y_g=H_g/D$ als relative Energiehöhe für Schützenabfluss (englisch *gate*). Aus Gleichung (5) folgt für relativ grossen Überstau Y_g»1 die Vereinfachung $F_D=1.11C_d\ Y_g^{1/2}$. Die entsprechende Beziehung für den Durchfluss lautet also $Q=1.11C_d(gDH^4)^{1/2}$. Im Vergleich zu den vorangehenden beiden Beziehungen ist nun der Einfluss der Oberwasser-Energiehöhe noch grösser.

Druckabfluss
Als letztes Regime kann Druckabfluss (englisch: *pipe* flow) nach der verallgemeinerten Gleichung von Bernoulli beschrieben werden durch

$$z_p + H_p = (1 + \xi_e + \xi_r)V^2/2g + (1/2)D \tag{6}$$

mit ξ_e = 0.5 als Verlustbeiwert für den Einlauf und ξ_r als Rohrreibungsverlust. Für das turbulent glatte Fliessregime variiert der Verlustbeiwert nur mit der Reynoldszahl, während bei turbulent rauhem Fliessen unter Berücksichtigung wiederum der Formel von Strickler die Beziehung $\xi_r=f(L_p/D)$ folgt mit $f=2\times4^{4/3}g/(K^2D^{4/3})$. Wird der relativ kleine Effekt eines Unterdrucks am Rohrauslauf nach Li und Patterson (Hager 1999) vernachlässigt, so lautet die Durchflussgleichung

$$F_D = 1.11[(S_o\lambda_p + Y_p - 0.5)/(1.5 + f\lambda_p)]^{1/2} \tag{7}$$

Dabei ist $\lambda_p=L_p/D$ die relative Rohrlänge und $Y_p=H_p/D$ die relative Oberwassertiefe bei Druckabfluss. Da sich Druckabfluss unter relativ kleinem Gefälle bevorzugt einstellt, können die beiden Terme $(S_o\lambda_p-0.5)$ näherungsweise gleichgesetzt werden, womit sich

eine einfache Durchflussbeziehung $Q=1.11\Xi(gD\ H^4)^{1/2}$ ergibt mit $\Xi=(1.5+f\lambda_p)^{-1/2}$ als Korrekturbeiwert. Aus dem Vergleich mit der oben für Schützenabfluss abgeleiteten Beziehung (5) erkennt man, dass dann $\Xi=C_d=0.64$, während für Druckabfluss bereits mit einem minimalen Wert von $f=0$ der Wert $\Xi=0.81$ entsteht. Bereits kleine Verluste bei entsprechend grosser Rohrlänge ergeben dann kleinere Werte Ξ.

Durchflussdiagramm
Die vier besprochenen Abflusszustände erlauben die Darstellung einer verallgemeinerten Relation zwischem dem Durchfluss F_D und der Oberwassertiefe Y, welche ausschliesslich durch die beiden Zusatzparameter χ und λ_p beeinflusst wird. Bild 3 bezieht sich auf einen üblichen Reibungsbeiwert von $f=0.014$ und auf die beiden Sohlengefälle $S_o=0.3\%$ und 1.0% aus welchen ebenfalls ein bedeutender Unterschied hervorgeht. Das wichtigste an dieser Darstellung ist jedoch die Darstellung aller Regime durch ein *einziges* Diagramm, welches damit die Ermittlung des sich einstellenden Abflussregimes gestattet. Bis heute wurde nämlich oft intuitiv angenommen, dass sich beispielsweise bei grösserem Überstau Druckabfluss einstellen muss. Das dem nicht so sein muss, folgt aus Bild 3.

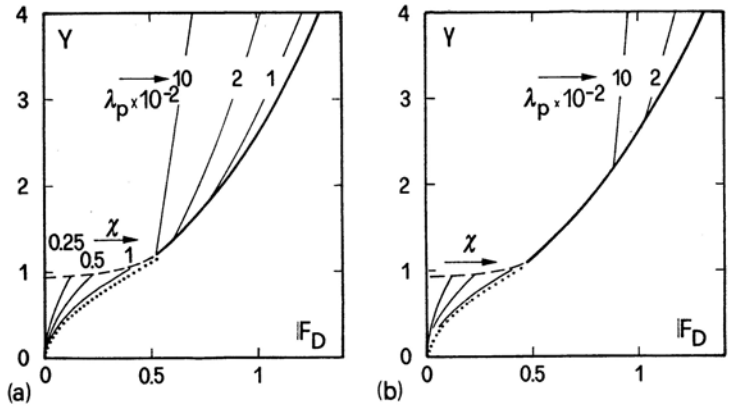


Bild 3 Verallgemeinertes Oberwassertiefen-Durchflussdiagramm nach Del Giudice und Hager (1998) für f=0.014, S_o= (a) 0.003, (b) 0.01

Der Übergang (englisch: *transition*) zwischen Freispiegel- und Druckregime lässt sich anhand von Bild 3 ebenfalls ermitteln zu $(Y;F_D)_t$ = (1.2;0.54). Grundsätzlich lässt sich demnach aussagen, dass sich für einen Durchfluss von $Q_t<0.54(gD^5)^{1/2}$ immer Freispiegelabfluss einstellen muss. Bei einem Durchmesser von $D=1$ m ergäbe sich demnach ein Durchfluss von rund $Q_t=1.5$ m^3/s.
Der Übergang zwischen Schützenabfluss und Druckabfluss lässt sich ebenfalls bestimmen. Durch Gleichsetzen der beiden Beziehungen (5) und (7) folgt für die Übergangs-Oberwassertiefe

$$Y_t = [(S_o+0.26)\lambda_p - 0.11]/(0.41f\lambda_p - 0.39) \qquad (8)$$

Dieser nicht triviale Zusammenhang zeigt eine Abhängigkeit vom Sohlengefälle, von der relativen Rohrlänge und vom Reibungsbeiwert. Für $Y>Y_t>1.2$ stellt sich Druckabfluss ein, sonst findet man Schützenabfluss. Bei sonst identischen Bedingungen lässt

sich demnach ein Übergang von Druck- auf Schützenabfluss durch Erhöhung des Sohlengefälles erzielen.
Die Kurve für Schützenabfluss ist ein-eindeutig, diese liesse sich durch Ausrundung des Einlaufs mehr auf die rechte Seite ausdehnen. Hager (1999) hat dazu ein Verfahren angegeben, welches auf der vorliegenden Methode basiert, es jedoch nicht mit Modellversuchen abgedeckt. Wie bereits erwähnt, genügt bereits ein kleiner Ausrundungsradius r_e von etwa r_e=1/6, um den Kontraktionsbeiwert von 0.64 auf fast C_d=1 zu steigern. Bei Druckabfluss müsste dann der Einlaufverlust von ξ_e=0.5 auf praktisch ξ_e=0 reduziert werden. Infolge der grossen Parameteranzahl und der bautechnischen Schwierigkeiten wird dieser Fall hier jedoch nicht weiter besprochen.

EXPERIMENTE

Versuchsaufbau

Die vorangehenden Berechnungsresultate wurden anhand von Modellversuchen verifiziert. In einem 0.50 m breiten Rechteckkanal wurde ein nach oben mit einer vertikalen Wand abgeschlossenes Plexiglas-Rohr des Durchmessers D=0.10 m eingebaut. Die relativen Rohrlängen betrugen λ_p=20, 40 und 60 mit Sohlgefällen S_o zwischen 0.3 und 3.2%. Durch diese Experimente liessen sich die folgenden Punkte abklären:
Durchfluss-Oberwassertiefen-Kurve
Lufteintrag in den Durchlass
Ausflussverhalten aus dem Durchlass

Durchflussbeziehung

Die Durchflussbeziehung nach Bild 2 wurde durch die Versuche vollständig bestätigt (Hager und Del Giudice 1998). Für ein Gefälle von S_o=0.3% und λ_p=60 folgt bis rund F_D=0.6 die Kurve dem Normalabfluss, um anschliessend sich auf der Druckabflusskurve einzustellen. Um den Einfluss der relativen Rohrlänge zu untersuchen, sind für S_o=1.0% drei verschiedene Versuchsgruppen mit λ_p=20, 40 und 60 durchgeführt worden. Da dieses Gefälle grösser als das kritische Gefälle ist, folgen bei Freispiegelabfluss alle drei Konfigurationen derselben durch kritischen und Schützenabfluss definierten Kurve. Wird hingegen das Rohr von unten her eingestaut und damit Druckabfluss erzwungen, so verschiebt sich die Durchflusskurve bei abnehmender Relativrohrlänge von links nach rechts. Bei kürzerem Rohr kann demnach der Durchfluss gesteigert werden, da der Reibungsanteil reduziert wird. Bei einem grossen Sohlengefälle von S_o=3.2% folgt für kleine Oberwassertiefen die Abflusskurve immer dem kritischem Fliesszustand, da allein der Einlauf den Durchfluss bestimmt. Bei grossen Oberwassertiefen Y>1.2 liegt die Durchflusskurve für Schützenabfluss jedoch links von derjenigen mit Druckabfluss, da sich beim zweiten Zustand nach dem Einlauf ein Unterdruck ausbildet, welcher gegenüber dem atmosphärischen Druckzustand eine Durchflusssteigerung erzeugt.
Bei grossem Rohrgefälle kann sich durch Schützenabfluss im Einlaufbereich schiessender Rohrabfluss einstellen, welcher jedoch durch einen geringen Unterwassereinstau durch einen Wassersprung in Druckabfluss übergeführt werden kann. Diese relativ komplizierten Zustände liessen sich durch weitere Gleichungen simulieren, sollen hier aber aus Platzgründen nicht beschrieben werden. Angaben zu Blasenentwicklung in Rohrprofilen und zu Wassersprüngen im Kreisprofil lassen sich aus Hager (1999) entnehmen. Bild 4 zeigt solche Zustände anhand ausgewählter Photos, die bis heute jedoch

nicht restlos geklärt sind. Bei wichtigen Bauwerken sind demnach Modellversuche angezeigt, um die örtlichen Bedingungen mittels genügend grosser Modelle zu überprüfen.

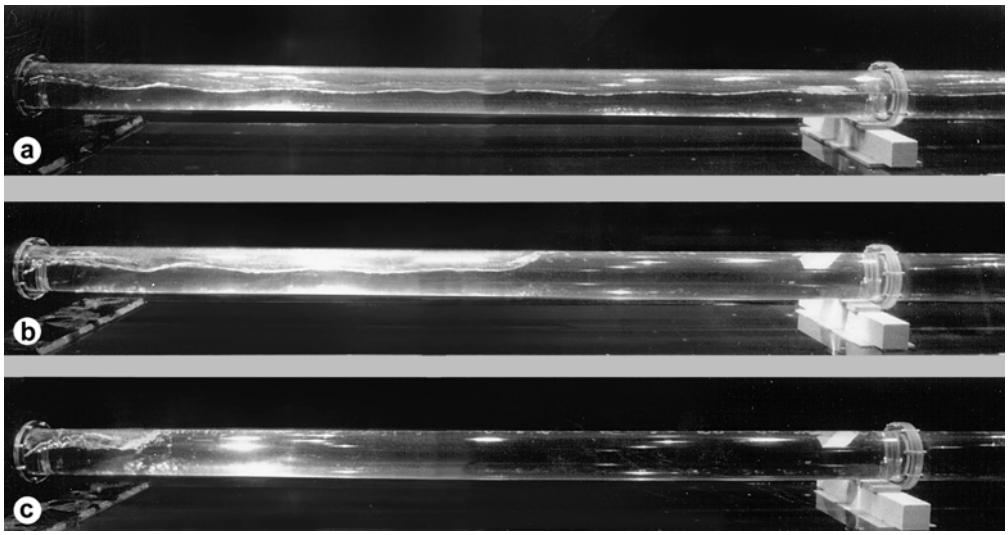


Bild 4 Photos von Durchlass-Abflüssen (a) Freispiegel, (b) Wassersprung, (c) Lufttaschen

SCHLUSSFOLGERUNGEN

Anhand der Definition des einfachen Durchlasses lässt sich dessen hydraulisches Verhalten unter variabler Oberwassertiefe durch vier Basiszustände charakterisieren. Es handelt sich dabei um Kritischen Abfluss, Normalabfluss, Schützenabfluss und Druckabfluss. Durch Einführung geeigneter dimensionsloser Grössen, die sowohl von der Froude- als auch von der Reynoldszahl abhängen können, wird ein allgemeines Durchflussdiagramm vorgestellt, das die wesentlichen Fliesszustände in einem einfachen Durchlass nachzeichnet. Insbesondere lässt sich der für eine bestimmte Parameterkombination massgebliche Fliesszustand einfach ermitteln. Es werden auch die Übergangsregime für verschiedene Basisabflüsse diskutiert und mittels Gleichungen der Anwendung zugänglich gemacht. Schliesslich werden bis heute noch offene Problemkreise angeschnitten, welche sich hauptsächlich auf den Einfluss von Wasser-Luftströmungen konzentrieren.

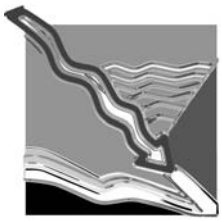
LITERATURNACHWEIS

Hager, W.H., Del Giudice, G. (1998) Generalized culvert design diagram. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering* 124(5): 271-274.

Hager, W.H. (1999) *Wastewater hydraulics*. Springer: Berlin.

Adresse des Verfassers
Prof. Dr. Willi H. Hager
VAW, ETH-Zentrum
CH-8092 Zürich, Schweiz
hager@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



Untersuchung einer neuen Hochwasserentlastung am Beispiel des Gosaudammes

Univ. Ass. Dipl.-Ing. Alfred Hammer
O. Univ. Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Günther Heigerth
Ao. Univ. Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Roman Klasinc

KURZFASSUNG:

Die im Bundesland Oberösterreich liegende, 90 Jahre alte, Hochwasserentlastungsanlage des „Vorderen Gosausees" entspricht aufgrund ihrer Förderfähigkeit (40m^3/s) nicht mehr den heutigen Anforderungen der Wasserrechtsbehörde. Die „Energie AG Oberösterreich", als Betreiber der Anlage, wurde aufgefordert, eine den Anforderungen (HQ_{5000}= 70m^3/s) entsprechende Entlastung zu errichten. Das Ergebnis von Voruntersuchungen führte zu zwei Varianten – jeweils über den Dammkörper. Um die Auswirkungen näher verifizieren zu können, wurde ein Modellversuch am Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU-Graz durchgeführt. Variante I: Hochwasserentlastung mit Schussrinne, **Tosbecken** und anschließendem Naturtosbecken. Variante II: Hochwasserentlastung mit Schussrinne, **Sprungschanze** und Naturtosbecken. Die Versuchsergebnisse zeigten, dass beide Varianten, trotz der schwierigen topographische Verhältnisse, technisch umsetzbar sind. Die Schanzenvariante wurde zur wasserrechtlichen Begutachtung vorgelegt und bewilligt.

1. GESCHICHTLICHE ENTWICKLUNG, BESCHREIBUNG DER ANLAGE

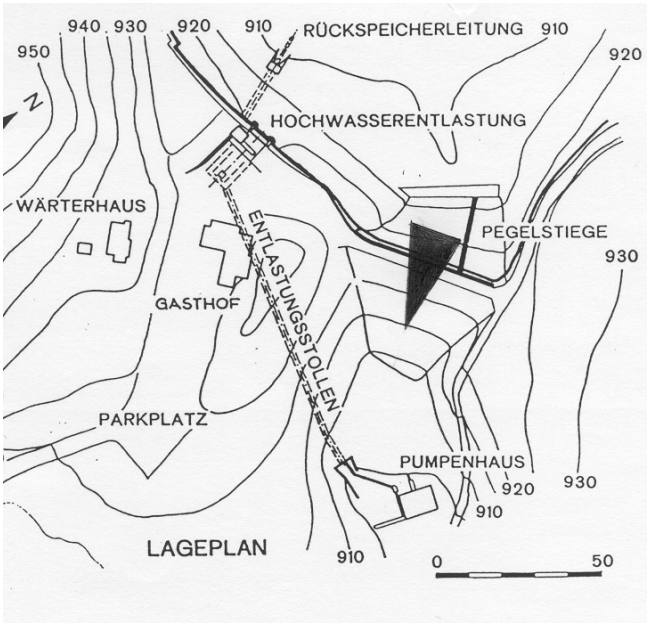
Geographisch gesehen befindet sich der Damm, mit dem Dachstein im Hintergrund, im Süden des Bundeslandes Oberöstereich. Die Nutzung der Wasserkraft im Gosautal fällt in die Pionierzeit der österreichischen Elektrizitätsversorgung. Bereits im Jahre 1907 erstellten die Rechtsvorgänger der jetzigen „Energie AG Oberösterreich", die „Elektrizitätswerke Stern & Hafferl AG", ein Projekt, das fünf Kraftwerksstufen vom „Hinteren Gosausee" bis zum Hallstätter See vorsah. Um das Speichervolumen des „Vorderen Gosausees" zu erhöhen wurde in den Jahre 1910-1911 der **Gosaudamm** errichtet, der einen Aufstau des Sees um rund 15 m über den natürlichen Seewasserspiegel ermöglichte. Hauptdaten des Sees: Oberfläche 0,67km^2, Gesamtinhalt 28hm^3. Hauptdaten des Dammes: Rauminhalt des Dammkörpers 23.000m^3, davon 3.300m^3 Kernmauerwerk. Höhe über alles 17m. Kronenlänge 50m.

Der Damm selbst (Luft- und wasserseitig 1:2 geneigt) wurde aus anstehendem Bergschutt- und Moränenmaterial geschüttet. Der Dichtungskern besteht aus Bruchsteinmauerwerk in Zementmörtel. Die **bestehende Hochwasserentlastungsanlage** (Überfall mit automatischer Stauklappe) befindet sich am rechten Ufer, vom Damm abgerückt, und besitzt eine Förderfähigkeit von 40m^3/s. Daran schließt sich ein 126 m langer Entlastungsstollen (d~2,30m) an, der das Wasser in den Gosaubach ableitet. Es ist kein Grundablaß vorhanden. In den 90 Jahren seit Bestehen des Dammes wurde die Hochwasserentlastung noch nie an die Grenzen ihrer Förderfähigkeit geführt. Der HQ_{100}-Wert beträgt 29,8m^3/s.

Der **Gosausee**, mit seiner beeindruckenden Umgebung, zählt aufgrund besonderer Schönheit zu den attraktivsten Ausflugszielen Österreichs.



Durch den Wunsch der Behörde, die Hochwassersicherheit auf HQ_{5000} (70m^3/s) zu erhöhen, wurde der Betreiber der Anlage angehalten eine entsprechende Hochwasserentlastung zu errichten. Mit der Planung wurde die „Bautechnik Linz“ - Planungsgesellschaft m.b.H. beauftragt.

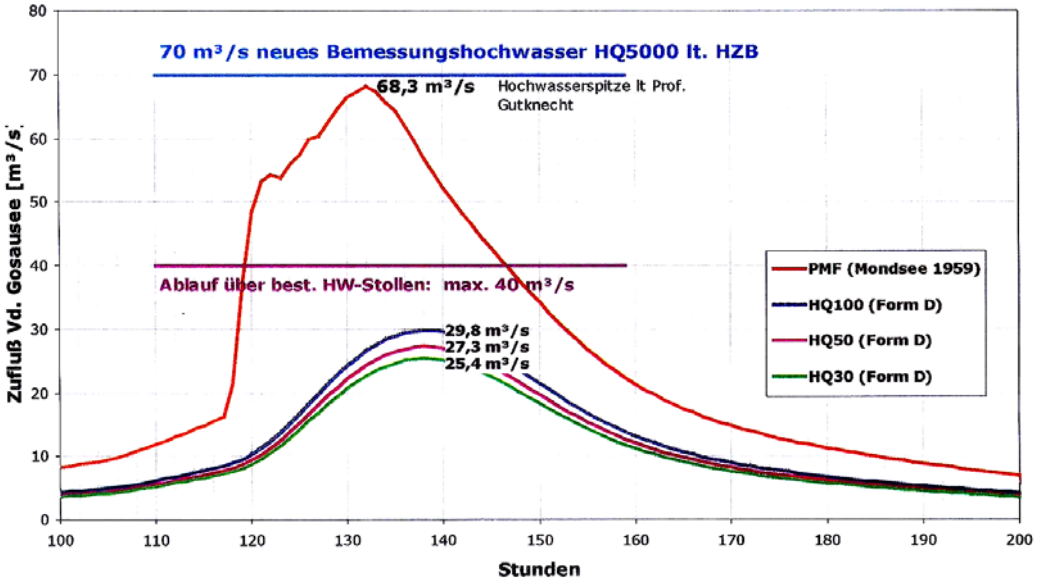


Dem Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU-Graz fiel die Aufgabe der Optimierung aus hydraulischer und wasserbaulicher Sicht zu (in Form eines Modellversuches) wobei die Entscheidung die **neue HW-Entlastung (Pfeil),** über den Damm zu führen schon vor dem Versuch gefallen war.

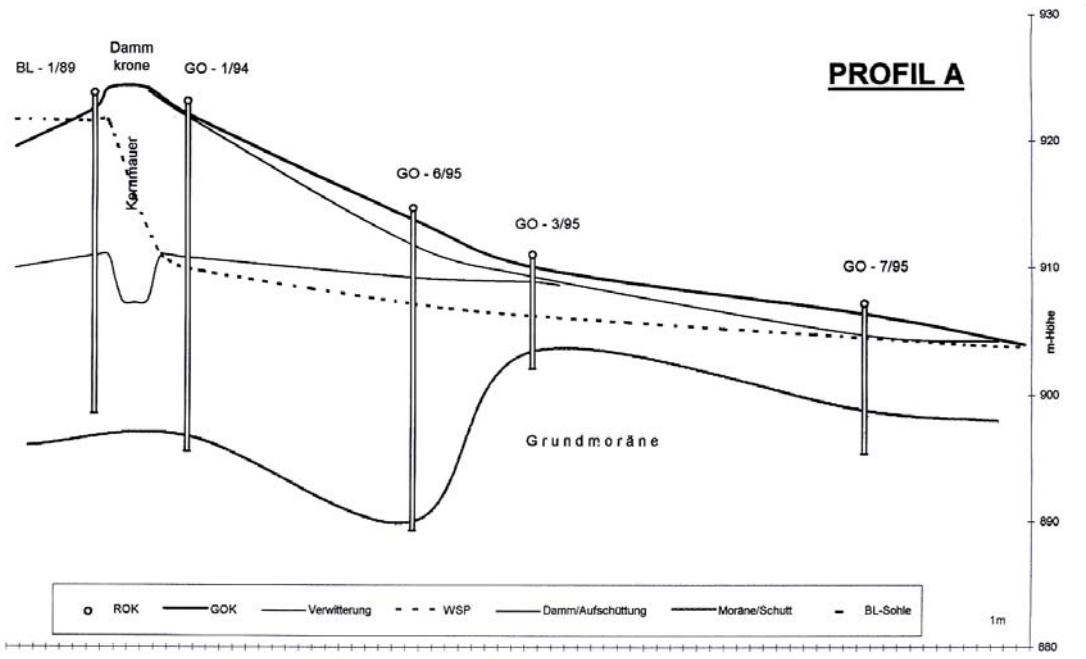
2. HYDROLOGISCHE UND MORPHOLOGISCHE DATEN

Prognostizierte **Hochwasserzuflüsse** zum Vorderen Gosausee:

HQ_{30}:	25,4 m^3/s	HQ_{100}:	29,8 m^3/s
HQ_{50}:	27,3 m^3/s	HQ_{5000}:	70,0 m^3/s



Der **Geologische Überblick** zeigt in den Profilen den Verlauf einer Grundmoräne, überlagert von Schuttmaterial unterschiedlicher Mächtigkeit (bis zu einer Stärke von etwa 10m - an der Luftseite des Dammes).



3. MODELLVERSUCHE

3.1 Versuchsaufbau

Für die Untersuchung wurde ein physikalisches, nicht überhöhtes Modell, im Maßstab 1:15 aufgebaut. Die Modellabmessungen (einschl. erforderlicher Zu- und Ablaufeinrichtungen, Umfassungsmauern etc.) ergaben ca. 10 m Länge und 5 m Breite. Dazu sei noch vermerkt, daß vom bestehenden HW-Entlastungsstollen lediglich der Auslaufbereich modell-ähnlich nachgebildet worden ist. Die Herstellung des Modells erfolgte vorwiegend in Beton- und Ziegelbauweise; Schussrinne und Sprungschanze wurden – soweit erforderlich – in Kunststoff bzw. Holz ausgeführt. Das Naturtosbecken wurde mit modell-ähnlichen Steinen ausgelegt, um Erosions- und Anlandungserscheinungen erfassen zu können.

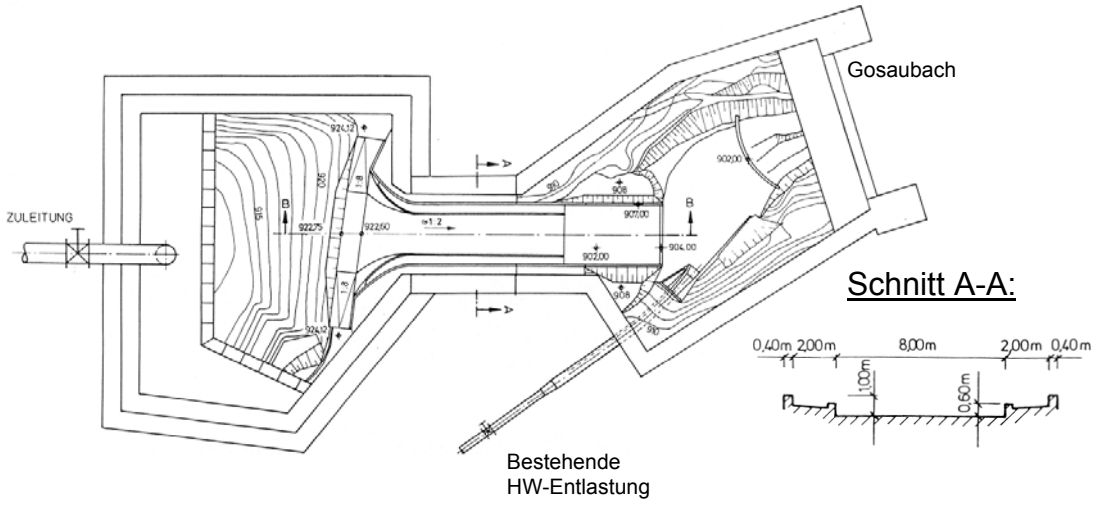
3.2 Ähnlichkeitskriterien

Das hydraulische Modell wurde nach dem Froude´schen Ähnlichkeitskriterium betrieben. Die Zusammenstellung der Maßstabsfaktoren zur Umrechnung von Modellgrößen auf die Naturwerte und umgekehrt ergaben u.a.

Fließzeit, Versuchsdauer:	1 Std.	im Modell = 3,87 Std. Natur
Geschwindigkeit:	1 m/s	im Modell = 3,87 m/s Natur
Abfluß:	1 l/s	im Modell = 871,42 l/s (0,87 m^3/s) Natur

Für das Modellsubstrat bzgl. Sohl- bzw. Kolksicherungen wurde Körnungen bis über 1kg verwendet, welche einer Naturmasse von bis zu 5 to entsprechen. Als Zeitraum der Untersuchungen mit beweglicher Sohle (Ermittlung der Sicherungsbereiche) wurde 1 Std. im Modell (~ 3 Std. 50 Min. Natur) festgelegt.

Modell-Lageplan - am Versuchsbeginn
(mit Zuleitungen und Umfassungsmauern)



3.3 Wasserführungen

Als maßgebende Wasserführung (Bemessungshochwasser) für die neu zu projektierenden Anlage wurde HQ_{5000} = 70 m^3/s festgelegt. Weiters wurden in Kombination mit der bestehenden HW-Anlage verschiedene Lastfälle definiert.

Untersuchte Wasserführungen:

Q_1 = 30 m^3/s	Q_2 = 0 m^3/s	Q_1 = 0 m^3/s	Q_2 = 30 m^3/s
Q_1 = 40 m^3/s	Q_2 = 30 m^3/s	Q_1 = 0 m^3/s	Q_2 = 40 m^3/s
Q_1 = 30 m^3/s	Q_2 = 40 m^3/s	Q_1 = 0 m^3/s	Q_2 = 70 m^3/s
Q_1 = 20 m^3/s	Q_2 = 50 m^3/s		

Legende: Q_1 ... Beaufschlagung bestehende HW-Entlastung (Stollen)
Q_2 ... Beaufschlagung zukünftige Hochwasserentlastung

Zusatzforderung für die neue Entlastung: Bis zu einem Abfluß von 25 m^3/s soll nur der mittlere, 8m breite, Teil der Schußrinne beaufschlagt werden.

3.4 Variante I - Tosbecken

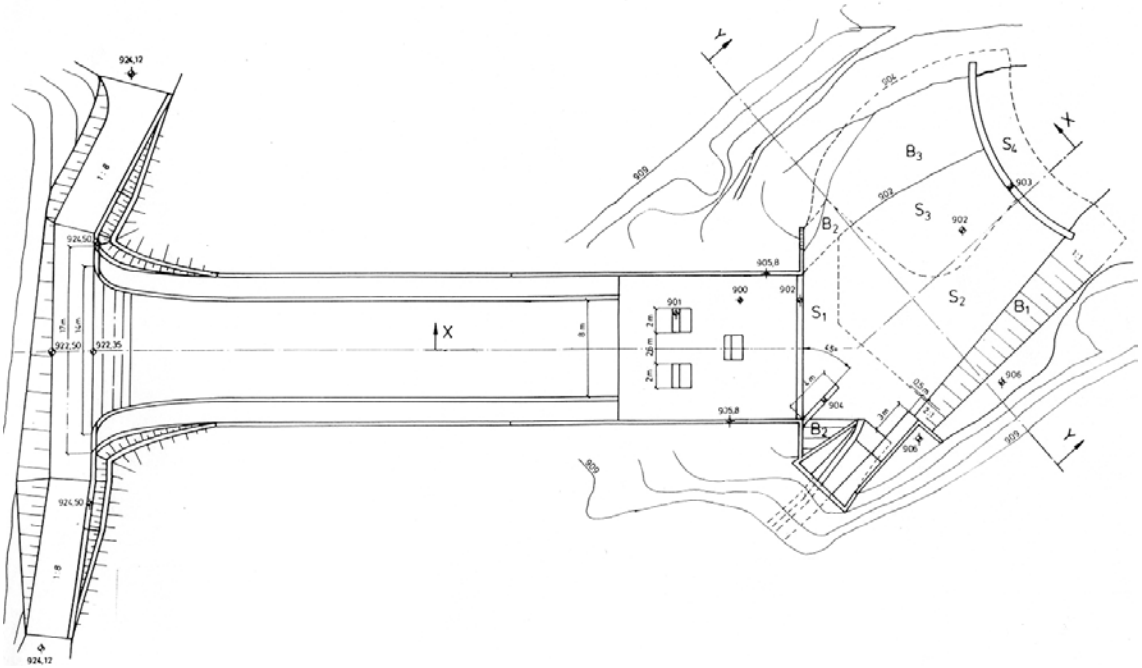
Die ersten Versuchsergebnisse zeigten:

- Überströmung des Dammes vor Erreichen des max. geforderten Abflusses.
- Auftreten von deutlichen Stoßwellen am Beginn der Schußrinne.
- Im Tosbecken keine zufriedenstellende Energieumwandlung – Wirbelbildung, die Deckwalze wandert aus.
- Ungünstige Abströmung nach dem Tosbecken – Erosionen, Anströmung des Gegenhanges, Gefährdung seiner Standsicherheit.

Dies führte zu Änderungen bzw. Optimierungen:

- Einlaufbereich der Schußrinne: Schaffung symmetrischer Verhältnisse bzgl. Geometrie und Erhöhung der seitlichen Zulaufbegrenzungen.
- Tosbeckengeometrie: Tieferlegung um 2m, Verkürzung um 4m, Einbau von 3 Störkörpern, Tieferlegen der Seitenwände um 1,20m. Zusätzlich Anheben der Gegenschwelle am Ende des Naturtosbeckens um 1m ($h_{ü,max}$ = 1,5m).
- Um den Gegenhang (B1) zu entlasten wurde eine strömungslenkende Prallwand am rechtsseitigen Ende des Tosbeckens eingebaut. Geometrie: Im Grundriß um 45 Grad vom Tosbeckenende abweichend, 4m lang und 2m über die Endschwelle des Tosbeckens erhöht.
- Verlängerung des Auslaufes der bestehenden HW-Entlastung um 3m. Damit wird eine leichte Ablenkung des austretenden Strahles nach links erreicht und zugleich eine Entlastung des gefährdeten Gegenhanges.
- Ermittlung der notwendigen Sicherungsbereiche.
- Zusätzlich wurde noch eine mögliche Verklausung des Einlaufbereiches untersucht, wobei jedoch kein Gefahrenpotential erkennbar war.

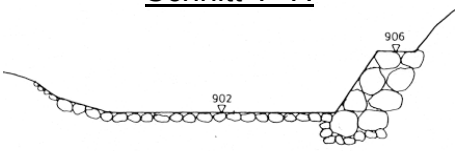
Ausführungsvorschlag (Variante I)



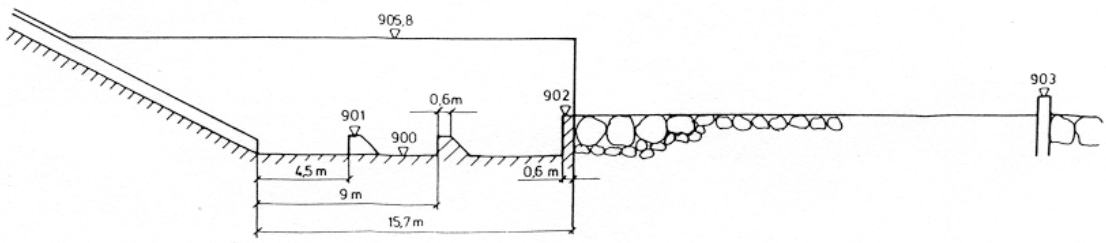


Laboraufnahme des Tosbeckens bei einer Beaufschlagung von HQ_{5000} ($70m^3/s$). Kein Abfluß durch den Stollen (bestehende HW-Entlastung).

Schnitt Y-Y:



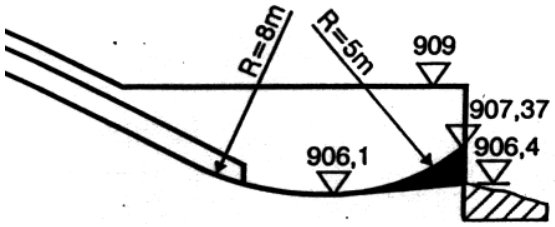
Schnitt X-X:



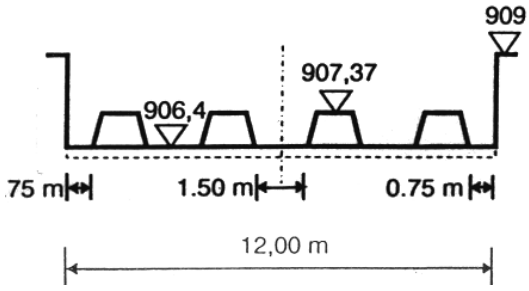
3.5 Variante II - Sprungschanze:

Ausgangszustand (Variante II)
Einlauf und Schußrinne identisch zu Var.1!

Schnitt:



Ansicht von UW-Seite:



Die ersten Versuchsergebnisse zeigten:

- Unbefriedigende Abwurf- und Auftreffsituation des Wasserstrahles.
- Anströmung des Gegenhanges, Gefährdung seiner Standsicherheit.
- „Aufsteigen“ der Abströmung.
- Zusätzliche Erosion mit Gefahr der Unterspülung des Hangfußes links und rechtsseitig der Schanze.

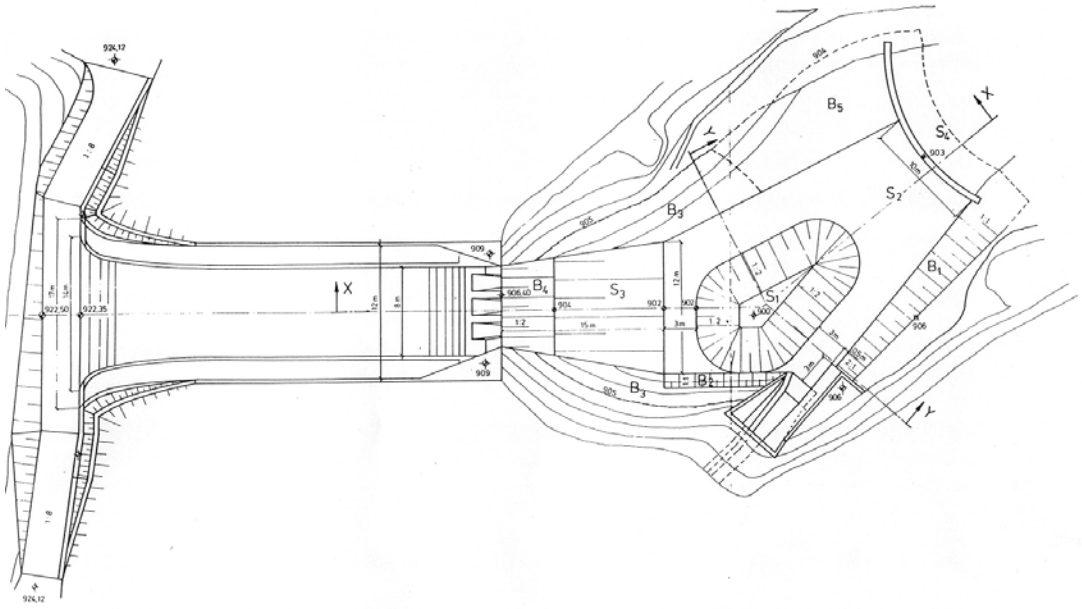
Bedingt durch die topographischen Verhältnisse - Gegenhang steht schräg zur Schußrinnenrichtung - und die aufgetretenen Erosionen im Aufprallbereich, wurde besonderes Augenmerk auf Wurfweite und Aufprallfläche gelegt. Ziel war es eine möglichst geringe Belastung der Auftrefffläche zu erreichen, um die Sohlerosionen gering zu halten, und gleichzeitig einen „Respektabstand“ von den angrenzenden Böschungen zu halten.



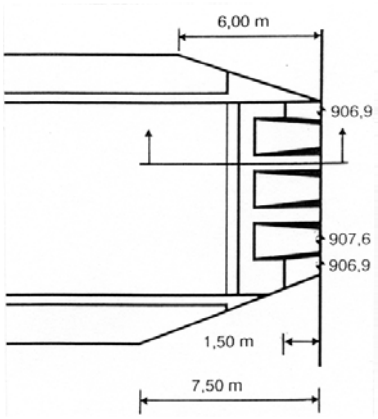
Diese Überlegungen führten zu Änderungen bzw. Optimierungen:

- Einengung des Abwurfbreite von 12m auf 7,20m - zur leichten Ablenkung des Strahles nach links wurde die Einengung unsymmetrisch durchgeführt.
- Anordnung von Aufreißzähnen mit unterschiedlicher Geometrie – um ein differenziertes Aufreißen des Wurfstrahles der Länge und Höhe nach zu erreichen. Bei einer HW-Abfuhr von 70m^3/s liegt der Auftreffmittelpunkt ca. 20m unter der Schanzenvorderkante.
- Schaffung eines nur 2m tiefen „Vorkolkes“, der den eintauchenden Strahl soweit vertost, dass ein beruhigter Abfluß zur Gegenschwelle stattfindet (eine grössere Kolktiefe war aus o.a. Gründen praktisch nicht möglich).
- Ermittlung der notwendigen Sicherungsbereiche – z.B. müssen im Bereich des Vorkolkes, Steine von 4-5 to Naturmasse eingesetzt werden.

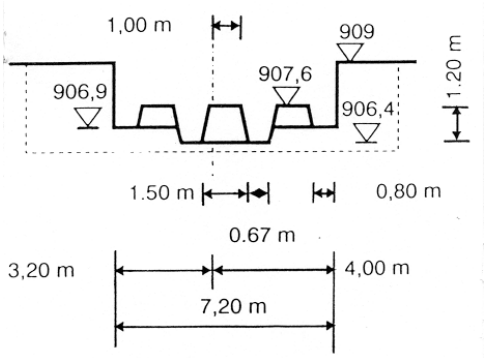
Ausführungsvorschlag (Variante II)



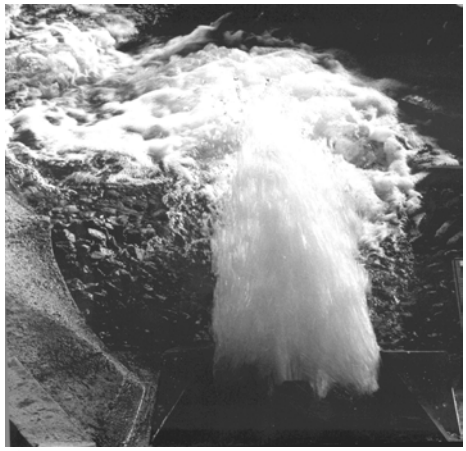
Grundriß:



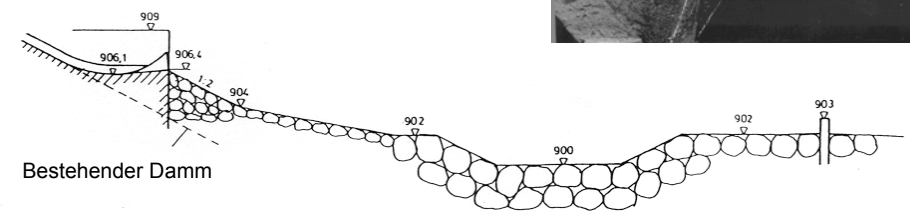
Ansicht von UW-Seite:



Laboraufnahme der Sprungschanze bei einer Beaufschlagung von HQ_{5000} ($70m^3/s$). Kein Abfluß durch den Stollen (bestehende HW-Entlastung).



Schnitt X-X:



Bezüglich Sohlsicherungen sowie Böschungssicherungen wurden von Institutsseite für beide Varianten Vorschläge erstellt und in den jeweiligen Ausführungsvorschlägen eingearbeitet. Die statisch-geotechnisch erforderliche Gründungstiefe muß jedoch im Zuge der Detailplanung ermittelt werden.
Eine Beeinflussung der bestehenden HW-Entlastung (Stollen) durch die neue Anlage (Variantenunabhängig) scheint nicht gegeben zu sein (Gefahr des Zuschlagens). Die Erhöhung der Abflusstiefe in der Schußrinne - durch Selbstbelüftung - zeigte hier (nach Berechnungsansatz von Wood, 1987) praktisch keine Auswirkung.

4. SCHLUSSFOLGERUNG - VORGESCHLAGENE LÖSUNG

Beide Varianten sind im Modellversuch (M 1:15) ausführlich getestet und optimiert worden. Technisch gesehen sind sie bzgl. der Energieumwandlung, trotz der z.T. schwierigen topographischen Verhältnisse, lt. Ausführungsvorschlägen, umsetzbar. Von Institutsseite, ist aus hydraulischer Sicht, keine der beiden Varianten eindeutig zu bevorzugen.
Ein Entscheidungskriterium für den Auftraggeber war der Bautechnisch– monetäre Aufwand. Da es sich im Bereich des Gosausees um ein Naturschutzgebiet und ein beliebtes Ausflugsziel handelt, haben auch diese Kriterien entsprechend zur Variantenentscheidung beitragen.

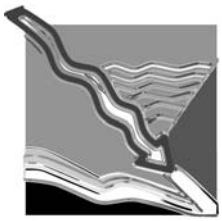
Der Auftraggeber hat sich letztendlich für die „Variante II – Sprungschanze“ entschieden; sie wurde zur wasserrechtlichen Begutachtung vorgelegt und bewilligt. Die bautechnische Umsetzung soll in nächster Zukunft erfolgen.

Literatur:

[1] Die Talsperren Österreichs 1961
[2] Homepage / Prospekte - Energie AG Oberösterreich
[3] Gutachten der TU-Graz, Gosaudamm-Hochwasserentlastung 2001 (unveröffentlicht)

Univ. Ass. Dipl.-Ing. Alfred Hammer
O. Univ. Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Günther Heigerth
Ao. Univ. Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Roman Klasinc
Technische Universität Graz
Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft
Stremayrgasse 10/II
A-8010 Graz
Tel. +43(0)316 873-8359
Fax.+43(0)316 873-8357
alfred.hammer@tugraz.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



NUMERISCHE SIMULATION DER STRÖMUNG DURCH RÜCKSTROMDROSSELN VON ZWEIKAMMER - DIFFERENTIALWASSERSCHLÖSSERN

Univ.Ass. Dipl.-Ing. Dominik Mayr
O. Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Günther Heigerth

KURZFASSUNG

Im Beitrag werden die Berechnungen für die Rückstromdrossel Ofenwald des Pumpspeicher - Kraftwerkes Häusling der Verbund - Austrian Hydropower AG dargestellt, die mittels eines dreidimensionalen numerischen Strömungsprogramms für zwei Lastfälle gewonnen wurden. Die Berechnungen wurden am Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität Graz durchgeführt. Es werden Partikelbahnen durch die Rückstromdrossel sowie Geschwindigkeits- und Druckverteilungen für ausgewählte Querschnitte dargestellt. Errechnete Werte für das Widerstandsverhalten werden mit den Ergebnissen von Modellversuchen verglichen.

1. EINLEITUNG

Die an Hochdruckwasserkraftanlagen im europäischen Verbundnetz gestellten Aufgaben als Momentanreserve, zur Abdeckung von Verbrauchsspitzen und zur Frequenzregelung können nur durch eine Auslegung für „freie“ Betriebsführung der meisten Anlagenteile erfüllt werden. Dabei kommt bei der Auslegung von Triebwasserwegen der Schwingungsdämpfung von Wasserschlössern entscheidende Bedeutung zu.

Rückstromdrosseln am Übergang von Unterkammer zu Steigschacht von Zweikammer - Differentialwasserschlössern eignen sich durch ihr stark unterschiedliches hydraulisches Widerstandsverhalten zur Dämpfung von Wasserschlossschwingungen (HEIGERTH, 1970, Abbildung 1.1). Bei der Auslegung von Rückstromdrosseln im Gesamtsystem Druckstollen – Wasserschloss – Druckschacht wurde bis jetzt von den Ergebnissen hydraulischer Modellversuche ausgegangenen (z. B. GSPAN, 1979). Da numerische Verfahren im Wasserbau zunehmend an Bedeutung gewinnen, wurde für die Rückstromdrossel Ofenwald des Pumpspeicher - Kraftwerkes Häusling der Austrian Hydropower AG versucht, die Strömungsverhältnisse und die Druckverluste für die beiden

Strömungsrichtungen auf rechnerischem Wege zu ermitteln und den Ergebnissen von Modellversuchen gegenüberzustellen.

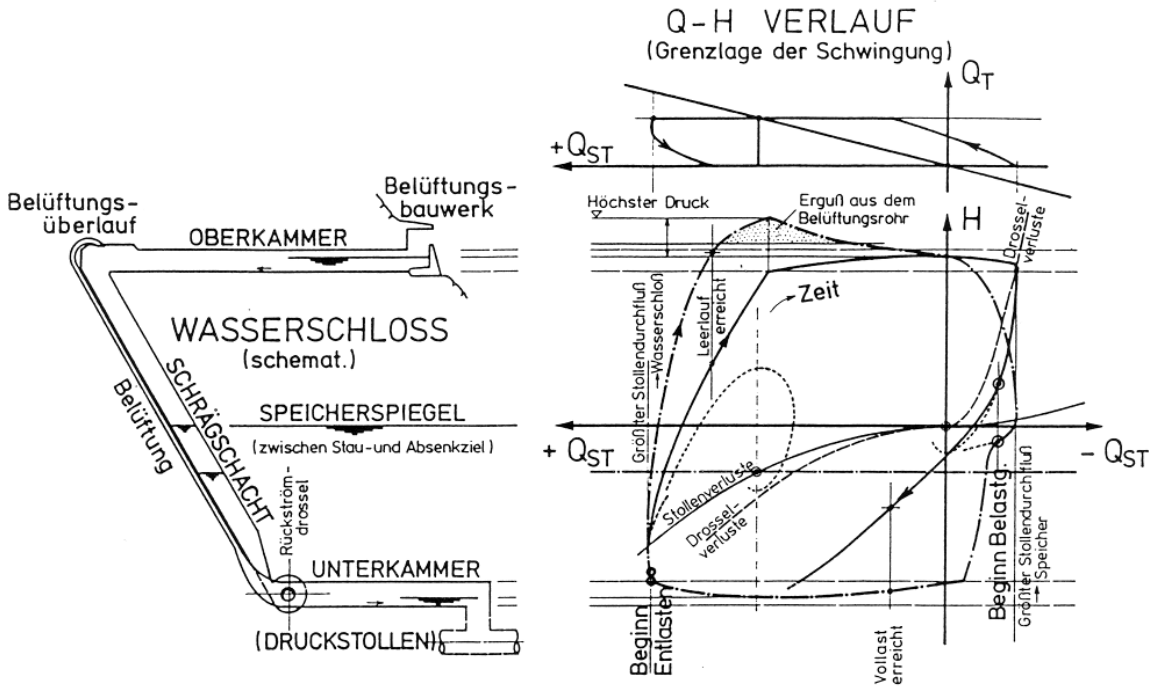


Abbildung 1.1: Zweikammer – Differentialwasserschloss, Längsschnitt und extreme Schwingungen, GSCHAIDER, EWY, HEIGERTH, 1972

2. RÜCKSTROMDROSSEL OFENWALD

Die Rückstromdrossel Ofenwald des Pumpspeicher – Kraftwerkes Häusling der Verbund – Austrian Hydropower AG (AHP) befindet sich am Übergang zwischen Unterkammer und Steigschacht des oberwasserseitigen Teiles des gesamten Triebwassersystems. Diese Drossel bildet eine aus Drosseltorus, Saugrohr, rechtwinklig zum Saugrohr angeordneten Unterkammerteil und dem Belüftungssystem bestehende Einheit (Abbildung 2.1). An der Drossel wurden neben anderen Messeinrichtungen die Druckmessstellen E1 und E3 beim Bau vorgesehen. Als Hauptstromrichtung (HR) wird die Bewegung mit geringem Widerstand von der Unterkammer in den Lotschacht, als Rückstromrichtung (RR) die Bewegung mit großem Widerstand in umgekehrter Richtung bezeichnet. Beim Strömen in Rückstromrichtung bildet sich im Drosseltorus ein ausgeprägter Wirbel. Als Bezug für die Verlustbeiwerte ζ_{HR} in Hauptstromrichtung und ζ_{RR} in Rückstromrichtung nach Gleichung 1.1 dient der Querschnitt an der Stelle d_E.

$$h_v = \zeta \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g} \quad [m] \qquad (1.1)$$

mit: h_v Verlusthöhe [m]
ζ Verlustbeiwert [-]
v Gemittelte axiale Geschwindigkeit im Querschnitt d_E [m/s]

Da die Verlustbeiwerte durch die Drossel von den Zu- und Abströmverhältnissen abhängig sind, ist es für die Durchführung weiterführender hydraulischer Berechnungen von Zweikammer – Differentialwasserschlössern notwendig, die Verluste des Einströmens in die Unterkammer bzw. des Ausströmens in die Verlustbeiwerte einzubeziehen.

Die Widerstandsbeiwerte für die Drossel Ofenwald wurden an einem hydraulischen Modell zu $\zeta_{HR} = 0{,}72$ und $\zeta_{RR} = 23$ ermittelt (Angaben AHP).

