TECHNISCHE UNIVERSITÄT DRESDEN

Fakultät Bauingenieurwesen

Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

Faulhaber



WASSERBAULICHE MITTEILUNGEN

Heft 53

MESSEN UND ÜBERWACHEN IM WASSERBAU UND AM GEWÄSSER

MEASURING AND MONITORING IN HYDRAULIC ENGINEERING AND OPEN WATERS

3.70.1 gv
60413
stitut für
/asserbau und
echnische Hydromechanik

TECHNISCHE UNIVERSITÄT DRESDEN

Fakultät Bauingenieurwesen Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen
Heft 53

IWD Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

MESSEN UND ÜBERWACHEN

IM WASSERBAU UND AM GEWÄSSER

MEASURING AND MONITORING

IN HYDRAULIC ENGINEERING AND WATER BODY

38. Dresdner Wasserbaukolloquium
5. und 6. März 2015

HUBERT-ENGELS-INSTITUT

Bibliografische Informationen

Die Deutsche Bibliothek verzeichnet diese Publikation in der Deutschen Nationalbibliographie. Die bibliografischen Daten sind im Internet über http://dnb.ddb.de abrufbar.

MESSEN UND ÜBERWACHEN IM WASSERBAU UND AM GEWÄSSER

(Measuring and Monitoring in hydraulic engineering and water body)

Technische Universität Dresden, Fakultät Bauingenieurwesen,
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik.
Dresden: Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik, 2015
(Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen; Heft 53)
Zugl.: Dresden, Techn. Univ., 2015
ISBN 978-3-86780-420-2

Herausgegeben im Auftrag des Rektors der Technischen Universität Dresden von:

Univ.-Prof. Dr.-Ing. J. Stamm
Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. K.-U. Graw

Technische Universität Dresden
Fakultät Bauingenieurwesen
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik
01062 Dresden

Tel.: +49 351 463 34397
Fax: +49 351 463 37120
E-Mail: mail@iwd.tu-dresden.de
WWW: http://iwd.tu-dresden.de

Redaktion:
Prof. Dr.-Ing. habil. Detlef Aigner
Monika Aigner

Redaktionsschluss: 10. Februar 2015

Verlag: Selbstverlag der Technischen Universität Dresden

Der Nachdruck des Heftes bedarf der Genehmigung durch die Redaktion und ist nur mit Quellenangabe gestattet.

Foto erste Umschlagseite: "Magdeburg, Pegel Strombrücke“ (R. Pohl)

ISSN 0949-5061
ISBN 978-3-86780-420-2

Inhaltsverzeichnis

Vorwort **1**
Kai-Uwe Graw

Block A1 – Saal 3 Eröffnung/Grußworte

Mess- und Überwachungsaufgaben in der sächsischen Wasserwirtschaft **3**
Uwe Müller

Block A2 – Saal 3 Morphologische Messungen

Das Pegelnetz des Freistaates Thüringen **25**
Stefan Drägerdt, Peter Krause, Timm Menkens

Konzeption des gewässerkundlichen Pegelnetzes in Sachsen **35**
Uwe Büttner, Erhard Wolf

Rehabilitation hydrometeorologischer Messnetze im westlichen Balkan als Vorstufe für ein Hochwasservorhersagesystem am Drin-Buna-Flussgebiet **45**
Saskia Schimmelpfennig, Vasko Stojov, Matthias Pätsch, Jakob Doetsch
Günter Meon

Verwendung diskreter Abflusszeitreihen für die Ermittlung von Bemessungshochwasserabflüssen **57**
Jens Bender, Christoph Mudersbach, Jürgen Jensen

Block B2 – Saal 5 Messaufgaben im Modellversuchswesen

Messungen des Wasserspiegels in gegenständlichen Modellen **69**
Bernd Hentschel

Hydraulisch-morphologische Laboruntersuchungen an Stromregelungsbauwerken **79**
Thorsten Hüsener

Messung der Eigenschaften freier Wasserstrahlen in Luft **89**
Tobias Gierra

Das Piano-Key-Wehr: Messungen an einem innovativen Wehrtyp für kleine Wasserstraßen **99**
Fabian Belzner, Jennifer Merkel, Udo Pfrommer, Michael Gebhardt

Hydraulischer Modellversuch Talsperre Malter – Herausforderungen infolge von schießendem Abfluss in gekrümmten Bauteilen **109**
Jessica Schmidt, Jörg Wieland, Jürgen Jensen, Bernd Findeisen, Holger Haufe

Block A3 – Saal Kalibrierung

Die Aktualisierung der 2D-HN-Modelle der Saale bei Halle und der Elbe bei Magdeburg auf Grundlage von Messwerten des Hochwassers 2013 **119**
Torsten Heyer, Rosemarie Scholz, Frank Goreczka

Welche Wassermenge kann eine Wasserhaltung schadlos abführen? Informations- und Warnkonzept zur Baustellensicherung mit Hilfe von Simulationen und direkten Geschwindigkeits- und Abflussmessungen **131**
Markus Moser, Gerald Jäger, Frank Anker, Michael Hasenauer

Überprüfung der Extremwerte von Pegelschlüsselkurven mit 2D-Simulation **141**
Alpaslan Yörük

Verification on the range of the active flow zone in flood plain by ADCP probe **151**
Tomasz Kałuża, Ireneusz Laks

Ableitung von Vorlandrauheiten für Strömungssimulationen auf der Basis von Full-Waveform-Airborne-Laserscannerdaten (FW-ALS) **161**
Andreas Kron, Boris Jutzi, Jens Leitloff, Mark Musall, Franz Nestmann, Stefan Hinz, Norbert Bockmann

Block B3 – Saal 5 Messen u. Überwachen an massiv. Bauwerken

36 Jahre Talsperre Eibenstock – 36 Jahre Überwachung des Betonzustands durch Ultraschall **171**
Ernst Niederleithinger, Rolf Krompholz, Sabine Müller, Reiner Lautenschläge, Jan Kittlerr

Standsicherheitsuntersuchungen an der Edertalsperre: Geodätische Messungen im Staumauerbereich **181**
Kristiina Leismann, Helmut Fleischer

Unerwartete Erkenntnisse der Bauwerksüberwachung im Rahmen einer vertieften Überprüfung 191
Sebastian Kollar

Überwachung als wesentliche Säule des Schweizer Sicherheitskonzepts für Talsperren 201
Friedhelm Garbe

Ein Monitoringsystem zur kontinuierlichen Überwachung und Steuerung der Sohlwasserdrücke bei einer Sielfeld-Trockenlegung des Eidersperrwerkes 211
Thomas Nuber, Gerd Siebenborn

Block A4 – Saal Messtechnik – Messverfahren

Abflussmessungen mit unterschiedlicher Messverfahren – Erfahrungsbericht und die Bedeutung für die wasserwirtschaftliche Praxis 221
Alexander Löcke, Marc Scheibel

Wasserstände und Durchflüsse – messen, speichern und übertragen im digitalen Zeitalter 231
Stefan Siedschlag

Betrieb der Ultraschalldurchflussmessanlage Pegel Wolkenburg/ Zwickauer Mulde 241
Uwe Köhler, Thomas Ott, Christian Glöckner

Automatisierte Messung des Sickerwassers an der Talsperre Eixendorf 253
Knud Kramer, Markus Ihm, Thomas Stangl

Block B4 – Saal 5 Messen und Überwachen an Erdbauwerken

Sickerwasserabflussmessung an Staudämmen – Theorie und Praxis 263
Carsten Cherubim, Uwe Weiß

Temperaturmessung im Wasserbau - Sichere Überwachung von Dämmen und Deichen seit mehr als 60 Jahren 273
Jürgen Dornstädter

Vollständige Entleerung der Talsperre Falkenstein im Herbst 2013 - Erläuterung und Beurteilung der durchgeführten Überwachungsmessungen sowie des festgestellten Bauwerksverhaltens 283
Sven Fleischhauer, Markward Hoffmann

Bodenverflüssigung und Deiche **295**
Maria Krumb, Leo Zwang, Martin van der Meer, Uli Zimmermann, Till Singhal-Bohrmann

Zeitabhängigkeit bei rückschreitender Erosion unterhalb von Deichen **309**
André Koelewijn, Ulrich Förster

Block C1 – Saal 3 Messergebnisse und Datenmanagement

Die Bedeutung stichprobentheoretischer Überlegungen für die Probenahme räumlich varianter Größen **319**
Andreas Schmidt

Der Flusshydrologische Fachdienst FLYS der BfG – interdisziplinäres Datenmanagement der Gewässerkunde im Web **331**
Doreen Grätz, Stefan Vollmer, Marcus Hatz, Norbert Busch

Daten- und Messwertmanagement in der Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen **345**
Nadine Jatho, Jan Kittler

Datenmanagement in Echtzeitsystemen zur Frühwarnung und Langzeitbewirtschaftung **355**
Christian Pohl, Dominic Spinnreker, Elimar Precht

Block D1 – Saal 5 Sediment und Geschiebe 1

Das Geschiebemessprogramm der Wildbach- und Lawinen-verbauung: Entwicklung, Status und zukünftige Perspektiven **365**
Andrea Kreisler, Helmut Habersack, Markus Moser Gerald Jäger Stefan Janu

Einsatz eines Sedimentecholots für eine Bathymetrie einschließlich Sedimentkartierung **375**
Stephan Heimerl, Beate Kohler

Hangbewegung infolge Seiten- und Tiefenerosion in einem Fließgewässer **385**
Olaf Düser

Feldexperimente und Messungen der Strömung um Buhnen **395**
Ingo Schnauder, Nils Rüther, Christine Anlanger

Suspended Sediment and Bed Load Transport Monitoring Techniques **405**
Ismail Albayrak, David Felix, Michelle Hagmann, Robert M. Boes

Block C2 – Saal 3 Digitale Geländemodelle

Airborne Hydromapping – Hochauflösende Gewässervermessung „wie im Flug“ 415
Markus Aufleger, Frank Steinbacher, Ramona Baran, Valerie Neisch

Projekt Tiefenschärfe - Die Neuvermessung des Bodensees 425
Frank Steinbacher, Ramona Baran, Wolfgang Dobler, Manfred Niederwieser, Martin Wessel

Erprobung der Laserbathymetrie an der Bundeswasserstraße Elbe 435
Robert Weiß

Charakterisierung von Bauteiloberflächen mittels Lasertriangulation bei der Instandsetzung 445
Nico Vogler, Gregor Gluth, Klaus Oppat, Hans-Carsten Kühne

Block D2 – Saal 5 Sediment und Geschiebe 2

Hydrodynamische Modellversuche zur Versandungsproblematik in Fließgewässern der Böhmischen Masse 455
Petr Lichtneger, Tobias Mayer, Jacob Holzinger, Helmut Habersack, Christoph Hauer

Messungen von Topografie und Strömung in Buhnenfeldern der deutschen Binnenelbe 469
Petra Faulhaber, Jochen Rommel

Monitoring in Wildbächen mit besonderem Fokus auf Hochwasserrückhaltebecken 479
Rudolf Schmidt, Alfred Ellmer, Martin Schinnerl

SonarINN - Entwicklung einer Methode zur Ermittlung wirklichkeitsnaher Schichtenprofile zur Sicherstellung der Wirtschaftlichkeit von Talsperren 489
Elena-Maria Klopries, Rudolf Bannasch, Klaus Buckup, Catrina Cofalla, Gerd Heller, Sebastian Hudjetz, Holger Schüttrumpf

Innovative Systemlösungen für ein transdisziplinäres und regionales ökologisches Hochwasserrisikomanagement und naturnahe Gewässerentwicklung 499
Jürgen Stamm, Nadine Müller

Block C3 – Saal 3 Monitoring mit ökologischen Zielstellungen

Berücksichtigung der biologischen Erfolgskontrolle bei Planung und Bau von Fischwanderhilfen 511
Daniel Schmidt, Elisabeth Meinel

Überlegungen zur Gestaltung von Einstiegen in Fischaufstiegsanlagen 521
Stephan Heimerl, Marq Redeker, Roman Weichert

Hydraulische Untersuchungen zur ökologischen Umgestaltung von Pegelmesstrecken mittels Gabionen 531
Fabian Netzel, Christina Krüger, Ina Terlau, Bernhard Haber, Christoph Mudersbach

Erfolgskontrolle einer großen Flussrenaturierung am Beispiel der Spreeaue bei Cottbus 541
Christoph Gerstgraser, Ramona Gassert, Steffen Giebler

Hydraulische Messungen in Rundbeckenpässen 551
Ulf Helbig, Jürgen Stamm, Christoph Seidel, Herbert Martin

Block D3 – Saal 5 Wassergüte und andere Messaufgaben

Das Urbane Observatorium Dresden – Integriertes Monitoring für ein verbessertes Systemverständnis in der Siedlungswasserwirtschaft 561
Björn Helm, Stefanie Schiffner, Thomas Krause, Stefan Grüner, Stefan Weber, Thomas Käseberg, Jin Zhang, Peter Krebs

Monitoring der Einträge und stofflichen Belastungen in Fließgewässern am Beispiel der Erft 571
Ekkehard Christoffels

Untersuchungen und Messmethoden zur Reinfiltration in sandigen Aquiferen zum Einsatz der Düsensauginfiltrationstechnik 581
Stefan Ebneth, Barbara Snacken, Yulan Schaffer-Yin

AIS-Messungen auf Bundeswasserstraßen 591
Tim Feierfeil, Christoph Hungershöfer, Bernhard Söhngen, Andreas Orlovius

Vergleich von Bestimmungsverfahren der Wasserspiegellagen von Hochwässern mit Berücksichtigung des Klimawandels **601**
Benno Bjarsch

Förderverein

Satzung der Gesellschaft der Förderer des Hubert-Engels-Institutes für Wasserbau und THM an der TU Dresden e. V. **613**

Übersicht Hefte „Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen“ **622**

Vorwort

Die natürliche Realität ist komplex. Dies trifft insbesondere auch auf den Bereich Wasser(bau) und Umwelt zu. Wollen wir bauliche oder operative Änderungen und deren Auswirkungen auf ein komplexes System wie den Wasserkreislauf, die lokale Limno- und Biosphäre, anthropogene Nutzungen oder auch detaillierte hydraulische Strukturen untersuchen, so nutzen wir hierzu meist Modelle. Mit diesen Worten hat mein Kollege Stamm das letzte Dresdner Wasserbaukolloquium im Jahre 2014 eingeleitet – und dann hatten wir uns mit der Modellbildung und ihren Rahmenbedingungen beschäftigt. Dabei wissen wir alle, dass uns die besten Modelle nichts nutzen, wenn wir sie nicht mit der Natur korrelieren können, weshalb das Dresdner Wasserbaukolloquium 2015 als konsequente Fortführung dem Thema

MESSEN UND ÜBERWACHEN IM WASSERBAU UND AM GEWÄSSER

gewidmet ist. Als langjähriger Leiter der entsprechenden Arbeitsgruppe der IAHR, der auch die ersten wissenschaftlichen Erfolge in diesem Gebiet erworben hatte, habe ich mich natürlich sehr gefreut, dass der Wunsch nach dieser Themenstellung an unser Lehrgebiet herangetragen wurde.

Den Auftakt der Veranstaltung bildet – nach den Tradition gewordenen Grußworten des Landes, der Verbände und des Fördervereins, der das Institut bei der Organisation des Dresdner Wasserbaukolloquiums wie immer unterstützt – ein Übersichtsbeitrag aus Sicht der sächsischen Wasserwirtschaft, ehe wir uns dann in parallelen Sessions mit den vielen Detailproblemen beschäftigen.

Zum diesjährigen Wasserbaukolloquium wurden Beiträge von Behörden, Ingenieurbüros und Firmen sowie aus Universitäten und Forschungsinstitutionen eingereicht. Damit und mit der ebenso breit gestreuten Teilnehmergemeinschaft kann das jährliche Kolloquium erneut seine Brückenwirkung zwischen Theorie und Praxis und die gute Verzahnung der grundlagenorientierten Forschung mit der Anwendung nachweisen. Wieder wurde – um dem regen Interesse Rechnung zu tragen – ein Teil des Kolloquiums in zwei parallele Sessions aufgeteilt. Wie üblich ergänzt darüber hinaus eine Fachausstellung die angebotenen Informationen.

Für die Unterstützung bei der Durchführung der Veranstaltung möchten wir vor allem dem Sächsischen Staatsministerium für Umwelt und Landwirtschaft sowie

den Ausstellern vielmals danken. Wie auch bisher üblich, sind DWA und BWK in den Informationsaustausch eingebunden.

Die Vorbereitung der Veranstaltung lag wesentlich in den Händen der Mitarbeiter der Professur für Technische Hydromechanik, die Durchführung erfolgt kollegial durch Mitarbeiter und Studierende des Instituts für Wasserbau und Technische Hydromechanik. Die Auswahl der Beiträge erfolgte durch das wissenschaftliche Komitee, dem auch Mitglieder des Institutsvorstands und des Vorstandes des Fördervereins angehören. Allen Beteiligten, insbesondere Prof. Pohl, der federführend mit der Koordination betraut war, möchte ich an dieser Stelle vielmals danken.

Ich hoffe, dass es dem Dresdner Wasserbaukolloquium gelungen ist, nicht nur viele, sondern vor allem viele interessante Beiträge anzubieten, die neue Denkanstöße und möglicherweise sogar Lösungsansätze geben. Und ich hoffe, dass alle Teilnehmer Zeit und Gelegenheit finden, die behandelten Themen in Diskussionen zu vertiefen und neue Kontakte zu knüpfen. In diesem Sinne wünsche ich dem Dresdner Wasserbaukolloquium 2015 einen erfolgreichen Verlauf.

Prof. Dr.-Ing. habil. Kai-Uwe Graw

Technische Universität Dresden – Fakultät Bauingenieurwesen
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

38. Dresdner Wasserbaukolloquium 2015
„Messen und Überwachen im Wasserbau und am Gewässer“

Mess- und Überwachungsaufgaben in der Sächsischen Wasserwirtschaft

Uwe Müller

Im Freistaat Sachsen werden im Zuge der Umweltüberwachung, der Anlagenüberwachung und der Katastrophenvorbeugung auch auf dem Gebiet der Wasserwirtschaft umfangreiche Mess- und Überwachungsprogramme durchgeführt. Die Betriebsgesellschaft für Umwelt und Landwirtschaft (BfUL) betreibt im Auftrag des Landesamt für Umwelt, Landwirtschaft und Geologie (LfULG) umfangreiche Messnetze, z.B. Pegelmessnetz, Ombrometermessnetz, Gewässergütestationen, Überblicksmessnetz zur Zustandseinstufung der Gewässer, Grundwassermessnetz, biologische Überwachungen. Die Betreiber von Anlagen, wie z.B. die Landestalsperrenverwaltung (LTV) als Betreiber der landeseigenen Talsperren, die Betreiber von Trinkwassergewinnungsanlagen oder von Abwasserbeseitigungsanlagen, müssen ebenfalls Messnetze zur Überwachung ihrer Anlagen betreiben.

Im Beitrag soll ein Überblick über die meisten Messnetze auf dem Gebiet der Sächsischen Wasserwirtschaft gegeben werden. Dabei soll auch beispielhaft gezeigt werden warum, wo, und wofür diese umfangreichen Messprogramme durchgeführt werden und wie die anfallenden Daten weiter verarbeitet und ggf. zur Verfügung gestellt werden.

Stichworte: Wasserwirtschaft, Messnetze, Umweltüberwachung, Monitoring

1 Einleitung

Messprogramme und Messnetze zur Umwelt- und Anlagenüberwachung oder zur Warnung bei Katastrophen oder Havarien (z.B. Hochwasser, Einleitung von wassergefährdenden Stoffen) sind unabdingbar für einen sicheren und nachhaltigen Umgang mit unserer Umwelt und zum Schutz vor schädlichen Auswirkungen. Damit diese wasserwirtschaftlichen Überwachungsaufgaben geregelt stattfinden, gibt es zahlreiche gesetzliche oder untergesetzliche Regelungen. Beispielhaft soll hier nur auf Verpflichtungen laut dem Sächsischen Wassergesetz (*SächsWG 2013*) verwiesen werden, die letztendlich auch zur Berichterstattung gegenüber der Europäischen Union (EU) entsprechend der EG-Wasserrahmenrichtlinie (WRRL, *EU 2000*) und der EG-Hochwasserrisikomanagementrichtlinie (HWRM-RL, *EU 2007*) dienen.

2 Messprogramme / -netze

2.1 Allgemeines

Die Messnetze der Wasserwirtschaft sind für verschiedene Ziele konzipiert. Die räumliche und zeitliche Auflösung der Messprogramme und Messnetze ist abhängig von ihrem Zweck und muss an veränderliche Anforderungen angepasst werden.

Grundsätzlich werden folgende Größen messtechnisch überwacht:

- Grundwasser
  - Menge und Beschaffenheit
- Oberflächenwasser
  - Menge und Beschaffenheit (chemisch und biologisch)
- Trinkwasser
  - Menge und Beschaffenheit (chemisch und biologisch)
- Abwasser
  - Menge und Beschaffenheit (chemisch und biologisch)
- Wasch- und Reinigungsmittel
  - Beschaffenheit (chemisch)
- wasserwirtschaftliche Anlagen (hier als Beispiel Stauanlagen)
  - Menge und Beschaffenheit (chemisch und biologisch)
  - Standsicherheit, …
- Sonderüberwachungen
  - z.B. montanhydrologisches Monitoring in Braunkohlegebieten

Die Messungen dienen u.a. zur:

- Lebensmittelsicherheit
- Umweltüberwachung
- Bauwerksüberwachung
- Steuerung/Bewirtschaftung
- Dokumentation von Umweltveränderungen
- Schaffung von Datengrundlagen für Maßnahmen und Entscheidungen
- Warnung
- Berichterstattung z.B. gegenüber EU
- Information der Öffentlichkeit

Neben der klassischen allgemeinen Umweltbeobachtung werden die anfallenden Daten zunehmend einer integrativen Umweltbeobachtung zugeführt. Mit diesem Ansatz sollen übergreifende Fragestellungen wie z.B. der Einfluss von Veränderungen des Klimas und der Landnutzung auf die Umwelt und damit z.B. auf die Zielerreichung der WRRL (*EU 2000*) beantwortet werden. Dazu werden die Messnetze oder die daraus resultierenden Daten verstärkt interdisziplinär verknüpft und über Datenbanken systematischer ausgewertet werden. Da die Ressourcen für das Betreiben der Messprogramme und Messnetze limitiert sind, kann der angestrebte Mehrwert der integrativen Umweltbeobachtung nur durch eine Optimierung und Anpassung der bestehenden Systeme erfolgen. Hierzu gehören neben gut ausgebildetem Personal und einer aktuellen Geräteausstattung auch die Entwicklung von Messmethoden und zunehmend Online-Messsysteme. Dabei ist es noch wichtig zwischen dem kontinuierlichen Langzeitmonitoring und dem operativen Monitoring zu unterscheiden.

Im Weiteren sollen an ausgewählten Beispielen einzelne Messprogramme und Messnetze und die Verfügbarkeit der Daten vorgestellt werden.

2.2 Grundwasser

Aus der Abbildung 1 kann man die Strukturierung des Landesmessnetzes Grundwasser erkennen. An über 1500 Messstellen werden Daten der 80 Grundwasserkörper zu folgenden Zwecken ermittelt, gesammelt und aufbereitetet:

- Erfassung des natürlichen oder menschlich beeinflussten Grundwasserdargebotes,
- wasserwirtschaftliche oder sich auf den Wasserhaushalt auswirkende Planungen, Entscheidungen und sonstigen Maßnahmen
- Wirtschaft, Wissenschaft oder Rechtspflege.

Die in Abbildung 2 dargestellten Grundwassermessstellen sind wie folgt aufgeteilt:

- ca. 450 Messstellen für Mengenmessung
- ca. 650 Messstellen für Ermittlungszwecke
- ca. 550 Messstellen für Überwachung der Beschaffenheit
- ca. 190 Messstellen Dritter

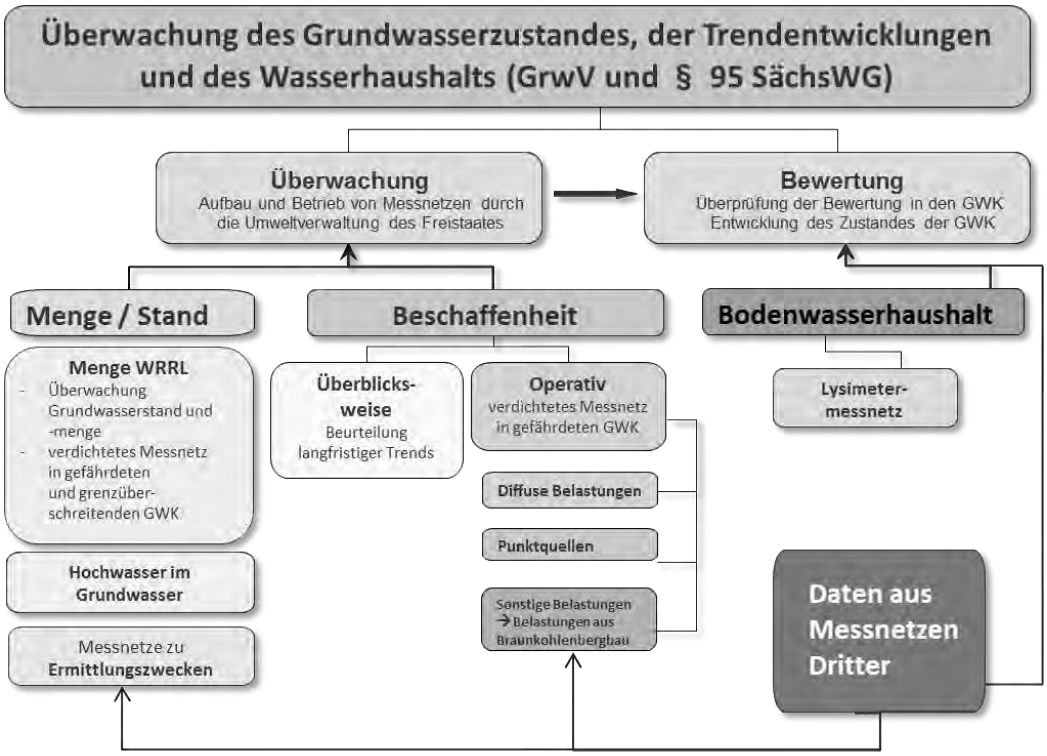


Abbildung 1: Struktur Landesmessnetz Grundwasser des Freistaates Sachsen (LfULG)

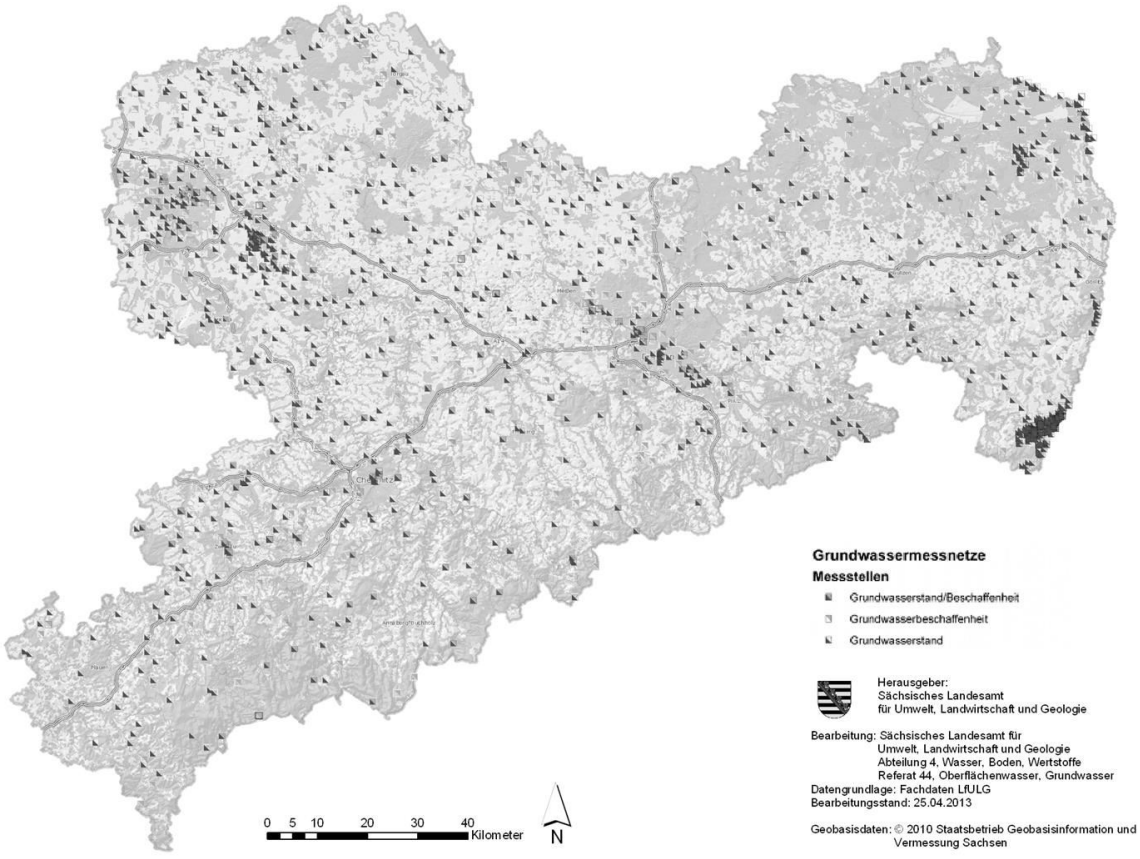


Abbildung 2: Messnetze Grundwasserstand und -beschaffenheit Sachsen (LfULG)

Die Abbildung 3 zeigt einen Auszug aus der Grundwasserstandsganglinie der Messstation an der Schillergalerie in Dresden. In der Ganglinie sind sehr gut die Einflüsse der Hochwasserereignisse der Elbe (z.B. 2002, 2006, 2013) zu erkennen.

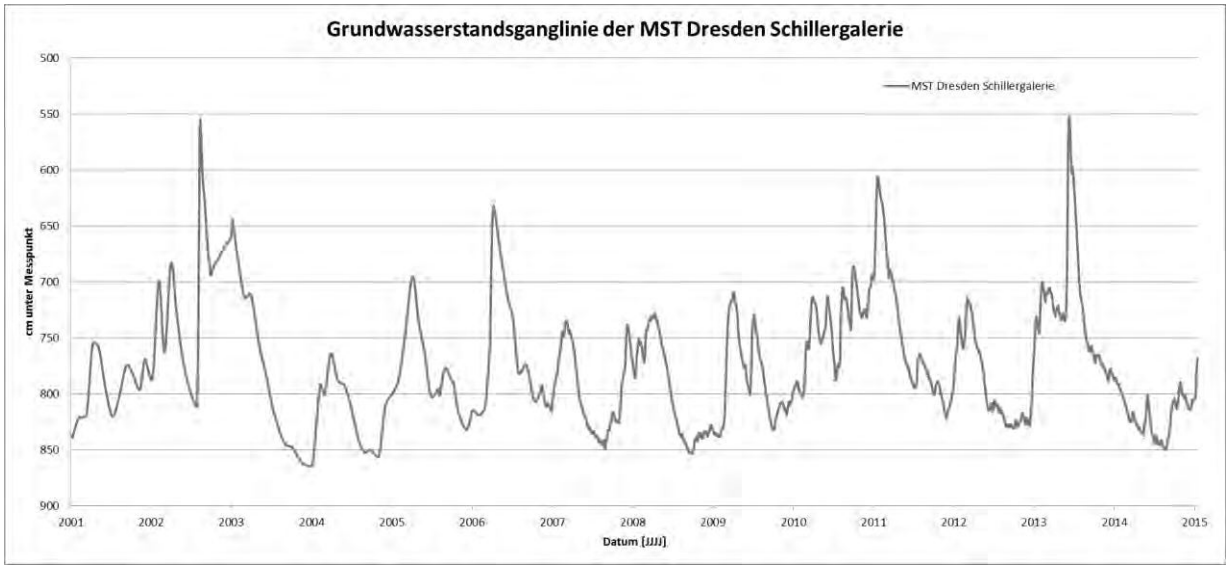


Abbildung 3: Grundwasserstandsganglinie Messstation Dresden Schillergalerie (LfULG)

Die Arten der Messstellen lassen sich wie folgt unterteilen:

- private Schachtbrunnen (385)
- natürliche/gefasste Quellaustritte (83) Abwasser
  - davon Drainquellen (8)
- Grundwassermessstellen / Erkundungsbohrungen (920)
  - davon Messstellenbündel (170)
  - mit Datenfernübertragung (80)
- Sammelentnahmen (8)
- Aufgegebene Fassungsbrunnen (87)
- Lysimeter (20)
- Stollen (8)

Unter dem Link: www.grundwasser.sachsen.de sind umfangreiche Informationen zum Grundwasser, den Grundwassermessnetzen und den verfügbaren Daten abgelegt. So werden z.B. in der interaktiven Karte "Grundwassermessstellen"

alle Grundwasserstands- bzw. Grundwasserbeschaffenheitsmessstellen angezeigt, die derzeit zum Messnetz Grundwasser des Freistaates Sachsen gehören. Alle Kartendienste stehen als WMS/WFS-Dienste zur Verfügung. Es werden auch Daten zum Download angeboten. So findet man z.B. die Grundwasserbeschaffenheitsdaten unter dem Link: http://www.umwelt.sachsen.de/umwelt/wasser/6198.htm.

2.3 Oberflächenwasser

Im Oberflächenwasserbereich werden umfassende Messungen zur kontinuierlichen Überwachung des Abflussgeschehens und der Gewässergütesituation und ggf. zur Warnung durchgeführt.

Zur Überwachung der Menge werden Ombrometer- und Pegelmessnetze betrieben. Die in Sachsen existierenden Ombrometer sind in Abbildung 4 dargestellt. Die Ombrometerstationen teilen sich in den Zuständigkeiten wie folgt auf:

- 133 Deutscher Wetterdienst
- 22 BfUL im Auftrag des LfULG
- 36 Agrarmeteor
- 17 LTV
- 11 Forst
- 38 Meteomedia

Der Freistaat Sachsen hat aufgrund seiner Orographie das dichteste Pegelnetz in Deutschland. Insgesamt stehen in Sachsen 261 Pegel für Wasserstandsmessungen und 234 Pegel für Durchflussmessungen zur Verfügung, wovon 184 Pegel zum Basisnetz gehören und die restlichen Pegel dem Kontroll- und Steuernetz zugeordnet werden. Ca. 165 Pegel sind mit Datenfernübertragung ausgestattet. Die landeseigenen Messnetze werden im Auftrag des LfULG durch die BfUL betreut. Zusätzlich werden noch Daten und Informationen aus Nachbarländern oder anderen Informationsplattformen verwendet. Mit diesen Daten und Informationen und den Talsperrensteuerungsdaten der bei der LTV angesiedelten Talsperrenmeldezentrale liegen zentral beim Landeshochwasserzentrum (LHWZ) alle für den Hochwassernachrichtendienst erforderlichen Informationen zeitnah vor (*Müller 2010*). Die Pegelmessnetze sind in Abbildung 5 dargestellt.

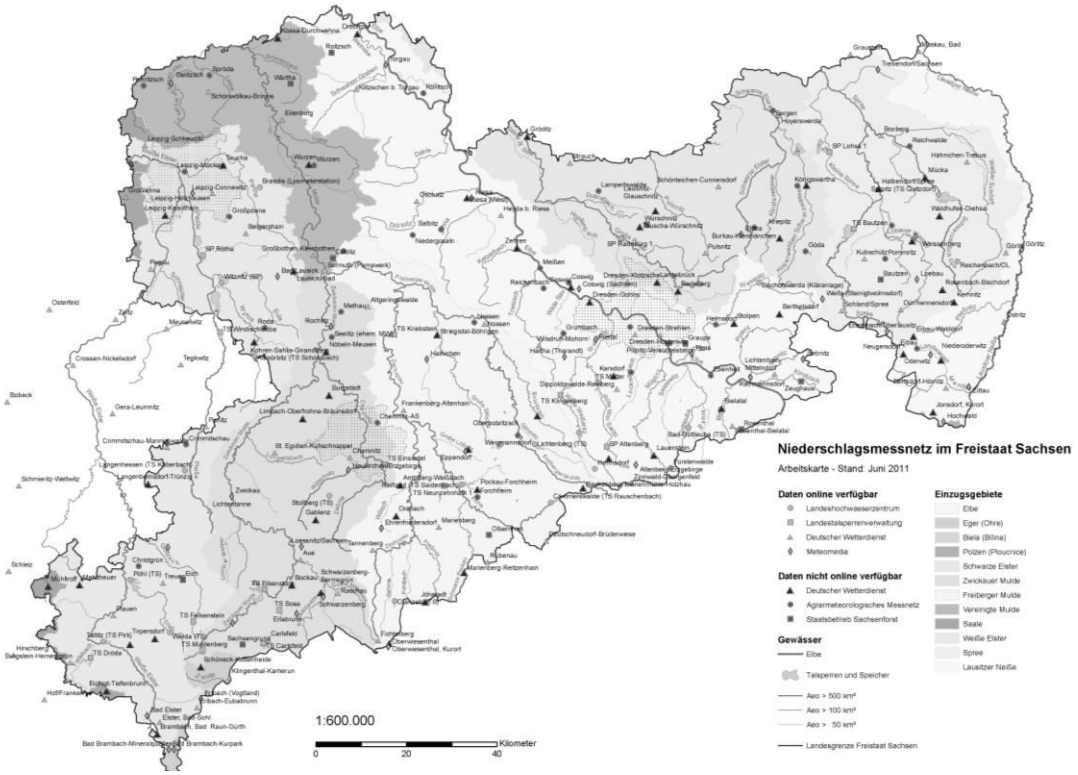


Abbildung 4: Ombrometermessnetze im Freistaat Sachsen (LfULG)

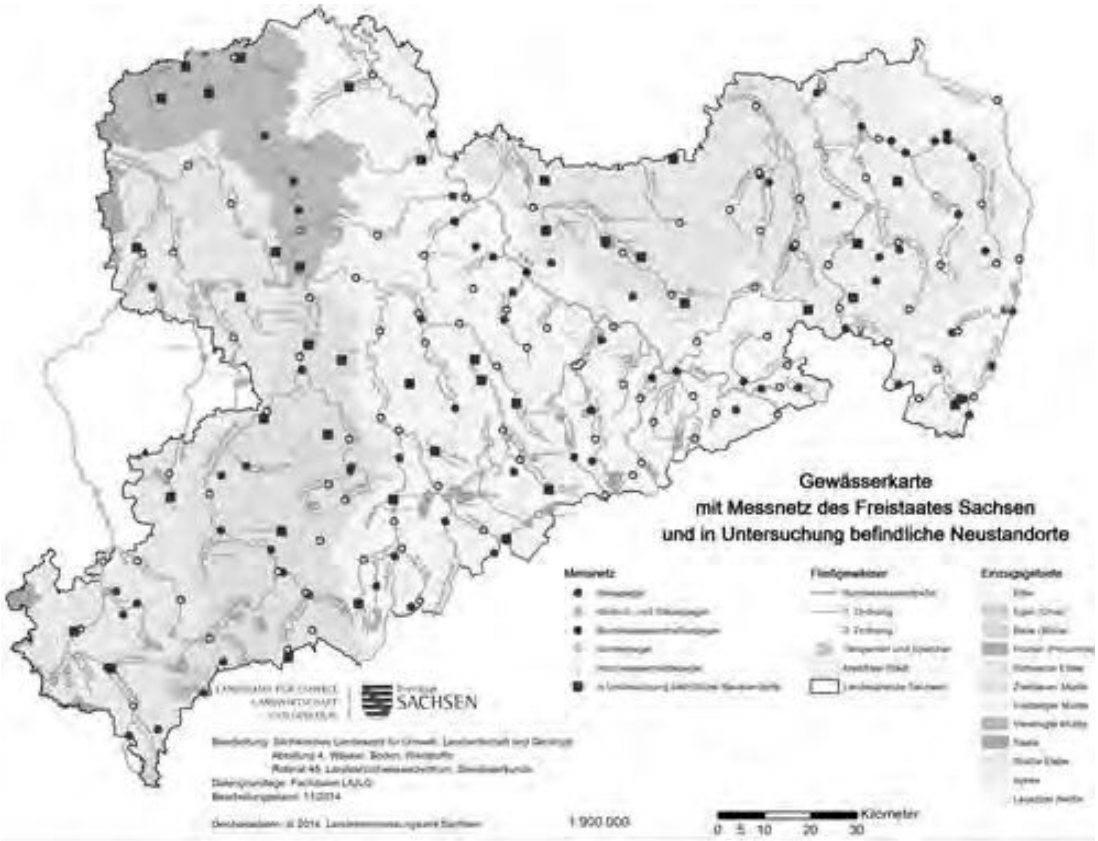


Abbildung 5: Pegelmessnetze im Freistaat Sachsen (LfULG)

Unter dem Link: www.hochwasserzentrum.sachsen.de findet man die direkten Verweise auf die online gestellten Daten der Ombrometer- und Pegelmessstationen. Alle Daten sind in interaktiven Karten dargestellt und auch als Ganglinien verfügbar. Zusätzlich findet man diese Informationen auch im MDR-Videotext ab Seite 530 oder kann sich unter der Rufnummer +49 351 8928 260 die Werte ansagen lassen. Diese für die Hochwasservorhersage wichtigen Daten sind auch für Ereignisanalysen unentbehrlich. Die Abbildung 6 veranschaulicht sehr gut die unterschiedlichen Ganglinien zu den Elbhochwassern 2002, 2006 und 2013.

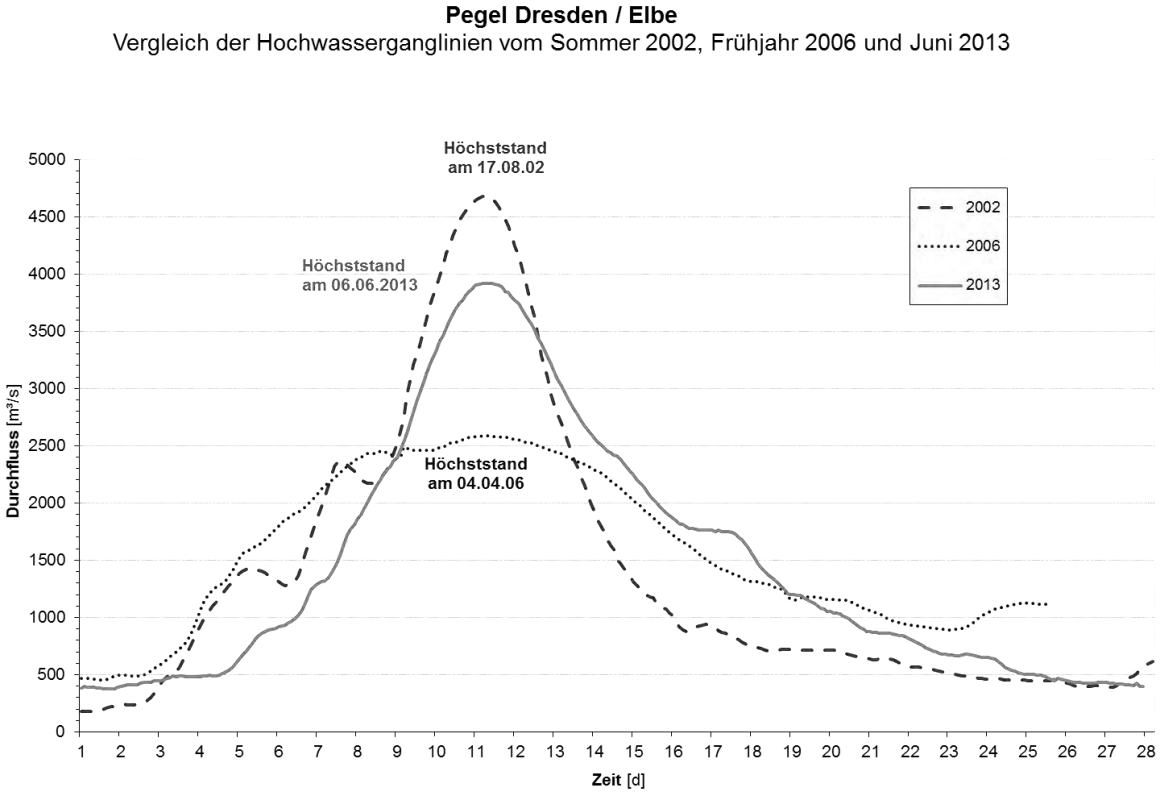


Abbildung 6: Vergleich Hochwasserganglinien am Pegel Dresden (LfULG)

Auch bei der Güteüberwachung finden kontinuierliche und ereignisbezogene Messungen in den Oberflächenwasserkörpern nach WRRL (*EU 2000*) statt. Davon entfallen 617 auf Fließgewässer und 34 auf Standgewässer. Die operativen und Überblicksmessstellen erfassen vorrangig chemische (z.B. Schadstoffe, prioritäre und prioritär gefährliche Stoffe) und biologische (z.B. Fische, Makrozoobenthos, Pflanzen) Parameter. Auf Wasserkörperebene erfolgt regelmäßig eine Kartierung der Gewässerstruktur um insbesondere die Morphologie und deren Veränderungen zu erfassen. In der Abbildung 7 sind die Gütemessnetze und in Abbildung 8 die automatischen Gewässergütemessstationen an der Elbe (3), an der Mulde, an der Weißen Elster und an der Neiße dargestellt.

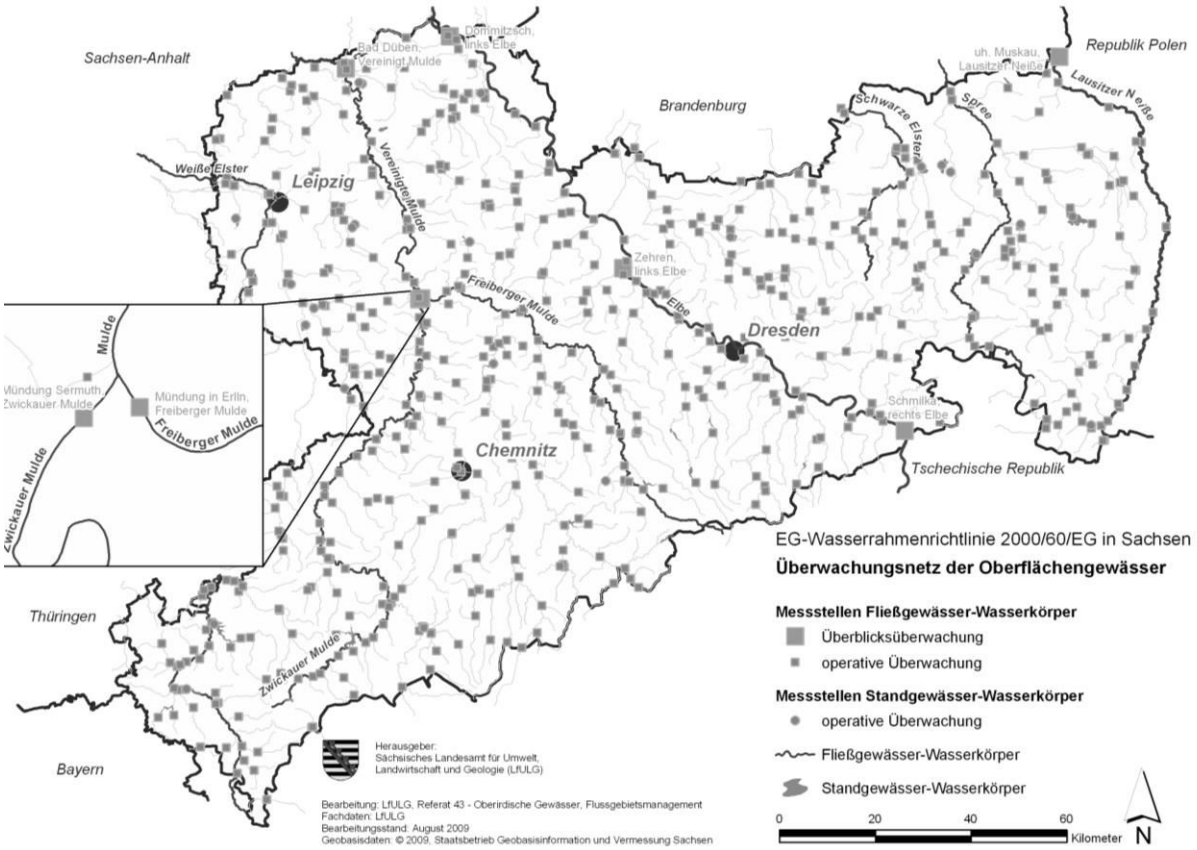


Abbildung 7: Gütemessnetze im Freistaat Sachsen (LfULG)



Abbildung 8: Automatische Gewässergütemessstationen im Freistaat Sachsen (LfULG)

Die umfangreichen Auswertungen aus diesen Daten hier darzustellen, würde zu weit führen. Alle Daten sind im Internet verfügbar und meist über interaktive Karten abrufbar (http://www.umwelt.sachsen.de/umwelt/wasser/7077.htm). Die Abbildungen 9 und 10 sollen beispielhaft Messreihen veranschaulichen.