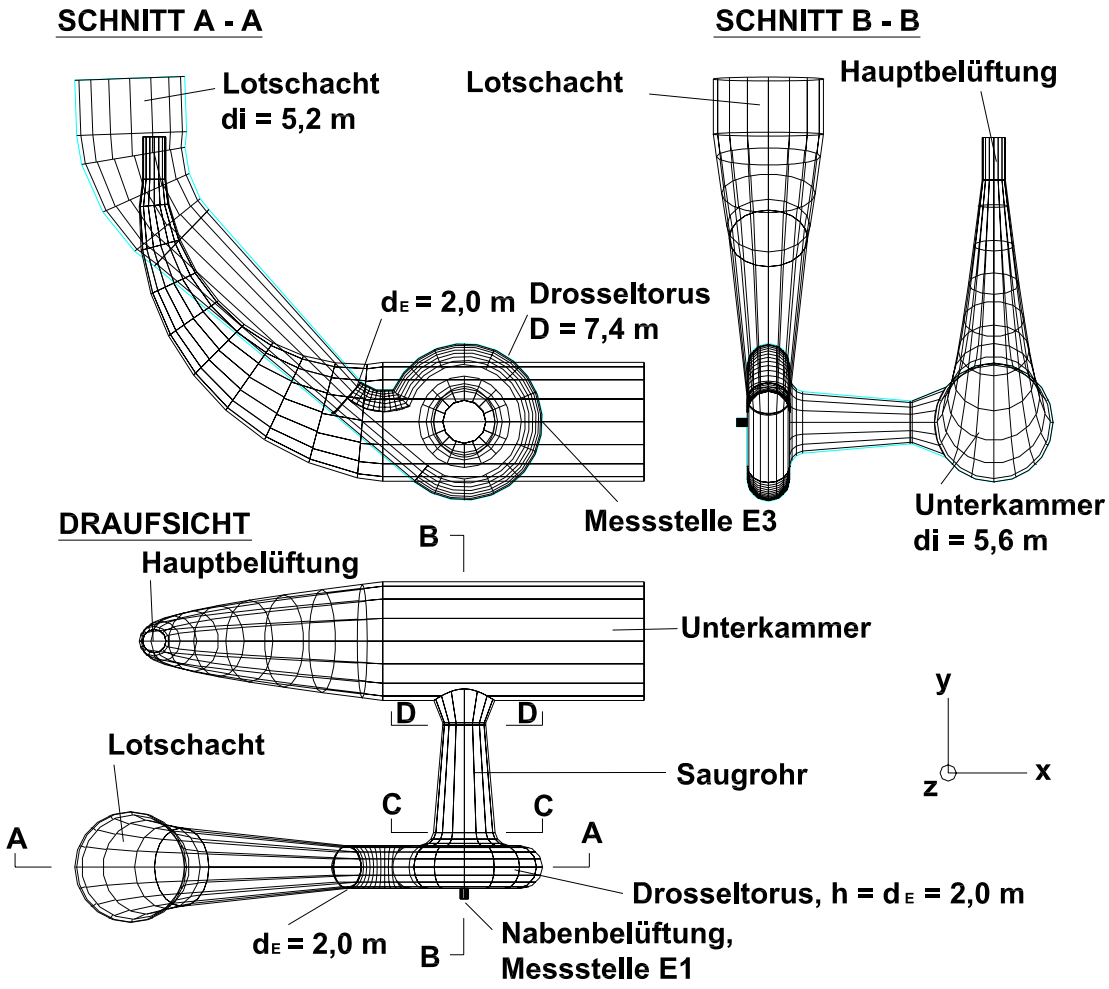


Abbildung 2.1: System Rückstromdrossel Ofenwald

3. NUMERISCHES MODELL, RANDBEDINGUNGEN

Die Simulationsrechnungen wurden mit dem numerischen Strömungsprogramm FIRE der Firma AVL List GmbH, Graz durchgeführt. Als Diskretisierungsmethode wird bei diesem Programm das Verfahren der finiten Volumina angewendet. Alle abhängigen Variablen wie Impuls, Druck, turbulente kinetische Energie und Dissipationsrate wurden für den Zentrumspunkt jedes Volumens berechnet. Die Ableitung der Finite – Differenzen – Gleichungen erfolgt auf Basis des Finite – Volumina Ansatzes von GOSMAN, PUN, 1974, wobei jeder Term der Differentialgleichungen über die umgebenden Kontrollvolumina im Zeitschritt integriert wird. Die Verknüpfung der Impuls- und der Kontinuitätsgleichung erfolgt als iterativer „estimate and correct“ Prozess (SIMPLE Algorithmus). Als Turbulenzmodell wurde das Reynolds – Stress – Modell gewählt.

Die numerischen Berechnungen wurden an zwei Vollmodellen in Abhängigkeit des untersuchten Lastfalles durchgeführt. Modell 1 mit einer Zellenanzahl von 260.000 wurde für die Hauptstromrichtung (Lastfall HR, Abbildung 4.1), Modell 2 für die Rückstromrichtung (Lastfall RR, Abbildung 4.2) verwendet (Zellanzahl 175.000 Zellen). Die Abmessungen der beiden Modelle entsprachen jenen der Großausführung. Beide Modelle wurden als unstrukturierte Netze aufgebaut. Um eine Vergleichbarkeit der Berechnungsergebnisse mit den Modellmessungen zu gewährleisten, wurden die Längen der abführenden Stollen bzw. Schächte entsprechend lang gewählt.

Die Rechnungen wurden für einphasiges Fluid und stationäre Verhältnisse durchgeführt, die Wassermenge betrug in Anlehnung an die Verhältnisse der Großausführung für beide Lastfälle 30 m³/s. Als Randbedingung am jeweiligen Eintrittsquerschnitt wurde die Geschwindigkeit vorgegeben, die Randbedingung am Austrittsquerschnitt wurde mit 100.000 Pascal für Lastfall HR und 10.000 Pascal für Lastfall RR vorgegeben. Die zeitabhängige Entnahme aus dem Wasserschloss wurde für den Lastfall RR zunächst aus Gründen der Vereinfachung nicht angesetzt.

Die Berechnungen wurden unter Annahme einer glatten Rohrwandung durchgeführt. Ein Durchfluss durch die Hauptbelüftung sowie die Nabenbelüftung wurden in den Randbedingungen nicht berücksichtigt. Ebenso wurden bodennahe Beruhigungsschwellen in der Unterkammer im Gittermodell nicht simuliert.

4. ERGEBNISSE

4.1. Partikelbahnen, Geschwindigkeiten

Abbildung 4.1 zeigt zwei berechnete Partikelbahnen für den Lastfall HR. Es fällt auf, dass es beim Einströmen in den Drosseltorus zu Ablösungen mit Wirbelbildungen kommt. Diese Wirbel setzen sich bis in den Lotschacht fort. Die Partikelbahnen des Lastfalles RR zeigen die charakteristische Drallströmung im Drosseltorus, die sich im Saugrohr fortsetzt und in die Unterkammer erstreckt.

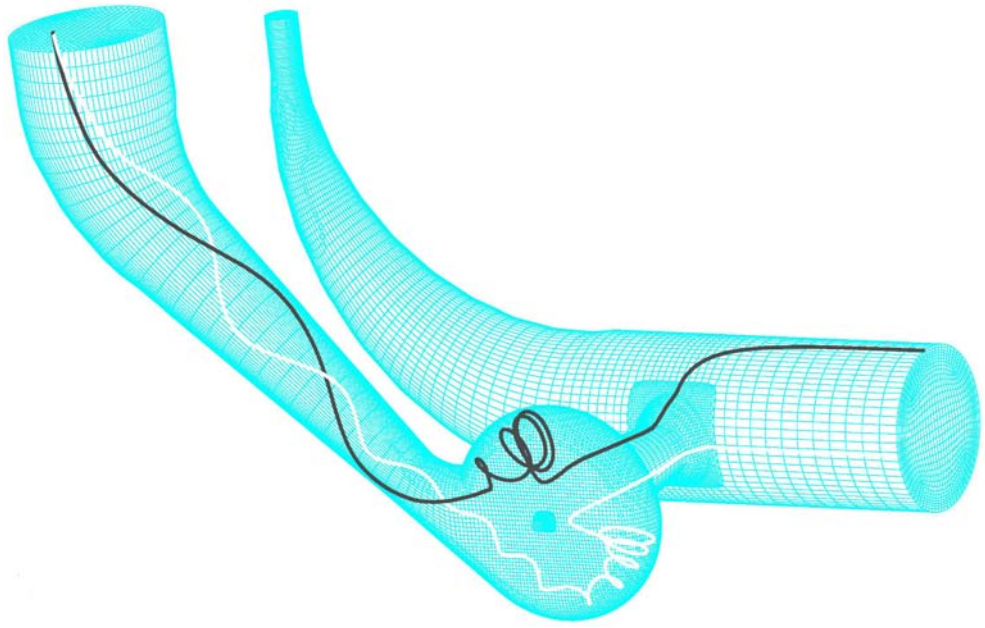


Abbildung 4.1: Lastfall HR, Modell 1, Partikelbahnen

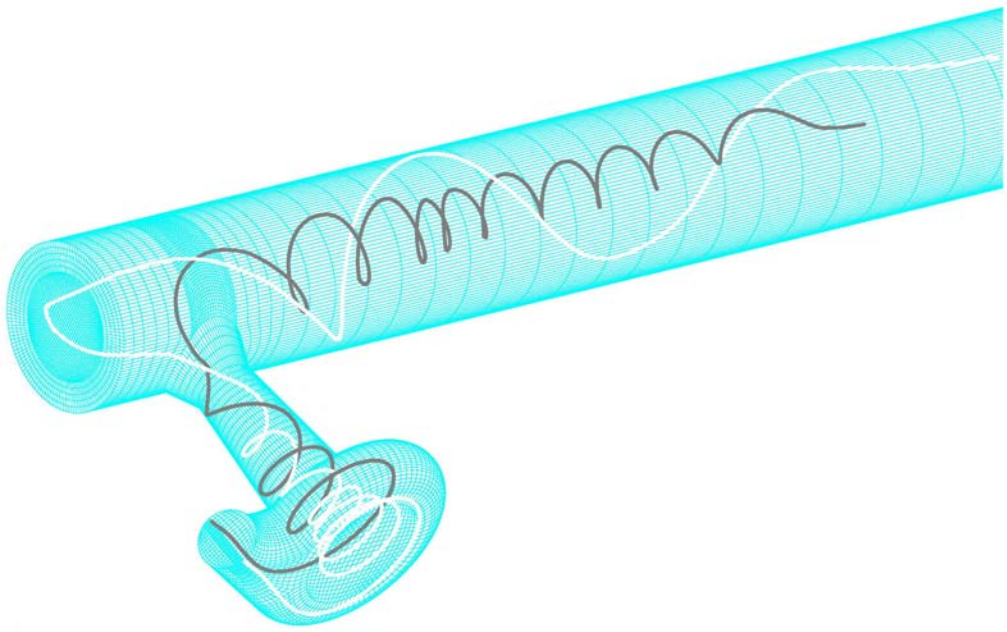


Abbildung 4.2: Lastfall RR, Modell 2, Partikelbahnen

Rückstromdrosseln werden im Lastfall RR erst nach einer „Anlaufphase“ voll wirksam. Abbildung 4.3 zeigt die zeitliche Entwicklung der Tangentialgeschwindigkeiten und der Drücke im Drosseltorus entlang einer Vertikalen, die durch Schnitt A – A und Schnitt B – B gebildet wird. Die Drossel erreicht nach den Berechnungen nach ca. 20 Sekunden ihre volle Wirksamkeit. Der sich ausbildende Wirbel ist von der Form eines kombinierten Wirbels mit dem zirkulierenden Kern und der rotierenden Umgebung. Die Berechnungsergebnisse für den vollausgebildeten Wirbel entsprechen qualitativ den gemessenen Tangentialgeschwindigkeiten von Wirbeldrosseln, wie sie z.B. in HAACK, 1993, dargestellt sind.

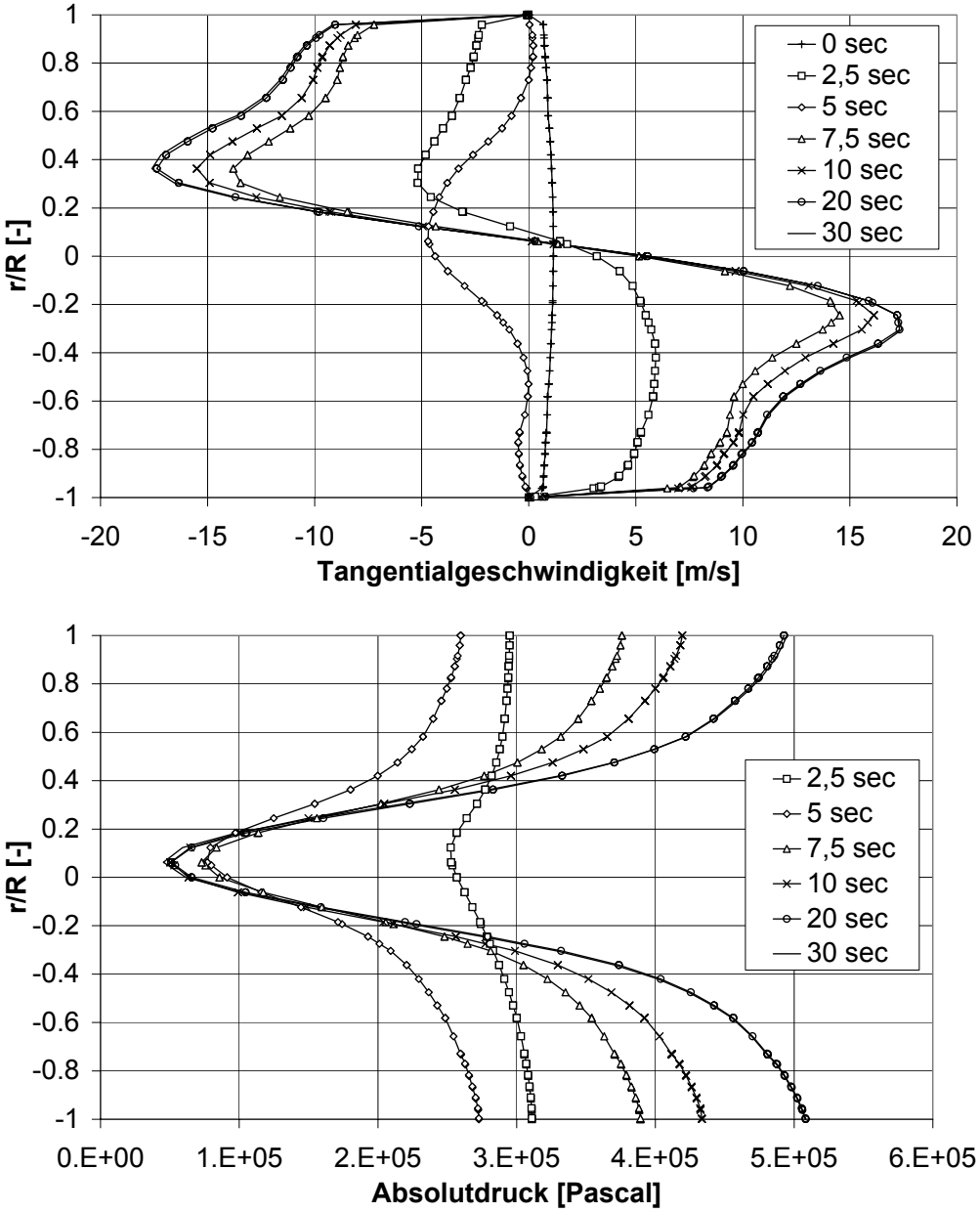


Abbildung 4.3: Lastfall RR, Drosseltorus, Schnitt A – A:B – B, Tangentialgeschwindigkeiten, Absolutdrücke

Abbildung 4.4 zeigt ausgehend vom Schnitt A – A des Drosseltorus die Tangential- und Axialgeschwindigkeiten (in y-Richtung) sowie die Druckverteilungen bei vollausgebildeter Wirbelströmung (T = 30 sec) in den Schnitten C – C und D – D des Saugrohres. Bedingt durch die exzentrische Zuströmung befindet sich das Zentrum des Wirbelkernes nicht in der Achse des Saugrohres. Im Schnitt D – D wurde ein ausgeprägter Totwasserkern mit Strömungskomponenten gegen die Hauptströmungsrichtung berechnet. Unterdruck im Drosseltorus, der zum Einsaugen von Luft führt, wurde bei der gewählten Druckrandbedingung nicht errechnet.

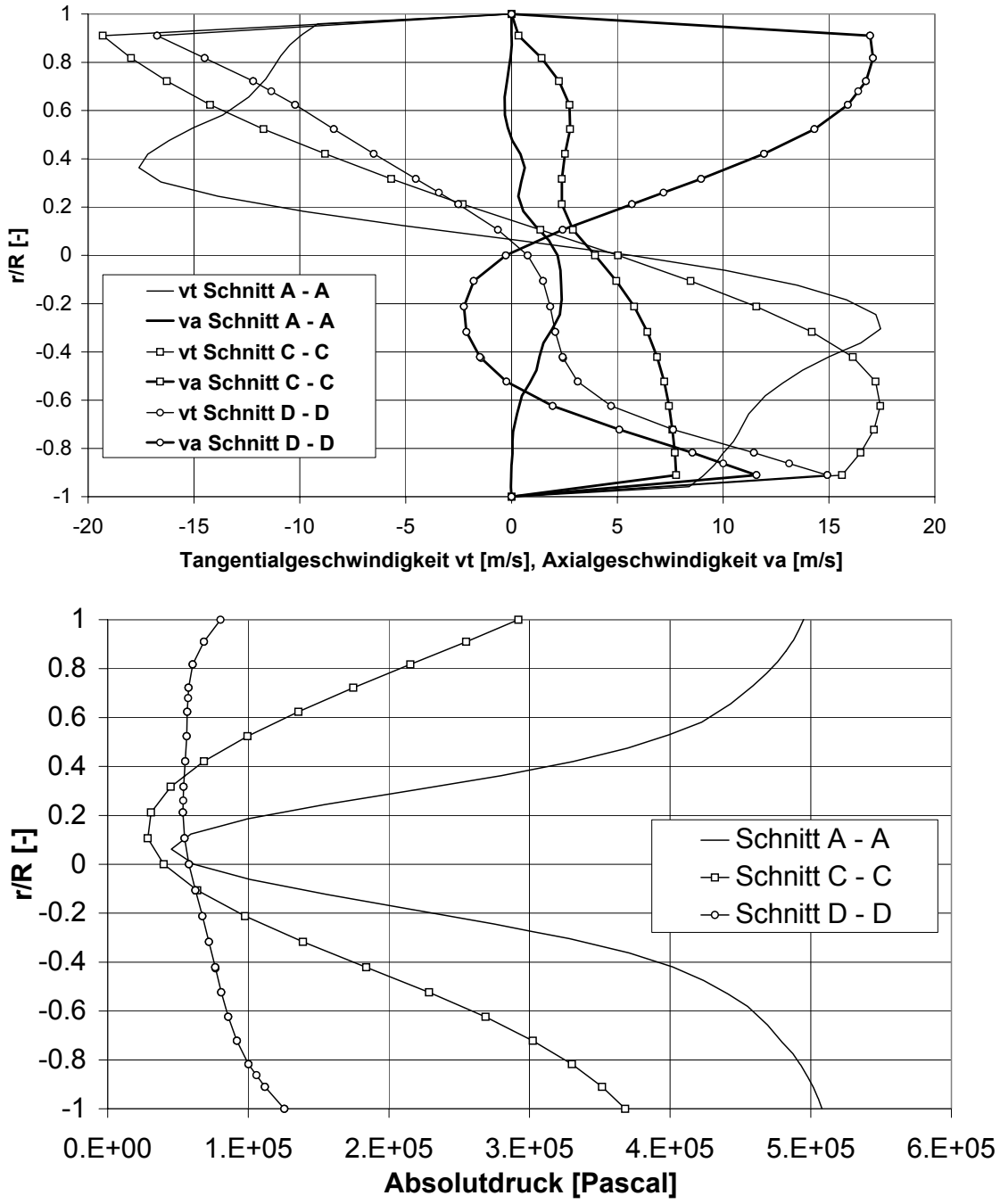


Abbildung 4.4: Lastfall RR, Schnitt A – A, C – C, D – D, Axial- und Tangentialgeschwindigkeiten, Absolutdrücke

4.2. Verlustbeiwerte

Für den Lastfall HR ergibt die numerische Berechnung eine Druckdifferenz von 3,69 m zwischen Unterkammer und Lotschacht und stimmt mit der Druckdifferenz gemäß Modellversuch von 3,35 m in ausreichender Genauigkeit überein.

In der Abbildung 4.5 sind für den Lastfall RR die Druckverläufe in der Unterkammer, im Lotschacht und für die Messstellen E1 (Nabenbelüftung) und E3 dargestellt. Für stationäre Verhältnisse ergibt sich die Druckdifferenz zwischen Eintrittsquerschnitt d_E zur Drossel und Unterkammer zu ca. 40 mWs, was eine beträchtliche Differenz zu der gemäß dem Modellversuch ermittelten Druckdifferenz von ca. 107 m darstellt. Die Differenz ist neben anderen Einflüssen wahrscheinlich auch auf die Vernachlässigung der Oberflächenrauhigkeit in der Rechnung zurückzuführen.

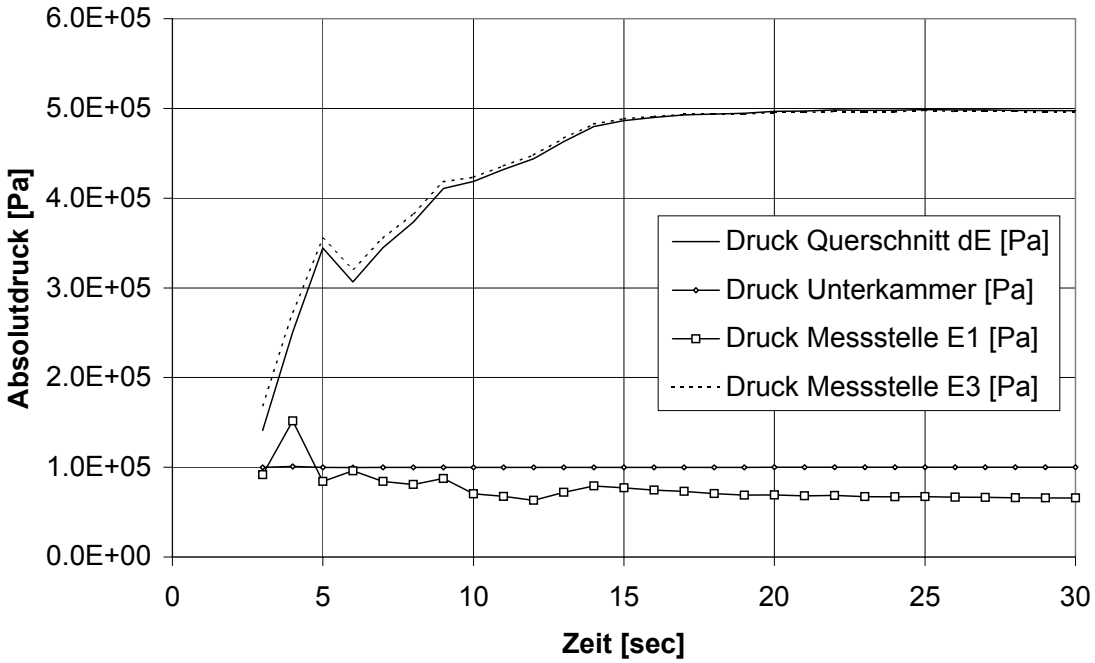


Abbildung 4.5: Lastfall RR, Absolutdrücke im Drosseleintritt, Unterkammer, Messstellen E1 und E3

ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK

Im Beitrag werden die Berechnungen für die Rückstromdrossel Ofenwald des Pumpspeicher - Kraftwerkes Häusling der Verbund - Austrian Hydropower AG dargestellt, die mittels eines dreidimensionalen numerischen Strömungsprogrammes unter Annahme einphasiger Strömung für zwei Lastfälle gewonnen wurden. Partikelbahnen durch die Rückstromdrossel sowie Geschwindigkeitsverläufe und Druckverteilungen für ausgewählte Querschnitte sind dargestellt. Die Berechnungen zeigen, dass in beiden Lastfällen bei der Durchströmung der Drossel drallbehaftete Umlenkströmungen (Lastfall HR)

bzw. vollausgebildete Drallströmungen (Lastfall RR) entstehen, die sich jeweils unterwasserseitig fortsetzen.

Die berechneten Werte für das Widerstandsverhalten der Drossel zeigen wegen der getroffenen Vereinfachungen nur teilweise eine zufriedenstellende Übereinstimmung mit den Ergebnissen von Modellversuchen. Durch die Berücksichtigung der Oberflächenrauhigkeit in den Randbedingungen wird eine bessere Annäherung an die Ergebnisse der Modellversuche und der Naturmessungen erwartet.

Im Rahmen von Mehrphasenrechnungen soll zukünftig das Kavitationsverhalten bzw. die Wirkung der Belüftungseinrichtungen auf das hydraulische Verhalten der Rückstromdrossel ermittelt werden.

LITERATUR

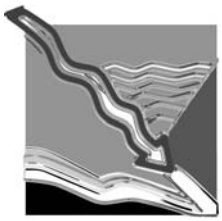
GOSMAN, A.D.; PUN, D.C.; Lecture notes for mechanical engineering course calculation of recirculating flows, London, Imperial College, 1974
GSCHAIDER, F.; EWY, G.; HEIGERTH, G.; Triebwasserführung, Wasserschlösser und Bachbeileitungen der Zemmkraftwerke, ÖZE, Band 25, No. 10, 1972
GSPAN, J.; Untersuchungen an der hydraulischen Rückströmdrossel von Wasserschlössern, Wasserwirtschaft Band 69, No. 12, 1979
HAACK, F.; Transientes Strömungsverhalten in Wirbelkammerdioden, Mitteilungen des Institutes für Wasserbau, TU Stuttgart, Heft 81, 1993
HEIGERTH, G.; Drossel- und Differentialwasserschlösser von Regelkraftwerken mit freier Betriebsführung, Dissertation, Technische Universität Wien, 1970, unveröffentlicht
HUBER; B.; Der Einfluss einer Rückstromdrossel auf die Transmission und Reflexion von Druckwellen, Dissertation, Technische Universität Wien, 1999, unveröffentlicht

DANKSAGUNG

Der Firma Verbundplan, Salzburg wird für die Unterstützung bei der Erstellung des Beitrages gedankt.

Univ.Ass. Dipl.-Ing. Dominik Mayr
O. Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Günther Heigerth
Technische Universität
Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft
Stremayrgasse 10/II
A-8010 Graz
Tel.: +43/316/873-8360
Fax: +43/316/873-8357
Email: heigerth@kwb.tu-graz.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



HYDRAULISCHES VERHALTEN VON SYMMETRISCHEN ROHRVERZWEIGUNGEN BEI DRALLBEHAFTETER ZUSTRÖMUNG

Univ.Ass. Dipl.-Ing. Dominik Mayr
Dipl.-Ing. Thomas Jahrbacher
Univ.Ass. Dipl.-Ing. Alfred Hammer
Ao. Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.-techn. Roman Klasinc

KURZFASSUNG

Zwischen Triebwasserweg und Maschinenhaus von Wasserkraftanlagen werden Rohrverzweigungen samt den Verteilrohrleitungen zur Aufteilung des Flüssigkeitsstromes auf die einzelnen Maschinensätze angeordnet.

Am Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität Graz wurden an einem hydraulischen Modell einer symmetrischen Dreifachverzweigung Grundsatzuntersuchungen durchgeführt, bei denen der axialen Zuströmung eine Drallströmung überlagert wurde. Dieser Drall wurde mittels eines Leitapparates erzeugt, der aus verdrehbaren Schaufeln besteht.

Im Beitrag werden für den Verteilbetrieb die Auswirkungen der Drallströmung auf die Strömungsverhältnisse sowie die Energieverluste in Abhängigkeit der Verdrehwinkel der Leitschaufeln dargestellt.

1. EINLEITUNG

Im Bereich des Wasserbaus finden die Rohrverzweigungen unter anderem im Wasserkraftanlagenbau sowohl im Verteil- als auch im Sammelbetrieb (zB. bei Pumpspeicherwerken) ihre Anwendung. Dreifachverzweigungen oder Trifurcatoren (Abbildung 1.1) stellen unter den Rohrverzweigungen einen Sonderfall dar, da bei diesen die drei Verteil- bzw. Sammelleitungen in einem Punkt mit der Hauptleitung zusammengeführt werden.

Zur Abklärung der hydraulischen Fragestellungen von Rohrverzweigungen bedient man sich meistens des hydraulischen Modellversuchswesens. Bei der Ermittlung von Energieverlusten bzw. Untersuchungen der Strömungsvorgänge an hydraulischen Modellen wird danach getrachtet, die Zuströmbedingungen

zum Verzweiger möglichst gleichförmig einzustellen, d. h. die Zuströmung sollte rotationssymmetrisch und das Geschwindigkeitsprofil vollausgebildet turbulent und drallfrei sein. Aus Versuchen an Großausführungen ist jedoch bekannt, dass dem Verteilsystem vorgeschaltete Krümmer das Geschwindigkeitsprofil am Eintritt zum Verteilsystem verändern können und es dadurch zu Differenzen zwischen den im Labor bestimmten und den an der Großausführung gemessenen Energieverlusten kommt.

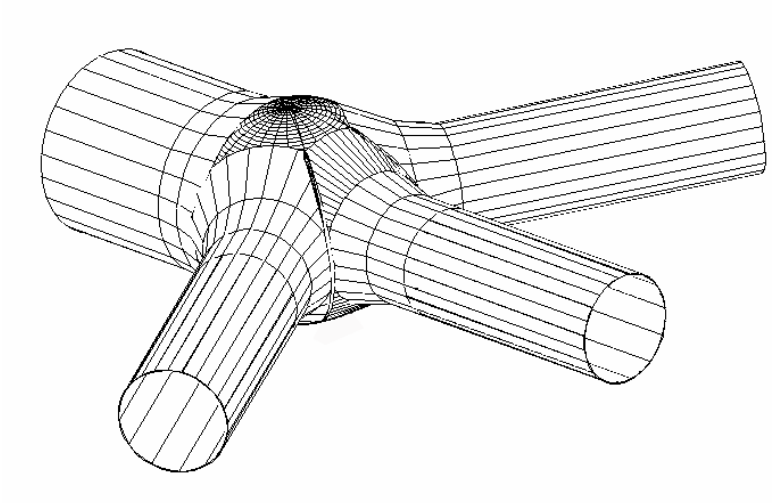


Abbildung 1.1: Trifurcator, 3D – Ansicht

Neben den durch Krümmer hervorgerufenen Veränderungen des turbulenten Geschwindigkeitsprofils können Pumpen, Triebwassereinläufe und das aus einem Wasserschloss in das Triebwassersystem einmündende Wasser der vornehmlich translatorischen Bewegung eine Drallströmung überlagern, deren Auswirkungen auf die Strömungsverhältnisse und Energieverluste der Rohrverzweigungen nicht vollständig geklärt sind.

Dieser Beitrag beschreibt die an einem Trifurcator mit vorgegebener Geometrie durchgeführten Grundsatzuntersuchungen für den Verteilbetrieb. Untersucht wurde der Einfluss einer der translatorischen Hauptbewegung des Wassers überlagerten Drallströmung und deren Auswirkung auf die Strömungsverhältnisse und Energieverluste. Der Drall wurde der Zuströmung mit einem Leitapparat mit verstellbaren Leitschaufeln aufgebracht.

2. THEORETISCHE GRUNDLAGEN

Zur Ermittlung der hydraulischen Energieverluste von Rohrverzweigungen wird aufbauend auf der Stromfadentheorie von der Bernoulli-Gleichung für stationäre und reibungsbehaftete Strömung für inkompressible Flüssigkeiten ausgegangen, die zwischen dem Eintrittsquerschnitt (1) und einem Querschnitt (2) eines abzweigenden Stranges angesetzt wird. Die Formverluste $h_{v,F}$ zufolge der Umlenkungen, Ablösungen, etc. werden mit Hilfe des Formverlustbeiwertes ζ auf die Geschwindigkeitshöhe eines zuvor definierten Fließquerschnittes bezogen, wobei im ζ-Wert die zahlenmäßige Information über den Energieverlust enthalten ist.

$$h_{v,F} = \zeta \cdot \frac{v_{1am}^2}{2 \cdot g} \tag{1.1}$$

mit:

$h_{v,F}$	Formverlust [m]
ζ	Verlustbeiwert für Formverluste [-]
v_{1am}	Gemittelte axiale Geschwindigkeit [m/s]

Durch Umformung der Bernoulli-Gleichung und Aufspaltung der gesamten hydraulischen Energieverluste Σh_v in die Reibungsverluste $\Sigma h_{v,R}$ und die Verluste zufolge Umlenkung $h_{v,F}$ ergibt sich der ζ-Wert – bezogen auf den Eintrittsquerschnitt 1 - zu:

$$\varsigma = \frac{2g}{v_{1am}^2} \cdot \left[(z_1 - z_2) + \left(\beta_1 \cdot \frac{p_{1m}}{\rho \cdot g} - \beta_2 \cdot \frac{p_{2m}}{\rho \cdot g} \right) + \left(\alpha_1 \cdot \frac{v_{1am}^{\ 2}}{2 \cdot g} - \alpha_2 \cdot \frac{v_{2am}^{\ 2}}{2 \cdot g} \right) - \Sigma h_{vR} \right] \tag{1.2}$$

mit:

z_1, z_2	Geodätische Höhen [m]
$\frac{p_{1m}}{\rho \cdot g}, \frac{p_{2m}}{\rho \cdot g}$	Gemittelte Druckhöhen [m]
ρ	Dichte des Fluids [kg/m³]
α_1, α_2	Geschwindigkeitshöhenausgleichswert [-]
β_1, β_2	Ausgleichswert für die Druckhöhen [-]
v_{1am}, v_{2am}	Gemittelte axiale Geschwindigkeiten [m/s]
$\frac{v_{1am}^2}{2 \cdot g}, \frac{v_{2am}^2}{2 \cdot g}$	Geschwindigkeitshöhen [m]

$$\alpha = \frac{1}{v_{am}^3 \cdot A} \int_A v_{(A)}^2 \cdot v_{a(A)} dA, \qquad \beta = \frac{\int_A p_{(A)} \cdot v_{a(A)} dA}{p_m \cdot v_{am} \cdot A} \quad \text{mit} \quad p_m = \frac{1}{A} \int_A p_{(A)} dA \tag{1.3}$$

mit

$v_{(A)}$	Skalarwert der Geschwindigkeit im Flächenelement dA [m/s]
$v_{a(A)}$	Axiale Komponente der Geschwindigkeit im Flächenelement dA [m/s]
$p_{(A)}$	Örtlicher Druck im Flächenelement dA [Pa]
p_m	Gemittelter Druck [Pa]

3. EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN

Das Modell des Trifurcators für die experimentellen Untersuchungen wurde im „Hermann – Grengg – Laboratorium“ des Institutes für Wasserwirtschaft und Konstruktiven Wasserbau der TU – Graz aufgebaut. Abbildung 3.1 gibt einen Überblick über den Modellaufbau und die Messquerschnitte der Drücke und der Geschwindigkeiten. Die geometrische Form des Trifurcators war vorgegeben und bestand aus acht kegelstumpfförmigen und zwei sphärischen Elementen sowie zwei Innensicheln, die aus statischen Gründen der Großausführung vorzusehen waren (Abbildung 3.2).

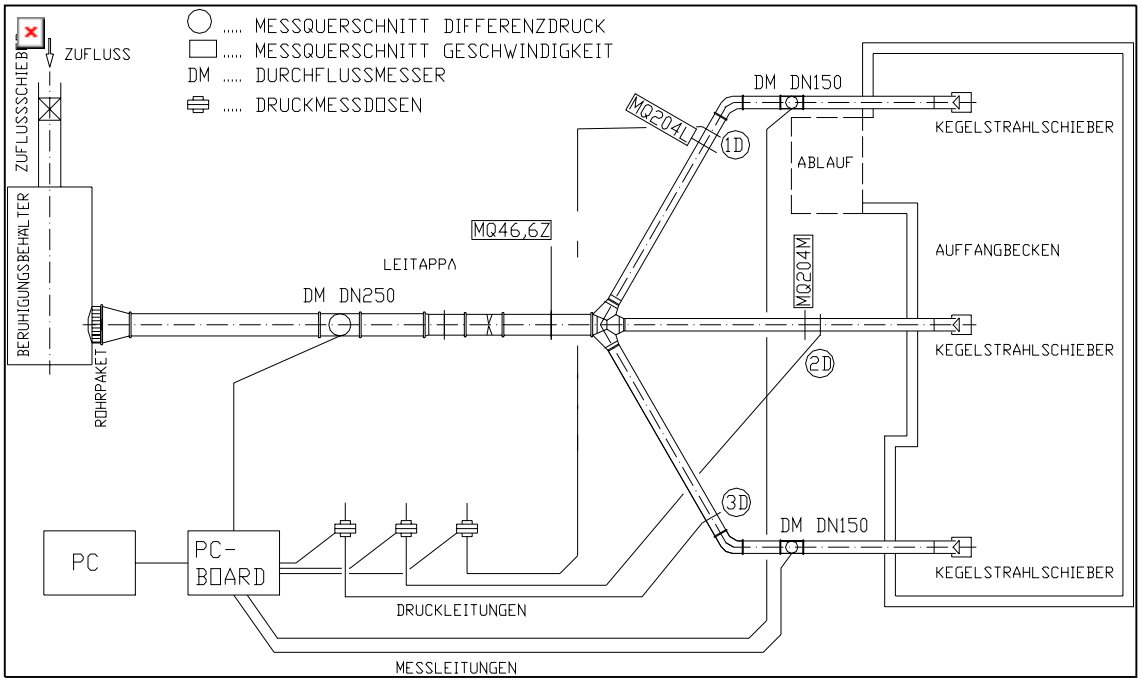


Abbildung 3.1: Trifurcator – Modellübersicht, Messquerschnitte

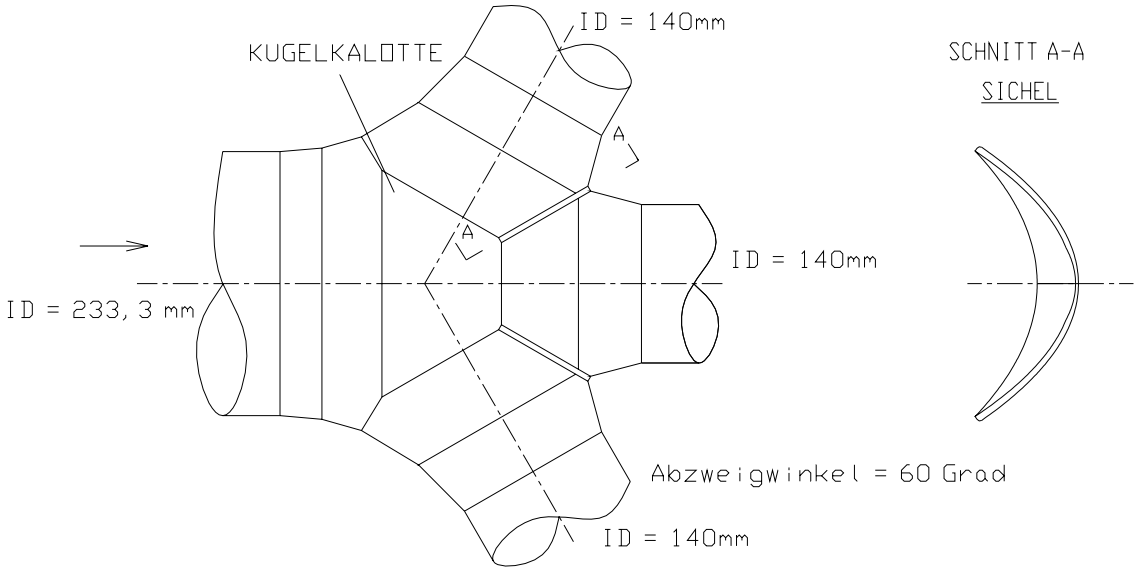


Abbildung 3.2: Trifurcator - Modellgeometrie (Masse in mm)

Für einen Teil der Versuche wurde ein Leitapparat in den Zulauf installiert, der aus 9 verstellbaren Flügeln bestand (Abbildung 3.3), mit denen der axialen Strömung eine Drallströmung überlagert werden konnte. Der Abstand der Drehachsen der Flügel vom Eintrittsquerschnitt in den Trifurcator betrug 4,8

Rohrdurchmesser. Für die geometrische Form jedes Flügels wurde der NACA Profiltropfen (ABBOT, 1958) gewählt.

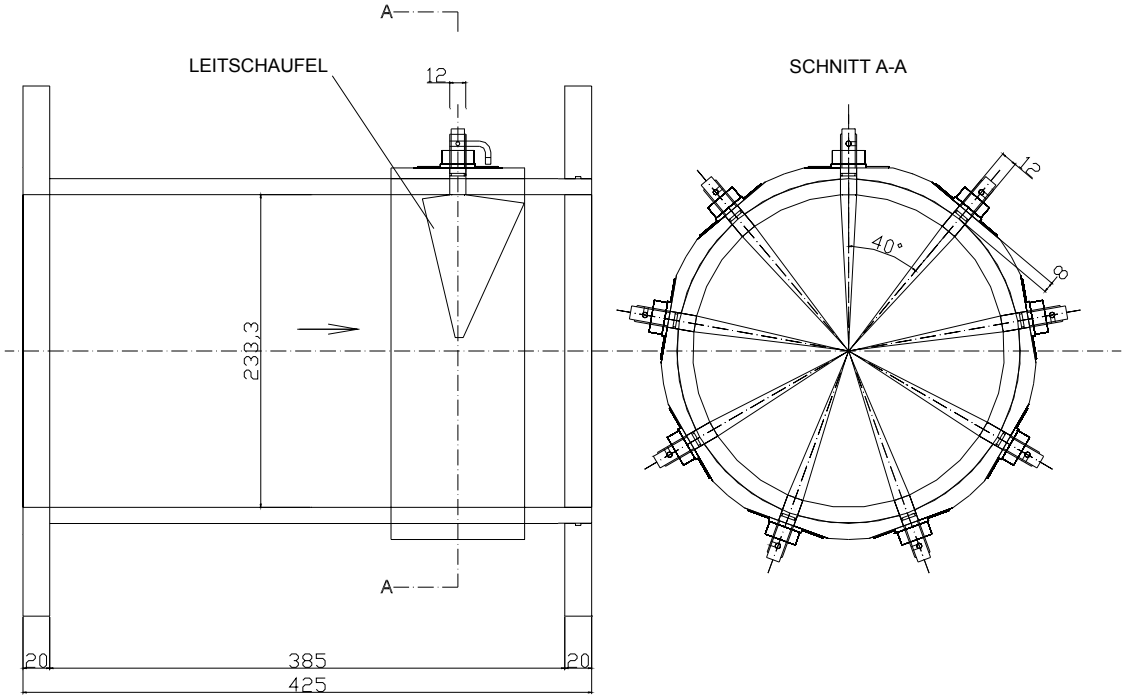


Abbildung 3.3: Leitapparat

Die Versuche unterteilten sich in die Versuchsgruppe 0 (VG 0) mit drallfreier Zuströmung (ohne installiertem Leitapparat) und die Versuchsgruppe 1 (VG 1) mit drallbehafteter Zuströmung. Bei allen Versuchen wurde pro Lastfall nur die Wassermenge von 80 l/s je abzweigendem Rohrstrang (entspricht Re = 7,2E5) untersucht. Tabelle 3.1 zeigt die Lastfalldefinition samt den auf den Eintrittsquerschnitt bezogenen Reynoldszahlen.

Linker Strang [l/s]	Mittlerer Strang [l/s]	Rechter Strang [l/s]	Lastfallbezeichnung	Reynolds-Zahl, Eintritt
80	80	80	XXX	1,31E6
80	80	0	XX0	8,37E5
0	80	80	0XX	8,37E5
80	0	80	X0X	8,37E5
80	0	0	X00	4,37E5
0	80	0	0X0	4,37E5
0	0	80	00X	4,37E5

Tabelle 3.1. Lastfallbezeichnung, Reynoldszahlen am Eintritt

Die Abbildung 3.4 zeigt beispielhaft für die Lastfälle XXX und X0X die Ergebnisse der Differenzdruckmessungen für verschiedene Verdrehwinkel der Leitschaufeln zwischen dem Referenz - Messquerschnitt A und den Messquerschnitten 1D, 2D und 3D. Für den Lastfall XXX sinken die gemessenen Diffe-

renzdrücke A – 1D bzw. A – 3D für die lateral abzweigenden Rohrstränge bis zu einem Leitschaufelwinkel von 15 Grad kontinuierlich ab, bei weiterer Verdrehung steigt die Druckdifferenz wieder an. Die Druckdifferenz A – 2D des mittleren Rohrstranges zeigt eine stetige Zunahme der Druckdifferenzen. Betrachtet man den Mittelwert der gemessenen Druckdifferenzen, so sinkt dieser um ca. 8 % bei 10 Grad Verdrehwinkel gegenüber dem Wert bei Null Grad Verdrehwinkel.

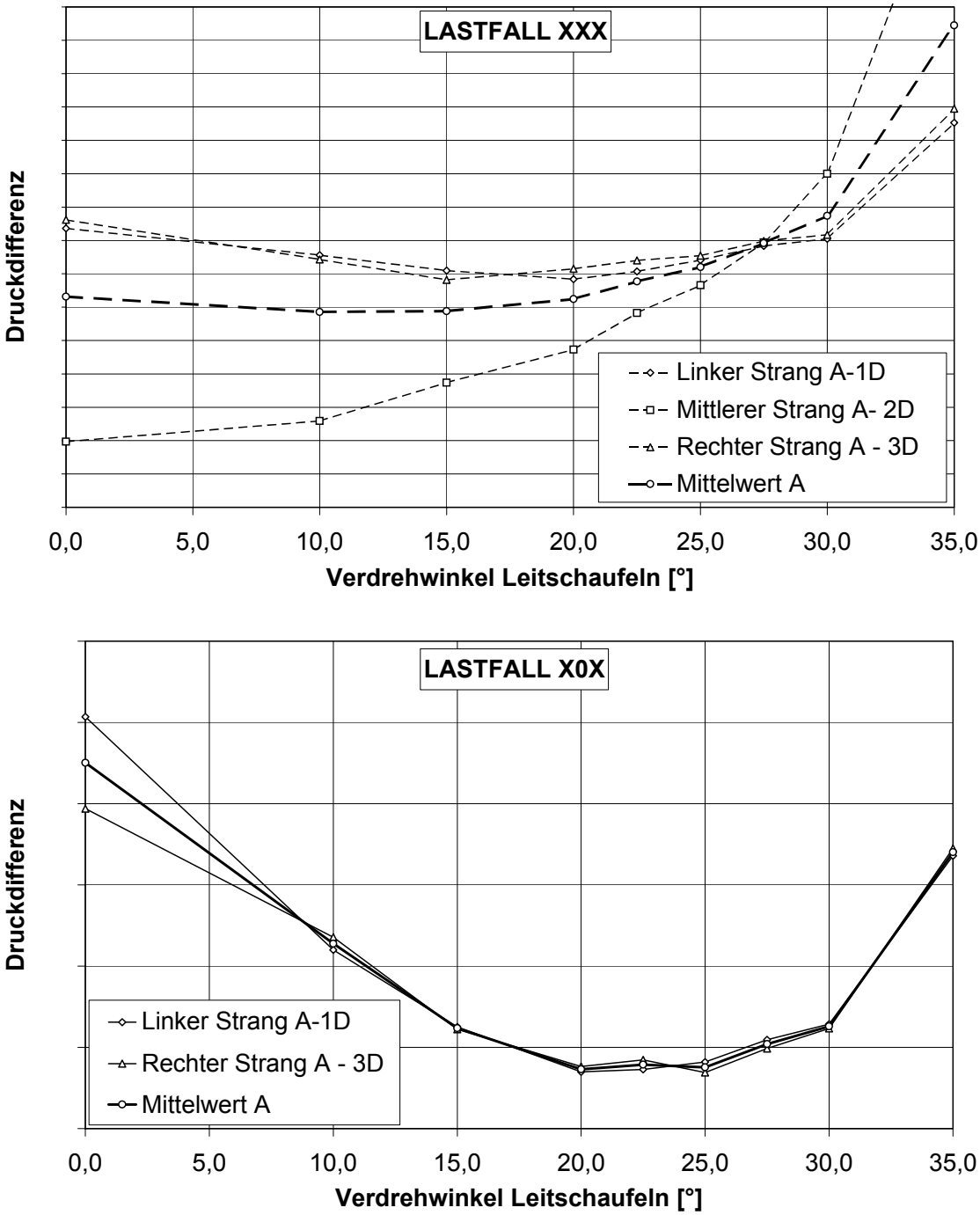


Abbildung 3.4: Gemessene Differenzdrücke, in Abhängigkeit verschiedener Verdrehwinkel der Leitschaufeln

Für den Lastfall X0X zeigt sich eine Abnahme der gemessenen Druckdifferenzen A – 1D bzw. A – 3D um 25 % bei 20 Grad Leitschaufelverdrehung gegenüber 0 Grad Leitschaufelverdrehung.

Die am Modell gemessenen Axial- und Tangentialgeschwindigkeiten am Eintrittsquerschnitt sind für den Verdrehwinkel von 20 Grad für die o.a. Lastfälle im Diagramm 3.5 dargestellt (Auf diesen Verdrehwinkel beziehen sich alle weiteren Ausführungen). Durch den aufgebrachten Drall steigen die Maxima der Axialgeschwindigkeiten an, die Verteilung der Tangentialgeschwindigkeiten entspricht v_t*r ~ konst.

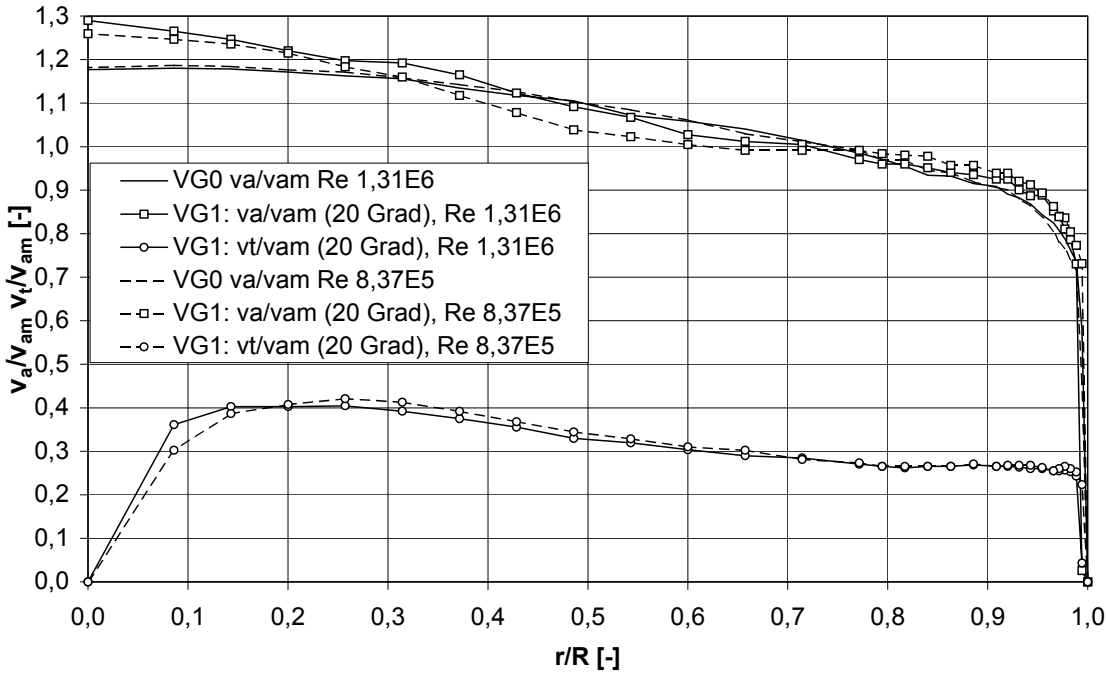


Abbildung 3.5: Zulauf, Messquerschnitt MQ46,6Z, Bezogene Axial- und Tangentialgeschwindigkeiten, VG 0, VG 1 (20 Grad)

Die Messung der Axial und Tangentialgeschwindigkeiten in den Querschnitten MQ204L und MQ204M des abzweigenden linken und mittleren Rohrstranges für drallbehaftete Zuströmung zeigt, dass sich der aufgebrachte Drall fortsetzt (Abbildung 3.6). Die Charakteristik des Dralles erfährt eine Änderung von v_t*r ~ konst. zu v_t/r ~ konst.

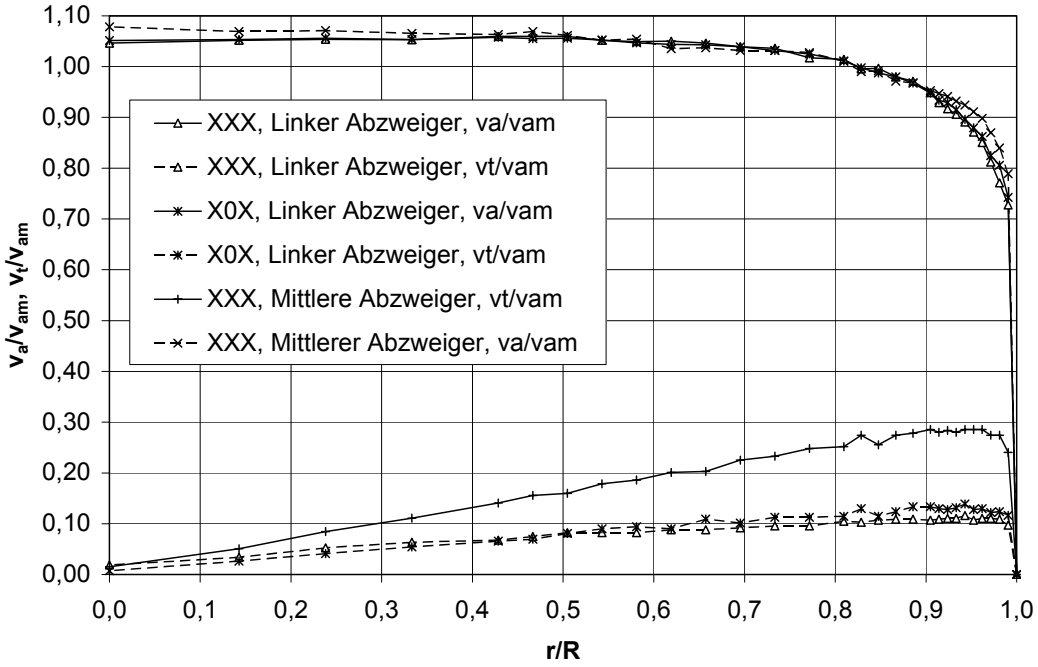


Abbildung 3.6: Abzweigende Rohrstränge, Messquerschnitte MQ204L und MQ204M, Bezogene Axial- und Tangentialgeschwindigkeiten, VG 1 (20 Grad)

Die in den abzweigenden Rohrsträngen vorhandenen Drallströmungen werden mit zunehmender Fließstrecke zu Folge von Reibungseinflüssen abgebaut, so dass schlussendlich eine rein axiale Strömungsform erreicht wird. Die erforderlichen Fließstrecken liegen jedoch in der Größenordnung bis zu 40 x D, die im Labor nur selten erreicht werden können. Man behilft sich nun dadurch, dass man die Rohrreibungsverluste aus der Tangentialbewegung rechnerisch ermittelt (zB. nach HAACK, 1993) und als „fiktive“ Druckdifferenz zu den Druckdifferenzen in Gleichung 1.2 hinzuzählt.

Den Vergleich der prozentuellen Änderungen der Formverlustbeiwerte für die einzelnen Rohrstränge bzw. den Mittelwert von der Versuchsgruppe 0 ohne installiertem Leitapparat (bei rein axialer Zuströmung) zur Versuchsgruppe 1 mit installiertem Leitapparat und einem Verdrehwinkel der Leitschaufeln von 20 Grad zeigt die Tabelle 3.2.

LASTFALL	Prozentuelle Abweichung [%]			
	Links	Mitte	Rechts	Mittelwert
XXX	-26.07	170.27	-26.07	17.02
X0X	-46.13		-46.13	-46.13
XX0	-1.14	423.60		108.83
0XX		423.60	-1.14	108.83
X00	34.00			34.00
0X0		67.81		67.81
00X			34.00	34.00

Tabelle 3.2. Prozentuelle Abweichungen der Formverlustbeiwerte für die einzelnen Rohrstränge und den Mittelwert von VG 0 zu VG 1 (20 Grad)

Die aufgebrachte Drallströmung bewirkt durch die Zentrifugalkraft der überlagerten Drallströmung vor allem für die lateral abzweigenden Rohrstränge im Mehrstrangbetrieb eine günstige - weil vermindernde - Auswirkung auf die Formverlustbeiwerte. Hier ist der Lastfall X0X hervorzuheben, für den der mittlere Formverlustbeiwert um ca. die Hälfte gesenkt werden kann. Der günstige Effekt der Drallströmung wirkt sich auch für die lateralen Rohrstränge des Lastfalles XXX aus. Bei den Lastfällen XX0 und 0XX ist diese Wirkung nicht nachweisbar, für die Lastfälle X00 und 00X wirkt sich der Drall in einer Erhöhung der Formverluste aus. Die Formverlustbeiwerte des mittleren Stranges werden bei allen Lastfällen durch den aufgebrachten Drall bedeutend höher als bei Beaufschlagungen ohne Drall.

Die Ergebnisse für den Lastfall X0X sind insofern bedeutend, als dieser Lastfall in grober Näherung einem symmetrischen Zweifachverzweiger (Bifurcator) entspricht.

ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK

An einem hydraulischen Modell eines Trifurcators wurde für den Verteilbetrieb in einer Grundsatzuntersuchung ermittelt, welche Auswirkungen auf die Strömungsverhältnisse sowie die Energieverluste für die unterwasserseitigen Rohrstränge zu erwarten sind, wenn der axialen Zuströmung eine Drallströmung überlagert ist. Diese Strömungsform wurde über einen Leitapparat mit verstellbaren Flügeln erzeugt, der im Zulaufrohr installiert war. Als Referenz für die Beurteilung der Versuche mit der überlagerten Drallströmung wurden Versuche mit rein axialer Zuströmung durchgeführt.

Die überlagerte Drallströmung setzt die Energieverluste der beiden seitlich abzweigenden Rohrstränge für die meisten der untersuchten Beaufschlagungen gegenüber rein axialer Zuströmung herab, es ergeben sich jedoch für den durchgehenden Rohrstrang durchwegs höhere Energieverluste. Für Beaufschlagungen, die in hydraulischer Sicht der Strömungsaufteilung eines symmetrischen Hosenrohes entsprechen, konnten die Gesamtenergieverluste um ca. die Hälfte gesenkt werden, für die restlichen untersuchten Lastfälle wurden höhere Gesamtenergieverluste ermittelt. Neben den Dreifachverzweigungen erscheinen für die symmetrischen Hosenrohre weiterführende Untersuchungen erstrebenswert, da diese in der technischen Anwendung weit häufiger anzutreffen sind als Trifurcatoren und hier die überlagerte Drallströmung mit Abstand die besten Ergebnisse in Hinblick auf die Reduzierung der Energieverluste zeigte.

LITERATUR

ABBOT, I. H.; Theory of wing sections; Dover publications, New York, 1958
HAACK, F.; Transientes Strömungsverhalten in Wirbelkammerdioden, Mitteilungen des Institutes für Wasserbau, TU Stuttgart, Heft 81, 1993
JAHRBACHER, T.; Messung der Geschwindigkeitsfelder in Trifurcatoren bei drallbehafteter Zuströmung, Diplomarbeit, TU-Graz, 2001 (unveröffentlicht)

MAYR, D.; Hydraulische Untersuchungen an Dreifach-Rohrverzweigungen (Trifurcatoren), Dissertation, Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU Graz, 2002 (unveröffentlicht)

DANKSAGUNG

Der Firma VATECH Hydro GmbH, Linz sei an dieser Stelle für die Benützung des hydraulischen Modells gedankt.

Univ.Ass. Dipl.-Ing. Dominik Mayr
Dipl.-Ing. Thomas Jahrbacher
Univ.Ass. Dipl.-Ing. Alfred Hammer
Ao. Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.-techn. Roman Klasinc
Technische Universität
Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft
Stremayrgasse 10/II
A-8010 Graz
Tel.: +43/316/873-8859
Fax: +43/316/873-8357
Email: dominik.mayr@tugraz.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

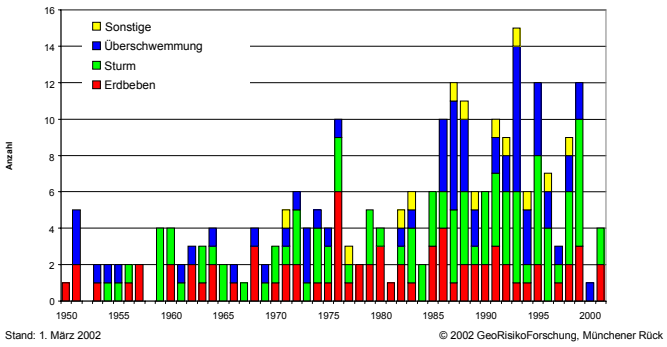
Hochwasserschutz durch nachhaltiges Schadenpotenzialmanagement

Dr. Ing. Thomas Egli

Einleitung

Die vergangenen zwei Jahrzehnte zeichneten sich weltweit durch eine markante Steigerung der Hochwasserschäden aus. Ein Anstieg der Hochwasserhäufigkeit konnte nicht oder nur in geringem Mass nachgewiesen werden. Aus diesem Grund müssen die Gründe für den Risikoanstieg in der Schadenpotenzialentwicklung gesucht werden. Der vorliegende Beitrag stützt sich auf jüngste Untersuchungen in Deutschland, Frankreich, Niederlande und der Schweiz. Diese wurden im Rahmen des Aktionsplans Hochwasser der Internationalen Kommission zum Schutz des Rheins von 1999 – 2001 durchgeführt.

Große Naturkatastrophen 1950–2001



Schadenpotenzialmanagement

Die Instrumente des Schadenpotenzialmanagementes versuchen den weiteren Anstieg des Schadenausmasses zu begrenzen. Dies erfolgt mit folgenden Mitteln der Vorsorge:

- Flächenvorsorge
- Bauvorsorge
- Verhaltensvorsorge
- Risikovorsorge

Diese Instrumente beeinflussen die Art, das Ausmass, die Empfindlichkeit und die Tragbarkeit des Schadenpotenzials.

Wichtigste Voraussetzungen des Schadenpotenzialmanagementes sind die Gefahrenkenntnis und das Gefahrenbewusstsein. Unter der **Gefahrenkenntnis** wird das Wissen um die tatsächlich vorhandene Gefährdung verstanden. Die vorhandene Hochwassergefährdung ist oft nicht leicht erkennbar. Dieses Problem verschärft sich bei technischen Hochwasserschutzmaßnahmen, die einen vollumfänglichen Schutz vortäuschen. Zudem bewirkt die heutige Mobilität, dass die Bewohner die Gefährdung durch Gewässer und den Umgang damit nicht mehr kennen.
Dort wo Erfahrungen mit Überschwemmungen vorhanden sind, findet dieses Wissen oftmals nicht den Weg zu allen Betroffenen des Gebietes. Die **Überschwemmungsgefährdungskarten** vermitteln dieses Wissen und erfassen nicht nur historische, sondern auch mögliche, zukünftige Ereignisse. Überschwemmungsgefährdungskarten dienen als Grundlage für Abwägungen und Festlegungen zur Flächen-, Bau- und Verhaltensvorsorge.
Das **Gefahrenbewusstsein** ist kurz nach einem Ereignis bei Betroffenen sehr präsent. Mit dem Ausbleiben von Überschwemmungen vermindert sich entsprechend das Bewusstsein über die latent vorhandene Gefährdung. Hochwasser müssen als ein Teil des eigenen Lebensraumes erkannt werden. Der Bewohner muss um seine eigene Betroffenheit wissen. Hat er selbst noch kein Hochwasser erlebt, so muss mit Hilfe der Überschwemmungsgefährdungskarten dieses Wissen übermittelt werden. Illustrationen vor Ort mittels **Hochwassermarken** (Bild 1) an Gebäuden und Hinweistafeln sind sehr hilfreich.



Flächenvorsorge
Die Flächenvorsorge stellt das Grundgerüst zur Steuerung des Schadenpotenzials dar. Sie kann das Maß und die Art der baulichen Nutzung steuern. Die Wirksamkeit dieses Instrumentes entfaltet sich bei konsequenter Anwendung über eine längere Zeitdauer.
Die **Freihaltung** stellt die wirksamste Maßnahme zur Begrenzung möglicher Schäden dar. Nimmt in hochwassergefährdeten Gebieten die bebaute Fläche stetig zu, so wird das Schadenausmaß weiterhin wachsen, selbst wenn die Neubebauung angepasst an die Gefährdung erfolgt.
Freihaltung von Bebauung muss nicht in jedem Fall eine Freihaltung von jeglicher Nutzung bedeuten. Diese Flächen können, je nach Überschwemmungshäufigkeit, landwirtschaftlich oder für Freizeitaktivitäten genutzt werden. Flächen mit geringem Schadenpotenzial sind gerade im Katastrophenfall zur Ableitung und kurzzeitiger Speicherung der ausufernden Wassermengen nützlich.

Bau- und Nutzungsvorschriften verlangen, dass das zu erstellende Gebäude oder die Anlage angepasst an die bestehende Gefährdung erfolgt. Ziel ist es, im Ereignisfall Schäden Dritter, Umweltschäden, sowie das Schadenausmaß zu begrenzen.
Der Umfang der Vorschrift ist am Gefährdungsgrad (Gefahrenstufe) und am Schutzbedürfnis des Objektes zu definieren. Je intensiver und häufiger die Gefahr und je höher das Schutzbedürfnis des Gebäudes desto strengere Vorschriften sind behördlich zu fordern.
Folgende Gefährdungsstufen haben sich in verschiedenen Ländern bewährt:

- Geringe Gefährdung: Die Nutzung von Gebäuden und Anlagen mit normalem Schutzbedürfnis wird nicht eingeschränkt. Es wird jedoch auf die begrenzten Risiken hingewiesen und Schutzmaßnahmen werden empfohlen. Bei Gebäuden mit erhöhtem Schutzbedürfnis müssen Objektschutzmaßnahmen ergriffen werden.
- Mittlere Gefährdung: Für alle Neubauten und Umbauten müssen die notwendigen Objektschutzmaßnahmen ergriffen werden.
- Hohe Gefährdung: Die Erstellung neuer Gebäude und Anlagen ist untersagt. Bestehende Bauten und Anlagen dürfen unterhalten und zeitgemäß erneuert werden. Die Pflicht zur Ausführung von Objektschutzmaßnahmen bleibt vorbehalten.

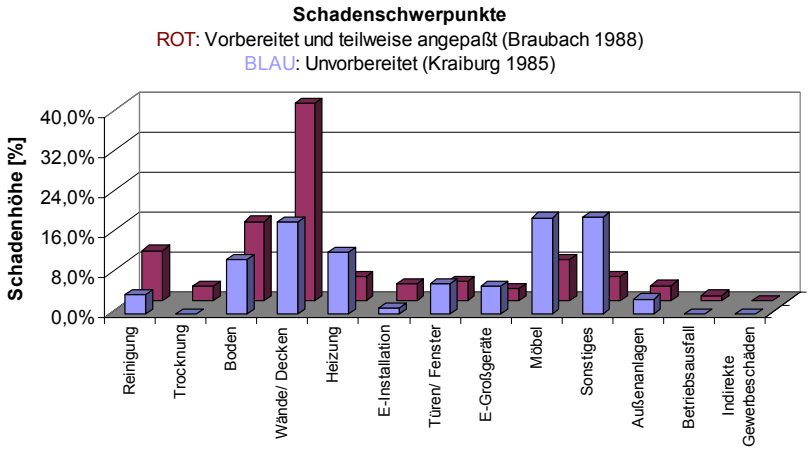


Das nebenstehende Bild 2 veranschaulicht, wie die Vorschrift nach einer schadenfreien Höhenlage am Ufer des Lago Maggiores baulich umgesetzt wurde.

Bau- und Nutzungsvorschriften führen längerfristig zu einer Schadenabnahme, indem Umbauten und Neubauten an die Gefährdungssituation angepasst erfolgen.

Bauvorsorge
Die Bauvorsorge versucht mittels angepasster Gebäudenutzung und -ausstattung (nasse Vorsorge) oder mittels Maßnahmen der Abdichtung und Abschirmung (trockene Vorsorge) die Schäden zu minimieren. Ohne Beeinflussung durch Vorsorge setzen sich Hochwasserschäden bei Wohnbebauung etwa zu gleichen Teilen aus Schäden am Inhalt und am Gebäude zusammen. Die Schäden treten beim Inhalt mit je 40% an Möbeln und an Einrichtungsgegenständen auf, die restlichen 20% entfallen auf Türen und Elektrogroßgeräte. Bei den Gebäudeschäden stehen Wände, Decken und deren Verkleidung mit 36% an erster Stelle, gefolgt von Schäden an Böden und Bodenbelägen und Schäden an Heizungsanlagen mit jeweils 27%. Die restlichen 10% der Schäden treten an Elektroinstallationen und Fenstern auf.

Die Wirksamkeit der **angepassten Gebäudeausstattung** zeigt sich in der folgenden Graphik (Pasche/Geissler 2001). Der Schadenanteil der Mobilien und der Heizung reduziert sich durch entsprechende Vorsorge massgeblich:



Die **angepasste Nutzung** der gefährdeten Räume vermag das Schadenpotenzial um 30 bis 40% zu reduzieren. Die Verwendung von **wasserunempfindlichen Materialien** für Gebäude und Einbauten erlauben das Schadenpotenzial zwischen 15 bis 35% zu reduzieren.

Die vollständige **Abdichtung** von Gebäuden bewirkt eine Freihaltung des Gebäudeinnern vor der Wassereinwirkung.
Sind Gebäudefassade und Keller dicht, beschränkt sich die Abdichtung auf die Gebäudeöffnungen. Möglichkeiten sind: Wasserdichte Türen und Fenster oder bei genügender Vorwarnzeit mobile Dammbalken und behelfsmäßige Maßnahmen (Sandsäcke und Folie u.a.m.).



Ist die Gebäudefassade undicht, so kann sie durch vorgesetzte Dammbalken (Bild 3) oder durch eine Folie abgedichtet werden. Eine nachträgliche permanente Abdichtung von Gebäuden mit undichtem Keller ist mit erheblichem Aufwand verbunden, da das gesamte Bauwerk freigelegt werden muss.
Ist der Keller nicht abgedichtet, kann bei geringen anfallenden Wassermengen, dieses fortlaufend abgepumpt werden, so dass lediglich nasse Wände und ein nasser Kellerboden zu trocknen und zu reinigen sind. Ist der Keller nicht auftriebssicher, muss dieser teilweise oder vollständig mit sauberem Wasser geflutet werden, um die Standsicherheit zu gewährleisten.
Neubauten können wasserdicht erstellt werden mittels weißer oder schwarzer Wanne. Bei der weißen Wanne werden Sperrbeton und wasserdichte Fugen verwendet. Bei der schwarzen Wanne handelt es sich um Konstruktionen mit Wassersperrschicht (Bitumenabdichtung).

Die Wirksamkeit der **Abdichtung** liegt bei wasserdichtem Keller bei einer Schadenminderung von 75 % - 85 % des Gesamtschadens. Ist eine Flutung des Kellers erforderlich, so liegt die Wirksamkeit zwischen 10 % und 40 %. Bei Abpumpen des zulaufenden Wassers wird eine Schadenminderung von 50 % - 60 % erreicht, wenn nur der Keller betroffen ist und eine Schadenminderung von 60 % – 70 %, wenn Keller und Erdgeschoss betroffen sind. Der Einsatz dieser Maßnahme ist in Gebieten mit großen Überschwemmungstiefen stark eingeschränkt.

Durch eine **Abschirmung** wird das Wasser vom Gebäude ferngehalten, was einen Einfluss auf die Ausbreitung und Intensität der Überschwemmung ausüben kann. Bei ihrem Einsatz darf die Gefährdung von benachbarten Objekten nicht erhöht werden.
Die **erhöhte Anordnung** ist eine sehr effiziente und preisgünstige Variante zum Schutz von Neubauten. Es sind folgende Möglichkeiten durchführbar:

- Anordnung auf Stützen: Diese Variante lässt viel gestalterischen Freiraum und die Möglichkeit, den Raum unter dem Gebäude als Parkplatz zu nutzen.
- Anordnung auf Mauern: Die Nutzungsmöglichkeiten des Gebäudes werden dadurch erweitert.
- Anordnung auf Schüttung: Diese Möglichkeit ist vor allem bei angrenzenden Hanglagen sehr kostengünstig und sinnvoll bei hohem Grundwasser.



Die Erstellung eines Dammes (Bild 4) oder einer Mauer stellt eine weitere Möglichkeit der Abschirmung dar. Die Zufahrt kann durch eine Rampe oder ein wasserdichtes Tor sichergestellt werden.
Als temporäre Maßnahme können hochziehbare oder hochklappbare Konstruktionen vorgesehen werden. Bei größerer Vorwarnzeit sind zudem mobile Dammbalkensysteme, Sandsackdämme und Kombinationen davon einsetzbar.

Maßnahmen der **Abschirmung** können das bestehende Schadenausmaß um 60 % - 80 % reduzieren. Der verbleibende Schaden und somit der Gesamtwirkungsgrad hängt stark vom Schadenpotenzial im Keller ab. Ist dieser abgedichtet, kann nahezu 100% Wirksamkeit erreicht werden. Der Einsatz dieser Maßnahme ist in Gebieten mit großen Überschwemmungstiefen deutlich eingeschränkt.

Auslaufendes Heizöl führt bei länger andauerndem Einstau zu einer Verdoppelung bis Verdreifachung des Schadenausmaßes. Aus diesem Grund ist bei der Bauvorsorge der **Sicherung von Öltanks** (Bild 5, Auftriebsschutz) die höchste Aufmerksamkeit zu widmen. Ölaustritte erhöhen das Schadenausmaß, da Öl sich auch in wasserunempfindliche Gebäudeteile wie Fliesen festsetzen kann und so umfangreiche Sanierungsarbeiten nach sich zieht. Folgende Bauschäden sind speziell dem Öl zuzuschreiben:



- Erneuerung von Decken, Estrich, Fliesen, Anstrich und Putz
- Austausch von Wänden (Mauerwerk, Holz)

Verhaltensvorsorge

Information, Ausbildung und Vorbereitung sind Vorbedingungen der Verhaltensvorsorge. Ihre Wirksamkeit besteht im Bilden des Gefahrenbewusstseins und im Erkennen der eigenen Handlungsmöglichkeiten. Allein dadurch kann längerfristig eine Reduktion des Schadenwachstums erwartet werden. Die konkrete Planung der Verhaltensvorsorge vollzieht sich sowohl bei den Vertretern der Gefahrenabwehr wie auch bei jedem Einzelnen und schlägt sich im **individuellen Notfallplan** nieder. Dieser listet die vorsorgenden Notmassnahmen in ihrer Rheinfolge auf. Bei der Konzeption von Vorsorgemaßnahmen ist die verfügbare Vorwarnzeit von maßgebender Bedeutung. Dies reicht von wenigen Minuten in den Bergregionen bis zu mehreren Tagen an großen Strömen.

Rechtzeitige und zuverlässige **Hochwasserwarnungen** und **-vorhersagen** sind die Basis einer effektiven Verhaltensvorsorge. Die Warnungs- und Vorhersagezeiten sind in jedem Flusseinzugsgebiet unterschiedlich. Zum Ausräumen einer Wohnung ist in der Regel eine Vorhersagezeit von 4 Stunden ausreichend, wohingegen im Bereich des Rheindeltas für die Evakuierung mehrerer hunderttausend Menschen Vorhersagen von mindestens 72 Stunden erforderlich sind.

Die Warnung ist wie die Information und die Vorbereitung eine Vorbedingung der Verhaltensvorsorge. Je präziser und zuverlässiger eine Warnung ausfällt, desto höhere Wirksamkeit werden die Notmassnahmen erreichen.

Das **Ausräumen** und **Hochräumen** beweglicher Gegenstände ist die einfachste und naheliegendste Maßnahme, die von Betroffenen ohne Vorinformation bei unerwarteten Überflutungen am meisten angewandt wird. Je nach verfügbarer Vorwarnzeit kann unterschieden werden:



- Einfaches Ausräumen: kleine Gegenstände
- Intensives Ausräumen: große Gegenstände
- Vollständiges Ausräumen: Ausbau von montiertem Inventar.

Räumungsarbeiten im Keller müssen unbedingt vor Beginn der Überschwemmung eingestellt werden.

Je nach Aufwand bei der Vorsorge kann der Gesamtschaden durch das **Ausräumen** und **Hochlagern** des Mobiliars bei Wohnnutzung um 20 bis 50 % verringert werden. Als Vorbedingung muss überschwemmungsfreier Raum in den Gebäuden zur Verfügung stehen und die Vorwarnzeit muss zur Sicherung des Mobiliars ausreichen.

Die Verhaltensvorsorge bei Gewerbe und Industrie ist sehr vielfältig und je nach Branche anders gelagert. Die Art der gefährdeten Güter, die zu sichernden Mengen und das verfügbare Personal bestimmen die Maßnahmen.
Hochwasserschäden in großen Betrieben erreichen rasch zwei und dreistellige Millionenbeträge. Die Kosten der Vorsorgemaßnahmen und der Einsatzübungen betragen jedoch nur wenige Promille oder Prozente davon.

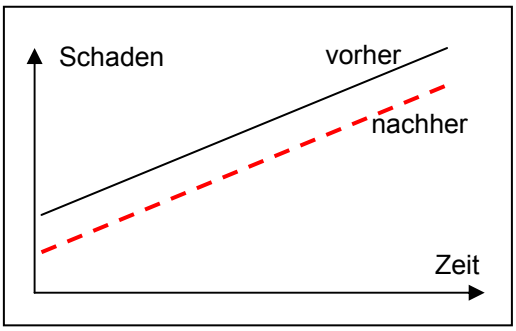
Risikovorsorge

Ziel der Risikovorsorge ist es, das Schadenausmaß und die Schadenlast bei sehr seltenen Ereignissen zu begrenzen. Hierzu dienen die Gefahrenabwehr, der Katastrophenschutz und - wenn staatliche Unterstützungen fehlen – die Versicherungen.
Die Wirksamkeit des **Katastrophenschutzes** lässt sich vor allem qualitativ bewerten. Die Evakuierung und Rettung verhindert Todesopfer. Die Gefahrenabwehr reduziert die Schadenwahrscheinlichkeit. Eine allgemeine Quantifizierung der Wirksamkeit in bezug auf die Reduktion des Schadenausmaßes ist nicht möglich.
In Gebieten mit großen Überflutungstiefen kommt dieser Risikovorsorgeart eine hohe Bedeutung zu.
Mittels eines angemessenen **Versicherungsschutzes** wird das verbleibende Restrisiko von seltenen und extremen Ereignissen tragbar. Mit Hilfe geeigneter Versicherungsbedingungen können die Bauvorsorge und die Verhaltensvorsorge gefördert werden. Die Versicherungen können dadurch eine wichtige Funktion im Prozess der Sensibilisierung, Information und Ausbildung übernehmen.

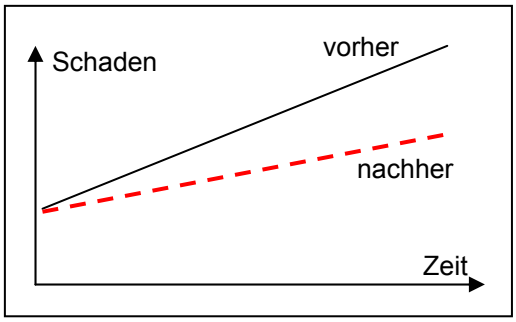
Ohne den Hinweis bzw. die Auflage zur Eigenvorsorge, insbesondere bei häufige Ereignissen, kann keine Begrenzung des Schadenpotenzialwachstums erwartet werden.

Nachhaltige Gesamtwirkung

Die dargestellten Maßnahmen der Hochwasservorsorge weisen unterschiedliche Arten der Wirksamkeit auf. Es handelt sich einerseits um Maßnahmen, die das bestehende Schadenpotenzial reduzieren und andererseits um Maßnahmen, die das Schadenwachstum begrenzen.

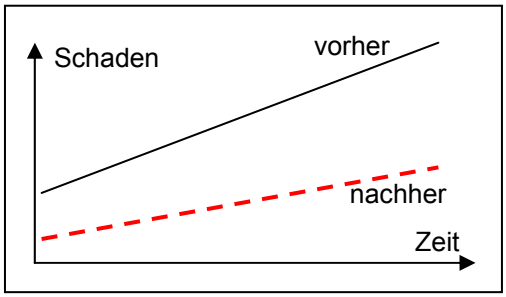


Einflussnahme auf die Schadenhöhe:
Die klassische Maßnahme zur Reduzierung des bestehenden Schadenpotenzials ist die Ausräumung von Mobiliar. Die Ereignisvergleiche 1993 / 1995 von Köln und aus den Niederlanden zeigen, dass hierdurch Schaden sehr effizient vermindert wird. Diese Maßnahme allein vermag jedoch das Schadenwachstum nicht zu beeinflussen.



Einflussnahme auf das Schadenpotenzialwachstum:
Die klassische Maßnahme zur Nichterhöhung des Schadenpotenzials ist die Freihaltung. Wo Siedlungen im überschwemmungsgefährdeten Bereich bestehen – und dies ist vielerorts seit Jahrhunderten der Fall – muss der Schaden im Ereignisfall durch angepasste Bauweise klein gehalten werden. Bauliche Umgestaltungen sind meist nur bei Neubauten, größeren Renovierungen oder bei der Schadenbehebung nach dem Ereignis durchsetzbar.

Nur durch eine
sinnvolle Kombination aller Maßnahmen der Hochwasservorsorge
kann das bestehende Schadenpotenzial und -wachstum vermindert werden.



Eine Neubesiedlung soll in Bereichen hoher Gefahr vermieden werden. In Bereichen geringer Gefahr kann dies unter Vorbehalt der notwendigen Maßnahmen von Bau- und Verhaltensvorsorge zugelassen werden. Bestehende Siedlungen in Gefahrenbereichen werden im Zuge der wirtschaftsbedingten Siedlungserneuerung besser an die Bedrohung angepasst. Lokale Unterschiede an den einzelnen Rheinstrecken sind bei der Wirksamkeit der Maßnahmen jedoch zu berücksichtigen.

Literatur

Boettcher, R., Schlenkhoff, A., Löwenberg, A. (2001): Wirksamkeitsstudie. Status Quo und Trendanalyse sowie Fallstudien zu den Teilräumen A2 und A3 in Deutschland. Björnsen Beratende Ingenieure, Koblenz.

Bruijn de, K.M., Heijer den, F., Hooijer, A. (2001): Flood damage modelling in the Netherlands. Damage reduction by non-structural measures. Delft hydraulics, Delft.

Burlando, P., Ruf, W. (2001): Wirksamkeitsstudie. Beitrag der Schweiz (Teilauftrag A5). Internationale Kommission zum Schutz des Rheins. Professur für Hydrologie und Wasserwirtschaft, ETH Zürich.

Egli Th. 1996: Hochwasserschutz und Raumplanung. Schutz vor Naturgefahren mit Instrumenten der Raumplanung dargestellt am Beispiel von Hochwasser und Murgängen. Mitteilung des Institutes für Orts-, Regional- und Landesplanung, Nr. 100, ETH Zürich.

Egli, Th. (in prep.): Wirksamkeit der Hochwasservorsorge. Internationale Kommission zum Schutz des Rheins, Koblenz

GVA SG (1999): Richtlinie Objektschutz gegen Naturgefahren. Gebäudeversicherungsanstalt des Kantons St. Gallen, St. Gallen.

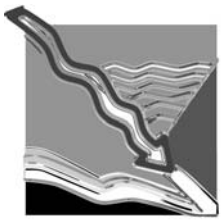
Pasche, E., Geissler, T.R. (2001): Schadenanalyse und Schadenverminderung im Siedlungsbereich. Internationale Kommission zum Schutz des Rheins. Technische Universität Hamburg-Harburg.

Perrin, J.-F., Gendreau, N. (2001): CIPR – IRMA: Etude d'efficacité. Section A4 France et Belgique. Rapport final, CEMAGREF, Département Gestion des Milieux Aquatiques, Groupement de Lyon, Lyon.

Bildnachweis:
1: D. Aller, 2: Th. Egli, 3: M. Lütschg, 4: Th. Egli, 5: H-P. Corbat, 6: P. Selt

Anschrift:
Dr. Ing. Thomas Egli
Egli Engineering
Technologiezentrum
Lerchenfeldstrasse 5
CH – 9014 St. Gallen
egli@naturgefahr.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



Grenzüberschreitende Raumordnungsinitiative zur Verbesserung des natürlichen Wasserrückhalts und zur Aufwertung der Auengebiete im Einzugsgebiet der Sauer (Luxemburg, Deutschland)

Jürg Elsener, dipl. Natw. ETH / Umwelt
Christina Dübendorfer, dipl. Umwelting. ETH
Andreas Zysset, dipl. Kulturing. ETH, Dr. sc. techn.

Einleitung

Ausgangslage und Problemstellung

Natürliche Überschwemmungsgebiete sind Teil des dynamischen Gewässernetzes und prägende Elemente unserer Landschaft, welche seit jeher eine grosse Anziehung auf die Menschen ausüben. Heute befinden sich jedoch häufig intensiv genutzte Siedlungsräume in den flachen Flusstälern und der Siedlungsdruck ist nach wie vor sehr hoch. Durch Gewässerausbau und Auennutzung ist die Wirkung der Auen in vielen Fällen vermindert worden.

Der Gewässerausbau führt im Wesentlichen zu einer geringeren Einstauhäufigkeit der Auen und zu schnellerem Abtransport des Wassers. Im Einzelnen sind Ausbaumassnahmen wie Gewässerbegradigung, Vertiefung und Vergrösserung des Querprofils, Beseitigung von Bewuchs im Gewässerprofil (Verminderung der natürlichen Rauheit) oder der Bau von Staustufen, Talsperren und Rückhaltebecken (Unterbrechung der Gewässereinheit) zu nennen.

Zu den Veränderungen der Auen gehören unter anderem das Abschneiden von Auenbereichen durch Dämme und Deiche, die Nutzung der Aue durch Überbauung, Ackerbau, Aufschüttungen, Beseitigung des Auenbewuchses sowie die Drainage und Bodenverdichtung von Auenbereichen.

Daneben führen durch den Menschen hervorgerufene Veränderungen im Einzugsgebiet zu einem veränderten Abflussverhalten der Gewässer und dadurch zu einer Beeinflussung der Auen im Einzugsgebiet.

Zielsetzungen

Ziel der heutigen Anstrengungen ist es, die noch bestehenden natürlichen Retentionsräume zu sichern und mittels Aktivierung beziehungsweise Reaktivierung von weiteren Räumen zu optimieren. Dazu müssen die natürlichen Potenziale dieser Gebiete (Wasserrückhalt, Selbstreinigung, Grundwasseraustausch, Erholungs- und Lebensraum) aufgewertet und der Siedlungsdruck kontrolliert werden.

Dieser übergeordneten Zielsetzung folgend wurde im Rahmen der EU-Plattform INTERREG IIc im Einzugsgebiet der Sauer (Luxemburg und Deutschland) die Raumordnungsinitiative Sauer (ROI Sauer) erarbeitet. Das Projekt bezweckt zu gleichen Teilen

- die Verbesserung des natürlichen Wasserrückhaltes (Beitrag zum Hochwasserschutz) und
- die Sicherung und die ökologische Aufwertung der Auengebiete.

Dem grenzüberschreitenden Aspekt kommt dabei eine zentrale Bedeutung zu.

Die Studie hatte den Charakter eines Pilotprojekts, indem für die verschiedenen Vorgehensschritte vorhandene Methoden übernommen oder angepasst und neue Methoden entwickelt wurden. Die Methoden sollten auch für andere Einzugsgebiete anwendbar und übertragbar sein.

Untersuchungsgebiet

Das Einzugsgebiet der Sauer (Zufluss zur Mosel) mit einer Fläche von 4‘259 km^2 liegt hauptsächlich in den Ländern Luxemburg (fast ganzes Staatsgebiet) und Deutschland (westliche Eifel, Bundesland Rheinland-Pfalz). Deutlich kleinere Teile des Einzugsgebietes liegen in Belgien und Frankreich. Luxemburg und Deutschland werden durch die in West-Ost-Richtung fliessende Sauer und die von Norden nach Süden fliessende Our getrennt.
Das Hauptuntersuchungsgebiet der Studie umfasste die Grenzabschnitte der Flüsse Our und Sauer.

Das Relief des Sauergebietes ist in einen nordwestlichen Teil (Ösling und Westeifel), der meist über 400 m ü. M. liegt und einen südöstlichen Teil (Gutland), der fast gänzlich unter 400 m ü. M. liegt, gegliedert. Während sich der grösste Teil zwischen 250 und 550 m ü. M. befindet, steigt das Gebiet im Norden auch bis zu 700 m ü. M. an. Eingeschnittene Flusstäler prägen die Landschaft vor allem im nördlichen Teil.

Die Our und die Sauer weisen mehrheitlich einen guten ökologischen Zustand bezüglich der Lebensraum- und Artenvielfalt wie auch eine gute Gewässerstrukturgüte auf, wobei grundsätzlich flussabwärts eine Verschlechterung festzustellen ist. Abbildung 1 illustriert an drei Beispielen die Unterschiede in der

Strukturgüte an Our und Sauer. Die Bilder zeigen von links nach rechts Flussabschnitte „mässig verändert“ (Our bei Kohnenhof), „stark verändert“ (Our bei Untereisenbach) und „sehr stark verändert“ (Sauer bei Wintersdorf) (gemäss Gewässerstrukturgütekarte 2001).



Abbildung 1: Beispiele für unterschiedliche Gewässerstrukturgüte an Our und Sauer

Grundlagendaten

ROI Sauer steht in engem Zusammenhang zum Projekt „Grenzüberschreitender Atlas der Überschwemmungsgebiete im Einzugsgebiet der Mosel“. Die Untersuchungen und Auswertungen stützten sich auf die Datenbasis, die im Rahmen des Gefahrenatlasses erarbeitet wurde.

Dazu gehörten u.a. ein hochpräzises Digitales Höhenmodell (DHM, Auflösung 2m, Relieferfassung durch flugzeuggestützte Laserscannermessung), digitale Satellitenorthofotos (IKONOS-2), Landnutzungsdaten (BD-TOPO in Luxemburg, ATKIS in Deutschland), Gefahrenkarten, Topographische Karten 1:25'000, historische Karten.

Vorgehen

Auf der Grundlage der Analyse des Ist-Zustands (Bestandsaufnahmen für Flächennutzungen, ökologischer Zustand, Schutzgebiete, Retentionsflächen, Schadenerwartung, Nutzungskonflikte, landschaftsökologisches Leitbild) und der Massnahmenanalyse (Konzeption von Massnahmenvarianten und Kosten-Wirksamkeitsuntersuchungen) wurde im Sinne einer Synthese ein Fazit gezogen, welches in Empfehlungen und Umsetzungsvorschläge für die Our und die Sauer als grenzüberschreitende Gewässer mündete (siehe Abbildung 2).

Der vorliegende Beitrag konzentriert sich auf den Bereich der Massnahmenanalyse. Dazu gehören die Massnahmenkonzeption und die Untersuchung der Kosten-Wirksamkeit der Massnahmenvarianten. Daraus leiten sich die Synthese sowie Hinweise zur Umsetzung der Massnahmenvarianten ab.

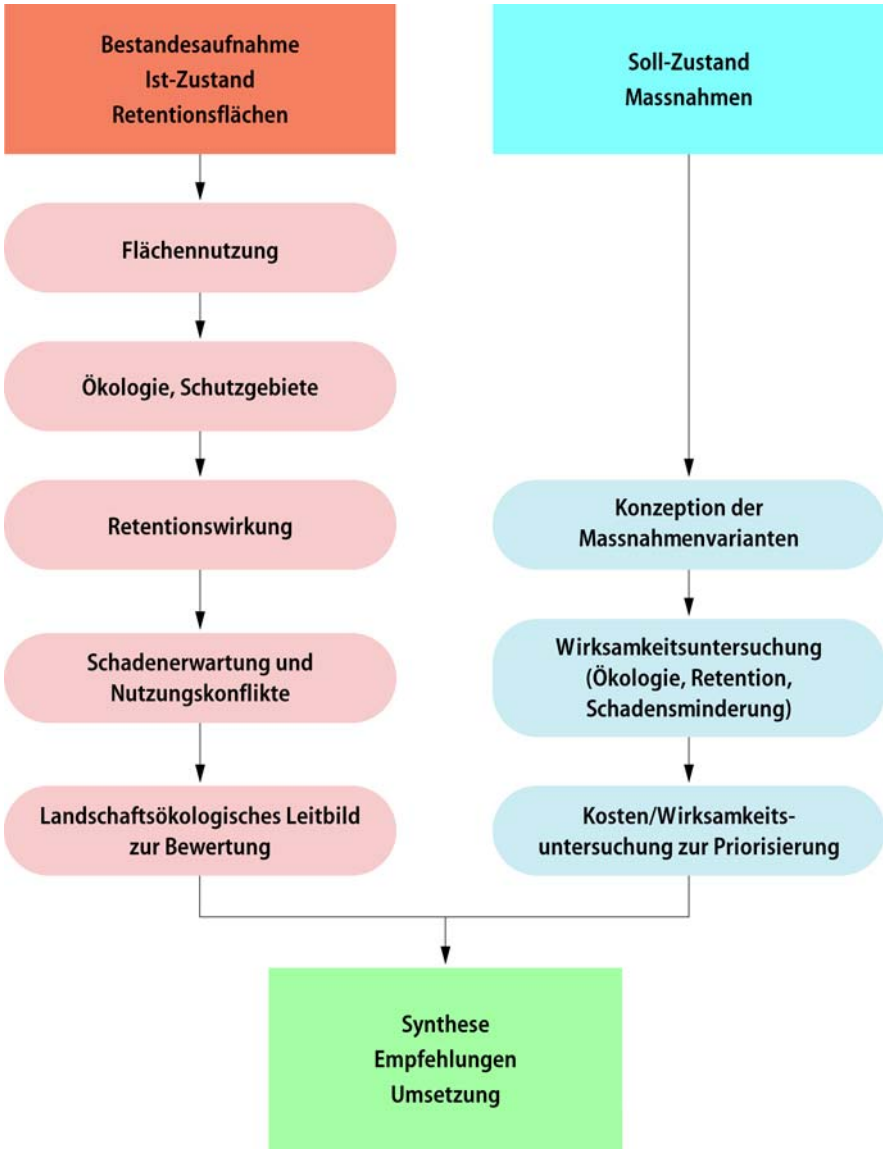


Abbildung 2: Schematische Übersicht über das Vorgehen

Massnahmenanalyse

Festlegung und Typisierung der Retentionsflächen

Unter Berücksichtigung von Indikatoren wie Geländeneigung, minimaler Breite oder benetzbaren Flächen wurde mittels einer GIS-Auswertung potenzielle Retentionsflächen ausgeschieden (vgl. Abbildung 3). Zur genauen Abgrenzung und zur Plausibilisierung der Flächen wurden Beobachtungen aus Geländebegehungen, die Gewässerverläufe historischer Karten und die Satellitenorthophotos beigezogen.

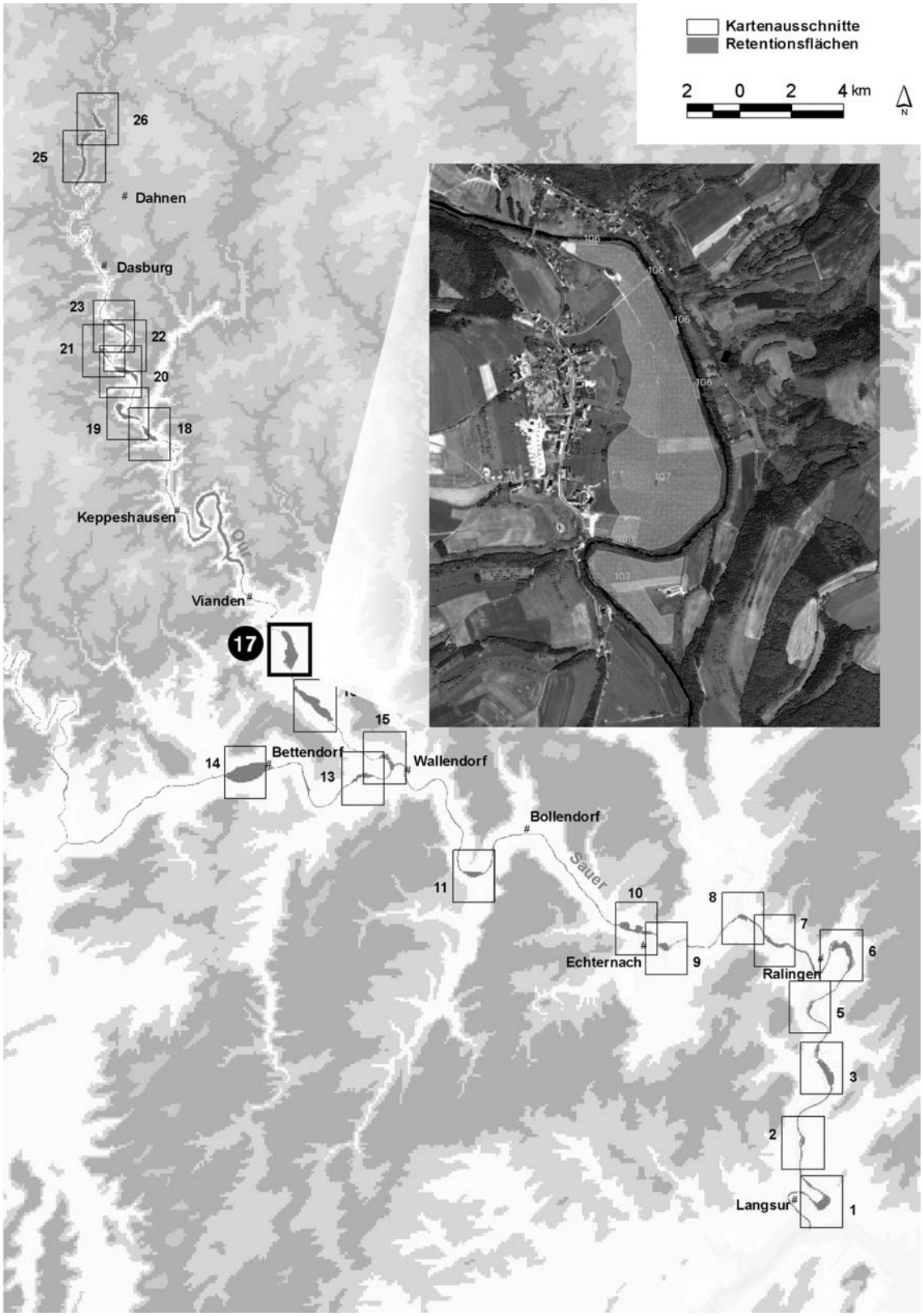


Abbildung 3: Übersicht über die festgelegten Retentionsflächen mit einem repräsentativen Ausschnitt auf der Basis von Satellitenorthophotos

Die festgelegten Retentionsflächen wurden anhand verschiedener Eigenschaften typisiert. Es wurden Anforderungen der beiden Bereiche Wasserrückhalt und Ökologie berücksichtigt, wie z.B. die Grösse der Flächen, Nutzungsanteile, das Auftreten von Auenelementen oder die Zugehörigkeit zu Naturschutzgebieten. Die Merkmale wurden mehrheitlich aus einer automatisierten GIS-Auswertung gewonnen.

Massnahmenkonzeption

Zur Erhöhung des Wasserrückhalts und zur ökologischen Aufwertung sind eine ganze Reihe von Massnahmen denkbar. Diese Einzelmassnahmen sind aber häufig nur in Kombination mit anderen sinnvoll oder möglich. Es wurden daher Massnahmenvarianten gebildet, die sich aus mehreren Einzelmassnahmen zusammensetzen und so eine sinnvolle und gesamtheitliche Wirkung ergeben.

Im Sinne einer Bestandsübersicht oder einer Massnahmenliste wurde ein möglichst breites Spektrum von Einzelmassnahmen zusammengestellt, die für die beiden Zielrichtungen von Bedeutung sind (siehe Abbildung 4). Diese Bestandsübersicht wurde möglichst umfassend gehalten, damit sie auch in anderen Gebieten anwendbar ist und sich nicht ausschliesslich auf die Eigenschaften des Untersuchungsgebiets bezieht.

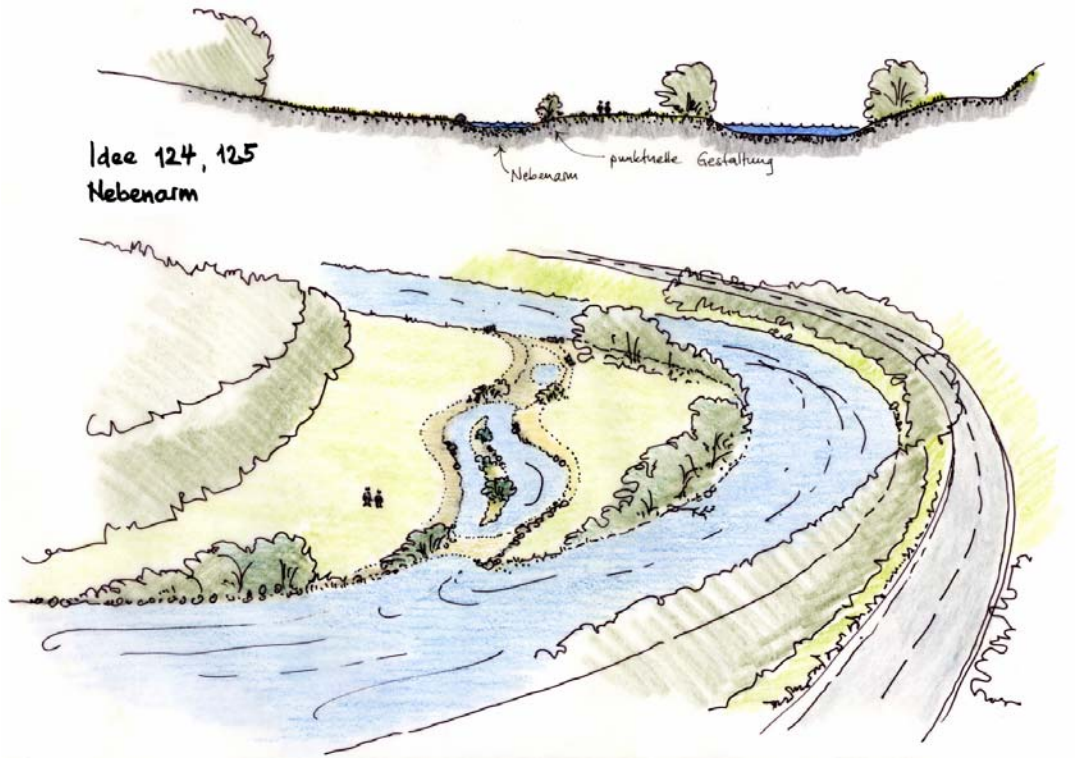


Abbildung 4: Beispielhafte Skizze für eine Einzelmassnahme: Anlegen und Gestaltung einer Flutmulde bzw. eines Nebenarms

Bei der Konzipierung der Massnahmenvarianten wurden den festgelegten Retentionsflächen im Untersuchungsgebiet, ausgehend vom heutigen Zustand und den Zielvorgaben, verschiedene Einzelmassnahmen zugeordnet.

Massnahmenbewertung

Für die Bewertung der Massnahmenvarianten wurde ein zweistufiges Vorgehen mit einer Grob- und einer Feinbewertung für die beiden Zielbereiche Wasserrückhalt und ökologische Aufwertung angewendet. Im Rahmen der Grobbewertung wurde die Wirksamkeit der Massnahmenvarianten mit aussagekräftigen, aber einfach zu erhebenden Kriterien und Indikatoren untersucht. In der Feinbewertung wurden für eine Auswahl von Massnahmenvarianten neben einer detaillierten Untersuchung der Wirksamkeit auch die Kosten miteinbezogen.

Jede Variante wurde in der Grobbewertung auf ihre Wirksamkeit bezüglich Wasserrückhalt und ökologischer Aufwertung untersucht. Im Sinne einer vergleichenden Betrachtung wurden die Bewertungen der beiden Zielbereiche auf eine einheitliche Punkteskala normiert, indem für das im Untersuchungsgebiet mögliche Optimum 100 Bewertungspunkte eingesetzt werden. Auf dieser Basis konnten die wirksamsten Massnahmenvarianten identifiziert werden, die dann in der Feinbewertung vertieft untersucht wurden.

Die Wirksamkeit des Wasserrückhalts wurde anhand des Verhältnisses des Rückhaltevolumens zum Volumen der Hochwasserwelle beurteilt. Dieser Parameter versucht die hydrologisch-hydraulische Auswirkung einer Massnahmenvariante möglichst umfassend abzubilden. Folgende Beziehung kam zur Anwendung:

$$Wirkungsfaktor = \frac{Retentionsfläche^{*}\ Tiefe\,Wirkungsfläche}{Wellenvolumen\,HQ_{50}\ pro\ Tag - Wellenvolumen\,HQ_{2}\ pro\ Tag}$$

Die Bewertung der ökologischen Aufwertung orientierte sich an einem optimalen Zielzustand, der aufgrund der natur- und kulturhistorischen Entwicklung des Projektgebietes und der heutigen Situation an Our und Sauer wie folgt definiert wurde:

Erhaltung und Wiederherstellung von dynamischen Auengebieten in einer Kulturlandschaft mit naturverträglicher Nutzung.

Die Bewertung bezog sich auf die Verbesserung der jeweiligen Massnahmenvariante gegenüber dem Ist-Zustand. Es wurden Kriterien wie die Häufigkeit mäandrierender Gewässerabschnitte, Durchgängigkeit, Substratdiversität, Vorkommen von naturnahen Uferpartien mit standorttypischer Gehölzvegetation oder Anteil an wechselnden Wassertiefen und unterschiedlichen Fliessgeschwindigkeiten berücksichtigt. Zusätzlich floss der Bezug zur Flächengrösse, auf welcher die Massnahmenvarianten wirkten, in die Bewertung ein.

Für 24 ausgeschiedene Massnahmenvarianten wurde sodann die Feinbewertung durchgeführt. In der Feinbewertung wurden zunächst die gesamten Kosten (Investitionskosten, Betrieb und Unterhalt, Ausgleichszahlungen, Nutzungskonflikte) detailliert erhoben und auf jährliche Kosten umgerechnet. Anschliessend wurden erneut die Wirksamkeiten des Wasserrückhalts und der ökologischen Aufwertung, diesmal vertieft und detailliert, untersucht.

Die Wirksamkeit des Wasserückhalts wurde mittels der Retentionswirkung der Massnahmenvarianten auf die Hochwasserganglinien hergeleitet. Die Retentionsberechnungen wurden nach dem Verfahren von Kalinin-Miljukov durchgeführt. Für die Berechnung wurden die massgeblichen Hochwasserwellen für die Hochwasserereignisse mit einer Wiederkehrzeit von 50 Jahren benötigt (HQ_{50}). Da diese Wellen nicht vorlagen und eine Abflussberechnung mit einem Niederschlag-Abfluss-Modell nicht vorgesehen war, wurden aus den im Rahmen des Projekts „Grenzüberschreitender Atlas der Überschwemmungsgebiete im Einzugsgebiet der Mosel“ ermittelten Werten „Bemessungswellen“ erstellt.

Die massgeblichen Abflussmaxima und Abflussvolumina der Bemessungswellen für die untersuchten Jährlichkeiten stammten aus den Pegelstatistiken der Pegel an den Gewässern, die mit Hilfe einer empirischen Regionalisierungsgleichung auf die Standorte der Auen übertragen wurden. Für die Berechnung der Wirkung der Massnahmenvarianten wurden zunächst die Profile im Profildatensatz so verändert, dass sie die jeweilige Massnahmenvariante abbildeten. Mit den veränderten Profilen wurden Wasserspiegellagenberechnungen durchgeführt und sogenannte Abflusskurven (Abfluss im Verhältnis zur Wasserspiegelhöhe und -breite) erzeugt. Diese wurden in den Modelldatensatz eines Niederschlag-Abfluss-Modells übernommen und die Retentionsberechnung durchgeführt.