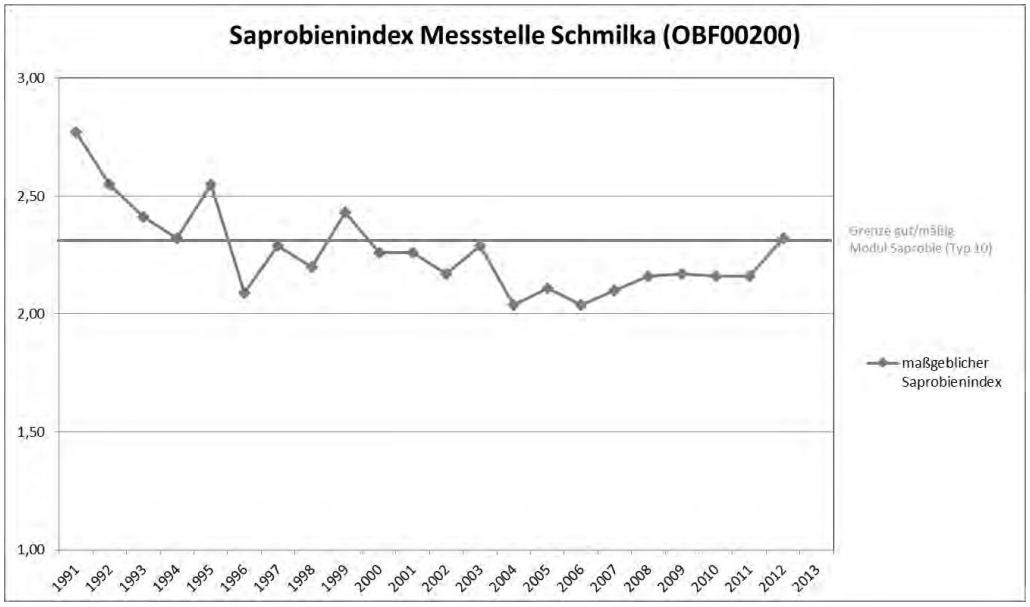


Abbildung 9: Saprobieindex an Messstelle Schmilka (Elbe), (LfULG)

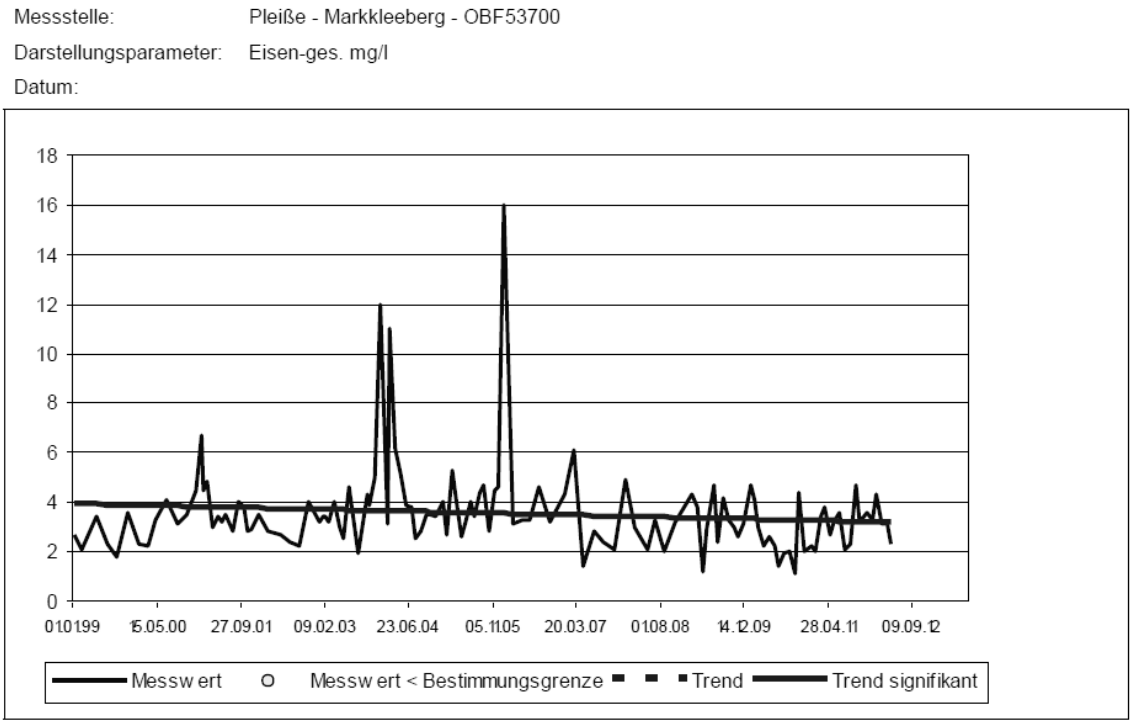


Abbildung 10: Eisen gesamt an Messstelle Markkleeberg (Pleiße), (LfULG)

2.4 Trinkwasser

Die Mengen- und Güteüberwachungsmessungen des Grundwassers und der Oberflächengewässer sichern auch Erkenntnisse zur Menge und Qualität von Wasserentnahmen aus Grundwasser, oberirdischen Gewässern oder Uferfiltrat, die z. B. für die öffentliche Wasserversorgung mit Trinkwasser, die Brauchwasserversorgung für Industrie und Landwirtschaft, die landwirtschaftlichen Bewässerung, die Wasserzuspeisung für Fischteiche, die Energiegewinnung durch Wasserkraftanlagen, die thermischen Energiegewinnung durch Grundwasserwärmepumpen, die Wasserversorgung von Einzelgrundstücken, aber auch für Grundwasserabsenkungen und Wasserhaltungen im Bergbau und für Bauobjekte sowie für Wasserüberleitungen dienen können. Wasserentnahmen bedürfen nach wassergesetzlichen Regelungen einer Erlaubnis bzw. Bewilligung, soweit die Wasserentnahme nicht unter den Gemeingebrauch entsprechend § 16 SächsWG (*SächsWG 2013*) in Verbindung mit § 26 Wasserhaushaltsgesetz (*WHG 2009*) fällt.

Mit der für den Nutzungstatbestand der Wasserentnahme getroffenen wasserrechtlichen Entscheidung werden Art und Umfang der Messung der Wasserentnahme festgelegt. Das können sowohl Parameter des Volumenstromes als auch der (Roh)-Wasserbeschaffenheit sein.

Diese Messdaten dienen der behördlichen Überwachung zur Einhaltung der wasserrechtlichen Entscheidung, der betrieblichen Eigenkontrolle, der technisch-technologischen und wirtschaftlichen Steuerung der betrieblichen Prozesse der Wasseraufbereitung, Wasserbereitstellung und Wasserverwendung sowie der Ermittlung zur Erhebung der Wasserentnahmeabgabe.

Einen erheblichen Anteil der Wasserentnahmen aus den Gewässern in Sachsen hat die öffentliche Wasserversorgung mit Trinkwasser. Dabei liegt die Wasserentnahme im Zeitraum der letzten 20 Jahre mit geringen jährlichen Schwankungen bei 60 Prozent aus dem Grundwasser und bei 40 Prozent aus dem Oberflächenwasser, vorwiegend aus Trinkwassertalsperren. Im Jahr 2011 nahmen die Trinkwasserversorgungspflicht 75 Aufgabenträger - darunter 33 Zweckverbände und 42 Städte und Gemeinden - wahr. Derzeit sind 336 Bilanzanlagen - Wasserwerke und Gewinnungsanlagen die in das Trinkwassernetz einspeisen – versorgungswirksam.

Wassermessungen nach Menge erfolgen für die Entnahme aus der Wassergewinnung bzw. der Wasserbereitstellung von der LTV an den landeseigenen Trinkwassertalsperren, durch die Aufgabenträger bzw. die beauftragten Betriebsführungen / Wasserwerke mit entsprechenden Volumenstrommesseinrichtungen.

Die Rohwasserbeschaffenheit wird in der Regel durch automatisch arbeitende Messtechnik oder Laboranalytik des Wasserwerkes untersucht. Die Messprogramme der anlagenspezifischen, vorrangig chemischen Parameter für die kontinuierlichen Rohwasseranalysen dienen in erster Linie der Prozesssteuerung der Wasseraufbereitung.

Die Überprüfung, ob das Trinkwasser den Anforderungen der Trinkwasserverordnung (*TrinkwV 2013*) genügt, erfolgt vom Wasserversorger durch Eigenkontrollen der bakteriologischen und chemischen Parameter, die zu dokumentieren und gegenüber dem Gesundheitsamt nachzuweisen sind. Zusätzlich erfolgt die behördliche Überwachung der Wasserversorgungsanlagen durch die Gesundheitsämter um den Verbraucher vor gesundheitlichen Beeinträchtigungen zu schützen. In Abbildung 11 ist die Verteilung der Wasserversorgungsanlagen im Freistaat Sachsen dargestellt.

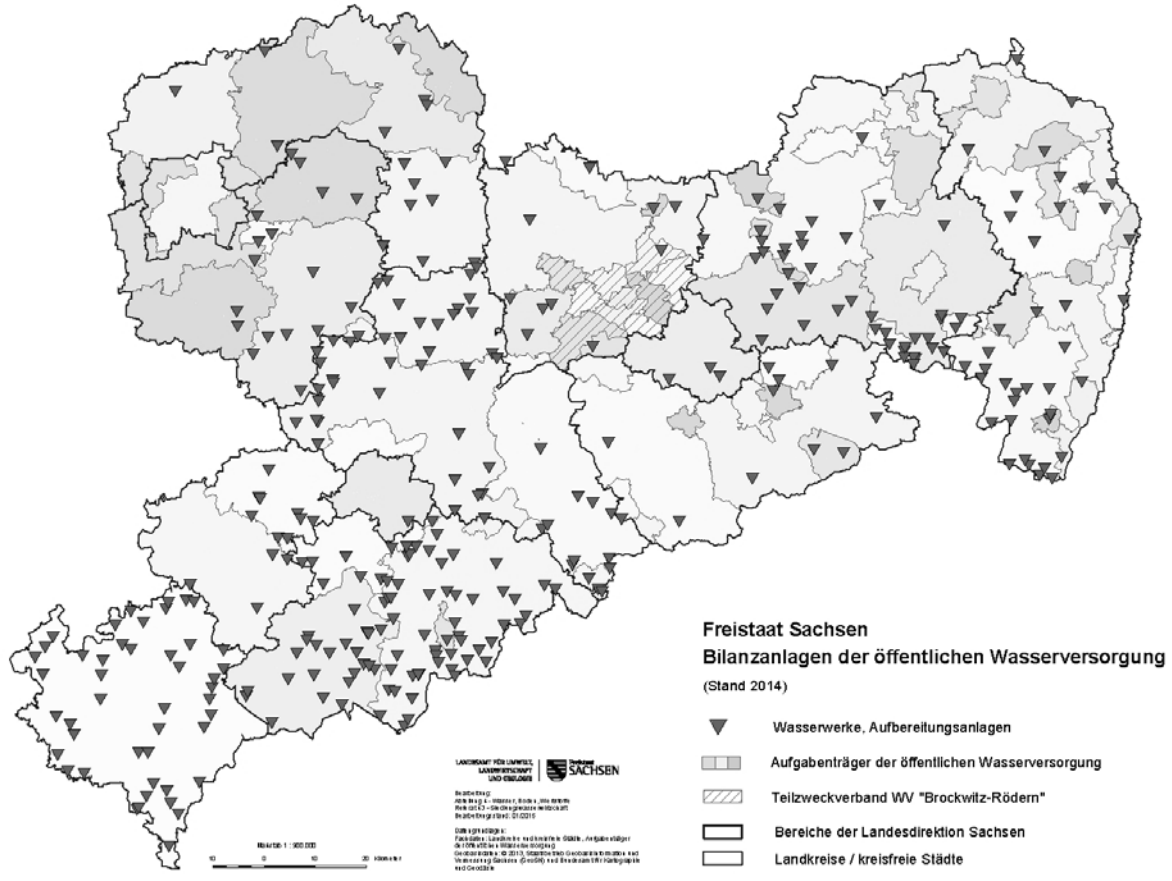


Abbildung 11: Bilanzanlagen der öffentlichen Wasserversorgung in Sachsen, (LfULG)

2.5 Abwasser

Im Bereich der Abwasserbeseitigung erfolgen routinemäßige Messungen im Rahmen der behördlichen Überwachung der ordnungsrechtlichen Anforderungen und der Abwasserabgabeparameter sowie bei der Eigenkontrolle von Abwasseranlagen durch die Anlagenbetreiber.

Vor der Einleitung in ein Gewässer muss anfallendes Abwasser mindestens entsprechend dem Stand der Technik behandelt werden. Mindestanforderungen sind in der Abwasserverordnung festgelegt, die konkreten Anforderungen im Einzelfall richten sich nach dem die Einleitung zulassenden Bescheid (Erlaubnisbescheid). Bei kommunalen Anlagen werden diese Anforderungen in Abhängigkeit von der Anlagengröße 2-6-mal pro Jahr überwacht. Parameter der ordnungsrechtlichen Überwachung sind bei allen Anlagen der Chemische Sauerstoffbedarf (CSB) und der Biochemische Sauerstoffbedarf in 5 Tagen (BSB5) und bei größeren Anlagen oder Kläranlagen mit entsprechenden Anforderungen zusätzlich die Nährstoffparameter Ammoniumstickstoff (NH4-N), Stickstoff gesamt (Nges) und Phosphor gesamt (Pges). Die Probenahme erfolgt als qualifizierte Stichprobe oder 2-Stunden-Mischprobe. Bei Kleinkläranlagen sind die Messungen Bestandteil der erforderlichen Wartung.

Für die Einleitung von Abwässern in ein Gewässer ist nach dem Abwasserabgabengesetz eine Abwasserabgabe zu zahlen. Abwasserabgabeparameter sind neben CSB, Nges und Pges die Schwermetalle Blei (Pb), Cadmium (Cd), Chrom (Cr), Kupfer (Cu), Nickel (Ni) und Quecksilber (Hg) sowie adsorbierbare organische Halogene (AOX) und Giftigkeit gegenüber Fischeiern (GEi). Die Parameter werden in der Regel ebenfalls behördlich überwacht.

Betreiber von Abwasseranlagen sind nach der Eigenkontrollverordnung zur Eigenkontrolle ihrer Anlagen verpflichtet. Der Mindestkontrollumfang hängt bei Abwasserbehandlungsanlagen von der Ausbaugröße ab und reicht von nur jährlich oder monatlich zu kontrollierenden Größen bis zu täglich oder kontinuierlich zu messenden Parametern. Im Zulaufbereich biologischer Abwasserbehandlungsanlagen sind Abwasservolumenstrom, pH-Wert, BSB5, CSB, NH4-N, Pges, Luft- und Abwassertemperatur (T) zu messen. Im Ablaufbereich müssen BSB5, CSB, NH4-N, Nitritstickstoff (NO2-N), Nitratstickstoff (NO3-N), Pges sowie absetzbare Stoffe regelmäßig selbst überwacht werden. Zum Mindestkontrollumfang gehören darüber hinaus Messungen bzw. Kontrollen in der biologischen Stufe, der Fällung oder Flockung, der Nachklärung, der Schlammbehandlung und -entwässerung sowie an der Einleitstelle in ein Oberflächengewässer.

Einen Überblick über die wichtigsten Abwasserparameter, die bei der behördlichen Überwachung ordnungsrechtlicher Anforderungen, im Rahmen der Abwasserabgabeerhebung und bei der Eigenkontrolle gemessen werden, zeigt die

Abbildung 12 für das Beispiel einer kommunalen Kläranlage mit biologischer Reinigungsstufe.

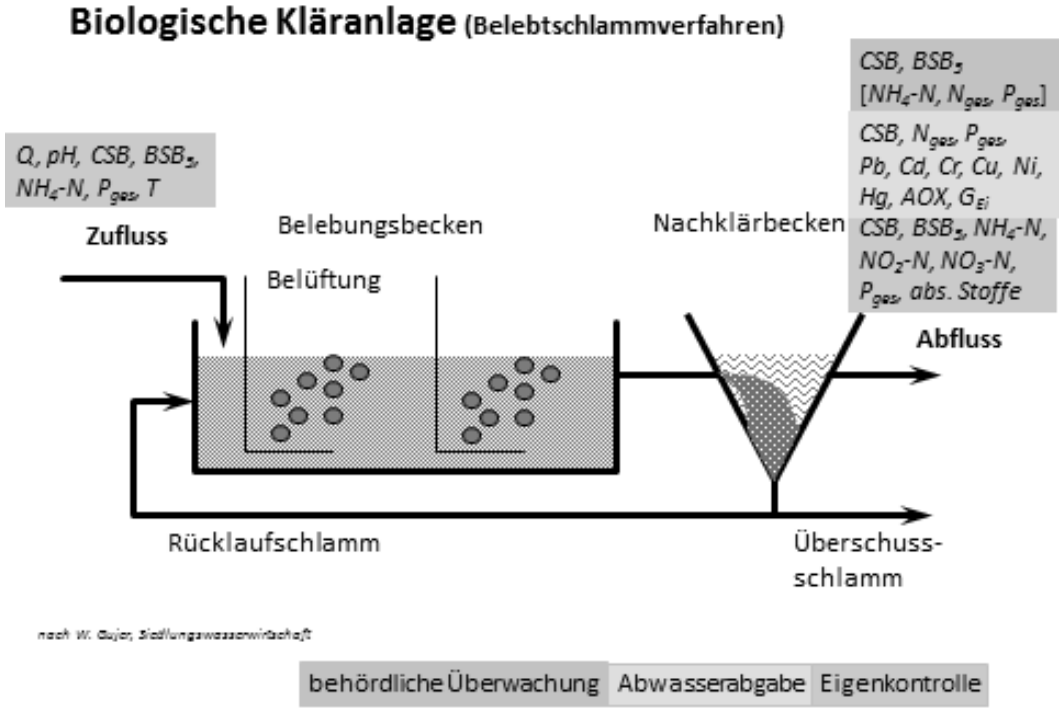


Abbildung 12: Messgrößen an einer biologischen Kläranlage, (LfULG)

2.6 Wasch- und Reinigungsmittel

Nach Angaben des Umweltbundesamtes (*UBA 2015*) werden jährlich mehr als 1,3 Millionen Tonnen Wasch- und Reinigungsmittel (WRM) an private Endverbraucher verkauft. Hinzu kommen unbekannte Mengen gewerblicher und industrieller Reinigungsmittel. Der aus Wasch- und Reinigungsmitteln von privaten Haushalten resultierende Chemikalieneintrag in das Abwasser beträgt jährlich ca. 630.000 Tonnen. Die Belastung des Abwassers ist erheblich.

Geregelt werden WRM im Wesentlichen in der EU-Detergenzienverordnung (*EU 2006*) und dem Wasch- und Reinigungsmittelgesetz (*WRMG 2013*). Diese stellen Vorgaben zur biologischen Abbaubarkeit der Tenside auf, zu Höchstmengen an Phosphatverbindungen, zur Kennzeichnung der Produkte und zu Verpflichtungen der Hersteller.

Die Kontrolle der Einhaltung dieser Anforderungen umfasst die formelle und analytische Überwachung bei Herstellern und Händlern sowie die Prüfung von Verdachtsfällen.

Die formelle Überwachung erfolgt durch:

- Betriebsbegehungen (Produktionsstätte, Lager)
- Einsicht in relevante Unterlagen, wie Sicherheitsdatenblätter, Unterlagen zur vollständigen aeroben Abbaubarkeit von Tensiden, etc.
- Überprüfung der Kennzeichnung (Inhalts- und Stoffangaben, Dosierempfehlung, ...)
- Prüfung der Informationen zum Produkt (z. B. Kundeninformationen)
- Überprüfung der Meldung neuer Produkte an das Bundesinstitut für Risikobewertung (BfR)
- Kontrolle des Vorhandenseins einer Website mit vorgegebenen Verbraucherinformationen.

Die Überwachung der BfR-Meldungen und Internetauftritte erfolgt regelmäßig. Die übrigen Punkte werden stichprobenhaft oder bei Beanstandung geprüft. Dabei arbeiten die für den Vollzug des WRMG (*WRMG 2013*) und des Lebensmittel-, Bedarfsgegenstände- und Futtermittelgesetzbuches (*LFGB 2013*) zuständigen Behörden sowie die Chemikalienbehörden eng zusammen. Die analytische Überwachung erfolgt an ausgewählten Stichproben. Geprüft werden dabei:

- Biologische Abbaubarkeit der Tenside: In WRM eingesetzte Tenside müssen vollständig biologisch abbaubar sein. Zusätzlich geregelt sind die primäre Bioabbaubarkeit der anionischen und nichtionischen Tenside, die nicht von der Detergenzienverordnung (*EU 2006*) erfasst werden, wie z. B. Reinigungsverstärker oder reinigende Pflegeprodukte. Eine Analyse von Stichproben sächsischer Hersteller im Jahr 2013 kam zu dem Ergebnis, dass die Vorgaben zur biologischen Abbaubarkeit von Tensiden eingehalten werden.
- Höchstmengen für Phosphate nach PHöchstMengV für gewerbliche Wäschereien und nach Anhang VI a Detergenzienverordnung (*EU 2006*) die Begrenzung des Gehalts an Phosphaten und anderen Phosphorverbindungen in für den Verbraucher bestimmten Textilwaschmitteln und Maschinengeschirrspülmitteln. Die Analyse von Stichproben verschiedener Maschinengeschirrspülmittel ergab eine Bandbreite an Phosphatgehalt, die ein Reduktionspotenzial erkennen lässt. Nach Vorgaben der Detergenzienverordnung (*EU 2006*) gilt für Maschinengeschirrspülmittel ab dem Jahr 2017 ein niedriger Phosphorhöchstwert.
- Überprüfung der Inhaltsstoffe nach der Kennzeichnung, den Internetangaben oder den Angaben in Datenblättern. Dies erfolgt stichprobenhaft mit verschiedenen Schwerpunkten wie Konservierungsmittel oder Duftstoffe.

Diese Überwachungshandlungen werden vom LfULG mit den Gesundheitsbehörden durchgeführt.

2.7 Wasserwirtschaftliche Anlagen

Wasserwirtschaftliche Anlagen werden entsprechend ihrer Nutzung bezüglich ihrer Steuergrößen und ggf. der Standsicherheit messtechnisch überwacht. An dieser Stelle soll beispielhaft auf Trinkwassertalsperren eingegangen werden.

Um diese großen Ingenieurbauwerke zu überwachen und auch entsprechend bewirtschaften zu können, wird von der Vorbereitung bis zur Fertigstellung und für den Betrieb ein Überwachungs- und Messprogramm projektiert. Dieses Programm sichert, dass jederzeit Aussagen über die Funktions- und Tragsicherheit der Talsperre ermöglicht werden. Veränderungen jeglicher Art werden in geeigneten Kennwerten qualitativ und quantitativ verfolgt und es muss der Nachweis für die Richtigkeit und Genauigkeit der projektierten Kennwerte erbracht werden. Damit werden auch für künftige Projektierungen Vergleichswerte und Berechnungsgrundlagen geschaffen. Die Abbildung 13 zeigt die Vielfalt der sicherheitstechnischen Überwachungshandlungen an Talsperren.

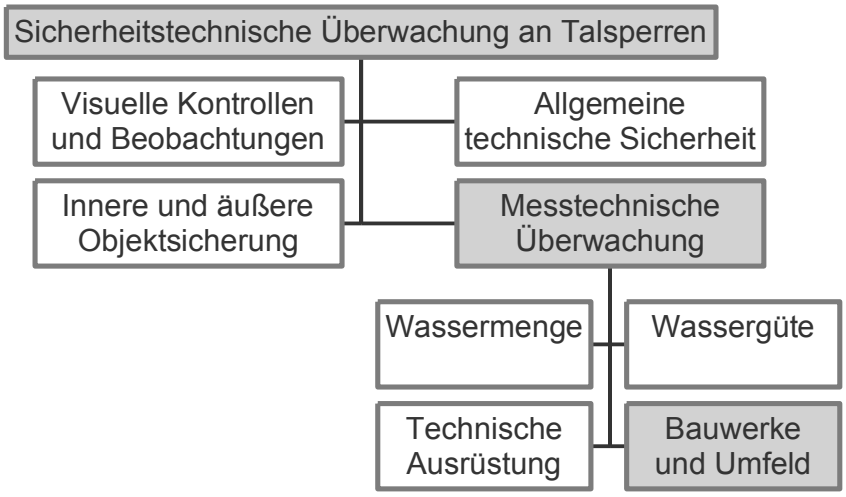


Abbildung 13: Bauwerksüberwachung an Talsperren in Sachsen, (Aehnelt 2001)

Messbereiche der Bauwerksüberwachung sind die Absperrbauwerke, die bautechnischen Betriebseinrichtungen, der Baugrund, ggf. die Stauraumhänge und das luftseitiges Vorland. Mit den verschiedensten Messverfahren werden folgende Größen messtechnisch erfasst (Bsp. Gewichtsstaumauer):

- Wirkgrößen wie Beckenwasserstände, Temperaturen von Luft, Wasser und Bauwerk, Niederschläge, Eisdicken
- Verschiebung der Mauer gegenüber dem Baugrund infolge Wasserdruck

- Kippungen der Mauer infolge Wasserdruck
- Verbiegungen der Mauer infolge Wasserdruck und Temperatur
- Setzungen der gesamten Mauer infolge Eigen- und Wasserlast
- Hebungen von Mauerkronen durch Zerrüttung kronennaher Bereiche infolge Frost-Tau-Wechsel (vor allem bei Bruchsteinmauern)
- Sohlwasserdruck
- Wasserstände im Hangbereich und im luftseitigen Vorland
- Menge und Veränderung des anfallenden Sickerwassers

Da es in Sachsen über 190 Talsperren gibt, ist auch auf dem Gebiet der Bauwerksüberwachung ein nicht zu unterschätzender Messaufwand im Sinne der Sicherheit erforderlich.

2.8 Sonderüberwachungen

Da in Sachsen seit Mitte des 19. Jahrhunderts in Tagebauen industriell Braunkohle gefördert worden ist, werden in diesen Regionen Sondermessnetze betrieben, um die Auswirkungen auf die stark veränderte Landschaft von ca. 55.000 ha (3% der Landesfläche) zu erfassen und um die angestrebten Ziele der Rekultivierung überprüfen zu können. Man spricht hier vom montanhydrologischen Monitoring in Braunkohlegebieten.

Ziel bei der Wiedernutzbarmachung ist ein ausgewogener Mix für die Bereitstellung von Flächen für Landwirtschaft, Forst, Tourismus, Wirtschaft und Naturschutz, der viele Potentiale und Chancen bietet. Für die Rekultivierung des „Altbergbaus“ ist die Lausitzer und Mitteldeutsche Bergbau-Verwaltungsgesellschaft mbH (LMBV) zuständig, für die aktiven Tagebaue hingegen der jeweilige Bergbautreibenden (Vattenfall, MIBRAG). Der nach 1990 einsetzende Sanierungsbergbau der LMBV hat seitdem einen Großteil der bergbaulichen Arbeiten abgeschlossen. Der aktuelle Schwerpunkt liegt nunmehr im wasserwirtschaftlichen Bereich, wobei die Sanierung insbesondere dazu dienen soll, einen ausgeglichenen, sich weitgehend selbst regulierenden Wasserhaushalt herzustellen. Dazu gehört auch die Integration notwendiger Maßnahmen der Nachsorge, die u. a. den Sanierungserfolg sichern und unter Berücksichtigung der Anforderungen der EG-WRRL (*WRRL 2000*) die veränderten und künstlich entstandenen Gewässer in die sächsische Gewässerlandschaft integrieren sollen.

Ziel des montanhydrologischen Monitoring ist die Umweltüberwachung im Rahmen der Sanierung der Braunkohlefolgelandschaften zur Abwehr von Ge-

fahren, zur Wiedernutzbarmachung und zur Herstellung eines sich weitgehend selbst regulierenden Wasserhaushaltes. Der Umfanges und der Inhaltes der Messungen wird zwischen den sächsischen Behörden und der LMBV abgestimmt. Folgende Größen werden messtechnisch überwacht:

- Niederschlag
- Bodenwasser
- Bodenluft
- Katena-Böschung
- Grundwasser
- Seewasser
- Fließgewässer
- Grubenwässer
- Zusatzprogramm Altlasten
- Zusatzprogramm Versauerung
- Zusatzprogramm besondere Indikationen
- Zusatzprogramm Betonaggressivität
- Strömung
- Menge
- Chemische Beschaffenheit
- Biologische Parameter
- Bodenphysikalische Parameter
- Bodenchemische Parameter

3 Integrative Umweltbeobachtung

Wie im Kapitel 2 schon erwähnt, werden die anfallenden Daten zunehmend einer integrativen Umweltbeobachtung zugeführt, um Schlussfolgerungen und Antworten für anstehende Fragestellungen ableiten zu können. An dieser Stelle soll beispielhaft das „Wasserhaushaltsportal Sachsen“ (siehe auch www.wasserhaushaltsportal.sachsen.de) erklärt werden.

Das internetbasierte „Wasserhaushaltsportal Sachsen“ stellt sachsenweite Daten für Wasserhaushaltskomponenten bzw. daraus abgeleitete Kennwerte sowohl für den IST- Zustand (1961 bis 2010) als auch für ausgewählte Zukunftsszenarien (2011 bis 2100) bereit. Die Wasserhaushaltsdaten sind Ergebnisse des seit 2008 in der Umsetzung befindlichen mehrstufigen komplexen Projektes „KliWES“, welches die Auswirkungen prognostizierter Klimaänderungen auf den Wasser- und Stoffhaushalt sächsischer Gewässereinzugsgebiete näher untersucht.

Mit dem „Wasserhaushaltsportal Sachsen“ werden nach aktuellem Stand von Wissenschaft und Technik und auf der Basis bestverfügbarer Datengrundlagen modellierte Wasserhaushaltsdaten (z. B. Niederschlag, Verdunstung, oberirdischer

Abfluss, Grundwasserabfluss) bzw. daraus abgeleiteten Niedrigwasserkennwerten und demnächst auch Hochwasserkennwerten allgemeinverfügbar im Internet bereitgestellt.

Mit dem internetbasierten „Wasserhaushalsportal Sachsen“ in seiner inhaltlichen Komplexität und Funktionalität nimmt der Freistaat Sachsen im Vergleich mit anderen Bundesländern eine innovative Vorreiterrolle ein. Anwenderzielgruppen sind sowohl Fach- und Vollzugsbehörden aus der öffentlichen Verwaltung, als auch Forschungsinstitutionen bzw. Hoch- und Fachschuleinrichtungen, Ingenieur- und Planungsbüros sowie die sonstige interessierte Öffentlichkeit. Mit der Datenfreigabe für die implementierten Fachbausteine des „Wasserhaushaltsportals Sachsen“ wird eine bessere öffentliche Transparenz und Akzeptanz des Behördenhandelns erreicht.

Das Projektkonzept „KliWES“ besteht aus einer mehrstufigen Berechnung des Wasserhaushaltes innerhalb unterschiedlicher Fachbausteine. Dazu wurde 2008 zunächst ein „Drei-Säulen-Konzept“ (Säulen A, B und C) entwickelt, welches 2013 durch einen zusätzlichen Fachbaustein „Regionalisierung von Niedrigwasserkennwerten“ ergänzt wurde.

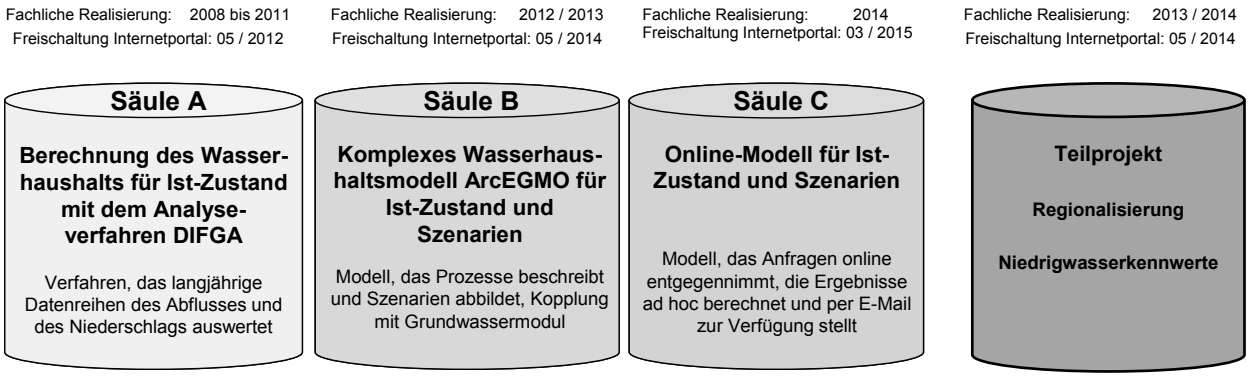


Abbildung 14: Fachbausteine KliWES – Wasserhaushaltsportals Sachsen (LfULG)

Ausführlichere Informationen zum Gesamtprojekt KliWES und dessen Methodik sind auf der Internetseite des Projektes KliWES unter www.umwelt.sachsen.de/kliwes zu finden.

Die herunterladbaren Daten, die konsistente und reproduzierbare Ergebnisse, wie z.B. Grundwasserneubildung, für den Status quo und für Szenarien liefern, stellen für Fachplaner in den Bereichen Wasserwirtschaft, Forstwirtschaft und Landwirtschaft ein unverzichtbares Grundlagenmaterial dar. Risikokarten

verdeutlichen regionalspezifisch die Vulnerabilität des Wasserhaushaltes gegenüber Klimaveränderungen und Landnutzungsänderungen.

Die ebenfalls herunterladbaren Ergebnisse der „Regionalisierung von Niedrigwasserkennwerten“ liefern flächendeckend für Sachsen für beliebig wählbare Gewässerabschnitte Niedrigwasser-Kennwerte (MNQ-Gesamtjahr; MNQ-Sommerhalbjahr; MNQ-Winterhalbjahr) als fachliche Eingangsdaten für die Festlegung bzw. die Überprüfung von Mindestwasserführungen nach § 33 WHG im wasserrechtlichen Verwaltungsvollzug.

4 Zusammenfassung

Die Überwachung des Grund- und Oberflächenwassers, des Trink- und Abwassers, von Produkten auf wassergefährdende Stoffe, die Überwachung von Stauanlagen und das montanhydrologische Monitoring durch Messprogramme und Messnetze ist eine wichtige und deshalb auch gesetzlich verankerte Aufgabe der Wasserwirtschaft oder tangierender Zweige. Die Überwachungsaufgaben dienen einerseits der Sicherung der Ressource Wasser als Baustein der Daseinsvorsorge und sollen andererseits vor den Gefahren die vom Wasser (z.B. Hochwasser) selbst ausgehen können oder durch das Wasser (Schadstoffe) transportiert werden können schützen. Durch eine integrative Umweltbeobachtung können übergreifende Fragestellungen wie z.B. der Einfluss von Veränderungen des Klimas und der Landnutzung auf die Umwelt und damit z.B. auf die Zielerreichung der WRRL (*EU 2000*) beantwortet werden.

5 Literatur

EU, Europäische Union (2000): Richtlinie 2000/60/EG des Europäischen Parlaments und des Rates vom 23. Oktober 2000 zur Schaffung eines Ordnungsrahmens für Maßnahmen der Gemeinschaft im Bereich der Wasserpolitik, EU-Wasserrahmenrichtlinie, (ABl. L 327 vom 22.12.2000, S. 1), 2000

EU, Europäische Union (2006): Verordnung EG Nr. 648/2004 des Europäischen Parlaments und des Rates vom 31. März 2004 über Detergenzien (ABl. EU Nr. L 104 S. 1),geändert durch Verordnung (EG) Nr. 907/2006 vom 20. Juni 2006 (ABl. EU Nr. L 168 S. 5

EU, Europäische Union (2007): Richtlinie 2007/60/EG des Europäischen Parlaments und des Rates vom 23. Oktober 2007 über die Bewertung und das Management von Hochwasserrisiken, (ABl. L 288 vom 06.11.2007, S. 27), 2007

LFGB, BR Deutschland (2013): Lebensmittel- und Futtermittelgesetzbuch in der Fassung der Bekanntmachung vom 3. Juni 2013 (BGBl. I S. 1426), das durch Artikel 2 des Gesetzes vom 5. Dezember 2014 (BGBl. I S. 1975) geändert worden ist

LfULG Internet: www.grundwasser.sachsen.de (Januar 2015)

LfULG Internet: http://www.umwelt.sachsen.de/umwelt/wasser/6198.htm (Januar 2015)

LfULG Internet: www.hochwasserzentrum.sachsen.de (Januar 2015)

LfULG Internet: http://www.umwelt.sachsen.de/umwelt/wasser/7077.htm (Januar 2015)

LfULG Internet: www.wasserhaushaltsportal.sachsen.de (Januar 2015)

LfULG Internet: www.umwelt.sachsen.de/kliwes (Januar 2015)

Müller, U. (2010): Hochwasserrisikomanagement – Theorie und Praxis; Vieweg+Teubner Verlag, 440 Seiten, Wiesbaden 2010

SächsWG, Freistaat Sachsen (2013): Sächsisches Wassergesetz (SächsWG), SächsGVBl. Jg. 2013, Bl.-Nr. 10, S. 503, Fsn-Nr.: 612-3/2, Fassung gültig ab: 01.05.2014

TrinkwV, BR Deutschland (2013): Trinkwasserverordnung in der Fassung der Bekanntmachung vom 2. August 2013 (BGBl. I S. 2977), die durch Artikel 4 Absatz 22 des Gesetzes vom 7. August 2013 (BGBl. I S. 3154) geändert worden ist

UBA, Umweltbundesamt (2015): http://www.umweltbundesamt.de/themen/chemikalien/wasch-reinigungsmittel

WHG, BR Deutschland (2009): Wasserhaushaltsgesetz vom 31. Juli 2009 (BGBl. I S. 2585), das zuletzt durch Artikel 2 des Gesetzes vom 15. November 2014 (BGBl. I S. 1724) geändert worden ist

WRMG, BR Deutschland (2013): Wasch- und Reinigungsmittelgesetz in der Fassung der Bekanntmachung vom 17. Juli 2013 (BGBl. I S. 2538), das zuletzt durch Artikel 4 Absatz 74 des Gesetzes vom 7. August 2013 (BGBl. I S. 3154) geändert worden ist

Autor:

Dr.-Ing. Uwe Müller

Sächsisches Landesamt für Umwelt, Landwirtschaft und Geologie
Abteilung Wasser, Boden, Wertstoffe
Zur Wetterwarte 11
01109 Dresden

Tel.: +49 351 8928 4000
Fax: +49 351 8928 4099
E-Mail: Uwe.Mueller@smul.sachsen.de

online-drucken + online-belichten + online-beraten und betreuen

Blei war gestern ...

Wir sind uns treu geblieben.
Bei uns dürfen Sie Qualität zum günstigen Preis verlangen. Wir bieten Ihnen die vielfältigsten Möglichkeiten vom Druck bis zur Buchbinderei – schnell und unkompliziert aus einer Hand.
Neugierig geworden?
Besuchen Sie uns unter **www.addprint.de** oder rufen Sie einfach
unter Telefon **03 52 06-380 11** an.

Prospekte
Plakate
Bücher
Großformatdrucke
Broschüren
Geschäftsberichte
Flyer
und mehr ...

addprint® AG

Das *online*-Druckzentrum.

Gewerbegebiet · Am Spitzberg 8a
01728 Bannewitz/Possendorf
E-Mail: anfrage@addprint.de



... high-end-Technik ist heute

Technische Universität Dresden – Fakultät Bauingenieurwesen
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

38. Dresdner Wasserbaukolloquium 2015
„Messen und Überwachen im Wasserbau und am Gewässer“

Das Pegelmessnetz des Freistaates Thüringen

Stefan Drägerdt
Peter Krause
Timm Menkens

Das Pegelmessnetz des Freistaates Thüringens wurde auf Grundlage eines 2009 erarbeiteten und 2014 fortgeschriebenen Konzeptes in den letzten Jahren schrittweise optimiert. Ziel der Optimierungen ist es, die zuverlässige, ausfallsichere und zeitnahe Bereitstellung hydrologischer Messdaten für den operativen Betrieb der Hochwassernachrichtenzentrale, für die Steuerung wasserwirtschaftlicher Anlagen sowie für die hydrologische Statistik zu gewährleisten. Durch das Hochwasser 2013 wurden erforderliche Verbesserungen in der technischen Ausstattung und der baulichen Gestaltung von Pegeln deutlich aufgezeigt. Die im Konzept festgeschriebenen Maßnahmen sind dementsprechend gezielt umzusetzen.

Stichworte: Pegelmessnetz, Pegelausrüstung, Pegelbau, Hochwasser 2013

1 Grundlagen / Ziele

Nach § 104 Abs. 1 ThürWG ist die Thüringer Landesanstalt für Umwelt und Geologie (TLUG) in Thüringen zuständig für die Erarbeitung der wasserwirtschaftlichen Grundlagen, für die Ermittlung der für die Ordnung des Wasserhaushalts erforderlichen Daten nach Menge und Güte sowie für die Wahrnehmung des Hochwasserwarn- und Hochwassermeldedienstes. Zur Erfüllung dieser Aufgaben errichtet und betreibt die TLUG die notwendigen Mess-, Beobachtungs- und Untersuchungseinrichtungen. In der quantitativen Hydrologie umfassen diese Einrichtungen das Grundwasser-, das Niederschlags- und das Pegelmessnetz.

Das Pegelmessnetz des Freistaates Thüringen dient der flächendeckenden Erfassung von Wasserständen in den oberirdischen Gewässern Thüringens. Die Wasserstände sind die Grundlage für die Abflussermittlung. Wasserstände und Abflüsse als wichtigste hydrologische Größen dokumentieren den Istzustand der Gewässer (LAWA, 2014).

Je nach Aufgabe werden Wasserstands- und Abflussdaten in Echtzeit, aus statistischen Auswertungen mehrjähriger Beobachtungsreihen oder als Zeitreihen einzelner Ereignisse, meist Extremereignisse benötigt.

Aktuelle Wasserstände und Abflüsse (Daten in Echtzeit) werden erhoben:

- als Grundlage für den Hochwasserwarn- und Hochwassermeldedienst,
- zur Steuerung wasserwirtschaftlicher Systeme,
- zur Erfassung der aktuellen Situation in den Gewässern sowie
- zur Information der Öffentlichkeit.

Wasserstands- und Abflussdaten aus mehrjährigen Beobachtungsreihen bilden die Ausgangsdaten

- für die hydrologische Statistik,
- für Wasserhaushaltsuntersuchungen und wasserwirtschaftliche Planungen,
- für hydrologische und hydraulische Untersuchungen einschließlich physikalischer und numerischer Modelle,
- für die Bemessung von Anlagen sowie
- für wasserrechtliche Entscheidungen.

Zeitreihen einzelner Ereignisse werden als Eingangsdaten für instationäre Modellierungen, z. B. Nachrechnung von Extremereignissen, Ermittlung von Stofffrachten (Geschiebetransport, Schwebstofftransport, Gewässergüte) benötigt.

Das Pegelmessnetz Thüringens wurde auf Grundlage eines 2009 erarbeiteten Konzeptes (SPREAFICO, 2009) in den letzten Jahren schrittweise optimiert. Das Konzept wurde 2014 fortgeschrieben (TLUG, 2014a) und unter Berücksichtigung der Auswertung des Hochwasserereignisses Mai/Juni 2013 (TLUG, 2014b) und den daraus folgenden Forderungen modifiziert.

2 Pegelklassifizierung

Die Messstellen des Gewässerkundlichen Pegelmessnetzes in Thüringen werden in vier Kategorien A, B, C und D eingeteilt. Die Kategorien A, B und C bilden dabei das Basismessnetz. Pegel der Kategorie D ergänzen dieses.

Im Einzelnen sind die Kategorien wie folgt definiert (SPREAFICO, 2009; TLUG 2014a):

- Kategorie A: Pegel, deren Daten mit hoher Betriebssicherheit in Echtzeit zur Verfügung stehen müssen. Dies sind alle Hochwassermeldepegel sowie Pegel für hydrologische Vorhersagen und bedeutende Steuerungen.
- Kategorie B: Pegel, deren Daten in Echtzeit zur Verfügung stehen müssen. Dazu gehören wichtige Pegel für die Erfassung der hydrologischen Situation und Pegel für wichtige Steuerungen.

- Kategorie C: Alle Pegel neben Pegeln der Kategorien A und B, die zum Basismessnetz des Freistaates Thüringen gehören.
- Kategorie D: Pegel aus Sondermessnetzen oder Messnetzen Dritter, soweit diese für den Gewässerkundlichen Landesdienst von Bedeutung sind.

Insgesamt gehören zum Gewässerkundlichen Basismessnetz Thüringens (Kategorien A, B und C) 169 Pegel. Von diesen 169 Pegeln werden insgesamt 124 von der TLUG betrieben. Die weiteren 45 Messstellen sind Zulauf- oder Abgabepegel von Stauanlagen der Thüringer Fernwasserversorgung (42 Pegel) bzw. der Vattenfall Europe Generation AG (3 Pegel).

63 Pegel des Basismessnetzes sind der Kategorie A zugeordnet, wovon 52 Hochwassermeldepegel sind. Die Kategorie B umfasst 82 und die Kategorie C 24 Messstellen. Weiterhin werden derzeit 96 weitere Pegel unter der Kategorie D als ergänzende Messstellen zum Basismessnetz geführt (vgl. Abbildung 1).



Abbildung 1: Gewässerkundliches Messnetz des Freistaates Thüringen

3 Technische Ausrüstung Basismessnetz

3.1 Mindestausstattung und Zielvorgaben

Der maßgebende Teil eines Pegels ist der Lattenpegel, der aus Pegellatte und mindestens drei Pegelfestpunkten besteht (LAWA, 1997). Die ergänzenden Einrichtungen zur automatischen Messwerterfassung, Speicherung und Fernübertragung stellen heute zudem wesentliche und unverzichtbare Bestandteile von Pegelmessstellen dar.