Bei der Wirksamkeit der ökologischen Aufwertung wurde die in der Grobbewertung angewendete Methodik verfeinert. Im Unterschied zur Grobbewertung wurden der Flussschlauch und das Gewässerumfeld mit unterschiedlichen Kriterien bewertet. Zusätzlich wurden die Kriterien sowohl des Flussschlauches als auch des Gewässerumfeldes je nach Bedeutung für den Lebensraum Aue gewichtet.

Die Ergebnisse der Feinbewertung erlaubten eine Priorisierung der untersuchten Massnahmenvarianten und bildeten somit die Grundlage für die Synthese bzw. die Empfehlungen im Hinblick auf die Umsetzung.

Synthese und Hinweise zur Umsetzung

Auf der Grundlage der Analyse des Ist-Zustands (Bestandsaufnahme) einerseits und der Massnahmenanalyse andererseits wurde im Sinne einer Synthese Schlussfolgerungen gezogen, welche in Empfehlungen und Umsetzungsvorschläge für die Our und die Sauer als grenzüberschreitende Gewässer mündete.

Die Projektergebnisse sollen in Zukunft der Festlegung von Entwicklungsstrategien für die Entscheidungsträger dienen, sollen die potentiellen Konflikte mit bestehenden Nutzungen aufzeigen und Hinweise auf eine angepasste Bewirtschaftungs- und Siedlungsweise geben.

Schlussfolgerungen

Die Ergebnisse der Wirksamkeitsuntersuchung beim Wasserrückhalt zeigten, dass die Massnahmenvarianten zusammengenommen zum Wasserrückhalt im gesamten Einzugsgebiet beitragen, jedoch nur einen sehr geringen Beitrag zu einer Schadensreduktion zu leisten vermögen. Die Scheitelwerte der Hochwasserabflüsse können in geringem Masse reduziert werden, aber auch hier ohne grosse Wirkung auf die Schadenerwartung. Dafür sind die Senkungen der Wasserspiegel zu gering. Dies ist mehrheitlich mit der Charakteristik des Einzugsgebiets der beiden untersuchten Gewässer zu erklären.

Betrachtet man die Wirksamkeit der ökologischen Aufwertung, weisen verschiedene Massnahmenvarianten hohe Aufwertungspotentiale auf.

Die Resultate zeigen, dass im Untersuchungsgebiet Siedlungsgebiete in erster Linie durch technische Rückhaltemassnahmen oder Objektschutzmassnahmen geschützt werden können. Der technische Hochwasserschutz beispielsweise mit Sommerdeichen sollte möglichst ökologisch gestaltet werden.

Obwohl die untersuchten Gewässer, insbesondere die Our, in einem verhältnismässig naturnahen Zustand sind, kann auf verschiedenen Flächen mit relativ wenig Aufwand und geringen Nutzungskonflikten eine Verbesserung der ökologischen Verhältnisse erreicht werden. Insbesondere in den zahlreichen Schutzgebieten im Projektgebiet sollten entsprechende Massnahmenvarianten umgesetzt werden.

Die Synthese Wasserrückhalt und ökologische Aufwertung ist dort am erfolgversprechendsten, wo Abgrabungen im Vorland mit ökologischer Aufwertung verbunden werden, sei es durch extensive Landwirtschaft, sei es mit gezielten Massnahmen wie Anlegen von Flutmulden.

Hinweise zur Umsetzung

Für die Umsetzung der Massnahmen stehen verschiedene Ansätze und Vorgehensweisen im Vordergrund. Dem grenzüberschreitenden Charakter des Projekts ist dabei spezielle Beachtung zu schenken. Erd- und wasserbauliche Massnahmen sowie Bepflanzungen und insbesondere Nutzungsänderungen müssen vorbereitet und dauerhaft begleitet werden durch lokalpolitische Abstützung, nutzungsplanerische Zonierungen, Bewirtschaftungs- und Unterhaltsverträge, Servitute (Ablösung, Neuschaffung), Flurbereinigungen, Flächenerwerb oder Pflegepläne.

Wie nutzungsplanerische Änderungen ausgelöst werden oder wie bauorganisatorisch vorgegangen wird, bleibt bei derartigen Projekten Gegenstand von weiteren Verfeinerungen. Es gibt eine Reihe planungsrechtlicher Instrumente, die zur Umsetzung der Massnahmen eingesetzt werden müssen. Erfahrungsgemäss benötigen solche Prozesse lange Zeiträume. Besonders zu pflegen ist schliesslich der Bewusstseinsaspekt. Die Projekte sollten mit Öffentlichkeitsarbeit und Aufklärungskampagnen begleitet werden, um bei der Umsetzung möglichst reibungslos vorwärts zu kommen.

Literatur

Ministerium des Innern Luxemburg, Struktur- und Genehmigungsdirektion Nord, Regionalstelle Wasserwirtschaft, Abfallwirtschaft, Bodenschutz Trier: Grenzüberschreitender Atlas der Überschwemmungsgebiete im Einzugsgebiet der Mosel, 2002

Landesamt für Wasserwirtschaft Rheinland-Pfalz: Gewässerstrukturgütekarte Massstab 1 : 225‘000, Stand 2001

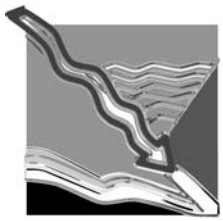
Autoren

Jürg Elsener, c/o Ernst Basler + Partner, Zollikerstrasse 65, CH-8702 Zollikon

Christina Dübendorfer, c/o Ernst Basler + Partner, Zollikerstrasse 65, CH-8702 Zollikon

Dr. Andreas Zysset, c/o Ernst Basler + Partner, Zollikerstrasse 65, CH-8702 Zollikon

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



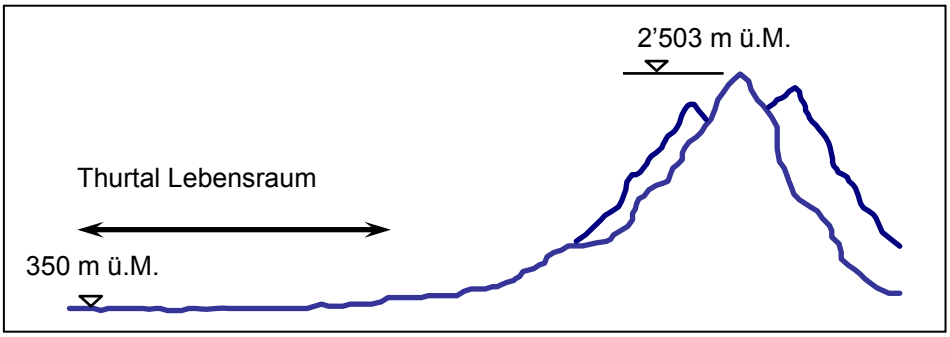
Die 2. Thurkorrektion im Thurgau - Hochwasserschutz und Lebensraumgestaltung

Dr. Marco Baumann

1. Einführung

Charakteristik der Thur

Die Thur, die dem Kanton Thurgau den Namen gegeben hat, ist einer jener wenigen Flüsse der Schweiz, die in den Voralpen entspringen und irgendwo im Mittelland direkt oder indirekt in den Rhein münden, ohne vorher einen See als Ausgleichsbecken zu durchfliessen (Figur 1). Ihr Wasserregime ist deshalb auch im Unterlauf wildbachähnlich: zwischen 3 bis 4 Kubikmeter pro Sekunde bei trockenem Hochsommerwetter und 1'200 Kubikmeter pro Sekunde bei einem Jahrhunderthochwasser ist alles zu haben (Tabelle 1). Jährliche Hochwasser, in milderer Form mit 500 bis 800 Kubikmeter pro Sekunde, haben den Menschen seit eh und je veranlasst, in gebührendem Abstand vom Fluss zu leben.



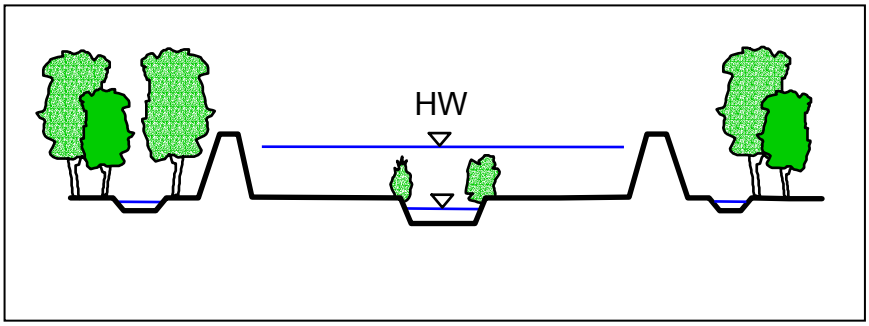
Figur 1: Das Höhenprofil des Einzugsgebiets der Thur

FN	1’085	km2	Gebietsfläche bis zur Station
Länge	130.5	km	Gesamtlänge, wovon 42.6 km im Thurgau
MQ	38.8	m³/s	mittl. jährliche Abflussmenge
mHQ	610	m³/s	Mittelwert der Jahreshochwasserspitzen
HHQ	1’170	m³/s	Höchste beobachtete Wassermenge
HQ 50	1’165	m³/s	50-jährliche Wiederkehrperiode
HQ 100	1’310	m³/s	100-jährliche Wiederkehrperiode

Tabelle 1: Kenndaten der Thur für die Messstation Halden (bei Bischofszell)

Die erste Thurkorrektion

Die zunehmende Bevölkerungszahl und der wirtschaftliche Druck durch die Industrialisierung der Gesellschaft wuchs im Thurtal beträchtlich. Aber erst als die Landschaft Thurgau schon eine Weile zum unabhängigen Kanton Thurgau geworden war, wurde 1890 eine erste Korrektion beschlossen. Sie dauerte Jahrzehnte. Damals wurde begradigt, und zwar wurde jeweils an den engsten Stellen der Mäander ein künstlicher Durchbruch geschaffen. Der so begradigten Thur entlang wurden die ersten Dämme gebaut (Figur 2). Aus dieser Zeit stammen auch die Binnenkanäle. Sie waren notwendig geworden, weil es nicht ratsam war, überall, wo kleine Bäche in die Thur mündeten, eine Dammlücke entstehen zu lassen.



Figur 2: **Doppeltrapezprofil der Thur nach der 1. Korrektion**
Die Folge der Begradigung der Thur und des Baus der Hochwasserschutzdämme war eine intensive Nutzung der natürlichen Überschwemmungsgebiete

Heutiger Zustand der Thur

Ein uniformes Gerinne kennzeichnet die Thur. Die Breiten- und Tiefenunterschiede sind sehr gering. Seitenarme fehlen und Laufwindungen sind selten und minimal. Die Sohle mit einer Breite von 40 bis 45 m besteht grösstenteils aus Schotter. Bei Bischofszell, Halden und Bürglen fliesst die Thur über Naturschwellen aus Molassefelsen. Es finden sich kaum noch Kies- und Sandbänke als Ausdruck einer aktiven Flussdynamik. Die geradlinigen steilen Ufer des Mittelgerinnes sind wenig strukturiert und lassen kein unterschiedliches Fliessverhalten des Wassers zu. Lebendverbau und Blockwurf sind als Ufersicherung verwendet worden. Der schmale Ufergehölzstreifen weist kaum Alters- und Artenvielfalt auf.

Die Vorländer sind 50 bis 150 m breit und werden heute meist intensiv landwirtschaftlich genutzt (häufiger Schnitt, Ansaat von Kulturpflanzen und Düngung). Ursprünglich wurde aber der Bereich zwischen dem Mittelgerinne und dem Hochwasserdamm für eine zweigeteilte Nutzung ausgelegt: das Vorland sollte auf ihrer inneren, am Fluss liegenden Hälfte unbepflanzt bleiben, während entlang den Dämmen Wuhrholz gezogen werden sollte, um für spätere Reparaturen stets genügend Material in der Nähe zu haben.

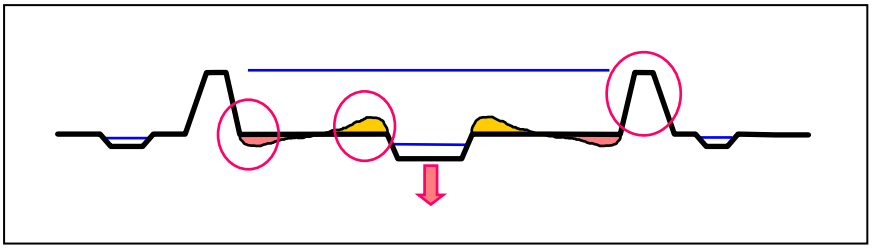
Foto: Heutiger Thurlauf bei Pfyn



Begradigtes Mittelgerinne, begleitet von Ufergehölzstreifen, Hochwasserdamm, Binnnekanal und Autobahn. Das Vorland wird land- und forstwirtschaftlich genutzt.

Defizite des Hochwasserschutzsystems

Eine Flusslandschaft ist ständiger Veränderung unterworfen, auch zwischen den Hochwasserschutzdämmen. Seit der ersten Korrektion von 1890 wuchsen die Vorländer durch Auflandungen bis zu 3 Meter an (Figur 3). Dadurch reduzierte sich das Durchflussprofil, und am Fuss der Dämme entstanden Rinnen mit hoher Fliessgeschwindigkeit und gefährlicher Erosionswirkung. Auch hatte eine geotechnische Überprüfung der Hochwasserdämme gezeigt, dass sie die heutigen Anforderungen an ein Hochwasserschutzbauwerk nicht erfüllen: schlechte Materialeigenschaften, lokal ungenügende Höhen und Dammkronenbreiten. Seinerzeit wurden mit den gängigen Hilfsmitteln, d.h. Schaufeln, Pickeln, Schubkarren und Pferdefuhrwerken Material aus der näheren Umgebung zu Hochwasserdämmen aufgeschüttet. Die schlechten Materialeigenschaften erstaunen deshalb nicht wirklich.

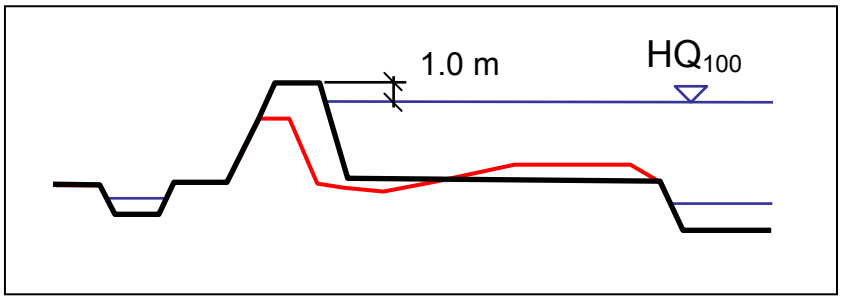


Figur 3: Veränderungen und Defizite des 100 Jahre alten Hochwasserschutzsytems
Damm ungenügend: Höhe und Qualität; Auflandungen / Rinnen im Vorland; Sohlenerosion

2. Die 2. Thurgauer Thurkorrektion

In den 70er Jahren des zwanzigsten Jahrhunderts brachen die Dämme kurz nacheinander und bescherten dem Thurtal kaum gesehene und kaum erinnerte Überschwemmungen. Darauf wurden schleunigst Projekte zur Sicherung der Hochwasserbauten erarbeitet. Deren Zielsetzung beinhaltete die Wiederherstellung des Zustandes nach der ersten Korrektion und die Behebung der schon damals bekannten Schwächen des Systems. Im einzelnen bedeutete dies das Absenken des Vorlandes auf 2.50 m über der Flusssohle, die Erhöhung und Verstärkung der Dämme sowie Einbau von Schwellen im Oberlauf, um die Sohlenerosion zu stoppen.

Dieses Konzept fand allgemeine Zustimmung, mit Ausnahme der Absenkung des Vorlandes. Das aufgelandete Vorland hatte sich nämlich in den verflossenen Jahrzehnten zu fast vollwertigem Landwirtschaftsland entwickelt, sogar Ackerfrüchte- und Beerenkulturen sind anzutreffen. Die Reduktion des Vorlandniveaus mit der damit verbundenen Erhöhung der Überschwemmungshäufigkeit wurde von den betroffenen Landwirten nicht goutiert. Auch der Wunsch des Kantons nach mehr Naturnähe fand in den betroffenen Gemeinden kein Gehör. Das schlussendlich ausgearbeitete Projekt, das der Landwirtschaft sehr stark, der Landschaft um so weniger entgegen kam, musste dann auf Druck des Bundes ökologischer gestaltet werden. Zwanzig Jahre nach den Hochwassern lagen endlich realisierbare und ökologisch vertretbare Projekte vor. 1993, hundert Jahre nach der ersten Korrektion, wurde zum zweiten Mal in den Thurlauf eingegriffen.



Figur 4: **Generelle Massnahmen zur Verbesserung der Hochwassersicherheit**
Verstärkung und Erhöhung der Dämme und Ausgleich des Vorlands (= Abflussprofil)

Verbesserung der Hochwassersicherheit
Gemäss Planung werden die flussbaulichen Defizite an der Thur zuerst im Abschnitt zwischen der Rorerbrücke bei Weiningen und der Kantonsgrenze zu Zürich behoben, d.h. am unteren Ende der Thurgauer Thur. Dabei gelten die folgenden Sanierungsziele:

- Oberstes Ziel der Thurkorrektion ist die **Hochwassersicherheit** für die Menschen, die Siedlungen, das bewirtschaftete Land und die Verkehrswege einschliesslich der Brücken und Stege.
  Dieses wird mit der Vergrösserung und dem Ausgleich des Abflussprofiles sowie mit der Erhöhung und Verstärkung der Dämme erreicht. Insbesondere wird die Dammlücke zwischen der Uesslinger Brücke und dem bereits verstärkten Zürcher Damm geschlossen.
- Zweites Ziel ist die **ökologische Aufwertung** des ganzen Flussgebietes.
  Die noch vorhandenen flusstypischen Lebensräume wie Auenwälder und Altläufe werden erhalten und soweit möglich aufgewertet. Im Ueberschwemmungsbereich der Thur werden fehlende flusstypische Lebensräume (Flach- und Steilufer, standortgerechte Ufergehölze und Wiesen) im Interesse der Artenvielfalt neu geschaffen. Bestehende, weit auseinanderliegende Lebensräume werden durch geeignete Strukturen miteinander verbunden.
- Drittens soll die **Sohlenerosion** durch geeignete Massnahmen **reduziert** werden.
  Die Thursohle muss auf dem jetzigen Niveau stabilisiert werden, da dies für den Schutz des Grundwasservorkommens dringend notwendig ist.

Resultat und erste Erfolge

Ende April 1993 wurde mit den Korrektionsarbeiten westlich von Frauenfeld, im Abschnitt Rorerbrücke bis Uesslingerbrücke begonnen und 1996 erfolgreich abgeschlossen. Das Bild der Thur auf diesem Abschnitt hat sich durch die Sanierung positiv verändert. Die Vorländer liegen nach einer Absenkung auf 2.30 m über der theoretischen Sohle wieder tief und mehrere Abschnitte sind als Flachufer ausgestaltet worden. Grosse Teiche in den Vorländern dienen Amphibien, Libellen und anderen Wirbellosen als Lebensraum. Die neugeschaffenen Aufweitungen des Flussbetts haben die Gewässerdynamik stark belebt. Das kiesige Sohlenmaterial ist auf dem renaturierten Flussabschnitt im Gegensatz zu vorher wieder locker gelagert. Die ökologischen Massnahmen haben auch das Landschaftsbild aufgewertet: die Thur ist wieder sichtbar; Kiesinseln und Flachufer werden bei schönem Wetter von zahlreichen Erholungssuchenden bevölkert. Der Weg auf dem Hochwasserdamm zwischen Rorer- und Uesslingerbrücke hat sich zu einem der beliebtesten Wander- und Radwege im Kanton entwickelt.

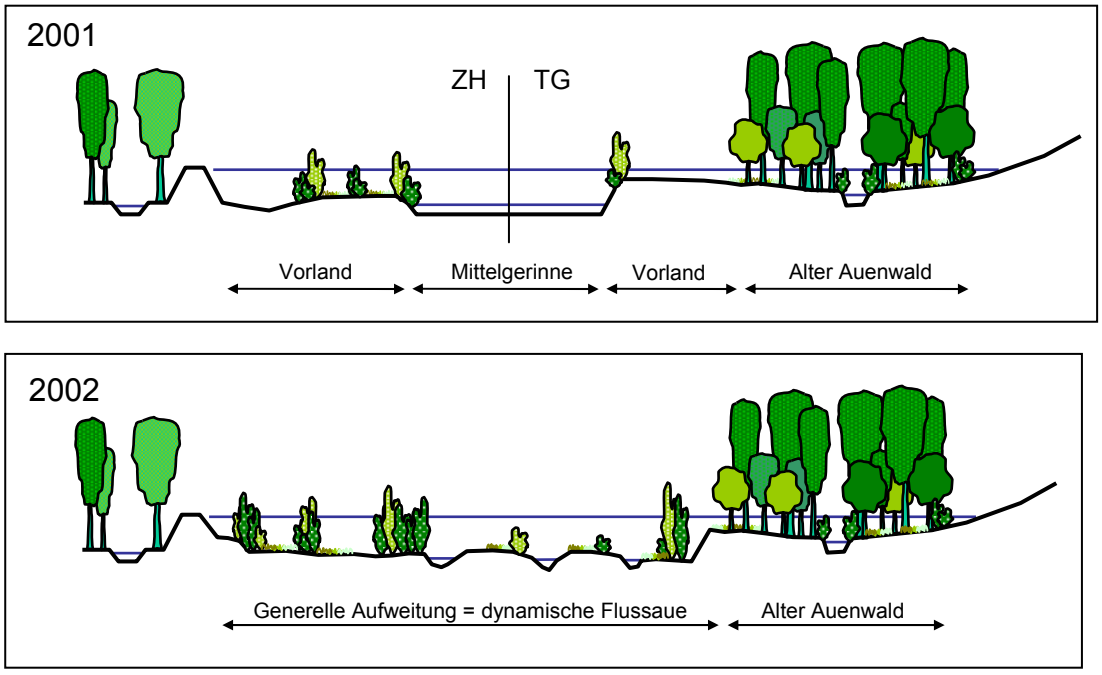


Foto: Abschnitt Ror-Uesslingen
Die neu gestaltete Thur oberhalb Uesslingen; Mittelgerinne mit Aufweitungen und Kiesbänken.

Im anschliessenden Abschnitt zwischen der Uesslingerbrücke und der Zürcher-Schwelle wurden zwischen 1998 und 2001 die Vorländer abgesenkt und ausgeglichen sowie die Dämme erhöht und verstärkt. Vier wechselseitige Aufweitungen oberhalb des Feldistegs und 3 weitere Aufweitungen prägen den heutigen Flussraum. Die Ufer in den Aufweitungsbereichen wurden wie im oberen Abschnitt mit Buhnen und Rauhigkeitselementen gesichert. Mit den wechselseitigen Aufweitungen soll die gleichförmige Sohlenstruktur verändert werden: Kolke, Kiesbänke und Vertiefungen der Sohle mit unterschiedlichen Strömungsgeschwindigkeiten des Wassers entstehen.



Foto: Wechselseitige Aufweitungen



Figur 5: Schematisches Querprofil im Bereich des Auenwalds von Niederneunforn
oben heutige Situation, unten in Zukunft

Im Bereich zwischen der Schrägseilbrücke und der Zürcher Schwelle wird die Thur in Zukunft eine andere Gerinneform aufweisen, als in den flussaufwärtsliegenden Abschnitten. Das Hauptmerkmal dieser Etappe ist die Realisierung einer grossen Aufweitung auf Höhe des Auenwalds von nationaler Bedeutung bei Nie-

derneunforn (Figur 5). Einerseits steht hier mehr Platz zur Verfügung und andererseits sind die Schutzansprüche wesentlich geringer (d.h. ein Auenwald darf überschwemmt werden und soll nicht davor geschützt sein). Vor dem Auenwald wird eine neue Flusslandschaft geschaffen, die das Wasser näher zum alten, heute vom Wasser abgetrennten Auenwald bringt. Vor dem alten Auenwald wird die Basis zur Entstehung eines jungen Auenwalds geschaffen. Die Aushubarbeiten im Mittelgerinne laufen zur Zeit und bei guten Witterungsbedingungen, werden die Arbeiten im Jahr 2002 abgeschlossen sein.

3. Konzept für den Rest

Auch die Hochwasserschutzbauwerke oberhalb von Frauenfeld sind mehr als hundert Jahre alt und weisen die gleichen Defizite auf wie im unteren Abschnitt: ungenügende Dammhöhe und Dammstabilität, Auflandungen in den Vorländern und somit Einengung des Abflussquerschnitts. Infolge des vorhandenen Ungleichgewichts im Geschiebehaushalt frisst sich die Flusssohle immer tiefer ein.

Ohne Gegenmassnahmen wird sich die Thur im Abschnitt von Frauenfeld bis Bischofszell in den nächsten Jahrzehnten weiter eintiefen. Dies würde bedeuten, dass Binnenkanäle und Feuchtgebieten trocken fallen sowie bestehende Uferverbauungen unterspült werden. Mehr Wasser wird im Mittelgerinne abfliessen, wodurch der Erosionsprozess verstärkt und die Geschiebefrachten erhöht werden.

Für diese restlichen 35 km Flusstrecke wird gemäss moderner Wasserbauphilosophie ein Konzept erarbeitet, das auf den Resultaten einer Extremereignisanalyse für das gesamte Thurtal sowie auf einer Studie über sohlenstabilisierende Massnahmen für den Abschnitt Grüneck bis Frauenfeld aufbaut (Figur 6). Bei der Konzepterarbeitung werden die Auswirkungen der Bautätigkeit und des korrigierten Flusses auf das Grundwasser (Wasserfassungen, Binnenkanäle), der Geschiebehaushalt (Sohlenerosion und Auflandungen), die Anliegen der Landwirtschaft (Bewirtschaftung der Vorländer und der Dammböschungen), die allgemeinen Naturschutzbelange, sowie die Erholungsfunktion der Thurlandschaft mitberücksichtigt.

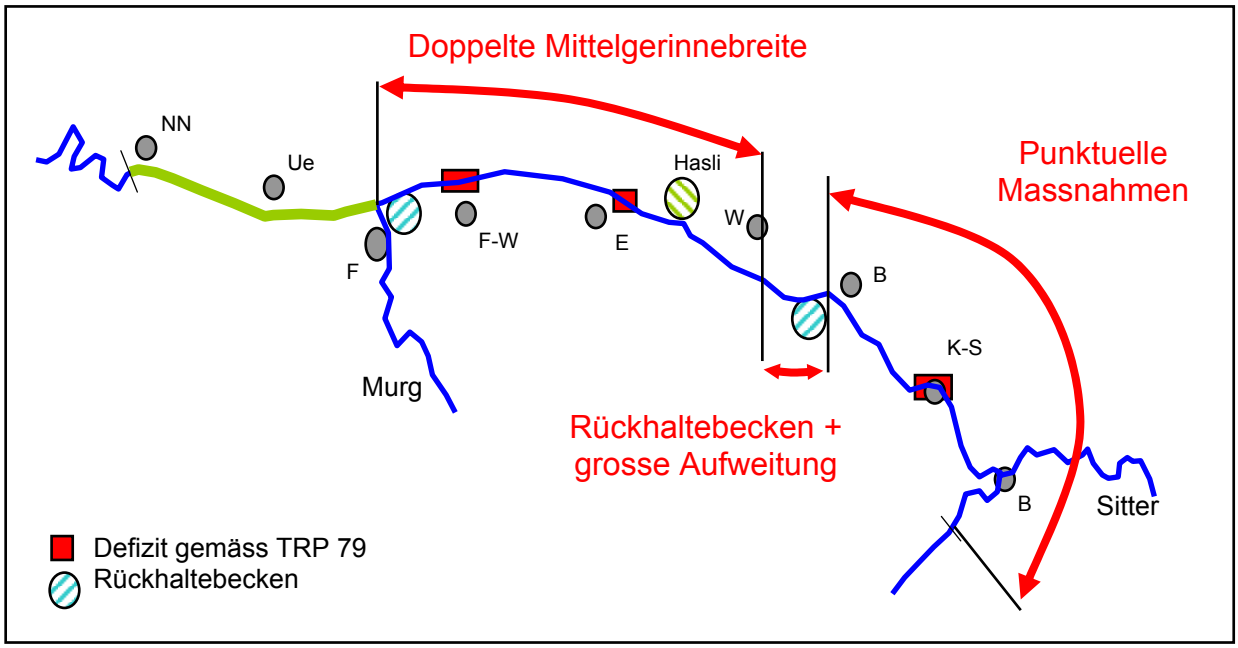
Das Konzept richtet sich nach dem Grundsatzpapier zur Entwicklung der Thur, welches die zuständigen Regierungsvertreter der Thurkantone im September 2001 verabschiedet haben. Massgebend für die natürliche oder naturnahe Entwicklung der Fliessgewässer im Einzugsgebiet Thur sind folgende Ziele:

- ein ausreichender Gewässerraum
- eine ausreichende Wasserführung
- eine gute Wasserqualität
- ein haushälterischer Umgang mit den natürlichen und wirtschaftlichen Ressourcen

Massnahmen des Konzepts 2002

Zur Behebung der vorhandenen Defizite im Bereich oberhalb von Frauenfeld werden verschiedene Massnahmen vorgeschlagen, welche die folgenden Ziele beinhalten:

Hochwasserschutz	• Schutz für Menschen und erheblicher Sachwerte • Nachhaltiger Schutz von Kulturland • Kontrollierte Ableitung der Hochwasser
Nutzung	• Nachhaltige extensive Nutzung im Flussraum • Sicherstellung der Grundwassernutzung d.h. der Trinkwasserversorgung • Koordination der verschiedenen Amtsstellen und Fachgebiete
Ökologie	• Flussdynamik zulassen • Lebensräume im Flussraum aufwerten • Auengebiete aufwerten • ökologisch verträgliche Naherholungsgebiete an der Thur



Figur 6: Konzept 2002

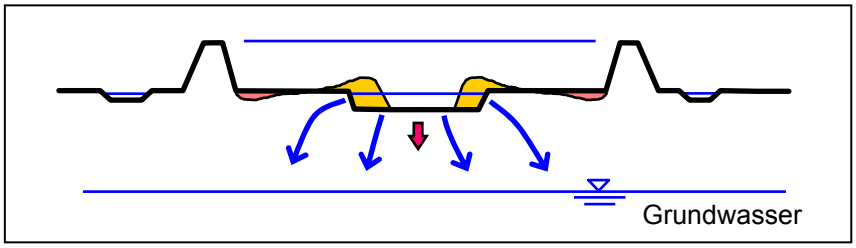
Das Konzept sieht folgende Massnahmen vor:

- Die **Sanierung** erfolgt primär **innerhalb** der bestehenden **Hochwasserschutzdämme**
- **Wasserbauliche Massnahmen:** Verstärkung, Erhöhung und Verbreiterung der Dämme, Abtrag der Auflandungen, generelle Verbreiterung des Mittelgerinnes (doppelte Breite) und Schaffung von Retentionsräumen ausserhalb der Dämme
- **Aufwertung der Flusslandschaft**: Verbesserung der vorhandenen ökologischen Potentiale und Anpassung der Nutzung im Hochwasserprofil.

Projektelemente des Konzepts 2002

Das im folgenden vorgestellte Konzept ist eine Idee, die politisch noch nicht abgesegnet ist. Auch sind die hydraulische Wirkung, das Zusammenspiel und die Machbarkeit der verschiedenen Projektelemente noch zu überprüfen und zu optimieren.

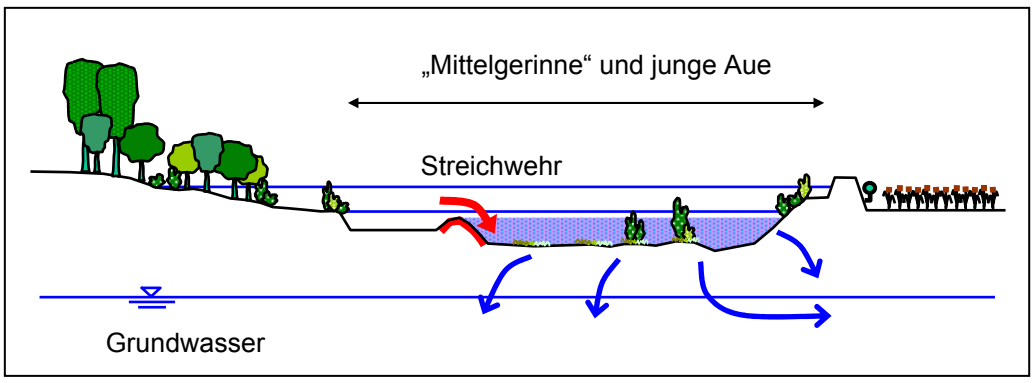
Breites Mittelgerinne (MG): Das Mittelgerinne wird zwischen Frauenfeld und Weinfelden generell auf 80 bis 100 m verbreitert und das Vorland wird generell auf 1.0 bis 1.5 m über dem mittleren Wasserstand abgetragen.



Figur 7: Breites Mittelgerinne

Geschwungenes MG: Das Mittelgerinne zwischen Bürglen und Kradolf-Schönenberg bleibt ca. 45 m breit. Es werden jedoch lokale Aufweitungen realisiert, wie dies im Abschnitt unterhlab der Uesslingerbrücke realisiert wurde. Dadurch erhält die Thur einen „geschwungenen“ Lauf.

Maximales MG Zwischen Weinfelden und Bürglen wird das Mittelgerinne die ganze Breite bis zum nördlichen Damm erhalten. So kann in diesem knapp 3 km langen Abschnitt eine neue Flussaue entstehen, analog zum Abschnitt bei Niederneunforn.



Figur 8: Maximales Mittelgerinne

Rückhaltebecken (RHB)

Zur Abminderung der Hochwasserspitzen, vor allem für das Extremereignis, sollen als Ergänzung zum bestehenden „Haslibecken“ bei Hasli/Bonau zwei weitere Rückhaltebecken erstellt werden:
RHB Grubenau und RHB Allmend Frauenfeld

RHB Grubenau

Das Rückhaltebecken Grubenau soll in einer natürlichen Geländekammer am linken Ufer der Thur, unterhalb Bürglen entstehen. Im heute vorhanden Wald soll das vorhandene Kies abgebaut und zwischen dieser künstlich erstellten Geländevertiefung und dem Mittelgerinne soll ein Streichwehr erbaut werden.

RHB Allmend Frauenfeld

Teile der Frauenfelder Allmend werden heute schon wegen dem Rückstau des Binnenkanals bei hochgehender Thur regelmässig überflutet. Gemäss Konzept soll in Zukunft eine aktive Überflutung eines Teils der Allmend erfolgen. Es ist vorgesehen ein Streichwehr am Damm zu erstellen um die Hochwasserspitze gezielt in den mit einem neuen Dammwulst geschützen Allmendbereich abzuleiten.

Aufwertung Flussraum

Im Vorland bestehende Auenwaldrestflächen sollen wieder an die Dynamik des Wasserregimes angeschlossen werden.

Quer-/Längsbarrieren

Die heute vorhandenen Querbarrieren (Wehre) sollen im Rahmen der Umsetzung des Konzeptes mit einem Umgehungsgerinne saniert werden. Gleichzeitig sollen auch die Restwasserbestimmugen gemäss Gewässerschutzgesetzgebung angewendet werden. Diese beiden Aspekte setzen das Einverständnis der Kraftwerkseigentümer voraus.
Die lokal bestehenden Defizite in der Anbindung der Seitengewässer an die Thur soll durch Rückbau der teilweise vorhandenen Abstürze aufgehoben werden.

4. Ausblick

Die Thur präsentiert sich seit der ersten Korrektion von 1890 als „gefangener“ Wildbach. Sie ist eingebettet zwischen Hochwasserdämmen. Je nach Niederschlagsereignis im Einzugsgebiet bringt sie grosse Wassermassen in das dicht-

besiedelte und landwirtschaftlich intensiv genutzte Thurtal. In den späten 60er und 70er Jahren des zwanzigsten Jahrhunderts brachen die Hochwasserschutzdämme kurz nacheinander und bescherten dem Thurgau kaum gesehene und kaum erinnerte Überschwemmungen. Darauf wurden Projekte zur Verbesserung des Hochwasserschutzes erarbeitet. Sie werden zur Zeit am unteren Ende des Thurtals umgesetzt.

Das zur Behebung der vorhandenen Defizite vorgeschlagene Konzept sieht eine generelle Aufwertung des Flussraumes zwischen Frauenfeld und Bürglen vor. Diese Veränderung, d.h. der Prozess bis zur Umsetzung wird sehr viel Zeit in Anspruch nehmen. Nicht nur die Planung braucht Zeit, auch die Überzeugung der Grundeigentümer, dass „ihr“ Flussraum in Zukunft anders aussehen und genutzt werden soll, braucht Zeit und Energie. Die Erfahrung zeigt hingegen, dass die eigentliche Umsetzung der baulichen Massnahmen relativ rasch vollzogen werden kann, wenn keine grösseren Hochwasserereignisse die Bauarbeiten zu Nichte machen.

Die Auswirkungen der Hochwasserschutzmassnahmen auf das Grundwasser ist einer der massgebenden Steuerungsgrössen für die 2. Thurkorrektion. Durch die Verbesserung des Flussraumes und die vorgesehenen Rückhalteräume darf keine wesentliche Veränderung der Grundwasserverhältnisse und der Infiltrationsverhältnisse entstehen. In der landwirtschaftlich und industriell intensiv genutzten Thurtalebene wird jede Parzelle, jeder Raum heute schon von verschiedenen Nutzern in Anspruch genommen. Es besteht somit nur noch ein kleiner Spielraum, um zum Beispiel einen neuen Standort für ein grosses Grundwasserpumpwerk zu finden. Daher sind die wasserbaulichen Massnahmen auf ihre Auswirkung auf die Grundwasserverhältnisse schon in einem frühen Schritt der Projektausarbeitung zu erfassen und zu bewerten, um so keine neuen Konflikte zwischen Grundwassernutzung und Hochwasserschutz entstehen zu lassen.

An der Thur sind Hochwasserschutz und Ökologie keine Gegensätze. Der Fluss bekommt Raum, der über seine sichtbare Wasserfläche hinausgeht, um seine vielfältigen Funktionen erfüllen zu können. Genug Platz ermöglicht den schadlosen Abfluss von Wasser und Geschiebe und wirkt ausgleichend bei Hochwasser. Die Flusssohle und die Uferbereiche verbinden Lebensräume und Landschaftsteile. Bei genügender Ausdehnung erhöht das standorttypisch bewachsene Ufer und Umland die Selbstreinigungskraft des Flusses und hilft Schad- und Nährstoffe abzubauen. Dies ist eine wichtige Voraussetzung zur Sicherung der Grundwasserqualität.

Was passiert, wenn der Flussraum neu gestaltet ist? Wie sollen die neu angelegten Vorländer, die Flachufer und die Dämme genutzt und bewirtschaftet werden? Sollen nach jedem Hochwasser, die kleinen Auflandungen entfernt werden? Oder soll zugewartet werden, bis wiederum 100 Jahre verflossen sind? Antworten auf diese Fragen müssen heute schon gefunden werden, da der im unteren Bereich der Thur aufgewertete Flussraum sich weiterentwickelt, sich verändert. Die Nutzung der Vorländer spielt in diesem Zusammenhang eine

wichtige Rolle. Bei extensiver Nutzung und kontinuierlicher Pflege des Flussraumes kann der gewünschte Zustand aufrechterhalten werden. Jedoch müssen wir uns im Zusammenhang mit Eingriffen in Fliessgewässer und Flussraumgestaltung immer daran erinnern, dass das Endziel einer Flusslandschaft eine Verlandungsebene ist (Peneplain). Die natürlichen Erosionsprozesse sind nicht aufzuhalten. Wir können sie nur verlangsamen.

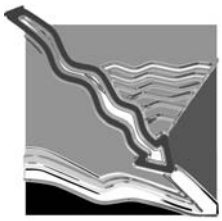
Verwendete Literatur:

- A. Enz (2002); Fünf Kantone - ein Einzugsgebiet; „wasser, energie, luft - eau, énergie, air“, Heft1 / 2, 2002
- M. Baumann & A. Enz (2000); Die 2. Thurkorrektion im Kanton Thurgau; Ingenieurbiologie 3/00
- Arbeitsgruppe Thur (2001) ; Die Thur - Ein Fluss mit Zukunft für Mensch, Natur und Landschaft;
  Bezugsquelle: kantonale Fachstellen für Wasserbau der Kantone Appenzell I.Rh., Appenzell A.Rh., St. Gallen, Thurgau und Zürich sowie Bundesamt für Wasser und Geologie
- Niederer + Pozzi und Urs Fröhlich (1997); Extremereignis-Analyse Thur 1997
- Hunziker, Zarn & Partner (2001); Thur, Grüneck bis Ror - Konzept für sohlenstabilisierende Massnahmen an der Thur zwischen Grüneck und Ror

Luftphotos: Ch. Herrmann, BHA, Frauenfeld

Dr. Marco Baumann, Leiter Abteilung Wasserwirtschaft/Wasserbau, Amt für Umwelt Kanton Thurgau

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



Schaffung eines Rückhaltevolumens im Stausee Mattmark für den Hochwasserschutz

Stéphanie André, Jean-Louis Boillat

Zusammenfassung

Bei der Suche nach Lösungen zur Verminderung des Überschwemmungsrisikos durch die Fliessgewässer während Hochwasser, ist ein zusätzliches Rückhaltevolumen der Stauseen der Wasserkraftwerke von besonderem Interesse. Das zusätzliche Volumen trägt zum Hochwasserrückhalt bei und die existierenden Entlastungsbauwerke erlauben die Bewirtschaftung dieses Rückhaltevolumens.

Der vorliegende Beitrag beschreibt die Effizienz der Erhöhung des Überlaufes der Hochwasserentlastung des Stausees Mattmark (Kanton Wallis, Schweiz) um 2 m, mit dem Zweck, das Hochwasserrückhaltevolumen zu vergrössern, ohne aber die Sicherheit des Staudamms zu beeinträchtigen. Für drei mögliche Varianten der Hochwasserentlastung und für verschiedene Nutzungsszenarien des Staubeckens und der dazugehörigen Auslassorgane wurden hydraulische Abflussberechnungen mit Speicherrückhalt, durchgeführt. Die Berechnungen, mit Hilfe des numerischen Modells *Routing System*, welches am Wasserbaulabor (LCH) der Eidgenössischen Technischen Hochschule in Lausanne (EPFL) entwickelt wurde, erlauben die Abflussmengen mit Speicherrückhalt, sowie die maximale Kote des Stausees während einem Hochwasser zu bestimmen. Unter Berücksichtigung der Anforderungen bezüglich Hochwassersicherheit des Mattmarkdammes selbst und der talabwärts liegenden Stadt Visp, konnte die effizienteste Variante Dank den umfangreichen Simulationsberechnungen gefunden werden.

Abstract

In order to reduce the risk of inundations during floods, the use of a flood storage in existing reservoirs of hydropower plants is of great interest. Indeed, the additional created volume in the reservoir contributes to the flood routing. The storage volume can be controlled by the existing spillway. The present paper describes the efficiency of a 2 m heightening of the spillway crest of Mattmark dam (Valais Canton, Switzerland) to route the floods without endangering the dam safety itself.

For three spillway alternatives and different scenarios of power plant operation, a routing analysis has been carried out with the numerical model *Routing System*, developed at the Laboratory of Hydraulic Constructions (LCH) at the Swiss Federal Institute of Technology at Lausanne (EPFL). The resulting hydrogram downstream of Mattmark dam and the maximal level of the reservoir during the flood could be determined. The most efficient alternative for the safety of the dam and for the flood protection of Viège city located downstream could be identified.

1. Einleitung

Bei der Suche nach Lösungen im Hochwasserschutz stellt die Verwendung der Stauseen ein grosses Interesse dar, da diese mit ihrem Retentionseffekt Ausmass und Wiederholungsintervall der Hochwasser flussabwärts günstig beeinflussen können.

Es genügt die Geschichte des Saastals zu studieren, um sich bewusst zu werden, dass diese Region vor dem Bau des Staudammes häufig von Hochwassern heimgesucht wurde. Eine detaillierte Studie der Hochwasser im Einzugsgebiet, durchgeführt im Anschluss an die Extremniederschläge vom September 1993 im Oberwallis, konnte die Schutzwirkung der alpinen Stauseen für die Gebiete flussabwärts aufzeigen [1].
Auf Anfrage des Kantons Wallis (Departement für Verkehr, Bau und Umwelt, Dienststelle für Strassen- und Flussbau-DSFB) wurden am LCH-EPFL im Jahre 1997 die Möglichkeiten des Hochwasserrückhaltes im Stausee Mattmark untersucht [3,7].
Der Stausee der Kraftwerke Mattmark AG liegt am Fusse des Allalingletschers (Abbildung 1). Der Damm von 120 m Höhe bildet einen See von rund 100 Mio. m^3 Inhalt. Eine Erhöhung der Überfallkrone der Hochwasserentlastung um 2 m schafft ein zusätzliches Rückhaltevolumen von 3.6 Mio. m^3, ohne dadurch das erforderliche Freibord zu beeinträchtigen.
Um die Einscheidung hinsichtlich der Möglichkeit zur Erhöhung der Überfallkrone der Hochwasserentlastung fällen zu können, ging es darum:

- sicherzustellen, dass der Gewinn an Rückhaltevolumen infolge der Erhöhung der Krone der Hochwasserentlastung zu einer effizienten Rückhaltung der 100-jährlichen Hochwasser führt. Unter diesen Umständen sollte der Ausfluss aus dem Stausee Mattmark 40 m^3/s nicht überschreiten, um talabwärts das Saastal und insbesondere die Stadt Visp wirksam zu schützen.
- die strukturelle und operationelle Sicherheit des Stausees von Mattmark jederzeit zu gewährleisten. Dabei darf die maximale Staukote des Sees von 2203.00 m ü.M. (Dammkrone 2204.00 m ü.M.), weder für das 1000-jährliche Hochwasser (Projekthochwasser) unter Berücksichtigung der Regel n-1, noch für das Sicherheitshochwasser, das heisst das maximal mögliche Hochwasser, PMF genannt (Probable Maximum Flood), überschritten werden.

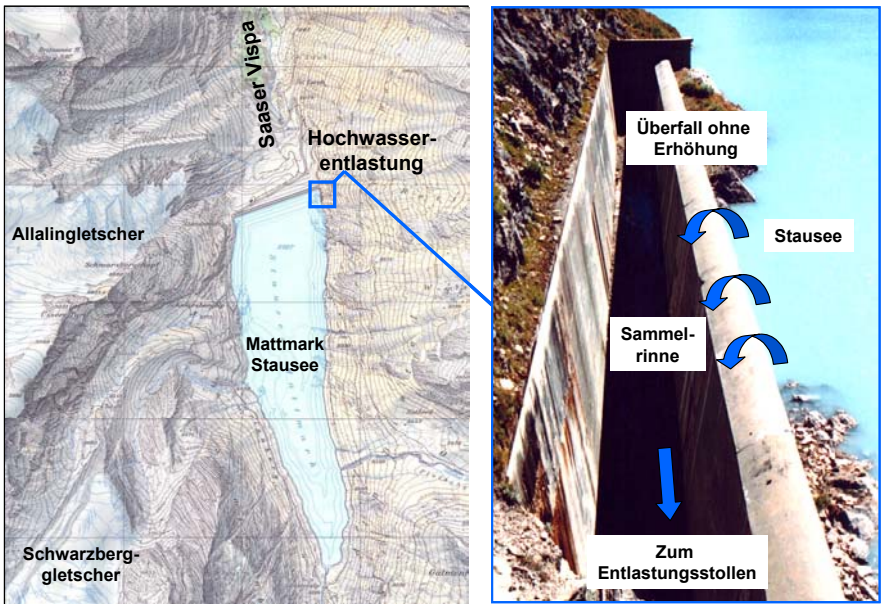


Abbildung 1 : Stausee der Kraftwerke Mattmark AG mit der Hochwasserentlastung vor der Erhöhung

2. Projekt

Ab Inbetriebnahme im Jahre 1965 dauerte es bis zum September 1993 bis die Hochwasserentlastung des Stausees Mattmark erstmals ansprang. Die Hochwasserentlastung besteht aus einer Sammelrinne mit einer Länge von 75 m und eine Überfallkote von 2197 m ü.M. (vor Erhöhung). Das Wasser wird anschliessend durch einen Entlastungsstollen von 480 m Länge und 4 m Durchmesser abgeführt. Der Stausee kann ebenfalls durch den Grundablass des Staudamms entleert werden, welcher eine maximale Kapazität von 50 m^3/s aufweist. Zudem ist ein Zwischenauslass mit einer maximalen Kapazität von 20 m^3/s vorhanden. Die maximale turbinierte Wassermenge beträgt ebenfalls 20 m^3/s.

Auf Anfrage des DSFB [8] wurde das hydraulische Verhalten drei unterschiedlicher Ausbauvarianten der Hochwasserentlastung geprüft.
Die Erhöhung des Überfalls um 2 m musste folgenden zwei Kriterien genügen:

a) Hochwasserschutz

Das durch die Erhöhung geschaffene zusätzliche Volumen ist dazu bestimmt, Hochwasser mit einer Wiederkehrdauer von 100 Jahren genügend abzuschwächen, um das Überschwemmungsrisiko der Vispa im Saastal und Visp auf ein Minimum zu reduzieren. Im Idealfall kann der Ausfluss aus dem Stausee bei Hochwasser auf 40 m^3/s begrenzt werden. Dieser Ausfluss kann aus der Hochwasserentlastung, aus der turbinierten Wassermenge in Zermeiggern oder aus dem Zwischenauslass resultieren.

Unter normalen Betriebsbedingungen und bei Beginn des Hochwassers muss die Stauspiegelhöhe des Mattmarkstausees unter der Kote 2197.00 m ü.M. bleiben. Während des Hochwassers muss alles unternommen werden damit die Kote 2199.00 m ü.M. nicht überschritten wird. Gleichzeitig muss die Zielsetzung betreffend Hochwasserschutz erfüllt werden, das heisst einen maximalen Ausfluss von 40 m^3/s aus dem Stausee einzuhalten.
Der Zwischenauslass muss gemäss dem geltenden Stauseereglement ab einer Staukote von 2197.35 m ü.M. progressiv geöffnet werden bis der maximale Abfluss von 20 m^3/s bei einer Staukote von 2199.00 m ü.M. erreicht ist.

Nach dem Abklingen des Hochwassers sollen eine Bresche, respektive Durchlässe in der erhöhten Sammelrinne erlauben, den Wasserspiegel auf 2197.00 m ü.M. abzusenken. Diese Öffnungen müssen denselben Abfluss wie der Zwischenauslass aufweisen, das heisst 20 m^3/s bei einer Staukote von 2199.00 m ü.M.

b) Sicherheit des Staudamms

Die maximale Staukote, festgelegt auf 2203.00 m ü.M., darf weder für das Projekthochwasser (Hochwasser mit einer Wiederkehrperiode von 1000 Jahren) noch für das höchstmögliche Hochwasser (PMF) überschritten werden und dies unter Einhaltung der Staukote von 2197.00 m ü.M. zu Beginn des Hochwassers.

Folgende Sicherheitsbestimmungen gelten für den Betrieb der Entlastungsorgane des Staudammes Mattmark für das Projekthochwasser:
- Turbinen abgestellt
- Entlastungsorgan mit der grössten Kapazität ausser Betrieb (Regel n-1), in dem Fall der Grundablass (50 m^3/s)

Die Erhöhung der Hochwasserentlastung um 2 m bewirkt eine Verschiebung der "Stauspiegel-Abfluss-Beziehung" des Zwischenauslasses um ebenfalls 2 m. Deshalb ist die-

ser bei einem extremen Hochwassers infolge der Unterdrucksetzung des Entlastungsstollens schnell verschluckt und seine Kapazität wird vernachlässigbar für die Abführung der Hochwasser. Demzufolge wird für das zukünftige Staudammreglement empfohlen, für das Dimensionierungshochwasser und das höchstmögliche Hochwasser auf den Gebrauch des Mittelauslasses zu verzichten, und dies ohne Turbinierbetrieb und geschlossenem Grundablass. Somit trägt einzig die Hochwasserentlastung zum Abfluss bei, egal welche Variante gewählt wird.

Aus diesen Einschränkungen, sowie dem Hochwasserschutz und der Sicherheit des Staudamms, ergaben sich drei Erhöhungsvarianten, welche in den Hochwasserabflussberechnungen mit Speicherrückhalt untersucht wurden (Abbildung 2):

- **Variante 1** : Überfallrücken um 2 m erhöht (Überfall auf Kote 2199 m ü.M.)
- **Variante 2** : Überfallrücken um 2 m erhöht (Überfall auf Kote 2199 m ü.M.) mit einer 3.3 m breiten Bresche auf Kote 2197 m ü.M.
- **Variante 3** : Überfallrücken um 2 m erhöht (Überfall auf Kote 2199 m ü.M.) mit drei Durchlässen auf Kote von 2197 m ü.M.

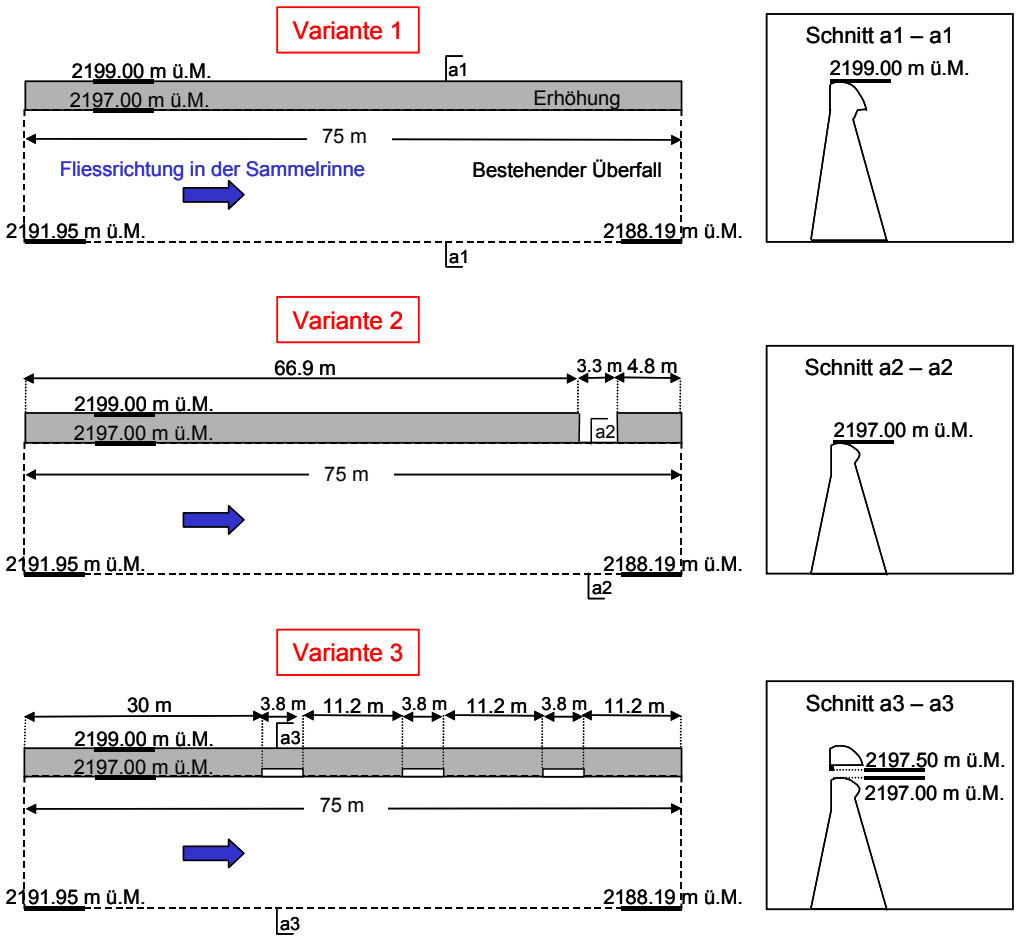


Abbildung 2 : Schema der vorgeschlagenen Varianten für die Anpassung der Hochwasserentlastung

3. Modellierung

Um die Funktionsfähigkeit der erhöhten Sammelrinne zu überprüfen, wurden Hochwasserabflussberechnungen mit Speicherrückhalt durchgeführt (Abbildung 3).

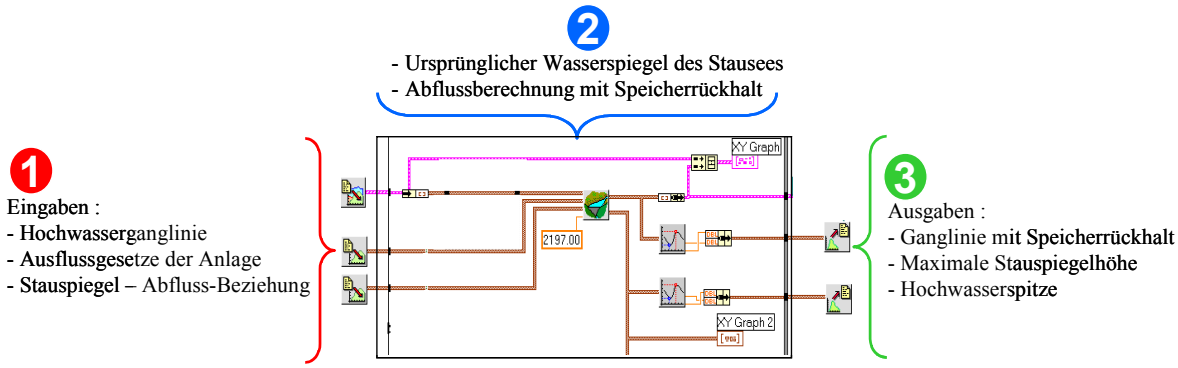


Abbildung 3 : Schema des Modells zur Berechnung des Retentionseffekts mit Routing System

3.1 Untersuchte Hochwasser

Die Ganglinien folgender Ereignisse wurden analysiert :

- *Serie von 56 synthetischen, 100-jährlichen Hochwasser*

Diese hydrologischen Daten wurden durch das Institut Hydrologie und Raumplanung (HYDRAM, DGR – EPFL) im Rahmen der Studie des Einzugsgebiets Mattmark im Jahre 1997 ermittelt. Die Ganglinien resultieren aus einer zufälligen Generierung von Niederschlägen in der Region von Mattmark für 100 Perioden von 120 Jahren [5]. Lediglich die wichtigsten Hochwasser, das heisst jene welche in Visp einen maximalen Abfluss verursachen, der die Kapazität des Flussbettes übersteigt (ca. 500 m^3/s) – ohne Berücksichtigen des Speicherrückhaltes – wurden für die Retentionsberechnungen berücksichtigt (56 der 100 Ereignisse).

- *Historisches Hochwasser von 1993*

Das Ereignis vom 22. bis 24. September 1993 hatte erstmals seit dem Bau den Betrieb der Hochwasserentlastung zur Folge. Die Daten der Regenmessstationen in der Region Mattmark, sowie die Messungen der turbinierten und gepumpten Wassermengen in Zermeiggern und der Steuerung des Zwischenauslasses während des Ereignisses erlaubten die Ganglinie in Mattmark im Rahmen des Forschungsprojekts CRUEX[1] zu rekonstruieren [2, 9].

- *PMF (Probable Maximum Flood)*

Eine gewisse Anzahl grösstmöglicher Niederschläge von unterschiedlicher Dauer (bis 24 Stunden) wurde über der Region Mattmark generiert. Die dazugehörigen PMF mit den entsprechenden Ganglinien konnten so in Mattmark ermittelt werden. Diese hydrologische Simulation erfolgte ebenfalls im Rahmen des Projektes CRUEX[1] [2,4].

- *Projekthochwasser*

Das Projekthochwasser entspricht einem Ereignis mit einer Wiederkehrperiode von 1000 Jahren. Es wurde vom PMF ausgehend mit der Beziehung $Q_{1000}=Q_{PMF}/1.5$ und unter Beibehaltung der Dauer der Ganglinien berechnet.

[1] CRUEX (Crues extrêmes): Im Jahre 1991 durch das Bundesamt für Wasser und Geologie (BWG) lanciertes Forschungsprojekt, realisiert durch drei Einheiten der EPFL: Laboratoire de constructions hydrauliques (LCH), Laboratoire de sytèmes énergétiques (LASEN), Unité hydrologie et aménagements (HYDRAM).

3.2 Untersuchte Szenarien

Vier Szenarien entsprechend den Betriebsbedingungen der Anlage, "Hochwasserschutz (maximaler Abfluss 40 m^3/s)" oder "Eintreten eines extremen Hochwassers", wurden für die Hochwasserabflussberechnungen mit Speicherrückhalt berücksichtigt (Tab. 1).

	Turbinierbetrieb	Zwischenauslass
Szenario 1	nein	nein
Szenario 2	ja	nein
Szenario 3	nein	ja
Szenario 4	ja	ja

Tabelle 1 : Definition der Szenarien für die Hochwasserabflussberechnungen mit Speicherrückhalt

Szenario 1 erfordert keine menschliche oder technische Eingriffe und besitzt aus diesem Grund einen hohen Grad an Zuverlässigkeit.

3.3 Funktionsweise der Hochwasserentlastung

Die Abflussbeziehung der Hochwasserentlastung entspricht nicht einem stetigen Überfallgesetz. Das Wasser fällt in eine seitliche Sammelrinne und wird durch einen Entlastungsstollen abgeführt. Der Wasserspiegel in der Sammelrinne und die Unterdrucksetzung des Entlastungsstollens können dadurch die abgeführte Wassermenge beeinflussen, sei es durch Einstau der Bresche, der Durchlässe oder des Überfalls.
Die "Stauspiegel-Abfluss-Beziehung“ wurde demzufolge für jede Variante durch eine gekoppelte Berechnung zwischen dem Überfall, der Sammelrinne und dem Entlastungsstollen ermittelt. Je nach Szenario wurde ebenfalls die Abflussmenge im Entlastungsstollen infolge Betrieb des Zwischenauslasses berücksichtigt. Die hydraulischen Berechnungen beruhen auf den bekannten Beziehungen für einen freien respektive eingestauten Überfall, für rechteckige Durchlässe, für Sammelrinnen und für Druckstollen respektive Entlastungsstollen [10].
In der Sammelrinne wurde der Wasserspiegel mit Hilfe der Kontinuitätsgleichung und des Impulssatzes berechnet. Um der räumlichen Verteilung der seitlichen Zuflüsse gerecht zu werden, wurde die Sammelrinne in eine unendliche Anzahl Abschnitte Δx unterteilt. Für jeden Abschnitt wurde die Abflusstiefe iterativ berechnet, sodass diese auch mit dem seitlichen Zufluss des Überfalls übereinstimmen, wenn die Bresche oder die Durchlässe eingestaut sind. Damit wurde die Koppelung zwischen dem Stauspiegel in der Sammelrinne und der Überfallwassermenge berücksichtigt.

3.4 Retentionsberechnungen

Die Retentionsberechnungen von Mattmark wurden mit dem Computerprogramm *Routing System* durchgeführt, welches am LCH entwickelt wurde [6].
Ausgehend von einer anfänglichen Staukote von 2197 m ü.M. wird der Ausfluss mit Hilfe der Retentionsgleichung berechnet:

$$Q_s = Q_e - \Delta\forall/\Delta t$$

mit Q_s (t), Ausfluss, unterwasserseitig des Entlastungsstollens ($\Rightarrow$ "Stauspiegel – Abfluss – Beziehung", Abschnitt 3.3) ; Q_e (t), Zufluss des Staubeckens ($\Rightarrow$ Hochwasserganglinie Mattmark, Abschnitt 3.1) und $\Delta\forall$, gespeichertes Wasservolumen während des Zeitintervalls Δt.

4. Resultate

4.1 Überprüfung der 56 synthetischen 100-jährlichen Hochwasser

In Abbildung 4 ist für die verschiedenen Szenarien und Varianten dargestellt, wie viele der 56 Hochwasser die Zielsetzung betreffend Hochwasserschutz nicht erfüllen (in %). Diese Darstellung soll den Vergleich der Wirkung der verschiedenen Varianten erleichtern.

Es zeigt sich deutlich, dass eine Erhöhung um 2 m mit Durchlässen (Variante 3) diejenige Variante ist, welche die kontrollierte Hochwasserdämpfung im Mattmarkstausee für alle Szenarien am besten gewährleistet. Für Szenario 1 wird das Hochwasserschutzziel von 40 m^3/s nur in 10% der Fälle verfehlt, der maximale Ausfluss beträgt rund 54 m^3/s. Für die Szenarien 2 und 3 kann die Variante 3 das Schutzziel immer erfüllen.

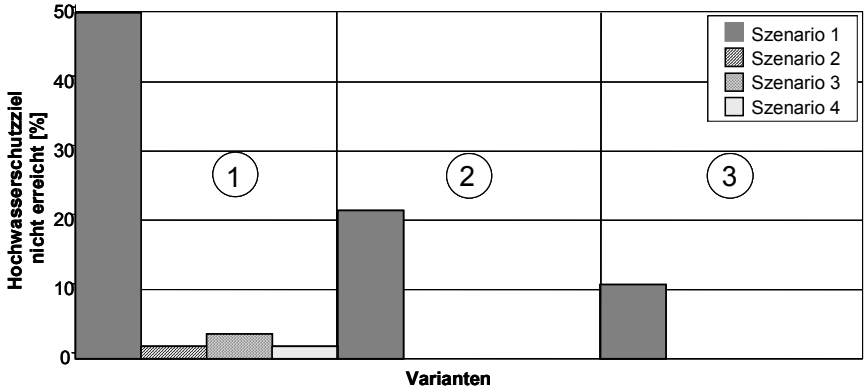


Abbildung 4 : Überschreitung des Hochwasserschutzziels für die 56 analysierten 100-jährlichen Hochwasser

Im weiteren ist ersichtlich, dass für Szenario 1 (Zwischenauslass und Turbinen nicht in Betrieb), die auftretenden Hochwasserspitzen maximal sind und das Hochwasserschutzziel am häufigsten nicht erfüllt wird, und dies ebenfalls unabhängig von der Variante. Dies ist das Resultat der schnellen Erhöhung des Stauspiegels, welcher weder durch Ablassen von Wasser, noch durch Turbinieren, vor dem Eintreffen der Hochwasserspitze vorabgesenkt wird. Die Benutzung des Zwischenauslasses und/oder das Turbinieren sind somit für Hochwasser von längerer Dauer, beziehungsweise im Falle eines zu Beginn des Ereignisses vollen Stausees angebracht. Dank diesen Massnahmen steht vor dem Eintreffen der Hochwasserspitze ein grosses Rückhaltevolumen zur Verfügung.
Die maximal erreichten Wasserspiegel für die 56 simulierten, 100-jährlichen Hochwasser gefährden in keiner Weise die Sicherheit des Staudamms Mattmark, unabhängig der gewählten Variante der Erhöhung der Hochwasserentlastung. Im ungünstigsten Fall bleibt immer noch ein Freibord von 3 m bis zur maximalen Staukote.

(Szenario 1)	Maximaler Ausfluss	Maximale Stauspiegel
Variante 1	98.8 m^3/s	2199.8 m ü.M.
Variante 2	76.6 m^3/s	2199.8 m ü.M.
Variante 3	53.6 m^3/s	2199.4 m ü.M.

Tabelle 2 : Maximaler Ausfluss und maximaler Stauspiegel für die 56 simulierten, synthetischen Hochwasser (maximale Staukote 2203 m ü.M.)

Der gefährlichste Betriebszustand ergibt sich, wenn kein Zugang zur Steuerung des Zwischenauslasses möglich ist und alle Turbinen ausser Betrieb sind (Szenario 1). Dieser Fall ist für das massgebende 100-jährliche Hochwasser in Abbildung 5 illustriert.

Die Effizienz der Variante 3, welche ein Verhältnis Zufluss/Ausfluss von ca. 3.7 aufweist, ist klar ersichtlich.

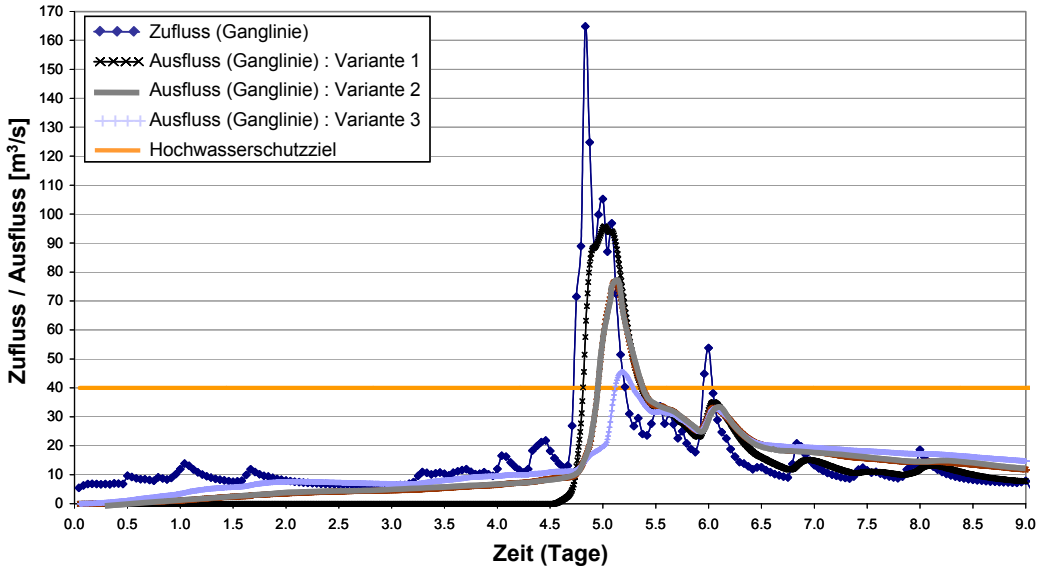


Abbildung 5 : Retentionseffekt des massgebenden 100-jährlichen Hochwassers für Szenario 1

4.2 Überprüfung des historischen Hochwassers 1993

Für das Hochwasser vom September 1993 wurde die initiale Staukote für die Berechnungen auf 2192.69 m ü.M. festgelegt. Diese Staukote entspricht dem zu Beginn des historischen Ereignisses beobachteten Wasserspiegel und erlaubt somit die Wirksamkeit der Erhöhung der Hochwasserentlastung mit dem ursprünglichen Überfall zu vergleichen.

Die Ganglinien für Szenario 1 sind in Abbildung 6 dargestellt. Die Erhöhung der Überfallkrone der Hochwasserentlastung ist äusserst wirksam und dies unabhängig der gewählten Variante. Der maximale Ausfluss beträgt 20 m^3/s (Hochwasserschutzziel erreicht) im Vergleich eines im Jahre 1993 beobachteten Ausflusses von 75 m^3/s.

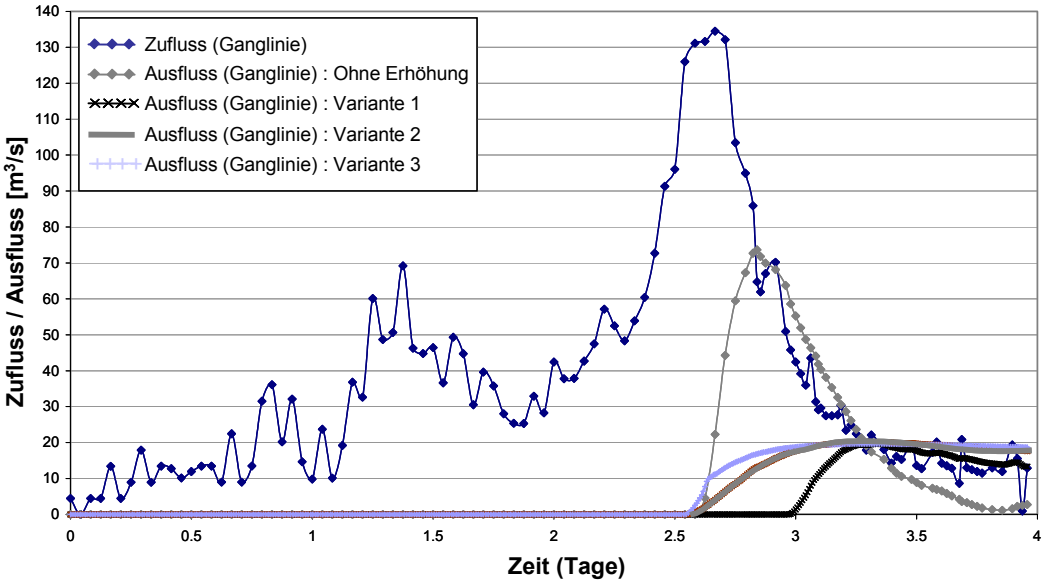


Abbildung 6 : Retentionseffekt im Stausee Mattmark für das historische Hochwasser von 1993 beim Szenario 1 ohne und mit Erhöhung der Sammelrinne– initiale Staukote 2192.69 m ü.M.

4.3 Überprüfung des Projekthochwassers und des höchstmöglichen Hochwassers

Die Retentionsberechnungen wurden für die zwei extreme Hochwasser mit folgenden Betriebsbedingungen durchgeführt : Initiale Staukote 2197 m ü.M.; Turbinen, Grundablass und Zwischenauslass ausser Betrieb. In Abbildung 7 sind die Stauseeausflüsse für verschiedene Niederschlagsdauer dargestellt.
Für extreme hydrologische Bedingungen unterscheidet sich die Effizienz der Varianten sehr wenig; die Variante mit Durchlässen in der Hochwasserentlastung erzielt bei den Abflussberechnungen mit Speicherrückhalt dennoch die besten Resultate.
Für das PMF ist die positive Wirkung der erhöhten Hochwasserentlastung (Stauseeausfluss: 170 m^3/s) im Vergleich zur Situation vor der Anpassung (Ausfluss : 210 m^3/s) in allen Fällen klar ersichtlich.

Die maximale Staukote wird bei weitem nicht erreicht, da die maximale berechnete Staukote nur ca. 2200.00 m ü.M. erreicht.

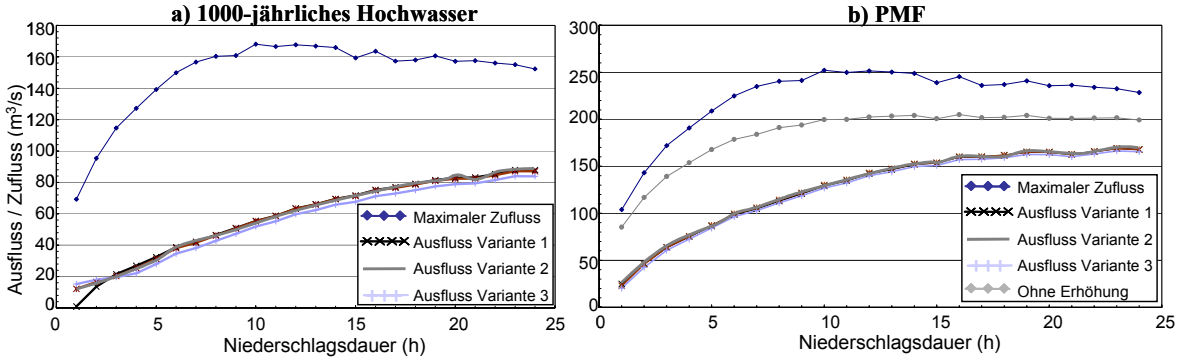


Abbildung 7 : Retentionseffekt für das 1000-jährliche Hochwasser (a) und das höchstmögliche Hochwasser PMF (b) für verschiedene Niederschlagsdauer

5. Schlussfolgerungen

Die Studie zur Schaffung eines zusätzlichen Rückhaltevolumens im Stausee Mattmark für den Hochwasserschutz hat ermöglicht den Retentionseffekt für drei unterschiedliche bauliche Varianten der Hochwasserentlastungsanpassung zu quantifizieren. Die verschiedenen Varianten unterscheiden sich durch das Vorhandensein oder das Fehlen einer Bresche respektive von Durchlässen in der um 2 m erhöhten Sammelrinne.
Diverse Nutzungsszenarien wurden überprüft, mit und ohne Betrieb der Turbinen oder des Zwischenauslasses, was einen Stauseeausfluss zwischen 0 und 40 m^3/s für 2197.00 m ü.M. und 2199.00 m ü.M. erlaubt.
Die Resultate der Abflussberechnungen mit Speicherrückhalt für das 100-jährliche und das 1000-jährliche Hochwasser, sowie das Extremhochwasser (PMF) zeigen deutlich, dass:

1) die Hochwasserentlastung mit drei Durchlässen (Variante 3) das Hochwasserschutzziel für die 100-jährlichen Hochwasser am besten erfüllt,
2) für das Ereignis vom September 1993 sämtliche analysierten baulichen Varianten der Hochwasserentlastung effizienter sind als das ursprüngliche Bauwerk, wobei die Variante mit den Durchlässen die Leistungsfähigste ist,
3) die Erhöhung der Hochwasserentlastung den Speicherrückhalt selbst für Extremhochwasser deutlich verbessert,

4) die Sicherheit des Staudammes für sämtliche geprüften Betriebsbedingungen und alle untersuchten Hochwasser gewährleistet ist.

Die schlussendlich gewählte und die im Jahre 2001 realisierte Lösung entspricht einer Erhöhung der Hochwasserentlastung um 2 m mit 7 rechteckigen Durchlässen [9]. Diese modifizierte Lösung wurde auf Grund der Resultate des vorliegenden Berichts ausgearbeitet.

Verdankung

Die hydraulischen Berechnungen mit Speicherrückhalt wurden von J. Dubois durchgeführt und die deutschsprachige Version des Beitrags von T. Meile abgefasst.

Bibliographie

[1] Biedermann, R., Pougatsch, H., Darbre, P.-B., Raboud, C., Fux, C., Hagin, B., Sander, B. (1996). *Aménagements hydro-électriques à accumulation et protection contre les crues* ; " wasser, energie, luft – eau, énergie, air ", Heft 88 (1996) 10, pp. 221-266.

[2] Boillat, J.-L. (1997). *Recherche dans le domaine des barrages – Crues extrêmes – Application de la méthodologie PMP-PMF à la retenue de Mattmark* ; Communication LCH n°5, Editeur R. Sinniger.

[3] Boillat, J.-L., Dubois, J., Schleiss, A. (2000).*Utilisation possible de la retenue de Mattmark pour la protection contre les crues et la production d'énergie* ; Actes du XX Congrès des Grands Barrages, CIGB/ICOLD, Beijing 2000, Q.77-R.23, pp. 339-355.

[4] Boillat, J.-L., Schleiss, A. (2002). *Détermination de la crue extrême pour les retenues alpines par une approche de type PMP-PMF* ; erscheint in " wasser, energie, luft – eau, énergie, air ".

[5] Consuegra, D., **Niggli, M., Musy, A**. (1998). *Concepts méthodologiques pour le calcul des crues – Application au bassin versant supérieur du Rhône ;* " wasser, energie, luft – eau, énergie, air ", Heft 9/10-1998, pp. 223-231.

[6] Dubois, J., Boillat, J.-L. (2000). *Routing system – Modélisation du routage des crues dans des systèmes hydrauliques à surface libre* ; Communication LCH n°9, Editeur A. Schleiss.

[7] LCH (1997). *Effet de laminage de la retenue de Mattmark – Etude de variantes* ; Rapport LCH n°23/97.

[8] LCH (2000). *Création d'un volume de rétention supplémentaire dans la retenue de Mattmark pour la protection contre les crues – Etude de variantes* ; Rapport LCH n°4/00.

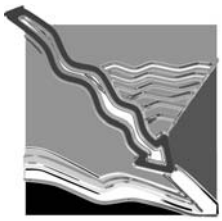
[9] Sander, B., Haefliger, P. (2001). *Hochwasserschutz durch das Speicherkraftwerk Mattmark ;* " wasser, energie, luft – eau, énergie, air ", Heft 7/8-2001, pp. 169-174.

[10] Sinniger, R. O., Hager, W. H. (1989). *Constructions hydrauliques – Ecoulements stationnaires ;* Traité de Génie Civil, volume 15, Presses Polytechniques Romandes, Suisse.

Adresse der Autoren

Stéphanie André und Dr. Jean-Louis Boillat
Laboratoire de Constructions Hydrauliques (LCH)
Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL)
1015 Lausanne, Schweiz
+41-21-693 23 85
http://lchwww.epfl.ch
stephanie.andre@epfl.ch, jean-louis.boillat@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



Hydraulische und morphologische Auswirkungen einer Hochwasserschutzmaßnahme am Greifswalder Bodden

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

1 Kurzfassung

Die Errichtung eines Sperrwerkes in Greifswald-Wieck ist als Bestandteil des Hochwasserschutzsystems im Generalplan „Küsten- und Hochwasserschutz für das Bundesland Mecklenburg-Vorpommern“ mit einer vorrangigen Dringlichkeit enthalten. Die Region um Greifswald, insbesondere der Mündungsbereich des Ryck, und die tief liegenden Gebiete im Hinterland waren in der Vergangenheit häufig von Sturmfluten der Ostsee betroffen. Grund für die besonders hohen Wasserstände ist dabei hauptsächlich die geografische Lage dieser Küstenregion. Der Greifswalder Bodden mit seiner relativen Geschlossenheit und der Öffnung in Richtung NO wirkt bei ungünstigen Wind- und Seegangsverhältnissen wie ein Trichter. Die Hochwasser können somit fast ungehindert ansteigen. Der Bemessungshochwasserstand für Greifswald / Wieck ist mit BHW = 2,9 mHN einer der drei höchsten an der Küste Mecklenburg - Vorpommerns. Eine Sturmflut vergleichbaren Ausmaßes, wie jene aus dem Jahre 1872, hätte unvorstellbare Folgen. Zur Einschätzung des Schadenspotentials sowie zur Bestimmung signifikanter Auswirkungen eines Sperrwerkes aus hydraulischer und morphologischer Sicht wurden Forschungsarbeiten durch das Land Mecklenburg-Vorpommern (M/V), vertreten durch das Staatliche Amt für Umwelt und Natur Rostock (Abteilung Küste), vergeben.

2 Einführung

Die Küste Mecklenburg-Vorpommerns ist insgesamt 1.712 km lang (354 km Außenküste und 1.358 km Boddenküste). Der Wechsel von Steil- und Flachküste kennzeichnet die Außenküste und erfolgt ungefähr in einem Abstand von sieben Kilometern. Es ergeben sich somit ca. 50 dieser küstendynamisch gefährdeten Punkte, die oftmals potentielle Durchbruchstellen darstellen.
Veränderungen der Außenküste werden hervorgerufen durch

- normale und kontinuierlich auftretende meteorologische und hydrologische Beanspruchungen aus Seegang und Strömung bei mittleren Wasserständen.
  → kurzfristig kaum wahrnehmbare Veränderungen, welche längerfristig jedoch erhebliche Auswirkungen haben können (Küstenrückgang; Verlust des den

Hochwasserschutzanlagen vorgelagerten Landes; Haken- und Nehrungsbildung, Versandungen).

- kurzzeitige, durch extreme und schnelle Wasserstandsanstiege gekennzeichnete, selten auftretende meteorologische und hydrologische Bedingungen, welche durch hohe Seegangsenergieeinträge zur Ausbildung von Sturmfluten führen.
  → starke Veränderungen in kurzen Zeitabschnitten (erhebliche Landverluste; Zerstörung von Küstenschutzanlagen; Durchbrüche an schmalen, den Bodden vorgelagerten Flachküstenabschnitten).

Bestimmend für den Umfang aller Schutzbemühungen an dem in diesem Beitrag zu behandelnden Küstenabschnitt sind Sturmfluten. Die in Abhängigkeit vom Wiederkehrintervall auftretenden extrem hohen Wasserstände, verbunden mit z.T. langen Verweildauern, müssen durch die Küstenschutzanlagen am Ufer gefahrlos gemacht werden. Der Greifswalder Bodden mit dem flachen Gelände an der Dänischen Wieck zählt zu den besonders sturmflutgefährdeten Gebieten der Küste Mecklenburg-Vorpommerns. Ursache hierfür sind der nahezu ungehemmte Einstrom über die Boddenrandschwelle zwischen Thiessow und Ruden sowie die Trichterwirkung.



Bild 1 Die Ostsee

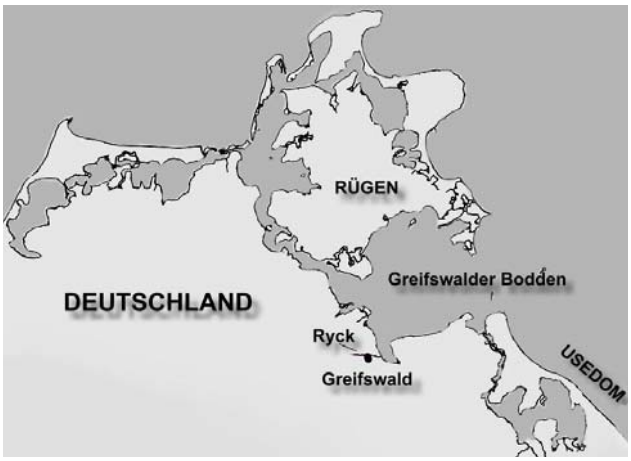


Bild 2 Ostseeküste vom Fischland bis Usedom

Das Stadtgebiet von Greifswald, an der Mündung des Ryck liegend, ist auf Grund der natürlichen Gegebenheiten stark sturmflutgefährdet. Die vorhandenen Hochwasserschutzanlagen entsprechen nicht den heutigen Bemessungsgrundsätzen für extreme Sturmfluten.

3 Ursachen für die Hochwassergefahr

3.1 Sturmfluten – Bedeutung für den Greifswalder Bodden

Sturmfluten in der Ostsee entstehen ursächlich durch das zufällige Zusammenwirken einer Reihe unterschiedlicher hydrologischer und meteorologischer Ereignisse, nicht durch Gezeiten. Die Entstehung dieser in einem bestimmten Wiederkehrintervall auftretenden und für gewisse Küstenabschnitte spezifischen Extremereignisse kann durch die folgenden Vorgänge im Wasserkörper der Ostsee beschrieben werden:

- Nach langanhaltenden West bis Südwestwinden wird das Wasser der Ostsee in nordöstliche Richtung gedrückt (Windstau → Zuwachs des Wasserstandes um 0,3 ... 0,5 m möglich). Aus der Nordsee läuft Wasser in die südwestliche und südliche Ostsee nach.

- Durch einen Anregungszustand in Form von plötzlicher Windstille oder beim Drehen des Windes, schwingt die durch Windstau deformierte Wasseroberfläche zurück (Badewanneneffekt). Diese Beckenschwingungen, auch Seiches genannt, sind meist stark gedämpft und nur über wenige Perioden nachweisbar. Es können dabei Wasserstände von 0,6 bis 0,8 m über Normal - Mittelwasser (NMW) an der südwestlichen Ostseeküste erreicht werden. Die Amplituden der hier auftretenden Seiches können mehr als einen Meter betragen.
- Wird die zurück schwingende Welle noch durch starke bis steife Winde (Windstärke 6 ... 7) oder Sturm (Windstärke 8 ... 10) über der Ostsee aus nördlicher bis nordöstlicher Richtung zusätzlich beschleunigt, können in der südwestlichen Ostsee Wasserstände von 1,2 ... 1,5 m oder 1,6 ... 2,2 m über NMW entstehen.
- Setzt über weiten Teilen des Ostseebeckens ein Nordost – Sturm ohne ein vorangegangenes Starkwindereignis aus der entgegengesetzten Richtung ein, können ebenfalls in der südwestlichen Ostsee Wasserstände von 1,5 ... 1,8 m über NMW entstehen.
- Weiterhin können Staueffekte in der südwestlichen Ostesee durch starke Nord – Stürme erzeugt werden, wenn dadurch das Ablaufen des Ostseewassers bei hohen Wasserständen über Beltsee und Kattegat in die Nordsee verhindert wird.

Greifswald war z.B. innerhalb von 100 Jahren sieben mal, d.h. alle 14 Jahre von einer schweren bis sehr schweren Sturmflut betroffen.

	Wasserstand (cm über Pegel - Null)	Wasserstand (cm über NMW)
leichte Sturmfluten	600-640	100-140
schwere Sturmfluten	641-670	141-170
sehr schwere Sturmfluten	>670	>170

Tabelle 1 Einteilung der Sturmfluten an der Ostseeküste von M/V (Außenküste)

Neben dem Scheitelwert eines Sturmflutereignisses ist die Verweilzeit des Hochwasserereignisses maßgeblich für den Umfang der Küstenbelastung und damit der Küstenveränderung sowie die Bemessung von Küstenschutzanlagen von Bedeutung. Für die Ostseeküste von M/V wird das Sturmflutereignis von 1872 mit seinen lokalen Scheitelwerten zuzüglich der zwischen 15 und 25 cm abschnittsweise schwankenden Werte des säkularen Meereswasserspiegelanstieges innerhalb von 200 Jahren für die Bestimmung des Bemessungshochwasserstandes (BHW) verwendet. Alle Küstenschutzanlagen werden somit für eine Wirkungsdauer bis zum Jahr 2070 bemessen.

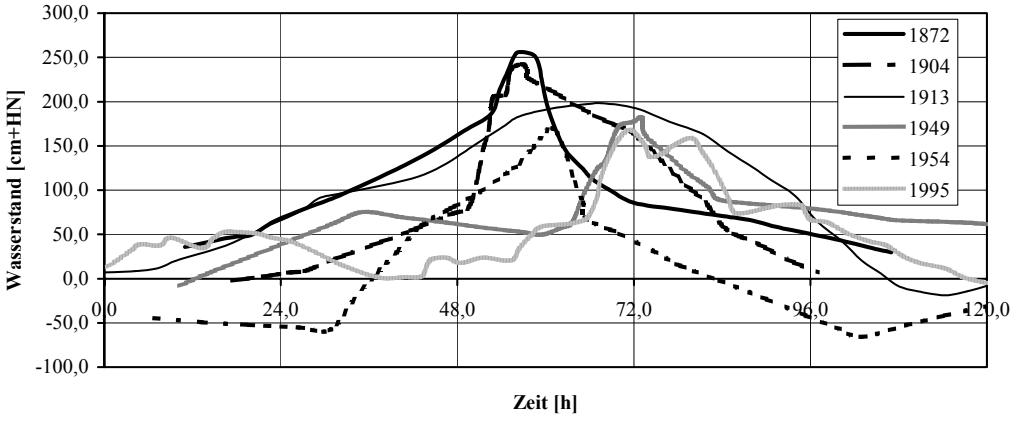


Bild 3 Sturmflutereignisse – Pegel Greifswald (Dokumentation Sturmflut 1995)

Scheitelwert 13.11.1872		säkularer Meeresspiegelanstieg in 200 Jahren		BHW
2,54 mHN				2,90 mHN
	+	0,36 m	=	
2,64 mNN				3,00 mNN

Tabelle 2 Bestimmung Bemessungshochwasserstand (BHW) für Greifswald

3.2 Der Ryck

Das gesamte oberirdischen Einzugsgebietes des Ryck beträgt $A_E = 239{,}8\,km^2$. Zu beiden Seiten des Ryck sind ausgedehnte, teilweise infolge der entwässerungsbedingten Moorsackungen bereits unter Meeresspiegelniveau gelegene Niederungsflächen vorhanden.

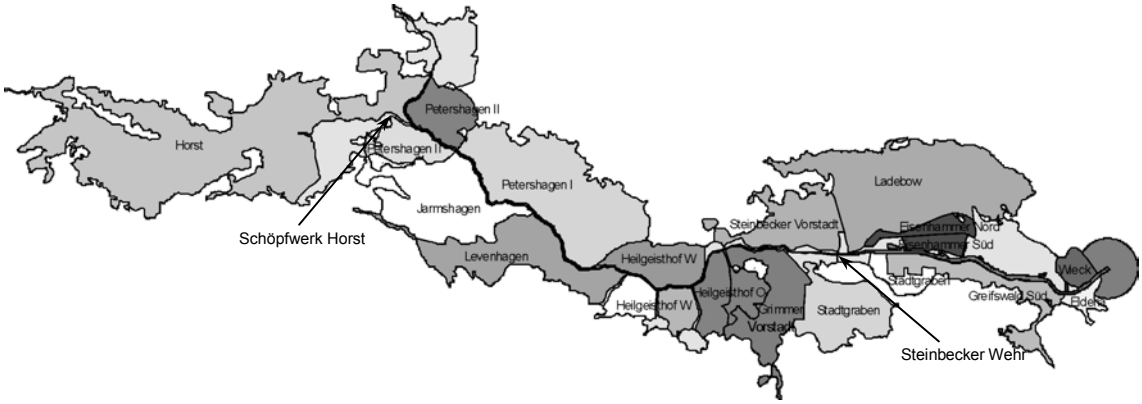


Bild 4 Grenzen der Polderflächen im Einzugsgebiet des Ryck (Geländehöhe < 3m+HN)

Weite Bereiche des Einzugsgebietes liegen unterhalb des BHW. Oberhalb des Steinbecker Wehres ist der Ryck ein langsam fließendes, durch Rückstauerscheinungen beeinflusstes Gewässer mit einer Breite zwischen 5 m und 20 m. Das Gewässerprofil wurde in den 60er Jahren begradigt und ausgebaut. Anschließend erfolgte die Polderung der angrenzenden Niederungsflächen. Die Entwässerung erfolgt über Schöpfwerke in künstlicher Vorflut. Beidseitig des Ryck sind Deiche angeordnet. Die Höhe dieser Hochwasserschutzbauten kann vom Steinbecker Wehr bis zum Schöpfwerk Horst am Oberlauf des Ryck mit $h_D = 1{,}4$ .. 2,1 mHN angegeben werden. Die wichtigsten, in freier Vorflut einmündenden, Zuflüsse des Ryck sind der Rienegraben und der Land- und Bachgraben. Der Oberlauf des Ryck liegt innerhalb des Polders Horst. Dieses Teileinzugsgebiet und alle weiteren Polderflächen werden in künstlicher Vorflut entwässert. Die Summe der Abflüsse infolge künstlicher Vorflut beim Betrieb aller Schöpfwerke entspricht 80 % der Gesamtabflussmenge des Ryck. Stromab des Steinbecker Wehres weist der Ryck eine Breite von 50 m bis 80 m auf, im Bereich des geplanten Sperrwerkes sind es ca. 65 m. Dieser Abschnitt ist ca. 5,3 km lang. Die Gesamtlänge des Ryck vom geplanten Sperrwerkstandort bis zum Schöpfwerk Horst beträgt 18,6 km.

Das Steinbecker Wehr wurde vermutlich um 1900 errichtet und bildete ursprünglich die Grenze zwischen Außen- und Binnenhochwasserschutzsystem. Der Zweck des Wehres bestand darin, die Niederungsflächen am Ryck vor Außenhochwasser zu schützen und außerdem in Niedrigwasserperioden den Ryck anzustauen, um der Landwirtschaft Bewässerungswasser zur Verfügung zu stellen. Wegen unterlassener Unterhaltung kann das Wehr im derzeitigen Zustand keine wasserwirtschaftliche Funktion übernehmen.

Das charakteristische Korn der Sohle im Mündungsgebiet des Ryck konnte nach Auswertung von Kornverteilungslinien zu $d_{ch} = 0.06..0.2\,\text{mm}$ bestimmt werden.

Die Mündung des Ryck liegt an der Dänischen Wiek, eine ca. 2 km breite und 4,5 km ins Festland eingeschnittene Bucht im Südwesten des Greifswalder Boddens. Das größte hier verkehrende Schiff ist das Küstenmotorschiff (L = 69 m; B = 9,5 m; T = 3 m). Aus diesem Grund wird die Fahrrinnentiefe der Wasserstraße bis in den Hafen Greifswald zu mindestens 4 m (NMW) gewährleistet.

4 Analyse des Schadenspotentials und Beurteilung der HW-Schutzanlagen

Im Fall eines Sturmflutereignisses mit BHW = 2,90 mHN und dem damit verbundenen Rückstau im Ryck unter Berücksichtigung der vorhandenen Hochwasserschutzanlagen kommt es entsprechend einer Studie der OSAM GMBH ROSTOCK (1994) im Großraum Greifswald zur Überflutung einer Fläche von ca. 2.030 ha. Es wären ca. 18.000 Personen (≙25,3 % der Bevölkerung), 12.000 Arbeitsplätze (≙39,9 % der Arbeitsplätze) und Vermögenswerte im Wert von 274 Mio. € (≙8,3 % der Vermögenswerte) betroffen.
Dabei entfallen bei einer flächenspezifischen Schadensverteilung allein auf das Stadtgebiet von Greifswald ca. 96 % aller Schäden. Die restlichen 4 % der Schäden verteilen sich auf landwirtschaftlich genutzte Polderflächen sowie einzeln stehende Gehöfte im Einzugsgebiet des Ryck.

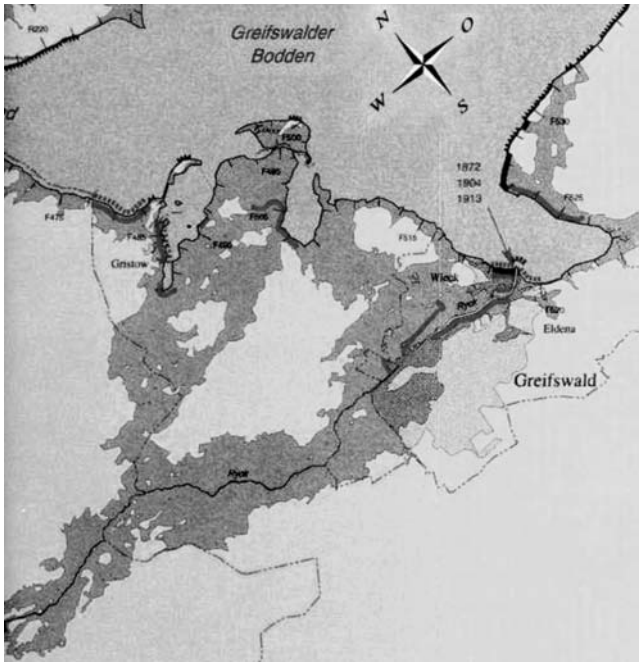


Bild 5 Überflutungsbereiche im Einzugsgebiet des Ryck bei BHW = 2,9 mHN

Gegenwärtig gewährleisten fünf Deiche I. Ordnung den Hochwasserschutz bei Sturmfluten mit Wasserständen bis maximal 1,5 mHN.
Deiche II. Ordnung ergänzen das Schutzsystem vor allem im Mittel- und Oberlauf des Ryck mit seinen ausgedehnten Polderflächen. Die den südlichen Teil des Polders Eisenhammer durchschneidenden Deiche II. Ordnung haben keine Hochwasserschutzfunktion mehr. Sie wurden nach Fertigstellung des Rosentaldeiches an mehreren Stellen geschlitzt und geben damit eine größere Polderfläche für die gezielte Überflutung und Speicherung bei Sturmflutereignissen frei.



Bild 6 Deiche I. Ordnung (Ist-Zustand)

5 Anpassung der HW-Schutzanlagen

Aufgrund gegebener Notwendigkeiten sind im Generalplan Küsten- und Hochwasserschutz Mecklenburg-Vorpommern Maßnahmen zum Schutz der Stadt Greifswald die Errichtung eines Sperrwerkes im Ryck, der flankierenden Deiche in Eldena (Neubau) und Wieck (Verstärkung), des Deiches Ladebow sowie von 2 Verwallungen nördlich des Ryck vorgesehen.

HAUPTZIEL ALLER INTERESSENTRÄGER

1. Schutz vor Außenhochwasser und Sturmfluten bis BHW = 2,9 mHN

2. Schutz vor Binnenhochwasser bis 1,0 mHN

TEILZIELE EINZELNER INTERESSENTRÄGER

Rückstufung oder Rückbau nicht mehr benötigter Deichsysteme (Deiche I. und II. Ordnung)	Erhaltung schutzwürdiger Ökosysteme (Salzwiesen, natürliche Vorgänge im Ryck)	Schaffung neuer, ökologisch wertvoller Lebensräume (Ausgleichsmaßnahme gemäß UVP)	Umstrukturierung und Verlagerung der HWS – Anlagen vom Ryck an die Boddenküste, Polderrückbau	Verschlusssicherheit auch bei Eisbildung, Reaktionsmöglichkeit auf Wasserstandsvorhersagen

Die Hochwasserabwehrlinie wird mit diesem Schutzsystem von beiden Ufern des Ryck an die Boddenküste verlagert. Hohe Wasserstände infolge Sturmflut können damit nicht mehr ungehindert flussaufwärts in die Ryckniederung vordringen. Die Länge der Schutzanlagen kann durch diese Variante halbiert werden und beträgt dann nur noch 3,5 km. Die Durchfahrtsbreite des Sperrwerkes beträgt nach Fertigstellung 21 m. Zusätzlich werden im Bereich der Promenaden 18 m breite Schiebetore angeordnet, welche im angeschlossenen Deichkörper eingelassen sind und die Promenaden in ihren Nutzungseigenschaften nicht einschränken. Die Art und Ausführung des Sperrtores bestimmten verschiedene Aspekte. Neben architektonischen Beweggründen spielte die ganzjährige Nutzung, die beispielsweise auch die Eisbelastung (Eisdicken bis zu 38 cm,

Eisstoß und thermische Eislasten) mit einschließt, eine Rolle. Von planender und genehmigender Seite wurde ein Drehsegment als Verschlussorgan favorisiert.

6 Numerische Modellierung

Zur Bestimmung der Auswirkungen eines Sperrwerkes in der Ryckmündung auf die Strömungssituation und die morphologischen Verhältnisse wurde ein 2D FE- Modell erstellt.

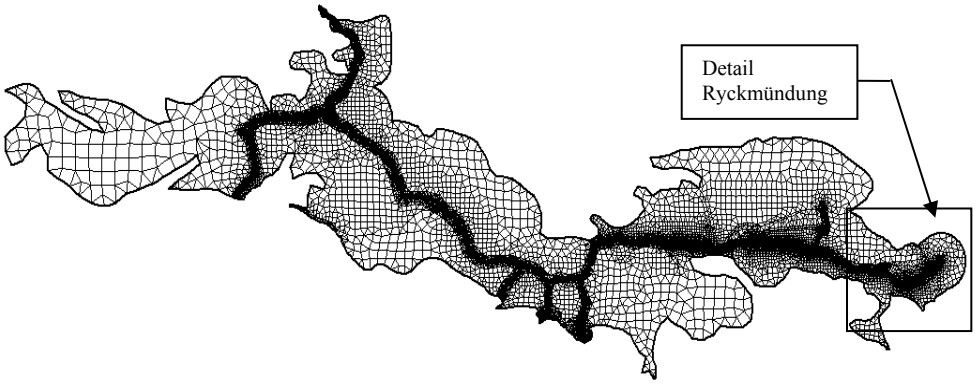


Bild 7 FE- Modell des Ryck- Einzugsgebietes (SEIBITZ, 2000)

Ausgehend von historischen Sturmflutsituationen und Hochwasserereignissen des Ryck beinhaltete die Simulation verschiedene, zeitabhängige Ein- und Ausstromsituationen. Grenzparameter waren dabei:

- Hochwasserabfluss im Ryck = HQ_{10} = 10,15 m³/s;
- Öffnung der Sperrverschlüsse bei Ausspiegelung der Wasserstände ab 1 mHN;
- maximale Schließzeit der Sperrverschlüsse = 75 h (vgl. Bild 3).

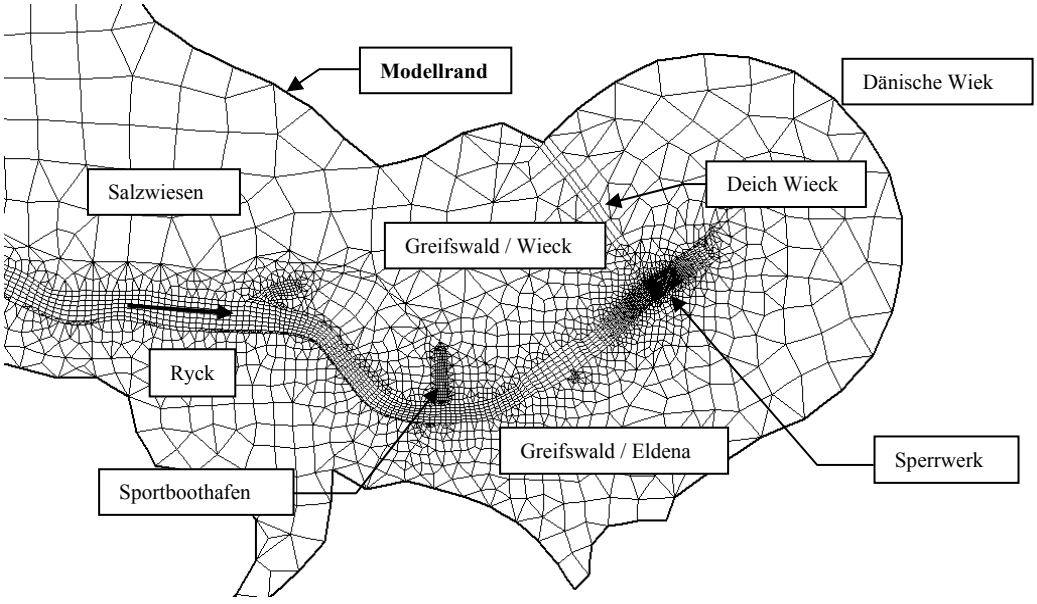


Bild 8 FE- Modell - Detail Ryck- Mündung

6.1 Strömungsregime

Die Auswertung der Ergebnisse des zweidimensionalen FE- Modells ist getrennt für den Bereich des Ryck- Unterlaufes (Steinbecker Wehr bis zur Sperrachse) sowie den Nahbereich des Sperrwerkes vorzunehmen. Ausgehend von der Ist-Situation des Ryck unter Berücksichtigung des Sturmflutereignisses von 1954 (Einstromsituation) bis hin zu Varianten des Ausstroms nach der Öffnung der Sperrverschlüsse kann für die angegebenen Bereiche festgestellt werden:

- Für den Ryck- Unterlauf ergeben sich durch die verschiedenen Varianten auf das Strömungsgeschehen keine maßgebenden Unterschiede. Die Eintrittszeit der Maximalwerte verschieben sich lediglich geringfügig, was mit der Öffnungsbreite und dem Betriebsregime des Sperrwerkes zu begründen ist. Es kommt zu einer Erhöhung der maximalen, tiefengemittelten Fließgeschwindigkeit von $v_{max} = 0{,}08$ m/s (Ist – Zustand) auf etwa $v_{max} = 0{,}24$ m/s (Mittelwert von 5 untersuchten Varianten).
- Im Nahbereich des Sperrwerkes erhöhen sich die tiefengemittelten Fließgeschwindigkeiten hauptsächlich zwischen den Torpfeilern auf bis zu 0,51 m/s. Dieser Wert wird jedoch nur nach der Öffnung des Sperrtores bei maximalem Wasserstand (+1 mHN) und den geschlossenen seitlichen Schiebetoren erreicht. Alle anderen Simulationsvarianten weisen maximale Geschwindigkeiten unter 0,45 m/s auf. Dies ist u.a. auf die Öffnung der Schiebetore im Bereich der Promenaden zurückzuführen. Der infolge des Sperrwerkes vorhandene Bereich erhöhter Fließgeschwindigkeiten erstreckt sich über eine Fließstrecke von maximal 100 m. Infolge der relativ großen Fließtiefe (ca. 4 m) und einer Querschnittsbreite von 65 m wird der Abfluss erst ca. 50 m vor der Sperrachse signifikant beschleunigt. Etwa 50 m hinter dem Bauwerk weist der Ryck aufgrund der erwähnten Querschnittsgeometrie wieder die Fließgeschwindigkeit im Normalquerschnitt bzw. Ist-Zustand auf.