Im Messnetzkonzept von SPREAFICO, 2009 wurde empfohlen, Pegel der Kategorie A mit redundanter Messtechnik und Pegel der Kategorie B mit Datenfernübertragung (DFÜ) auszustatten. In der Fortschreibung des Konzeptes (TLUG, 2014a) wurde auf dieser Grundlage festgeschrieben, dass gemäß den Aufgaben der Messstellen der einzelnen Pegelkategorien neben dem Lattenpegel folgende technische Mindestausstattung im Basismessnetz gewährleistet sein muss:

- Kategorie A: redundant-diversitäre Wasserstandserfassung, d. h. jeweils zwei voneinander unabhängige Systeme für Datenerfassung, Speicherung, Fernübertragung und Stromversorgung. Darüber hinaus erfordern alle Hochwassermeldepegel die Einrichtung der Alarmierung bei Überschreiten des Hochwasserstandes für den Meldebeginn.
- Kategorie B: mindestens ein System der Wasserstandserfassung mit DFÜ,
- Kategorie C: automatische Messwerterfassung (Schreibpegel oder digitale Messwerterfassung) ohne Datenfernübertragung als Mindeststandard.

Die Mindestausstattung der Kategorie C orientiert sich daran, dass die Daten dieser Pegel nicht zwingend im operativen Betrieb in Echtzeit zur Verfügung stehen müssen. Die TLUG strebt jedoch an, auch die Pegel der Kategorie C mit DFÜ auszustatten, um zusätzliche Informationen im operativen Betrieb zu erhalten, Datenausfälle schneller zu erkennen und Betriebskosten durch weniger häufige Anfahrten zum Datenauslesen einzusparen. Somit ergeben sich für die ergänzenden Einrichtungen folgende Zielvorgaben:

- Kategorie A: redundant-diversitäre Wasserstandserfassung; Einrichtung der Alarmierung bei Hochwassermeldepegeln,
- Kategorien B und C: mindestens ein System der Wasserstandsmessung mit Datenfernübertragung.

Um die Zielvorgaben der technischen Ausstattung zu gewährleisten, sollen folgende technische Nachrüstungen, geordnet nach Priorität, mittelfristig realisiert werden:

Priorität 1: Ausrüstung aller Hochwassermeldepegel mit Datenfernübertragung und redundant-diversitären Mess- und Übertragungssystemen.

Priorität 2: Ausrüstung aller weiteren Messstellen der Kategorie A mit Datenfernübertragung und redundant-diversitären Mess- und Übertragungssystemen.

Priorität 3: Ausrüstung aller Pegel der Kategorie B mit Datenfernübertragung.

Priorität 4: Ausrüstung aller Pegel der Kategorie C (außer Pegel, die bisher nur aus einem Lattenpegel bestehen) mit Datenfernübertragung.

Priorität 5: Ausrüstung aller Pegel der Kategorie C mindestens mit automatischer Messwertregistrierung.

3.2 Istzustand technische Ausstattung

Zum Zeitpunkt der Erstellung des Konzeptes von SPREAFICO, 2009 verfügten in Thüringen nur 6 Pegel über redundant-diversitäre Mess- und Übertragungstechnik. Bis Ende 2013 wurde die redundant-diversitäre Ausstattung aller der insgesamt 52 Hochwassermeldepegel (HWMP) abgeschlossen. Im gleichen Zeitraum wurde an einer Vielzahl von Messstellen der Kategorien B und C Datenfernübertragung eingerichtet. In der Tabelle 1 ist die Anzahl der Messstellen mit der jeweiligen technischen Ausrüstung vergleichend für die Istzustände 2009 und 2014 (Stand 31.12.2014) zusammengestellt.

Tabelle 1 Technische Ausrüstung Pegelmessstellen Basismessnetz des Freistaates Thüringen: Vergleich Istzustände 2009 und 2014

Kategorie	Zielvorgabe	Istzustand 2009 Zielzustand erreicht	Istzustand Dez. 2014 Zielzustand erreicht
A, HWMP	DFÜ und Redundanz	3 von 52 Pegeln	52 von 52 Pegeln
A (sonstige)	DFÜ und Redundanz	3 von 11 Pegeln	5 von 11 Pegeln
B	DFÜ	45 von 82 Pegeln	77 von 82 Pegeln
C	DFÜ	2 von 24 Pegeln	10 von 24 Pegeln

Derzeit sind im Thüringer Pegelmessnetz folgende Systeme zur Wasserstandserfassung und –übertragung im Einsatz:

a) Redundant-diversitäre Messsysteme:

- Schwimmer-/Schreibpegel mit DFÜ über ISDN-Telefonanschluss und Einperlpegel mit DFÜ über GPRS (Regelfall),
- Radarpegel mit DFÜ über ISDN-Telefonanschluss und Einperlpegel mit DFÜ über GPRS (bei Pegeln ohne Pegelschacht).

b) Messsysteme ohne Redundanz, mit DFÜ:

- Schwimmer-/Schreibpegel mit DFÜ über ISDN-Telefonanschluss (Regelfall),
- Drucksondenpegel mit DFÜ über GPRS oder ISDN,
- Einperlpegel mit DFÜ über GPRS,
- Radarpegel mit DFÜ über ISDN.

4 Pegelinstandsetzung, Pegelbau Basismessnetz

4.1 Schäden durch das Hochwasser vom Mai/Juni 2013

Durch das Hochwasserereignis vom Mai/Juni 2013 waren am stärksten die östlichen Einzugsgebiete von Saale, Weißer Elster und Pleiße betroffen (vgl. TLUG, 2014b), aber auch die Einzugsgebiete der Gera mit Apfelstädt und Ilm. An Pegelmessstellen wurden teilweise erhebliche Schäden verzeichnet.

In den östlichen Einzugsgebieten stand in den Häusern der Pegel Greiz / Weiße Elster, Gößnitz / Pleiße und Großstöbnitz / Sprotte bis zu 30 cm Wasser, wobei die elektronische Messtechnik nicht überschwemmt wurde. Bei allen drei Pegeln reichten die installierten Pegellatten nicht mehr aus, um die Hochwasserstände ablesen zu können. Aufgrund des Auftretens von Hochwasserständen oberhalb der Schachtoberkanten zeichneten die Schwimmer-Schreib-Pegel die Hochwasserscheitel nicht korrekt auf. Es kam zu Ausfällen der Pegel. Die Einrichtung redundanter Mess- und Übertragungstechnik war an den betroffenen Pegeln für 2013 vorgesehen, jedoch noch nicht installiert. In Gößnitz wurde der Fußgängersteg unterhalb des Pegels, der im Messbetrieb für Durchflussmessungen genutzt wurde, durch das Hochwasser zerstört.

Weiterhin fiel der Pegel Gera-Langenberg / Weiße Elster aus. Auch dort war das redundante System noch nicht eingerichtet. Durch das Hochwasser tiefte sich die Sohle in Gera-Langenberg / Weiße Elster um ca. 30 cm ein, was dazu führte, dass im August 2013 Wasserstände verzeichnet wurden, die unterhalb des Pegelnullpunktes lagen, wodurch eine Verlegung des Pegelnullpunktes um 1 m sowie ein Umbau das Lattenpegels notwendig wurden.

Erhebliche Schäden waren auch an den Pegeln an der Apfelstädt, der Gera und der Ilm zu verzeichnen. Der größte Schaden trat am Pegel Georgenthal 1 / Apfelstädt auf, bei dem die Sohle auf längerer Strecke (ca. 100 m) ausgeräumt worden war. Die Eintiefung betrug am Pegel ca. 60 cm. Dadurch wurden eine

Sanierung des betroffenen Flussabschnittes sowie ein Neubau des Pegels Georgenthal 1 / Apfelstädt an derselben Stelle notwendig.

Am Pegel Ingersleben / Apfelstädt kam es zu erheblichen Kiesablagerungen. Der Messsteg wurde unterspült. Der Lattenpegel wurde durch Treibgut beschädigt, und am Pegelhaus traten Risse auf. Es konnten für das Hochwasser 2013 in Ingersleben keine zuverlässigen Durchflüsse ermittelt werden, da der Pegel im Rückstaubereich der Gera lag und umläufig war.

Zu erheblichen Kiesablagerungen kam es auch an den Pegeln Mellingen / Ilm, Erfurt-Möbisburg / Gera und Ringleben 1 / Gera. Am Pegel Ringleben 1 / Gera lag der Hochwasserscheitel höher als der maximal am Lattenpegel ablesbare Wasserstand.

4.2 Technische Nachrüstung von Hochwassermeldepegeln

Das Hochwasser 2013 hat die Bedeutung der Einrichtung redundant-diversitärer Mess- und Übertragungstechnik an bedeutenden Pegelstandorten verdeutlicht. Die redundant-diversitäre Ausstattung der Hochwassermeldepegel wurde daher als vordringliche Aufgabe fortgeführt und konnte Ende 2013 abgeschlossen werden. Als redundantes System kamen an den Hochwassermeldepegeln in Thüringen ausschließlich Einperler mit Datenfernübertragung über GPRS zum Einsatz.

Weiterhin war die Ergänzung von Lattenpegeln um weitere Staffeln im Hochwasserbereich notwendig. Dies betraf die Pegel Greiz / Weiße Elster, Gößnitz / Pleiße, Großstöbnitz / Sprotte und Ringleben 1 / Gera.

4.3 Profilberäumungen und Sohlaufhöhungen

Aufgrund der Veränderungen an der Sohle an Pegelmessstellen wurden umfangreiche Profilberäumungen in Mellingen / Ilm, Erfurt-Möbisburg / Gera, Ringleben 1 / Gera und Ingersleben / Apfelstädt durchgeführt. In Gera-Langenberg / Weiße Elster wurde die Sohle wieder aufgehöht. Die genannten Maßnahmen konnten 2014 abgeschlossen werden.

4.4 Pegelbau nach dem Hochwasser 2013

Aufgrund der Schäden durch das Hochwasser 2013 ergab sich die Notwendigkeit, den Pegel Georgenthal 1 / Apfelstädt an derselben Stelle neu zu errichten. Diese Maßnahme wurde Ende 2014 abgeschlossen.

Hauptproblem durch die ausgeräumte Sohle in Georgenthal 1 / Apfelstädt nach dem Hochwasser 2013 war das Freiliegen des Zulaufrohres zum Pegelschacht, wodurch der Wasserstand im Schacht bei Niedrig- und Mittelwasser nicht mehr mit dem Wasserstand in der Apfelstädt korrespondierte. Es wurde entschieden,

die Sohle auf dem eingetieften Niveau zu belassen. Dies machte einen Neubau des Schachtes sowie der gesamten Pegelanlage notwendig. Die Maßnahme erfolgte im Zuge der Sanierung des beschädigten Gewässerabschnittes.



Abbildung 2: Pegel Georgenthal 1 / Apfelstädt: Schäden nach dem Hochwasser 2013 (links) und neu errichtete Pegelmessstelle (rechts)

Der Pegel Georgenthal 1 / Apfelstädt ist ein Schwimmer-/Schreibpegel mit Pegelschacht und Pegelhaus. Im Zuge des Neubaus wurde eine Pegeltreppe errichtet. Die Datenfernübertragung des Schwimmer-/Schreibpegels (primäres System) erfolgt über einen ISDN-Telefonanschluss. Messwertansager und Alarmierung bei Überschreiten des Richtwasserstandes für den Meldebeginn wurden eingerichtet. Als redundantes System dient ein Einperler mit DFÜ über GPRS.

Als weitere Baumaßnahme resultierend aus dem Hochwasser 2013 soll der Pegel Ingersleben / Apfelstädt nach oberstrom an einen Standort in der Ortslage Ingersleben verlegt werden, der auch bei extremen Hochwasserereignissen außerhalb des Rückstaubereiches der Gera liegt. Die derzeit laufende Planung soll 2015 abgeschlossen werden. Die Baumaßnahme ist für 2016 vorgesehen.

4.5 Pegelbauprogramm

Unabhängig der Baumaßnahmen im Zuge der Schadensbeseitigung nach dem Hochwasser 2013 erfolgen notwendige Pegelbaumaßnahmen im Rahmen des Thüringer Pegelbauprogramms. Die nachfolgend aufgeführten Baumaßnahmen wurden 2014 abgeschlossen:

Sanierung / Neubau Hochwassermeldepegel Oldisleben / Unstrut:

Der Hochwassermeldepegel Oldisleben / Unstrut (Abbildung 3) wurde als Schwimmer-/ Schreibpegel mit Pegelschacht (inkl. Zwischenschacht), Pegelhaus in erhöhter Lage, Pegeltreppe mit Treppenpegel und zusätzlich zwei senkrechten Pegellatten im Vorland sowie Seilkrananlage für Durchflussmessungen an derselben Stelle des Altpegels neu errichtet. Das primäre Mess- und Übertragungssystem ist ein Schwimmer-/ Schreibpegel mit ISDN-Telefonschluss,

Messwertansager und Alarmierung bei Überschreiten des Richtwasserstandes für den Meldebeginn. Als redundantes System wurde ein Einperlpegel mit DFÜ über GPRS eingerichtet.

Die Notwendigkeit des Neubaus ergab sich aus dem stark sanierungsbedürftigen Pegelhaus (starke Setzungsrisse) und des Freiliegens des Zulaufrohres zum Pegelschacht aufgrund von Sohleintiefungen. Im Zuge des Pegelneubaus wurde eine hochwasserfreie Zuwegung über einen ertüchtigten Betriebsweg der Deutschen Bahn sichergestellt.




Abbildung 3: Pegel Oldisleben / Unstrut (links) und Pegel Ilfeld / Bere (rechts)

Sanierung / Neubau Hochwassermeldepegel Ilfeld / Bere:

Der Neubau des Hochwassermeldepegels Ilfeld / Bere (Abbildung 3) wurde im Zuge des Neubaus der Straßenbrücke der B4 über die Bere durchgeführt. Der Pegel war stark sanierungsbedürftig. Der Schacht war eingefallen und konnte nicht mehr genutzt werden. Im Zuge des Neubaus wurden Lattenpegel, Pegelhaus und Pegeltreppe an das gegenüberlegende Bere-Ufer verlegt. Es wurde kein Schacht errichtet.

Als primäres Mess- und Übertragungssystem wurde an dem neu gebauten Pegelmesssteg ein Radarsensor installiert. Die Übertragung der Messwerte, der Messwertansager und die Alarmierung erfolgen über einen ISDN-Anschluss. Das redundante System ist ein Einperler mit DFÜ über GPRS.

Neubau Pegel Bottendorf / Unstrut:

Der Pegel Bottendorf / Unstrut ist ein Pegel der Kategorie B, der als Ersatz für den Pegel Schönewerda / Unstrut im Nachbarort neu errichtet worden ist. Als primäres Mess- und Übertragungssystem wurde ein Radarpegel mit DFÜ über ISDN installiert. Das redundante System ist ein Einperlpegel mit DFÜ über GPRS. Der Pegel wurde ohne Schacht und ohne Pegelhaus errichtet. Die Technik wurde in einem Schaltkasten untergebracht.

5 Fazit

Durch die Optimierung des Pegelmessnetzes des Freistaates Thüringen konnte in den letzten Jahren die zuverlässige Bereitstellung hydrologischer Daten sowohl für den operativen Betrieb als auch für die hydrologische Statistik verbessert werden. Auch zukünftig muss das Pegelmessnetz regelmäßig überprüft und den Erfordernissen angepasst werden. Die Überprüfung umfasst insbesondere die Eignung der Standorte, die bauliche Gestaltung, die technische Ausstattung sowie den Betrieb und die Unterhaltung der Messstellen. Das Messnetzkonzept der TLUG ist unter Beachtung der Anforderungen an die Zuverlässigkeit der Datenbereitstellung, der Datenqualität sowie der Funktionstüchtigkeit der Messstellen regelmäßig fortzuschreiben.

6 Literatur

LAWA, 1997: Pegelvorschrift: Stammtext, Länderarbeitsgemeinschaft Wasser, Berlin und Bonn 1997

LAWA, 2014: Handbuch Hydrologie der Länder und des Bundes: Stammtext, Länderarbeitsgemeinschaft Wasser, unveröffentlichter Entwurf, 2014

SPREAFICO, M., 2009: Erstellung eines Konzeptes zur Optimierung des Oberflächenmessnetzes im Freistaat Thüringen, Erfurt, 2009, interner Bericht, unveröffentlicht

ThürWG, 2009: Thüringer Wassergesetz in der Fassung der Bekanntmachung vom 18. August 2009

TLUG, 2014a: Gewässerkundliches Messnetz des Freistaates Thüringen, Konzept zur Optimierung des Pegelmessnetzes, Jena, 2014, interner Bericht, unveröffentlicht

TLUG, 2014b: Das Hochwasserereignis Mai/Juni 2013, in: Hochwasserabflüsse in Thüringen, Thüringer Landesanstalt für Umwelt und Geologie, Schriftenreihe 108, Jena, 2014

Autoren:

Dipl.-Ing. Stefan Drägerdt,
Dr. Peter Krause,
Dipl.-Ing. Timm Menkens

Thüringer Landesanstalt für Umwelt und Geologie
Göschwitzer Straße 41
07745 Stadt Jena

Tel.: +49 3681 3546 415
Fax: +49 3681 3546 444
E-Mail: Stefan.Draegerdt@tlug.thueringen.de
Peter.Krause@tlug.thueringen.de
Timm.Menkens@tlug.thueringen.de

Technische Universität Dresden – Fakultät Bauingenieurwesen
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

38. Dresdner Wasserbaukolloquium 2015
„Messen und Überwachen im Wasserbau und am Gewässer“

Konzeption des gewässerkundlichen Pegelnetzes in Sachsen

Uwe Büttner
Erhard Wolf

Das Sächsische Landesamt für Umwelt, Landwirtschaft und Geologie (LfULG) ist im Zusammenhang mit der Erfassung des natürlichen und anthropogen veränderten Wasserdargebots gesetzlich verpflichtet, gewässerkundliche Daten zu erheben und aufzubereiten. In dessen Auftrag betreibt die Staatliche Betriebsgesellschaft für Umwelt und Landwirtschaft zur Zeit 184 Pegel, deren Errichtung und Betrieb durch die Pegelvorschrift geregelt ist. Diese sind in Netzen für Basis-, Sonder- und Hochwassermeldepegel zusammengefasst. Die Wasserstands- und Durchflussdaten sowie daraus abgeleitete hydrologische Hauptwerte dieser Pegel werden im LfULG im **F**ach**i**nformations**s**ystem **O**berflächen**w**asser-**M**e**n**ge (FIS OWMN), einer zentralen Langzeitdatenbank, gehalten und stehen Landes- und kommunalen Behörden zur Nutzung zur Verfügung. Darüber hinaus werden in Sachsen weitere Pegel und Messstellen durch die Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes, die Landestalsperrenverwaltung, die Lausitzer und Mitteldeutsche Bergbau-Verwaltungsgesellschaft, Energieversorger und Kommunen betrieben, die nur teilweise im FIS OWMN erfasst sind und deshalb nicht den Festlegungen der Pegelkonzeption unterliegen.

Das Pegelnetz in Sachsen, dessen Anfänge am Beginn des 20. Jahrhunderts liegen, hat sich durch Erfordernisse, die in der Historie begründet sind, immer wieder verändert. Auch zukünftig wird das Pegelnetz unter Gesichtspunkten, die u. a. EU-Wasserrahmen- und Hochwasserrisikomanagementrichtlinie vorgeben, anzupassen sein. Um diesen Bedarf zukünftig so gering wie möglich zu halten, hat der einzelne Pegel in Abhängigkeit der Eignung seines Standortes Funktionen zu erfüllen, die sowohl aktuellen als auch zukünftigen Bedürfnissen gerecht werden. Die Pegelkonzeption stellt die Beziehungen zwischen den Funktionen, dem Nutzungszweck der Daten und dem dafür erforderlichen Ausrüstungsstandard der aktuell betriebenen Pegel her und gibt das perspektivische Erscheinungsbild des gewässerkundlichen Pegelnetzes vor. Bewertet wird außerdem die Eignung der vorhandenen Pegelstandorte hinsichtlich der zu erfüllenden Funktionen.

Stichworte: Pegel, Pegelnetz, Pegelfunktion, Datennutzung

1 Einleitung

Oberflächengewässer, insbesondere die ganz offensichtlich durch dynamische Prozesse gekennzeichneten Fließgewässer, sind ein charakteristischer Bestandteil der Umwelt. Die in ihnen enthaltenen Wasserressourcen bilden zum einen eine wesentliche Lebens- und Wirtschaftsgrundlage, die es zu schützen gilt. Andererseits können von fließendem Wasser Bedrohungen bis hin zu Existenzgefährdungen ausgehen. Ihre Beobachtung und die Bereitstellung der daraus abgeleiteten Daten sind somit in hochentwickelten Ländern essentiell und bilden infrastrukturelle Standortvorteile. Zur Umsetzung dieser Erfordernisse werden spezielle Messstationen (Pegel) betrieben, deren Einrichtung und Betrieb durch die Pegelvorschrift (*LAWA 1997*) geregelt wird. Variierende volkswirtschaftliche und naturräumliche Randbedingungen zwingen zu einer regelmäßigen Prüfung der Aussagekraft der in sogenannten Netzen räumlich zusammengefassten Pegel. Die seit dem Beginn des 21. Jahrhunderts aufgetretenen Hochwasser haben bestehende Lücken im gewässerkundlichen Pegelnetz des Freistaats Sachsen sichtbar werden lassen, die es in den nächsten Jahren zu schließen gilt. Ungeachtet dessen sind in Sachsen seit 1990 wesentliche Fortschritte in der technischen Sicherheit der Pegelanlagen erreicht worden, mit der unter den gegebenen Naturbedingungen eine Erhebung von Daten mit höchstmöglicher Genauigkeit angestrebt wird (*Büttner 2006*).

2 Aktuelle Pegelnetze in Sachsen

Pegel werden betrieben, um hydrologische Aussagen zur Erfüllung bestimmter Zwecke zu erhalten. Insofern spielen bei der jeweiligen Aufgabe ihre Anordnung in Netzen und die notwendigen Beobachtungsdauern eine entscheidende Rolle. In Sachsen spiegeln sich in den räumlichen und zeitlichen Variationen der Pegelnetze gleichzeitig die historischen Veränderungen von Aufgabenzuordnungen in Abhängigkeit der Entwicklung der gesellschaftlichen Verhältnisse wider (*Fügner 1990, Büttner 2006*).

Heute regelt das Sächsische Wassergesetz (*SächsWG 2013*) in § 89 die Verantwortlichkeiten für das gewässerkundliche Pegelnetz. In Verbindung mit Ziffer 13 der Sächsischen Wasserzuständigkeitsverordnung (*SächsWasserZuVO 2014*) ist dem Sächsischen Landesamt für Umwelt, Landwirtschaft und Geologie (LfULG) die Ermittlung, Sammlung und Aufbereitung gewässerkundlicher und wasserwirtschaftlicher Daten zugewiesen, „soweit diese für die Erfassung des natürlichen oder menschlich beeinflussten Wasserdargebots oder für die wasserwirtschaftlichen oder sich auf den Wasserhaushalt auswirkenden Planungen,

Entscheidungen und sonstigen Maßnahmen sowie für Zwecke der Wirtschaft, Wissenschaft oder Rechtspflege erforderlich sind.“ Gemäß Errichtungserlass (*VwV BfUL 2008*) bedient sich das LfULG zur Erfüllung dieser Aufgabe der Staatlichen Betriebsgesellschaft für Umwelt und Landwirtschaft.

Das gewässerkundliche Pegelnetz ist unterteilt in drei Teilnetze:

- Basispegelnetz (B) mit dem Ziel dauerhafter Beobachtungen,
- Sonderpegelnetz (S) zur befristeten Untersetzung gewässerkundlicher Arbeiten und
- Hochwassermeldepegelnetz (HWM) zur Absicherung des verordnungsgemäßen Hochwassernachrichtendienstes (*HWNAV 2008*).

Unabhängig von den Regelungen zum gewässerkundlichen Messnetz werden in Sachsen einzelne Pegel oder Pegelnetze von anderen Einrichtungen und Institutionen betrieben. Das sind

- die Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes mit ihren Pegeln an der Bundeswasserstraße Elbe (BW),
- die Landestalsperrenverwaltung mit dem Kontroll- und Steuerpegelnetz (KS) zur Überwachung des Betriebs von landeseigenen Stauanlagen insbesondere gemäß *DIN 19700 (2004-07)*,
- die Lausitzer und Mitteldeutsche Bergbau-Verwaltungsgesellschaft mbH,
- Energieversorger und
- einzelne Kommunen.

Zwischen gewässerkundlichem, Bundeswasserstraßen- sowie Kontroll- und Steuer-Pegelnetz bestehen hinsichtlich der Funktionen der Pegel (siehe Abschnitt 3) Überschneidungen in der Art, dass einzelne Pegel auch anderen Netzen zugeordnet we

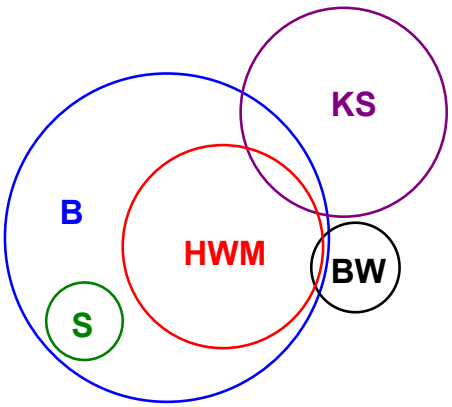


Abbildung 1: Überschneidungen der Funktionen der Pegelnetze (Bezeichnungen im Text)

3 Pegelfunktionen und Nutzungszweck der erhobenen Daten

Aus unterschiedlichen Erfordernissen, die sich aus der spezifischen hydrologischen Betrachtung Sachsens, der wasserwirtschaftlichen Verhältnisse und der Wassergesetzgebung ableiten, lassen sich den Stationen im gewässerkundlichen Pegelnetz acht Funktionen (Tabelle 1) zuordnen, aus denen sich auch ihr - hier nicht weiter erläuterter - Ausrüstungsgrad ergibt. In den genannten Pegelfunktionen zeigen sich Analogien zur Konzeption des US-Amerikanischen Pegelnetzes (NRC 2004), wobei sich das sächsische Gewässernetz in einer gänzlich anderen räumlichen Dimension als das nordamerikanische darstellt.

Tabelle 1 Pegelfunktionen im gewässerkundlichen Messnetz

	Pegelfunktion	Erläuterung
(I)	Naturraumbezogene langzeitige Erfassung des gesamten weitgehend natürlichen und nur gering anthropogen beeinflussten oberirdischen Abflussspektrums und seiner Variabilität zur Regionalisierung (Übertragung in unbeobachtete Gebiete) und Identifizierung der Folgen von Änderungen der Landnutzung und des Klimas	Sachsen ist naturräumlich sehr heterogen ausgestattet. Die natürlichen Gewässereinzugsgebiete besitzen i. d. R. Anteile an mehreren Makrochoren, so dass für die einzelne Makrochore eine eindeutige hydrologische Gebietsreaktion unter Berücksichtigung bestehender Skaleneffekte nur im Einzelfall bestimmbar ist. Zur besseren Differenzierung wird deshalb eine Einteilung in hydrologische Regionen genutzt (Abbildung 2).
(II)	Einzugsgebietsbezogene langzeitige Erfassung des gesamten natürlichen und anthropogen beeinflussten oberirdischen Abflussspektrums und seiner Variabilität zur Bewirtschaftung von Fluss(teil)gebieten	Vielfältige Nutzungen finden in sächsischen Gewässern statt, die sich auf unterschiedliche Bereiche des Abflussspektrums auswirken. Da wegen des Umfangs die Auswirkungen nicht jeder einzelnen Nutzung durch das Pegelnetz erfasst werden können, sind ihre Einflüsse auf das Abflussgeschehen zweckmäßigerweise summarisch am Flussgebiets- oder Flussteilgebietsauslass zu erfassen.
(III)	Erfassung hydrologischer Daten zur operativen Abflussvorhersage	Operative Abflussvorhersagen beschränken sich nicht nur auf Vorhersagen zum Hochwasserverlauf, sondern können auch für Einschätzungen zur Dauer von Niedrigwassersituationen von Interesse sein.

Tabelle 1 Fortsetzung

	Pegelfunktion	Erläuterung
(IV)	Erfassung hydrologischer Daten zur Generierung von Hochwasserstandsmeldungen	Hochwasserstandsmeldungen informieren aktuell über örtliche Hochwassersituationen und sind repräsentativ für einen bestimmten Flussabschnitt zur Vorbereitung konkreter Schutzmaßnahmen. Sie werden bei Erreichen von vier festgelegten Richtwasserständen erzeugt. Die Richtwasserstände bezeichnen die Untergrenzen der gleichnamigen Alarmstufen. Hochwassermeldepegel sind deshalb vorrangig unterhalb von größeren Zuflüssen anzuordnen, wo unterschiedliche Gebietsreaktionen infolge ungleichmäßiger Niederschlagsverteilung integrativ erfasst werden können.
(V)	Erfassung hydrologischer Daten zum Betrieb wasserbau- und wasserwirtschaftlicher Anlagen	Wasserbauliche Anlagen, deren Betrieb maßgeblichen Einfluss auf das Abflussverhalten ausüben kann, werden i. d. R. mit Messeinrichtungen zur Wasserstandserfassung versehen.
(VI)	Erfassung hydrologischer Daten zur Abstimmung grenzüberschreitender Abflüsse	Sogenannte Grenzgewässerpegel befinden sich an grenzbildenden oder -kreuzenden Gewässerabschnitten zur Tschechischen Republik und zur Republik Polen. Der Umfang des Datenaustausches ist durch zwischenstaatliche Vereinbarungen geregelt.
(VII)	Erfassung hydrologischer Daten zum Gewässergütemonitoring	Die Forderungen der EU-WRRL zur Schaffung und Erhaltung eines guten ökologischen Zustands der Fließgewässer erfordert die Bewertung der erhobenen physikalisch-chemischen und biologischen Gewässerparameter im Zusammenhang mit dem zeitlichen Schwankungsbereich der Durchflüsse des jeweiligen Gewässers. Insbesondere zur Bestimmung von Stofffrachten ist die Kenntnis des Durchflusses essentiell.
(VIII)	Erfassung hydrologischer Daten für sonstige Zwecke	Darunter fallen insbesondere Datenerhebungen für spezielle Projekte der Wissenschaft und Forschung sowie für spezielle örtliche Erfordernisse, die nicht durch eine routinemäßige Erhebung unter (I) bis (VII) erfolgen können.

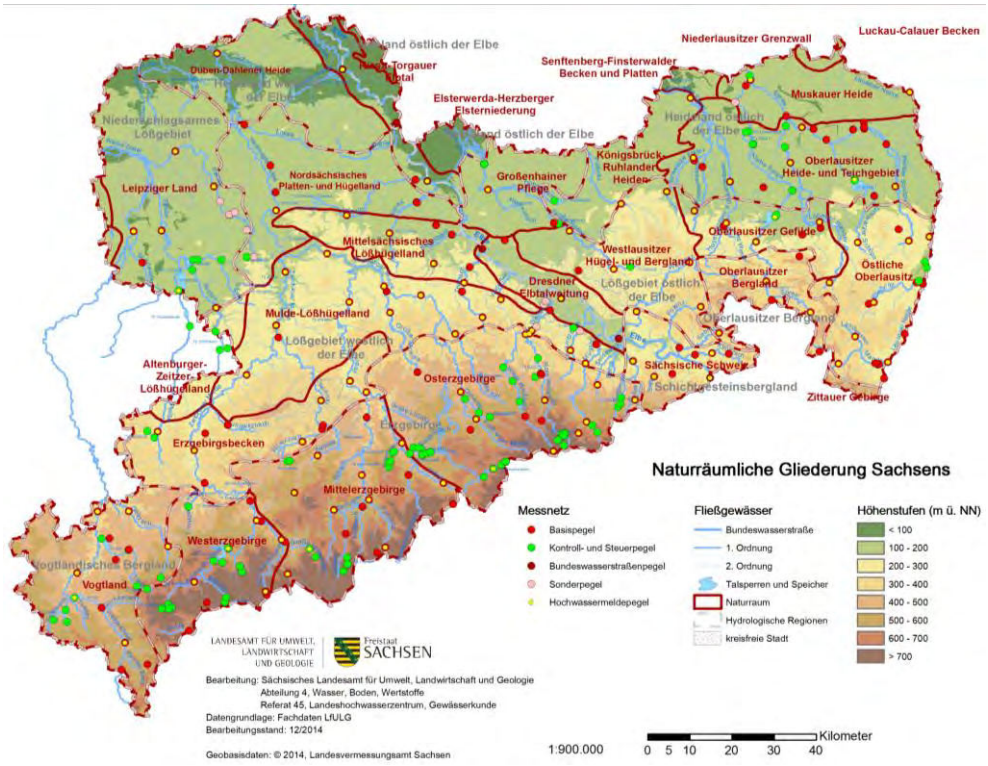


Abbildung 2: Pegel, Naturräume und hydrologische Regionen in Sachsen

Der Nutzen der funktionsabhängigen Beobachtungen lässt sich in vier Bereiche mit folgender Spezifizierung gliedern:

Tabelle 2 Nutzungsbereiche für erhobene Daten

	Nutzungsbereich	Spezifizierung
1	Abgestimmte Nutzung der Ressourcen der Fließgewässer (optimale Bewirtschaftung)	- Trink- und Brauchwasserversorgung - Energiegewinnung - Tourismus
2	Schutz der Fließgewässerressourcen vor Schädigung	- Erhaltung der Fließgewässerfunktion im Naturhaushalt - Minimierung anthropogener Beeinflussungen
3	Schutz vor schädigenden Wirkungen fließenden Wassers	- Schäden an baulichen Anlagen und landwirtschaftlich genutzten Flächen durch Hochwasser - Dimensionierung wasserbaulicher Anlagen - Verunreinigung von Grundwasser durch verunreinigtes Oberflächenwasser
4	Bereitstellung von Grundlagen in Form von Daten	- Ermittlung der vorhandenen und nutzbaren Wasservorkommen - Erfassung und Dokumentation des langfristigen hydrologischen Verhaltens (Klimaänderung) - Ermittlung morphologischer Veränderungen - System- und Prozessuntersuchungen

4 Aktueller Bestand und geplante Veränderungen im gewässerkundlichen Pegelnetz

Gegenwärtig bestehen das Basispegelnetz aus 172 Pegeln und das Sonderpegelnetz aus 12 Pegeln. Bezogen auf das Basispegelnetz entfallen damit in den sächsischen Flussgebieten auf einen Pegel im Mittel folgende Gebietsgrößen: Nebenflüsse der oberen Elbe 90,6 km²; Schwarze Elster 160,7 km²; Mulde 115,7 km²; Weiße Elster 156,6 km²; Spree 75,4 km²; Lausitzer Neiße 54,4 km². Die Verteilung der Pegel des Basispegelnetzes in den sächsischen Flussgebieten in Abhängigkeit von der Einzugsgebietsgröße zeigt Abbildung 3:

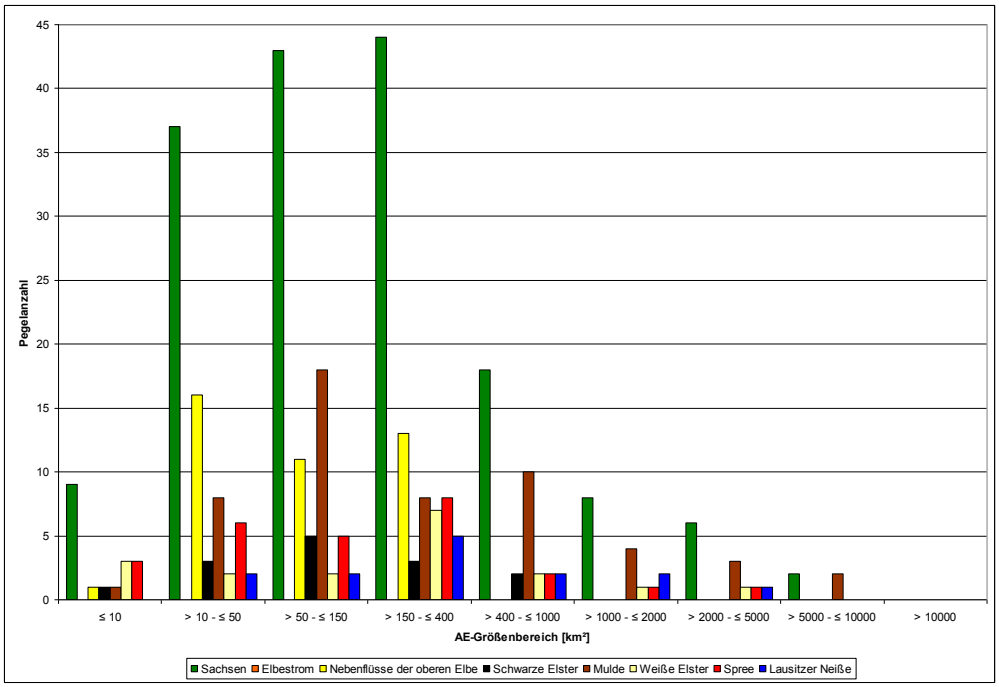


Abbildung 3: Verteilung der Stationen des Basispegelnetzes in unterschiedlichen Einzugsgebiets(AE)-Größenbereichen

Die einzelnen Pegelfunktionen stellen spezifische hydraulische Anforderungen – vorgegeben durch *LAWA (1997)* - an die Eigenschaften der Pegelstandorte insbesondere dann, wenn neben dem Wasserstand auch der Durchfluss von Interesse ist. Aufgrund der örtlichen Verhältnisse weist jedoch nicht jeder Pegelstandort gleich gute Standorteigenschaften auf. Mit deren Bewertung wurde ein Untersuchungsbedarf an 12 Basispegeln zur Verbesserung der hydraulischen Verhältnisse festgestellt.

In Folge der seit dem Jahr 2002 aufgetretenen gravierenden Hochwasserereignisse wurden von Kommunen und kommunalen Behörden Forderungen nach einer Verdichtung des Pegelnetzes artikuliert. In die gleiche Richtung orientiert der Bericht einer durch die Sächsische Staatsregierung eingesetzten Kommission

„zur Analyse der Meldesysteme im Zusammenhang mit dem Augusthochwasser 2010“ (*Jeschke et. al. 2010*). Unabhängig davon zeigte ein Ende 2010 abgeschlossenes Forschungsvorhaben des LfULG zur Regionalisierung von Hochwasserabflüssen im LfULG schon länger bekannte räumliche Defizite im Informationsgehalt der vorhandenen Beobachtungsdaten (*LfULG 2012*). Diese Forderungen und Hinweise gaben Anlass für Untersuchungen zur Verdichtung des Basispegelnetzes, mit der auch Synergien in Bezug auf die Vergrößerung der Informationsbasis im operativen Hochwassernachrichtendienst zu erwarten sind.

Im Zusammenhang mit den Erfordernissen von *EU-HWRMRL (2007)* und *EU-WRRL (2000)* müssen durch das LfULG technische Voraussetzungen erarbeitet werden, die die Schaffung der theoretischen Grundlagen für die Bewertung der Pegelstandorte in Bezug auf ihre Repräsentativität für ein größtmögliches Gebiet gestatten. Das Ziel besteht in einer Optimierung des Pegelnetzes dahingehend, dass künftig neu hinzukommende Erfordernisse zu keiner wesentlichen Erweiterung des Pegelnetzes zwingen. Eine erste Maßnahme dazu besteht in einer Überführung einzelner Sonderpegel, deren Daten wichtige Informationen zum Gebietszustand liefern, in das Basispegelnetz. Darüber hinaus rechtfertigt die Aussagekraft der Daten einzelner Pegel nicht mehr die Beobachtung im Basis- und Sonderpegelnetz.

Aus den festgelegten Veränderungen in den kommenden Jahren ergibt sich ein perspektivischer Bestand von 208 Basis- und 6 Sonderpegeln (Tabelle 3).

Tabelle 3 Veränderung der Pegelanzahl im gewässerkundlichen Pegelnetz

Netz	Festlegung	Pegelanzahl
Basispegel	Stand zum 01.11.2014	172
	In Vorplanungen befindliche Neubauten	39
	Aus dem Sonderpegelnetz zu überführende Pegel	5
	Zur Einstellung vorgesehene Pegel	8
	Perspektivischer Stand	208
Sonderpegel	Stand zum 01.11.2014	12
	Zur Übergabe in das Basispegelnetz vorgesehene Pegel	5
	Zur Einstellung vorgesehene Pegel	1
	Perspektivischer Stand	6

Einen Überblick zur perspektivischen Verdichtung des Basispegelnetzes gibt Abbildung 4.

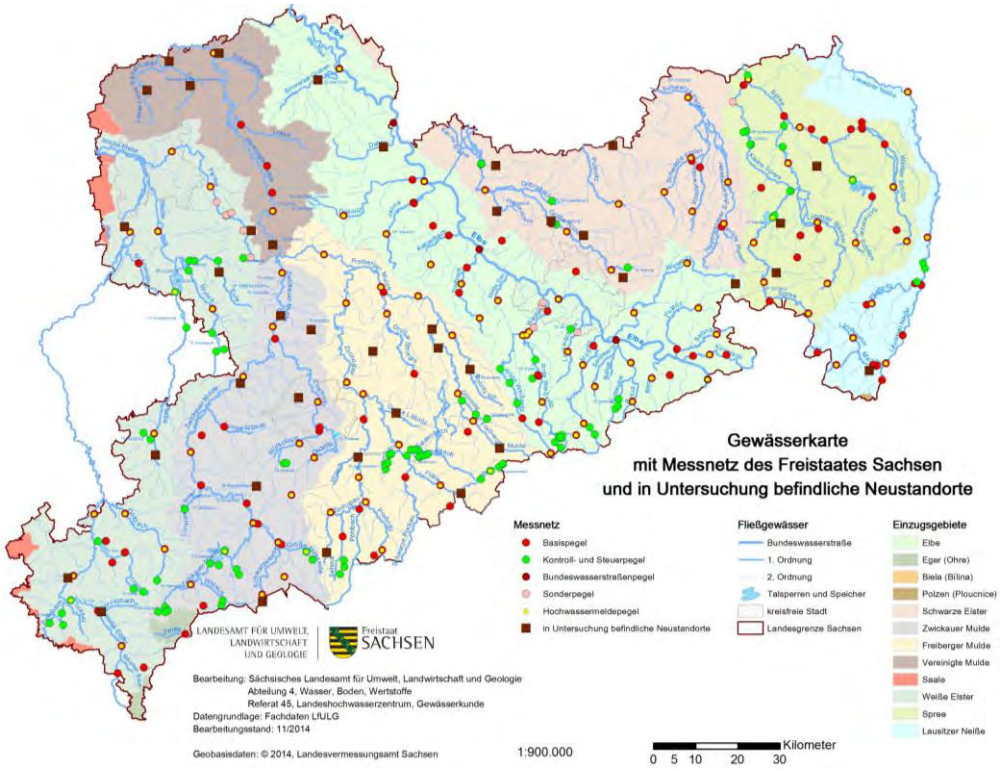


Abbildung 4: Pegel (gemäß FIS OWMN) in Sachsen und in der Untersuchung befindliche Neustandorte

5 Literatur

Büttner, U. (2006): Aktuelle Entwicklungen im gewässerkundlichen Messnetz des Freistaats Sachsen. – In: Schmitz, G. H., F. Lennarts und R. Schwarze – Hrsg. (2006): Analyse und Modellierung der Niederschlags-Abfluss-Prozesse – Bewährte Ansätze und neue Techniken – Dresdner Schriften zur Hydrologie, Heft 5, Dresden.

DIN 19700 (2004-07): Stauanalagen. Beuth Verlag, Berlin.

EU-HWRML (2007): Richtlinie 2007/60/EG des Europäischen Parlaments und des Rates vom 23. Oktober 2007 über die Bewertung und das Management von Hochwasserrisiken. ABl. L 288 vom 06.11.2007, S. 27–34.

EU-WRRL (2000): Richtlinie 2000/60/EG des Europäischen Parlaments und des Rates vom 23. Oktober 2000 zur Schaffung eines Ordnungsrahmens für Maßnahmen der Gemeinschaft im Bereich der Wasserpolitik. ABl. L 327 vom 22.12.2000, S. 1–73.

Fügner, D. (1990): Die historische Entwicklung des hydrologischen Messwesens in Sachsen. Deutsche Gewässerkundliche Mitteilungen 34, H. 5/6.

HWNAV (2008): Verordnung des Sächsischen Staatsministeriums für Umwelt und Landwirtschaft über den Hochwassernachrichten- und Alarmdienst im Freistaat Sachsen (HWNAV) vom 17. August 2004 (SächsGVBl. S. 472), geändert durch Verordnung vom 26. Juni 2008 (SächsGVBl. S. 452).

Jeschke, K. et. al. (2010):
www.umwelt.sachsen.de/umwelt/wasser/download/Bericht_Jeschke_Kommission.pdf

LAWA (1997): Pegelvorschrift – Stammtext. 4. überarbeitete Auflage, Berlin/Bonn: Kulturbuchverlag.

LfULG (2012): Flächenhafte Bestimmung von Hochwasserspenden - Schriftenreihe, Heft 3/2012.

NRC (2004): Assessing the National Streamflow Information Program. National Research Council of the National Academies, Committee on Review of the USGS National Streamflow Information Program, The National Academies Press, Washington, D. C..

SächsWasserZuVO (2014): Gemeinsame Verordnung des Sächsischen Staatsministeriums für Umwelt und Landwirtschaft und des Sächsischen Staatsministeriums für Soziales und Verbraucherschutz über Zuständigkeiten auf dem Gebiet des Wasserrechts und der Wasserwirtschaft vom 12. Juni 2014 – SächsGVBl. Jg. 2014, Bl.-Nr. 9, S. 363.

SächsWG (2013): Sächsisches Wassergesetz (SächsWG) nach Artikel 1 des Gesetzes zur Änderung wasserrechtlicher Vorschriften vom 12. Juli 2013 – SächsGVBl. Jg. 2013, Bl.-Nr. 10, S. 503.

VwV BfUL (2008): Verwaltungsvorschrift des Sächsischen Staatsministerium für Umwelt und Landwirtschaft über den Staatsbetrieb „Staatliche Betriebsgesellschaft für Umwelt und Landwirtschaft“ vom 19. Juni 2008 - SächsABl. Jg. 2008, Bl.-Nr. 31, S. 994.