6.2 Wellenprognose

Der Greifswalder Bodden ist etwa kreisförmig, besitzt einen mittleren Durchmesser von ca. 25 km und eine Wasserfläche von rund 500 km^2. Die mittlere Wassertiefe beträgt etwa 5,8 m (NMW). Zur freien Ostsee besteht eine schwellenartige, 10,7 km breite, Verbindung zwischen dem Südperd (Insel Rügen) und dem Peenemünder Haken (Insel Usedom). Aufgrund dieser Gegebenheiten wirkt der Greifswalder Bodden mit der Dänischen Wiek bei hohem Wasserstand und starken Winden aus NO wie ein Trichter.
Zur Untersuchung und Einschätzung einer möglichen Beeinflussung der Strömungsverhältnisse im Mündungsbereich des Ryck durch Wellen war eine Prognose des Seeganges erforderlich. Zur Anwendung kam ein für kleine Seegebiete geeignetes Verfahren (WAGNER, 1996). Mit der Kenntnis der Beckenform und der Gestalt des Gewässerumrisses sowie der Festlegung von Prognosepunkten konnte die Wellenprognose für alle möglichen Wellenanlaufrichtungen durchgeführt werden. Es wurde je ein Prognosepunkt an der Spitze der Mündungsmolen des Ryck für den Hochwasserstand +1,0 mHN sowie für den BHW in die Achse des Sperrwerkes gelegt. In die Wellenprognose gingen die Windgeschwindigkeiten der Wetterstation Greifswald mit einem 10- bzw. 50- jährigen Wiederkehrintervall ein (WAGNER et al., 2000).

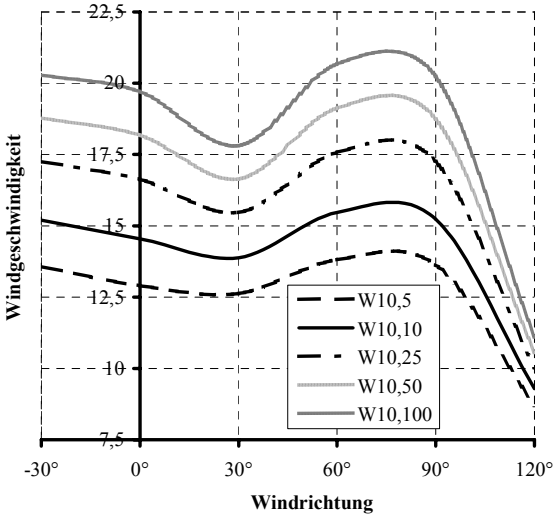


Bild 9 Windgeschwindigkeiten 10 m über Wasseroberfläche bei einem Wiederkehrintervall zwischen 5 und 100 Jahren, Station Greifswald

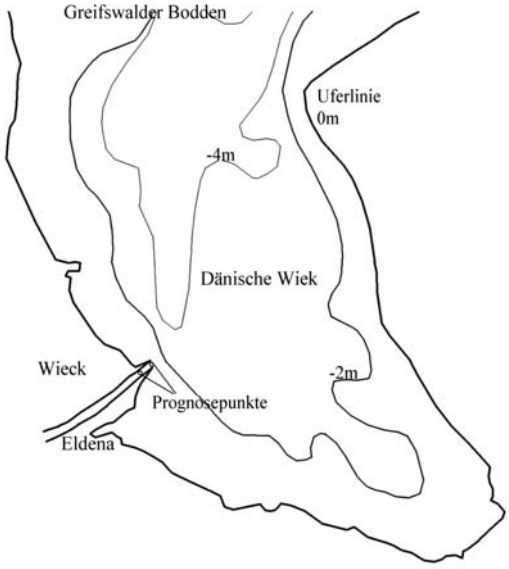


Bild 10 Seegebiet für Wellenprognose

Aus Bild 10 wird ersichtlich, dass nur im BHW- Fall Windbelastungen aus nördlichen Richtungen relevant sind, weil dann die Molen und die nördliche Landzunge des Vorlandes überflutet sind. Für den Fall des geringeren Wasserstandes reichen die Vorlandhöhen aus, um die Seegangsbelastung der Sperrstelle aus nördlichen Richtungen zu verhindern. Damit sind nur Anlaufrichtungen mit relativ kurzen Streichlängen belastungswirksam. Es wurden zwei Fälle eines erhöhten Wasserstandes, Öffnungswasserstand 1,0 mHN (mittlere Wassertiefe 3,25 m) und BHW (mittlere Wassertiefe 5,15 m), untersucht. Die Ergebnisse zeigen, dass in Abhängigkeit von der gewählten Windgeschwindigkeit bei BHW signifikante Wellenhöhen in der Größenordnung von maximal 63…75 cm bzw. 40…45 cm (vgl. Bild 11) aus nördlichen Richtungen zu erwarten sind. Aufgrund der geringen Breite zwischen den Molen von etwa 65 m sind im Fall des geringeren Wasserstandes von 1,0 mHN jedoch nur Wellen von Bedeutung, die annähernd parallel zur Achse des Mündungsbereiches (etwa 50…60°) einlaufen. Wellen aus anderen Richtungen wären aufgrund von Reflexions- und Diffraktionserscheinungen für das Strömungsgeschehen am Sperrwerk bedeutungslos. Die signifikanten Wellenhöhen aus der Richtung 60° betragen für diesen Fall etwa 38 bzw. 51 cm (vgl. Bild 11).
Grundsätzlich ist festzustellen, dass es nur bei Wellenanlauf aus etwa 50…60° zu einer direkten Wellenbelastung im Bauwerksbereich kommen kann.
Da das Sperrwerk bei Wasserständen von mehr als 1,0 mHN geschlossen wird, braucht für die Beurteilung des Einflusses des Seeganges auf das Strömungsverhalten nur die dafür relevante Wellensituation betrachtet werden. Aufgrund der vorhandenen Wassertiefen von 4,5 … 5,0 m im Mündungsbereich des Ryck, ist bei den auftretenden Wellen keine Beeinflussung des Strömungsgeschehens zu erwarten.

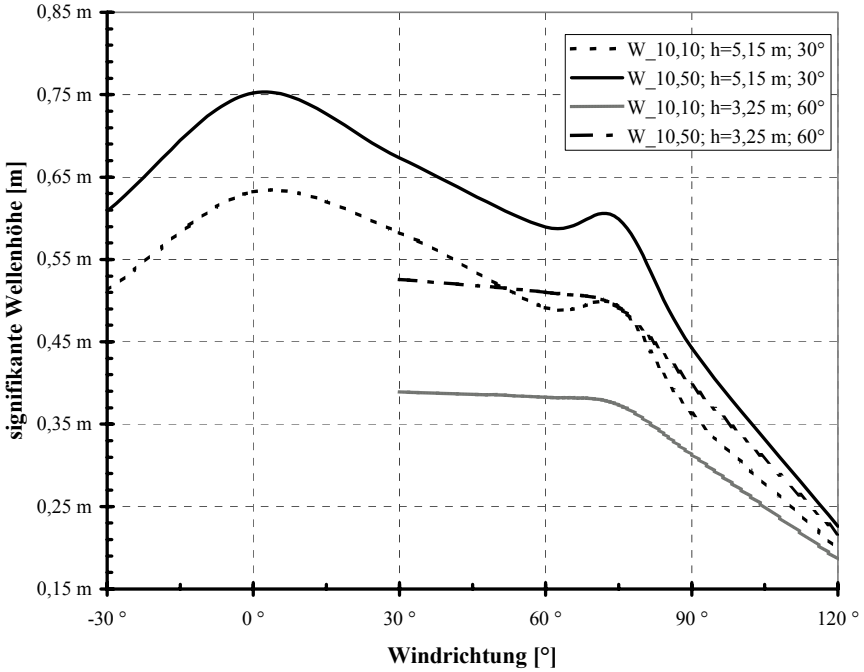


Bild 11 Ergebnisse der Wellenprognose – signifikante Wellenhöhe H_S [m]

6.3 Schubspannung / Sedimenttransport

Die Hauptbestandteile des Sedimentes im Ryck sind dem Grobschluff- bis Feinsandbereich zuzuordnen. Die Sandrauheit des Rycksedimentes wird in den maßgebenden oberflächennahen Schichten zu $d_{90} = k_S = 0{,}2$ mm bestimmt. Dieser Durchmesser ist gleichzeitig als charakteristisch für die Deckschicht anzusehen.
Die Betrachtung der in der vorliegenden Arbeit durchgeführten numerischen Simulationen ergab im weiteren Umfeld des geplanten Bauwerkes keine maßgebliche Beeinflussung des Strömungsgeschehens. Die auftretenden querschnittsgemittelten Fließgeschwindigkeiten liegen im Oberlauf bei normalen Verhältnissen unterhalb von $v_m = 0{,}05$ m/s und nur bei den Ein- und Ausstromvarianten mit BHW bzw. dem Öffnungswasserstand +1 mHN konnten kurzzeitig Fließgeschwindigkeiten bis zu $v_m = 0{,}24$ m/s in Verbindung mit Sohlschubspannungen $\tau_B = 0{,}22$ m/s bestimmt werden. Diese Maximalwerte im numerischen Modell werden jedoch nicht durch das Sperrwerk selbst hervorgerufen, sondern durch die Gesamtbaumaßnahme, welche die selbständige Flutung und Entleerung der ausgedehnten Polderflächen einschließt. Dies trifft auch für den eingeengten Bereich am Steinbecker Wehr zu. Eben an solchen Stellen sind die erhöhten Werte aus rein hydromechanischen Gründen zu beobachten. Unter der bereits begründeten Vernachlässigung des Windeinflusses sowie des Windstaus und entsprechender Zirkulationsprozesse auf die Ausbildung der Sohlschubspannung ergeben sich die folgenden dimensionslosen Größen zur Bestimmung der Bewegungswahrscheinlichkeit des Sedimentes:

Sedimentologische REYNOLDS – Zahl: $$Re_* = \sqrt{\frac{\tau_B}{\rho_W}} \cdot \frac{d_{90}}{\nu_W} = \sqrt{\frac{0{,}22}{1000}} \cdot \frac{0{,}0002}{1{,}31 \cdot 10^{-6}} = 2{,}27$$

Sedimentologische FROUDE – Zahl: $$Fr_*^2 = \frac{\tau_B}{(\rho_S - \rho_W) \cdot g \cdot d_{90}} = 0{,}07$$

Sedimentologischer Durchmesser: $D^* = \sqrt[3]{\frac{(\rho_S - \rho_W) \cdot g}{\rho_W \cdot \nu_W^2}} \cdot d_{90} = 4{,}22$.

Für die vom Sperrwerk direkt beeinflusste Zone konnte eine Vergrößerung der mittleren, tiefengemittelten Fließgeschwindigkeit bis auf $v_{max} = 0{,}51$ m/s bestimmt werden. Die numerische Bestimmung der Schubspannungsmaxima erfolgte bei einer Einstromsituation und einem Wasserstand von 1,0 mHN. Der Durchfluss am Sperrwerk konnte mit $Q = 48$ m^3/s bestimmt werden. Dabei zeigten sich im Nahbereich des Sperrwerkes Schubspannungsmaximalwerte von $\tau_B = 1{,}40$ N/m^2 (vgl. Bild 12). Im Unterschied zum Normalquerschnitt sind diese hohen Schubspannungen am Bauwerk über einen längeren Zeitraum wirksam und können somit nicht vernachlässigt werden. Zudem kann durch die Bildung von Kolken die Standsicherheit des Sperrwerkes gefährdet werden.

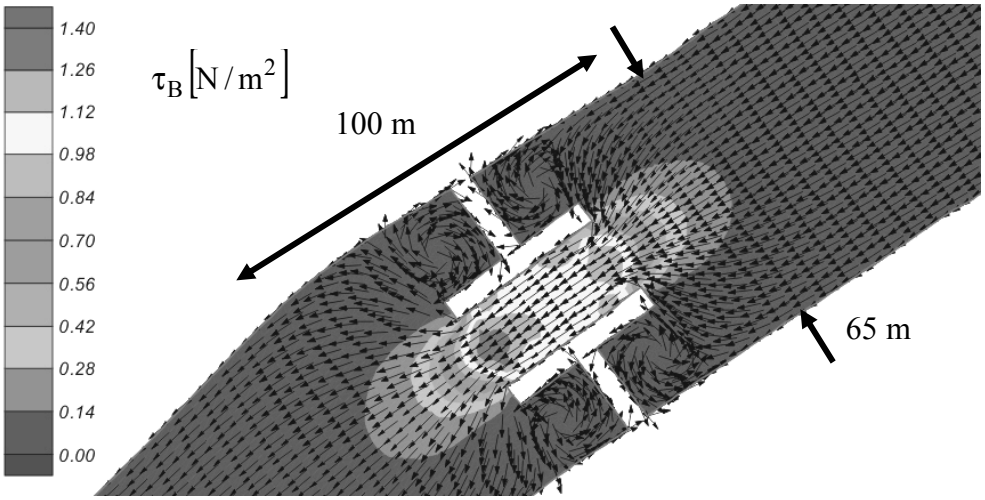


Bild 12 Schubspannungsverteilung im Sperrwerksbereich (Einstrom HQ 1954, t = 16h)

Eine zusätzliche Belastungsgröße im Normalbetrieb des Sperrwerkes stellt u. U. die Wirkung des Propellerstrahls von passierenden, langsam oder sogar anfahrenden Schiffen dar. Durch die Einbringung angepasster mineralischer Deckschichten im Bereich der erhöhten Belastungen ist die Sohle ausreichend zu schützen.

7 Literaturverzeichnis (Auswahl)

CARSTENSEN, D.: Beanspruchungsgrößen in Fließgewässern mit geschwungener Linienführung- Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen, Heft 16 – 1999

DOKUMENTATION STURMFLUT 1995 (1996): „Dokumentation der Sturmflut vom 3. und 4. November 1995 an den Küsten Mecklenburgs und Vorpommerns“, Ministerium für Bau, Landesentwicklung und Umwelt des Landes Mecklen-burg – Vorpommern, Schwerin und Redieck & Schade GbR, Rostock (1996)

GENERALPLAN (1994): „Generalplan Küsten- und Hochwasserschutz Mecklenburg – Vorpommern“, Staatliches Amt für Umwelt und Natur, Rostock (1994)

HPI / LI, TEIL 1 (1994): „Studie Sturmflutsperrwerk Greifswald – Wieck, Teil 1 – Grundlagen“, ARGE: HPI Hydroprojekt Ingenieurgesellschaft mbH, LI Lahmeyer International GmbH (1994)

KOLP, O. (1955): „Sturmflutgefährdung der deutschen Ostseeküste zwischen Trave und Swine“, Seehydrografischer Dienst, Hydro – Meteorologisches Institut der DDR, Stralsund (1955)

OSAM GMBH ROSTOCK (1994):“Gutachten zum Hochwasserschadenspotential im Einzugsgebiet der Hansestadt Greifswald“, Gutachten im Auftrag des STAUN Rostock, unveröffentlicht

SCHÜLER GMBH (1999): „Abschlußbericht über Probennahme und Untersuchung von Ryck – Sedimenten zur Abschätzung von Strömungs- und Sedimentationsbedingungen im Bereich zwischen Klappbrücke und Molenkopf“, Schüler GmbH & Co. Baugrund- und Bohrunternehmen KG, Kavelstorf (1999)

SEIBITZ, M. (2000): „Numerische Simulation der Strömungsverhältnisse und des Sedimenttransportes im Ryck“, TU Dresden, Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik, Diplomarbeit, unveröffentlicht

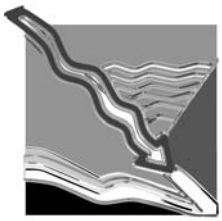
WAGNER, H. (1996): „Konzeption zur Prognose von durch Wind erzeugten Wellen für kleinere Seegebiete“, Wasserbauliche Mitteilungen Heft 9 – Wellen, Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik, TU Dresden (1996)

WAGNER, H.; **CARSTENSEN**, D.; **BIELITZ**, E. (2000): „Sturmflutschutz Greifswald - Untersuchung der Auswirkung des Bauwerkes auf das Strömungsregime in der Ryckmündung“, TU Dresden, Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik, Gutachten im Auftrag des Staatlichen Amtes für Umwelt und Natur Rostock, unveröffentlicht

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

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



Nachhaltige Gewässerbetreuung - Umsetzungsstrategien am Beispiel der Oberen Drau

DI Franz Pichler und DI Norbert Sereinig

EINLEITUNG

Ziel einer "Nachhaltigen Gewässerbetreuung" ist die Erreichung und langfristige Erhaltung eines ausreichenden Hochwasserschutzes für die Bevölkerung und deren Siedlungen sowie der Infrastrukturen unter Berücksichtigung der ökologischen Funktionsfähigkeit der Gewässer zur Erhaltung und Verbesserung der natürlichen Lebensräume.

Hochwasserschutzmaßnahmen erfordern einen sehr intensiven fachübergreifenden Einsatz bereits in der Planungsphase. Um allen Anforderungen an einen integralen Gewässerschutz zu entsprechen, haben sich Gewässerbetreuungskonzepte als interdisziplinär erarbeitete wasserwirtschaftliche Planungsgrundlagen, die sowohl die Hochwasserschutzerfordernisse als auch die Voraussetzungen zur Erhaltung und Verbesserung der ökologischen Funktionsfähigkeit der Flussräume berücksichtigen, bisher bestens bewährt.

PLANUNGSSCHRITTE

Gewässerbetreuungskonzepte als Grundlage allen wasserwirtschaftlichen Handelns werden in mehreren Bearbeitungsschritten entwickelt. Über flächendeckenden schutzwasserwirtschaftliche und ökologische Zustandserhebungen an Fließgewässern werden Leitbilder als Verbesserungsvorschläge nach Identifizierung schutzwasserwirtschaftlicher und ökologischer Defizite von einzelnen Fachdisziplinen erarbeitet. Ein praktisch umsetzbares gewässerspezifisches Leitbild als Zusammenführung aller Bereiche ist dann die Grundlage für einen ebenfalls gemeinsam erarbeiteten umsetzbaren Maßnahmenkatalog mit einer nach schutzwasserwirtschaftlichen Schwerpunkten ausgerichteten Prioritätenreihung. An der Oberen Drau wurden außerdem Gefahrenzonenpläne in Siedlungsbereichen ausgearbeitet.

Mit diesen Planungsschritten wurde in Kärnten an dem 60 km langen Flussabschnitt von der Iselmündung in Lienz bis zur Möllmündung in Sachsenburg ein Gewässerbetreuungskonzept erarbeitet und im Anschluss daran in einem EU-

Aktionsprogramm das Pilotprojekt „Ökologisch orientiertes schutzwasserwirtschaftliches Management von alpinen Flusseinzugsgebieten auf der Grundlage der Gefahren- und Risikoanalyse zur Identifizierung von Risikozonen zur Maßnahmenplanung und entsprechender Prioritätenreihung durchgeführt.

Aus diesen Planungsschritten ergaben sich eine Vielzahl von Berührungspunkten und Strategien der befassten Fachstellen.

Hochwasserschutz

Insbesonders haben sich zur Eindämmung der festgestellten Sohleintiefungen an der Drau als übergeordnete Maßnahmentypen die **Gerinneaufweitung** und das **Initiieren von Seitenerosion bewährt**. Neben der Eindämmung der Sohleintiefungen wird vor allem ein verbesserter Hochwasserschutz erreicht.

Gewässerökologie

Durch Gerinneaufweitung und Initiierung von Seitenerosion wird die Strukturvielfalt erhöht, die zur Verbesserung der gewässerökologischen Situation führt. Die für diesen Flusstyp so typischen, aber leider fehlenden Schotterbänke können sich wieder neu bilden.

Landwirtschaft

Noch vorhandene, vernässte und durch Überflutungen beeinträchtigte Böden bieten für die Landwirtschaft einen erhöhten Anreiz, diese im Rahmen von Extensivierungs- und Förderprogrammen zur Verfügung zu stellen.

Naturschutz

Das erhöhte Raumangebot ist wiederum ein Anreiz für den Naturschutz, neue Lebensräume zu etablieren, aber auch intensiv genutzte Flächen (z. B Ackerflächen) in wertvolle Lebensräume umzugestalten.

An der Oberen Drau war, nachdem die Ausweisung großer Auwaldbestände als Natura 2000 Gebiet zur Erhaltung wertvoller Lebensräume durch das Land Kärnten erfolgte, die logische Konsequenz ein gemeinsames EU - LIFE Naturschutzprojekt, das durch die Kooperation von Wasserwirtschaft, Gewässerökologie, Naturschutz und Landwirtschaft erst die Umsetzung der gemeinsam erarbeiteten Strategien in größerem Maßstab ermöglicht. Keine Interessensgruppe wäre für sich alleine in der Lage, die Maßnahmen mit einem Finanzierungsaufwand von rund € 6.3 Mio. zu bewältigen. Unter dem Projekttitel „Auenverbund Obere Drau“ konnten somit aufbauend auf die angeführten Planungsschritte Maßnahmen umgesetzt werden.

UMSETZUNGSSTRATEGIEN IM LIFE PROJEKT

Ziele des Life Projektes

Aus den Gemeinsamkeiten, welche aus den Maßnahmenstrategien erkennbar wurden, ergab sich die logische Konsequenz zur Durchführung eines gemeinsamen Projektes, nicht zuletzt um die notwendigen finanziellen Mittel aufzubringen, aber auch um eine möglichst ressourcenschonende und effiziente Umsetzung der notwendigen Maßnahmen zu garantieren. Die gemeinsame Zielformulierung war der Ausgangspunkt für eine Projektformulierung innerhalb des EU LIFE-Programmes.

Als wesentliche Ziele des Life Projektes ergaben sich insbesondere aus dem Leitbild des Gewässerbetreuungskonzepts (Michor et. al. 1995) sowie der erweiterten Problemanalyse aus dem EU Aktionsprojekt (Bundeswasserbauverwaltung 1999):

Schutzwasserwirtschaftliche Ziele

- Reduktion der Sohleintiefung
- Aufrechterhaltung bzw. Aktivierung von Retentionsräumen
- Sicherung eines nachhaltigen Hochwasserschutzes für Siedlungsgebiete im Drautal

Gewässerökologische Ziele

- Erhöhung der flussmorphologischen Strukturvielfalt
- Erhöhung der Flussdynamik
- Initiierung von Pionierstandorten
- Initiierung flusstypischer Nebengewässer
- Verbesserung der lateralen Vernetzung
- Anlage von Pufferzonen

Naturschutzfachliche Ziele

- Sicherung gewässerspezifischer Biotopkomplexe
- Schutz ungestörter Lebensräume
- Nutzungsextensivierung in den Retentionsräumen und Auwäldern
- Schutz gefährdeter Arten

Aus den generellen Projektzielen entwickelten sich einerseits die notwendigen Maßnahmen, aber auch eine Projektstrategie, welche insbesondere die multikriterielle Maßnahmenplanung und die Ausarbeitung eines Konzeptes zur Bewirtschaftung des Gebietes nach erfolgter Umsetzung der Maßnahmen umfasst.

PROJEKTSTRATEGIE

Detailplanungen

Für die großen Maßnahmen wurden Detailplanungen in Auftrag gegeben, welche in einem interdisziplinären Diskussionsprozess einer permanenten Veränderung unterzogen waren. Erst nach Abstimmung mit allen fachlichen Stellen und den betroffenen Grundeigentümern wurden diese Planungen in baureife Ausführungspläne gegossen.

Etliche der im Rahmen des Life Projektes umgesetzten Maßnahmen (insbesondere sogenannte Kleinmaßnahmen) wurden lediglich in genereller Schärfe geplant, erst bei der konkreten Umsetzung werden unter Einbeziehung aller Fachstellen Details festgelegt. Somit folgt man einem dynamischen Planungsprozess, der einerseits eine flexible Umsetzung ermöglicht, andererseits jedoch an alle Beteiligten insbesondere an die im Verfahren beteiligten Sachverständigen hohe Anforderungen stellt.

Einmaliges Naturraummanagement

Darunter werden alle Maßnahmen verstanden (in erster Linie Baumaßnahmen) welche als abgeschlossene Projekte betrachtet werden können Es erfolgt ein einmaliger Ressourceneinsatz zur Abwicklung der Maßnahmen.

Grundablösen für passiven Hochwasserschutz und ökologische Gestaltung

Im Rahmen des Life Projektes werden Grundstücke im Ausmaß von ca. 55 ha abgelöst. Die Grundablösen umfassen somit neben den eigentlichen Baukosten den größten Anteil an den Gesamtkosten des Projektes (etwa 25 %).

Die angekauften Flächen werden benötigt für

- die Aufweitung des Flussprofils zu Eindämmung von Sohleintiefung
- die Restrukturierung von Uferstreifen
- die Schaffung hochwertiger Lebensräume (Ackerflächen)
- die Erhöhung der Überschwemmungsdynamik (Auwaldbestände)

Vernetzung mit anderen Förderprogrammen

Für den Erfolg der umgesetzten Maßnahmen ist es unbedingt erforderlich, Synergien mit anderen Förderprogrammen zu nutzen. Die Mittel für die Maßnahmenumsetzung in LIFE Projekten dürfen lt. Rechtsvorschriften der EU nur für Natura 2000 Flächen verwendet werden. Da jedoch nicht alle benötigten Flächen in das Schutzgebietsnetzwerk aufgenommen werden konnten, soll mit folgenden Vernetzungen das „ökologische Kerngebiet“ erweitert werden:

Betreuung der landwirtschaftlichen Extensivierung

Ausgehend von bestehenden Programmen (ÖPUL, NABL, Landschaftspflegeplan) werden Extensivierungsmaßnahmen bzw. Flächenstillegungen im angrenzenden landwirtschaftlich genutzten Bereich betreut. Ziel ist es Flächen im Ausmaß von etwa 200 ha über andere Förderprogramme einer geänderten Bewirtschaftung zuzuführen. Damit werden in erster Linie Pufferzonen geschaffen, welche den Eintrag von Pestiziden und Nährstoffen in die Drau verhindern. Durch die Extensivierung dieser Nutzungen werden auch vermehrt Ruhezonen und neue Lebensräume für gewässergebundene Pflanzen und Tiere geschaffen.

Vertragsnaturschutz zur Nutzungsextensivierung im Auwald

Auwälder, welche traditionell zur Brennholznutzung, aber auch als Viehweide genutzt werden, werden über Stilllegungsverträge einer verträglicheren Nutzung zugeführt. Diese Maßnahme erhöht die Artenvielfalt im Gebiet, und macht es außerdem möglich, ohne Konflikte mit den Grundeigentümern die natürliche Überflutungsdynamik im Auwald zu erhalten bzw. zu verbessern (Reaktivierung von Flutmulden)

Der „Förderstatus“ sämtlicher betroffener Flächen wird in einer Datenbank evident gehalten.

Wiederkehrendes Naturraummanagement („Gebietsbetreuung“)

Alle Maßnahmen, die im Projektgebiet gesetzt werden, müssen auf die bestehenden wasserwirtschaftlichen Rahmenbedingungen und auf die naturschutzfachlich relevanten Konzepte abgestimmt werden. Für das vorliegende Natura 2000 Gebiet an der Drau sind dies:

- RUVP Obere Drau (1990)
- Gewässerbetreuungskonzept Obere Drau (1992-1995)
- Landschaftspflegeplan Baldramsdorfer Feld, Schutzgebietskonzept Obere Drau (1994)
- Ökologisch Orientiertes Schutzwasserwirtschaftliches Management von alpinen Flusseinzugsgebieten (1999)

Durch den enormen Nutzungsdruck auf die Gunstlagen der Tallandschaft sind die noch verbliebenen ökologisch wertvollen Flächen, aber auch die für den Hochwasserschutz eminent wichtigen Retentionsräume einer permanenten Bedrohung ausgesetzt. Daher müssen sämtliche am Gewässer agierenden Nutzer in eine Gebietsbetreuung eingebunden werden („Flussraummanagement“).

Dabei müssen die Aspekte

- Wasserwirtschaft
- Naturschutz
- Forstwirtschaft
- Landwirtschaft
- Fischereiwirtschaft
- Tourismus

berücksichtigt werden.
Der Gebietsmanagementplan legt die aktuellen Rechts- und Nutzungsverhältnisse dar, berücksichtigt neben den Nutzungen auch die vorliegenden Vegetationsstrukturen und legt auf Basis der schutzwasserwirtschaftlichen, gewässerökologischen und naturschutzfachlichen Zielsetzungen den Grundstein für die künftige Bewirtschaftung des Projektgebietes

UMSETZUNGSBEISPIELE

Anhand bereits ausgeführter Maßnahmen an der Oberen Drau in Kärnten können aufbauend auf diesen komplexen Planungsprozessen die Umsetzungsstrategien zur Erreichung nachhaltiger Maßnahmen zur Verhinderung von Extremschäden durch Hochwassereinwirkungen am Beispiel Hochwasserschutz Greifenburg/Bruggen (sh. Abb.1 bis 4) gezeigt und die Sinnhaftigkeit von Initialmaßnahmen am Beispiel Dellach/Drau (sh. Abb.5 bis 7) dargestellt werden, welche mit geringem Kosten- und Materialaufwand korrigierbar sind, um für einen langen Zeitraum die Lebensbedingungen für Flora und Fauna zu verbessern und die Flussdynamik aufrecht zu erhalten.





Abb. 1 und 2:

Die Planung und Ausführung des Hochwasserschutzes an der Drau in Greifenburg /Bruggen erfolgte nach den Erkenntnissen des Gewässerbetreuungskonzeptes und aufgrund der detaillierten Gefahrenzonenausweisung.

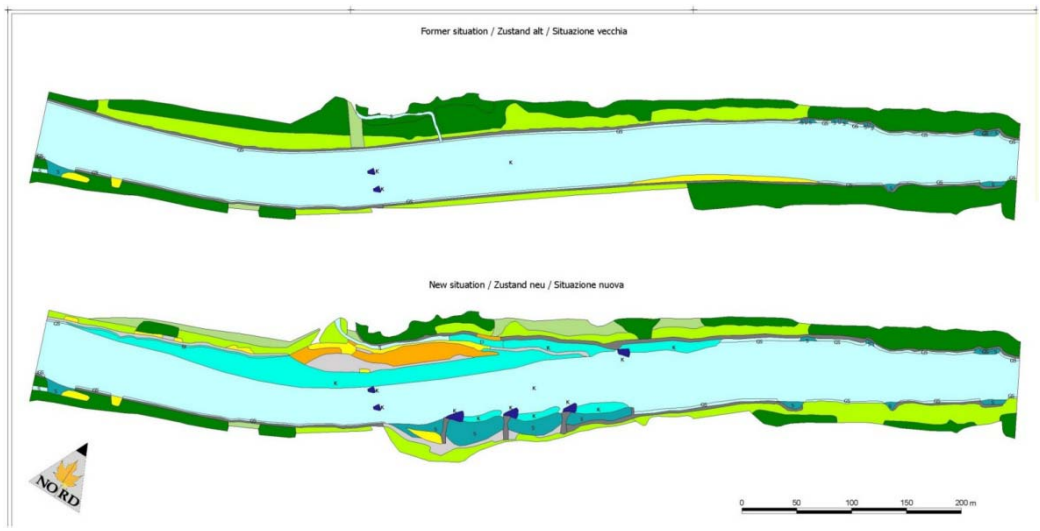


Abb. 3 und 4: Die ökologische Evaluierung der Hochwasserschutzmaßnahmen erfolgte im Rahmen des ökologisch orientierten schutzwasserwirtschaftlichen Managementpilotprojektes von alpinen Flüssen mit Vorher-, Nachher- Vergleich der Biotopausstattung.







Abb. 5 bis 7 :

Flussaufweitung und Nebenarmanbindung in Dellach/Rassnig mit Bildvergleich vorher-nachher als Initialmaßnahme zur Verbesserung der Flussdynamik und Seitenerosion und Wiederherstellung eines alten Flutmuldensystems mit Auentümpeln als Amphibienbiotope.

GEBIETSMANGEMENTPLÄNE ALS INSTRUMENT DES FLUSSRAUMMANAGEMENTS?

Nach Artikel 6 der Flora-Fauna-Habitatrichtlinie und der Vogelschutzrichtlinie der Europäischen Union wurden von den Mitgliedsstaaten Natura 2000 Gebiete nominiert. Ziel dieser Gebietsnominierung ist der Fortbestand bzw. die Wiederherstellung eines günstigen Erhaltungszustandes von bestimmten Lebensräumen.

Sogenannte Managementpläne sind, obwohl nicht verpflichtend, geeignete Instrumente um die Vorgaben der FFH Richtlinie zu erfüllen.

Mit der Nennung von Flächen des öffentlichen Wassergutes an der Oberen Drau als Natura 2000 Gebiet, verpflichtet sich das Land Kärnten diese genannte Verbesserung des günstigen Erhaltungszustandes zu garantieren. Infolge der engen Zusammenarbeit der Fachstellen für Naturschutz und Wasserwirtschaft und der hohen Bedeutung der Maßnahmen für den Wasserhaushalt des Gebietes, besteht für die Wasserwirtschaft die einmalige Gelegenheit, einen Gebietsmanagementplan mitzugestalten, der neben den Anforderungen an Natura 2000 Gebiete auch wasserwirtschaftliche Vorgaben berücksichtigt. Die Verknüpfung von naturschutzfachlichen und wasserwirtschaftlichen Maßnahmen unter Berücksichtigung aller gewässerbezogenen Akteure kann einen richtungsweisenden Bewirtschaftungsplan für die nächsten Jahrzehnte ergeben.

Voraussetzungen für einen Gebietsmanagementplan

Ist – Zustandsanalyse

Diese, im Rahmen des Gewässerbetreuungskonzeptes und des EU Forschungsprojektes erstellte Bestandsaufnahme, insbesondere des wasserwirtschaftlichen Zustandes und er damit im Zusammenhang stehenden wasserwirtschaftlichen und ökologischen Defizite, stellt einen zentralen Bestandteil des MP dar.

Basiskartierung

Parzellenscharfe Kartierung des Untersuchungsgebietes hinsichtlich der Vegetationsstrukturen und aktuellen Nutzungen unter besonderer Berücksichtigung der FFH Lebensräume.

Schutzgüter und Schlüsselarten

Detaillierte Beschreibung und Bestandsaufnahmen sowohl der zu schützenden Lebensräume als auch der zu schützenden Arten. Aus diesen Datenblättern ergeben sich die Ziele und Maßnahmenstrategien aus naturschutzfachlicher Sicht.

Sektorale Teilbewirtschaftungspläne

Für besonders wichtige Nutzungssektoren werden sektorale Bewirtschaftungspläne erstellt, die für diese Teilbereiche Maßnahmenstrategien und Maßnahmenvorschläge vorsehen. Für das Gebiet der Oberen Drau sind dies:

- Auwaldnutzungskonzept: welches die Holzbewirtschaftung auf den Flächen des öffentlichen Wassergutes regelt und Bewirtschaftungsflächen von Naturwaldzellen trennt, sowie Vorschläge für Gehölzpflanzungen festlegt.

- Fischereiökologischer Managementplan: welcher die fischereiliche Bewirtschaftung des Flusses regelt. Besatzvorschläge werden erstellt, Gebiete zur Schongebietsfestlegung vorgeschlagen, sowie Vorgaben für die Strukturverbesserung am Gewässer erarbeitet.

- Wasserwirtschaftlicher Maßnahmenplan: welcher die wichtigen wasserwirtschaftlichen Maßnahmen sowohl aus schutzwasserwirtschaftlicher Sicht (Hochwasserschutz, Aufweitungen....), als auch aus gewässerökologischer Sicht (Restrukturierung, Gewässeranbindungen...) vorgibt und Prioritäten für die Umsetzung festlegt.

Einbindung der Nutzer

Im Rahmen von Workshops, Öffentlichkeitsveranstaltungen werden die Interessen der verschiedenen Nutzer berücksichtigt (Land- und Forstwirtschaft, Tourismus und Freizeitwirtschaft, Jagd....)

Monitoring

Unerlässlich für die Entwicklung eines Managementplanes ist ein umfangreiches Monitoringprogramm. Als wesentliche Erkenntnis aus den vorliegenden Arbeiten muss auch festgehalten werden, dass das Monitoring nicht nur für die Maßnahmenevaluierung notwendig ist, sondern bereits bei der Zielformulierung im Gebietsmanagementplan hilfreich ist und daher rechtzeitig vor Maßnahmenumsetzung gestartet werden muss. Im Gebiet der Oberen Drau können die Monitoring-Aktivitäten in zwei Bereiche, nämlich

- schutzwasserwirtschaftliches Monitoring (Flussmorphologie, Sohlentwicklung)
- ökologisches Monitoring (Lebensraumanalyse und Bewertung der Artenzusammensetzung bezogen auf die FFH Leitarten

getrennt werden.

DATENMANGEMENT ALS VORAUSSETZUNG FÜR MANAGEMENTPLANUNG UND FLUSSRAUMBEWIRTSCHAFTUNG

Aus den Vorgaben für einen integralen Gebietsmanagementplan für ein Flussgebiet ist erkennbar, dass die Erstellung nur möglich ist, unter Einbeziehung von modernen Methoden der Datenverarbeitung. Unter Verwendung eines Geographischen Informationssystems können einerseits die komplexen Überlagerungsprozesse durchgeführt werden, andererseits raumbezogene Analysen bearbeitet werden.

Die Arbeit mit GIS garantiert alleine noch nicht die erfolgreiche Erstellung eines Gebietsmanagementplanes. Aufgrund der hohen Anzahl an verschiedenen Bearbeitern in den einzelnen Projektsphasen, ist auch die Verfügbarkeit und Aktualität der Daten ein wichtiges Kriterium.

Für das LIFE Projekt an der Oberen Drau wurde ein modernes Datenmanagement-Konzept erarbeitet, welches aus folgenden Teilen besteht:

Info-Zentrale

Hier laufen alle Informationen zum Projekt zusammen. Kernstück ist eine Geo-Datenbank, aus der über einen Web-Zugang stets die aktuellen Daten „downgeloadet“ werden können. Ein Metadatenkatalog beschreibt die vorliegenden Informationen. Für die Steuerungsgruppe des Projektes besteht jederzeit die Möglichkeit neue Daten in die Geo-Datenbank zu stellen.

Grundstücksdatenbank

Die rechts- und nutzungsbezogenen Informationen (z.B. Förderprogramme) zu den Grundstücken im Flussraum werden in einer Datenbank aktuell zur Verfügung gestellt

Diskussionsplattform, Homepage

Diese Instrumente bilden den Abschluss des umfangreichen Datenservices im Projekt

Anschrift der Verfasser:

DI Franz Pichler, DI Norbert Sereinig,

Abteilung 18 - Wasserwirtschaft

A-9020 Klagenfurt, Völkermarkter Ring 29

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

Ganzheitlicher Hochwasserschutz am Beispiel Werdbach, Gemeinde Heiden AR

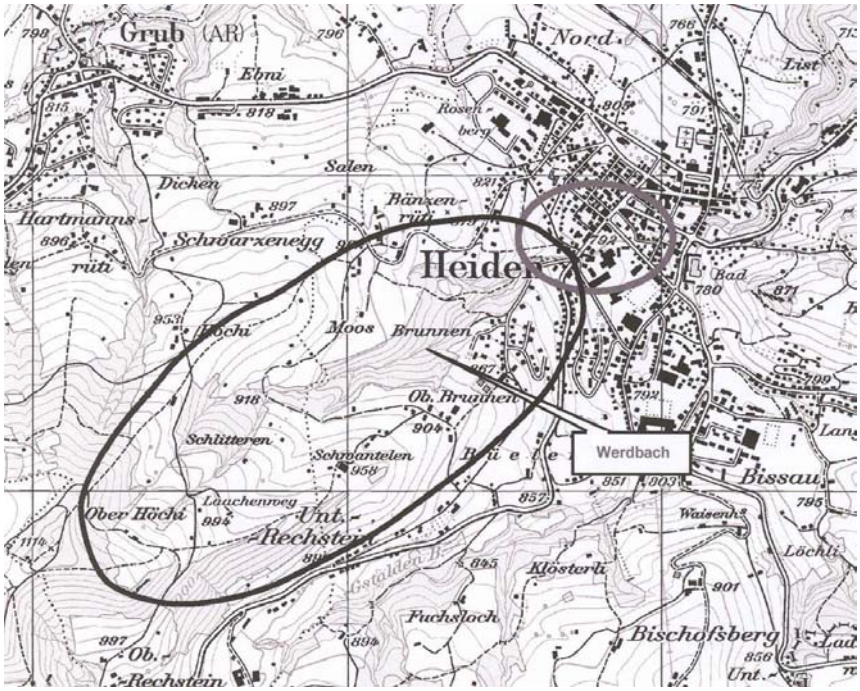
Jakob Graf †, Martin Eugster, Hans Peter Willi

Am 3. Juli 1998 ging im Gebiet nord-nordöstlich des Kaiens in den Gemeinden Heiden und Grub ein schweres Unwetter nieder. Die Niederschläge waren derart intensiv, dass bereits nach kurzer Zeit die Bäche an verschiedenen Stellen über die Ufer traten und grosse Schäden verursachten. In Heiden überflutete der Werdbach Unter- und Erdgeschosse, neben diversen Gewerbe- und Industriebetrieben auch das Kantonale Spital und das Regionale Pflegeheim.

1. Ausgangslage

Ort / Lage

Kanton	:	Appenzell A.Rh.
Gemeinde	:	Heiden
Höhe ü.M.	:	770 - 1120
Gewässername	:	Werdbach
Vorfluter	:	Gstaldenbach
Landeskarte Nr.	:	1075 Rorschach



Beschreibung des Gewässers

Der Werdbach entspringt an der Nordostflanke des Kaiens (1120 müM) und durchfliesst bis zum Beginn der Eindolungsstrecke im Siedlungsraum ein mehrheitlich bewaldetes Tobel.

Das Einzugsgebiet ist gekennzeichnet von Moränenablagerungen der Würmeiszeit. Die Uferbereiche sind teils übersteil und unstabil. Das Bachgerinne weist durchwegs eine natürliche Gestalt auf.

Im Siedlungsbereich ist das Gewässer auf eine Länge von 440 m eingedolt. Der bestehende Kanal ist rund 70 Jahre alt und vermag eine Wassermenge von 9 – 11 m3/s abzuleiten. Der Einlaufbereich bildet die Problemstelle. Vor dem 3. Juli 1998 wurde der Gefahr der Verstopfung des Einlaufes durch verschiedene einfache Rechenbauten und einem intensiven Gewässerunterhalt begegnet.

Grösse Einzugsgebiet bei Beginn Eindolung : 0.85 km2
HQ 100 : 11 m3/s
HQ 300 : 20 m3/s

2. Schadensereignis

Eine eng begrenzte, intensive Gewitterzelle verursachte am 3. Juli 1998 einen Starkniederschlag. Innerhalb von 30 – 60 min. fielen 30 – 80 mm Niederschlag, wobei die intensive Phase max. 30 min dauerte. Dieser Starkniederschlag hatte insbesondere zur Folge, dass verschiedene Bäche innert kurzer Zeit über die Ufer traten und Einläufe verstopften. Die grossen Abflussmengen verursachten teilweise markante Schäden an bestehenden Verbauungen. Sperren wurden unterspült, Uferleitwerke teilweise zerstört und Pflästerungen aufgebrochen.

Beim Werdbach verstopfte der Einlauf zur Eindolungsstrecke. Rund 7 ha besiedeltes Gebiet wurden überflutet. Nebst dem Kantonalen Spital und dem Regionalen Pflegeheim wurden verschiedene Gewerbe- Industrie- und Wohnbauten in Mitleidenschaft gezogen. Die direkten Überflutungsschäden betrugen insgesamt 15 Mio. Franken.



Überflutung Werdstrasse (vor Coop)



Kantonales Spital Labor

3. Ziele zur Bewältigung des Ereignisses 1998

Kurzfristig:

- Wiederinstandstellung der reparaturfähigen schadhaften Verbauungswerke
- Verbesserung der Geometrie im Einlaufbereich
- Vermeidung von Seebildungen im Überflutungsgebiet (zusätzliche Einläufe in Kanal)

Mittelfristig:

- Verringerung der Verstopfungsgefahr im Einlaufbereich (Geschiebesammler Holzrechen)
- Ausnützung der vollen Abflusskapazitäten (Optimierung)
- Reduktion der Schadenempfindlichkeit von Bauten (Objektschutz)
- Berücksichtigung der verbleibenden Gefahrensituation in der Ortsplanung

4. Grundlagen

- Kartierung des tatsächlichen Überflutungsgebietes durch ortsansässige Fachleute (Ereignisdokumentation)
- Auswertung des Niederschlagsradars der SMA durch das Büro Geo 7
- Hydrodynamische Berechnungen 2-D (digitales Geländemodell) (Nachrechnung des Ereignisses)
- Überprüfung der Abflusskapazität der Eindolung durch VAW (Hydraulik)
- Modellversuch Einlaufbereich (Trompete + Dammerhöhung) durch VAW
- Ausarbeitung Gefahrenkarte

5. Projekte

Sofortmassnahmen

Für schadhafte Stellen, wie unterspülte oder beschädigte Sohlen- und Uferverbauungen, ungenügende Durchlässe von Verkehrsanlagen, Geschiebeablagerungen in und vor Engnissen usw. wurde im Rahmen der Sofortmassnahmen ein Wiederinstandstellungsprojekt ausgearbeitet und ausgeführt.

Nebst den eigentlichen Reparaturarbeiten wurde beim Werdbach auch eine trompetenförmige Ausbildung des Einlaufes samt Dammerhöhung als erste Stufe der Einlaufverbesserungen realisiert. Damit konnte die Schluckfähigkeit we-

sentlich verbessert werden. Bei der Dammerhöhung wurde eine Soll – Überlaufstelle eingebaut. An Geländetiefpunkten, wo sich beim Ereignis Seen gebildet hatten, wurden Öffnungen in den eingedolten Bachlauf erstellt. Diese Arbeiten wurden 1998 / 1999 durchgeführt.



Zusätzlicher Einlauf in eingedolten Bachlauf

Geschiebesammler und Grobrechen beim Einlauf Werdbach

Rund 60 m oberhalb der Eindolung bildet eine Betonsperre mit Dammbalken den Abschluss des neuen resp. erweiterten Geschiebesammlers. Das Volumen des Geschiebesammlers beträgt rund 600 m3. Ein Grobrechen aus einbetonierten Stahlrohren ⌀ 22 cm mit einer Länge von 2 m wurde oberhalb des Geschiebesammlers ausgeführt. Der Geschiebesammler und der Grobrechen sind mit einer lastwagenbefahrbaren Unterhaltspiste erschlossen. Der Rechen ist V-förmig ausgebildet.

Der Grobrechen bildet die erste Massnahme, der Geschiebesammler die zweite und die trompetenförmige Ausbildung des Einlaufes samt Dammerhöhung die dritte Massnahme zur Verminderung der Verstopfungsgefahr im Einlaufbereich. Die Ausführung erfolgte im Jahre 2000/2001.



Grobrechen



Einlauf trompetenförmig



Geschiebesammler (Betonsperre mit Dammbalken)

Hydrodynamische Überflutungsberechnungen

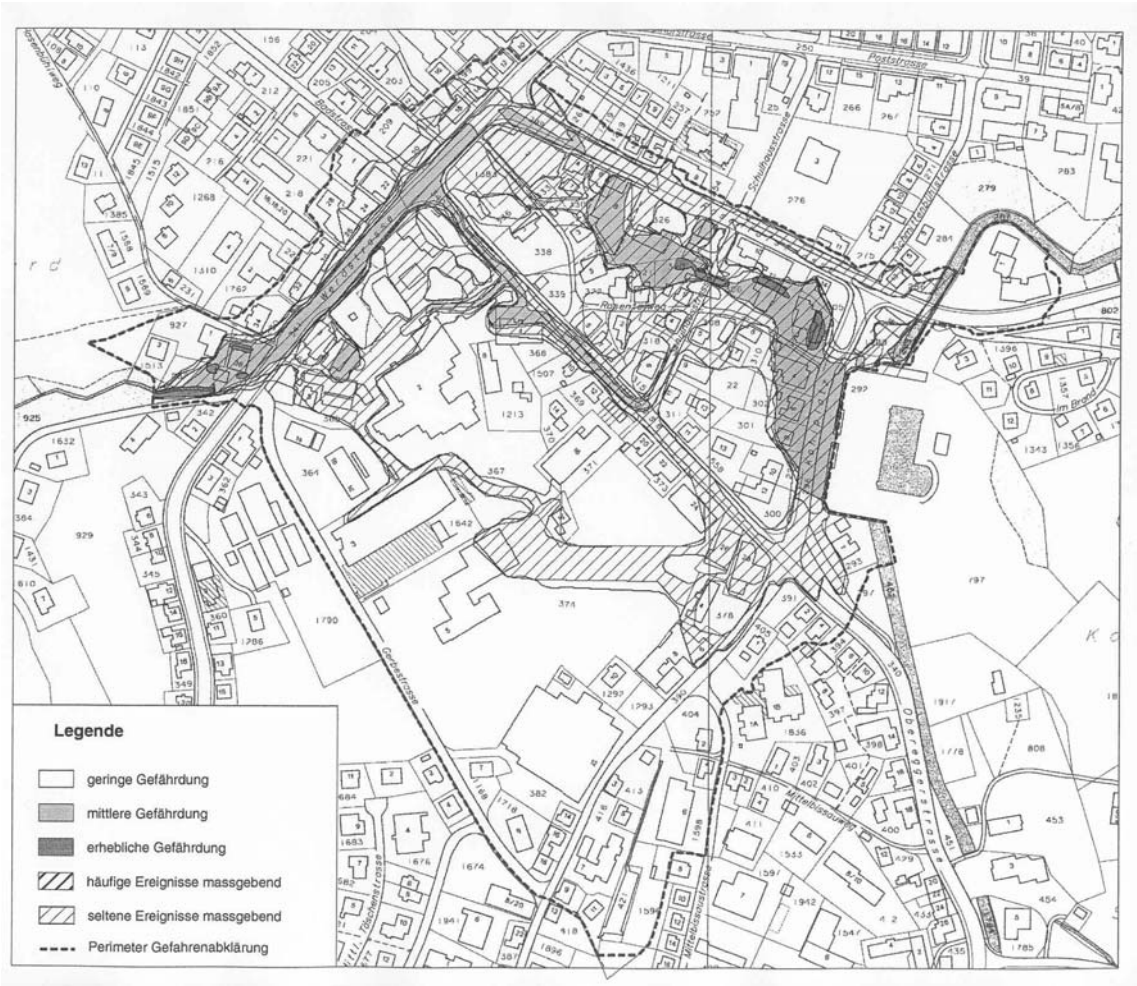
Vom Überflutungsgebiet wurde ein digitales Geländemodell mit einer Höhengenauigkeit von +- 10 cm erstellt. Das Geländemodell diente als Basis für die weiteren 2D- Überflutungsberechnungen.

Die beim Ereignis 1998 aufgetretenen Abflussmengen konnten anhand der verschiedenen Berechnungen und dem tatsächlichen Überflutungsbild abgeschätzt werden.

Ein Vergleich der Modellresultate mit den kartierten Überflutungsflächen zeigt eine gute Übereinstimmung in der flächenmässigen Ausdehnung. Diese Feststellung bestätigt den Wert einer sorgfältigen Ereignisdokumentation. Für einzelne Orte lassen sich aufgrund der Hochwassermarken und der Ereignisdokumentation ungefähre Abflusshöhen angeben und mit den Resultaten der Modellierung vergleichen.

Ort	Abflusshöhe beobachtet	Abflusshöhe modelliert
Rosentalstrasse bei COOP	0.1 m	0.0-0.2 m
Buchdruckerei Weber	0.9 m	1.3 m
Velogeschäft Maier	1.5 m	1.7 m
Rest. Hirschen	1.0 m	0.7 m

Bei der Berechnung zeigte sich, dass insbesondere für den Abfluss entlang der Hauptstrassen kleine Abflusshöhen und grosse Geschwindigkeiten auftreten (bis 5 m/s). Bereits kleine Geländestrukturen (Randsteine, Gartenmauern) können deshalb die Ausbreitung des Wassers wesentlich beeinflussen. Objektschutzmassnahmen müssen sorgfältig und unter Berücksichtigung der Unsicherheiten geplant werden.



Die Gefahrenkarte stimmt im wesentlichen mit der tatsächlichen Überflutung überein.

Für die sofortige Inangriffnahme der Planung für die Objektschutzmassnahmen für das Kantonale Spital und das Pflegeheim wurden verschiedene Szenarien durchgerechnet, welche dann auch für die Erstellung der Gefahrenkarte weiter verwendet werden konnten.

Auf dem Areal des Spital und des Pflegeheimes wurden 1999/2000 umfangreiche Objektschutzmassnahmen ausgeführt. (Terrainveränderungen, Wegabsenkungen, Erhöhung Lichtschächte, Schutzmauer mit Einlauföffnung in Eindolung, mobile Barriere Haupteingang, etc.). Durch diese Massnahmen konnte die Schadenempfindlichkeit der Spitalanlage bedeutend reduziert werden.



Arealschutz vor Spital (Betonmauer mit Einlauf)

Gefahrenkarte

Die Gefahrenkarte wurde anhand der Richtlinien des Bundes ausgearbeitet und stellt die Grundlage für die raumplanerische Umsetzung dar. Die Erkenntnisse fliessen in die zur Zeit laufende Revision der Ortsplanung der Gemeinde Heiden ein. In den Gefahrengebieten werden künftig Bauauflagen eine Zunahme des Schadenpotentials verhindern.

Erweiterter Holzschlag

Die markante Sohlenerosion des Werdbaches während des Unwetters hatte eine Destabilisierung der bewaldeten Tobelflanken zur Folge. Zur Vermeidung von neuen Schäden wurden daher im Rahmen eines Holzschlages (Waldpflege) alle gefährdeten Bäume entfernt.

6. Beteiligte Instanzen

- Bauherrschaft : Kanton Appenzell A.Rh.
  - Wasserbau : Kantonales Tiefbauamt, Abteilung Wasserbau
  - Objektschutz Spital : Kantonales Hochbauamt
  - Objektschutz Privat : Grundeigentümer
- Gemeinde : Heiden
- Bund : Bundesamt für Wasser und Geologie
- Projekt + Bauleitung
  - Wasserbau : Wälli AG, Ingenieurbüro, Heiden
  - Objektschutz Spital : Hagen + Sturzenegger, Ingenieurbüro, Wolfhalden
- externe Fachleute : Geo 7, Bern
  Versuchsanstalt für Wasserbau VAW, ETH Zürich
  Ingenieure Bart AG, St.Gallen

7. Finanzen

Sofortmassnahmen	Fr. 290'000.--
Geschiebesammler/Grobrechen	Fr. 395'000.--
Gefahrenkarte inkl. Überflutungsbeurteilung	Fr. 62'000.--
Areal- und Objektschutz Spital und Pflegeheim	Fr. 295'000.--
	Fr. 1'042'000.--

Finanzierung durch:	- Bund	44 %
	- Kanton	28 %
	- Gemeinde + Grundeigentümer	28 %

Das Kosten-Nutzenverhältnis bezogen auf die Schadensumme von 1998 darf als sehr gut bezeichnet werden.

Nekrolog

Dieser Artikel über das vorbildliche Hochwasserschutzkonzept Heiden, wurde von unserem Wasserbaukollegen Jack Graf vorbereitet und verfasst. Es ist ein "Vermächtnis" für eine ganzheitliche, nachhaltige Hochwasserpolitik, die Jack Graf mit viel Engagement und Herzblut vertreten hat. Viel zu früh musste er uns anfangs Jahr verlassen. Seine Arbeit hat im Kanton Appenzell A.Rh. viele bleibende Spuren hinterlassen, welche uns an einen Mitstreiter und Freund erinnern.

Herisau, 28. März 2002

Kantonales Tiefbauamt
Abteilung Wasserbau

Jakob Graf †
Martin Eugster
Hans Peter Willi

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

Wildbach-Schutzmassnahmen in der Gefahren- und Risikobeurteilung

Hans Romang, Hans Kienholz, Albert Böll

Zusammenfassung

Wildbach-Schutzmassnahmen sind ein zentrales Element beim Umgang mit entsprechenden Risiken. Im Artikel werden grundlegende methodische Aspekte angeschnitten. Das Schwergewicht liegt auf der Beurteilung von Konsolidierungssperren, wozu sowohl methodische Grundlagen vorstellt werden als auch ausführlich auf praktische Erfahrungen gemäss Expertenbefragungen eingegangen wird. Ökonomische Betrachtungen sowie ein kurzer Ausblick runden den Bericht ab.

1. Umgang mit Naturgefahren im Wandel der Zeit

Die Hochwasser-Schadenereignisse der letzten Jahre im Alpenraum wie auch die globale Zunahme von Schäden infolge Naturereignissen zeigen, dass der Schutz von Menschenleben und Sachwerten eine nach wie vor aktuelle und dringliche Aufgabe ist. Besonders durch die Ereignisse 1987 wurde in der Schweiz ein sich bereits abzeichnender Wandel beschleunigt, der seinen Niederschlag u.a. in der Wasserbaugesetzgebung und der Wegleitung Hochwasserschutz des Bundes fand und von der Nationalen Plattform Naturgefahren PLANAT als Paradigmenwechsel unter dem Leitsatz „von der Gefahrenabwehr zur Risikokultur“ dargestellt wurde. Das Risikokonzept liefert dazu die Grundlage, indem eine integrale Beurteilung unter Einbezug sowohl der Gefährdung als auch der (menschlichen) Nutzung ermöglicht wird.

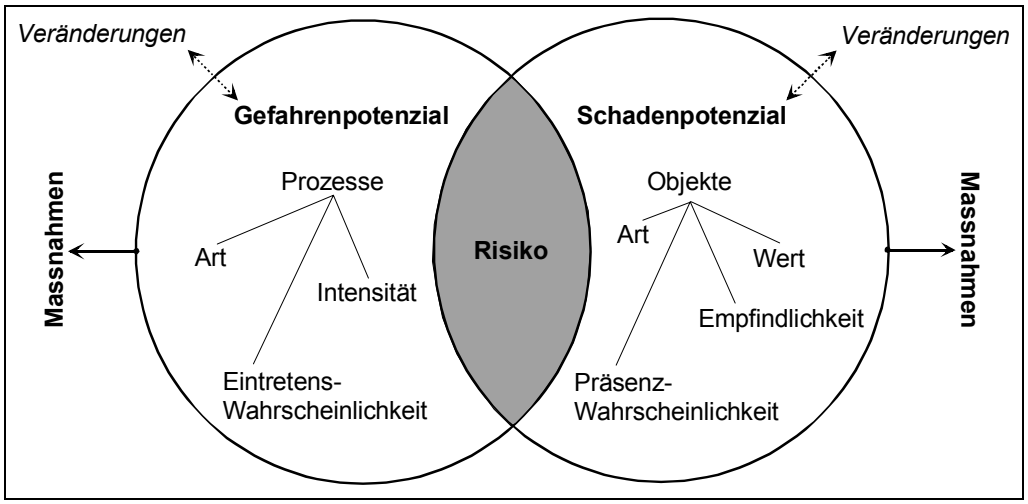


Abbildung 1: Massgebliche Grössen zur Risikobestimmung (nach WILHELM, 1997)

Schutzmassnahmen können und müssen auf beiden Seiten ansetzen. Die Beurteilung der Wirksamkeit im Sinne der Risikoverminderung ist Voraussetzung, um beispielsweise verschiedene Eingriffe vergleichen und optimieren zu können, um Zustände vor und nach Ausführung von Projekten zu beurteilen und – nicht zuletzt – um die ökonomische Verhältnismässigkeit oder Rentabilität bewerten zu können.

Der folgende Artikel behandelt eine Auswahl von Aspekten aus diesem Themenkreis mit Ausrichtung auf Wildbach-Schutzmassnahmen und hier insbesondere auf Konsolidierungssperren.

2. Wildbach-Schutzmassnahmen – Vom Einzeleingriff zur integralen Risikosicht

Abbildung 1 macht deutlich, dass mittels Massnahmen sowohl auf der „Gefahrenseite" als auch auf der „Nutzungsseite" eingegriffen werden kann. Letztere sind in der Regel mit Fragen der Raumordnung / -nutzung verbunden und haben dadurch einen stark ökonomisch geprägten Charakter. Möglichkeiten und Grenzen der Nutzung gefährdeter Räume als auch deren Schutz können von existentieller Bedeutung sein. Das Beispiel im 5. Kapitel liefert dazu einige Hinweise.

Eingriffe zur Steuerung der Wildbachprozesse sind – soweit wie hier damit der Wildbachverbau im engeren Sinne gemeint ist – mit bautechnischen Aspekten einerseits, insbesondere aber mit der Beurteilung dieser Prozesse andererseits eng verbunden. Die Grundfunktionen beispielsweise einer Konsolidierungssperre wie

- Reduktion von Geschiebemobilisierung und –transport durch Gefällsreduktion, Gerinneverbreiterung und Sohlenfixierung
- Böschungsstabilisierung durch Sohlenhebung und Verhinderung von Seitenerosion
- Energievernichtung durch häufige Fliesswechsel (=> Kolk)

müssen hinsichtlich ihrer Wirkung sowohl für das Einzelbauwerk, den Verbund im System Sperrentreppe und schliesslich hinsichtlich der Gefährdung im Wirkungsbereich (in der Regel auf dem Schwemmkegel) beurteilt werden können. Arbeiten wie jene, die in der Tradition der Geschiebeuntersuchungen an der VAW stehen, helfen bei der Abschätzung, lassen jedoch einen beträchtlichen Spielraum offen, der mit geeigneten Mitteln berücksichtigt werden muss (Szenarien, Sensitivität, etc.).

Bautechnische Aspekte sind insbesondere in Verbindung mit den wirkenden Wildbachprozessen von Bedeutung. Fragen nach dem Verhalten einer Sperrentreppe im Last- oder Überlastfall prägen die Beurteilung eines verbauten Wildbaches entscheidend, stossen jedoch mangels geeigneter Grundlagen rasch an Grenzen. Deshalb wir im Folgenden ausführlicher auf die Zustandsbeurteilung von Wildbachsperren eingegangen.

Diese verschiedenen Aspekte – Prozesse, Bauwerke, Raumnutzung, etc. – und die zugehörigen Massnahmen müssen gesamthaft beurteilt werden können. Wie eingangs erläutert bietet sich dafür das Risikokonzept an. Das Vorgehen bei der Beurteilung der Wirksamkeit von Schutzmassnahmen kann wie folgt (Abbildung 2) dargestellt werden.

Es gilt zu beachten, dass die Risikoanalyse und damit auch die hier diskutierte Wirksamkeit (= Risikoverminderung) von Schutzmassnahmen nur ein Teil im Gesamtkontext darstellt. Dem Einbezug beispielsweise von Direktbetroffenen oder Entscheidungsträgern kommt beispielsweise für die Bewertung der Risiken oder die Vorgabe allgemeiner Grundsätze als Rahmenbedingungen und Zielgrössen (z.B. das Prinzip der Nachhaltigkeit) – nebst technischen und ökonomischen Kriterien – für die Massnahmenplanung grosse Bedeutung zu.

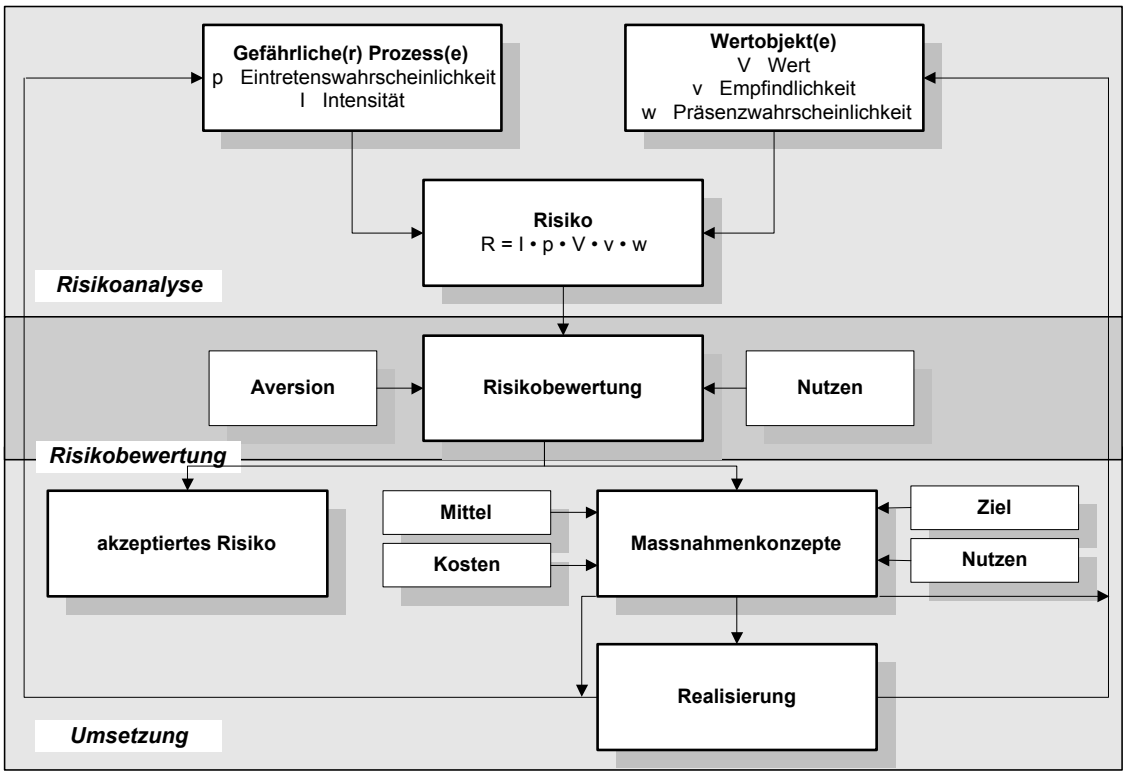


Abbildung 2: Risikokonzept (nach Heinimann,1998, und Wilhelm, 1999, ergänzt)

3. Zustandsbeurteilung von Wildbachsperren

Wildbachsperren unterliegen wie jedes Bauwerk gewissen Alterungserscheinungen, die zudem durch die möglichen intensiven Einwirkungen wie Murstösse, abrasive Wirkung des Geschiebetriebes oder Hangdruck akzentuiert werden können. Diese Veränderungen haben in der Regel Auswirkungen auf die Funktionstüchtigkeit und beeinflussen die Wirksamkeit der Sperren resp. die Risikosituation auf dem Kegel. Eine geregelte Überwachung, wo nötig auch eine Überprüfung der Werke oder des Gesamtsystems, und ein rechtzeitiges angemessenes Eingreifen ist Teil eines modernen Umganges mit Wildbachgefahren.

Die Fragen der Zustandsbeurteilung gewinnen weiter an Bedeutung, erreicht doch eine wachsende Zahl von Schutzbauten ein Alter, in dem entsprechende Unterhalts- / Erneuerungsarbeiten anstehen. Das vermehrt risiko- / schutzzielorientierte Vorgehen auch im Wildbachverbau benötigt als Basis fundierte Aussagen über den aktuellen Zustand und seine Auswirkungen sowie die bisherige und absehbare Entwicklungen der Werke wie des gesamten Systems. Nicht zuletzt verlangt der heutige Umfang an Schutzbauten vermehrt nach Grundlagen und Instrumenten, die ein effizientes Bauwerksmanagement beispielsweise zur optimalen (zeitlich, Arbeitsumfang) Arbeitsplanung erlauben oder der Erfolgskontrolle dienen.

Die Zustandsbeurteilung entspricht einem IST-SOLL Vergleich. Der Soll-Zustand lässt sich einerseits aus bautechnischer Sicht festlegen, andererseits aber aus Sicht der zugrundeliegenden Sicherheitsbedürfnisse gegen Wildbachgefahren, beispielsweise durch Vorgabe von Schutzzielen (vgl. z.B. Richtlinien Hochwasserschutz Kanton Uri (BWW, 1995) oder Borter et al., 1999). Das Konzept von Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit (SIA-Norm 160, 1989) ist geeignet, das Soll aus bautechnischer

Sicht zu definieren. Die Beurteilung dieser zwei Kriterien entzieht sich bei bestehenden Sperren mangels Grundlagen meist rechnerischen Ansätzen und stellt stark auf Feldbefunde und damit auf qualitative Aspekte ab. Zentral im Konzept der Tragsicherheit ist der Begriff der Gefährdungsbilder und damit verbunden die Festlegung von massgebenden Einwirkungen. Die zu berücksichtigenden Gefährdungsbilder sind eine derart grundlegende Information, dass sie trotz oder gerade wegen dieser Erschwernisse auch bei der Beurteilung bestehender Wildbachsperren bekannt und in die Überlegungen einbezogen werden sollten. Beispiele für Gefährdungsbilder bestehender Wildbachsperren sind:

- Auftreten eines Murganges bei hinterfüllter Sperre und kolmatierter Sohle. Es erfolgt ein Murstoss auf die Flügel (ASF, 1973).
- Auftreten eines Hochwassers bei hinterfüllter Sperre, kolmatierter Sohle und unterspülter, dadurch weggerutschter und folglich nicht mehr wirksamer Einbindung (ASF, 1973).
- Hinterfüllung der Sperre wesentlich steiler geneigt als das Grenzgefälle. Der resultierende Erddruck kann bedeutend über den Dimensionierungsannahmen liegen (Böll, 1997).
- Überströmen der Flügel bei Hochwasser mit nachfolgender Erosion der Einbindung, verursacht durch zu geringe Bemessung der Abflusssektion oder Verklausung derselben durch grobes Geschiebe und Holz. Die stabilisierende Wirkung der Einbindung fällt weg. Die Sperre kann umflossen werden.
- Durch starke Kolkbildung (z.B. bei mangelhaftem Kolkschutz), durch Absenkung im Fundationsbereich (z.B. bei Prügelboden aus Holz) oder durch Sohlenabsenkung infolge veränderter Geschiebetransportbedingungen verursachte Setzungen / Verformungen, die schliesslich zum Kippen oder zum Bruch der Sperre führen können.
- Durch Alterungsprozesse im weiteren Sinne verursachte Materialveränderungen (z.B. reduzierte Festigkeit), die nicht mehr den Dimensionierungsannahmen entsprechen und im Lastfall zum vorzeitigen Versagen führen können.
- Durch Hangdruck und Scherbewegungen verformte/zerrissene Sperre mit möglichen Folgen – je nach Tragsystem und Bemessungsmodell – für die Gesamtstabilität.

Diese auf die einzelne Sperre bezogenen Gefährdungsbilder müssen mit Betrachtungen zum Verhalten der gesamten Verbauung (z.B. was geschieht bei Kollaps der untersten Sperre) ergänzt werden.

Die Zustandsbeurteilung kann analog den allgemeinen Grundlagen aus dem Bauwesen (vgl. z.B. SIA-Norm 469, 1997) in drei Schritte unterteilt werden (Abbildung 3): Zustandserfassung, Zustandsbewertung und Überprüfung. Während der erste und dritte Schritt hier nicht weiter diskutiert werden (für weitere Informationen vgl. Romang, in Vorb.), sollen nachfolgend einige Aspekte der Zustandsbewertung näher beleuchtet werden.

Zur qualitativen Beurteilung des Sperrenzustandes hat sich die Einordnung in Schadenklassen bewährt. In einzelnen Bereichen des Bauwesens wurden Grundlagen erarbeitet (z.B. BfK 1992), die aufgrund der Zustandserfassung eine objektive Zustandsbewertung erlauben sollten. Im Bereich Wildbachverbau haben Zeller und Röthlisberger (1987) für Holzsperren entsprechende Tabellen erstellt.

Es wird hier eine Einteilung in vier Schadenklassen vorgeschlagen. Aufgrund verschiedener Arbeiten (Zeller und Röthlisberger, 1987, BfK, 1992, ASTRA et al., 1998, Böll et

al., 1999) und eigenen Untersuchungen können den verschiedenen Klassen einige Indizien zugeordnet werden, die bei der Zustandsbewertung als Orientierungshilfe dienen.

Tabelle 1: Zusammenfassende Beurteilung des Sperrenzustandes

	gut	**genügend**	**ungenügend**	**schlecht**
Allg.	wenig erwähnenswerte Mängel / Schäden Kolk unbedeutend	einige erwähnenswerte Mängel / Schäden Kolk eher gering	viele erwähnenswerte Mängel / Schäden Kolk kann bedeutend sein	gesamthaft schlechter Bauwerkszustand möglicherweise unterkolkt
Beton	nur kleine Risse, Oberflächenschäden, Verfärbungen, lokal begrenzt	verschiedentlich Risse, auch durchgehend, Ausblühungen, lokal Korrosion	viele, auch grössere Risse, Ausblühungen, fortgeschrittener Korrosionsabtrag, Abplatzungen	weit geöffnete Risse, Hauptbewehrung stark angegriffen, deutlich erkennbare Verformungen
Stein	vereinzelt Risse mit Ausblühungen, stellenweise Fugenmörtel ausgebrochen	stärkere Rissbildung, Abwitterungen, Abplatzungen, durchgehende Risse mit Ausblühungen, Fugenmörtel über grössere Partien ausgebrochen	Fortgeschrittene Abwitterungen und Abplatzungen, viele Ausblühungen, gelockerte Steine, umfangreiche Risse mit Ausblühungen, einzelne Steine fehlend, starker Bewuchs	verschiedentlich Steine fehlend, dadurch Verformungen, verbreitet Verwitterungen etc., starke Rissbildung auch durchs ganze Bauwerk (Ablösung einzelner Bauteile), Fugenmörtel meist fehlend
Holz	leichte Oberflächenschäden	Durchnässung, lokal Pilzbefall und morsche Stellen	starke Verformungen und Quetschungen, Korrosion Verbindungen, Vermorschung, Pilzbefall	starker Pilzbefall, Bruch einzelner Hölzer und Verbindungen, fortgeschrittene Vermorschung

Eine Einordnung alleine aufgrund des visuellen Eindruckes und obiger (oder einer ähnlichen) Tabelle greift allerdings zu kurz. Weitere Faktoren spielen eine – möglicherweise sogar entscheidende – Rolle. Als Beispiele können genannt werden:

- Einwirkung, Prozesse: Die Bedeutung eines „Schadens“ hängt davon ab, ob er unter Einbezug der massgebenden Gefährdungsbilder tatsächlich ein Sicherheitsrisiko (Tragsicherheit) darstellt. Auch die Information über frühere Ereignisse, die das Bauwerk möglicherweise unbeschadet überstanden hat oder aber bereits entscheidend geschwächt wurde, ist wichtig.
- Bauwerk: Verschiedene bauwerkspezifische Faktoren beeinflussen die Wertung von Schäden. So haben beispielsweise Vertikalrisse in einer Betonsperre, die von Flanke zu Flanke trägt, eine andere Bedeutung als in einer Gewichtsmauer.
- Schwachstellen: Jedem Bauwerk wohnen Schwachstellen inne; z.B. material- oder konstruktionsbedingt sowie infolge notwendiger Kompromisse während der Projektierung und Ausführung. Deren Kenntnis ist ebenfalls entscheidend. Als Beispiel können die früher häufig als Auflage bei Blocksteinsperren verwendeten Prügelböden (aus Holz) erwähnt werden.

Dies zeigt, dass auch die Zustandsbewertung letztendlich objektbezogen auf den jeweiligen Wildbach erfolgen muss. Das hier skizzierte Vorgehen und obige Beurteilungshilfen stellen dazu aber eine wertvolle Grundlage dar.

4. Erfahrungswerte aus der Praxis

Ausgewählte Experten im In- und im nahen Ausland wurden bezüglich ihrer subjektiven Einschätzung verschiedener Schutzmassnahmen (wie Sperren, Geschiebesammler, forstliche Massnahmen) befragt, wobei diese Einschätzung auf unterschiedlichen Erfahrungen einerseits sowie Erwartungen an neue Ansätze (wie Warnanlagen, Objektschutz) andererseits beruht.

Ein wichtiges Ziel der Expertengespräche zum Thema Sperren war die Verbesserung der Grundlagen für die Sperrenbeurteilung. Als eine wichtige Grundlage wurde eine Tabelle erstellt, die mögliche Gründe des Sperrenversagens nennt. Diese Gründe wurden durch die Experten bewertet (Auswertung vgl. Abbildung 4). Anhand dieser Zusammenstellung konnte auch auf die verschiedenen Punkte näher eingegangen werden. Darüber wird im Folgenden berichtet.

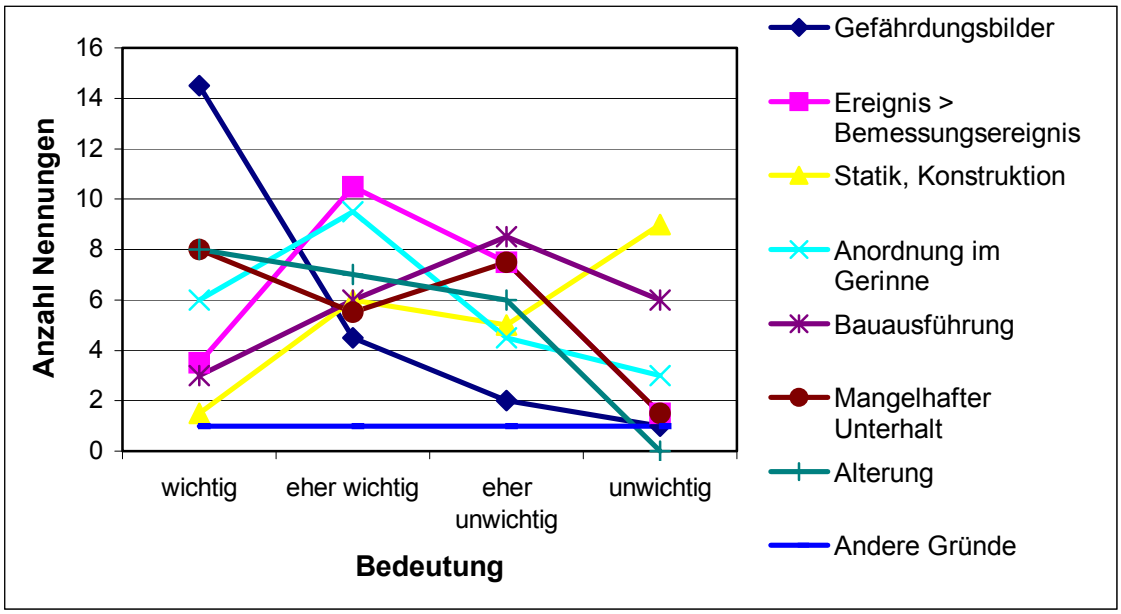


Abbildung 3: Auswertung der Expertenantworten auf die Frage: „Wie bewerten Sie die genannten möglichen Ursachen für Sperrenversagen für bestehende Verbauungen basierend auf Ihrer praktischen Erfahrung ?“

Zu 1: Gefährdungsbilder

Die Auswertung zeigt deutlich, dass dieser Punkt als sehr bedeutend eingestuft wird; 2/3 der Befragten ordnen ihn der obersten Kategorie zu. Die Erfahrung zeigt offensichtlich, dass die Sperrenbauten nicht immer den herrschenden, primär prozessbedingten Rahmenbedingungen (z.B. Kolk, Hangbewegungen) angepasst ausgeführt werden konnten. Am häufigsten als reelle oder potentielle Schadenursachen im Sinne von unterschätzten / vergessenen Gefährdungsbildern werden Probleme mit Hangbewegungen sowie mit der Einbindung / mit Kolk genannt. Es wird vereinzelt auch bemängelt, dass die Abklärungen in diesem Bereich öfters zu wenig gründlich erfolg(t)en.

Zu 2: Ereignis > Bemessungsereignis

Die grosse Unsicherheit besteht in der Frage: „Was ist das Bemessungsereignis ?“. Bei älteren Verbauungen ist dies in der Regel unbekannt; folglich lässt sich ein allfälliges Versagen auch nicht in diesem Zusammenhang bewerten. Auch bei neuen Verbauungen ist die Frage nicht einfach zu beantworten. Generell sind die Prozesse und Einwirkun-

gen in Wildbächen unberechenbarer als anderswo. So ist ein Sperrentyp gefordert, der sich bei Überlastung (z.B. Überströmen der Flügel) gutmütig verhaltet.

Häufig wird von den Experten auf die Ziele des differenzierten Hochwasserschutzes hingewiesen, das heisst die Anpassung des Bemessungsereignisses an die Schutzziele.

Bezüglich des Überlastfalles haben die Experten eine recht klare, einheitliche Meinung: „Schäden (an Sperren) ja, Kollaps (Sperrenversagen) nein !“

Zu 3: Statik, Konstruktion
Dieser Punkt wird für die gestellte Frage als weniger wichtig eingestuft, wobei die Bewertung über einen weiten Bereich streut. Probleme werden am ehesten bei älteren Sperren erwartet. Die Schwierigkeiten liegen heute weniger in diesem Bereich, sondern vielmehr in der richtigen Vorgabe der Einwirkungen und dem Erkennen möglicher Folgen im Ereignisfall (⇨ Gefährdungsbilder).

Zu 4: Anordnung im Gerinne

Dieser Punkt wird ähnlich bewertet wie Punkt 2 (Bemessungsereignis, Überlastfall). Von vielen Experten wird darauf hingewiesen, dass früher durchaus die Tendenz bestand, die Sperrenabstände zu gross zu wählen. Gründe dafür waren vor allem die Kosteneinsparungen aber auch bis zu einem gewissen Grad ein Unterschätzen der Problematik.

Zu 5: Bauausführung
Dieser Punkt wird ähnlich wie Punkt 3 (Statik, Konstruktion) eher geringer eingestuft. Damit liegen diese zwei Gründe, die am ehesten dem klassischen Bauwesen zugeordnet werden können, am unteren Ende der Bewertungsskala. Damit wird einmal mehr die Erkenntnis gestützt, dass bei Wildbachverbauungen weniger diese bautechnischen Faktoren problematisch sind, sondern vielmehr die „richtige“ Berücksichtigung der Prozesse und der Rahmenbedingungen.

Zu 6: Mangelhafter Unterhalt
Diese Punkt wird als eher wichtig eingestuft. Die Unterhaltsaufwendungen sowie die Folgen bei diesbezüglichen Mängeln werden je nach Sperrentyp (Material) unterschiedlich beurteilt. Generell werden Holzsperren als unterhaltsaufwendige und intensiv zu kontrollierende Bauwerke angesehen, während bei anderen Materialien weniger Probleme genannt werden.

Unter Unterhalt wird aber auch der Gewässerunterhalt (z.B. Entfernen von Bewuchs) verstanden. Die Benutzung des Begriffs ist unter den Experten nicht einheitlich.

Die Organisation des Unterhalts ist sehr unterschiedlich geregelt. Dies nimmt ebenfalls Einfluss auf die Bewertung. Allerdings ist auch hier die Problemsicht sehr unterschiedlich. So kann eine gute Organisation sowohl dazu führen, dass das Problem als „kontrolliert“ und damit weniger bedeutend erachtet wird, als auch dass es als sehr zentral und damit bedeutend eingestuft wird.

Zu 7: Alterung
Dieser Punkt ist eng verknüpft mit Punkt 6. Holzverbauungen werden auch hinsichtlich der Alterung resp. darauf zurückzuführenden Schadenfällen als kritischer eingestuft.

Soweit ein Eindruck über die Einschätzung der Ursachen für Sperrenversagen aus Sicht der Praxis. Viele weitere interessante Details beispielsweise zu Erfahrungen mit einzelnen Sperrentypen unter bestimmten Voraussetzungen, zu Unterhalt und Lebensdauer, zu

Fallbeispielen u.a., aber auch grundsätzliche und konzeptionelle Überlegungen wurden durch die Experten zur Sprache gebracht. Zudem wurden Formulare abgegeben, mit denen die Zustandsbeurteilung im Feld simuliert werden sollte. Auf eine umfassende Diskussion muss hier verzichtet werden. Es wird auf die Originalpublikation von Romang (in Vorb.) verwiesen.

5. Ökonomische Betrachtungen

Dass beispielsweise für die Erstellung von Schutzbauwerken Investitionen getätigt werden müssen, versteht sich von selbst. Der Einbezug von langfristig anfallenden Unterhaltskosten ist ebenfalls möglich und zusammen mit der ermittelten Risikoverminderung kann die Kosten-Wirksamkeit im weiteren Sinne ermittelt werden (vgl. z.B. Romang et al., 2000). Diese hier stark verkürzte Darstellung soll nicht über methodische Probleme und fehlende Datengrundlagen hinwegtäuschen. Hier soll jedoch der häufig vernachlässigte Effekt auf die Raumnutzung und vice versa anhand eines Fallbeispiels diskutiert werden.

Abbildung 4 zeigt die Besiedlung auf dem Kegel des Albertibaches in Davos um 1880 und 1990. Die jeweiligen Gefahrenbereiche, die die Situation vor (1880) und nach dem Sperrenverbau und weiteren Massnahmen reflektieren, wurden vereinfacht als Umhüllende abgegrenzt.

Wäre 1880 (vor dem Verbau) eine Risikoanalyse nach heutiger Methodik (z.B. im vorliegenden Falle nach Borter et al., 1999) durchgeführt und die Risikoreduktion mit dem Verbauungskosten inkl. Unterhalt verglichen worden, hätte die Verbauung nach ökonomischen Gesichtspunkten nicht gebaut werden dürfen. Die heutige Nutzung ermöglicht nun aber eine hohe Wertschöpfung (Bodenrente rund 2 Mio. CHF / Jahr), die die Kosten weit übersteigt. Anders gesagt, wenn sich die Raumnutzung auch ohne Verbau so entwickelt hätte – wie andere Beispiele zeigen, kein abwegiges Szenario – würde ein heutiger Kosten-Nutzen Vergleich eine Verbauung als sehr effizient erscheinen lassen. Sind nun diese wirtschaftlichen Entwicklungsmöglichkeiten auch heute in andern Fällen einzubeziehen ? Wie müssen unter dieser Optik die Kosten von raumplanerischen Massnahmen – soweit sie eine massgebliche Einschränkung der ökonomischen Möglichkeiten zur Folge haben – bewertet werden ?

Diese Fragen können und sollen hier nicht abschliessend beantwortet werden. Das skizzierte Beispiel zeigt aber die Relevanz solcher Betrachtungen und macht deutlich, das der Umgang mit Naturgefahren im Sinne des integralen Risikomanagments über den technisch-naturwissenschaftlichen Bereich hinausgehen muss und beispielsweise ökonomische aber auch ökologische und soziale Anliegen im Sinne der Nachhaltigkeit berücksichtigen muss

Das Beispiel macht auch Sachzwänge deutlich (Unterhalts- und Erneuerungspflicht), die für spätere Generationen eine Hypothek darstellen können. Schliesslich muss speziell auf die Problematik der verbleibenden Risiken aufmerksam gemacht werden. Sicherheit kann nur bis zu einem gewissen Grad garantiert werden; Ein Extremereignis im Albertibach könnte heute einen Schaden von mehreren zehn Mio. CHF verursachen und allenfalls Menschenleben kosten. Dies steht ebenfalls in keinem Verhältnis zur Ausgangssituation 1880.



Abbildung 4: Siedlung und Gefahrensitution1880 und 1990, Albertibach, Davos

5. Schlussbemerkungen und Ausblick

Mit diesen Ausführungen wurde versucht, am Beispiel der Wildbach-Schutzmassnahmen aufzuzeigen, welche Herausforderung der moderne Umgang mit Naturgefahren und Schutzmassnahmen darstellt, aber auch welche Anwendungsmöglichkeiten sich eröffnen. Die Kernkompetenzen im naturwissenschaftlich-technischen

Bereich müssen weiter gepflegt und verstärkt werden, sind die grössten Unsicherheiten doch nach wie vor in diesen Gebieten anzusiedeln. Daneben ist aber andern Aspekten – hier wurde speziell der ökonomische Bereich hervorgehoben – vermehrt Beachtung zu schenken, und in der Umsetzung die Kommunikation zwischen Behörden, Betroffenen und Fachleuten durch geeignete Schnittstellen zu fördern.

Literatur

ASF (Amt für Strassen- und Flussbau), 1973: Dimensionierung von Wildbachsperren aus Beton und Stahlbeton. Bern: EDMZ.

ASTRA (Bundesamt für Strassen), BAV (Bundesamt für Verkehr), BWW (Bundesamt für Wasserwirtschaft), SBB (Schweizerische Bundesbahnen), 1998: Sicherheit von Bauwerken im Wasser – Empfehlung für die Überwachung und Hinweise für den Neubau. Bern: EDMZ.

Böll A., 1997: Wildbach- und Hangverbau. Berichte der WSL, Nr. 343, Birmensdorf.

Böll A., Gerber W., Graf F., Rickli C., 1999: Holzkonstruktionen im Wildbach-, Hang- und Runsenverbau. WSL, Birmensdorf.

Borter P., Bart R., Heinimann H.R., Egli T., Gächter M., 1999: Risikoanalyse bei gravitativen Naturgefahren – Eine Praxishilfe für Forstprojekte. Vollzug Umwelt. Bundesamt für Umwelt, Wald und Landschaft (BUWAL), Bern.

BfK (Bundesamt für Konjunkturfragen), 1992: Zustandsuntersuchungen an bestehenden Bauwerken – Leitfaden für Bauingenieure. Bern: EDMZ.

BWW (Bundesamt für Wasserwirtschaft), 1995: Anforderungen an den Hochwasserschutz ’95. Informationsbroschüre. Bern.

Romang H., Kienholz H., Böll A., 2000: Wirksamkeit und Kosten von Wildbach–Schutzmassnahmen – ein Studienkonzept. Internationales Symposion Interprävent 2000, Band 3: 271–282. Villach: Kreiner Druck.

Romang H., in Vorb.: Wirksamkeit und Kosten von Wildbach-Schutzmassnahmen. Dissertation Universität Bern.

SIA (Schweizerischer Ingenieur- und Architekten–Verein), 1989: Einwirkungen auf Tragwerke. SIA Norm 160.

SIA (Schweizerischer Ingenieur- und Architekten–Verein), 1997: Erhaltung von Bauwerken. SIA Norm 469.

Wilhelm C., 1997: Wirtschaftlichkeit im Lawinenschutz. Mitt. Nr. 54 Eidg. Schnee- und Lawinenforschungsinstitut (SLF).

Wilhelm C. 1999: Kosten-Wirksamkeit von Lawinenschutzmassnahmen an Verkehrsachsen. Vollzug Umwelt. Bundesamt für Umwelt, Wald und Landschaft (BUWAL), Bern.

Zeller J., Röthlisberger G., 1987: Lebensdauer von Holzsperren am Beispiel der Gamser Wildbäche. Berichte der WSL, Nr. 291, Birmensdorf.

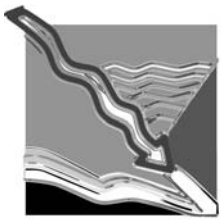
Autoren

Dipl. Geogr. Hans Romang, Geographisches Institut der Universität Bern, Hallerstrasse 12, CH-3012 Bern, romang@giub.unibe.ch

Prof. Dr. Hans Kienholz, Geographisches Institut der Universität Bern, Hallerstrasse 12, CH-3012 Bern, kienholz@giub.unibe.ch

Dipl. dipl. Ing. Albert Böll, Forschungsanstalt für Wald, Schnee und Landschaft, Birmensdorferstrasse 111, CH-8903 Birmensdorf, boell@wsl.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



Berechnungen der erwarteten Schadensgröße bei Überflutungen hochwassergefährdeter Gebiete

F. Steinman, R. Klasinc, P. Banovec

KURZFASSUNG

In diesem Beitrag wird eine Berechnung des erwarteten Überflutungsschadens in hochwassergefährdeten Gebieten dargestellt, auf deren Grundlage sich die Entscheidungen über durchzuführende Maßnahmen stützen. Diese betreffen Schutz- und Rettungsmaßnahmen in betroffenen Gebieten. In diesem Zusammenhang sind die Analysen über die ökonomische Effektivität der vorgesehenen Eingriffe, bei denen die Beziehung zwischen Verminderung des erwarteten Schadens und den Kosten der geplanten Eingriffe überlegt wird, notwendig. Der Einsatz von GPS (Global Positioning System) und 2-dimensionaler hydraulischer Berechnungen ermöglichen eine wesentliche Steigerung der Zuverlässigkeit der Berechnungen des zu erwartenden Überflutungsschadens in hochwassergefährdeten Gebieten. Das gilt besonders für Siedlungsgebiete, wo das ursprüngliche Kartenmaterial den aktuellen Verhältnissen nicht mehr entspricht. In diesem Fall ist die Verwendung von GPS Systemen von großem Vorteil. Bei der Berechnung des Wasserspiegels und den damit verbundenen Überschwemmungshöhen in den verschiedenen Gebieten, erhalten wir durch die Verwendung zweidimensionaler mathematischer Modelle genauere Resultate als diejenige, die man aus bisher angewandten eindimensionalen Modellen erzielen konnte. Die Berechnungen des erwarteten Schadens bedeuten einen Übergang von qualitativen Schätzungen zu quantitativ bestimmbaren Kriterien. Diese Angaben über den erwarteten Schaden können gleichzeitig auch zur Bewertung des wirtschaftlichen Nutzens der einzelnen Maßnahmen herangezogen werden. Diese dienen ja einerseits dazu, den Überflutungsschaden zu vermindern, andererseits betreffen sie die Vorbereitung von Schutz- und Rettungsplänen samt zugehöriger Kostenabschätzung für den Ausbau der wasserwirtschaftlichen Infrastruktur. Es ist zu erwarten, dass sich Bewertungen des potentiellen Überflutungsschadens in hochwassergefährdeten Gebieten generell durchsetzen werden. Analog wie eine Umweltverträglichkeitsprüfung (UVP) soll auch eine s.g. „Schadenspotentialbewertung“ für hochwassergefährdete Gebiete erstellt werden.

EINLEITUNG

Die hochwassergefährdete Zonen menschlicher Tätigkeiten bzw. menschlichen Vermögens werden meist mit Überflutungslinien dargestellt, die bei Ereignissen mit einer gewissen Glaubwürdigkeit die gefährdete Gebiete abgrenzen (Q10, Q50, usw.). Die Überflutungslinien zeigen jedoch nicht die Höhe des entstehenden Überflutungsschadens auf diesen Gebieten. Die Bewertung der Gefährdung kann jedoch viel besser sein, wenn man für einzelne Gebiete (oder dessen Teile) auch die Höhe des Überflutungsschadens bewertet. Um die bestehende Gefährdung zu vermindern, ist es zweckmäßig, die Eingriffe so zu lenken, daß der potentielle Schaden möglichst vermindert wird und es ist zweckmäßig, präventive Maßnahmen zu setzen, damit ein weiterer Schaden bzw. die Ausweitung des bestehenden Schadens verhindert werden. Bei diesen Maßnahmen wird man natürlich neben den wirtschaftlichen auch andere Kriterien in Betracht ziehen müssen, wie die Lebensgefährdung, der Schutz strategisch relevanter Infrastruktur, öffentlicher Gebäude etc..

In dem Beitrag (Steinman et al, 2001) wird gezeigt, wie man die zu erwartenden jährlichen Schäden (EJS) bei eventuellen Überflutungen durch Hochwasser eines Wasserlaufs berechnet. Dabei werden die Daten vom hydrographischen Netz zur Verfügung gestellt. Die Gründe für die Überflutungen können jedoch anders sein, z.B.: Wasserausgießen aus überfüllten Kanalisationssystemen, Wasserstauen in Depressionsgebieten etc.. Die dargestellte Methode verwendet man auch in diesen Fällen, nur die Festlegung des Umfangs der gefährdeten Oberflächen ist anders und ist an einzelne Prozesse gebunden. Bei den bisherigen Berechnungen hat man sich auf einen unmittelbar entstehenden Schaden an Liegenschaften beschränkt, einen mittelbaren Schaden (z.B.: wegen der unterbrochenen Verkehrsverbindungen) hat man getrennt festgelegt. Weiter sind einzelne Fälle möglicher Einstürze der gefährdeten Objekte sowie die Lawinen-, Erosionstätigkeit u.ä. nicht berücksichtigt. Für diese Fälle sind hydraulische Berechnungen (noch) nicht gut genug ausgearbeitet, obwohl man auf Grund der bisherigen hydraulischen Berechnungen die Gebiete mit größerer Gefährdung schon festlegen kann (größere lokale Stromgeschwindigkeiten, große Wassertiefen in Objekten u.ä.).

In unserem Artikel werden wir uns auf die Darstellung des EJS - Einsatzes bei der Festlegung der wirtschaftlichen Berechtigung der Maßnahmen zur Verminderung des Überflutungsschadens beschränken, die in der Praxis schon mehrmals verwendet wurde (z.B.: Steinman et al, 1999). Eine weitere Arbeit führt zur Anwendung der berechneten Höhe von EJS bei zahlreichen Fällen, z.B. zur Vorbereitung der Schutz- und Rettungspläne, soweit man diese an die Standorte kanalisierte, an denen der größte Schaden entsteht, weiter zur Vorbereitung der Raumakte, bei der Festlegung von Regeln und Kriterien für menschliche Tätigkeiten bzw. für die Maßnahmen auf gefährdeten Gebieten etc..

Auf Grund der bisherigen Erfahrungen würde man vorschlagen, die „Bewertung des erwarteten Schadens – BES“ in die Praxis einzuführen; diese sollte nach ähnlichen Verfahren erfolgen, wie die schon eingeführte Bewertung der Umweltverträglichkeitsprüfung (UVP). Mit der BES könnte man nämlich die Größe

des wegen der schädlichen Auswirkung der Gewässer entstandenen Schadens als Folge des vorgeschlagenen Eingriffs bzw. der menschlichen Tätigkeiten auf gefährdeten Gebieten bewerten, was bei der Verhinderung (der Zunahme) des potentiellen Schadens, bei der Verhinderung der Verursachung zusätzlicher Kosten für zuständige Dienste (z.B. zu Schutz- und Rettungsmaßnahmen), aber auch bei der Vorbereitung fachlicher Berechnungen behilflich sein könnte, auf deren Grund zuständige Behörden die Erteilung der Zustimmung zu einem Eingriff zurückweisen könnten und weiter bei dem Einleiten der Maßnahmen durch Versicherungsanstalten, bei der Raumplanung etc..

Eine Voraussetzung für wirkungsvolle Beseitigung der Folgen und für Verhinderung des Schadens in der Zukunft ist auch eine genau berechnete und bewertete Überflutungsschadensgröße. Diesbezüglich verbindet man schon verschiedene Datenbanken (Datenbank zu Objekten, zu dem bisherigen Umfang der Überflutungen, zu geomorphologischen Verhältnissen der Wasserabschnitte im Oberlauf), mit dem Schwerpunkt auf der Verwendung der Messdaten-Fernabfrage wie die Satellitenbilder und GPS (z.B.: Srivastava et al, 2000) sind. Die Experten für Satellitentechnologie (Satelite Data Providers) und die Experten für Überflutungssteuerung (Flood Management Experts) schlagen also folgende methodologische Verbesserungen vor:

- Vereinigung der traditioneller Techniken der Datenerfassung und der Messdaten-Fernabfrage, mit denen einerseits die Verwendbarkeit hydraulischer bzw. hydrologischer Modelle und andererseits die Glaubwürdigkeit der Satellitenbilder vergrößert werden.
- Einsatz verschiedener Methoden mit Bezug auf den Typ der Überflutungen (langsame Wasserspiegelerhöhung, schnelle Überflutung, Ereignisse als Folge des Dammbruches, Stauungen durch das Eis, Sturmüberflutungen),
- Überlegungen der Einflüsse der mit der Dynamik der Überflutungen verbundenen Unstabilität der Berghänge bzw. Grundstücke und
- Einschließen geographischer Informationssysteme (GIS).

Durch genannte Verbindungen könnte man die Ermittlung der Überflutungsschadensgröße wesentlich verbessern. Im Artikel sind die Resultate dieser Verbindung bei der Vereinigung der Resultate hydraulischer Modelle nach der Ermittlungsmethode des Überflutungsschadens (Modell) dargestellt. Die Organisationen, die sich mit der Ansammlung und Zählung der Überflutungsschäden befassen (z.B.: Federal Emergency Management Agency (FEMA) in Vereinigten Staaten), ermitteln, daß ein bestimmter Zeitraum erforderlich ist, bevor moderne (computerangesetzte) Zählungsmethodologien in der Praxis geeicht und durchgesetzt (Maune et al.) werden. Langfristig gesehen stellt die Einführung der GPS- und GIS-Technologien in Verbindung mit den Digitalkarten und der Durchführung der hydrologisch hydraulischen Analysen einen großen Fortschritt dar, was die Genauigkeit, Sammelgeschwindigkeit und Kostenherabsetzung in den Schadensbewertungsverfahren anbetrifft.

FESTLEGUNG DES ÜBERFLUTUNGSSCHADENS

Die Verbindung zwischen den durch durchgeführte Maßnahmen erworbenen Vorteilen und dem Hochwasserschutzgrad hat Tönsmann (1995) sehr gut gezeigt. Im Diagramm wird entstehende unmittelbare Schäden als auch der Einfluß der Hochwasser auf menschliche Tätigkeiten (Änderungen der Produktivität, Zusatzkosten) dargestellt. Das Diagramm zeigt, daß der Schaden nur bis zu einem gewissen (projektierten) Grad bzw. Wasserdurchfluß (HQn) vermindert werden kann und weist gleichzeitig darauf hin, daß bei eventuellen den Schutzgrad überschreitenden Gewässern der Schaden größer ist, als er wäre, hätte man die früher genannten Maßnahmen nicht durchgeführt.

Die Methode, die in der Praxis schon mehrmals verwendet wurde, stellt eine Erweiterung zu der amerikanischen Flood Damage Analysis (FDA, USACE, 1998) dar, der hydrologisch-hydraulische Berechnungen und das Wirtschafts - Schadensmodell verbindet. Die Methode wurde durch Ergänzungen verbessert, die die Verwendung 2-dimensionaler mathematischer Modelle (Aquadin, SMS) bzw. der Quasi-2-D-Modelle (z.B.: MIKE 11) zur Berechnung der Hochwasserverhältnisse (und damit des Umfangs der Überflutung) ermöglichen. Die Berechnungen des Wirtschaft - Schadensmodells begründen sich auf sogenannten Schadenskurven, die die Verbindung zwischen der Überflutungstiefe und dem somit an den Liegenschaften und bei der Benützung der Grundstücke entstehenden Schaden bzw. den Schaden ergeben, der den Tätigkeiten (z.B.: der Landwirtschaft) auf diesen Gebieten zugefügt wird. Es gibt noch andere Festlegungen der Schadenskurven mit einem kleineren Auflösungsvermögen, z.B.: die Schadenskurven für ein bestimmtes Gebiet, wie Industriezone, Wohnortsviertel u.ä. (De Gagne, 2000) sind.

Ein Nachteil der verwendeten FDA Methode ist vor allem, daß eine größere Zahl der Schadenskurven festzulegen ist, die daher bei den Anfangsberechnungen weniger zuverlässig und nach den Hochwasserereignissen zu verbessern sind. Das heißt, daß diese Berechnungen in den Anfangsphasen bei der Festlegung des Schadens pro einzelnes Objekt nicht verwendet werden dürfen (können). Die Schadenskurven sind für jeden Immobilientyp bzw. für jedes Schadensobjekt (z.B.: für alle unterkellerte Einfamilienhäuser) getrennt festgelegt und als Abhängigkeit des Schadens (als Anteil am Gesamtwert des Schadensobjektes ausgedrückt) von der Tiefe der tatsächlichen Überflutung ausgedrückt. Die Festlegung des entstehenden Schadens fordert also die Angabe zum Gesamtwert des Objektes (Konstruktion und eingebaute Ausrüstung, das Übrige wird ausgenommen) und den Höhenfestpunkt am Anfang der Schadensentstehung bzw. des Wassereinbruchs in das Objekt. Der entstehende Schaden kann für jedes Objekt so berechnet werden, daß der berechnete Hochwasserspiegel an einem konkreten Standort berücksichtigt wird. Bei spezifischen Objekten (größere Unternehmen, öffentliche Gebäude u.ä.) können auch einzelne Schadenskurven berücksichtigt werden, soweit die Angaben zu früheren Hochwasserereignissen (z.B.: zur Planung der Maßnahmen in Ausnahmesituationen) von dem Subjekt selbst gesammelt werden und einzelne Schadenskurven festgelegt werden können.

Die Schadenskurven wurden zu praktischen Berechnungen unter Anwendung der verschiedenen Quellen berechnet, wie die Protokolle der Kommissionen über die Bewertung des entstandenen Schadens nach den Hochwasserereignissen, die Analysen vereidigter Schätzer über den Wert gefährdeter Objekte mit Bezug auf den Gebäudetyp, weiter Protokolle über gebrauchte Materialien, das Baujahr u.ä., die Angaben zur Versicherungshöhe, aber auch die Rettungs- und Schutzpläne der Behörden sind, in denen für einzelne Gebiete bzw. Standorte tatsächliche Verhältnisse evidentiert (Rohstoffe in Produktionsverfahren, Evidenz der Heizungsart bzw. eingebauter Kraftstoffbehälter u.ä.) werden. Die Arten der Festlegung der Schadenskurven können ähnlich sein, die Resultate dagegen unterschiedlich, weil ja (ökonomische) Verhältnisse in einzelnen Ländern berücksichtigt werden.

Zu den EJS – Berechnungen kann man in öffentlichen Datenbanken (aus der Gebäude-, Verkehrsstraßenevidenz) die Standorte der Objekte abrufen (Gauss-Krüger Koordinaten X und Y), weiter die Topographie in dem Digital - Reliefmodell, in sonstigen geodätischen Vermessungen oder Geländebesichtigungen, die Benützung der Grundstücke in dem Parzellenkataster bzw. in dem Grundbuch u.ä.. Trotzdem fehlte es bei praktischen Berechnungen noch an der Angabe zu dem Höhenfestpunkt, bei dem durch den Wassereinbruch ein Schaden an Liegenschaften entsteht, deswegen wurde diese durch den Einsatz der GPS (Global Positioning System) – Ausrüstung festgelegt. Auch die Festlegung der tatsächlichen Benützung der Liegenschaften (z.B. des Gesätes auf den Landwirtschaftsoberflächen) und der Tätigkeiten, die in den Gebäuden bzw. auf den Parzellen ausgeübt werden, war schwierig, sie können ja in zahlreichen Organisationen und Anstalten verstreut sein, infolge der Änderungen fordern sie oft Erneuerungen, oft sind sie nicht zugänglich (z.B.: wegen eines Geschäftsgeheimnisses).