Autoren:

Dipl.-Hydr. Uwe Büttner

Sächsisches Landesamt für
Umwelt, Landwirtschaft und Geologie
Referat Landeshochwasserzentrum/
Gewässerkunde
Zur Wetterwarte 3
01109 Dresden

Tel.: +49 351 8928 4512
Fax: +49 351 8928 4099
E-Mail: Uwe.Buettner@smul.sachsen.de

Dipl.-Hydr. Erhard Wolf

Sächsisches Landesamt für
Umwelt, Landwirtschaft und Geologie
Referat Landeshochwasserzentrum/
Gewässerkunde
Zur Wetterwarte 3
01109 Dresden

Tel.: +49 351 8928 4510
Fax: +49 351 8928 4099
E-Mail: Erhard.Wolf@smul.sachsen.de

Technische Universität Dresden – Fakultät Bauingenieurwesen
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

38. Dresdner Wasserbaukolloquium 2015
„Messen und Überwachen im Wasserbau und am Gewässer“

Rehabilitation hydrometeorologischer Messnetze im westlichen Balkan als Vorstufe für ein Hochwasservorhersagesystem am Drin-Buna Flussgebiet

Saskia Schimmelpfennig
Vasko Stojov
Matthias Pätsch
Jakob Doetsch
Günter Meon

Die Deutsche Gesellschaft für Internationale Zusammenarbeit GIZ unterstützt im Auftrag des Bundesministeriums für Wirtschaftliche Zusammenarbeit und Entwicklung (BMZ) die westlichen Balkanländer bei der Anpassung an den Klimawandel. Diese Region ist den Auswirkungen des Klimawandels bezüglich zunehmender und verschärfter Hochwasser- und Niedrigwassersituationen stark ausgesetzt. Der Beitrag fokussiert auf erste Schritte eines dort laufenden GIZ-Projektes, das mit Unterstützung des Leichtweiß-Instituts der TU Braunschweig bearbeitet wird: die Entwicklung eines zunächst rudimentären Hochwasserfrühwarnsystems für das transnationale Drin-Buna-Einzugsgebiet. Hierfür werden zuverlässige hydrometeorologische Daten auf Online-Basis benötigt. Bislang gibt es solche Daten nur an wenigen Stellen des Gebietes. In diesem Beitrag wird der Weg von der Bestandsaufnahme der vorhandenen Messnetze, der verfügbaren Daten und ihrer Qualität sowie der Planung und Umsetzung der Rehabilitation und Erweiterungen hin zu einem funktionierenden Basisnetz von Online-Stationen beschrieben. Hierzu werden für die Anliegerländer die strukturellen Defizite der bestehenden meteorologischen und hydrometrischen Stationen analysiert und die erforderlichen Maßnahmen zunächst für das Datennetzwerk benannt. Eine besondere Herausforderung stellen die Organisationsstrukturen und das Leistungsvermögen der hydrometeorologischen Dienste der vier Anliegerländer Mazedonien, Kosovo, Montenegro und Albanien dar.

Stichworte: Westlicher Balkan, Klimawandel, Drin, Hochwasserfrühwarnsystem, Online-Monitoring, Entwicklungszusammenarbeit

1 Problemstellung

In den vergangenen Jahren haben extreme Hochwasserereignisse im Nordwesten Albaniens erhebliche wirtschaftliche Schäden verursacht und Menschenleben gefährdet. Als Folge rückt die Anpassung an zunehmende und verschärfte Hochwasser- und Niedrigwassersituationen als mögliche Folgen des Klimawandels in den Fokus internationaler Entwicklungszusammenarbeit im westlichen Balkan. Im Rahmen dieser Problemstellung werden am Beispiel des transnationalen Drin-Buna-Flusseinzugsgebietes die ersten Schritte hin zur Entwicklung eines integrierten, nachhaltigen Hochwassermanagementsystems auf regionaler (länderübergreifender Ebene) vorgestellt. Das Projekt ist von der Gesellschaft für Internationale Zusammenarbeit (GIZ) initiiert und finanziert und gutachterlich vom LWI der TU Braunschweig unterstützt. Ziel ist die Errichtung eines zunächst rudimentären Hochwasserfrühwarnsystems. Wesentliche technische Bestandteile sind ein funktionierendes Online-Messnetz für hydrometeorologische Daten, eine quantitative meteorologische Vorhersage und ein hydrologisches Modellsystem, das in einer späteren Phase an relevanten Stellen mit einem hydraulischen Modell für die Vorhersage von Überflutungsbereichen gekoppelt werden soll. Der Schwerpunkt dieses Beitrages liegt bei der Bestandsaufnahme der Messnetze und der Datenverfügbarkeit, der Rehabilitation und Erweiterung bestehender Stationen mit Ausrichtung auf das Warnsystem.

2 Untersuchungsgebiet

Das Einzugsgebiet des Drin-Buna umfasst ca. 20.380 km² und erstreckt sich im westlichen Balkan über die Anliegerländer Mazedonien, Kosovo, Montenegro, Albanien und Griechenland. Der Zusammenfluss der beiden Nebenarme Schwarzer Drin (Quelle: Ohridsee, Mazedonien) und Weißer Drin (Quelle: Kosovo) im östlichen Albanien bildet das Hauptflusssystem Drin. Im Westen entwässert der Drin nach Vereinigung mit dem Ausfluss aus dem See Shkodra (Albanien/Montenegro) als Buna in das adriatische Meer. Neben mehreren natürlichen Seen greifen zwei Speicherkaskaden (z.B. Fierzë/Koman/Vau i Dejës in Albanien) maßgebend in den Wasserhaushalt ein (Abbildung 1). Die sehr heterogene Topographie mit hohen Bergen (Dinarisches Gebirge, Albanische Alpen) und steilen Tälern bestimmt in Kombination mit der Meteorologie (viel Schnee im Winter, teilweise hohe Niederschlagsintensitäten) die Abflussreaktion im Gebiet.

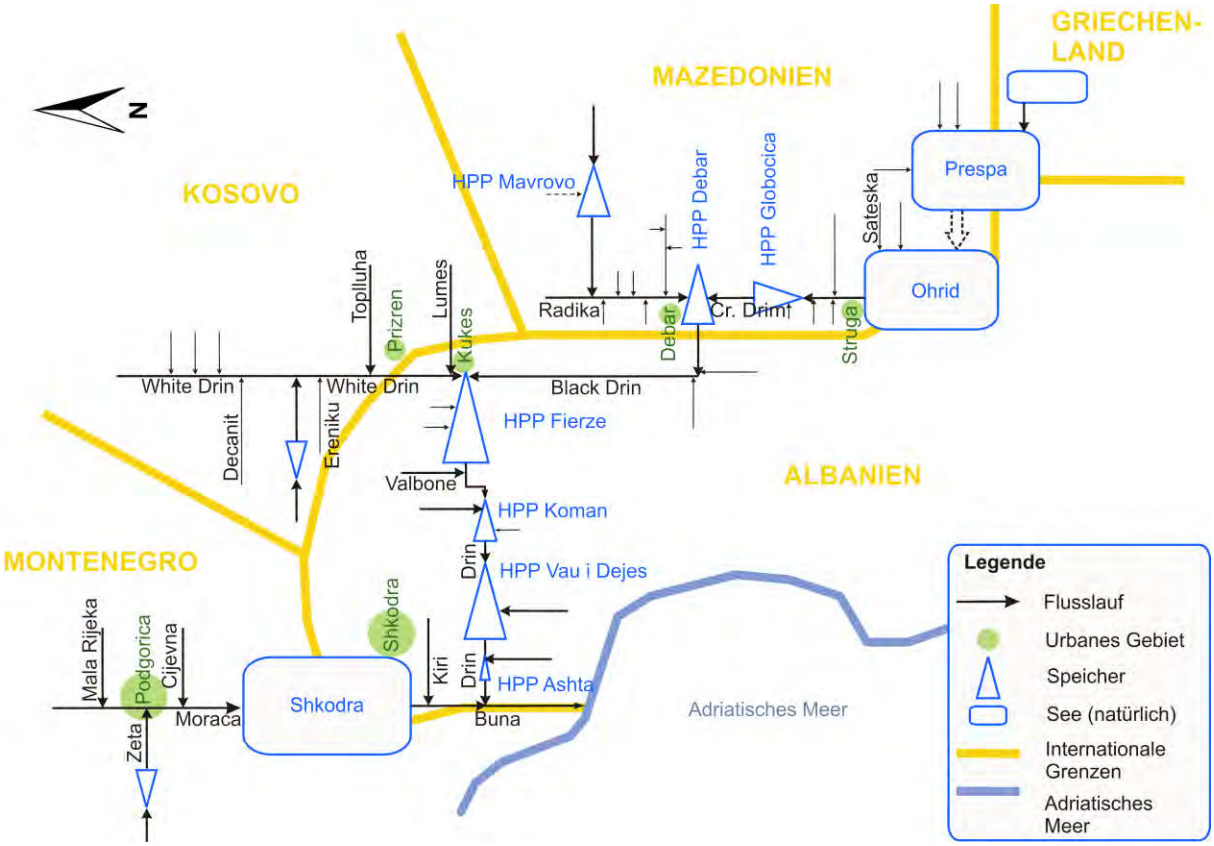


Abbildung 1: Schema des Drin-Buna-Einzugsgebietes (Meon and Pätsch, 2013)

3 Ergebnisse der Bestandsaufnahme 2013

3.1 Hydrometeorologische Institutionen

Das aktuelle Hochwassermanagement ist den staatlich geförderten hydrometeorologischen Diensten und Krisenstäben auf nationaler Ebene zugeordnet:

- Institute of Geoscience, Energy, Water and Environment of Albania (IGEWE)
- Hydrometeorological Institute of Kosovo (KHMI)
- Hydrometeorological Service of Macedonia (HMS)
- Institute of Hydrometeorology and Seismology of Montenegro (IHMS).

Schwerpunktätigkeiten der Dienste liegen im Bereich Unterhaltung der Messnetze, Monitoring, Datenarchivierung und Datenanalyse. Finanzielle Engpässe, geringe personelle Kapazitäten, fehlendes technisches Instrumentarium und innere politische Konflikte erschweren die tägliche Arbeit. Personalmangel findet sich vor allen in den Bereichen Techniker, IT-Personal und akademisch ausgebildete Hydrologen. Zum aktuellen Zeitpunkt ist die Unterhaltung der Messstationen von keinem der Dienste durch permanent zuständiges Personal

abgedeckt. Diese Situation führt zur unzureichenden Wartung von Messstationen, von denen zahlreiche defekt und einige vollständig zerstört sind (vgl. Abbildung 2). Das Arbeitsgebiet "hydrologische und hydraulische Modellierung" als Basis für eine quantitative Abflussvorhersage ist mit Ausnahme von Albanien nicht in die Arbeit der hydrometeorologischen Dienste integriert und auch in anderen Facheinrichtungen nicht verfügbar.



Abbildung 2: Verlassene hydrometrische Station in Mazedonien (Foto: Doetsch, 2013)

3.2 Messnetze

Ausgehend von einer ersten Besichtigung der Messnetze und einer Analyse der Datenverfügbarkeit konnte der Umfang des funktionellen Messnetzes auf ca. 37 hydrometrische und ca. 70 meteorologische Stationen abgeschätzt werden. Dieses entspricht weniger als 45% der ursprünglichen Kapazitäten (bis 1990) und verdeutlicht die Reduzierung des Messnetzes auf einen minimalen Bestand.

Eine detaillierte Analyse der Verteilung der Stationen innerhalb des Drin-Buna-Einzugsgebietes zeigt starke regionale Unterschiede. Hohe Berge beeinflussen das Niederschlags-Abflussregime im Nordosten Montenegros, im Norden Albaniens und im westlichen Teileinzugsgebiet Mazedoniens. Auf Grund der schlechten Erreichbarkeit ist die Stationsdichte in Höhen größer als 1000 müNN mit insgesamt ca. 8 Stationen sehr niedrig. Die Unruhen und politischen Konflikte zwischen 1990 und 2000 spiegeln sich in der hydrometeorologischen Ausstattung des Kosovo wieder. Zum aktuellen Zeitpunkt existiert nur eine funktionierende meteorologische Station im Nordwesten des Teilgebietes.

Aktive Stationen im Einzugsgebiet sind meist Niederschlagsstationen (z.B. SEBA RG 50, SYMMETRON HD2013R, OTT Pluviometer, ETG r102, Lambrecht 1518 H3). Daten werden häufig handschriftlich in Notizheften festgehalten, sodass die Überführung der Daten in Datenbanken zeitlich stark verzögert erfolgt. Vereinzelt existieren Datenlogger mit monatlicher Auslesung. Für das gesamte Einzugsgebiet standen bei der Bestandsaufnahme nur 14 Stationen mit Online-Datenübertragung zur Verfügung, davon keine Station in Kosovo. Die vorhandenen Klimastationen messen neben dem Niederschlag vor allen die meteorologischen Parameter Lufttemperatur, relative Luftfeuchte, Sonnenscheindauer und Wind. Sensoren für Globalstrahlung, Schnee und Evaporation sind kaum vorhanden.

Das hydrometrische Messnetzwerk zeigt vor allem Schwächen in Kosovo und im unteren Bereich des Flusses Buna. Trotz der großen Anzahl an Messstationen in der Vergangenheit betreibt das KHMI aufgrund finanzieller Schwierigkeiten und Personalmangel zum aktuellen Zeitpunkt nur vier aktive Stationen. Im Bereich der Buna verhindern hohe Abflüsse ein gezieltes Hochwassermonitoring. Die Ausstattung vieler Stationen beschränkt sich auf einfache Pegellatten. Die Datensammlung erfolgt handschriftlich durch geschulte Beobachter und wird über Listen/Hefte an die zuständigen Dienste weitergeleitet. Die Finanzierung der Beobachter zeigt starke Unregelmäßigkeiten. Ungefähr 24 Stationen im Einzugsgebiet sind mit Drucksensoren (OTT PLS, SISGEO WLL, ETG ULS, OTT Thalimedes) ausgestattet. Die Datenspeicherung erfolgt über Datenlogger. Echtzeitdaten sind kaum vorhanden. Ca. 12 Stationen sind automatisch und online. An dem Fluss Buna verfügt eine Station zusätzlich über Ultraschallmesstechnologie zur Analyse der Fließgeschwindigkeit. Keiner der hydrometrischen Dienste besitzt ein ADCP (Acoustik Doppler Current Meter) zur direkten Ermittlung der Fließgeschwindigkeit. Messflügel sind zum Teil veraltet (bis zu 20 Jahre alt) oder nur eingeschränkt funktionstüchtig und verhindern die dringend notwendige Aktualisierung von Abflusskurven. Vandalismus und Diebstahl wirken sich auf eine kontinuierliche Messdatenerfassung aus. Tabelle 1 fasst das operationelle Messnetz nach der Bestandsaufnahme zusammen.

Tabelle 1 Bewertung der meteorologischen und hydrometrischen Messnetze in 2013 (basierend auf Angaben von IGEWE, KHMI, HMS und IHMS und eigener Inspektion) durch die Gutachter: 1: schwach 2: befriedigend, 3: gut, 4: sehr gut

	Meteorologische Stationen/Transmission	Hydrometrische Stationen/Transmission	Evaluierung
Mazedonien	7 Meteo (=klimat.) Stationen (5 aktuell in Betrieb), 31 Niederschlagsstationen (ca. 14 aktuell in Betrieb, Datenübertragung per Post), 4 Stationen automatisiert & online (SEBA, OTT, SYMMETRON, Daten per Post, Internet, Telefon)	23 Stationen (10 mechanische Limnigraphen (SEBA), 5 aktuell aktiv, Datenübertragung über manuelle Listen per Post), 3 Stationen automatisiert & online (SEBA) (2 betrieben von ELEM an der Dammkaskade), ADCP nicht vorhanden	Meteo: 1 - 2 Hydro: 1 - 2
Kosovo	1 Meteo Station (3 Mess. pro Tag, keine Online Stationen), ca. 19 Niederschlagsstationen - einige mit Datenloggern - Auslesung monatlich (aktueller Operationsstatus unklar)	Ca. 18 Stationen (ca. 5 aktuell in Betrieb - Messung nur Wasserstand - einige mit Datenloggern, Auslesung monatlich)	Meteo: 1 Hydro: 1
Montenegro	Bis zu 100 Stationen in der Vergangenheit; aktuell aktiv: ca. 5 Meteo Stationen (2 automatisiert & online, 3 manuell mit Beobachter, - einige mit Datenloggern); 11 Niederschlagsstationen (manuell mit Beobachter, Datentransfer per Post)	9 Stationen am Flusslauf (Drucksensoren, GMS), 2 Stationen am See Shkodra, 1 automatisierte Station an der Buna (Messung: Abfluss + Fließgeschwindigkeit), mobiles ADCP nicht vorhanden	Meteo: 2 - 3 Hydro: 3
Albanien	Ca. 76 Meteo Stationen: 65 klimat./thermometr. Stationen, 9 Niederschlagsstationen, aktueller Operationsstatus unklar (Schätzwert ca. 29 aktiv), Datenerfassung in Papierformat (Hefte), manuelle Datenübertragung; ca 8 Stationen automatisiert	Historisch: 52 Stationen - Daten in Papierformat; unvollständige Informationen über den Operationsstatus (Schätzwert ca. 11 aktiv); aktuell ca. 8 Stationen automatisiert & online	Meteo: 1 - 2 Hydro: 1

3.3 Datenbanken

Aufzeichnungen erster meteorologischer Daten liegen seit 1947 in Papierformat vor. Hydrologische Messdaten existieren seit 1923 (Mazedonien) in Papierformat. Eine Digitalisierung historischer Zeitreihen fand eingeschränkt, häufig nur für Niederschlagsdaten statt. Albanische Daten (1991 – Gegenwart) wurden 2012 digitalisiert und in eine Datenbank überführt. Meteorologische Tageswerte für Kosovo liegen erst ab 2002 digital für zwei Stationen vor. Hydrometrische Daten zeigen verstärkt Datenlücken und Inkonsistenzen, stabile Wasserstands-Abfluss-Beziehungen, ausgedrückt durch aktuelle Abflusskurven, existieren nur vereinzelt. Politische Unruhen spiegeln sich durch das Fehlen kompletter Jahressätze zwischen 1985/1991 und 2002 in den Daten Albaniens und des Kosovo wieder. Eine generell abnehmende Datenqualität ab 2001 weist auf die schwierige finanzielle Lage der Dienste hin. Bei der Bestandsaufnahme stellte keiner der Dienste hydrometeorologische Jahrbücher zur Verfügung. Interaktionen zwischen den hydrometeorologischen Diensten oder gar ein Austausch von Daten der Anliegerländer war kaum vorhanden. Auch innerhalb der Länder gab es bislang kaum einen offiziellen Datenaustausch zwischen den Betreibern der Stauanlagen und den hydrometeorologischen Diensten. Tabelle 2 fasst die historische und aktuelle Datenverfügbarkeit und Datenverwaltung zusammen.

Tabelle 2 Bewertende Bestandsaufnahme der meteorologischen und hydrometrischen Datenbanken 2013 (Quellen: IGEWE, KHMI, HMS und IHMS)

	Hydrometeorologische Datenbank	Datenverfügbarkeit historischer Zeitreihen (digital, Tageswerte)	Evaluierung
Mazedonien	Meteo: Papierdokumente seit 1947; EXCEL seit 1996; CLIDATA 1961 - 2011; Hydro: Papierdokumente seit 1923; EXCEL seit 1951; HydroPro (200 - 2005); aktuell: EXCEL; Abflusskurven z.T. vorhanden	Meteo: Fast vollständige Zeitreihen (1981 - 1990 & 2001 - 2010) (10 Niederschlags- & 3 bis 4 Meteo Stationen) Hydro: Inkonsistente Zeitreihen, große Datenlücken; Wasserstand für 5 Stationen, Abfluss für 3 bis 6 Stationen (1981 - 1990 & 2001 - 2010)	Meteo: 2 Hydro: 1 - 2
Kosovo	Meteo: Papierdokumente; EXCEL 2000 - 2012 Hydro: EXCEL seit 1960; WISKI seit 2003 (KISTERS), aktuell: EXCEL, ASCII; Abflusskurven nicht verfügbar	Meteo: Daten für 2 Meteo Stationen seit 2002, inkonsistente Zeitreihen, große Datenlücken Hydro: Zeitreihen für 17 Stationen (Wasserstand) & 15 Stationen (Abfluss) (1960 - 1986), komplette Jahre fehlen, erneut Wasserstandsdaten ab 2003	Meteo: 1 Hydro: 1 - 2
Montenegro	Meteo: aktuell: CLIDATA seit 2009; WISKI (gekauft 2003) aber nicht angewendet; EXCEL/ ASCII, HYDRAS3 (Ott); ORACLE Hydro: EXCEL, ASCII und Webseite (Online-Stationen); seit 2002 starke Abnahme der Qualität; Abflusskurven vorhanden	Meteo: Fast vollständige Zeitreihen (1960 - 2010) (9 Niederschlags- & 2 Meteo Stationen) Hydro: Fast vollständige Zeitreihen (1960 - 2010) für 9 Stationen (Wasserstand) & 5 Stationen (Abfluss)	Meteo: 3 Hydro: 3
Albanien	Meteo: Datenspeicherung seit '50; Daten in Papierformat, ASCII/ EXCEL, Daten digitalisiert ab 1991 Hydro: ASCII; Daten in Papierformat, ASCII/EXCEL, Daten digitalisiert ab 1991; Abflusskurven unklar	Meteo: Fast vollständige Zeitreihen (1961 - 1994 & 2002 - 2010) (26 Niederschlags- & 5 Meteo Stations); Daten 1995 - 2001 fehlen, abnehmende Qualität ab 2001 Hydro: Zeitreihen (1960 - 2001/ 2010) für 12 Stationen (Wasserstand) & 15 Stationen (Abfluss); Inkonsistenzen	Meteo: 2 - 3 Hydro: 2

3.4 Bewertung

Die Zustandsanalyse ergab zusammenfassend, dass die Anzahl der voll funktionsfähigen und daher für die Vorhersage einsetzbaren Messstellen in den 4 Ländern unterschiedlich groß ist und hinsichtlich Qualität und Dichte länderbezogen bewertet werden muss. Gemeinsam war in allen 4 Ländern, dass die Netzwerke den Minimalanforderungen an ein Frühwarnsystem nicht genügten.

Der nachfolgende Vergleich in Tabelle 3 zeigt, dass die Dichten von Online-Stationen im Drin-Buna Einzugsgebiet deutlich unter denen von Einzugsgebieten mit Hochwasservorhersagen in Deutschland liegen (DWA, 2009).

Tabelle 3 Vergleich der Dichte der Online-Messstationen, die für Hochwasservorhersagesysteme in Deutschland genutzt werden (DWA, 2009) und der vorhandenen Anzahl von Online-Messstationen im Drin-Buna Einzugsgebiet

Stationsdichte von Online-Messstationen in Einzugsgebieten mit einer Hochwasservorhersage	Hydrologische Stationen	Meteorologische Stationen
Vorhandene Anzahl von voll funktionstüchtigen und für ein Hochwasservorhersagesystem einsetzbare Online-Messstellen	< 2 per 1000 km²	< 2 per 1000 km²
Deutschland (mittlere Anzahl)	Ca. 5 per 1000 km²	Ca. 3 per 1000 km²
Deutschland (maximale Anzahl)	Ca. 10 per 1000 km²	Ca. 11 per 1000 km²
Deutschland (minimale Anzahl)	Keine Angaben	Ca. 2 per 1000 km²

4 Rehabilitation und Erweiterung bestehender Messnetze

Ziel der Rehabilitation durch die GIZ ist, basierend auf den Empfehlungen der Gutachter, die Abdeckung des Einzugsgebietes durch ca. 38 meteorologische und ca. 40 hydrometrische Online-Stationen mit automatischer Messdatenerfassung und Speicherung (einschließlich der schon betriebenen Stationen). Wird nur das „aktive“ Einzugsgebiet unterhalb der beiden großen Seen in Mazedonien mit einer Größe von ca. 18.000 km² angesetzt, ergibt sich eine Dichte von ca. zwei Online-Stationen pro 1000 km². Diese Dichte wird als gerade noch ausreichend für den Einstieg in ein erstes rudimentäres Hochwasserfrühwarnsystems betrachtet.

Das limitierte Budget beschränkte den Ausbau des Messnetzes 2013/2014 um zunächst 33 Stationen (15 meteorologische, 18 hydrometrische), von denen fünf Stationen (drei hydrometrische, zwei meteorologische) neu errichtet wurden

(Phase 1) (vgl. Abbildung 3). In einer Phase 2 empfiehlt die GIZ die Instandsetzung weiterer neun meteorologischer und zehn hydrometrischer Stationen.

Kriterien für die Auswahl der Stationen in Phase 1 waren primär die Fortsetzung vorhandener historischer Zeitreihen sowie die Lage in klimatisch extremen Bereichen (hohe Schneeschmelze, hohe Niederschlagsintensitäten) und an maßgebenden Zuflüssen bzw. Teileinzugsgebieten. Zudem waren die Sicherheit und Zugänglichkeit der Stationen, administrative Rechte und Genehmigungen sowie der Unterhaltungsaufwand entscheidende Auswahlkriterien. In Phase 1 wurden vor allem verlassene, diskontinuierlich betriebene Stationen und manuell abgelesene Langzeitstationen wieder in Betrieb genommen bzw. aufgerüstet. Der Ausbau wurde in der Niedrigwasserphase (August bis September) durchgeführt. Abbildung 3 zeigt die räumliche Verteilung des automatisierten online-basierten Messnetzes. Tabelle 4 fasst die Rehabilitierung der hydrometeorologischen Stationen zusammen.

Als messtechnische Ausstattung zur Datenspeicherung und Übertragung wurden GPRS kompatible Datenlogger gewählt. Insgesamt wurden drei Klimastationen (HMS, IHMS) und sechs manuell abgelesene Niederschlagsstationen (KHMI, IGEWE und IHMS) automatisiert. Zusätzlich wurden drei kontinuierlich betriebene, manuell abgelesene Klimastationen (HMS, IGEWE) durch Erweiterung der Sensoren (Wind, Luftdruck, Lufttemperatur, Luftfeuchte) und der Datenübertragung zu automatischen Wetterstationen nach Standard der WMO aufgestockt. Zur Berücksichtigung des Abflusspotentials aus Schneeschmelze wurde das meteorologische Messnetz durch zwei neue Stationen in Höhenlagen über 1000 müNN erweitert. Messtechnisch wird ein kombiniertes Schnee-Niederschlag- Monitoring entweder durch eine universelle Niederschlagsstation UPG (Universal Precipitation Gauge) z.B. OTT Pluvio^{2TM} oder durch die Kombination akustischer Schneesensor (Campbell Scientific SR50A)/ Lufttemperatursensor abgedeckt. Die extremen Witterungsverhältnisse erfordern die Beheizung einzelner Messstationen.

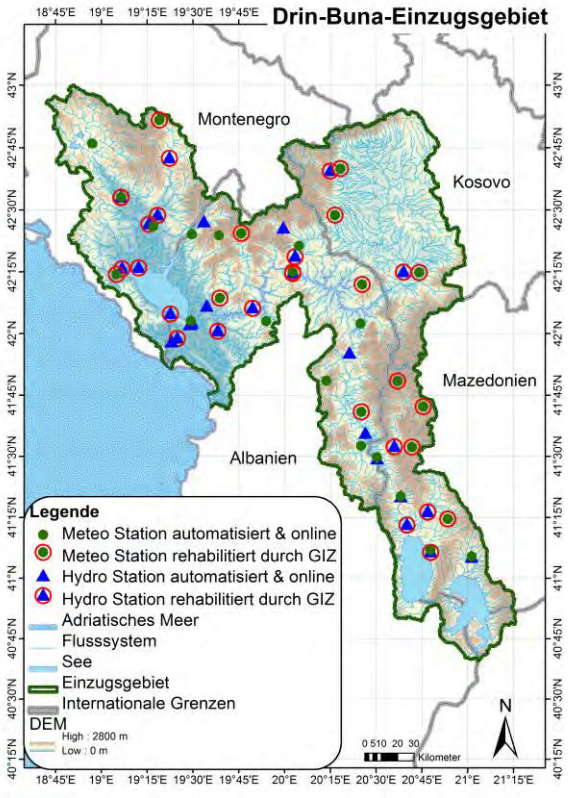


Abbildung 3: Rehabilitiertes Messnetz des Drin-Buna-Einzugsgebietes

Die Plausibilitätskontrolle der Wasserstands- und Abflussreihen und die Auswertung der Messnetzdichte erforderten in einer ersten Phase die Instandsetzung der Messstationen des Hauptstroms White Drin/ Black Drin/ Drin/ Buna, der Seen (Ohrid, Shkodra) und der maßgebenden Zuflüsse (z.B. Sateska, Radika, Valbonë, Morača und Zeta). Die messtechnische Erweiterung besteht zum einen aus der Ersetzung manuell abgelesener Limnigraphen durch Drucksensoren, zum anderen in der Ausstattung bzw. Nachrüstung der Stationen mit GRPS kompatiblen Datenloggern.

Einzelne verlassene oder beschädigte Stationen erforderten die Konstruktion einer vollständig neuen Pegelstation inkl. Messschacht und Pegelhaus. Neu errichtete hydrometrische Stationen decken die Dammkaskade Fierzë/Koman/Vau i Dejës (Albanien) ab. Als Messtechnik wurden Radar-Wasserstand-Sensoren gewählt. Ziel der Erweiterung ist eine dauerhafte Kooperation der nationalen Dienste mit dem albanischen Talsperrenbetreiber KESH (Korporata Elektroenergjitike Shqiptare) als essentieller Bestandteil des Hochwasserfrühwarnsystems. Neben dem Ausbau des hydrometrischen Messnetzes unterstützt die GIZ die Rekonstruktion und Aktualisierung von Abflusskurven durch Ausstattung der Dienste mit moderner Durchflussmesstechnik (z.B. AquaProfiler M-Pro, SEBA).

Tabelle 4 Durchgeführte Rehabilitierung des hydrometeorologischen Messnetzes 2013/2014 (Phase 1) und empfohlene zukünftige Erweiterung (Phase 2)

	Rehabilitierung Meteorologischer Stationen	Rehabilitierung Hydrologischer Stationen	Empfehlung
Mazedonien	2 neue Stationen in Höhenlage (1107 müNN & 1452 müNN) (automatisiert); upgrade 2 Langzeit-Klimastationen (manuell + Beobachter) zu automatisierten Wetterstationen nach WMO	Upgrade 4 Pegel (2 aktiv mit manuellen Papierstreifenschreibern, OTT Limnigraphen, 1 aufgegeben, 1 beschädigt) mit Drucksensoren und GPRS kompatiblen Datenloggern	2 + 1 Stationen (2. Phase)
Kosovo	Upgrade 1 Meteo Station (Beobachter + manuell) und 2 verlassene Niederschlagsstationen (Beobachter + manuell) zu automatisierten Stationen, GRPS kompatible Datenlogger	Upgrade 2 Pegel (aktiv/unkalibriert , SEBA PLS + SEBA MDS Insider + HT-100 oder HDA) zu automatisierten Pegeln (Wasserstand)	4 + 5 Stationen (2. Phase)
Montenegro	Upgrade 1 Niederschlagsstation und 1 Klimastation (verlassen, lokaler Beobachter) zu automatisierten Stationen; Upgrade 1 Langzeit- Klimastation (automatisierte Datenübertragung aber limitierte GMS Kapazität) mit GPRS Kapazität	Upgrade 6 automatisierte Stationen (aktiv/kalibriert SP + OTT Thalimedes/ OTT PLS + (LogoSens/ DuoSens) + GSM, 3 am See Shkodra) mit GPRS kompatiblen Datenloggern; Upgrade 1 Station (manuell, Beobachter) mit Drucksensor und GPRS kompatiblen Datenlogger, (neuer Messschacht etc.)	1 + 1 Stationen (2. Phase)
Albanien	Upgrade 1 Niederschlagsstation (Langzeit, Beobachter + manuell) zu automatisierter Wetterstation nach WMO; Upgrade 3 Niederschlagsstationen (Langzeit, Beobachter + manuell) zu automatisierten Stationen, Sensoren Lufttemperatur & Luftfeuchte für 1 Station; Neue Niederschlagsstation automatisiert, Fierze Damm	Upgrade 2 Pegel (1 verlassen, 1 aktiv/unkalibriert 12V + SEBA DS22 + MDS -5) zu automatisierten Pegeln, neuer Messschacht/Pegelhaus erforderlich; 3 neue Stationen an der Dammkaskade, Ausstattung mit Radar-Wasserstandssensoren	2 + 3 Stationen (2. Phase)

5 Ausblick

Das angestrebte Hochwasserfrühwarnsystem kann als integraler Bestandteil eines aktiven Hochwasserschutzkonzepts maßgebend zur Reduzierung von Hochwasserschäden beitragen. Für das Drin-Buna-Einzugsgebiet erfordert der Aufbau eines solchen Systems ein hohes Maß an Kooperation, Engagement und Transparenz der zuständigen Institutionen der vier Anliegerländer. Die durchgeführte Einrichtung von Online-Stationen mit Integration vorhandener Online-Stationen in ein länderübergreifendes hydrometeorologisches Messnetz durch die GIZ schafft die Voraussetzungen in den Einstieg in das Frühwarnsystem. Zukünftige Erweiterungen in einer Phase 2 sollen die Stationsdichte insbesondere in Gebirgslagen erhöhen, die Abflusskurven verbessern und die Stabilisierung der Querprofile an den Stationen einschließen. Neben den Tätigkeiten der hydrometrischen Dienste auf nationaler Ebene werden die regionale Zusammenarbeit, der Austausch von Echtzeitdaten und eine enge Kooperation mit den Talsperrenbetreibern weiterhin gefördert. Inzwischen erstellte das Leichtweiß-Institut der TU Braunschweig in Kooperation mit dem Ingenieurconsulting IfW GmbH, Braunschweig im Auftrag der GIZ ein erstes hydrologisches Planungsmodell für das gesamte Einzugsgebiet unter Nutzung historischer Daten und Daten aus dem Online-Messnetz (Meon et al., 2014).

6 Literatur

Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V. (DWA 2009): Modelle zur operationellen Hochwasservorhersage (Models for operational flood forecast). DWA-Themenheft, Hennef, 2009.

Meon, G., Pätsch, M. (2013): Assessment Study for Gaps and Needs in Establishing a DEWS (Drin Early Warning System). Final Report for GIZ. Braunschweig, 2013.

Meon, G., Riedel, G., Schimmelpfennig, S. (2014): Climate change adaption in Western Balkans: Development and application of a (rough) hydrological model for the Drin/Drim-Buna-Bojana basin. Final Report for GIZ. Braunschweig, 2014.

Autoren:

M.Sc. Saskia Schimmelpfennig
Dr.-Ing. Matthias Pätsch
Prof. Dr.-Ing. Günter Meon

Technische Universität Braunschweig
Abt. Hydrologie, Wasserwirtschaft und Gewässerschutz
Beethovenstr. 51 a
38106 Braunschweig

Tel.: +49 531 391 3950
Fax: +49 531 391 3955
E-Mail: s.schimmelpfennig@tu-bs.de
m.paetsch@tu-bs.de
g.meon@tu-bs.de

Jakob Doetsch

Deutsche Gesellschaft für Internationale Zusammenarbeit (GIZ) GmbH
Rruga Skenderbej, Pallati 4, Ap 6
Tirana, Albania

Tel.: +355 42273639
Fax: +355 42273469
E-Mail: jakob.doetsch@giz.de

Vasko Stojov

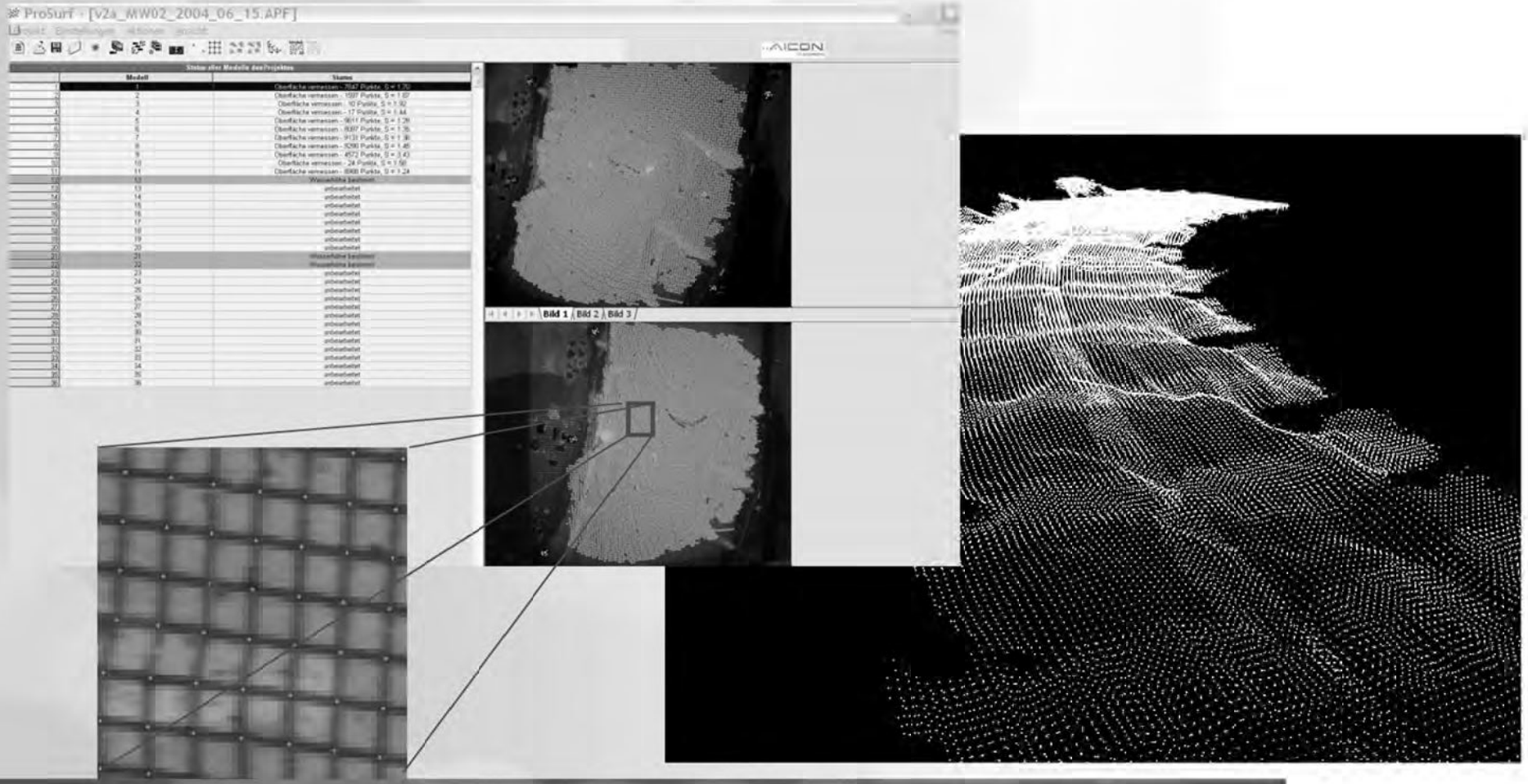
National Hydrometeorological Service, Macedonia
Skupi 28, Skopje 1000
Republic of Macedonia

Tel.: +389 75237924
Fax: +389 23097118
E-Mail: vasko@meteo.gov.mk

AICON ProSurf



Vermessung von gesamten Flußprofilen



VORSPRUNG IST MESSBAR

Technische Universität Dresden – Fakultät Bauingenieurwesen
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

38. Dresdner Wasserbaukolloquium 2015
„Messen und Überwachen im Wasserbau und am Gewässer“

Verwendung diskreter Abflusszeitreihen für die Ermittlung von Bemessungshochwasserabflüssen

Jens Bender
Christoph Mudersbach
Jürgen Jensen

Für die statistische Ermittlung von bemessungsrelevanten Hochwasserereignissen sollten langjährige Abflusszeitreihen verwendet werden. Für die numerische Verarbeitung werden die i. d. R. kontinuierlich aufgezeichneten Abflusszeitreihen in eine diskrete Form überführt. Die Diskretisierungszeitspanne richtet sich dabei nach den Ansprüchen der angestrebten Datenverwendung. In der Praxis werden Abflusszeitreihen häufig mit einer minimalen zeitlichen Auflösung von 15 Minuten zur Verfügung gestellt, aber auch 60 Minuten, oder 24 Stunden sind gängige Diskretisierungszeitspannen. Generell gehen mit der Diskretisierung jedoch besonders bei Hochwasserabflüssen zum Teil sehr große Informationsverluste einher. Wie stark dieser Informationsverlust ausfällt, hängt neben der Diskretisierungszeitspanne nicht zuletzt von der Einzugsgebietsgröße des betrachteten Gewässers ab. In diesem Beitrag wird der Einfluss der Diskretisierung auf die extremwertstatistische Ermittlung von Bemessungshochwasserabflüssen in Abhängigkeit der Einzugsgebietsgröße aufgezeigt. Dazu werden Hochwasserabflüsse verschiedener Jährlichkeiten T für 371 langjährige und zeitlich hochaufgelöste Abflusszeitreihen unterschiedlicher Einzugsgebietsgrößen in Deutschland ermittelt. Anschließend werden die Zeitreihen schrittweise diskretisiert und die entsprechenden Hochwasserabflüsse erneut bestimmt. Aus dem Vergleich der Hochwasserabflüsse auf Basis der diskretisierten Zeitreihen und den Hochwasserabflüssen der hochaufgelösten Zeitreihen, können so Rückschlüsse auf die Eignung bestimmter Diskretisierungszeitspannen für die Ermittlung von Hochwasserbemessungsabflüssen abgeleitet werden.

Stichworte: Hochwasserbemessungsabflüsse, Diskretisierung, Informationsverlust

1 Einführung

Statistische Auswertungen sollten in der Ingenieurhydrologie generell auf langjährig gemessenen Zeitreihen (Abflusszeitreihen) basieren (DWA 2012; Bender et al. 2014). Über die kontinuierliche Beobachtung der hydrologischen Größe werden sich stetig ändernde Systemzustände erfasst, die sich in derselben Form nicht wiederholen. Der kontinuierliche Abflussverlauf ist mathematisch aller-

dings nicht darstellbar. Somit ist es für eine numerische Auswertung erforderlich, die kontinuierlichen Messungen in diskrete Daten zu überführen. Mit der Wahl des Zeitschritts Δt der Diskretisierung ist unweigerlich ein Informationsverlust verbunden, da der tatsächliche Verlauf des Abflusses mit diskreten Daten nur genähert wiedergegeben werden kann. Im Wesentlichen hängt der Informationsverlust innerhalb eines Zeitschritts Δt mit der Geschwindigkeit der Abflussänderung innerhalb Δt ab. Generell lässt sich feststellen, dass der Informationsverlust umso größer ist, je größer die Änderung des Abflusses innerhalb eines Zeitschritts ist. Daher erhöht sich der Informationsverlust i. d. R. während eines Hochwasserereignisses, da während dieser Zeit (schnelle) Abflussänderungen zu beobachten sind. Die Geschwindigkeit der Abflussänderung wiederum ist u. a. abhängig von der Größe des Einzugsgebiets A_{EO}, da in kleineren Einzugsgebieten Abflussänderungen meistens schneller ablaufen als in großen. Darüber hinaus hat das zeitliche Auftreten einer Hochwasserwelle einen Einfluss auf den Grad des Informationsverlustes. Tritt der Scheitelwert beispielsweise am Ende eines Zeitintervalls auf, wird ein Teil der Hochwasserganglinie in dem Mittelwert des Zeitintervalls t und der andere Teil im Zeitintervall t+1 berücksichtigt. Wohingegen bei einem Auftreten des Scheitels in der Mitte eines Zeitintervalls zur vollen Berücksichtigung bei der Mittelwertbildung in t führt.

Abbildung 1 stellt den Einfluss einer Diskretisierung beispielhaft für zwei unterschiedlich große Einzugsgebiete und für verschiedene Zeitschritte dar. Im linken Teil von Abbildung 1 ist eine Hochwasserganglinie des Pegels Reckenberg (Gewässer Ostrach) mit einer Einzugsgebietsgröße von A_{EO} = 127 km² abgebildet. Es ist zu erkennen, dass der Scheitelwert der Hochwasserwelle bei einer Zeitreihe mit 15 min Mittelwerten (Δt = 15 min) bei $Q_{S,15\ min}$ = 31 m³/s liegt. Bei Δt = 60 min reduziert sich der Scheitelwert bereits auf $Q_{S,60\ min}$ = 27 m³/s und bei Δt = 24 h auf $Q_{S,24\ h}$ = 12 m³/s. Unter der Annahme, dass die 15 min Zeitreihe die tatsächliche Abflussganglinie des Pegels repräsentiert (d. h. kein Informationsverlust vorliegt), entspricht dies einer Abnahme von ca. 61 %. Auf der rechten Seite in Abbildung 1 wird demgegenüber die Abflussganglinie eines Hochwasserereignisses am Pegel Emmerich (Gewässer Rhein) mit einem Einzugsgebiet von A_{EO} = 159.555 km² dargestellt. Hier ist zu erkennen, dass alle drei Ganglinien nahezu identisch sind und der Informationsverlust wesentlich geringer ist.

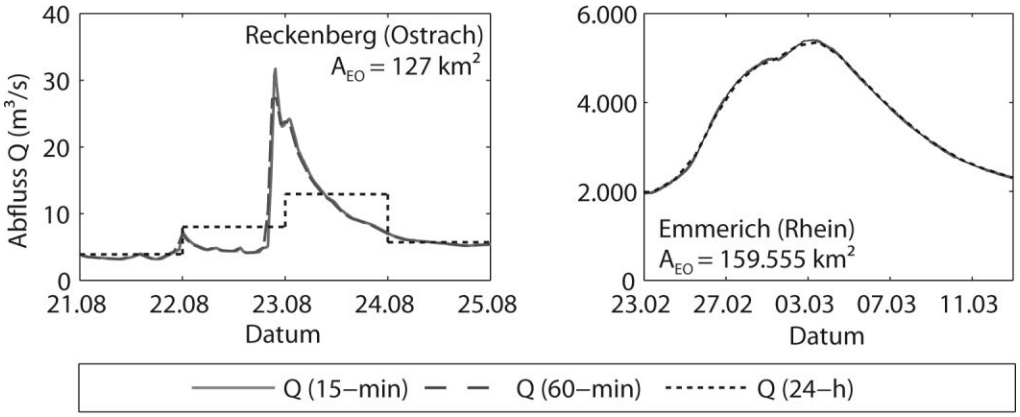


Abbildung 1: Informationsverlust infolge zeitlicher Diskretisierung von Abflusszeitreihen in Abhängigkeit verschiedener Einzugsgebietsgrößen

Die Wahl eines sinnvollen Diskretisierungszeitschritts hängt somit im Wesentlichen von der Einzugsgebietsgröße A_{EO} des betrachteten Einzugsgebiets ab. Darüber hinaus spielt aber auch die Aufgabenstellung für die die Daten verwendet werden sollen eine Rolle. Der Diskretisierungszeitschritt wird umso kleiner gewählt werden müssen, je genauer die Abflusskurve abgebildet werden muss. Bei jährlichen Wasserbilanzen beispielsweise, können Monatsmittelwerte ausreichend sein, wohingegen bei Analysen von Hochwasserereignissen deutlich geringere Zeitschritte notwendig sind. In einer Vielzahl von Studien werden für die univariate extremwertstatistische Auswertung von Hochwasserabflüssen Zeitreihen mit einem relativ großen Zeitschritt von $\Delta t = 24$ h (Tagesmittelwerte) verwendet, ohne dass auf den Einfluss der Diskretisierung eingegangen wird. In der Literatur finden sich kaum Hinweise oder Empfehlungen für die Verwendung von Diskretisierungszeitschritten in Abhängigkeit der Einzugsgebietsgröße und der Datenverwendung. Lediglich Maniak (2010) greift die Thematik auf, erwähnt aber eher allgemeingültig: "*Bei Abflüssen aus Einzugsgebieten von mehr als 10000 km² reichen oft Tagesschritte aus.*".

Es ist anzunehmen, dass die Wahl des Diskretisierungszeitschritts einen deutlichen Einfluss auf die Ermittlung von Hochwasserbemessungsabflüssen hat und die Ergebnisse in Abhängigkeit der Einzugsgebietsgröße teilweise erheblich beeinflusst. In diesem Beitrag werden Abflusszeitreihen von Pegeln mit Einzugsgebietsgrößen von $A_{EO} = 1{,}37$ bis 159.555 km² und mit zeitlichen Auflösungen von $\Delta t = 15$ min, 60 min und 24 h statistisch analysiert. Die Untersuchungen sollen den Einfluss der Datendiskretisierung auf die Ermittlung von Bemessungshochwasserereignissen darstellen und Richtwerte für eine sinnvolle Verwendung von diskretisierten Zeitreihen für extremwertstatistische Auswertungen liefern.

2 Methodik

Bei der statistischen Analyse von Hochwasserdaten ist man häufig an der Ermittlung von Bemessungshochwasserabflüssen einer bestimmten Jährlichkeit T interessiert. Daher ist es naheliegend, als Maß für den Einfluss von diskretisierten Ausgangsdatenreihe die Differenz von Bemessungshochwasserabflüssen der Jährlichkeit T als Kriterium heranzuziehen. Dazu werden hochaufgelöste Abflusszeitreihen verschiedener Einzugsgebietsgrößen als Ausgangszeitreihen verwendet. Abflusszeitreihen mit einer Auflösung von $\Delta t = 15$ min sind als kleinstes standardmäßiges Zeitintervall bei den zuständigen Landesbehörden und Pegelbetreibern verfügbar. Auf Basis dieser Zeitreihen erfolgt die Kollektivbildung für die statistischen Untersuchungen. Hier werden die jährlichen Maximalabflüsse (AMAX) verwendet, die unter Berücksichtigung des Unabhängigkeitskriteriums nach Svensson et al. (2005) in Abhängigkeit der Einzugsgebietsgröße aus den Abflusszeitreihen gewonnen werden. Im nächsten Schritt wird eine Extremwertverteilungsfunktion an das Kollektiv angepasst und es werden die Bemessungshochwasserereignisse der Jährlichkeiten $T_{15\,\mathrm{min}} =$ 10, 20, 50 und 100 a bestimmt. Um ein vergleichbares Vorgehen für alle Pegel zu gewährleisten, wird auf die Anpassung verschiedener Verteilungsfunktionen und anschließende Anpassungstests verzichtet und es wird lediglich die Allgemeine Extremwertverteilung (AEV) angepasst; die Parameterschätzung erfolgt über die Maximum-Likelihood Methode.

Im nächsten Schritt wird auf Basis der 15 min Zeitreihe eine Mittelwertbildung mit einem Zeitschritt von $\Delta t = 60$ min und $\Delta t = 24$ h durchgeführt, d. h die Zeitreihen werden nachträglich mit einem größeren Zeitschritt diskretisiert. Anschließend wird die o. g. Vorgehensweise, d. h. Kollektivbildung und Anpassung der AEV, wiederholt und die entsprechenden Bemessungshochwasserereignisse $HQ_{\mathrm{T,60min}}$ bzw. $HQ_{\mathrm{T,24h}}$ berechnet. Die Güte der Bemessungshochwasserabflüsse auf Basis der 60 min und 24 h diskretisierten Zeitreihen lässt sich dann über das Verhältnis R zu dem Bemessungshochwasserereignissen auf Basis der 15 min Zeitreihe bestimmen:

$$R_{\mathrm{60min}} = \frac{HQ_{\mathrm{T,60min}}}{HQ_{\mathrm{T,15min}}} \text{ bzw. } R_{\mathrm{24h}} = \frac{HQ_{\mathrm{T,24h}}}{HQ_{\mathrm{T,15min}}}. \tag{1}$$

Generell sind Werte von R < 1 zu erwarten, was bedeutet, dass die Bemessungshochwasserereignisse nach der weiteren Diskretisierung geringer ausfallen als die Ereignisse die auf Basis der 15 min Zeitreihen gewonnen wurden. Werte von $R = 1$ implizieren, dass beide gewonnenen Hochwasserereignisse identisch sind. Bei Werten von $R > 1$ fallen die Bemessungshochwasserereignisse auf Basis der

60 min-, bzw. 24 h Zeitreihe höher aus als auf Basis der 15 min Zeitreihe. Theoretisch betrachtet ist dieser Fall nicht möglich, da mit zunehmenden Wert von Δt die Werte der Stichprobe nur geringer werden können und somit auch die Bemessungsereignisse geringer ausfallen müssen.

Die Anwendung dieser Methodik auf eine Vielzahl von Abflusszeitreihen mit unterschiedlichen Einzugsgebietsgrößen gibt dann Aufschluss darüber, bei welcher Einzugsgebietsgröße eine Diskretisierung mit entsprechendem Zeitintervall zu einer maßgeblichen Abweichung der Bemessungswerte gegenüber denen aus den hochaufgelösten Zeitreihen gewonnenen führt.

3 Datengrundlage

Für die Untersuchungen wurden vom Landesamt für Natur, Umwelt und Verbraucherschutz des Landes Nordrhein-Westfalen (LANUV), der Bundesanstalt für Gewässerkunde (BfG) Abflusszeitreihen mit einer zeitlichen Auflösung von Δt = 15 min zur Verfügung gestellt, sowie entsprechende Daten von der Onlineplattform des Bayerischen Landesamts für Umwelt (LfU) bezogen. Somit befinden sich, mit Ausnahme einiger Pegel der BfG, alle Pegel in den Bundesländern Nordrhein-Westfalen und Bayern. Bei allen Zeitreihen handelt es sich um geprüfte Abflusswerte der zuständigen Behörde. Neben der Anforderung, ein möglichst großes Spektrum von Einzugsgebietsgrößen zu verwenden, wurden für die Verwendung folgende Anforderungen an die Zeitreihen gestellt:

- Aufzeichnungsdauer mindestens 25 Jahre
- keine Aufzeichnungslücken
- keine Beeinflussungen durch Speicher im Oberlauf, Rückstau o.ä.

Insbesondere bei der letzten Anforderung ist anzumerken, dass es nicht eindeutig möglich ist einen Pegel als speicherbeeinflusst zu klassifizieren. In den Einzugsgebieten größerer Gewässer, wie beispielsweise dem Rhein, finden sich häufig Talsperren und andere künstliche Speicher. Es gibt jedoch keine allgemeingültige Festlegung ab welchem Grad des Speicherausbaus ein Pegel als beeinflusst gilt. Daher wird ein Pegel als speicherbeeinflusst klassifiziert und damit abgelehnt, wenn sich eine Angabe dazu in den Stammdaten des Pegels wiederfindet.

Insgesamt entsprechen 371 Pegelzeitreihen den o.g. Anforderungen (Abbildung 2).

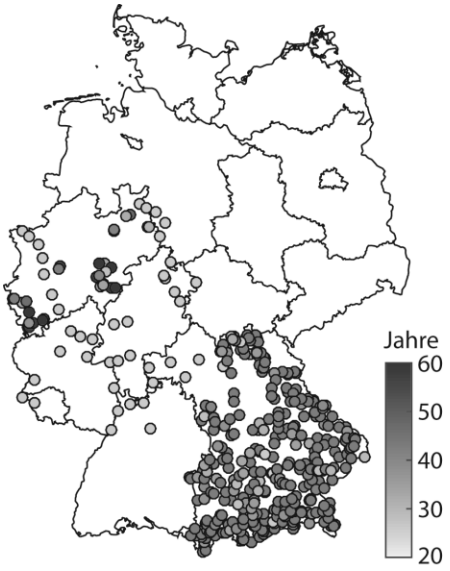


Abbildung 2: Verwendete Abflusszeitreihen mit den entsprechenden Aufzeichnungslängen

4 Ergebnisse

Zunächst werden die Ergebnisse für den Fall der R_{60min}-Werte (Gleichung 1) für einen Hochwasserbemessungsabfluss der Jährlichkeit $T = 100$ a (HQ_{100}) dargestellt. In Abbildung 2 ist zu erkennen, dass eine Diskretisierung der Ausgangszeitreihen mit $\Delta t = 60$ min weitestgehend HQ_{100}-Werte liefert, die denen auf Basis der hochaufgelösten Ausgangszeitreihe entsprechen. Insbesondere bei Einzugsgebietsgrößen ab 100 km² liegen die meisten resultierenden Hochwasserverhältnisse in einem Bereich zwischen 0,95 und 1. Bei kleineren Einzugsgebieten ($A_{EO} < 100$ km²) hat die Diskretisierung einen stärkeren Einfluss auf die Berechnung der Bemessungswerte. Wenn auch der Großteil der R_{60min} - Werte oberhalb von 0,95 liegt, ist eine deutliche Zunahme der Varianz festzustellen und es wird der Wert von 0,95 vermehrt nicht erreicht.

Obwohl R_{60min} theoretisch nur Werte von maximal 1 annehmen kann (der Informationsverlust infolge von Diskretisierung kann nicht zu einer Erhöhung des Scheitelwertes führen), finden sich einige Werte mit $R_{60min} > 1$ (in Abbildung 3 schwarz markiert). In diesen Fällen hat die Diskretisierung dazu geführt, dass für das Kollektiv ein stärker ausgeprägter positiver Krümmungsparameter der Allgemeinen Extremwertverteilung geschätzt wurde und die Verteilung somit einen stärker ausgeprägten konkaven Verlauf besitzt. Dies wiederum führt dann zu größeren Bemessungswerten, besonders im Extrapolationsbereich.

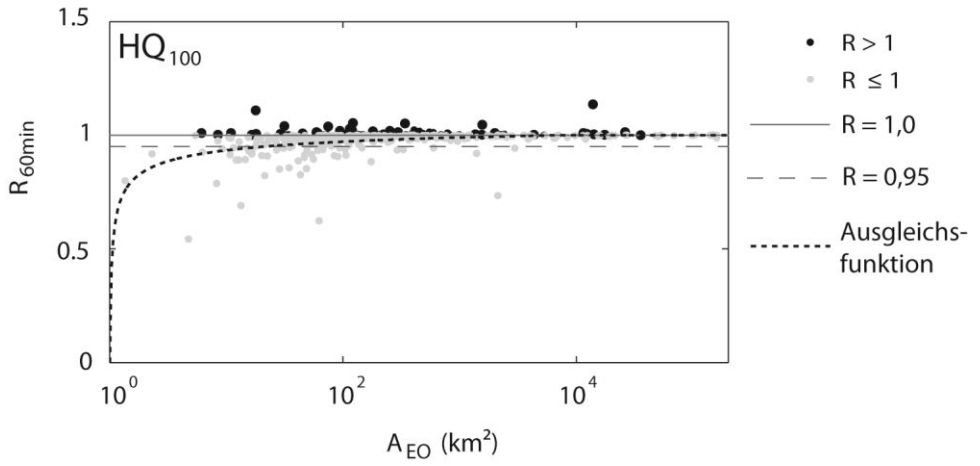


Abbildung 3: Verhältnis der Hochwasserereignisse der Jährlichkeiten T = 100, 50, 20, 10 aus 15 min und 60 min Abflusszeitreihen ($R_{60\text{min}}$)

Es stellt sich die generelle Frage, ab welcher Einzugsgebietsgröße 60 min-Mittelwerte des Abflusses für extremwertstatistische Analysen verwendet werden können. Dazu wird eine parametrische Ausgleichsfunktion an die Beobachtungswerte von $R_{60\text{min}}$ und die logarithmierten Einzugsgebietsgrößen A_{EO} angepasst. Unter der Annahme, dass eine hinreichend genaue Bestimmung des "wahren" Bemessungswertes mit einer Fehlertoleranz von 5 % erreicht ist, liegt die gesuchte Einzugsgebietsgröße dort, wo die Ausgleichsfunktion einen Wert von $R_{60\text{min}} = 0{,}95$ erreicht. Vergleichend werden die Ergebnisse zudem noch für eine Fehlertoleranz von 2 %, d. h. $R_{60\text{min}} = 0{,}98$ angegeben. Um zu vermeiden, dass die nicht plausiblen Werte von $R_{60\text{min}} > 1{,}0$ die Anpassung der Ausgleichsfunktion verzerren, werden sie bei der Anpassung nicht berücksichtigt.

In diesem Fall liefert eine Potenzfunktion (in Abbildung 3 schwarz-gestrichelt) unter Verwendung der Methode der kleinsten Quadrate (siehe z. B. Papula, 2011) in der Form:

$$R_{60\text{min}}\left(\log\left(A_{EO}\right)\right) = \begin{cases} a \cdot \log\left(A_{EO}\right)^{b} + c & \text{für } R_{60\text{min}}\left(\log\left(A_{EO}\right)\right) \le 1 \\ 1 & \text{für } R_{60\text{min}}\left(\log\left(A_{EO}\right)\right) > 1 \end{cases} \tag{2}$$

die beste Anpassungsgüte. Dabei bezeichnet $\log(A_{\text{EO}})$ die logarithmierte Einzugsgebietsgröße; a, b und c sind die ermittelten Parameter der Potenzfunktion. Da die Funktionen bei sehr großen Einzugsgebietsgrößen Werte größer 1 annehmen kann, wird die Potenzfunktion nur für $R_{60\text{min}} \le 1$ definiert; Werte darüber hinaus werden mit $R_{60\text{min}} = 1$ angesetzt. Tabelle1 stellt die Funktionsparameter sowie die resultierenden Einzugsgebietsgrößen in Abhängigkeit des Bemessungshochwasserereignisses (für T = 100, 50, 20, 10) dar, bei denen die Ausgleichsfunktion den Wert von $R_{60\text{min}} = 0{,}95$, bzw. $R_{60\text{min}} = 0{,}98$ erreicht.

Tabelle 1: Parameter der Potenzfunktionen für die Bemessungshochwasserabflüsse HQ_T für T = 100, 50, 20 und 10 Jahren, sowie R_{60min} = 0,95 und R_{60min} = 0,98 in Abhängigkeit der Einzugsgebietsgröße

HQ_T	Funktionsparameter			R_{60min} = 0,95	R_{60min} = 0,98
	a	*b*	*c*	A_{EO} (km²)	A_{EO} (km²)
HQ_{100}	-0,2436	-0,3332	1.1180	21	250
HQ_{50}	-0,2221	-0,3231	1,1110	15	170
HQ_{20}	-0,2159	-0,2970	1,1151	12	130
HQ_{10}	-0,2067	-0,2910	1,1119	10	110

Für die Berechnung eines Bemessungshochwasserabflusses mit dem Wiederkehrintervall von T = 100 Jahren auf Basis einer Abflusszeitreihe mit Δt = 60 min können (rechnerisch) somit Pegel mit Einzugsgebietsgrößen von A_{EO} > 21 km² verwendet werden. Bei Abflusszeitreihen kleinerer Einzugsgebiete ist zu erwarten, dass die Ergebnisse den tatsächlichen Bemessungswert unterschätzen. Zur Bestimmung eines HQ_{50} hingegen reduziert sich die erforderliche Einzugsgebietsgröße auf 15 km², für das HQ_{20} auf 12 km² und für das HQ_{10} auf 10 km². Sollte die Forderung nach einer geringeren Fehlertoleranz, z. B. 2 % (d. h. R_{60min} = 0,98) bestehen, führt das zu einer Erhöhung der notwendigen Einzugsgebietsgrößen um etwa das Zehnfache (Tabelle 1). Somit lässt sich an dieser Stelle festhalten, dass die Verwendung von Stundenmittelwerten des Abflusses von Einzugsgebieten > 250 km² zu relativ großen Genauigkeiten bei der Ermittlung von Bemessungshochwasserereignissen führt.

Analog zu der Vorgehensweise zur Ermittlung der R_{60min} - Werte lassen sich im nächsten Schritt die Verhältnisse der HQ_T auf Basis der 24 h Ausgangszeitreihe bestimmen. Die Ergebnisse der Berechnungen sind ebenfalls beispielhaft für das HQ_{100} in Abbildung 4 dargestellt. Wie zu erwarten, liegen die Werte von R_{24h} deutlich unter denen von R_{60min}. Dies ist dadurch zu erklären, dass der Informationsverlust durch die Diskretisierung bei Tagesmittelwerten wesentlich größer ist als bei Stundenmittelwerten. Weiterhin ist zu erkennen, dass die Varianz von R_{24h} mit abnehmender Einzugsgebietsgröße deutlich zunimmt.

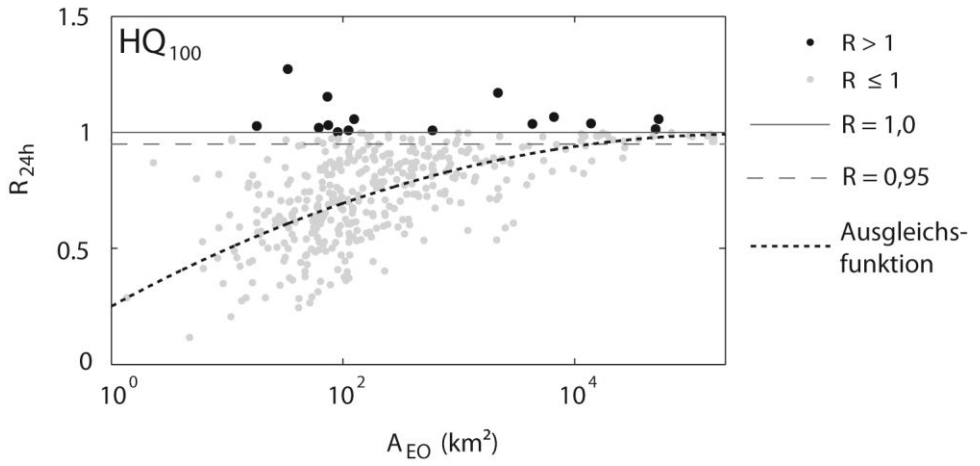


Abbildung 4: Verhältnis der Bemessungshochwasserereignisse der Jährlichkeiten T = 100, 50, 20, 10 aus 15-min und 24-h Abflusszeitreihen

Für Einzugsgebietsgrößen > 20.000 km² liegen die meisten Werte innerhalb der 5 % Fehlertoleranz ($R_{24h} > 0{,}95$). Im Bereich kleinerer Einzugsgebiete hingegen, ergeben sich häufig nur noch Werte im Bereich von $0{,}20 > R_{24h} > 0{,}95$.

Wie auch in der vorherigen Betrachtung wird eine Ausgleichsfunktion mittels der Methode der kleinsten Quadrate an die vier Kollektive (HQ_{100}, HQ_{50}, HQ_{20}, HQ_{10}) angepasst. In diesem Fall eignet sich eine Polynomfunktion 2. Grades in der Form

$$R_{24h}\left(\log\left(A_{EO}\right)\right) = \begin{cases} p_1 \cdot \left(\log\left(A_{EO}\right)\right)^2 + p_2 \cdot \log\left(A_{EO}\right) + p_3 & \text{für } R_{24h}\left(\log\left(A_{EO}\right)\right) \le 1 \\ 1 & \text{für } R_{24h}\left(\log\left(A_{EO}\right)\right) > 1 \end{cases} \quad (3)$$

am besten. Auch hier wird die Ausgleichsfunktion lediglich für R_{24h}-Werte ≤ 1 definiert, da sie rechnerisch bei großen Einzugsgebieten Werte > 1 annimmt.

Unter Berücksichtigung dieser Ausgleichsfunktionen kann beispielsweise ein Bemessungshochwasserabfluss der Jährlichkeit $T = 100$ Jahren auf Basis von Tagesmittelwerten erst ab einer Einzugsgebietsgröße von $A_{EO} = 24.000$ km² verlässlich innerhalb eines Fehlertoleranzbereichs von 5 % bestimmt werden. Erhöht man den Toleranzbereich auf 2 %, erhöht sich die minimale Einzugsgebietsgröße sogar auf 85.400 km². Die Funktionsparameter, sowie die erforderlichen Einzugsgebietsgrößen für $R_{24h} = 0{,}95$ und $R_{24h} = 0{,}98$ sind für die untersuchten Jährlichkeiten T in Tabelle 2 zusammenfassend dargestellt.

Tabelle 2: Parameter der Polynomfunktionen für die Bemessungshochwasserabflüsse HQ_T für T = 100, 50, 20 und 10 Jahren, sowie R_{24h} = 0,95 und R_{24h} = 0,98 in Abhängigkeit der Einzugsgebietsgröße

HQ_T	Funktionsparameter			R_{24h} = 0,95	R_{24h} = 0,98
	p_1	p_2	p_3	A_{EO} (km²)	A_{EO} (km²)
HQ_{100}	-0,00328	0,09404	0,33510	24.000	85.400
HQ_{50}	-0,00346	0,09751	0,32310	20.100	67.000
HQ_{20}	-0,00371	0,10170	0,30840	18.600	64.000
HQ_{10}	-0,00372	0,10260	0,30220	18.000	58.900

5 Diskussion und Schlussfolgerung

Die Untersuchungen zeigen, dass die Diskretisierung von Abflusszeitreihen einen bedeutenden Einfluss auf die statistische Ermittlung von Bemessungshochwasserabflüssen hat. Insbesondere bei kleinen Einzugsgebieten (z. B. A_{EO} < 1000 km²) und großen Diskretisierungsperioden (z. B. Δt = 24 h), ist der Informationsverlust durch die Diskretisierung derart groß, dass eine zuverlässige Ermittlung von Bemessungswerten nicht mehr möglich erscheint. Die hier vorgestellten Ergebnisse unterstreichen daher die Notwendigkeit, für die Ermittlung von Bemessungsereignissen möglichst hochaufgelöste Zeitreihen als Grundlage zu verwenden. Häufig stehen in der Praxis aber nur diskretisierte Werte in Form von Stunden- oder Tagesmittelwerten zur Verfügung. Dies ist insbesondere für Aufzeichnungsperioden in der ersten Hälfte des zwanzigsten Jahrhunderts der Fall, in der noch keine kontinuierliche Erfassung von Wasserständen bzw. Abflüssen flächendeckend verfügbar war. Für diese Situation können die hier ermittelten Ausgleichsfunktionen dazu verwendet werden, die Ergebnisse auf Basis der diskretisierten Zeitreihen in Abhängigkeit der betrachteten Einzugsgebietsgröße mit einem Korrekturfaktor zu versehen.

Es ist jedoch anzumerken, dass die hier durchgeführten Untersuchungen auf bereits diskretisierten Zeitreihen basiert. Das heißt, die bereits durchgeführte Diskretisierung mit Δt = 15 min hat bereits einen, wenn auch geringen, Informationsverlust zur Folge, der an dieser Stelle keine Berücksichtigung finden kann. Aus diesem Grund ist zu empfehlen, weitere Untersuchungen zur Verallgemeinerung dieser Thesen durchzuführen und, wenn möglich, auf Basis tatsächlicher Abflussscheitelwerte ebenfalls den Einfluss einer Diskretisierung mit Δt = 15 min auf die Ermittlung von Hochwasserbemessungsabflüssen abzuschätzen.

6 Literatur

Bender, J., Wahl, T., Jensen, J. (2014): Multivariate design in the presence of non-stationarity, Journal of Hydrology, 514, 123-130.

DWA (2012): Ermittlung von Hochwasserwahrscheinlichkeiten, Merkblatt M 552 der Deutschen Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V. (DWA).

Maniak, U. (2010): Hydrologie und Wasserwirtschaft - Eine Einführung für Ingenieure, 6. Auflage, Springer

Papula, L. (2011): Mathematik für Ingenieure und Naturwissenschaftler Band 3: Vektoranalysis, Wahrscheinlichkeitsrechnung, Mathematische Statistik, Fehler- und Ausgleichsrechnung, 6. Auflage, Springer Verlag Heidelberg.

Svensson, C., Kundzewicz, Z.W, Maurer, T. (2005): Trend detection in river flow series: 2. Flood and low-flow index series, Hydrological Sciences Journal, 50 (5), 811 – 824.

Autoren:

Jens Bender, M.Sc.
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Jürgen Jensen

Forschungsinstitut Wasser und Umwelt
Universität Siegen
Paul-Bonatz-Str. 9-11
57076 Siegen

Tel.: +49 271 740 3401
Fax: +49 271 740 2722
E-Mail: jens.bender@uni-siegen.de
juergen.jensen@uni-siegen.de

Prof. Dr.-Ing. Christoph Mudersbach

Institut für Wasser und Umwelt
Hochschule Bochum
Lennershofstr. 140
44801 Bochum

Tel.: +49 234 3210249

E-Mail:
christoph.mudersbach@hs-bochum.de

Technische Universität Dresden – Fakultät Bauingenieurwesen
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

38. Dresdner Wasserbaukolloquium 2015
„Messen und Überwachen im Wasserbau und am Gewässer“

Messungen des Wasserspiegels in gegenständlichen Modellen

Bernd Hentschel

Auch wenn die Messung von Wassersständen seit dem Beginn der physikalischen Modellierung von Strömungsvorgängen zu den Hauptaufgaben des Versuchswesens gehört, so sind viele Aufgabenstellungen zur Erfassung dieser Messgröße nach wie vor nur mit einem erheblichen Aufwand oder nicht zufriedenstellend erfüllbar. In den letzten Jahren sind sehr unterschiedliche Methoden entwickelt worden, um in den Modellen mit der jeweils erforderlichen räumlichen oder zeitlichen Auflösung und Genauigkeit Wasserspiegel zu messen. Neben der mittleren Höhe kann mit einigen Methoden auch die zeitliche Veränderung oder die genaue Form der Oberfläche in größeren Bereichen berührungslos gemessen werden.

In dem Vortrag werden unterschiedliche Methoden wie Spitzentaster, Ultraschallsensoren und optische Verfahren sowohl für quasi stationäre Wasserstandsmessungen als auch für zeitlich und räumlich aufgelöste Messaufgaben vorgestellt.

Stichworte: Wasserbaulicher Modellversuch, Wassersstand, Wasserspiegel, Messtechnik

1 Wasserspiegel im Labor

1.1 Anwendungen und Begriffsdefinitionen

Die Kenntnis der Form und Lage der freien Oberfläche des Wassers ist bei hydraulischen Labor- und Modellversuchen eine wesentliche Grundlage für den Betrieb und viele Analysen Auswertungen. Während es für viele Untersuchungen bei stationären Abflusszuständen ausreicht, die über die Zeit gemittelten Wasserstände an einzelnen diskreten Orten zu kennen, ist es bei anderen Versuchen wichtig, die Dynamik der gekrümmten Wasseroberfläche über größere Bereiche zu ermitteln (Variabilität der Wasserstände). Für diese sehr unterschiedlichen Anwendungen sind geeignete Messverfahren, welche sich auch in Aufwand und Kosten erheblich unterscheiden, sorgfältig auszuwählen.

Der Wasserstand h ist nach DIN 4049-3 (*1994*) der lotrechte Abstand eines Punktes des Wasserspiegels über oder unter einem Bezugshorizont, z. B. durch einen Pegelnullpunkt festgelegt. Als Wasserspiegel wird die ausgeglichene

Form einer freien, weitgehend ausgeglichenen Wasseroberfläche bezeichnet, wie sie sich unter dem Einfluss der Schwerkraft einstellt.

In Laborversuchen ist der Wasserspiegel infolge einer Strömung in der Regel nicht ruhend, so dass Wellen oder Blasen auftreten. Die Störungen gegenüber einer ausgeglichenen Oberfläche sind – ohne die Rahmenbedingungen der jeweiligen Fragestellung zu verfälschen – durch ein geeignetes Versuchsdesign zu minimieren (u. a. Beruhigung der Strömung am Modelleinlauf). Sie ergeben sich auch durch die Grenzflächenspannung, wodurch sich an einer Glasscheibe ein konkaver Meniskus der Wasseroberfläche ausbildet. Bei instationären Randbedingungen überlagern solche Störungen den sich über die Zeit ändernden Wasserspiegel. Je nach Aufgabe ist der zeitliche Mittelwert einer ausgeglichenen Wasseroberfläche lotrecht über dem Bezugshorizont oder die zeitlich und räumlich aufgelöste Höhe und Neigung des Wasserspiegels zu bestimmen (z. B. Messung von Wellenamplituden und Frequenzen). Die erforderliche räumliche und zeitliche Auflösung ist ebenso entscheidend für die Wahl des passenden Equipments, wie Randbedingungen des zu untersuchenden Phänomens (maximales Wasserstandsdifferenz, Einzelmessung oder automatische Aufzeichnung der Daten etc.). Ein Ausschlusskriterium für die Anwendung der meisten Messsysteme sind Schaum und Wasser-/Luftgemische mit einem hohen Blasenanteil.

1.2 Räumliche Auflösung

Der Wasserstand soll in der Regel an einem konkreten Ort gemessen werden. Die Ausdehnung dieses Messbereiches ist je nach Messsystem unterschiedlich. Bei Ultraschall-Messgeräten ist der Messbereich zum Beispiel vom Abstrahlwinkel und dem Abstand des Messsensors vom Wasserspiegel abhängig (s. Abbildung 1). Dieses Areal, von dem das Ultraschallsignal zurückgestrahlt wird, ist darüber hinaus nicht scharf abgegrenzt und kann sich bei gewellter Oberfläche ständig in der Ausdehnung verändern. Bei der optischen Lagebestimmung mit Hilfe von Partikeln auf der Wasseroberfläche ist der Messbereich durch die Größe der Partikel vorgegeben (und die zeitliche Auflösung durch deren Folgeverhalten).

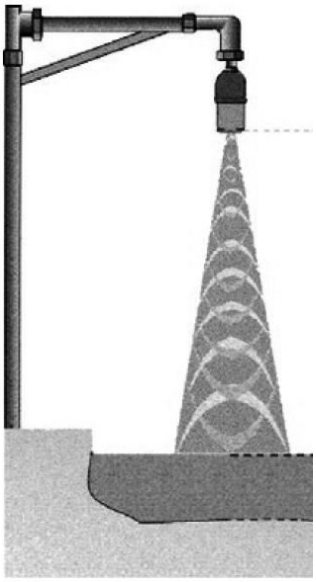


Abbildung 1: Ausbreitung eines Ultraschallsignals

Viele Einzelgeräte in einer Versuchsanlage (z.B. automatisch arbeitenden Ultraschall-Messgeräte) ermöglichen eine der häufigsten Messaufgaben zu lösen indem sie den Verlauf und das Gefälle der Wasserstände an ausgewählten Stationen entlang des Fließweges zu

bestimmen. Eine engmaschige, flächige Vermessung des Wasserspiegels ist so in der Regel nicht möglich.

Flächige Messungen, um zum Beispiel die Lage und Form eines gekrümmten Wasserspiegels zu ermitteln, werden aus der flächigen Interpolation vieler Einzelwerte ermittelt. Während es bei stationären Zuständen möglich ist, diese Einzelwerte nacheinander zu vermessen, muss bei instationären Zuständen die Messwerterfassung zeitgleich an allen Messpunkten erfolgen. Die zeitgleiche Messung ist zum Beispiel durch photogrammetrische Messung (3D-PTV, s. Kap 2.6) oder durch einen aufgefächerten Laser (s. Kap. 2.7) möglich.

1.3 Zeitliche Auflösung

Der ideale Zustand eines streng stationären Wasserstandes spielt im wasserbaulichen Versuchswesen keine Rolle. In der Regel treten quasi-stationäre oder instationäre Druckhöhenverläufe auf (s. Abbildung 2).

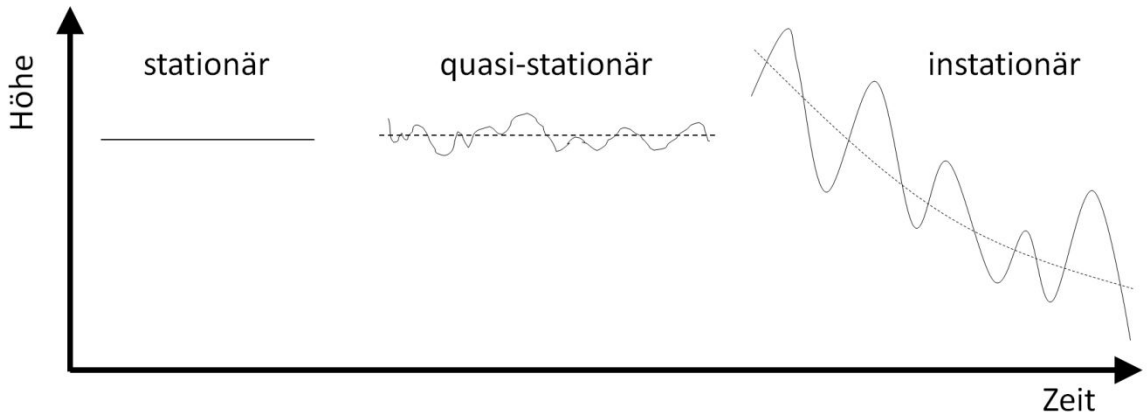


Abbildung 2: Zeitlicher Verlauf eines Wasserspiegels

Bei den quasi-stationären Wasserstandsänderungen ist für die weiteren Auswertungen oft der zeitliche Mittelwert und nicht das Schwankungsverhalten von Interesse. Deshalb werden die Schwankungen entweder direkt beim Versuch gedämpft (z. B. durch die Messung außerhalb des Modells mittels kommunizierender Röhren, s. Kap. 1.4) oder der Mittelwert wird über einen hinreichend langen Messzeitraum gebildet. Die ausreichende Messdauer und die Trendfreiheit sind dann vorab zu prüfen.

Soll hingegen die Variabilität des Wasserstands quantifiziert werden, ist in Abhängigkeit von der Messaufgabe die Wahl der zeitlichen Auflösung des Messgerätes von hoher Bedeutung. Jedes Messsystem für den Wasserstand hat eine diskrete Auflösung (Abtastintervall, Videotakt) und häufig werden die Messwerte bereits innerhalb des Gerätes über einen Zeitraum gemittelt (z.B. bei Ultraschall-Messgeräten). Hinzu kommt, dass viele Messsysteme eine Eigenträgheit haben (z. B. Schwimmer).

1.4 Messungen mit kommunizierenden Röhren

Eine effiziente und häufig verwendete zeitliche Mittelung des Wasserstandes wird erreicht, wenn die Messungen außerhalb des Modells nach dem Prinzip der kommunizierenden Röhren erfolgen. Die Messgeräte können dabei sowohl an einzelnen Messstellen (s. Abbildung 3) aufgestellt oder mit langen Schläuchen an einer Stelle gebündelt werden (Messharfe, Pegelharfe).

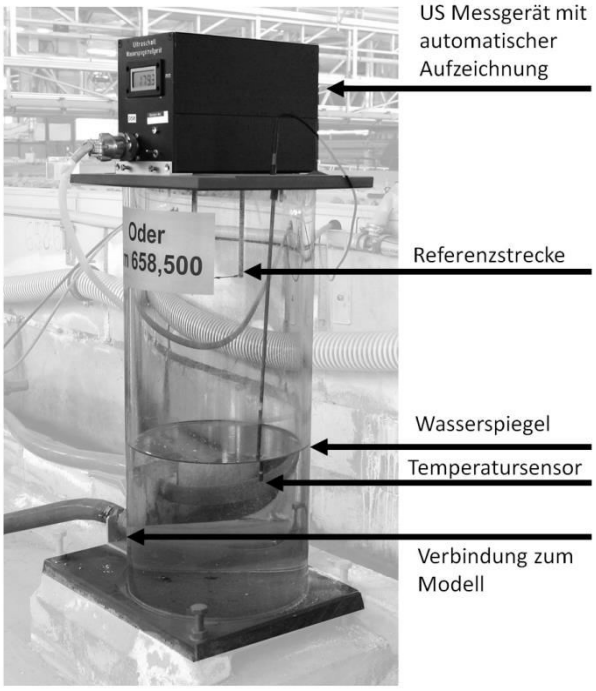


Abbildung 3: Ultraschall (US) Wasserstandsmessgerät am Modell (kommunizierende Röhren)

Es sind Verbindungsschläuche mit einem geeigneten Durchmesser zu wählen, um einerseits keine zu starke Dämpfung/Trägheit des Systems (reagiert erst sehr spät auf Änderungen) zu erreichen und um andererseits schädliche Lufteinschlüsse, die den Messwert verfälschen, beseitigen zu können. Selbst bei kurzen und relativ dicken Verbindungsschläuchen kommt oft zu einer starken Glättung und Verzögerung der Wasserstandsänderungen, sodass diese Anordnung für instationärer Prozesse ungeeignet ist.

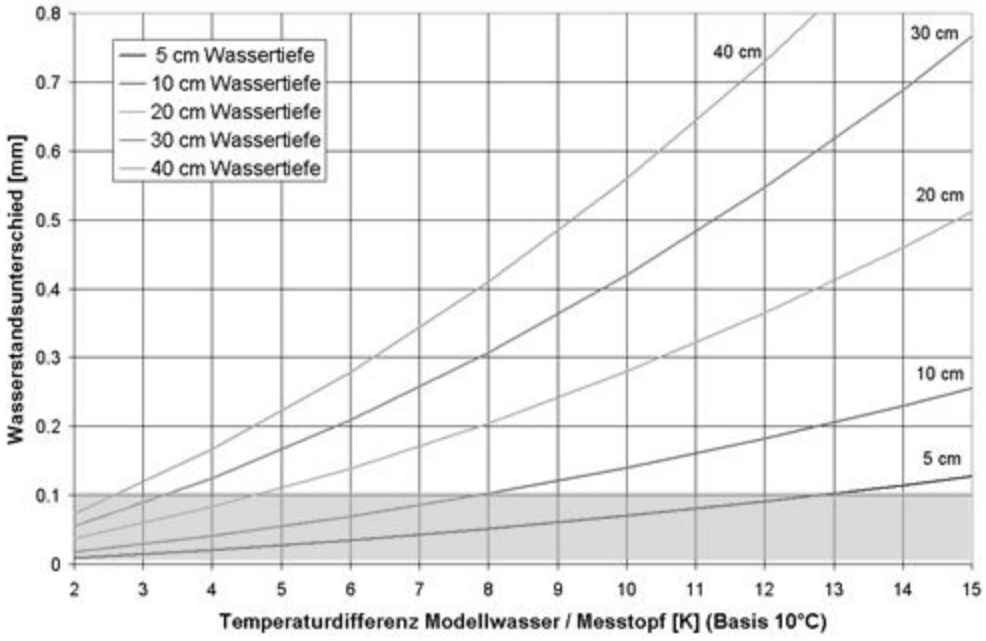


Abbildung 4: Wasserstandsdifferenz durch temperaturbedingte Dichteunterschiede

Da das Prinzip der kommunizierenden Röhren darauf beruht, dass die Dichte des Fluides an beiden Seiten der Verbindung gleich ist, ist es wichtig darauf zu achten, dass keine größeren Temperaturunterschiede zwischen dem Modell und dem Messzylinder auftreten. Abbildung 4 zeigt den Fehler, der sich durch Temperaturunterschiede zwischen dem Wasser im Modell und im Messzylinder ergibt (*Hentschel 2007*). Bei einem Wasserstand von 20 cm beträgt der Fehler im Temperaturbereich von 10 °C bei einer Temperaturdifferenz von 5 K etwa 0,1 mm. Wenn das Modellwasser aus einem Tiefbehälter zugeführt wird und der Messzylinder der Sonneneinstrahlung ausgesetzt ist, können leicht noch größere Temperaturunterschiede auftreten. Bei einer zu großen Temperaturdifferenz ist daher das Wasser im Messzylinder durch Wasser aus dem Modell zu ersetzen.

2 Messsysteme

2.1 Messgeräte für Naturmessungen

Für Naturuntersuchungen gibt es eine Vielzahl unterschiedlicher Messsysteme, die aufgrund der hohen Fertigungszahlen auch recht preiswert und robust sind. (*Morgenschweis, 2010*) Leider sind diese Geräte entweder wegen ihrer Größe oder wegen der erreichbaren Genauigkeiten nur bedingt für Laboruntersuchungen nutzbar. In der Natur wird in der Regel für den Wasserstand eine Genauigkeit von 1 bis 10 cm gefordert, im Labor hingegen zwischen 0,1 und 1 mm. Folgende Systeme können aber im Einzelfall für Laborzwecke sinnvoll einsetzbar sein, insbesondere wenn im Labor sehr große Wasserstandsunterschiede zu messen sind:

- Industrielle Drucksonden zur Füllstandsmessung (FS) in Behältern:
  Delta h: z.B. 0,05% vom FS, d.h. 2 mm bei 4 m Füllstand
- Radar, Delta h: +/- 1 cm
- „Geführte Mikrowellen“ (Funktion ähnlich Radar an einem Seil)
  Delta h: +/- 5 mm
- Pneumatik / Einperl-Sensoren: Delta h: +/- 5 mm

2.2 Pegel

Die einfachste Möglichkeit den Wasserstand zu messen ist ein Pegel, an dem die Höhe direkt optisch abgelesen werden kann. An einer Laborrinne kann dafür ein Maßband auf die Scheibe geklebt werden (s. Abbildung 5). Diese Methode ist sehr anschaulich und für Kontrollzwecke in jedem Fall gut nutzbar. Eine automatisierte optische Beobachtung des Pegels (Wasserstand an einer definierten Berandung) mit Videokameras ermöglicht die automatische Bestimmung des der Höhe auch bei instationären Versuchen (z. B. für Wellen-Messungen). Industrielle

Messkameras (hier im Idealfall Zeilenkameras) ermöglichen bei einer sehr hohen Auflösung Abtastfrequenzen >> 100 Hz. Fehler durch Bild-, Perspektivfehler, Lichteffekte, aufgelöste Wasser-/Luftgrenzen, Meniskus an der Wand einer Laborrinne etc. sind durch eine gute Systemkalibrierung und Bildverarbeitung zu beseitigen.



Abbildung 5: Maßband an einer Laborrinne

2.3 Spitzentaster oder Stechpegel

Spitzentaster sind das klassische Instrument in den Wasserbaulaboratorien überhaupt. Sie arbeiten sehr einfach, zuverlässig und bei richtiger Bedienung auch sehr genau. Bei diesem Messgerät wird eine Metallspitze über eine Zahnstange mit einem Nonius von oben oder unten an den Wasserspiegel herangeführt.

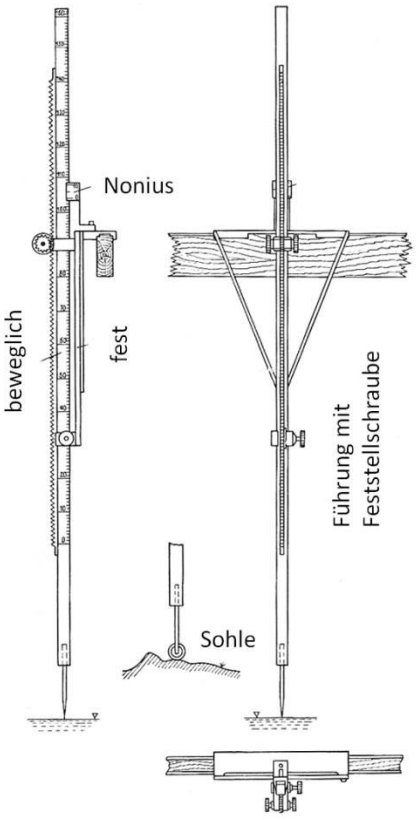


Abbildung 6: Spitzentaster (*Eisner 1932*)

Mit diesem Gerät sind Genauigkeiten bei ruhenden Wasseroberflächen < 0,05 bis 0,1 mm erreichbar. Für die Spitze der Nadel haben sich Winkel zwischen 50° und 80° bewährt (*Eisner 1932*). Flachere oder steilere Winkel verringern die Ablesegenauigkeit, ebenso ist bei einer Annährung von unten nur etwa die halbe Genauigkeit erreichbar.

Die Systemgenauigkeit eines Spitzentasters liegt bei leicht bewegtem Wasser bei etwa +/- 0,2 bis 0,3 mm. Wenn als Spitze ein kleines Rad verwendet wird, kann mit dem gleichen Gerät auch eine Sohlgeometrie abgetastet werden (s. Abbildung 6).

Bei einer einfachen elektrischen Variante des Spitzentasters werden zwei Drähte statt der Metallspitze in das Wasser getaucht.

Nach dem gleichen Prinzip arbeitet ein vibrierender Spitzentaster. Hier werden die Drähte leicht vibrierend über einen Schrittmotor periodisch in das Wasser eingetaucht. Die Vibration soll dabei das Anhaften der Wasseroberfläche durch die Grenzflächenspannung verhindern. Ein kapazitiver Stechpegel arbeitet ähnlich. Hier wird ein kapazitiver Sensor mit Hilfe eines Schrittmotors konstant ein paar Millimeter über der mittleren

Wasseroberfläche positioniert. Beide elektrischen Abtastsysteme erreichen Genauigkeiten bis 0,1 mm.

2.4 Ultraschallsensoren / Echolot

Bei Ultraschallsensoren wird ein Ultraschallsignal auf die Wasseroberfläche gesendet und der Abstand zwischen Sensor und Wasseroberfläche über die Laufzeit des reflektierten Signals gemessen. Die Laufzeit ist von der Schallgeschwindigkeit (ca. 340 m/s in Luft) und damit von der Temperatur, der Luftfeuchtigkeit und dem Luftdruck abhängig. Eine Lufttemperaturänderung von 1°K bewirkt zum Beispiel eine Veränderung der Schallgeschwindigkeit um 0,18 %. Viele kommerzielle Sensoren haben daher in den Messköpfen Temperatursensoren und erreichen so Genauigkeiten zwischen 0,15 und 0,2 mm.

In der Bundesanstalt für Wasserbau wird eine Eigenentwicklung verwendet (s. Abbildung 3), bei der sich in einem definierten Abstand unterhalb des Sensors eine Referenzfläche befindet. Durch dieses zweite reflektierte Signal ist das System selbstkalibrierend bei unterschiedlichen Umwelteinflüssen und gewährleistet eine Genauigkeit von etwa 0,05 mm. Um Messfehler durch Temperaturunterschiede zwischen dem Modellwasser und dem Wasser im Messzylinder zu beseitigen, wird die Temperatur des Modellwassers und in einigen ausgewählten Messzylindern permanent gemessen und ausgewertet.

Die Sensoren können sowohl direkt in den Modellen aus auch in außerhalb positionierten Messzylindern eingesetzt werden. Bei einer Anwendung direkt im Modell sind die Systeme empfindlich gegen Luftzug und Rückstreuverluste bei welliger oder turbulenter Oberfläche. Dort sind sie in der Lage, Wasserstandsänderungen mit hohen Frequenzen zu messen.

Ultraschallsensoren sind sehr robust und zuverlässig. Bei gelegentlicher Überprüfung bzw. Eichung für einen dauerhaften Einsatz geeignet und werden in der BAW auch zur Qualitätssicherung eingesetzt, indem mit ihnen an relevanten Stellen in den Modellen und Rinnen die Wasserstände dauerhaft zur langfristigen Archivierung gemessen werden.

2.5 Magnetostriktive Schwimmer

Magnetostriktive Wegaufnehmer (s. Abbildung 6) bestehen aus einer fixen Basis, einem Wellenleiter, einem beweglichen Permanentmagneten sowie einem Wandler, der eine mechanische Schwingung in ein elektrisches Signal umsetzt. Der Wandler sitzt bei in einem



Abbildung 6: Magnetostriktiver Schwimmer (*Produktfoto Fafnir, 2015*)

Schwimmer und folgt den Wasserstandsänderungen. Das Prinzip ist weitgehend robust gegen Umwelteinflüsse wie Temperatur, Erschütterung, Schock, Vibrationen. Es ist lediglich darauf zu achten, dass keine erhöhte Reibung durch Verschmutzungen an dem Wellenleiter erzeugt wird.