Die Schadenskurven legt man für sogenannte Schadensklassen fest, jede von diesen umfaßt typische Gruppen von mit Bezug auf deren Zweck eingeteilten Liegenschaften, was in der Übersicht 1 gezeigt wird. Die Schadensklassen kann man weiter in Unterklassen teilen, soweit man für diese dieselbe Schadenskurve festlegen kann.

Die Überflutungsschäden auf dem gefährdeten Gebiet berechnet man nach einzelnen Schadensabschnitten. Diese legt man mit Bezug auf überwiegende Bestimmungsklassen fest, doch in der Weise, daß es nicht zu viele gibt, denn so verliert man die Übersicht über die Resultate und auch nicht zu wenige, denn man kann nicht klar bestimmen, wo sich der meist gefährdete Gebietsteil bzw. der meist gefährdete Schadensabschnitt mit dem größten erwarteten Schaden befindet.

SCHADENSKLASSE	NUTZUNGSKLASSE (Bezeichnung)		NUTZUNGSKLASSE (mit angeführten Beispielen)
INFRASTRUKTUR	infr_1	*	asphaltierte Straßen (Straße + Ausstattung, z. Bsp. Abwasserkanäle, Wasserleitungen, usw.
	infr_2		Brücken (Konstruktion + (Pfeilergründung) + Hangsicherung)
	infr_3	*	Sportanlagen (Tennis, Fußball…)
	infr_4	*	Transformatoranlagen, Fernleitungen usw.
ÖFFENTLICHE OBJEKTE	jv_ps_1	*	Schulen, Krankenhäuser, Banken, Postämter
	jv_ps_2		Kirchen, Kulturdenkmäler
	jv_ps_3		Parkanlagen, Friedhöfe
LANDWIRTSCHAFTLICHE FLÄCHEN	km_zm_1		Felder, Gärten,
	km_zm_2		Wiesen, Weiden, Wälder
GESCHÄFTSOBJEKTE	ps_st_1	*	Gaststätten
	ps_st_2	*	Lagerstätten, Industriehallen, Handwerksbetriebe, Kaufhäuser
	ps_st_3		Stallungen, Heustadel
WOHNOBJEKTE	st_ob_1		Häuser mit Keller
	st_ob_2		Häuser ohne Keller
	st_ob_3	*	Häuser mit Keller mit Hofanlage, Garage, Holzkammer, usw.
	st_ob_4	*	Häuser ohne Keller mit Hofanlage, Garage, Holzkammer, usw.
WASSERWIRTSCHAFT-LICHE INFRASTRUKTUR	vg_infr_1		wasserwirtschaftliche Infrastruktur

Übersicht 1: Schadensklassen für einzelne Nutzungsklassen

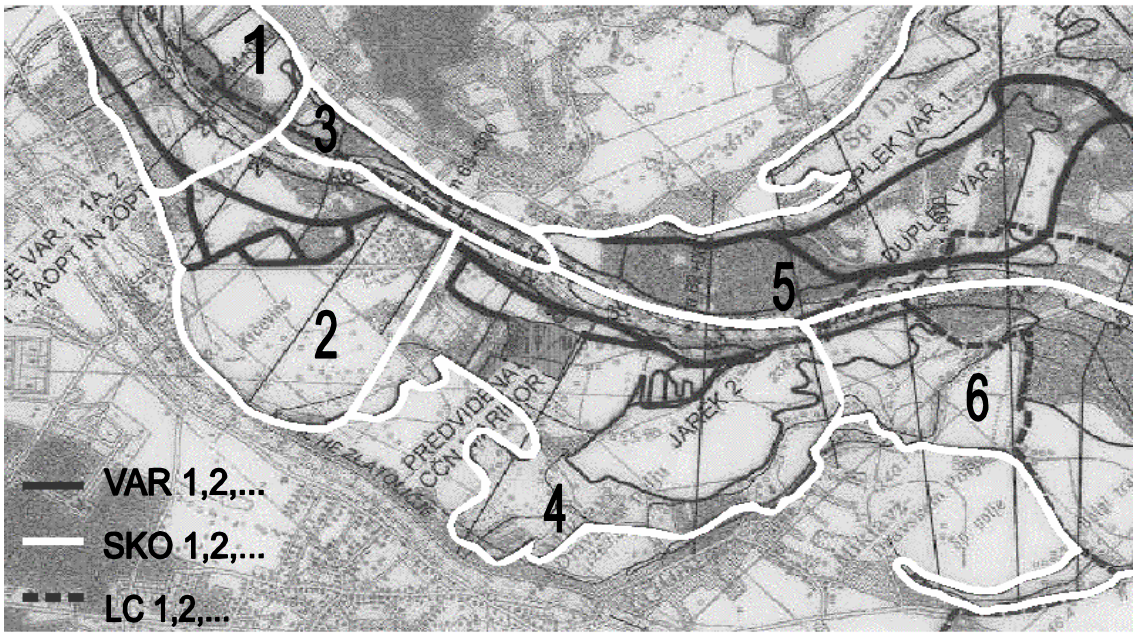


Bild 1: Einige Variantentrassen (Var. 1, 2,...) der Deiche (im verschiedene Gemeinden - LC 1, 2, 3) und Schadensabschnitte (SKO 1, 2, ...) an der Drau (Steinman, 2001)

Bei der Drau-Berechnung (Bild 1) wird gezeigt, daß man mit einem Schadensabschnitt einzelne Wasserlaufabschnitte samt Überflutungsoberflächen erfassen kann, man kann aber auch das linke oder das rechte Gebiet der Gewässer getrennt behandeln. Die Trennung kommt auch dann zur Anwendung, wenn sich z.B. mit Variantenstandorten der Hochwasserdeiche (z.B.: von dem Fluß unterschiedlich entfernt) der Schaden an dem Gegenufer sogar vergrößerte (das zeigte die Drau-Berechnung). Für alle Schadensabschnitte bestimmt man dann eine gesamte Schadenskurve in der Weise, daß man alle Liegenschaften einer bestimmten Schadensklasse (Gebäude, Grundstücke, Verkehrsstraßen u.ä.), denen die Überflutungsschäden mit unterschiedlicher Glaubwürdigkeit der Erscheinung zugefügt werden, in Betracht zieht.

Durch die Anwendung statistischer Methoden (Monte Carlo Simulation) wird weiter der erwartete jährliche Schaden (EJS) berechnet. Das ist die Höhe des Überflutungsschadens, die man an dem einzelnen Schadensabschnitt jedes Jahr erwarten kann, wenn man die mit der Glaubwürdigkeit der Erscheinung ausgedrückten Häufigkeit einzelner Hochwasserereignisse in Betracht zieht. Der so berechnete EJS kann zur Berechnung der ökonomischen Anzeiger (in der Kosten- und Nutzenanalyse) dienen, die sich auf der Zeiteinheit eines Jahres begründen (jährliche Zinssätze, jährliche Wartungskosten u.ä.), dieser ergibt ja einen in Geld ausgedrückten Wert bestehender oder verminderter Hochwassergefährdung. Diese Verminderung stellt einen tatsächlich erworbenen Nutzen als Folge der Durchführung der Hochwasserschutzmaßnahmen dar, der Nutzen wird als eine Differenz zwischen der EJS-Höhe vor den erfolgten Eingriffen (Ist-Zustand) und der EJS-Höhe nach erfolgten Variantenmaßnahmen berechnet. Der genannte Aspekt ermöglicht einen Vergleich zwischen dem erworbenen Nutzen auch wenn einzelne Varianten nicht den gleichen Hochwasserschutz bieten (z.B.: Differenz zwischen dem Schutz vor HQ30 bzw. HQ50).

Der berechnete EJS kann weiter zu Entscheidungen über präventive Maßnahmen dienen. Bei einer Raumplanung, bei der unter anderem Verbote bzw. Begrenzungen der Benutzung oder der Raumeingriffe festgelegt werden, ermöglicht der berechnete EJS eine Beurteilung, ob sich der EJS wegen geplanter neuer Eingriffe oder neuer Tätigkeiten an einzelnen Schadensabschnitten eventuell unverhältnismäßig vergrößern wird. Bei der Erteilung der Genehmigungen und Zustimmungen zu den beabsichtigten Änderungen kann jedoch der EJS als Grundlage für die Zurückweisung des vorgeschlagenen Eingriffs dienen, wenn sich zeigte, daß wegen dieses Eingriffs ein unverhältnismäßig vergrößerter EJS auf einem anderen Gebiet oder an anderen Tätigkeiten entsteht.

Da zur EJS – Berechnung (oder der Differenz vor und nach der Maßnahme) die Bestimmungsklassen zur Anwendung kommen, kann das (EJS) Resultat auch strukturweise dargestellt werden, mit Anteilen an den einzelnen Bestimmungsklassen. Die berechnete Struktur des erworbenen Nutzens (des verminderten EJS) an den Schadensabschnitten der Drau infolge der vorgeschlagenen Hochwasserdeiche zeigt das Bild 2.

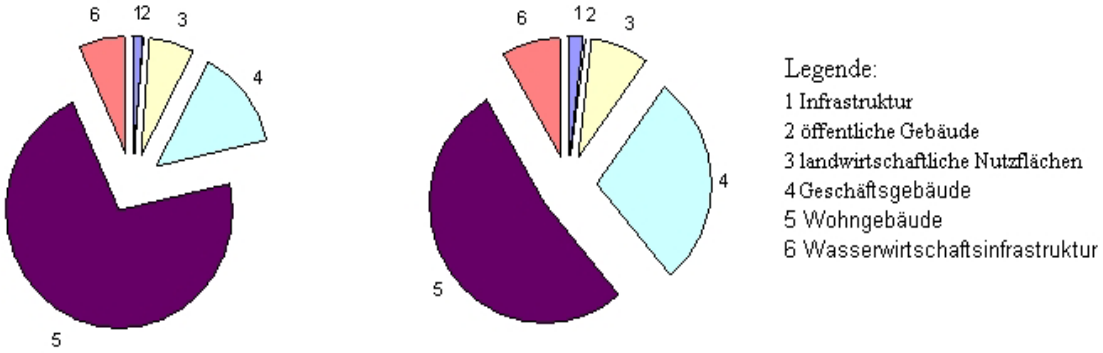


Bild 2: Empfänger des erworbenen Nutzens (-> EJS) an zwei Schadensabschnitten der Drau

Diese Strukturdarstellung des erworbenen Nutzens kann eine bedeutende Fachgrundlage in öffentlichen Überlegungen der Akzeptanz der vorgeschlagenen Eingriffe darstellen, sie zeigt nämlich, zu welchen Raumbenützungen die einzelne Maßnahme (meist bzw. überhaupt) erforderlich ist, beziehungsweise, welcher Raumbenützer durch die vorgeschlagene Maßnahme den größten Vorteil hat. Weiter kommt sie bei Verhandlungen über die Mitbauträger (z.B. die Kostenverteilung bei Hochwasserschutzmaßnahmen auf den Staat, die Gemeinde, sonstige Raumbenützer) zur Anwendung, soweit man die Auswirkungen auf die Vorteile im öffentlichen Interesse und auf die Vorteile der Privateigentümer der Liegenschaften verteilen kann.

Die verwendete Methode bringt einen wesentlichen Fortschritt auch in den Bereich der Ermittlung des tatsächlichen Überflutungsschadens mit, die EJS Berechnungen kann man ja mit iterativen Berechnungen (nach Hochwasserereignissen) verifizieren und die Arbeit der den Schaden zu ermittelnden Kommissionen bzw. der Versicherungsvertreter kanalisieren oder aber die Datenerfassung und die Analysen des entstandenen Schadens vor, zwischen und nach dem Schadensereignis verbessern. Und nicht zuletzt kann man die Pläne für die bei Überflutungen erforderlichen Maßnahmen verbessern, damit diese in die Gebiete mit dem größten erwarteten Schaden kanalisiert werden können. Ähnliche Erfahrungen haben auch die Organisationen, die die Angaben zum Hochwasserschaden sammeln und zählen (z.B.: Federal Emergency Management Agency (FEMA) in den Vereinigten Staaten), und die ermitteln, daß die Einführung der mit Digitalkarten und der Durchführung der hydrologisch-hydraulischen Analysen verbundenen GPS- und GIS-Technologien einen großen Fortschritt mitbringen, was die Genauigkeit, Sammelgeschwindigkeit und Kostenherabsetzung in den Schadenbewertungsverfahren (Maune et al) anbetrifft. Dadurch ergänzt man wesentlich die bisherigen Aspekte, die vor allem auf die Festlegung des Umfangs der Überflutungen, auf deren Häufigkeit, Entstehungsgründe usw. gerichtet waren.

Bei den EJS Berechnungen gibt es eine bestimmte Toleranz (Ungewißheit), das primäre Ziel ist es jedoch, eine ähnliche Genauigkeit des Wirtschafts – Schadensmodells zu erzielen, die hydrologisch-hydraulische Berechnungen erzielt haben. Die Ungewißheit bei der Festlegung der Schadenskurven (nach Be-

stimmungsklassen) kann groß sein; aus diesem Grund konnte man bei deren Analyse die wichtigsten Variablen, die sich auf die Glaubwürdigkeit der Schadenskurven (Moser, 1993) auswirken und bei den EJS Berechnungen die Variantenberechnungen, also durchschnittliche Werte als auch festgestellte Abweichungen (Ungewißheiten) in Betracht ziehen.

Wie gesagt, externalisiert (schließt aus) das genannte Verfahren die durch den Zusammensturz des Objektes, der auf verschiedene Faktoren, wie Erosion, dynamische Wirkungen wegen großer Geschwindigkeiten bzw. Schwimmstoffe, Druckwellen u.ä. zurückzuführen ist, entstandenen Kosten, die mehr oder weniger die Hochwasserereignisse begleiten, in den dargestellten Berechnungen ist ja ausschließlich der Überflutungsschaden und der Schaden wegen des Wassereinbruchs in das Objekt berücksichtigt worden. Weiter wird auch der Schaden an den Mobilien und mittelbare Schäden an den auf dem gefährdeten Gebiet ausgeübten bzw. in einzelnen Objekten ermöglichten Tätigkeiten externalisiert.

Trotzdem ist der EJS-Einsatzbereich groß. Wenn man mit begrenzten Mitteln den überwiegenden Teil des zu erwartenden Schadens verhindern wollte, könnte man kurative Maßnahmen auf denjenigen Gebietsteilen treffen, auf denen der Nutzen (EJS-Differenz) am größten ist. Präventiv gesehen würde man den größten Erfolg erzielen, wenn man die Kosten zum Hochwasserschutz mit den Empfängern der Vorteile verbände (d.h. verminderte Schäden). Die Bauarbeiten auf den Überflutungsoberflächen würden somit (auch wirtschaftlich gesehen) unattraktiv werden, die Genehmigung der Bebauungspläne für die Gebiete mit hohem EJS sollte unter der Voraussetzung möglich sein, daß auch der potentielle Raumbenützer zu der Finanzierung der zur Verminderung des EJS erforderlichen Maßnahmen verhältnismäßig verpflichtet wäre.

Man kann weiter erwarten, daß sich die Eigentümer der Liegenschaften (und eventuelle Käufer) vor allem für den EJS Umfang pro Liegenschaft interessieren werden. Wie beschrieben, setzte man in der jetzigen Arbeitsphase nur einzelne Schadenskurven für einen bestimmten Bestimmungstyp ein, in denen die mit der Standortbedingtheit des einzelnen Objektes verbundenen Eigenheiten oder Zusatzregelungen (Luxusausrüstung u.ä.) nicht in Betracht gezogen werden. Im Entwicklungsprozeß, nach einer genaueren Verarbeitung und Verifikation der Schadenskurven für einzelne Bestimmungsklassen (z.B.: für Typen-, Reihenhäuser) könnte man jedoch den Ist-Zustand berücksichtigen und daher für einzelne Liegenschaften den erwarteten jährlichen Schaden berechnen.

SCHLUßWORT

Die eingesetzten Schadenskurven wird man auf Grund eines angemesseneren Sammelns der Angaben nach den Überflutungsereignissen verbessern können. Diesbezüglich läuft schon ein Projekt über die Ausarbeitung der Datenerfassungsmethodologie und über die Erstellung der Inhalte zu Protokollen über die Überflutungsschäden, die die EJS-Berechnungen unterstützen werden. Bestimmte Schäden wird man natürlich auch in der Zukunft in die EJS-

Berechnungen nicht genau bzw. man wird sie nur in einem eingeschränkten Umfang erfassen können, wichtig ist es jedoch, daß mindestens der Umfang der Berechnungen durchzuführen ist, der durchgeführt werden kann, damit bisherige qualitative Schätzungen ersetzt werden könnten.

Gleichzeitig soll man ermittelte offene Fragen überlegen. Einige Angaben, wie z.B. bei welchem Höhenfestpunkt der Schaden entsteht, wie tief die Überflutungen bei Überschwemmungsereignissen waren u.ä., wird man den Protokollen über den Überflutungsschaden entnehmen können, andere Angaben, wie z.B. den Höhenfestpunkt (z.B. des Erdgeschosses) der Objekte könnte man den offiziellen Basen (Kataster) zu Objekten zugeben u.ä. Es ist jedoch auf dem Gebiet der Festlegung der Empfindlichkeit der Objekte und der eingebauten Ausrüstung, der in Objekten ausgeübten Tätigkeiten oder der tatsächlichen Benützung der Liegenschaften (z.B. Gesäteart, Lager im Freien u.ä.) für die Hochwassererscheinung noch viel zu tun.

Die berechneten EJS stellen ein Kriterium auch für die Raumplanung dar, wenn weiter eine begrenzte Benützung des hochwassergefährdeten Raumes (Steinman, 2000) festgelegt wird, aber auch für die Einführung der sogenannten Nichtbaumaßnahmen, wie z.B. Verbote und Begrenzungen der Eingriffe auf einem bestimmten Gebiet sind, mit denen man die Vergrößerung des EJS, die Abschätzung der Gefährdung in Ausnahmesituationen, wie die Folgen wegen ungeregelter oder ausgefallener Funktionen (z.B. Verstopfungen der Überbrückungen, des unkontrolliertes Zuflusses von den Einzuggebieten in die bebaute Gebiete) vermeiden kann. Die angeführten Berechnungen sind geeignet für die Ausarbeitung der Bewertungen der Angemessenheit der Versicherungsbeiträge und der Stufe des annehmbaren Risikos sowie für das Treffen der Entscheidungen über die Umleitungen der Wasserüberschüsse auf die Gebiete mit einem kleineren erwarteten Schaden bei der Steuerung der Überschwemmungen.

Dargestellte Resultate und neue Inhalte, die auf Grund des berechneten EJS überlegt werden können, begründen die vorgeschlagene Bewertung des erwarteten Schadens (BES). Damit könnte man einen bedeutenden Fortschritt von der jetzigen Ermittlung des Ist-Zustandes und der Ursachen für die Überflutungsschäden zu der Analyse der Maßnahmen bzw. der Durchsetzung der Begrenzungen bei der Raumbenützung machen.

LITERATUR

DeGagné, M.P.J., 2000. Red River Basin Stage-Damage Curves Update and Preparation of Flood Damage Maps, ASCE 2000 Joint Conference on Water Resources Engineering and Planning & Management, Minneapolis, Minnesota.

Moser, D.A., 1993. Quantifying Flood Damage Uncertainty, Proceedings – Risk-Based Decision Making in Water Resources, VI. ASCE, California, s. 210-218.

Maune, D.F., Dewberry & Davis, The Role of GPS Elevation Surveys in Proactive Floodplain Management, *http://www.dewberry.com/fip/ProfessionalForum/maunepaper.htm*

Srivastava, Y.K., Pal, D.K., Das, R.K., Sudhakar, S.,Adiga, S., Venkatachary, K.V., Srivastava S.K., High Resolution Remote Sensing Data & GIS Techniques in Updation of Infrastructure Details for Flood Damage Assessment – A Case Study, Regional Remote Sensing Service Center, ISRO, Department of Space, West Bengal, India, *http://www.gisdevelopment.net/aars/acrs/2000/ts8/hami0002pf.htm*

Steinman F. et al, 1999, Vergleichsstudie vom hydrotechnischen und ökonomischen Gesichtspunkt aus - Vergleiche und Bewertungen der Varianten an der Drau, Technischer Bericht (in slowenischer Sprache), UL-FGG, Ljubljana

Steinman F., Klasinc R., Banovec P., 2001, Ermittlung der erwarteten Schadensgröße bei Ueberflutungen hochwassergefaehrdeter Gebiete unter Verwendung moderner Technologien, Oesterreichische Wasser- und Abfallwirtschaft, Heft 9/10. s. 242 – 247.

Steinman F. Et al, 2001, Wasserwirtschaftliche Inhalte im Raumplan der Stadt Ljubljana, Technischer Bericht (in slowenischer Sprache), UL-FGG, Ljubljana.

Tönsmann, F., 1995. Hochwasserschutz, Mitteilung – Kasseler Wasserwirtschaftliches Symposium 1994, Herkules Verlag, Kassel.

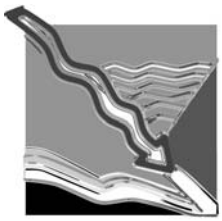
USACE, 1998. HEC-FDA Flood Damage Reduction Analysis, User's Manual, Version 1.0, Davis.

Autoren:

o. Univ.-Prof. Dr. Ing. F. Steinman, Dr. Ing. P. Banovec
Univerza Ljubljana, FGG,
Hajdrihova 28,
SI 1000, Ljubljana, Slovenia
e-mail:fsteinm@fgg.uni-lj.si

Ao. Univ.-Prof Dipl. - Ing. Dr. Techn.. R. Klasinc
TU Graz; Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft,
Stremayrgasse 10
A – 8010 Graz
e-mail:klasinc@kwb.tu-graz.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



Ausweisung von Überschwemmungsgebieten in Nordrhein-Westfalen Ziele, Methodik und Ergebnisse

Dr.-Ing. Hartmut Sacher,
Dipl.-Geogr. Lisa Friedeheim, Dipl.-Ing. Susanne Friedeheim

Ziele

Hochwasserschäden entstehen im wesentlichen durch die Überflutung besiedelter Bereiche an den Fliessgewässern. Große Hochwasserereignisse können nur in Grenzen beeinflusst werden. Eine schnelle und nachhaltige Begrenzung der Hochwasserschäden erreicht man über eine Einflussnahme auf die Nutzung am Gewässer. Diese wird kurzfristig deutlich mehr Erfolge aufweisen als der Versuch, die Hochwasserentstehung nachhaltig zu beeinflussen.

Zukunftsweisender Hochwasserschutz muss beiden Strategien Rechnung tragen. Handlungsziele sind deshalb die Minderung der Schadensrisiken und der Hochwasserstände, Verstärkung des Hochwasserbewusstseins und eine Verbesserung des Hochwassermeldesystems.

Das Ministeriums für Umwelt, Naturschutz, Landwirtschaft und Verbraucherschutz in Nordrhein-Westfalen (MUNLV) lässt seit Mitte der 90er Jahre systematisch Überschwemmungsgebiete - teilweise als flussgebietsbezogene Untersuchungen - neu erarbeiten.

Die Dokumentation der vorhandenen Überschwemmungsgebiete erfolgte in den Jahren 1997-2001 als landesweite, GIS-gestützte Studie (IRMA – INTERREG Rhein-Maas Aktivitäten). Im Rahmen des IRMA-Programmes der Europäischen Kommission wurde vom Landesumweltamt NRW eine digitale Karte der hochwassergefährdeten Bereiche in NRW als Grundlage für die Umsetzung des vorbeugenden Hochwasserschutzes in der Gebietsentwicklungsplanung erstellt (Hydrotec 2001).

Das MUNLV hat weiterhin Anfang 2000 die Durchführung von Untersuchungen in Form von Hochwasser-Aktionsplänen (HWAP) als flussgebietsbezogene Untersuchungen initiiert. Mit der Durchführung sind die Staatlichen Umweltämter beauftragt, die wiederum durch Ingenieurbüros unterstützt werden.

Ziel aller dieser Aktivitäten ist die Ausweisung und Neufestsetzung von Überschwemmungsgebieten zur Verhinderung weiterer Retentionsraumverluste, zur Minderung der Schadensrisiken und zur Verstärkung des Hochwasserbewusstseins.

Methodik

Aufarbeitung Historischer Überschwemmungsgebiete

Nach dem Hochwasserschutzgesetz von 1905 (§12 des Gesetztes zur Verhütung von Hochwassergefahren) und dem Preußischen Wassergesetz (PrWG) von 1913 wurden für Gewässer, von denen eine Hochwassergefahr ausgeht, Überschwemmungsgebiete festgestellt und in dafür angelegte Pläne übertragen. Die kartierten Begrenzungen stellten die Überschwemmungsgrenzen von historischen, extremen Hochwasserereignissen, wie zum Beispiel das häufig verwendete Ereignis von 1890, dar. Die diesen Flächen zugrunde liegenden Jährlichkeiten sind unbekannt.

Nach dem Runderlass des Ministers für Ernährung, Landwirtschaft und Forsten vom 30.03.1972 (MELF, 1972). verstand man im Preußischen Wasserrecht unter Überschwemmungsgebiet allgemein "denjenigen Teil der Erdoberfläche, der bei Hochwasser von dem aus den Ufern tretenden Wasser eingenommen wird." Diese Fläche wurde als natürliches Überschwemmungsgebiet bezeichnet und ist in der preußischen Karte durch eine blaue Linie begrenzt. Das gesetzliche Überschwemmungsgebiet, durch rote Linien begrenzt, liegt innerhalb des natürlichen Überschwemmungsgebietes und grenzt zum Beispiel Flächen, die damals bereits bebaut waren, aus. Das gesetzliche Überschwemmungsgebiet umfasst somit ein engeres Gebiet. Flächen hinter Deichen, die hochwasserfrei blieben, wurden bei der Abgrenzung der preußischen Überschwemmungsgebiete nicht berücksichtigt.

Teilweise erfolgte eine Fortschreibung der preußischen Überschwemmungsgebiete, das heißt, die Hochwasserflächen wurden an sich ändernde Gegebenheiten angepasst. Nach dem Landeswassergesetz von Nordrhein-Westfalen behalten die festgesetzten, historischen Überschwemmungsgebiete weiterhin ihre Gültigkeit, bis sie ggf. durch Neuausweisungen ersetzt werden. Bei der Beurteilung der historischen Überschwemmungsgebiete ist zu berücksichtigen, dass Gewässer und Landschaft sich im vergangenen Jahrhundert erheblich verändert haben. Vor allem die Siedlungsentwicklung, der Bau von Brücken und Verkehrswegen, der Ausbau und die Verlegung von Gewässern, Bergsenkungen, Geländeauffüllungen sowie Hochwasserschutzeinrichtungen führen dazu, dass in vielen Bereichen die preußischen Überschwemmungsflächen nicht den heutigen Überflutungsflächen entsprechen.

Für viele Gewässer lassen sich preußische und aktuell ermittelte Hochwasserflächen vergleichen. Dabei zeigt sich, dass auch heute noch für viele Abschnitte die alten Annahmen im Maßstabsbereich 1:50.000 plausibel sind. Dort, wo durch Deiche oder Straßen- oder Eisenbahndämme inzwischen große Flächen nicht mehr unmittelbar überschwemmt werden, besteht weiterhin eine Gefahr. Auch rückgewinnbare Räume für den Hochwasserrückhalt können sich ebenda befinden.

Zwischenphase bei der Erarbeitung von Überschwemmungsgebieten

In den 60er und 70er Jahren wurde in der Wasserwirtschaft damit begonnen, hochwassergefährdete Bereiche nach neueren Berechnungsverfahren zu ermitteln.

Grundlagen dieser Verfahren bildeten:

- Hydrologische Modelle und statistische Verfahren zur Ermittlung von Bemessungsabflüssen, z. B. das HQ100
- Hydraulische Berechnung der Wasserspiegellagen und Verschneidung mit dem Gelände unter Verwendung von terrestrischer Vermessung
- Verwendung digitaler Geländemodelle und GIS Technik ab Mitte der 90er Jahre

Die Ermittlungsmethoden und die Benennung der Flächen ist in dieser Phase noch nicht einheitlich festgelegt gewesen.

Neuermittlung und Festsetzung der Überschwemmungsgebiete ab 2000

Mit dem Endentwurf "Ermittlung und Festsetzung von Überschwemmungsgebieten" vom 15.03.2001 der NRW-Arbeitsgruppe (NRW-Arbeitsgruppe, 2001) wurde auf der Grundlage der Neufassung des § 32 des Wasserhaushaltsgesetzes (WHG) eine einheitliche Begrifflichkeit für die verschiedenen hochwassergefährdeten Bereiche eingeführt. Diese Begriffe sind in Abbildung 1 anhand einer Schemazeichnung dargestellt. Die Abbildung stellt weiterhin die Begriffe aus der Wasserwirtschaft den Begriffen der Raumordnung gegenüber.

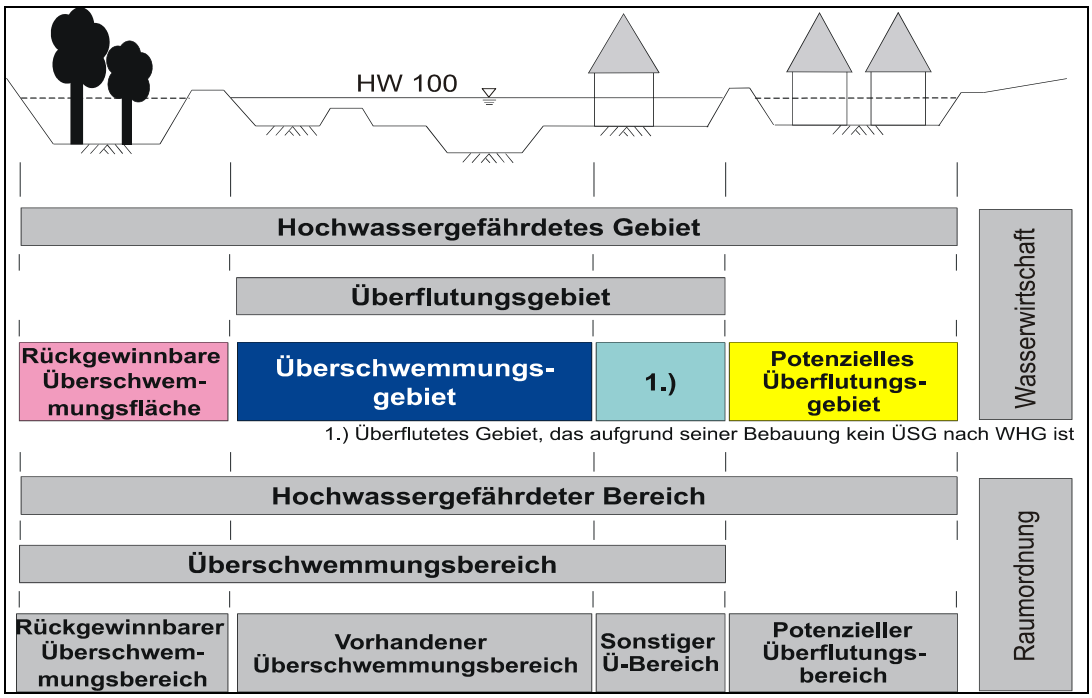


Abbildung 1: Gegenüberstellung der Begriffe in der Wasserwirtschaft und der Raumordnung aus dem Endentwurf "Ermittlung und Festsetzung von Überschwemmungsgebieten" (NRW Arbeitsgruppe, 2001)

Alle Flächen, die – ohne Berücksichtigung von Deichen und Hochwasserschutzeinrichtungen – von Hochwasser eingenommen werden, bilden nach wasserwirtschaftlichen Begriffen das hochwassergefährdete Gebiet. Innerhalb dieses Gebietes gibt es das Überflutungsgebiet, das innerhalb der Dämme und Hochwasserschutzanlagen liegt. Dieses Überflutungsgebiet besteht zum einen aus dem Überschwemmungsgebiet (Gebiete mit natürlicher Rückhaltefunktion ohne bestehende Bebauung) und zum anderen aus dem überfluteten Gebiet, das aufgrund vorhandener Bebauung kein ÜSG nach §32 Wasserhaushaltsgesetz ist. Flächen hinter Deichen mit bestehender Bebauung stellen ein Potenzielles Überflutungsgebiet dar. Deichgeschützte Flächen ohne Bebauung können ggf. zur Vergrößerung des Retentionsraumes herangezogen werden (Deichrückverlegung) und werden deshalb als Rückgewinnbare Überschwemmungsfläche bezeichnet.

Die Raumordnung unterscheidet entsprechend den wasserwirtschaftlichen Gebietstypen nach Bereichen. Dabei werden im regionalplanerischen Maßstab vorhandene rückgewinnbare und sonstige (bebaute) Überschwemmungsbereiche zusammenfassend als "Überschwemmungsbereich" dargestellt.

Ein Beispiel für die nach dem aktuellen Verfahren ermittelten Überflutungsgebiete zeigt Abbildung 2:

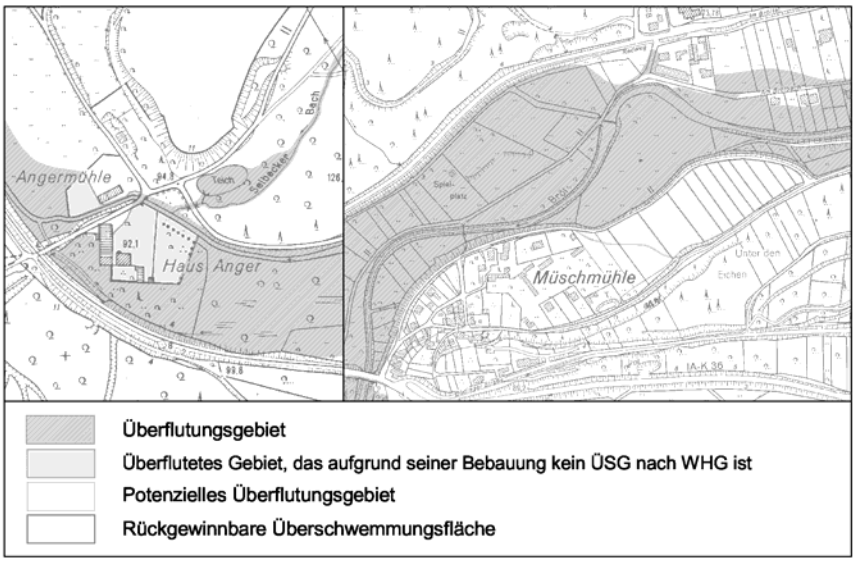


Abbildung 2: Beispiel für die Aufteilung des Überschwemmungsgebietes

Folgende Arbeitsschritte bis zur Festsetzung sind notwendig:

- Bestandsaufnahme (historische und aktuelle Daten) und Ergänzung der vorhandenen (Basis)-Daten (Hydrologische und Hydraulische Grundlagen)
- Ermittlung der Überschwemmungsgebiete (Berechnung und kartographische Darstellung), Anhörungs- und Festsetzungsverfahren (gewässerbezogen)
- Dokumentation, Veröffentlichung und Festsetzung (Arbeitsberichte, Amtsblatt)

Abschätzung mit vereinfachtem Verfahren

Für Gewässer, für die zur Zeit noch keine Überschwemmungsgebiete vorliegen, wurden mit landesweit vorhandenen Daten die Ausdehnung des 100-jährlichen hochwassergefährdeten Bereiches für die Genauigkeit 1:50.000 abgeschätzt. Das Verfahren wurde vom geographischen Institut der Universität Bonn entwickelt (Geogr. Inst. 2000).

Als Datengrundlage dienen das digitale Geländemodell (Höhendaten des Landesvermessungsamtes) und vorgegebene Abflusswerte. Das Verfahren liefert eine grobe Abschätzung des Überflutungsgebietes, soweit dies mit Höhenrasterdaten und Gewässerverlauf möglich ist. Gewässergestalt, Profil und lokale Gefälleverhältnisse, Staubereiche bei Bauwerke werden pauschal berücksichtigt. Vor allem in flachen Bereichen, bebauten Gebieten und anthropogen überformten Landschaften bestehen große Unsicherheiten bezüglich des tatsächlich vorhandenen Hochwasserbereiches.

Die gelieferte Abschätzung kann nur in dem dargestellten groben Maßstab verwendet werden. Die Ergebnisse sind nicht belastbar. Die Anwendungsparameter wurden so gewählt, dass sich i. d. R. eine Überschätzung der Flächen ergibt. In Einzelfällen – z. B. infolge von Brücken- oder Wehr-Rückstau – kann allerdings das tatsächliche Überflutungsgebiet auch größer sein.

Ergebnisse

Dokumentation – Digitale Karte der Hochwassergefährdeten Bereiche NRW

Die Dokumentation der vorhandenen Überschwemmungsgebiete erfolgte in den Jahren 1997-2001 als landesweite, GIS-gestützte Studie (IRMA – INTERREG Rhein-Maas Aktivitäten). Im Rahmen des IRMA-Programmes der Europäischen Kommission wurde vom Landesumweltamt NRW eine digitale Karte der hochwassergefährdeten Bereiche in NRW als Grundlage für die Umsetzung des vorbeugenden Hochwasserschutzes in der Gebietsentwicklungsplanung erstellt (Hydrotec 2001). Die Karte wird auch den Kreisen und Kommunen als Kartenausdruck (Statuskarte) zur Verfügung gestellt werden.

Durch die flächendeckende Erfassung der hochwassergefährdeten Bereiche in Nordrhein-Westfalen wird die Planungssicherheit erhöht. Die digitale Karte dient als Entscheidungsgrundlage für die Raumordnung, Gebietsentwicklungsplanung und Bauleitplanung im Hinblick auf:

- Erhaltung der noch vorhandenen Abfluss- und Retentionsbereiche,
- Vermeidung weiterer Inanspruchnahme dieser Bereiche durch Siedlungsentwicklung,
- Vermeidung einer weiteren Zunahme des Hochwasserschadenspotenzials und
- Rückgewinnung von Retentionsräumen.

Aktuelle und mit anerkannten Methoden erstellte Überschwemmungsgebiete liegen aber noch nicht für alle Gewässer vor. Diese Arbeiten werden noch einige Jahre in Anspruch nehmen. Aus diesem Grund wurden zunächst alle vorliegenden Informationen zu Über-

schwemmungsbereichen landesweit zusammengetragen und in einem Informationssystem erfasst. Die inzwischen fertiggestellte, innerhalb der Landesumweltverwaltung abgestimmte und den Bezirksplanungsbehörden übergebene Karte der hochwassergefährdeten Bereiche in NRW umfasst folgende Inhalte:

- Nach dem derzeitigen Stand der Technik ermittelte Überschwemmungsgebiete (ÜSG) für 102 größere Gewässer mit 2600 km ÜSG-Länge.
- Historische Überschwemmungsgebiete für 309 mittelgroße und kleinere Gewässer mit insgesamt 4600 km ÜSG-Länge (Diese in preußischer Zeit festgesetzten ÜSG wurden einer grundsätzlichen Plausibilitätskontrolle unterzogen. Veränderungen z. B. durch Gewässerausbau und Aufhöhung bebauter Grundstücke innerhalb der ÜSG sind ggf. individuell zu prüfen.).
- Sonstige Überschwemmungsgebiete für 22 kleinere Gewässer mit insgesamt 605 km ÜSG-Länge (9 dieser ÜSG mit 117 km Länge wurden mit dem vereinfachten Verfahren abgeschätzt).

Eine Prüfung vor Ort ist insbesondere bei den älteren Ausweisungen unbedingt erforderlich.

Die digitale, fortschreibungsfähige Karte der hochwassergefährdeten Bereiche wurde für Zwecke der Raumordnung im Maßstab 1:50.000 erstellt. Sie enthält für 400 Gewässer in Nordrhein-Westfalen die bislang zu hochwassergefährdeten Bereichen zur Verfügung stehenden Informationen. Die Flächen (Polygone) werden in ArcView-Shape-Dateien gehalten. Umfassende und zugehörige beschreibende Informationen zur Herkunft und Verwendbarkeit der einzelnen Flächen enthält eine Datenbank.

Weitere Arbeiten (Hochwasser-Aktionspläne)

Das MUNLV hat Anfang 2000 die Durchführung von Untersuchungen in Form von Hochwasser-Aktionsplänen (HWAP) als flussgebietsbezogene Untersuchungen initiiert. Die Aufstellung der HWAP (zur Zeit ca. 12 Bearbeitungsgebiete) stützt sich auf die „Handlungsempfehlungen zur Erstellung von Hochwasser-Aktionsplänen" der Länderarbeitsgemeinschaft Wasser vom August 1999. Mit der Durchführung sind die Staatlichen Umweltämter NRW beauftragt, die durch Ingenieurbüros unterstützt werden.

Die Bearbeitung der HWAP gliedert sich in folgende Schritte:

- Bestandsaufnahme und Ergänzung der erforderlichen Daten zu den hochwassergefährdeten Bereichen
- Berechnung der Schadenspotenziale
- Ermittlung von Defiziten und Maßnahmen, Wirkungsanalyse
- Ermittlung von Kosten und Nutzen der Maßnahmen
- Empfehlungen für die Beseitigung von Defiziten

Der erste Schritt, die Bereitstellung der hochwassergefährdeten Bereiche, ist in vielen Flussgebieten in NRW bereits erfolgt. Der nächste Arbeitsschritt ist die Berechnung der Schadenspotenziale (Hatzfeld, 2002). Sie basiert auf der Erfassung der betroffenen Ob-

jekte im Überschwemmungsgebiet. Je nach Detaillierungsgrad der Untersuchung kann es sich dabei um einzelne Gebäude, um Gebiete mit einer einheitlichen Flächennutzung oder ganze Gemeinden handeln.

Bei der mikroskaligen Erfassung werden die Objekte fotografisch festgehalten und ihre Nutzung vor Ort ermittelt. Zusätzliche Daten werden bei gewerblicher Nutzung per Fragebogen erhoben.

Die mesoskalige Ermittlungsmethode verzichtet auf die aufwändige Begehung. Die Gebäudelageinformationen stammen aus der DGK5 (Deutsche Grundkarte, M 1:5000), die Nutzungsdaten werden aus ATKIS-Datenbeständen bezogen.

Für alle Objekte werden Schadensfunktionen aufgestellt, die aus unterschiedlichen Datengrundlagen (HOWAS, Datenbank des Bayerischen Landesamtes für Wasserwirtschaft; Rheinstudie, MUNLV NRW, eigene Erhebungen/Auswertungen von Hochwasserereignissen) stammen. Für die monetäre Schadensermittlung werden die berechneten Hochwasserstände verschiedener Wiederkehrzeiten mit den Objekten und deren zugehörigen Schadensfunktionen verschnitten. Mit Hilfe von Variantenrechnungen für vorgeschlagene Hochwasserschutzmaßnahmen lassen sich die durch die Maßnahmen zu erzielenden Schadensminderungen ermitteln.

Zur Verwaltung der umfangreichen Eingangsdaten, zur Berechnung der Schäden und zur Kontrolle der Ergebnisse werden die Berechnungen mit einer von Hydrotec entwickelten ArcView-Extension durchgeführt (HWS-GIS).

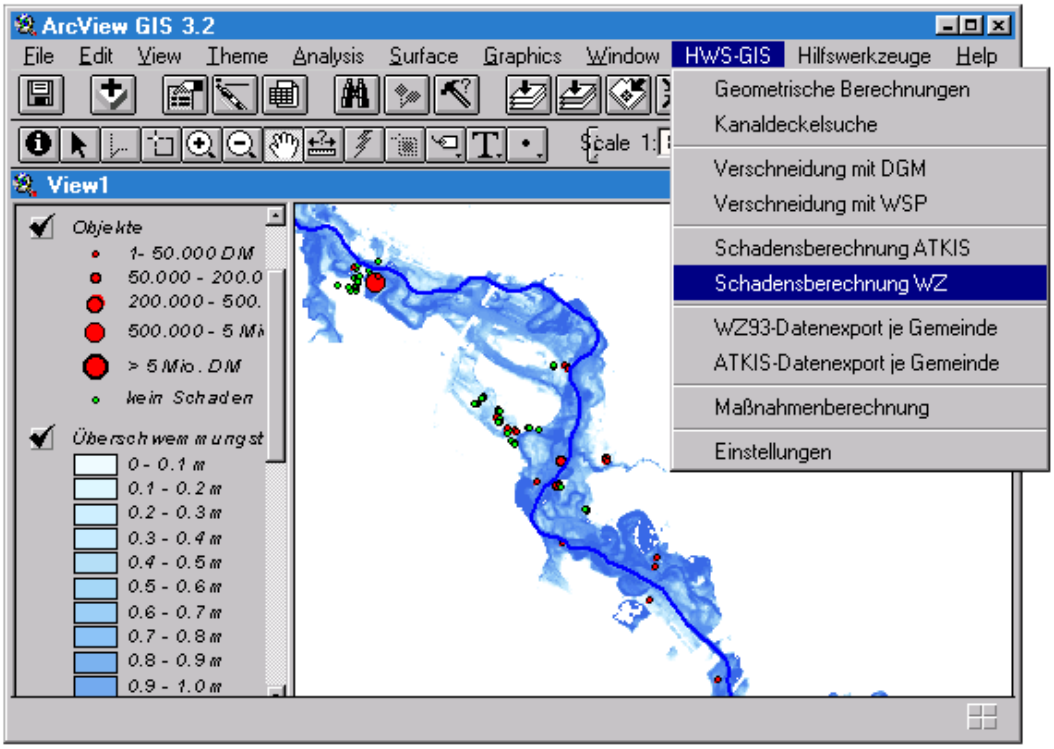


Abbildung 3: HWS-GIS als Menü-Extension in ArcView 3.2

HWS-GIS unterstützt den Bearbeiter bei der Aufnahme der betroffenen Objekte, der Verwaltung der Objekteigenschaften und der Ermittlung des Schadenspotenzials. Per Hotlink können jederzeit Fotos oder andere Informationen über die Objekte abgerufen werden. Zusätzlich werden die ermittelten Schadensfunktionen dort vorgehalten.

Die Berechnung und Verwaltung der Schadenskosten erfolgt aus dem GIS heraus. Sie können für beliebige zu wählende Raumeinheiten, z. B. Kommunen, Kreise oder das ganze Flussgebiet erfolgen.

Aufgrund der Komplexität der Zusammenhänge wurde zur Vermittlung der Berechnungsergebnisse von Hydrotec eine Kombination aus kartografischer, tabellarischer und grafischer Darstellung entwickelt. Alle zur Beurteilung des Sachverhalts benötigten Informationen werden so für den Auftraggeber übersichtlich zur Verfügung gestellt.

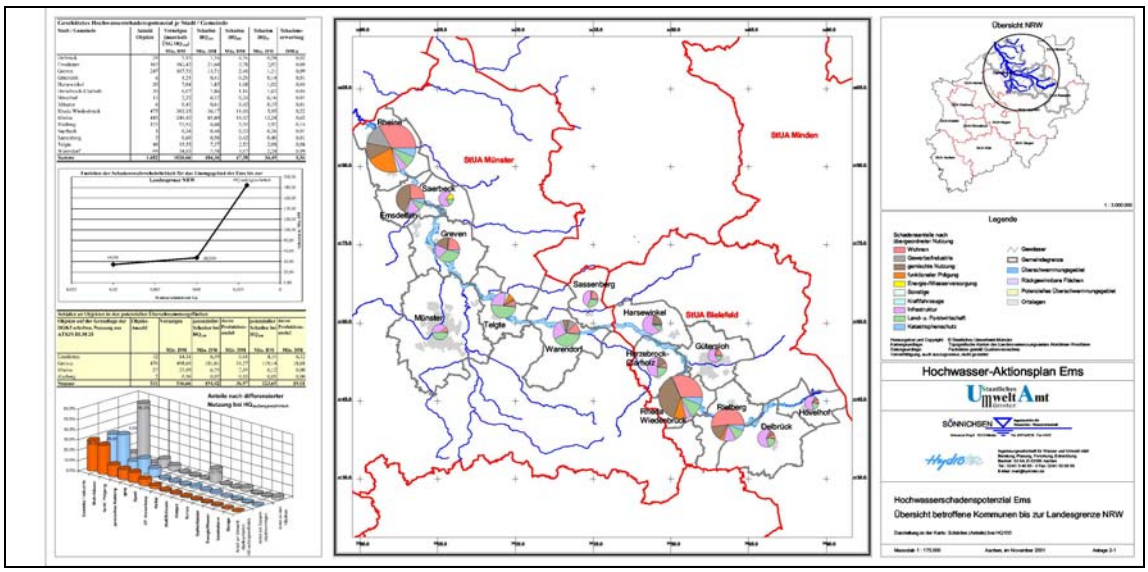


Abbildung 4: Beispiel Ergebnisdarstellung HWAP Ems (StUA Münster)

Die Ergebnisse der Untersuchungen werden dem Auftraggeber als digitale Datenbasis für eine weitergehende, eigene Fortschreibung übergeben. Ein Beispiel für die Durchführung eines Hochwasseraktionsplanes ist im Internet verfügbar (Staatliches Umweltamt Siegen/Hydrotec, 2001).

Aufbauend auf der Schadensermittlung werden zur ökonomischen Bewertung und Prioritätensetzung von geplanten Hochwasserschutzmaßnahmen zunehmend Kosten-Nutzen-Abwägungen durchgeführt. Ziel ist es, die Kosten der geplanten Maßnahmen dem Nutzen der durch die Maßnahmen vermiedenen Hochwasserschäden gegenüber zu stellen.

Für festgestellte Defizite werden Maßnahmen entwickelt und deren Kosten mit einfachen Ansätzen ermittelt. Über Kosten-Nutzen-Vergleichsrechnungen (LAWA, 1998) werden die auf einen Bezugszeitpunkt umgerechneten Maßnahmenkosten zum einen als

Projektkostenbarwerte dem durch diese Maßnahmen vermeidbaren Gesamtschaden (Nutzen) und zum anderen als jährliche Kosten den verhinderten jährlichen Schadenserwartungen gegenübergestellt. Liegt das Kosten-Nutzen-Verhältnis unter 1, so sind die Investitionen ökonomisch betrachtet für die Durchführung der Hochwasserschutzmaßnahmen im betrachteten Zeitraum sinnvoll. Die Untersuchungen liefern somit auch Empfehlungen für die Beseitigung der Defizite.

Fazit

Die Aufbereitung der Bestandsdaten zu Überschwemmungsgebieten in Nordrhein-Westfalen ist weitgehend abgeschlossen. Damit ist eine Grundlage für eine bessere Abstimmung der Belange der Raumplanung und der Wasserwirtschaft vorhanden.

Die Ermittlung der bisher noch nicht nach detaillierten Verfahren ermittelten Überschwemmungsgebiete wird noch einige Jahre in Anspruch nehmen.

Die weitergehenden Analysen, welche Defizite im Hochwasserschutz vorhanden sind und mit welchen Maßnahmen diese zu beseitigen sind, stehen noch am Anfang. Insgesamt sind aber in den vergangenen Jahren Grundlagen für eine wesentliche Verbesserung des Hochwasserschutzes und –managements eingeleitet worden.

Literaturhinweise

Geographische Institute der Universität Bonn (2000): Modellierung hochwassergefährdeter Bereiche, Schlussbericht, Bonn.

Hatzfeld, F., Mittelstädt, R. (2002): GIS-gestützte Ermittlung von Überschwemmungsschäden, Workshop Hydro-GIS, Ruhr-Universität Bochum.

Hydrotec (1999): Wasserwirtschaftliche Modelle in NRW – Modelldatenbank (MEMO 1.2) (Bericht und CD erstellt im Auftrag des Landesumweltamtes NRW), Aachen.

Hydrotec (2001): Digitale Karte der hochwassergefährdeten Bereiche in NRW, (Bericht und Anlagen, erstellt im Auftrag des Landesumweltamtes NRW), Aachen.

IKSR (2000): Kriterien für die Bestimmung und Darstellung der Überschwemmungsgefährdung und Schadensrisiken. Koblenz.

LAWA (1998): Leitlinien zur Durchführung dynamischer Kostenvergleichsrechnungen (KVR-Leitlinien).

LAWA (1999): Handlungsempfehlungen zur Erstellung von Hochwasser-Aktionsplänen, Länderarbeitsgemeinschaft Wasser.

MELF (1972): Runderlass des Ministers für Ernährung, Landwirtschaft und Forsten vom 30.03.1972 – III A 5 – 607/11 – 594.

MURL (1999): Hochwasserfibel – Bauvorsorge in Hochwassergefährdeten Gebieten, Düsseldorf.

MURL (2000): Potentielle Hochwasserschäden am Rhein in NRW – Kurzfassung „Hochwasserschadenspotenziale am Rhein in Nordrhein-Westfalen“, Düsseldorf.

NRW-Arbeitsgruppe "Ermittlung und Festsetzung von Überschwemmungsgebieten" (2001): Endentwurf zur Ermittlung und Festsetzung von Überschwemmungsgebieten, Stand: 15.03.2001, unveröffentlicht.

Staatliches Umweltamt Siegen/Hydrotec (2001): Hochwasseraktionsplan Sieg (www.stua-si.nrw.de , siehe dort unter Aufgaben/Wasserwirtschaft).

Dr.-Ing. Hartmut Sacher, Dipl.-Geogr. Lisa Friedeheim, Dipl-Ing. Susanne Friedeheim
HYDROTEC Ing.-Ges. für Wasser und Umwelt mbH
Bachstrasse 62-64, D-52066 Aachen
Tel : ++49-241-946890
Fax : ++49-241-506889
Email: h.sacher@hydrotec.de