Magnetostriktive Schwimmer sind für Messungen in Messzylindern sehr gut geeignet. Sie erreichen Messgenauigkeiten von bis zu +/- 0,3 mm. Die Geräte können Höhenunterschiede von bis zu 10 m messen und sind daher auch gut für Modelle mit einer sehr hohen Vertikaldynamik geeignet.

2.6 3D-PTV (Partikel-Tracking-Velocimetrie)

Bei der Partikel-Tracking-Velocimetrie handelt es sich um ein photogrammetrisches Verfahren, bei dem die Lage auf dem Wasserspiegel schwimmender Tracerteilchen zeitgleich mit drei Videokameras bestimmt wird. Es wird somit zeitgleich der Wasserstand und die Oberflächengeschwindigkeit (*Henning et al. 2007*) erfasst. Das System arbeitet bei einer guten innern und äußeren Orientierung sehr genau und ermöglich über lokale Passpunkte großflächige Aufnahmen mit Genauigkeiten bei 0,1 mm. In der Bundesanstalt für Wasserbau sind diese Systeme an mobilen Messbrücken mit einer

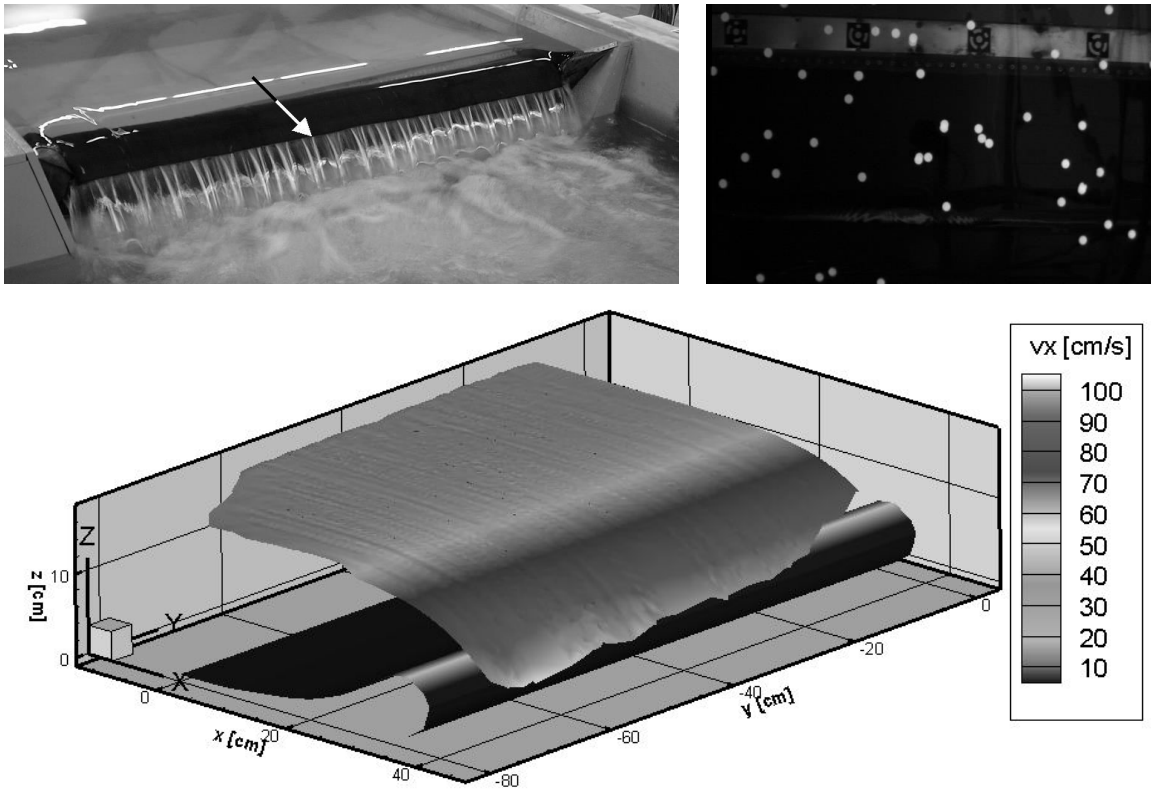


Abbildung 7: 3D-PTV eines Wehrüberfalls; überströmtes Schlauchwehr (oben links); Tracerteilchen (oben rechts); Wasserspiegel und Oberflächengeschwindigkeiten (unten)

Überdeckgung von bis zu 2500 m² montiert. Jedes Einzelfeld deckt etwa 5 bis 10 m² ab.

Abbildung 7 zeigt den Abfluss über einem Schlauchwehr. Als Tracerteilchen werden hier Scheiben aus Polypropylen verwendet (Durchmesser = 20 mm, Dicke = 0,5 mm, Dichte = 0,9 g/cm³). Dieses Material weist ein sehr gutes Schwimm- und Folgeverhalten auf, ohne durch elektro-chemische Bindungskräfte zur Haufenbildung zu neigen. Nachteilig ist, dass die Messung nur dort erfolgen kann, wo auch Teilchen auf dem Wasser schwimmen. Durch räumliche Strömungsvorgänge kann es geben, an die kein Tracerteilchen gelangt. Auch Messungen in Berandungsnähe sind nicht möglich.

2.7 Laser-Lichtschnitt (RSSG Reflective stereo slope gauge)

Keines der bis hier vorgestellten Systeme ermöglicht es, an diskreten Punkten auch in Wand- oder Ufernähe instationäre Wasserstände mit einer hohen Abtastfrequenz genau und in einem sehr kleinen Messbereich zu erfassen. Daher wird derzeit vom Institut für Photogrammetrie und Fernerkundung der TU Dresden in Zusammenarbeit mit der BAW ein neues Messsystem entwickelt (RSSG Reflective stereo slope gauge), mit dem diese Messungen möglich werden (*Mulsow et al, 2014*).

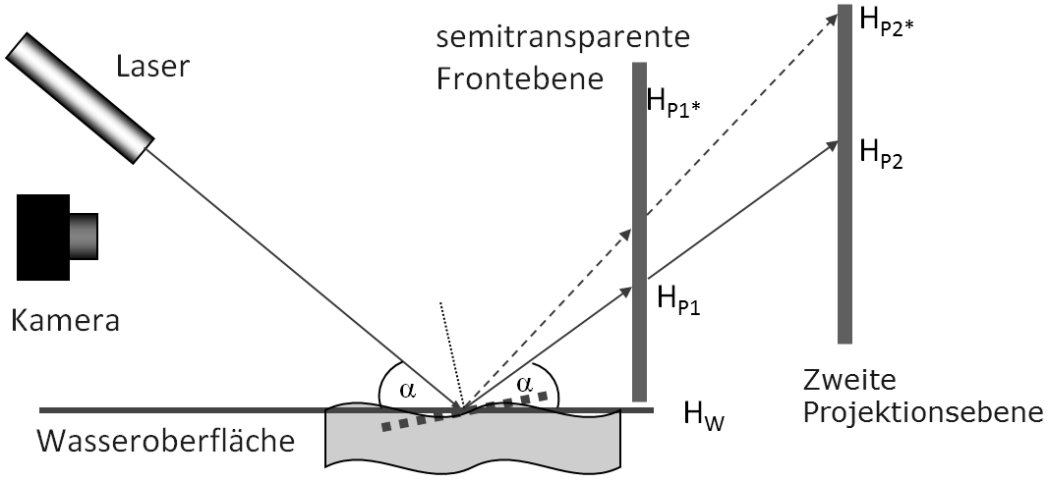


Abbildung 7: Prinzipskizze einer Laser-Lichtschnitt-Wasserstandsmessung (RSSG)

Bei dem System wird ein mit einer Zylinderlinse aufgefächerter Laserstrahl auf eine Wasseroberfläche projiziert. Die Reflektion des Laser-Lichtschnittes wird an einer semitransparenten Frontebene und an einer dahinter montierten zweiten Projektionsebene mit einer Videokamera aufgenommen. Dadurch ist die eindeutige Bestimmung des Wasserstandes und seiner Winkelverformung (Eindeutige Rückverfolgung zu einem Punkt, s. Abbildung 7) an diskreten Punkten möglich. Die Bestimmung der Höhe erfolgt mit einer Genauigkeit von weniger als 0,05 mm.

3 Resümee und Ausblick

Nicht für jede Fragestellung ist jede Methode zur Messung des Wasserstandes in einem wasserbaulichen Labor gleichermaßen geeignet. Das Wissen im Detail über die Möglichkeiten und Grenzen der verfügbaren Methoden ist daher von großer Bedeutung.

Die Entwicklungen der Messtechnik und die modernen Möglichkeiten der Bildverarbeitung haben auch im wasserbaulichen Versuchswesen zu erheblichen Fortschritten in der Qualität und Quantität der erhobenen Daten geführt. Andererseits sind aber auch die Ansprüche und die Wünsche an neue Anwendungsgebiete, insbesondere bei dynamischen Vorgängen mindestens in gleichem Maß gewachsen. Auch der Wunsch nach hochwertigen Modelldaten für die Validierung und Weiterentwicklung numerischen Methoden stellt die Labortechnik vor immer neue Herausforderungen.

4 Literatur

Eisner, F. (1932): Offene Gerinne; Handbuch der Experimentalphysik, Band IV;

DIN 4049-3 (1994): Hydrologie - Teil 3: Begriffe zur quantitativen Hydrologie

Henning, M. Sahrhage, V. Hentschel, B. (2007): 3D-PTV – Ein System zur optischen Vermessung von Wasserspiegellagen und Fließgeschwindigkeiten in physikalischen Modellen, in Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), Nr 90

Hentschel, B. (2007): Hydraulische Flussmodelle mit beweglicher Sohle, in Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), Nr 90

Morgenschweis, G. (2010): Hydrometrie, Springer-Verlag Berlin Heidelberg 2010

Mulsow, Ch., Maas, H.-G., Hentschel, B. (2014): Weiterentwicklung eines aktiven bildbasierten Messsystems zur Bestimmung von bewegten spiegelnden Oberflächen; DGPF Tagungsband 23/2014

Autor:

Dipl.-Ing. Bernd Hentschel

Bundesanstalt für Wasserbau
Abteilung Wasserbau im Binnenbereich, Referat Flussbau (W2)
Kußmaulstraße 17
76187 Karlsruhe

Tel.: +49 721 9726 4640
Fax: +49 721 9726 4540
E-Mail: bernd.hentschel@baw.de

Technische Universität Dresden – Fakultät Bauingenieurwesen
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

38. Dresdner Wasserbaukolloquium 2015
„Messen und Überwachen im Wasserbau und am Gewässer“

Hydraulisch-morphologische Laboruntersuchungen an Stromregelungsbauwerken

Thorsten Hüsener

Stromregelungsbauwerke wie Buhnen, Parallel- und Deckwerke finden sich nahezu an allen freifließenden, schiffbaren Flüssen, in der Regel als Bestandteil eines durchgehenden Regelungssystems. Die Hauptaufgaben des Regelungssystems sind die Schaffung gleichmäßiger hydraulisch-morphologischer Verhältnisse, gleichmäßige Tiefen für die Schifffahrt und der Schutz der Ufer. Zur Bauwerkssicherung, Verbesserung der Regelungswirkung oder zur Berücksichtigung ökologischer Belange werden durch die Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes (WSV) bei Bedarf Modifikationen an den Bauwerken vorgenommen. Die Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) berät die WSV bei der Planung dieser Maßnahmen, muss dafür über entsprechendes Wissen verfügen und dieses aufgrund höherer und veränderter Anforderungen stetig erweitern. Hierzu werden derzeit generalisierte Untersuchungen in drei verschiedenen Laborrinnen der BAW durchgeführt. Es werden Prinzipuntersuchungen an Laborrinnen für rein hydraulische Messungen durchgeführt, die Auswirkungen auf Geschiebetransport und Dünenbildung untersucht sowie der Einfluss von Stromregelungsbauwerken und Dünen auf die lokale Strömung betrachtet. Bei Letzterem steht insbesondere die Erfassung von zeitlich und räumlich hoch aufgelösten Strömungs- und Turbulenzdaten zur Verbesserung des Verständnisses der physikalischen Prozesse und der numerischen Modellierbarkeit der Dünenbewegung im Vordergrund.

Stichworte: Stromregelung, Buhnen, Dünen, Labormodell

1 Stromregelungsbauwerke - Stromregelungssysteme

An den frei fließenden Wasserstraßen im Zuständigkeitsbereich der WSV befindet sich eine große Zahl von Stromregelungsbauwerken, die in der Regel Bestandteil eines Stromregelungssystems sind. Typische Bauwerke eines Regelungssystems sind Buhnen, Deck- und Parallelwerke. Die Aufgaben der Bauwerke bzw. der Regelungssysteme sind vielfältig, sie dienen an den Wasserstraßen in erster Linie dem Erhalt einer zuverlässigen Wassertiefe für die Schifffahrt. Dies wird durch die Einengung des Abflussquerschnitts erreicht. Die Einengung sorgt zunächst für eine Anhebung des Wasserspiegels und einer Erhöhung der Sohlschubspannung mit der Folge einer gewünschten Sohleintiefung. Dieser folgt der Wasserspiegel wieder bis zu einem gewissen Maß, bis der Fluss ein Gleichgewicht aus Wasserspiegel- und Sohllage mit größerer Wassertiefe

erreicht. Weiterhin sollen Regelungssysteme neben gleichförmigen Abflussverhältnissen für einen gleichförmigen Feststofftransport sorgen. Daneben ist der Uferschutz und damit die Lagefixierung des Flussbetts noch eine wesentliche Aufgabe eines Regelungssystems. Alle deutschen Wasserstraßen weisen Regelungssysteme auf, deren Zustand sowohl zwischen den Gewässern als auch entlang der Gewässer stark variieren. Der Bau und die Unterhaltung der Bauwerke liegen im Aufgabenbereich der WSV. Neben der bereits genannten Funktion der Systeme zur Stromregelung sind in jüngerer Zeit weitere Anforderungen, wie zum Beispiel die ökologische Aufwertung der Strukturvielfalt oder die Schaffung von Ersatzhabitaten, hinzugekommen. Bei neuen Zielen oder Formen der Modifikation an den Bauwerken, insbesondere bei Bauwerksgruppen, wird häufig die Bundesanstalt für Wasserbau beratend hinzugezogen. Um zu den komplexen Wirkmechanismen der Regelungsbauwerke, einzeln oder als Gruppe, auskunftsfähig zu sein, betreibt die BAW hydraulisch-morphologische Strecken- und Prinzipmodelle verschiedener Skalen und Dimensionen, sowohl numerischer als auch gegenständlicher Art. Für grundsätzliche Fragestellungen werden Untersuchungen durchgeführt, die sich durch eine WSV- und Forschungssicht unterscheiden. Aus WSV-Sicht sind Auswirkungen von Modifikationen an Einzelbauwerken und Bauwerksgruppen auf Wasserspiegel, Sohlgestalt und Geschiebetransport von primärem Interesse. Aus Forschungssicht der BAW ist das Systemverständnis allgemein, die Dynamik und Charakteristik von Dünen mit Beeinflussung durch Regelnungsbauwerke sowie die Strömung und Turbulenz im Nahbereich von Dünen und Bauwerken von besonderer Bedeutung, insbesondere für die weitere Entwicklung der HN-Modellierung und als Nachweis von deren Prognosefähigkeit. Da sich diese vielfältigen Fragestellungen nicht in einem einzigen Modell oder Modelltyp untersuchen lassen, wurde eine Modellfamilie konzipiert.

2 Laborrinnen als Modellfamilie

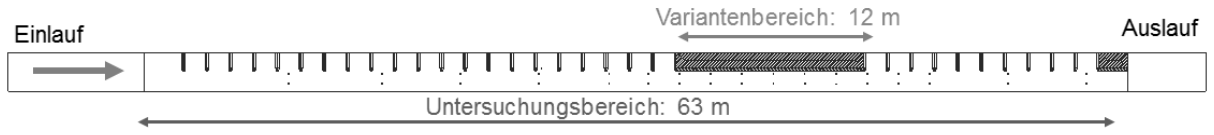
2.1 Untersuchungsschwerpunkte

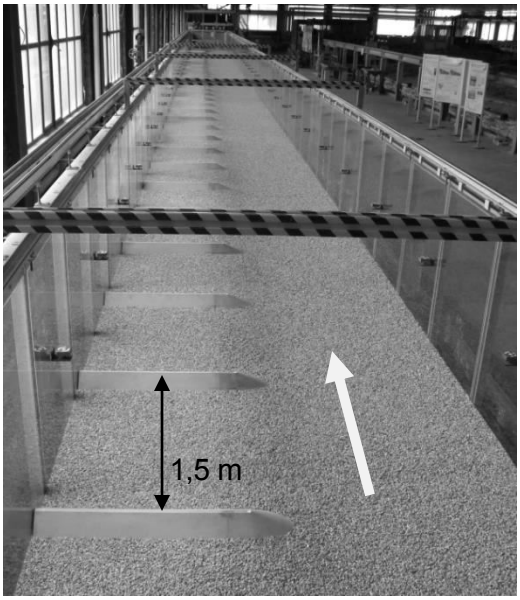
Es werden die Auswirkungen von Modifikationen an einem bestehenden, gleichförmigen Regelungssystem aus Buhnen auf den Wasserspiegel, den Geschiebetransport im Dünenregime und auf das Strömungsfeld im Nahbereich von Bauwerken und Dünen untersucht. Da die Modellierung und die Erfassung der relevanten physikalischen Größen nicht gleichermaßen an einem einzigen Modell erfolgen können, wurde diese in drei Laborrinnen realisiert

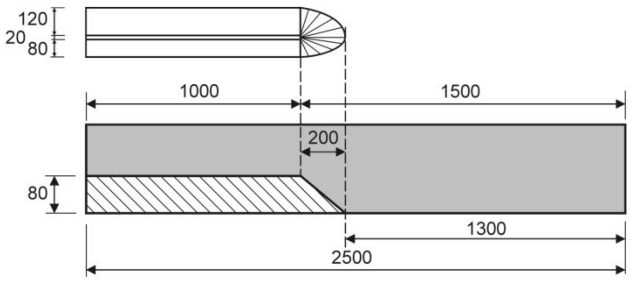
2.2 Hydraulische Versuche an um- und überströmten Bauwerken

In einer 2,5 m breiten und ca. 60 m langen Laborrinne werden rein hydraulische Versuche über das gesamte Abflussspektrum von umströmten bis stark überströmten Regelungsbauwerken durchgeführt. Als Vorversuch (V0) für die Rauheitsbeiwerte der Kiessohle (Korngröße 4-8 mm) wurde eine Versuchsserie ohne Regelungsbauwerke durchgeführt. In der Grundvariante (V1) weisen die einseitig in der Rinne eingebauten Buhnen (halbes Flussmodell) durchgehend ein Verhältnis von Abstand zu Länge von 1 zu 1,5 und eine Höhe von 80 mm auf (siehe Abbildung 1), die Kiessohle und die Sollwasserspiegel haben ein Gefälle von 0,6‰. Der jeweilige Versuch in der Grundvariante ist auf einen Normalabfluss dimensioniert. Die Versuchsserien reichen von umströmten Buhnen mit 60 mm Wassertiefe bis hin zu stark überströmten Buhnen mit 200 mm Tiefe. Die eingesetzte Messtechnik umfasst:

- Magnetisch-induktive Durchfluss- und Strömungsmesser
- Externe Ultraschallmesstöpfe zur Wasserspiegelaufzeichnung
- Photogrammetrisches 3-Kamera-System zur Messung der Oberflächengeschwindigkeit, der Wasserspiegel-, Sohl- und Bauwerkstopografie (Kontrollmessungen) (*Henning, 2008*)
- 3D-ADV (Acoustic Doppler Velocimeter)







Einseitige Anordnung von Regelungsbauwerken („halbes“ Modell).

Feste Sohle: Kiesschüttung 4–8 mm

Gefälle: 0,6 ‰

Wassertiefe: 60 bis 200 mm

Abbildung 1: Oben: Skizze der Aufsicht. Links: Laborrinne mit Blick in Fließrichtung, rechts: Skizze der Modellbuhnen, Querschnitt

Folgende Varianten wurden bisher untersucht:

- V0: unverbaute Rinne mit Kiessohle, Vorversuch
- V1: Referenzregelbuhnen, Buhnenabstand A zu Buhnenlänge L = 1,5
- V2: Deckwerk im Variantenbereich (s. Abbildung 1)
- V3: Doppelter Buhnenabstand im Variantenbereich A/L=3
- V4: Doppelter Buhnenabstand wie V3, teilverlandete Buhnenfelder

Als Beispiel für ein Versuchsresultat ist in Abbildung 2 die Wasserspiegeldifferenz der Deckwerksvariante (V2) zu der Referenzvariante mit Standardbuhnen (V1) bei einer Wassertiefe mit stark überströmten Bauwerken dargestellt. Das im Vergleich zur Buhnenfeldabfolge glattere Deckwerk führt zu einem Absinken des Wasserspiegels im Variantenbereich. Der Vergleich der gemessenen Differenz mit Ergebnissen verschiedener numerischer Modellansätze zeigt, dass diese den Verlauf sehr gut nachbilden können (Telemac 3D, nicht hydrostatisch). Es zeigt aber auch, dass nicht alle numerischen Ansätze zu einem gleichermaßen belastbaren Prognoseresultat kommen (*Hüsener 2012, Goll 2013b*).

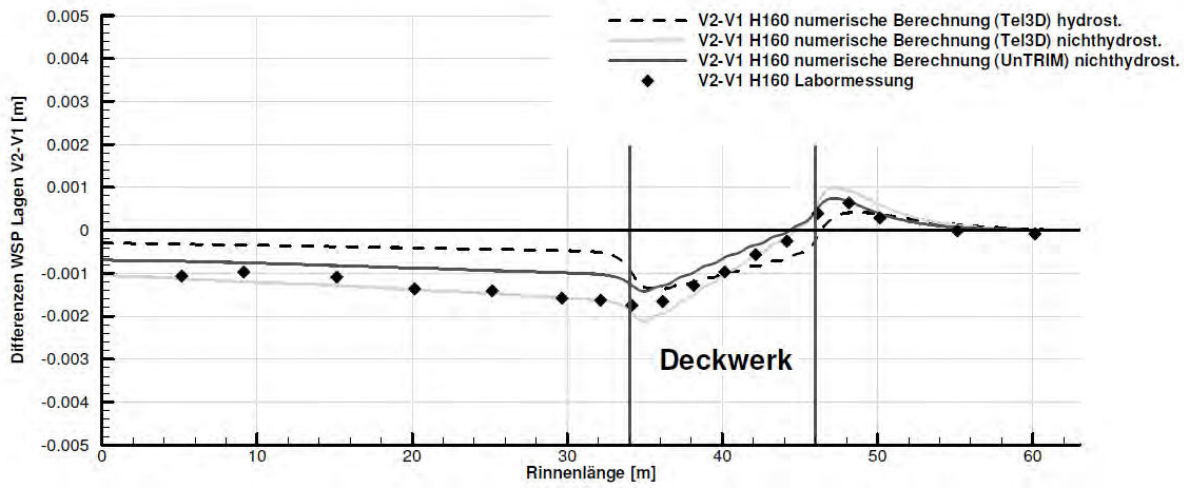


Abbildung 2: Wasserspiegeldifferenz V2–V1 bei stark überströmten Bauwerken (h=160 mm), Vergleich von Messung und verschiedenen HN-Modellierungen

2.3 Hydraulisch-morphologische Versuche an umströmten Bauwerken

Versuche zur Auswirkung von Stromregelungsbauwerken auf die Gewässersohle, insbesondere bei ausgeprägtem Geschiebetransport in Form von Dünen werden in einer ca. 30 m langen Rinne durchgeführt. Diese Rinne ist zweigeteilt, mit jeweils 2 m Abflussbreite (s. Abbildung 3). Die linke Rinnenhälfte dient zur Untersuchung der Dynamik und Charakteristik von Dünen, die rechte Rinnenhälfte der Messung von Strömungsparametern im Nahbereich von Buhnen und fixierten Dünen.

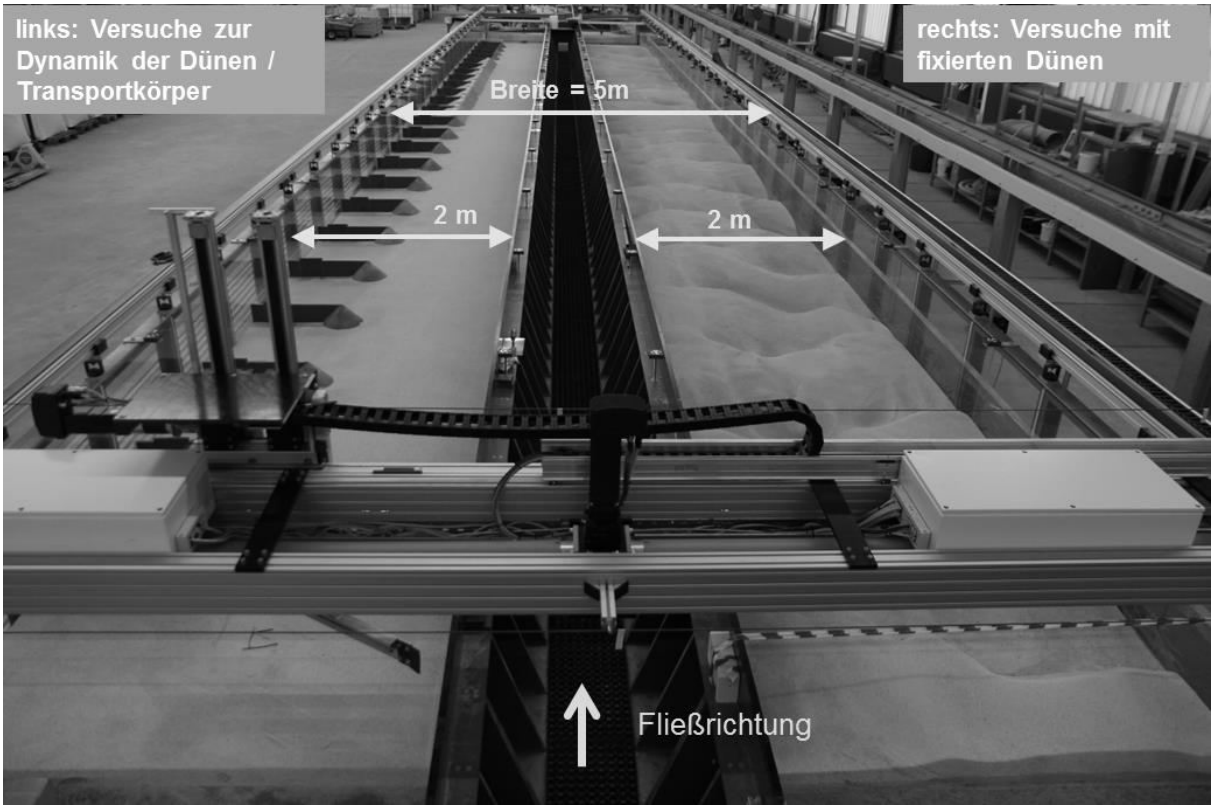


Abbildung 3: Zweigeteilte Laborrinne mit 30 m Länge und jeweils 2 m Breite

Das Versuchskonzept für die linke Rinnenhälfte beinhaltet folgende Untersuchungsgruppen:

1. Vorversuche zur Dünenentwicklung und -bewegung ohne Regelungsbauwerke bei einem Gefälle von 0,6 ‰, Normalabfluss bei drei verschiedenen Abflüssen und Wassertiefen und einer Sandsohle mit d_m=1 mm (nahezu Einkornmaterial). Als Variante wurde die Auswirkung auf die Dünendynamik durch die Befestigung der Sohle auf halber Rinnenbreite, mittlerer Sohlhöhe und einer Länge von 6 m untersucht *(Henning 2013)*.
2. Regelbuhnen, umströmt, mit einem Gefälle von 0,6 und 1,2 ‰ bei Normalabfluss (Wasserstand knapp unter Bauwerksoberkante).
3. Verschiedene Formen und Variationen von Buhnenkerben, d.h. durchströmbare Öffnungen im Buhnenrücken mit Einfluss auf die Buhnenfeldwirbel mit einer durchgehenden Nebenströmung *(Richter 2011)*.
4. Variation der Regelungsbauwerke: Doppelter Buhnenabstand, durchgehend und in Teilbereichen, Deckwerke statt Buhnen in Teilbereichen, den Buhnen vorgelagerte Kopfschwellen.

Die verwendete Messtechnik ist die gleiche wie in Kapitel 2.2, jedoch erhält das photogrammetrische Messsystem zur Sohlvermessung hier eine wesentlich höhere Bedeutung. Als Datengrundlage für die Charakteristik der Dünen dienen

hochauflösende Sohlvermessungen der ruhenden Sohle nach dem jeweiligen Versuchsende. Zur Beschreibung der Dünendynamik wurden lokale Intervallmessungen durch das Wasser durchgeführt. Zusätzliche Messtechnik wurde für die Quantifizierung des Feststoffein- und -austrags eingesetzt. Der Eintrag erfolgt diskontinuierlich über eine gravimetrische Dosiereinrichtung in stündlichen Intervallen. Der Austrag wird kontinuierlich über eine Unterwasserwaage erfasst. Die Versuchsparameter Durchfluss und Feststoffeintrag für die Dünenversuche wurden in einem iterativen Kalibrierprozess ermittelt. Für die Grundlagenversuche ohne Buhnen sind die wesentlichen Daten in Tabelle 1 für drei Wassertiefen dargestellt (*Henning 2013*).

Tabelle 1: Versuchsparameter der Vorversuche ohne Regelungsbauwerke (Q=Durchfluss, Gs=Feststoffeintrag, Fr= Froudezahl, Re= Reynoldszahl, Fr*=Feststoff-Froudezahl, Re*= Feststoff-Reynoldszahl)

Versuchs-bezeichnung	Dauer [h]	Wassertiefe h [m]	Q [m³/s]	G_s [kg/h]	Fr	Re	Fr^*	Re^*
W1	24	0,17	0,140	37	0,35	6100	0,06	26
W2	18	0,22	0,185	47	0,36	8700	0,07	29
W3	18	0,27	0,240	60	0,37	11500	0,09	32

3 Modellkonzeption „fixierte Sandsohle“

3.1 Versuchsaufbau

Das Phänomen des Geschiebetransportes in Form von ausgeprägten Dünen ist ein intensives Wechselspiel aus der Fluidströmung und den Umlagerungsprozessen des Feststoffkorns. Die wesentlichen Transportkräfte resultieren aus der Fließgeschwindigkeit und der Turbulenz im Nahbereich der Sohle. Um in diesem Nahbereich die Strömungsgrößen über eine längere Zeit erfassen zu können, wären stationäre geometrische Bedingungen erforderlich, die jedoch durch die ständige Umformung der Sohle und der Fortbewegung der Dünen lokal nicht herrschen. Detaillierte Kenntnisse der Nahfeldströmung sind die Voraussetzung für ein verbessertes Prozessverständnis und belastbare Messdaten sind eine notwendige Grundlage für die Entwicklung und Überprüfung hydronumerischer Modellverfahren.

Der Mangel an geometrischer Stationarität im Nahbereich der Dünen führte schon mehrfach, z.B. bei *Maddux et al. (2003)* zu der Überlegung, Strömungsversuche über unbeweglichen Dünen durchzuführen. Es kamen in der Regel

immer künstliche Dünen zum Einsatz, die das Strömungsfeld nur bedingt naturnah wiedergeben. Im Zuge der laufenden Untersuchungen zur Dynamik der Dünen kam die Idee auf, diese in einem bestimmten Zustand „einzufrieren“, ohne dabei wesentliche Eigenschaften wie die Kornrauheit zu verändern. Bei *Benson et al. (2001)* oder *Kashyapa et al. (2010)* werden Methoden zur Fixierung von Sandoberflächen beschrieben. Nach eingehenden Verfahrenstests hat sich die Verwendung eines 2 Komponentenklebers als zielführend herausgestellt. Zur Ausbildung einer Dünensohle ohne Bauwerksbeeinflussung wurden im rechten Teil der Laborrinne die Versuchsparameter entsprechend der in Tabelle 1 dargestellten Daten für den Versuch W3 über einen Zeitraum von 24 h eingestellt. Im Anschluss wurde die Sohle einmal im eingestauten Zustand durch das Wasser hindurch und anschließend nach der Entwässerung photogrammetrisch vermessen. Zur Fixierung wurde im ersten Schritt ein Flüssigleim aus Kaurit 243-Pulver und Wasser im Verhältnis 1:1 (Gewichts-%) hergestellt. Anschließend wurde der Leim mit etwa 4 l/m² durch ein Airless-Spray-Verfahren aufgebracht. Bei diesem Verfahren wird der Leim durch hohen Druck, aber ohne Pressluft vernebelt. Der Sprühnebel fällt drucklos auf die Sandoberfläche nieder, ohne diese zu verändern. Die Auftragsmenge wurde so dimensioniert, dass der Kleber vollflächig mindestens 5 mm tief eindringt und einen zusammenhängenden Verbund ergibt. Im Anschluss an das Aufbringen des Leims wurde als Reaktionsmittel Ameisensäure (30%) mit ca. 0,25 l/m² ebenfalls im Sprühverfahren gleichmäßig aufgebracht. Nach mehreren Tagen bei guter Lüftung war die Sohle vollständig ausgehärtet. Augenscheinlich ist keine Veränderung der Oberflächenrauheit festzustellen (s, Abbildung 4). Die Oberfläche ist dauerhaft fest und geschlossen, dabei aber noch wasserdurchlässig.

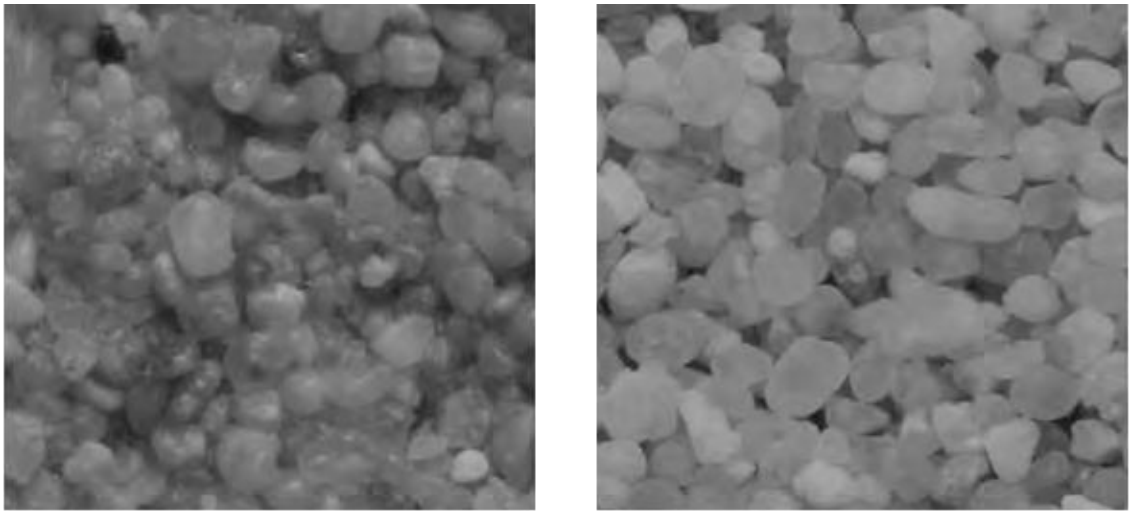


Abbildung 4: Vergleich des Korngefüges, links mit Leimverbund, rechts ohne

Nach dem Leimauftrag wurde die Sohle erneut photogrammetrisch vermessen. Die Differenz zu der Oberfläche vor dem Leimauftrag zeigt, dass ein Einsinken im Mittel um 0,5 mm stattgefunden hat. Ca. 90 % der Fläche liegt im Bereich 0,6 mm Anhebung und 1,5 mm Absenkung.

3.2 Messung der Fließgeschwindigkeit

Zur Messung der Fließgeschwindigkeit wurden 3D-ADV-Sonden der Fa. Nortek eingesetzt (Vectrino). Für den sohlnahen Bereich wurde ein „downlooking"-Messkopf eines Vectrino Profilers verwendet, für die oberflächen- und randnahen Messungen ein „sidelooking"-Messkopf eines Vectrino+. Die Messungen wurden entsprechend der in Tabelle 2 dargestellten Sonden-Parameter durchgeführt.

Tabelle 2: Messparameter Vectrino-Sonden

	Sample Rate	Velocity Range	Cell Start	Cell End	Cell Size	n Cells	Power Level	Ping Algorithm	Measure. Time
Vectrino Profiler	100 Hz	1,5 m/s	50	50	4 mm	1	high -	min	100 s
Vectrino +	100 Hz	1,0 m/s	-	-	7 mm	1	high	-	100 s

Das Messraster ist im Längsschnitt so angeordnet, dass Bereiche mit steilem Sohlradienten mit höherer Dichte abgetastet wurden. In der Vertikalen wurden oberflächen- und sohlnah ebenfalls mit einer größeren Dichte abgetastet. Das Messlängsprofil verläuft von Rinnenstation 18 m bis 23 m in der Rinnenmitte. Parallel zu dieser Zentralmessung wurden zwei weitere Längsprofile parallel um 25 mm versetzt zu beiden Seiten gemessen. Zusätzlich wurde ein Querprofil bei Rinnenstation 20,85 m gemessen.

3.3 Ergebnisdarstellung und –verwendung

Die Rohdaten wurden plausibilisiert, einer Filterung nach *Goring et al. (2002)* unterzogen und gemittelt. Für die Daten der Vectrino+ wurde die Software WinADV32 (*Wahl 2000*) verwendet, für die Daten des Vectino Profiler das in der BAW erstellte Matlab-Script VTMT, welches die gleichen Filterroutinen verwendet wie WinADV32.

Eine beispielhafte Darstellung eines gemessenen Vektorfeldes zeigt Abbildung 5. Deutlich zu erkennen sind die Strömungswalzen mit horizontaler Achse quer zur Hauptfließrichtung im Lee der Dünen bei Rinnenstation 20,1 m und 22,3 m. Keine Walzenbildung entsteht im Strömungsschatten bei Rinnenstation 21,2 m, obwohl dort die Dünengeometrie ähnlich ist. Die Düne ist etwas kleiner und flacher als ihre Nachbarn.

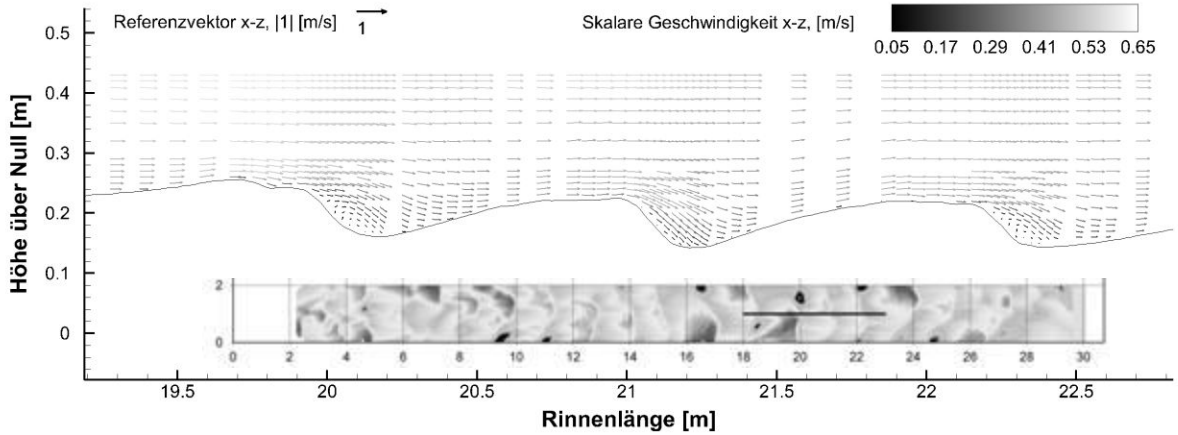


Abbildung 5: Längsschnitt des Vektorfeldes, die Vektoren zeigen die Komponenten v_x und v_z (m/s) (Darstellung überhöht, innen: Sohltopografie mit Profilschnitt)

In einem Forschungsprojekt der BAW wird derzeit an der Verbesserung der numerischen Modellierbarkeit von Dünentransport gearbeitet (*Goll et al. 2013 a/b*). Hierfür stellen diese Messungen die wesentliche hydraulische Validierungsgrundlage dar.

4 Resümee und Ausblick

Die Modellfamilie zur Untersuchung von Modifikationen an Stromregelungsbauwerken ermöglichte die Darstellung einer ganzen Reihe von Maßnahmen, wie sie in der Unterhaltungspraxis der WSV regelmäßig vorkommen. Zu diesen Maßnahmen gehören Buhnenkerben, Kopfschwellen, Deckwerke, Sohlbefestigungen, die Beseitigung von Buhnenfeldverlandungen und weitere. Es werden Auswirkungen auf den Wasserspiegel, den Geschiebetransport und das Strömungsfeld untersucht und beschrieben. Ein Verfahren, um durch hydraulische Prozesse entstandene Dünensohlen zu fixieren ohne die Strömung zu verändern, wurde entwickelt und großflächig in einer Laborrinne angewandt. Die Untersuchungen und Messungen in den Labormodellen wurden eng begleitet durch numerische Simulationen, mit dem Ziel, die anfallenden Messdaten zu Validierungszwecke einzusetzen und die Prognosefähigkeit numerischer Modelle nachzuweisen und zu verbessern. Weiterhin liefern die Geschwindigkeitsmessungen im Nahbereich von Dünen wertvolle Daten zum Prozessverständnis und zur Entwicklung von numerischen Verfahren zur Simulation des Dünentransportes.

Die Untersuchungen und Auswertungen sind noch nicht abgeschlossen und werden weiter fortgeführt.

5 Literatur

Benson, I.A., Valentine, E.M., Nalluri, C. Bathurst, J.C. (2001): Stabilising the sediment bed in laboratory flumes, Journal of Hydraulic Research, Volume 39, Issue 3, 2001

Goll, A., Kopmann, R., Villaret, C. (2013a): Numerical Modelling of flumes with moving dunes – TELEMAC3D and Sisyphe. Proceedings of Marine and River Dune Dynamics – MARID IV, 15. & 16. April, Bruges, Belgium. VLIZ Special Publication 65

Goll, A., Kopmann, R., Baron, M., (2013b). Kontinuierliche Validierung hydrodynamischer und morphodynamischer Modelle mit physikalischen Modellversuchen. Wasserwirtschaft, Ausgabe 12/2013, S 28-33, Springer Verlag.

Goring D., Nikora, V.I. (2002): Despiking Acoustic Doppler Velocimeter Data. Journal of Hydraulic Engineering, January 2002

Henning, M., Hentschel, B., Hüsener, T., (2008): Determination of channel morphology and flow features in laboratory models using 3D-photogrammetry. Proceedings of River Flow 2008 Conference, Cesme, Turkey

Hüsener, T., Faulhaber, P., Baron, M. (2012): Modifikationen in bestehenden Stromregelungssystemen an Wasserstraßen. Wasserbausymposium 2012, Tagungsband, TU Gratz

Henning, M. (2013): Mehrdimensionale statistische Analyse räumlich und zeitlich hochaufgelöster Oberflächen von Dünenfeldern. Dissertation, Leichtweiß-Institut für Wasserbau, TU Braunschweig.

Kashyapa, S., Doutreleaub, B., Bou-Botrosc, G., Renniea, C.D., Townsenda, R. (2010): A semi-permanent method for fixing sand beds in laboratory flumes. Journal of Hydraulic Research, Volume 48, Issue 3, 2010

Maddux, T.B., McLean, S.R. and Nelson, J.M. (2003): Turbulent flow over three-dimensional dunes: 2. Fluid and bed stresses. Journal of Geophysical Research 108

Richter, K. (2011): Physikalische Modellversuche zur Auswirkung von Kerbbuhnen auf die Morphologie und den Geschiebetransport des Flussschlauchs. Diplomarbeit, TU Kaiserslauteren, Fachgebiet Wasserbau und Wasserwirtschaft

Wahl, T. L. (2000) "Analyzing ADV Data Using WinADV". 2000 Joint Conference on Water Resources Engineering and Water Resources Planning & Management, American Society of Civil Engineers, July 30 - August 2, 2000, Minneapolis, Minnesota

Autor:
Dipl.-Ing. (FH) Thorsten Hüsener

Bundesanstalt für Wasserbau
Abteilung Wasserbau im Binnenbereich, Referat Flussbau (W2)
Kußmaulstraße 17
76187 Karlsruhe

Tel.: +49 721 9726 4070
Fax: +49 721 9726 4540
E-Mail: thorsten.huesener@baw.de

Technische Universität Dresden – Fakultät Bauingenieurwesen
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

38. Dresdner Wasserbaukolloquium 2015
„Messen und Überwachen im Wasserbau und am Gewässer“

Messung der Eigenschaften freier Wasserstrahlen in Luft

Tobias Gierra

Die numerische Simulation freier Wasserstrahlen in Luft unter Berücksichtigung der charakteristischen Prozesse Lufteinmischung und Strahlauflösung gestaltet sich mit den gegenwärtig verbreiteten Methoden auch im Bereich der 3D-HN-Simulation schwierig. Zumeist müssen analytische Modelle als Hilfsmittel eingesetzt werden, um mit vertretbarem Aufwand Ergebnisse zu generieren. Zur Kalibrierung und Validierung geeigneter Hilfsmodelle sind aber zunächst Messdaten erforderlich.

In diesem Beitrag wird die Messung der Eigenschaften freier Wasserstrahlen (Geschwindigkeits- und Luftgehaltsverteilung, Kernzone, Strahlaufweitung und -verlauf) mittels Druckmessungen mit einem Pitot-Rohr, Leitfähigkeitsmessungen mit einer Doppelsonde sowie Hochgeschwindigkeitsfotographie beschrieben. Dabei wird auf die Entwicklung einer robusten Leitfähigkeitssonde, welche sich zwar eines bekannten Messprinzips bedient, beim Anwendungsfall Freistrahl jedoch der besonderen Beanspruchung des Strahldrucks wiederstehen muss, die Auswertemethodik sowie den Vergleich mit vorhandenen analytischen Ansätzen zur Beschreibung von Wasserstrahlen eingegangen.

Stichworte: Freistrahl, Leitfähigkeitssonde, Luftgehalt

1 Einleitung

Unter dem Begriff Freistrahl soll in diesem Beitrag ein turbulenter Wasserstrahl verstanden werden, der horizontal aus einer kreisrunden Öffnung ohne Einfluss seitlicher Begrenzungen in ein ruhendes, homogenes und isothermes Umgebungsmedium, in diesem Fall Luft, eintritt. Diese Strahlform ist im Wasserbau unter anderem bei frei ausmündenden Grundablässen und Schussrinnen oder auch bei Peltonturbinen anzutreffen.

Bei der Betrachtung des Freistrahls müssen sowohl die Wasser- als auch die Luftphase (Zweiphasenströmung) berücksichtigt werden. Beide interagieren an der Phasengrenze, die zumeist als freie Oberfläche bezeichnet wird. Durch die freie Turbulenz am Außenradius des Strahls kommt es zu einer Diffusionszone (Kraatz, 1989), in der die kinetische Energie des Strahls abgebaut wird. Dieser Vorgang ist mit einer Beschleunigung des Umgebungsmediums und einem

Zerfall des gesamten Strahls, das heißt, mit einer Durchmischung mit dem Umgebungsmedium, verbunden (Abbildung 1). Die mitgerissene und eingemischte Luft verändert die Eigenschaften der Strömung, insbesondere die mittlere Dichte und Kompressibilität und damit ihre turbulente Struktur. Je nach Anwendungsgebiet ist dieser Zerfall gewünscht (z. B. zur Energiedissipation) oder unerwünscht (z. B. zur Energienutzung). Eine Vorhersage des Strahlverhaltens ist aufgrund der komplexen Modellbildung schwierig und bedingt die Kenntnis von Strömungsparametern aus Referenzmessungen. Bisherige experimentelle Untersuchungen von selbstbelüfteten Strömungsvorgängen wurden vor allem für (Treppen-)Schussrinnen, Wechselsprünge oder Tauchstrahlen durchgeführt. Die Untersuchung freier Wasserstrahlen soll in diesem Beitrag thematisiert werden.

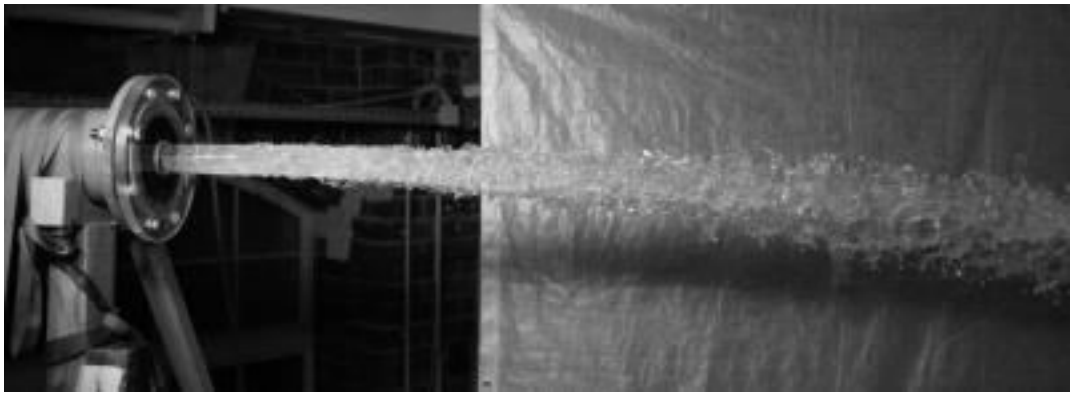


Abbildung 1: Freier Wasserstrahl in Luft im Huber-Engels-Labor der TU Dresden

2 Freistrahlen

2.1 Eigenschaften

Aufgrund des großen Dichteunterschiedes zwischen dem Wasser des Strahls und der umgebenden Luft ist der Freistrahl unmittelbar nach dem Austritt durch Abtrieb beeinflusst und folgt der Richtung der Gravitation auf einer parabelähnlichen Wurfbahn. Die Druckverteilung im Freistrahl kann entsprechend der Grenzschichttheorie als einheitlich und gleich dem Umgebungsdruck angenommen werden. Die vor dem Austritt vorhandene Druckverteilung einer Rohrströmung, wird am Beginn des Freistrahls in kinetische Energie umgewandelt, wodurch sich der Strahl leicht einschnürt. Zusätzlich gibt es eine Kontraktion seines Querschnitts durch die Verengung der Fließfläche an einer Austrittsblende. Die bereits vor dem Strahlaustritt vorhandene Turbulenz nimmt auf Grund der hydrodynamischen und aerodynamischen Prozesse zu und die Radien der Oberflächenwellen am Strahlrand werden größer. Übersteigt die kinetische Energie der Turbulenzballen die Oberflächenspannung zwischen Wasser und

Luft, beginnt der Zerfall des Freistrahls (Ervin und Falvey, 1987). Der unbelüftete Bereich des Freistrahls geht hier in den teilweise belüfteten Bereich über. Der Strahlzerfall ist durch das Herauslösen von Wassertropfen aus dem Strahl und den Eintrag von Luftblasen in den Strahl gekennzeichnet. Dies wird teilweise als eine Art Oberflächenbelüftung verstanden. Falvey (1980) weist aber darauf hin, dass der Prozess vor allem durch die Turbulenz des Strahls (turbulente Diffusion) und nur sekundär durch die Interaktion mit dem Umgebungsmedium beeinflusst wird.

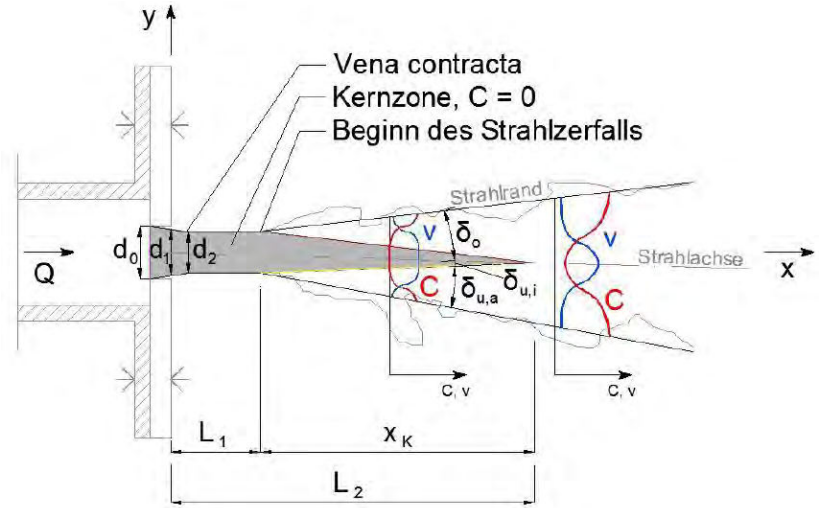


Abbildung 2: Definitionen am Querschnitt eines Freistrahls (Mühle 2013b)

In Untersuchungen zur Stahlauflösung stellte Ohnesorge (1936) fest, dass sich die Art des Zerfalls mit Hilfe der Weberschen und Reynoldsschen Ähnlichkeitsgesetze beschreiben und in verschiedene Bereiche unterteilen lässt. Hierfür bildete er eine dimensionslose Kennzahl Z (1) in die alle den Strahl bestimmenden Eigenschaften eingehen. Für niedrigen Reynoldszahlen wurde damit der Bereich des Zertropfens von laminaren Strahlen begrenzt, an den erst der Bereich des Zerwellens durch ein axialsymetrisches Schwingen und abschließend der Bereich des Zerstäubens (Atomisieren) anschließt (Abbildung 3). Alle untersuchten Freistrahlen lassen sich nach Ohnesorge als zerstäubende Strahlen klassifizieren. Dabei sind die entstehenden Tropfen umso feiner, je höher die Weber- und Reynoldszahlen sind.

$$Z = \frac{\sqrt{We}}{Re} = \frac{v \cdot \sqrt{\frac{d \cdot \rho_W}{\sigma}}}{\frac{v \cdot d \cdot \rho_W}{\eta}} = \frac{\eta}{\sqrt{d \cdot \rho_W \cdot \sigma}} \qquad (1)$$

Eine weitere Einteilung des Strahlfalls, die sich an den zur Verfügung stehenden Modellansätzen orientiert, ist die Unterscheidung in primären und sekundären

Strahlzerfall. Der primäre Strahlzerfall beschreibt das Aufbrechen des Strahls aufgrund von Störungen seiner Oberfläche sowie das Herauslösen von Wassertropfen aus dieser. Dabei sind die Einflussfaktoren vor allem Viskosität, Oberflächenspannung und aerodynamische Kräfte. Der sekundäre Zerfall umfasst den Zerfall der Wassertropfen bis zu einer stabilen Größe unter dem Einfluss der Wechselwirkungen zwischen den Tropfen und aerodynamischer Kräfte, denen die Oberflächenspannung und die Viskosität stabilisierend entgegenstehen.

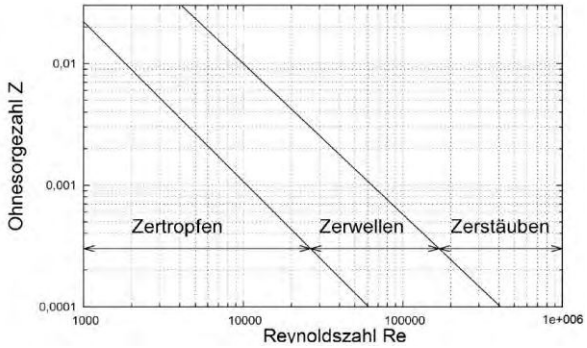


Abbildung 3: Ohnesorge-Diagramm (Mühle 2013b)

Der Zerfall des Strahls beginnt gemäß Abbildung 2 an der freien Oberfläche nach einer vorderen Aufbruchlänge L_1 und setzt sich mit einem theoretischen Ausweitungswinkel δ, welcher zusätzlich in einen inneren (δ_i) und äußeren (δ_a) Winkel unterschieden werden kann, zur Strahlachse fort. Dabei beschreibt die Kernzone bei kreisrunden Strahlen einen paraboloidförmigen Bereich, in dem die Austrittseigenschaften (Geschwindigkeit, Luftgehalt) des Strahls nahezu bestehen bleiben. Sie endet nach der hinteren Aufbruchlänge L_2, wo auch an der Strahlachse eine Belüftung festgestellt werden kann.

Charakteristisch für den zerfallenden Wasserstrahl in Luft sind eine Zunahme des Luftgehalts, eine Abnahme der Strahlgeschwindigkeit, seine Aufweitung und ein Energieabbau. Zu seiner Beschreibung können die Art seines Zerfalls, die Aufweitungswinkel des Strahlrandes, die Länge und Form der Kernzone, der Strahlverlauf, die dreidimensionale Geschwindigkeits- und Luftkonzentrationsverteilung sowie die Entwicklung der Tropfengrößen verwendet werden.

2.2 Analytische Betrachtung

Für den Verlauf der Strahlbahn und somit auch für seine Wurfweite gibt es noch keinen erprobten analytischen Ansatz. Die Länge der Kernzone wir nach verschiedenen Ansätzen und Untersuchungen mit ca. $x_k \approx 50 \cdot d_0$ angegeben. Die sich ausbildenden Geschwindigkeitsprofile entlang der Strahlachse können mit der speziellen Funktion für das Normalverteilungsgesetzt der Beobachtungsfehler erfasst werden, welche angibt, wie sich die Fehler eines Messresultats um

den Mittelwert gruppieren. Nach Kraatz (1989) kann dafür im Bereich des vollständig belüfteten Strahls Gleichung (2) verwendet werden.

$$v_{x,y} = \frac{x_K}{x} \cdot e^{-\left(\frac{\sqrt{2} \cdot x_K \cdot y}{d_0 \cdot x}\right)^2} \cdot v_0 \tag{2}$$

Neben der Geschwindigkeit ist die Luftkonzentration ein wichtiger Parameter zur Charakterisierung des Freistrahls. Die Luftkonzentration C_L (3) wird als das Volumen der Luft (V_L) innerhalb des Volumens der Mischung aus Wasser (V_W) und Luft definiert. Bei einer Konzentration von $C_L = 0{,}9$ wird die freie Oberfläche des Strahls definiert. Dieser Wert wird mit der hohen Homogenität des Luft-Wasser-Gemisches für Werte niedriger als $C_L = 0{,}9$ verbunden. Über 90 % ist die Geschwindigkeit der Luft nicht mehr gleich der Geschwindigkeit des Wassers und Messungen der Luftkonzentration werden ungenau.

$$C_L = \frac{V_L}{V_L + V_W} \tag{3}$$

Chanson (1996) leitete aus der Kontinuitätsgleichung für Luft eine Formel (4) zur Bestimmung der Luftkonzentrationsverteilung an einer Stelle x >> 0 im Strahl mit annähernd stationärer Strömung her, welche verschiedene Bessel-Funktionen erster Gattung (J_0, J_1) und deren Nullstellen α_n verwendet und die Kenntnis über den turbulenten Diffusionskoeffizienten D_t der Strömung erfordert.

$$C_L = 0{,}9 - \frac{1{,}8}{r_{90}} \cdot \sum_{n=1}^{+\infty} \left[\frac{J_0(r \cdot \alpha_n)}{\alpha_n \cdot J_1(r_{90} \cdot \alpha_n)} \cdot \exp\left(-\frac{D_t}{v_0} \cdot \alpha_n^{\,2} \cdot x \right) \right] \tag{4}$$

Zur Abschätzung der Turbulenz als Hauptursache für den Strahlzerfall geben Ervine und Falvey (1987) die Turbulenzintensität Tu (5) als Verhältnis von geometrischem und arithmetischem Mittelwert der gemessenen Geschwindigkeit und eine Möglichkeit der Abschätzung für $v_m = v_0$ in Abhängigkeit des äußeren Strahlaufweitungswinkels an.

$$Tu = \frac{v'}{v_m} = \frac{\delta_a}{0{,}38 \cdot x} \tag{5}$$

2.3 Messtechnik bei Luft-Wasser-Gemischen

Bei der Messung von Luft-Wasser-Gemischen versagen aktuelle Methoden wie die Laser Doppler Anemometrie (LDA) oder Particle Image Velocimetry (PIV) durch die Reflexion des Laserlichts auf den Luftblasen. Auch Weiterentwicklungen wie die Bubble Image Velocimetry (BIV), bei der die Blasen verfolgt und deren Geschwindigkeit durch Korrelieren der Texturen von Blasenbildern

gemessen werden, kann nur angewendet werden, wenn man in verschiedene Strömungsebenen hineinsehen kann. Da dies beim Freistrahl nicht möglich ist, bleiben nur intrusive Verfahren, bei denen die Messsonden die räumliche Verteilung der Messgrößen über ein möglichst feines Raster aufnehmen. Als Messgeräte dienen dabei unter anderem Staurohre, einfache und doppelte Nadelsonden oder Lichtleitfaser-Sonden. Allen diesen Sonden gemein ist der Nachteil, dass die Hauptströmungsrichtung im Voraus bekannt sein sollte, da es sonst zu erheblichen Messfehlern kommen kann.

Die Grundlage des Prinzips der Lichtleitfaser-Sonden ist die Änderung des optischen Brechungsindex zwischen den beiden Phasen. Bei den Nadelsonden wird der Unterschied zwischen dem spezifischen elektrischen Widerstand in Wasser und Luft ausgewertet. Der Unterschied zwischen den Sonden mit einzelner Spitze und Doppelspitzen ist, dass mit letzterer neben der Messung des Luftanteils auch die Geschwindigkeit der Blasen durch Korrelieren der Zeiträume, in denen sich die Sonde in Luft oder Wasser befindet, ausgewertet werden kann. Unter der Annahme, dass die Blasengeschwindigkeit der Wassergeschwindigkeit entspricht, kann somit die Geschwindigkeitsverteilung im belüfteten Strahl ermittelt werden. Im unbelüfteten Bereich kommt schließlich das Pitot-Rohr zur Anwendung, mit dem durch Messung des Staudrucks aus der dynamischen Druckhöhe die Wassergeschwindigkeit abgeleitet werden kann. Da diese Messung im belüfteten Bereich ungenau wird, können die Eigenschaften von Freistrahlen nur durch Kombination verschiedener Messmethoden erhalten werden.

3 Versuchsaufbau und Messmethodik

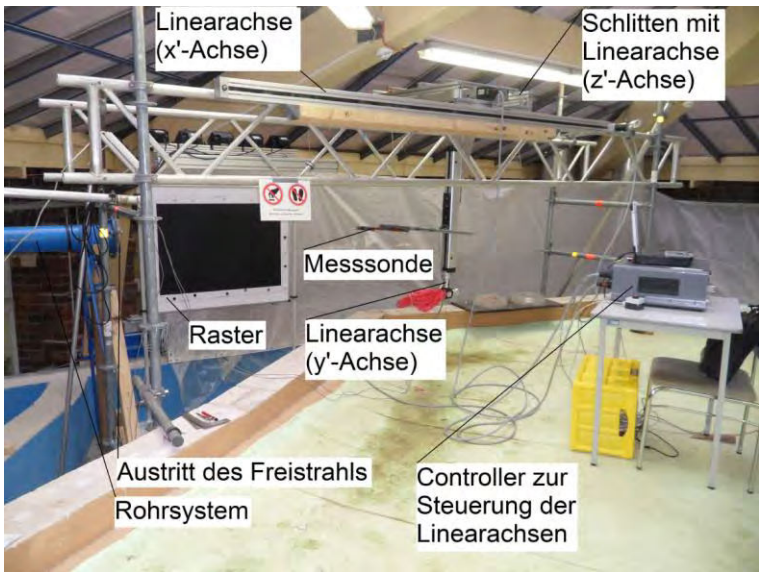


Abbildung 4: Versuchsaufbau (Quelle: Mühle, 2013a)

Der Versuchsstand (Abbildung 4) wurde im Hubert-Engels-Labor des Instituts für Wasserbau und Technische Hydromechanik an der Technischen Universität Dresden aufgebaut und besteht vor allem aus einer Rohrleitung DN 150, die an eine drehzahlgeregelte Schmutzwasserpumpe angeschlossen ist. Das Wasser wird im Kreislauf mit bis zu 50 l/s gefördert. Der Durchfluss wird dabei mit einem magnetisch-induktiven Durchflussmesser in der Steigleitung gemessen. Am horizontalen Ende der Rohrleitung können Blenden mit verschiedenen, kreisförmigen Austrittsgeometrien montiert werden. Parallel zum Koordinatensystem des Freistrahls ist ein Gerüst aufgebaut, das drei miteinander verbundene lineare Traversierungsachsen trägt. Diese dienen der exakten Positionierung der Messsonden im Strahl. Die Achsensteuerung sowie die Wandlung und Verarbeitung der analogen Messsingnale erfolgt mithilfe einer DAQ-Software.

Zur Bestimmung der Kernzone (Geschwindigkeit, Lage, Form) wurde ein Pitot-Rohr verwendet, das an eine Druckmessdose angeschlossen war. Zur Bestimmung der Luftkonzentration und der Strahlgeschwindigkeit im belüfteten Bereich wurde eine Doppelnadelsonde entwickelt, die auf dem Prinzip der Leitfähigkeitsmessung (Abbildung 5) beruht. In Abhängigkeit des Mediums, das die Leiter der Elektroden umgibt, ändert sich der Widerstand und es wird eine sich entsprechend ändernde Spannung zurückgegeben. Da die direkte Messung dieser Spannungen trotz hoher Abtastfrequenzen zu fehlerhaften Einschätzungen der Passierzeiten einzelner Blasen führen kann, wurde zur korrekten Erfassung dieses Spannungsabfalls zusätzlich ein integrierter Schaltkreis entwickelt, der durch eine logische Verknüpfung, die den Potentialabbau im Gleichspannungsstromkreis der Messsonde auswertet, scharf begrenzte Messwerte ermöglicht.

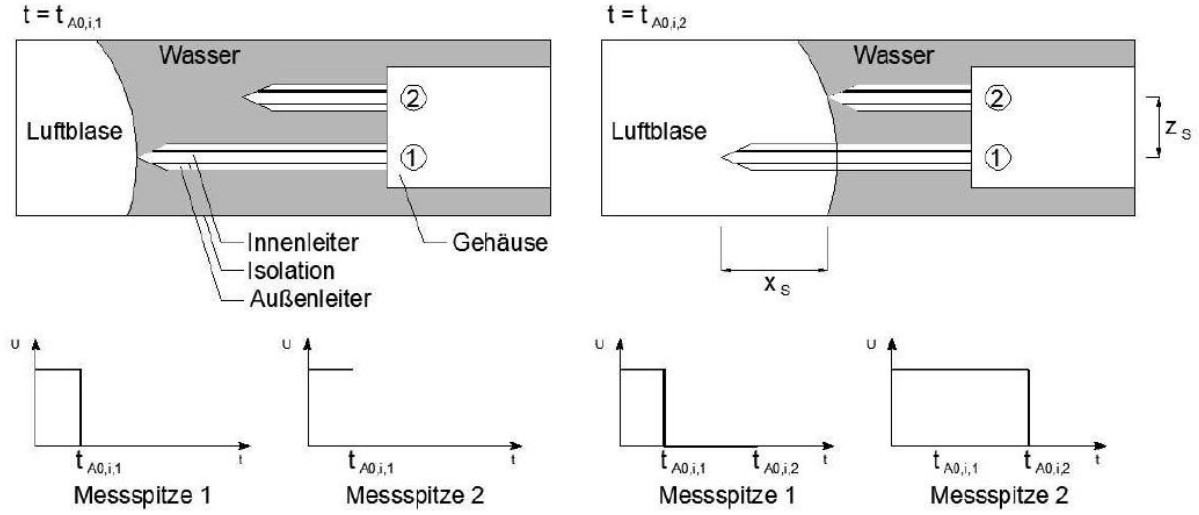


Abbildung 5: Messprinzip einer doppelten Leitfähigkeitssonde (Mühle, 2013b)

Aus der Messung können somit über den Vergleich der Zeiten niedriger Spannungen mit der gesamten Messzeit die Luftkonzentration, über den zeitlichen

Versatz korrelierender Ausschläge und die räumliche Distanz der Sondenspitzen die Blasengeschwindigkeit sowie über die Geschwindigkeit und die Zeitdifferenz einer niedrigen Spannung auch die Blasenlänge bestimmt werden.

Zur Bestimmung der äußeren Strahlform und der Randgeschwindigkeiten wurden zusätzlich Hochgeschwindigkeitsaufnahmen des Freistrahls gemacht. Zur Überprüfung des Einflusses der Austrittsgeometrie auf die Strahleigenschaften wurden Blenden mit Öffnungsdurchmessern von 6, 8 und 10 cm sowie rechteckigem, scharfkantigem, viertelkreisförmigem- sowie viertelelliptischem Profil verwendet.

4 Messergebnisse

4.1 Strahlform

Aus den Hochgeschwindigkeitsaufnahmen ließ sich der Strahlverlauf im beobachteten Abschnitt ableiten. Die Strahleinschnürung hing dabei von der verwendeten Blendengeometrie ab und ist umso größer, je mehr Widerstand die Blende der Strömung entgegensetzt. Bei allen Blenden stellte sich eine etwa paraboloidförmige Kernzone ein. Bei den untersuchten Durchflüssen stellten sich bereits nach Austritt des Strahls der Zerfall sowie eine Neigung der Strahlachse ein. Die Abmessungen der Kernzone variieren zwischen den Auswertungen der verschiedenen Messverfahren deutlich. Trotzdem lässt sich feststellen, dass die Kernzonenlänge deutlich kürzer ausfällt, als der analytische Ansatz erwarten lässt, da dieser einen konstanten Aufweitungswinkel voraussetzt. Die gemessenen Kernzonenlängen entsprechen ca. dem 2,5-fachen des Ausdrittsdurchmessers. Im Nahbereich des Austritts kann man den Strahlverlauf unter Berücksichtigung des anfänglichen Neigunswinkels und der Ausflusszahl mit Hilfe der Wurfparabel abschätzen. Der äußere Aufweitungswinkel liegt im Bereich zwischen 1° und 8°, der innere zwischen 5° und 6°. Sie sind mit den Angaben aus der Literatur vergleichbar – scheinen über den Umfang des Strahles aber nicht konstant.

4.2 Geschwindigkeit

Die Geschwindigkeiten im Freistrahl werden bei gleichen Austrittsdurchmessern durch den Widerstand der Blendengeometrie beeinflusst. Höhere Einschnürungen bewirken dabei größere Anfangsgeschwindigkeiten aber schnellere Geschwindigkeitsabnahmen. Zuverlässige Geschwindigkeitsprofile lassen sich nur aus der Kombination von Druck- und Leitfähigkeitssonde erhalten, da die Messwerte der Drucksonde im Bereich größerer Luftgehalte ungenau werden.

Andererseits ist eine Geschwindigkeitsbestimmung mit der Leitfähigkeitssonde im Bereich geringer Luftgehalte durch fehlende Korrelation kaum noch möglich.

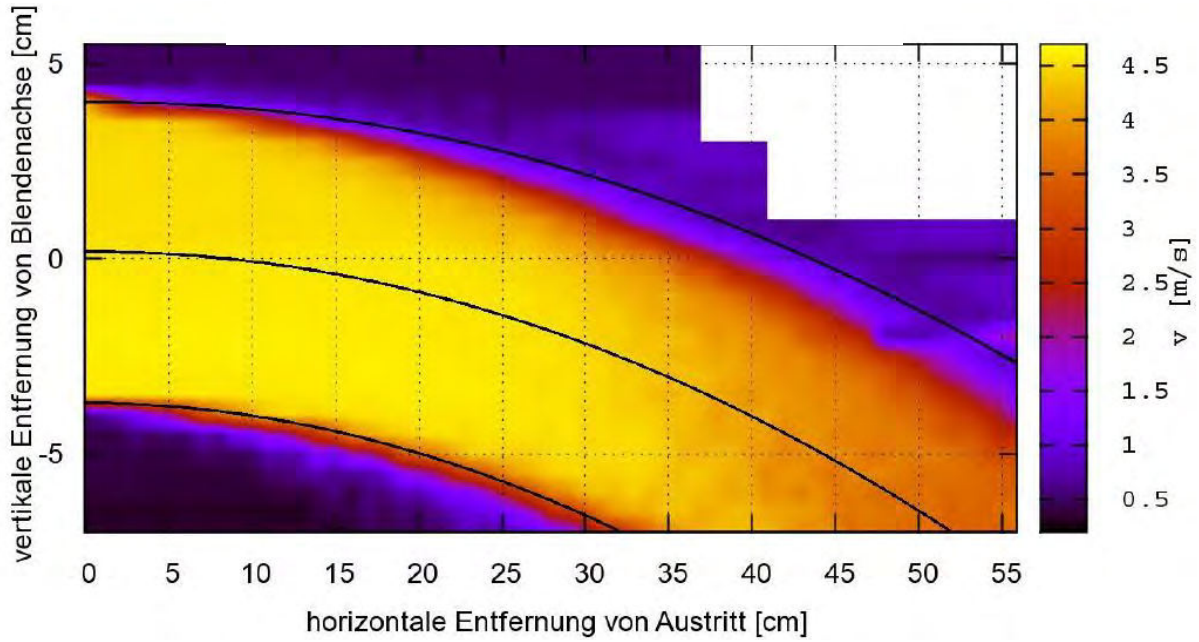


Abbildung 6: Vergleich Strahlform/Geschwindigkeiten aus Druckmessung (Mühle, 2013b)

4.3 Luftgehalt

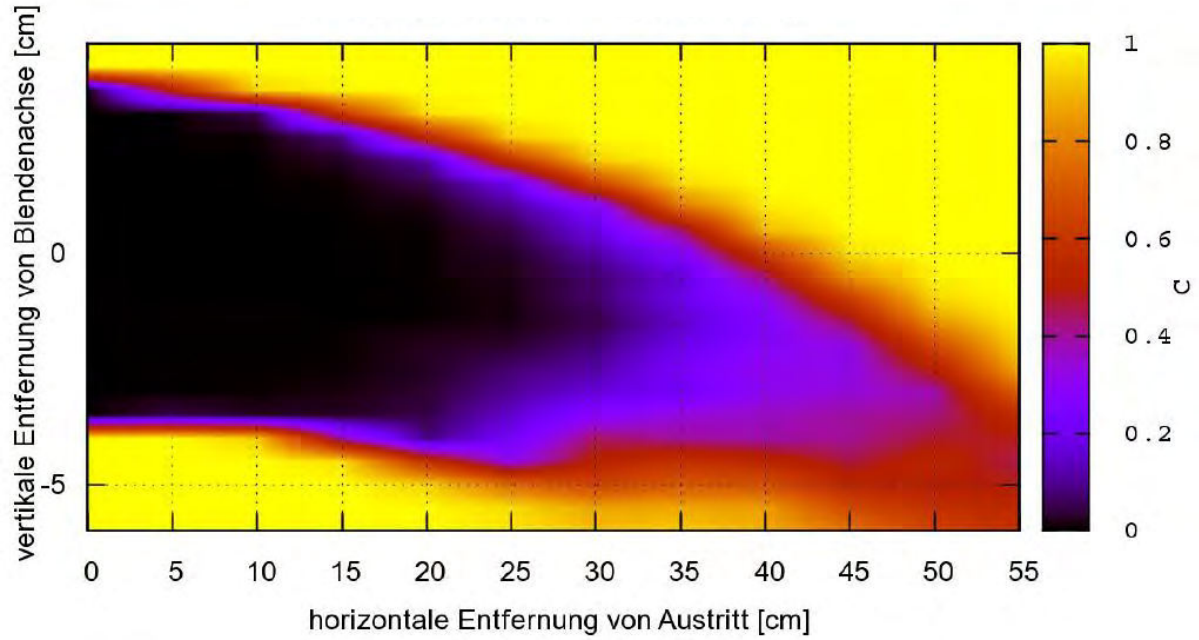


Abbildung 7: Luftkonzentration aus Leitfähigkeitsmessung (Mühle, 2013b)

Die gemessenen Luftgehalte haben einen ähnlichen Verlauf wie die analytischen Ansätze erwarten lassen (Abbildung 7). Der Übergang von der Kernzone zum Strahlrand ist dabei sehr stark von der Blendengeometrie abhängig, so dass sich

die turbulenten Diffusionskoeffizienten der einzelnen Strahlen stark unterscheiden müssen.

Obwohl Messungen mit Leitfähigkeitssonden schon in vielen verschiedenen Untersuchungen durchgeführt wurden, stellen die durch Freistrahlen verursachten Einwirkungen große Anforderungen an die Konstruktion der Sonden. Diese müssen bezüglich der Nadeldurchmesser und –abstände einerseits möglichst klein ausgeführt werden, damit auch kleinste Blasendurchmesser an beiden Spitzen detektiert werden können. Andererseits müssen sie stabil genug sein, um Strömungsgeschwindigkeiten von mehr als 10 m/s zu widerstehen, und groß genug, damit keine Tropfen zwischen den Elektroden anhaften bleiben. Hierzu werden am Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik gegenwärtig weitere Forschungsarbeiten durchgeführt.

5 Literatur

Kraatz (1989): Flüssigkeitsstrahlen. In: Bollrich; Technische Hydromechanik – Band 2: Spezielle Probleme. Verlag für Bauwesen, Berlin 1989

Chanson (1996): Air-bubble Entrainment in Free Surface Turbulent Shear Flows. Academic Press, London 1996

Ervine und Falvey (1987): Behaviour of turbulent water jets in the atmosphere an in plunge pools. Proceedings of Instiution of Civil Engineers, Part 2, 1987

Falvey (1980): Air-water flow in hydraulic structures. United States Department of interior, Engineering Monograph No. 41, Denver 1980

Mühle (2013a): Lufteinmischung in Freistrahlen. Projektarbeit, Technische Universität Dresden 2013

Mühle (2013b): Untersuchungen zum Einfluss der Öffnungsgeometrie des Austrittsquerschnitts auf die hydraulischen Eigenschaften von Freistrahlen. Diplomarbeit, Technische Universität Dresden 2013

Ohnesorge (1936): Die Bildung von Tropfen an Düsen und die Auflösung flüssiger Strahlen. Zeitschrift für angewandte Mathematik und Mechanik, Vol. 16, Ausgabe 6, 1936

Autor:

Dipl.-Ing. Tobias Gierra

Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik
Technische Universität Dresden
01062 Dresden

Tel.: +49 351 463 36119
Fax: +49 351 463 37120
E-Mail: Tobias.Gierra@tu-dresden.de

Technische Universität Dresden – Fakultät Bauingenieurwesen
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

38. Dresdner Wasserbaukolloquium 2015
„Messen und Überwachen im Wasserbau und am Gewässer“

Das Piano-Key-Wehr: Messungen an einem innovativen Wehrtyp für kleine Wasserstraßen

Fabian Belzner
Jennifer Merkel
Udo Pfrommer
Michael Gebhardt

Piano-Key-Wehre sind feste Wehre, die auf Grund ihrer großen Überfalllänge bei gleicher lichter Weite deutlich leistungsfähiger als herkömmliche feste Wehre sind. Obwohl die Forschung an diesem Wehrtyp in den letzten Jahren stark zugenommen hat, gibt es kaum Erfahrungen mit Piano-Key-Wehren an Flüssen mit variablen Unterwasserständen. Auf Grundlage von Modellversuchen wurde die Leistungsfähigkeit eines Piano-Key-Wehres für Wasserstraßen untersucht und der Rückstaueinfluss quantifiziert.

Stichworte: Wasserbauliches Versuchswesen, feste Wehre, Wehrüberfall, Rückstau, Geschwemmsel, Piano-Key-Wehr, Labyrinth-Wehr, Modular Limit

1 Einleitung

Wehranlagen sind Kontrollbauwerke, die durch eine Einengung des Fließquerschnitts oder eine Anhebung der Gewässersohle Einfluss auf Wasserstand und Abfluss nehmen, um so den Anforderungen der Schifffahrt, der Energieversorger und der Anlieger gerecht zu werden. Wehranlagen bestehen dabei im Allgemeinen aus einer festen Wehrschwelle und einem oder mehreren beweglichen Verschlüssen. An staugeregelten Wasserstraßen wird mit Hilfe beweglicher Verschlüsse der Fließquerschnitt beeinflusst um bei schwankenden Abflüssen einen geforderten Sollwasserstand zu garantieren. Die Einhaltung dieses Sollwasserstands ist zur Gewährleistung der Sicherheit und Leichtigkeit der Schifffahrt notwendig.

Der Betrieb und Unterhalt von Wehranlagen verursacht hohe laufende Kosten. Durch den Ersatz von beweglichen durch feste Wehre könnten diese reduziert werden. In Frage kommen hierfür bereits etablierte Wehrtypen wie Streichwehre und Sohlrampen sowie neuere Entwicklungen wie Labyrinth-Wehre (Abbildung

1) oder Piano-Key-Wehre (PKW, Abbildung 2). Besonders die beiden letzteren Typen haben den Vorteil, dass auf Grund ihrer Form eine große Überfalllänge bei geringer verfügbarer lichter Breite realisiert werden kann.

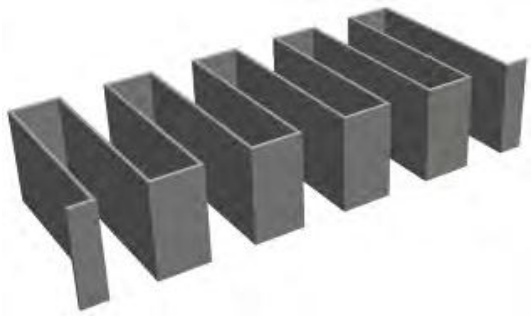


Abbildung 1: Isometrische Ansicht eines Labyrinthwehrs

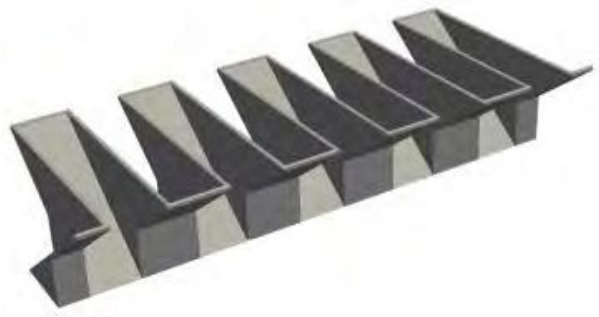


Abbildung 2: Isometrische Ansicht eines Piano-Key-Wehrs

In den letzten Jahren hat in Europa die Forschung an Labyrinth- und Piano-Key-Wehren stark zugenommen. Hintergrund sind die gestiegenen Bemessungshochwasserabflüsse an Talsperren und die sich daraus ergebende Anforderung an leistungsfähigere Hochwasserentlastungsanlagen. Forschungsergebnisse wurden in internationalen Journals und auf Konferenzen, insbesondere aber auf den beiden „International Workshops on Labyrinth and Piano Key Weirs“ in Liège (2011) und Paris (2013) vorgestellt. Praktische Erfahrungen mit diesen Wehrtypen bei Stauanlagen mit Rückstaueinfluss, wie sie für die Bundeswasserstraßen typisch sind, liegen aber bisher nicht vor.

2 Allgemeine Betrachtungen

Die Leistungsfähigkeit eines Wehrs wird wesentlich von seiner Überfalllänge beeinflusst. Eine Erhöhung dieser Länge hat eine Steigerung der Abflusskapazität zur Folge, ist aber auf Grund der örtlichen Randbedingungen oft nicht möglich. Mit Hilfe einer gekrümmten oder gefalteten Überfallkrone kann die Wehrlänge und folglich die Überfallkapazität bei gleich bleibender lichter Weite deutlich erhöht werden.

2.1 Labyrinth-Wehre

Das in den vierziger Jahren des letzten Jahrhunderts entwickelte und in den USA verbreitete Labyrinth-Wehr (Abbildung 1) stellt die einfachste Form eines festen Wehres mit gefalteter Überfallkrone dar. Auf Grund dieser sehr einfachen Geometrie ist es einfach herzustellen, benötigt allerdings eine relativ große Aufstandsfläche. Dadurch kann die nachträgliche Integration des Labyrinth-Wehrs in bestehende Wehranlagen oder auf Staumauern schwierig sein.

2.2 Piano-Key-Wehre

Das PKW ist eine optimierte Form des Labyrinth-Wehrs. Der Unterschied zum Labyrinth-Wehr zeigt sich hierbei an den Front- und Rückwänden, die nicht vertikal ausgebildet sind, sondern sich zum Ober- und Unterwasser hin neigen (Abbildung 2). Es benötigt dadurch eine geringere Aufstandsfläche als das Labyrinth-Wehr und kann leichter in bestehende Strukturen integriert werden.

Die Bestimmung der hydraulischen Leistungsfähigkeit des PKW ist auf Grund der Vielzahl von geometrischen Einflussparametern nicht trivial. In *Pralong et al. (2011)* sind die wichtigsten definiert. In *Machiels et al. (2013)* wird ein Ansatz vorgestellt, mit dem der spezifische Abfluss für rückstaufreie Bedingungen bestimmt werden kann. Der Abfluss wird dabei aus der Summe der Einzelabflüsse über die oberwasserseitigen, seitlichen und unterwasserseitigen Überfallkanten gebildet. Die einzelnen Teilabflüsse werden mit semi-empirischen Formeln ermittelt, welche die geometrischen Parameter sowie die Energiehöhe im Oberwasser beschreiben. Der Ansatz nach *Machiels et al. (2013)* wurde mit 7700 Versuchen an verschiedenen Geometrievarianten validiert und erlaubt eine Aussage über den spezifischen Abfluss mit einer Abweichung von etwa 15 %.

Bei steigenden Oberwasserständen verliert das PKW allmählich den Vorteil seiner großen Überfalllänge. Die Änderung der Abflussleistung bei steigenden Oberwasserenergiehöhen im Vergleich mit anderen Wehrtypen kann nach *Leite Ribeiro et al. (2009)* mit dem Ansatz der effektiven Wehrlänge beschrieben werden. Das PKW wird als langes scharfkantiges Wehr mit einer effektiven hydraulisch wirksamen Länge angenommen, die bei geringen Überfallhöhen der Abwicklungslänge entspricht. Die tatsächlich ansetzbare effektive Wehrlänge ist von der Geometrie des PKW abhängig und sinkt mit zunehmender Energiehöhe im Oberwasser.

3 Modelluntersuchungen

3.1 Versuchsaufbau und Messtechnik

Die für den Modellversuch zur Verfügung stehende Versuchsrinne (Abbildung 3) hatte eine Nutzlänge von etwa 15,00 m und eine Breite von 1,25 m. Die Höhe der Rinne betrug von der Sohle bis zur Oberkante 0,57 m. Über die Rinne verteilt wurden sieben Messpunkte in Abständen von 1,25 m bis 2,00 m festgelegt, die über das Prinzip der kommunizierenden Röhren mit Ultraschall-Wasserspiegelmessgeräten verbunden waren (Abbildung 4). Die Messung des Zuflusses erfolgte über eine magnetisch-induktive Durchflussmessung, der Unterwasserstand wurde mittels einer elektronisch verstellbaren Klappe reguliert.

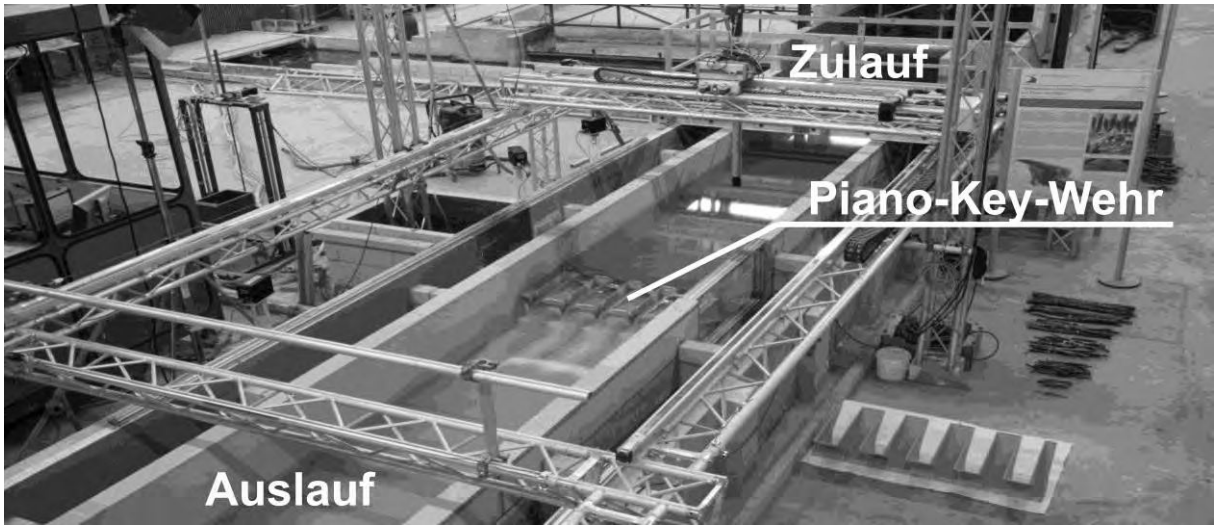


Abbildung 3: Laborrinne bei der Bundesanstalt für Wasserbau

Um eine Beeinflussung der Versuchsergebnisse durch Wellenbildung im Zulaufbereich der Rinne zu vermeiden, wurde im Oberwasser der Rinne eine Kombination aus Aluminiumwaben und einer beschwerten aufschwimmenden Styroporplatte zur Ausrichtung und Vergleichmäßigung der Strömung genutzt. Die Aluminiumwaben und die Styroporplatte wirken dabei als Tiefpassfilter für turbulente Schwingungen im Wasserkörper und hochfrequente Wellen an der Wasseroberfläche.

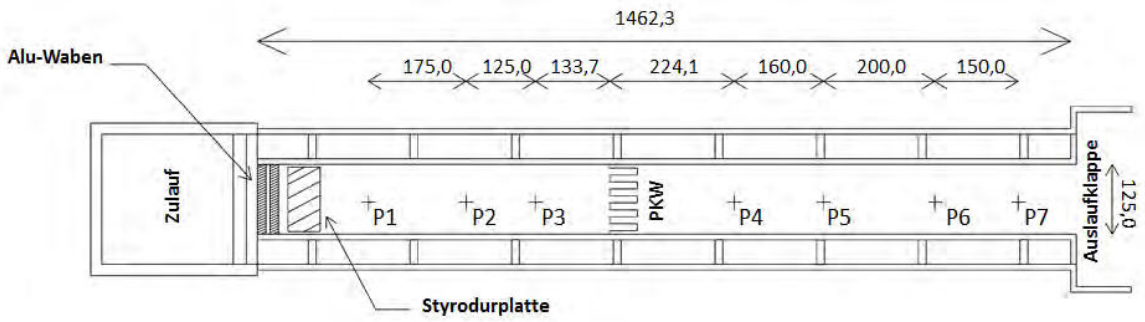


Abbildung 4: Modellaufbau (Grundriss)

3.2 Konzeption der Modelluntersuchungen

Eine Grundvoraussetzung für die ähnliche Darstellung von Ablösevorgängen und deren Einfluss auf die Strömung im Froude‘schen Modell ist, dass die Schwerkraft und die Trägheitskraft gegenüber dem Einfluss der Viskosität des Fluids überwiegen (*Jirka & Lang, 2010)*. Alle im Modell auftretenden Reynoldszahlen lagen im Bereich zwischen 20000 und 120000 und damit deutlich

im turbulenten Bereich, so dass eine ausreichende Modellähnlichkeit gegeben war.

Der Rückstaueinfluss kann mit dem Verhältnis der Energiehöhen, die sich bei rückgestautem und freiem Abfluss ergeben, beschrieben werden (Abbildung 5). Eine Dimensionsanalyse führte zu folgenden relevanten Einflussgrößen:

$$\frac{H_1}{H_0} = f\left(\frac{H_2}{P}, \frac{H_2}{H_1}\right) \quad (1)$$

H_0	[m]	Energiehöhe im Oberwasser bei freiem Abfluss
H_1	[m]	Energiehöhe im Oberwasser bei rückgestautem Abfluss
H_2	[m]	Energiehöhe im Unterwasser
P	[m]	Höhe des PKW

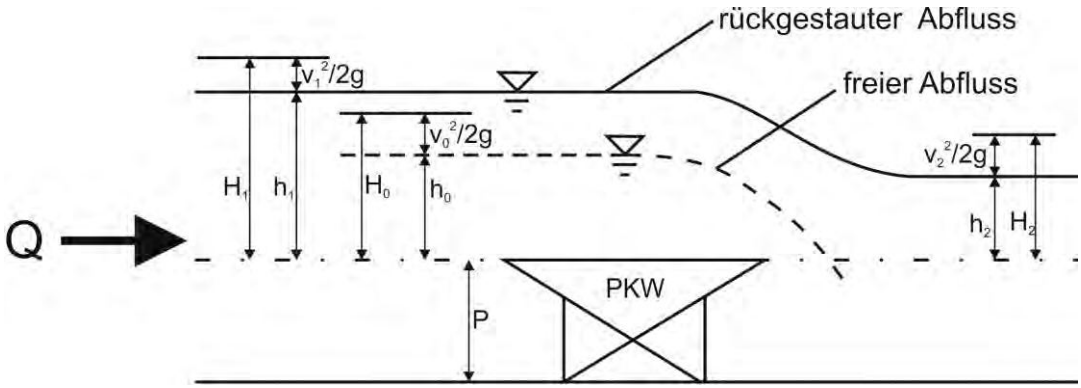


Abbildung 5: Überströmung eines PKW - Definitionsskizze

3.3 Durchgeführte Versuchsreihen

Das im Modell untersuchte PKW wurde unter Vernachlässigung des Rückstaueinflusses mit Hilfe des Ansatzes von *Machiels et al. (2013)* analytisch so vorbemessen, dass es an einem ausgewählten Standort an einer Bundeswasserstraße unter den örtlichen Randbedingungen realisiert werden könnte. Die Anzahl und Neigung der Keys wurde dahingehend voroptimiert, dass unter Berücksichtigung der geometrischen Randbedingungen die maximale hydraulische Leistungsfähigkeit erzielt werden kann. Erste numerische Untersuchungen zur Abschätzung des zu erwartenden Aufstaus nach Oberstrom und der damit erforderlichen Höhe der Modellberandung erfolgten mit der Software OpenFOAM. Die durchgeführten Laboruntersuchungen erfolgten im Maßstab 1:18. Das

untersuchte PKW hatte eine Höhe von 0,25 m, eine Breite von 1,25 m und eine Tiefe von 0,50 m. Die ober- und unterwasserseitigen Keys hatten eine Breite von jeweils 0,115 m. Das PKW bestand aus 10 Keys, so dass sich eine Abwicklungslänge von 6,25 m ergab, was der fünffachen lichten Weite entspricht.

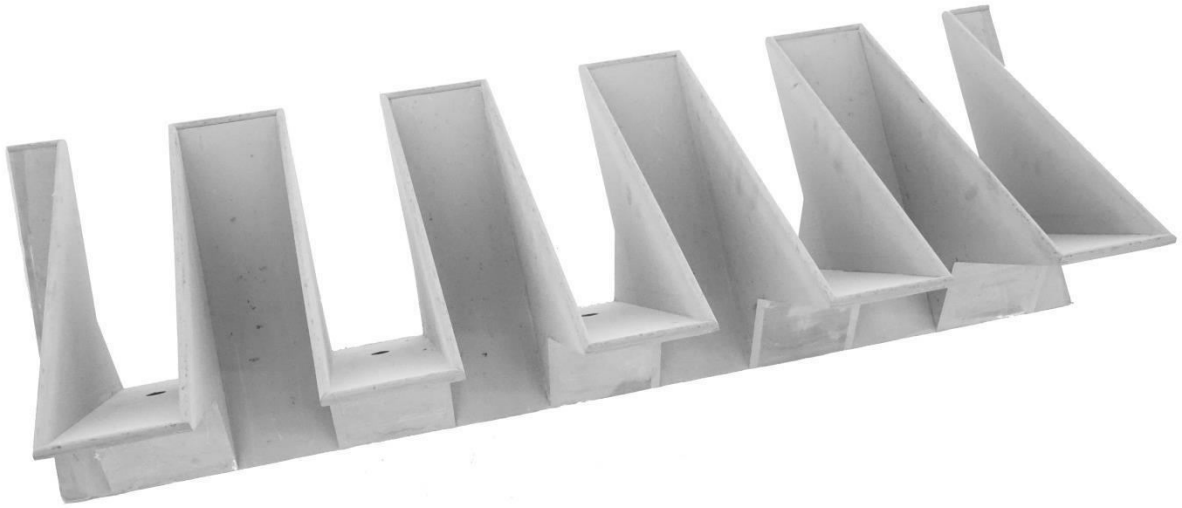


Abbildung 6: Untersuchtes Piano Key Wehr aus Ureol

Das PKW-Modell (Abbildung 6) wurde mit einer Kombination aus 11 Unterwasserständen zwischen 5 cm und 50 cm und 15 Durchflüssen zwischen 25 l/s und 375 l/s untersucht. Somit ergeben sich 165 Versuchsreihen zur Bestimmung des Rückstaueinflusses.

3.4 Ergebnisse der Modelluntersuchung

Vollkommener Überfall

Die Bestimmung der hydraulischen Leistungsfähigkeit des untersuchten PKW erfolgte durch eine Betrachtung der Oberwasserenergiehöhe H_0 [m] für vollkommenen Überfall bei verschiedenen Abflüssen. Auffällig ist der lineare Zusammenhang zwischen Abfluss und Energiehöhe (Abbildung 7). Abbildung 8 zeigt die ermittelten Überfallbeiwerte in Abhängigkeit der dimensionslosen Überfallhöhe h_0/P [-] bezogen auf die lichte Weite. Zum Vergleich sind die Überfallbeiwerte für das breitkronige Wehr mit $\mu = 0{,}577$ *(Bollrich, 1996)* und das scharfkantige Wehr mit $\mu = f(h_0/P)$ *(Naudascher, 1992)* aufgetragen.

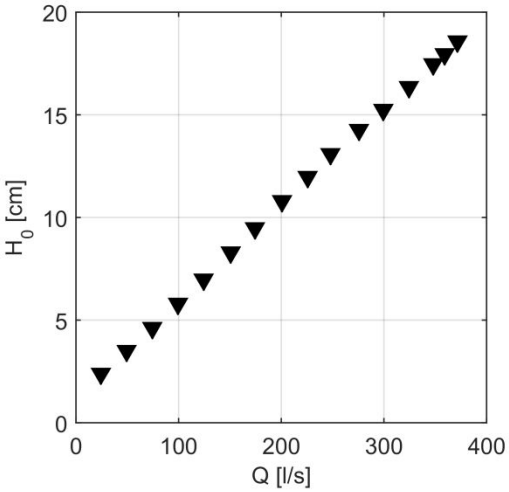


Abbildung 7: Oberwasserenergiehöhe in Abhängigkeit des Abflusses

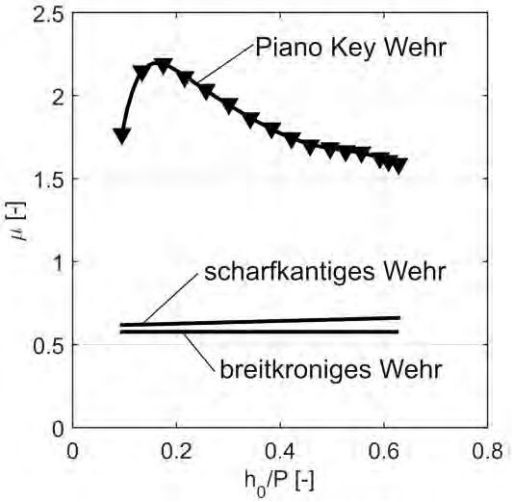


Abbildung 8: Überfallbeiwerte im Vergleich zu anderen Wehrtypen

Der Vergleich der Überfallbeiwerte zeigt, dass das PKW bei vollkommenem Überfall drei- bis viermal so leistungsfähig ist wie breitkronige oder scharfkantige Wehre. Bei zunehmenden Oberwasserspiegeln entspricht die effektive Überfalllänge nicht mehr der vollen Abwicklungslänge, so dass der Überfallbeiwert und damit die hydraulische Leistungsfähigkeit abnimmt *(vgl. Leite Ribeiro et al., 2009)*.

Rückstaueinfluss

Die Leistungsfähigkeit eines überströmten Wehrs ist neben der Geometrie auch vom Unterwasserstand h_2 [m] abhängig. Bei niedrigen Unterwasserständen erfolgt zunächst freier Abfluss über das Wehr und die Energiehöhe im Oberwasser H_1 [m] ist unabhängig vom Unterwasserstand. Steigt der Unterwasserstand an, kommt es allmählich zu einer Beeinflussung des Oberwasserstandes, bis sich die Energiehöhe im Oberwasser der Unterwasserenergiehöhe H_2 [m] angleicht und der Oberwasserstand ausschließlich vom Unterwasserstand abhängt. Als „Modular Limit“ S_m [-] wird der Punkt bezeichnet, ab dem H_1 nicht mehr von H_2 unabhängig ist. Abbildung 9 zeigt den Zusammenhang zwischen den dimensionslosen Energiehöhen im Ober- und Unterwasser des untersuchten PKW. H_0 [m] entspricht dabei der Oberwasserenergiehöhe bei freiem Abfluss. Für rückstauunbeeinflusste Verhältnisse muss $H_1/H_0 = 1$ gelten. Ab einem Verhältnis von $S_m = H_2/H_0 \approx 0{,}5$ ist der beginnende Rückstaueinfluss zu erkennen und die Messwerte nähern sich der Diagonalen $H_1 = H_2$ an. In *Cicero & Delisle (2013)* wurde das „Modular Limit“ S_m für verschiedene PKW-Typen bestimmt. Der Rückstaueinfluss wird in von S_m [-] und einem Geometriefaktor α [-] mit

$$\frac{H_0}{H_1} = 1 - 0{,}01 \cdot e^{\alpha\left(\frac{H_2}{H_1} - S_m\right)} \tag{2}$$

beschrieben.

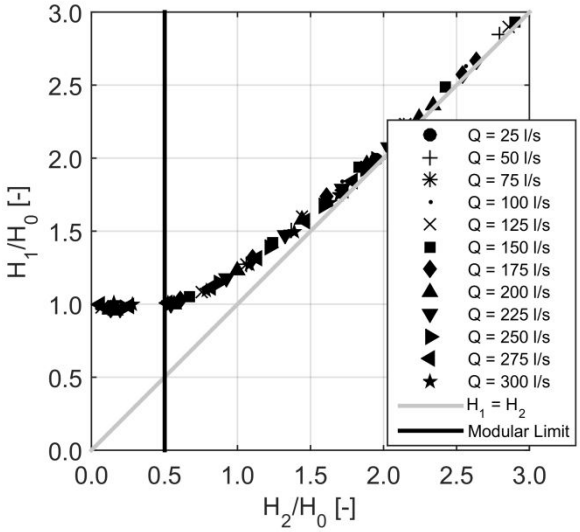


Abbildung 9: Dimensionsloses Verhältnis der Energiehöhen im Ober- und Unterwasser

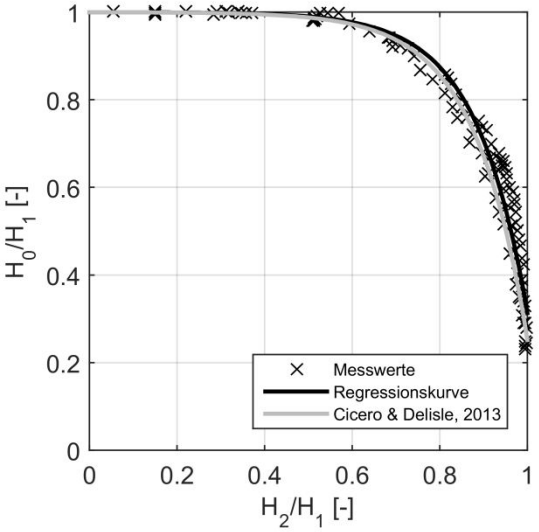


Abbildung 10: Vergleich der Ergebnisse mit Cicero & Delisle (2013)

In Abbildung 10 sind die Untersuchungsergebnisse in der Form H_0/H_1 als Funktion von H_2/H_1 dargestellt. Die schwarze Linie ist eine nach Gleichung (2) bestimmte zweiparametrige Regressionsfunktion. Die beiden Parameter wurden zu $\alpha = 8{,}50$ und $S_m = 0{,}502$ ermittelt. Im Vergleich dazu ist der in *Cicero & Delisle (2013)* bestimmte Zusammenhang zwischen den Energiehöhen im Ober- und Unterwasser ($\alpha = 8{,}22$, $S_m = 0{,}475$) dargestellt (graue Linie). Das untersuchte PKW wurde zwar mit einer etwas anderen Geometrie und mit anderen hydraulischen Randbedingungen betrieben, jedoch zeigen die Regressionskurven eine gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen aus *Cicero & Delisle (2013)* .

4 Zusammenfassung und Ausblick

In einer wasserbaulichen Versuchsrinne wurden Modellversuche an einem PKW durchgeführt, um die hydraulische Leistungsfähigkeit mit und ohne Unterwassereinfluss zu bestimmen. Die Ergebnisse der Versuche zeigen, dass die Leistungsfähigkeit des PKW auf Grund seiner großen Überfalllänge deutlich über der Leistungsfähigkeit herkömmlicher fester Wehrtypen liegt. Die Auswertung

der Versuche zur Rückstaubeeinflussung zeigt, dass eine Verringerung der Leistungsfähigkeit des PKW dann zu erwarten ist, wenn die Unterwasserenergiehöhe etwa der halben Energiehöhe im Oberwasser entspricht. Weiterhin wurde ein funktionaler Zusammenhang parametrisiert, der es erlaubt den auftretenden Unterwassereinfluss implizit zu quantifizieren.

Zukünftig müssen Versuche mit veränderten Geometrien zeigen, inwieweit der dargestellte Zusammenhang zwischen den Energiehöhen im Ober- und Unterwasser auf PKW anderer Größenordnungen übertragen werden kann. Weiterhin sind Versuche zur Geschwemmsel- und Eisabfuhr sowie zur Sedimentdurchgängigkeit geplant.

5 Literatur

Bollrich G. (1996): Technische Hydromechanik, 4. durchges. Aufl., Verlag für Bauwesen, Berlin

Cicero G. M, Delisle J. R. (2013): Discharge characteristics of piano key weirs under submerged flow, In: *Proc. Int. Conf. Labyrinth and Piano Key Weirs II Paris*, CRC Press, Boca Raton, FL.

Leite Ribeiro, M., Bieri, M., Boillat, J. L., Schleiss, A., Delorme, F., & Laugier, F. (2009): Hydraulic capacity improvement of existing spillways–design of a piano key weirs. In Proceedings (on CD) of the 23rd Congress of the Int. Commission on Large Dams CIGB-ICOLD (Vol. 2, No. EPFL-CONF-148541, pp. 100-118).

Machiels, O., Dewals, B., Archambeau, P., Pirotton, M., & Erpicum, S. (2013): An analytical approach for Piano Key weir hydraulic design. In: *Proc. Int. Conf. Labyrinth and Piano Key Weirs II Paris*, CRC Press, Boca Raton, FL.

Naudascher, E. (1992): Hydraulik der Gerinne und Gerinnebauwerke, 2. verb. Aufl., Vieweg, Wien.

Pralong, J., Vermeulen, J., Blancher, B., Laugiwer, F., Machiels, O., Pirotton, M., Boillat, J., Leite Ribeiro, M., Schleiss, A. (2011): A naming convention for the Piano Key Weirs geometrical parameters. In: *Proc. Int. Conf. Labyrinth and Piano Key Weirs Liège* B, 271–278, CRC Press, Boca Raton, FL.

Autoren:

Fabian Belzner M. Eng.
Jennifer Merkel B. Sc.
Dipl.-Ing. (FH) Udo Pfrommer
Dr.-Ing. Michael Gebhardt

Bundesanstalt für Wasserbau
Referat W3 - Wasserbauwerke
Kussmaulstr. 17
76187 Karlsruhe

Tel.: +49 721 9726-0
Fax: +49 721 9726-4540
E-Mail: fabian.belzner@baw.de
udo.pfrommer@baw.de
michael.gebhardt@baw.de

Technische Universität Dresden – Fakultät Bauingenieurwesen
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

38. Dresdner Wasserbaukolloquium 2015
„Messen und Überwachen im Wasserbau und am Gewässer“

Hydraulischer Modellversuch Talsperre Malter – Herausforderungen infolge von schießendem Abfluss in gekrümmten Bauteilen

Jessica Schmidt, Jörg Wieland, Jürgen Jensen,
Bernd Findeisen, Holger Haufe

Der Betrieb Oberes Elbtal der Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen plant die Wiederherstellung der Überflutungssicherheit der Talsperre Malter durch die Erweiterung der Hochwasserentlastungsanlage und die Erhöhung der hydraulischen Leistungsfähigkeit der Armaturen im Umleitungsstollen. Das Forschungsinstitut Wasser und Umwelt der Universität Siegen wurde von der Landestalsperrenverwaltung beauftragt, im Rahmen der Entwurfsplanung den Vorentwurf der ARGE Lahmeyer Hydroprojekt GmbH und Spiekermann GmbH im wasserbaulichen Modellversuch im Maßstab 1:25 zu überprüfen und zu optimieren. Eine besondere Herausforderung stellten hierbei zwei geschlossene sowie gekrümmte Bauteile dar, in denen der Abfluss schießend erfolgt.

Stichworte: Wasserbauliches Versuchswesen, Hochwasserentlastungsanlage, schießender Abfluss, Krümmer

1 Erweiterung der Hochwasserentlastungsanlage

Der Betrieb Oberes Elbtal der Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen (LTV) plant die Erweiterung der Hochwasserentlastungsanlage (HWE) der Talsperre Malter. Nach dem Hochwasserereignis 2002 wurden mit Niederschlags-Abfluss-Modellen neue Bemessungszuflüsse festgelegt. Infolgedessen ist die hydraulische Leistungsfähigkeit der vorhandenen HWE nicht mehr ausreichend.

Im Normalbetrieb wird das Wasser der Talsperre über die Grundablassanlage (GA) (zwei Rohrleitungen mit jeweils DN 1000) in das Flussbett im Unterwasser abgegeben. Ist ein Hochwasser zu erwarten, kann zur Vorentlastung der ca. 200 m lange Umleitungsstollen (US) durch die rechte Hangseite genutzt werden. Der US stellt zum einen eine leistungsfähige Vorentlastungsmöglichkeit dar und kann zum anderen zusätzlich zur HWE für die Hochwasserabführung genutzt werden. Zum US gehören das Einlaufbauwerk, der wasserseitige US (im

Stauraumbehälter), der Schieberschacht US sowie der luftseitige US, der in das Tosbecken (TB (alt)) einmündet. Im Schieberschacht wird der Abfluss aus dem wasserseitigen US in drei Rohrstränge aufgeteilt, die im Ist-Zustand mit zwei Absperrklappen (DN 1000) je Strang abgesperrt werden können. Im Hochwasserfall selbst wird der Abfluss über die an der linken Hangseite liegende Sammelrinne (SaR) in Form einer stirnseitigen Fischbauchklappe (FBK) und einem seitlich dazu angeordneten festen Wehrbauwerk mit Überlaufschwelle durch den Mauerdurchlass (MD) abgeführt und fließt über die Schussrinne (SchR (alt)) in das unterhalb der Staumauer liegende TB (alt).

Im Rahmen der durch die LTV, Betrieb Oberes Elbtal, beauftragten Vorplanung hat sich als Vorzugsvariante für eine wirtschaftlich realisierbare Leistungserhöhung der HWE die Erweiterung der vorhandenen HWE mit einer zusätzlichen Schussrinne (SchR (neu)) mit Tosbecken (TB (neu)) herausgestellt. Die Erweiterung der HWE beinhaltet zudem eine Vergleichmäßigung des Sohlgefälles in der SaR durch die Entfernung der Sohlabstürze und eine Absenkung der Sohle des MD um ca. 1,5 m mit einem Sohlgefälle von 3,5 %, um einen Aufstau zu verhindern. Die Beaufschlagung der SchR (alt) sowie der SchR (neu) erfolgt hinter dem MD durch ein Teilungsbauwerk (TBW) mit einer vertikalen Strömungstrennung. Hierzu ist die Herstellung eines an den MD anschließenden Übergangsgerinnes notwendig, welches in das TBW führt. Daran schließen sich die SchR (neu) sowie das TB (neu) an. Die hydraulische Leistungsfähigkeit des US soll durch den Ersatz der Absperrklappen durch neue Armaturen (3 x 2 Talsperrenschieber in geschlossener Bauart b/h = 1000 / 1000 mm) erhöht werden.

Aufgrund der gegenseitigen Strömungsbeeinflussung der einzelnen Bauteile und der komplexen Geometrien, für die keine hydraulischen Randbedingungen oder Kalibrierungsmessungen vorhanden sind, ist für die Untersuchungen ein wasserbaulicher Modellversuch erforderlich. Das Forschungsinstitut Wasser und Umwelt (fwu) der Universität Siegen wurde daher von der LTV beauftragt, im Rahmen der Entwurfsplanung den Vorentwurf der ARGE Lahmeyer Hydroprojekt GmbH und Spiekermann GmbH im wasserbaulichen Modellversuch im Maßstab 1:25 zu überprüfen und zu optimieren.

2 Hydraulischer Modellversuch

Das hydraulische Modell (M 1:25) der Talsperre Malter wurde als Froude´sches Modell erbaut und umfasst einen Teil der Staufläche, die Staumauer, die bestehende HWE, die geplante Erweiterung der HWE (TBW, SchR (neu), TB (neu)), die GA, den US, das TB (alt) sowie einen Teil des Unterwassers (s. a. Abbildung 1). Das Modell erstreckt sich über eine Länge von 19,60 m bei einer

maximalen Breite von 7,20 m und eine daraus resultierende Fläche von 85 m². Die Wasserfläche des Stauraumes umfasst im Modell etwa 22 m², das Stauvolumen im Hochwasserfall liegt bei etwa 14 m³. Der größte hydraulische Höhenunterschied liegt bei etwa 1,58 m. Die Mengensteuerung der Abflüsse, die Schieberstellungen (2 x GA, 3 x US, 1 x FBK) sowie die Einstellung des Unterwasserstandes am Modellende erfolgen computergesteuert. Der Zufluss in das Modell wird mit einem induktiven Durchflussmesser (IDM) in der Zuleitung gemessen. Der maximal zu untersuchende Lastfall in der Natur HQ_{max} = 461 m³/s, wird im Modell als Zufluss von HQ_{max} = 147,5 l/s eingesteuert.

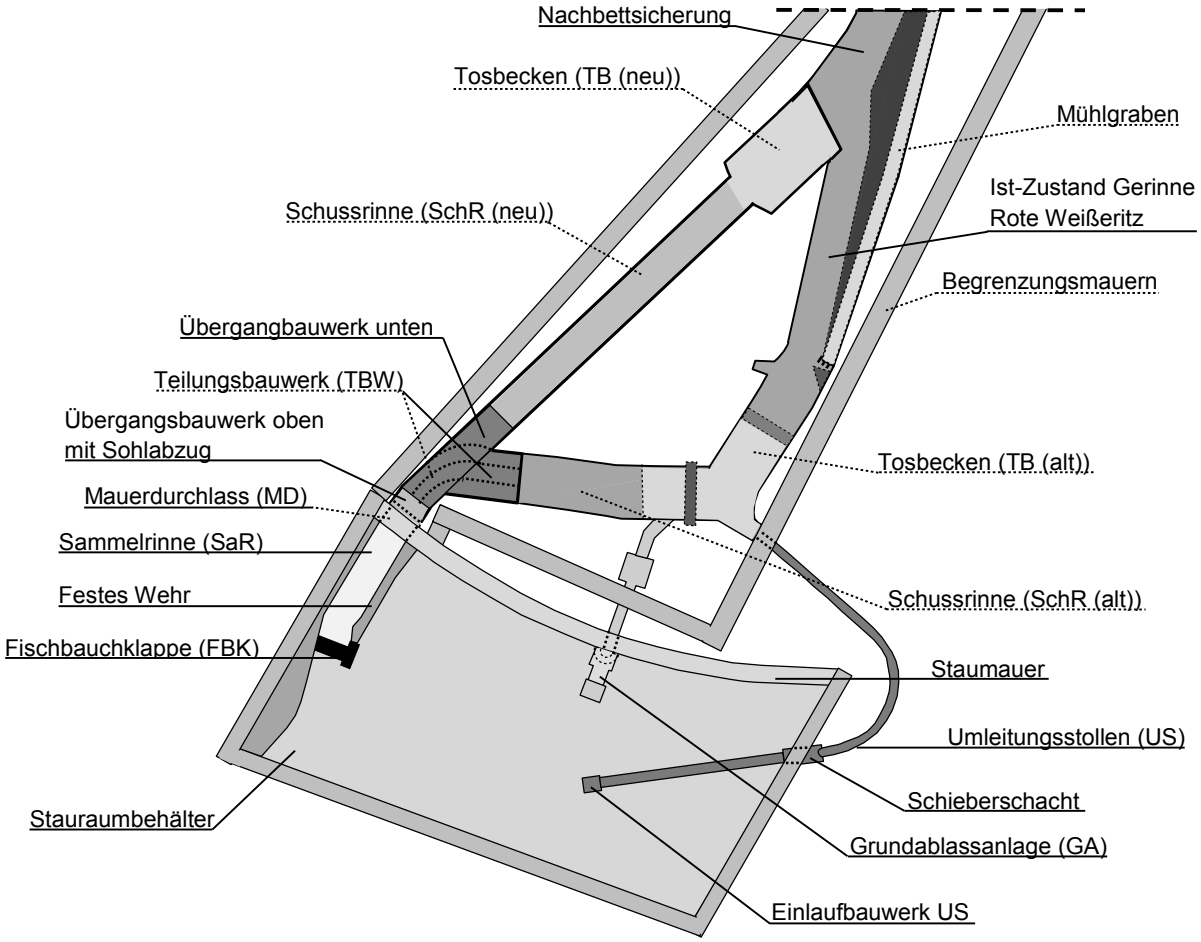


Abbildung 1: Schematische Übersicht des hydraulischen Modells der Talsperre Malter

Besondere Optimierungs- und Untersuchungsaspekte im Modellversuch sind die Abflussaufteilung im TBW, die hydraulische Leistungsfähigkeit der SchR (neu), die Abmessungen des TB (neu) sowie die Auswirkungen der geplanten Erhöhung der hydraulischen Leistungsfähigkeit des US bei gleichzeitigem Betrieb der HWE. Eine besondere Herausforderung stellten hierbei die Überprüfung der hydraulischen Leistungsfähigkeit sowie die Optimierung des Abflussvorgangs in den beiden geschlossenen sowie gekrümmten Bauteilen US und TBW dar. Der

Abfluss erfolgt in beiden Bauteilen schießend und es stellen sich komplexe Übergänge vom Freispiel- zum Druckabfluss in Verbindung mit Lufteintrag ein. Zudem ist der Abflussvorgang im US sowie im TBW maßgeblich von den Randbedingungen ober- und unterhalb abhängig.

3 Schießender Abfluss in gekrümmten Bauteilen

Gekrümmt angelegte Schussrinnen stellen bei der Trassierung erhebliche Herausforderungen dar. Insbesondere, wenn wie im vorliegenden Fall, aufgrund des Baubestandes, Zwangspunkte für die Trassierung vorhanden sind. Beim schießenden Abfluss im TBW sowie im US, treten die Stromlinien geradlinig in den Krümmer ein und werden nur allmählich abgelenkt. Unter dem Einfluss der Fliehkraft kommt es am Außenbogen zu einem ansteigenden und am Innenbogen zu einem abfallenden Wasserspiegel. Die Reflexions- und Interferenzerscheinungen an den Seitenwänden führen weiterhin zu beachtlichen Erhöhungen der Wasserspiegellinie und der verfügbare Querschnitt wird durch die Querauslenkung nicht voll ausgenutzt (*Kobus 1984, Naudascher 1992*).

Im Krümmer kann an der Außenwand eine Wellenhöhe entstehen, die größer ist als die eigentliche Höhe der Wand. Dieser Fall würde zu einem Zusammenbruch der schießenden Strömung und somit zu einem Wechselsprung führen. Ein wandernder Wechselsprung könnte wiederum durch den Austrag der Luft zu Druckabfluss, Pulsationen oder auch zu einem möglichen Abheben der Querschnittsabdeckung führen (*DWA 2006*). Um ein Ausbrechen des Abflusses bzw. einen Zusammenbruch der schießenden Strömung zu vermeiden, müssen gekrümmte Bauteile daher überbemessen werden (*Kobus 1984).* Da sich Kreuzwellen in Fließrichtung fortsetzen, werden auch die Bauteile im Anschluss an einen Krümmer ungleichmäßig beaufschlagt. Als Folge können dort höhere Seitenwände als im Krümmer selbst erforderlich sein. Wasserbauliche Modellversuche leisten hier einen entscheidenden Beitrag notwendige Querschnittsabmessungen von gekrümmten Bauteilen sowie Seitenwandabmessungen von anschließenden Bauteilen zu überprüfen bzw. zu optimieren, um eine sichere und wirtschaftliche Abführung des Bemessungshochwassers zu gewährleisten.

4 Untersuchungen zum Teilungsbauwerk

4.1 Abflussvorgang

Nach dem MD wird der Abfluss zunächst über den Sohlabzug des TBW in den unteren geschlossenen Kanal des TBW geführt (s. a. Abbildung 2, links). Der

untere Kanal wird direkt nach dem Sohlabzug (b = 12 m) durch zwei Trennwände in drei einzelne Kanäle mit rechteckigem Querschnitt unterteilt. Die drei gekrümmten Kanäle (b/h = 3,40 / 1,80 m) führen den Abfluss in das offene Gerinne der SchR (alt) ab. Die hydraulische Leistungsfähigkeit des Sohlabzuges entspricht der Leistungsfähigkeit des TB (alt) unter Berücksichtigung der Zuflüsse aus GA und US. Durch die optimale Bemessung des TBW soll die Überlastung des TB (alt) und eine Ausuferung des Abflusses bis zum Lastfall BHQ2 verhindert werden. Übersteigt der Hochwasserabfluss die Leistungsfähigkeit des Sohlabzuges und des TB (alt), erfolgt eine Überströmung des Sohlabzuges und der restliche Abfluss wird über das TBW in die SchR (neu) geleitet (s. a. Abbildung 2, rechts).

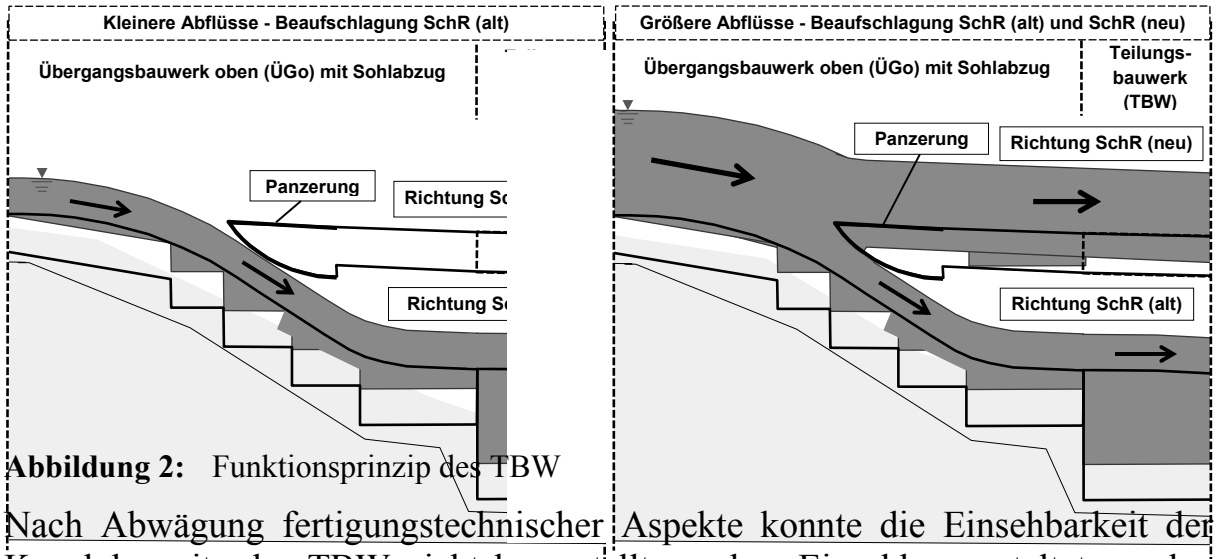


Abbildung 2: Funktionsprinzip des TBW

Nach Abwägung fertigungstechnischer Aspekte konnte die Einsehbarkeit der Kanaloberseite des TBW nicht hergestellt werden. Einsehbar gestaltet wurden die Seitenwände des Einlaufbereiches am Sohlabzug. Weiterhin wurde eine Beleuchtung in den Kanälen angebracht, um den Abflussvorgang im Inneren vom Unterwasser aus visuell beurteilen zu können. Es zeigt sich, dass der Abfluss in den drei Kanälen des TBW nach dem Kontrollquerschnitt des Sohlabzuges vollständig im Freispiegelabfluss erfolgt. Durch die Krümmung der Kanäle entstehen starke Querströmungen, die sich als Kreuzwellen fortsetzen. Auf einem kurzen Abschnitt ist die Wellenhöhe nur geringfügig höher als die Seitenwand, daher kommt es nicht zu einem Zusammenbruch des schießenden Abflusses.

Durch den ungleichmäßigen Abflussvorgang im TBW wird die SchR (alt) ebenfalls ungleichmäßig beaufschlagt. Der Hauptabfluss aus dem TBW in die SchR (alt) liegt aufgrund der Kreuzwellenbildung im TBW in Fließrichtung rechtsseitig an den drei Kanalwänden an (s. a. Abbildung 3). Ob an der in Fließrichtung rechten Seitenwand der SchR (alt) am Auslauf des TBW in die SchR (alt) eine erhöhte Seitenwand der SchR (alt) erforderlich ist, um eine Ausuferung des Abflusses zu vermeiden, wird noch überprüft.

4.2 Hydraulische Leistungsfähigkeit

Der Teilabfluss bzw. die Wasserstände in den drei Kanälen des TBW konnten aufgrund der starken Kreuzwellenbildung sowie aufgrund der geschlossenen Konstruktion nicht mithilfe eines Ultraschallmesspegels bestimmt werden. Genauer erwies sich hier die Differenzbildung der bekannten Teilabflüsse (Gesamtabfluss minus Abfluss SchR (neu), Grundablass und US), um die Leistungsfähigkeit des Sohlabzuges bzw. der SchR (alt) zu bestimmen. Der Teilabfluss in der SchR (neu) wurde dabei wie folgt ermittelt: Aufgrund der Totalreflexion ist die direkte Messung der Wasserspiegelhöhe in der SchR (neu) nicht möglich. Daher wird in der SchR (neu) über eine senkrecht zur Sohle installierte Ultraschallmessonde der Abstand zur Wasseroberfläche gemessen, wodurch die sogenannte Filmdicke ermittelt wird. Durch die Einsteuerung gezielter Abflüsse nur über die SchR (neu) (Sohlabzug des TBW wird abgesperrt) wird eine Filmdicke-Abfluss-Übertragungsfunktion erstellt. Die Bestimmung des Teilabflusses in die SchR (alt) erfolgt dann über die Differenzbildung. Zur Verifizierung der hydraulischen Leistungsfähigkeit des Sohlabzuges sowie zur Fließgeschwindigkeitsbestimmung in der SchR (alt) wurden zusätzlich die Wasserspiegelhöhen an jeweils sechs Messpunkten in fünf Querschnitten der SchR (alt) mithilfe eines Tachymeters aufgenommen und gemittelt. Trotz der Kreuzwellenbildung konnten hinreichend genaue Werte zur Verifizierung erzielt werden. Es lässt sich zusammenfassend feststellen, dass der Vorentwurf für das TBW eine permanente Belüftung von unterhalb und eine sichere Abführung des Bemessungshochwassers im Freispiegelabfluss gewährleistet.

4.3 Optimierungsmöglichkeiten

Aufgrund des großen Gefälles im Krümmer des TBW liegt kein gleichförmiger Abfluss sondern ein beschleunigter Abfluss vor. Da die drei Teilabflüsse unterschiedlich lange Strecken zurücklegen müssen, liegt auch in jedem Kanal eine andere Strömungsgeschwindigkeit vor. Bei der Zusammenführung dieser drei unterschiedlich schnellen Teilabflüsse in der SchR (alt) kommt es zur Kreuzwellenbildung (s. a. Abbildung 3 rechts). Aufgrund der unterschiedlich beschleunigten Anströmung aus dem TBW lässt sich die Kreuzwellenbildung in der SchR (alt) nicht vermeiden. Eine Optimierung bzw. Verringerung der Kreuzwellen durch den Einbau von Leitstrukturen in den Auslauf des TBW in die SchR (alt) ist zwar möglich, jedoch wird allgemein von dem Einbau von Leitstrukturen in Schussrinnen abgeraten, da Einbauten wiederum zu Ablösungen führen. Weiterhin können für einen bestimmten Lastfall optimierte Leitwände/-strukturen in anderen Lastfällen negative Auswirkungen haben. Die Optimierung der Kreuzwellen wird somit dem übergeordneten Ziel der sicheren Abführung des Hochwasserabflusses untergeordnet. Durch die Unterteilung in drei Kanäle zur

vergleichmäßigten Beaufschlagung der SchR (alt) wird eine erhebliche Verbesserung des Abflussvorgangs gegenüber dem Ist-Zustand erreicht. Auswirkungen wie beim Hochwasser 2002, bei dem es aufgrund der Auslenkung des Wasserspiegels zum Wasserübertritt und zur Erosion hinter der linksseitigen Begrenzungsmauer sowie zum Trockenfallen des Innenbogens der SchR (alt) kam (s. a. Abbildung 3 links), werden somit verhindert.



Abbildung 3: Links: Beaufschlagung der SchR (alt) beim Hochwasser 2002, Ansicht in Fließrichtung. [LTV, 13.08.2002] Rechts: Austritt TBW in SchR (alt), Lastfall BHQ1, Ansicht gegen die Fließrichtung.

5 Untersuchungen zum Umleitungsstollen

5.1 Abflussvorgang

Mit den drei Talsperrenschiebern können sieben unterschiedliche Betriebszustände für den US erzeugt werden (ein / zwei / drei Stränge geöffnet) und so der luftseitige US unterschiedlich beaufschlagt werden. Im Falle der konstanten Belüftung des US durch die Belüftungsventile nach den luftseitigen Schiebern, fließt das Wasser bei nur jeweils einem geöffneten Strang sowie für jeweils zwei geöffnete Stränge schießend im Freispiegelabfluss durch den luftseitigen US. Im luftseitigen US stellt sich ein stabiler Wechselsprung ein. Die Lage des Wechselsprungs variiert, je nachdem wie hoch der Wasserstand im TB (alt) ist und welcher Strang geöffnet ist. Diese Tatsache begründet sich in der Krümmung des US. Der Strahl aus dem in Fließrichtung rechten Strang wird wesentlich stärker abgebremst, als der jeweilige Strahl aus den beiden anderen Öffnungen, da dieser direkt an der Krümmung anliegt. Der abführbare Abfluss ist jedoch für den jeweiligen Öffnungsfall (ein oder zwei Stränge geöffnet) für jeweils alle drei Strangkombinationen (ein Strang geöffnet: links, Mitte, rechts; zwei

Stränge geöffnet: links und rechts, links und Mitte, rechts und Mitte) gleich. In Abbildung 4 ist der US im Lastfall HQ_{200} mit zwei geöffneten Strängen dargestellt. Die aufgrund des schießenden Abflusses in dem Krümmer entstehenden Kreuzwellen sind zu erkennen bzw. die Wellenhöhe wird an der Außenwand des Krümmers sogar so hoch, dass der schießende Abfluss zusammenbricht (Abbildung 4, oben), wodurch sich ein Wechselsprung einstellt (Abbildung 4, unten).

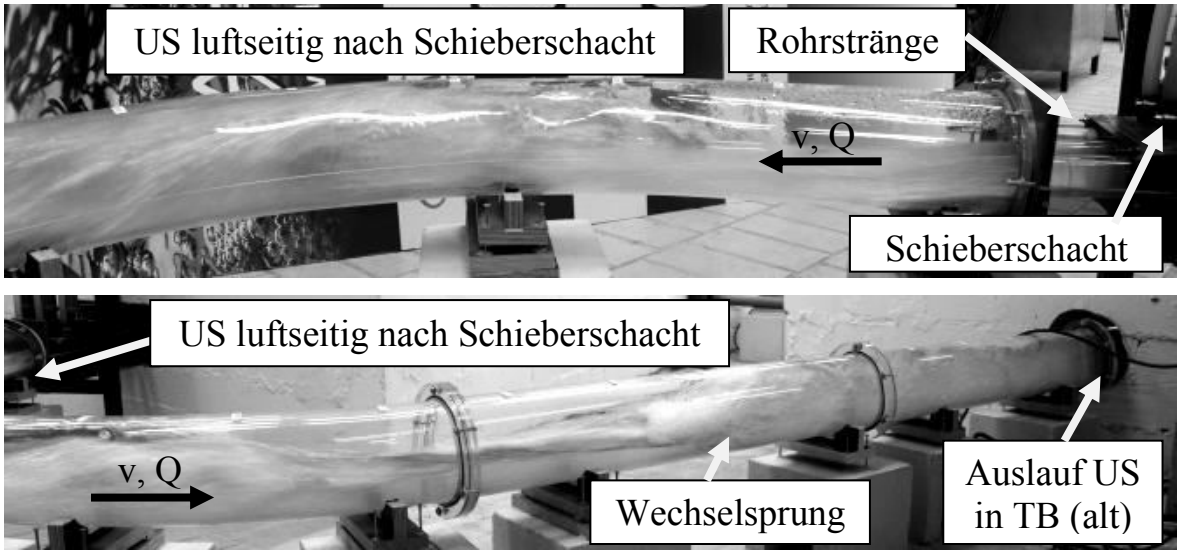


Abbildung 4: Abflussvorgang im US, Lastfall HQ_{200}

Bei drei vollständig geöffneten Strängen können in Abhängigkeit vom Wasserstand im TB (alt) zwei unterschiedliche Zustände beobachtet werden. Bei einem kleineren Wasserstand im TB (alt) erfolgt der Abfluss aus den drei vollständig geöffneten Strängen schießend im Freispiegelabfluss. Im TB (alt) ist dabei ein stabiler Wechselsprung erkennbar. Steigt der Wasserstand im TB (alt) nur wenige Zentimeter an (z. B. durch zusätzlichen Abfluss aus dem GA) verschließt die schwächer werdende Deckwalze schlagartig den Luftspalt im Stollenscheitel, so dass das Luftpolster aus dem Stollen allmählich durch die Strömung ausgetragen wird, bis das Abflussverhalten von Freispiegel- in Druckabfluss übergeht.

5.2 Hydraulische Leistungsfähigkeit

Um die hydraulische Leistungsfähigkeit des US für unterschiedliche Strangkombinationen zu bestimmen, wurden in mehreren Versuchsreihen die Wasserstands (im Stauraumbehälter) – Abfluss (durch den US) – Beziehungen bei einem, zwei oder drei geöffneten Strängen im US ermittelt. Eine direkte Abfluss- bzw. Wasserstandsmessung im US selbst war aufgrund der geschlossenen Geometrie, des Paralaxefehlers bei einer Messung außerhalb des durchsichtigen Acrylglasstollens sowie aufgrund des ungleichmäßig ausgelenkten Wasserspiegels im Krümmer nicht realisierbar. Jedoch konnte durch die Aufnahme von Video- und Bildmaterial zur Erfassung der Wasseroberfläche und der Lage des

Wechselsprunges der Abflussvorgang im Krümmer sehr gut qualitativ dokumentiert werden (s. a. *Jensen & Wieland 2003*).

5.3 Optimierungsmöglichkeiten

Aus der Überprüfung des Abflussvorganges sowie der Ermittlung der hydraulischen Leistungsfähigkeit lässt sich zusammenfassend feststellen, dass die Leistungsfähigkeit des US durch den Einbau neuer Armaturen erhöht wird. Der Betrieb des US im Freispiegelabfluss ist jedoch von der Wasserstandshöhe im TB (alt) abhängig und somit instabil. Dabei bestimmt die Wasserstandshöhe im TB (alt) nicht nur die Lage des Wechselsprunges, sondern auch, ob der Freispiegelabfluss in Druckabfluss übergeht. Weiterhin kommt es durch die Strahlbeaufschlagung im Freispiegelabfluss zu einer höheren Oberflächenbeanspruchung der Stollenwände. In einem weiteren Optimierungsversuch sollen die Wirkung der Belüftung des US auf den Abflussvorgang untersucht und Empfehlungen zum Betrieb gegeben werden. Erste Voruntersuchungen zeigen, dass sich ohne Belüftung in jeder der sieben Strangkombinationen Druckabfluss einstellt. Dieser Betriebszustand ist vorteilhaft, da infolgedessen zum einen die Leistungsfähigkeit des US erhöht wird und zum anderen der Eintritt des Wasserstrahls aus den Strängen in den luftseitigen US durch ein Wasserpolster abgebremst und die Oberflächenbeanspruchung der Stollenwände vermindert wird.

6 Zusammenfassung und Ausblick

Mit dem hydraulischen Modellversuch zur Talsperre Malter wurde die hydraulische Leistungsfähigkeit und Funktionssicherheit des Vorentwurfes der geplanten Anlage nachgewiesen. Somit konnten die im Rahmen der Vorentwurfsplanungen festgelegten geometrischen Abmessungen insbesondere für das TBW und für die Armaturen im US bestätigt werden. Mit dem TBW wird der Teilabfluss in die HWE (alt) auf deren hydraulische Leistungsfähigkeit begrenzt und eine qualitative Verbesserung der Beaufschlagung der SchR (alt) im Vergleich zum Ist-Zustand erreicht. Der US mit den geplanten neuen Armaturen wird zukünftig eine leistungsfähige Vor- und Parallelentlastung ermöglichen und somit einen wichtigen Beitrag für die Hochwasserbewirtschaftung leisten. Eine besondere Herausforderung im Rahmen des Modellversuchs stellten die Ermittlung der hydraulischen Leistungsfähigkeit sowie die Erfassung des schießenden Abflusses in den beiden gekrümmten und geschlossenen Bauteilen US und TBW dar. In beiden Bauteilen treten komplexe Übergänge vom Freispiel- zum Druckabfluss in Verbindung mit Lufteintrag auf, die maßgeblich von den Randbedingungen ober- und unterhalb abhängig sind.

Der Modellversuch ist noch nicht abgeschlossen und wird mit verschiedenen Schwerpunkten fortgesetzt. Für die Optimierung der Gestaltung des TBW-Auslaufes und der Seitenwände der angeschlossenen SchR (alt) werden weitere Untersuchungen durchgeführt. Für den US wird noch geprüft, ob der Betrieb im Druckabfluss empfehlenswert ist. Für die SchR (neu) und das TB (neu) erfolgen gegenwärtig noch Optimierungen hinsichtlich der Bauwerksabmessungen und der damit verbundenen Kosten.

7 Literatur

DWA (2006): DWA Arbeitsblatt DWA-A 110 Hydraulische Dimensionierung und Leistungsnachweis von Abwasserleitungen und –kanälen. DWA, Hennef 2006

Jensen, J & Wieland, J. (2003): Optimierung einer innerstädtischen Staustufenanlage unter Berücksichtigung konkurrierender Ansprüche. Dresdner Wasserbaukolloquium „Gewässer in der Stadt“, Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen, Heft 24, Dresden, 2003.

Kobus, H. (1984): Wasserbauliches Versuchswesen. DVWK, 2. Auflage 1984

Naudascher, E. (1992): Hydraulik der Gerinne und Gerinnebauwerke, Springer Verlag, 2. Auflage, Wien New York 1992

Autoren:
Dipl.-Ing. Jessica Schmidt
Dipl.-Ing. Jörg Wieland
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Jürgen Jensen

Forschungsinstitut Wasser und Umwelt
Universität Siegen
Paul-Bonatz-Str. 9-11
57076 Siegen

Tel.: +49 271 740 2278
Fax: +49 271 740 2722
E-Mail: jessica.schmidt@uni-siegen.de

Dipl.-Ing. Bernd Findeisen

Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen, Betrieb Oberes Elbtal
Am Viertelacker 14
01259 Dresden

Tel.: +49 351 40288 422
Fax: +49 351 40288 190
E-Mail: bernd.findeisen@ltv.sachsen.de

Dr.-Ing. Holger Haufe

Lahmeyer Hydroprojekt GmbH
Regionalbereich Ost
Ludwig-Hartmann-Straße 40
01277 Dresden

Tel.: +49 351 21123 12
Fax: +49 351 21123 88
E-Mail: hh@hydroprojekt.de

Technische Universität Dresden – Fakultät Bauingenieurwesen
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

38. Dresdner Wasserbaukolloquium 2015
„Messen und Überwachen im Wasserbau und am Gewässer“

Die Aktualisierung der 2D-HN-Modelle der Saale bei Halle und der Elbe bei Magdeburg auf Grundlage von Messwerten des Hochwassers 2013

Torsten Heyer, Rosmarie Scholz, Frank Goreczka

Infolge des Hochwassers 2013 im Raum Sachsen-Anhalt, das vielerorts höchste jemals beobachtete Wasserstände verursachte, wurde eine Überarbeitung bestehender 2D-HN-Modelle notwendig. Am Beispiel des Saale-Modells bei Halle und des Elbe-Modells bei Magdeburg wird gezeigt, wie Messdaten diese Überarbeitungen möglich machten bzw. diese beeinflussten.

Stichworte: Hochwasser 2013, HN-Modelle, Messungen, Elbe, Saale, Kalibrierung

1 Einleitung

Zweidimensionale hydrodynamisch-numerische Modelle werden nach heutigem Stand der Technik zur Prognose hydraulischer Charakteristiken (Abflüsse, Geschwindigkeiten, Wasserspiegellagen) hochwasserführender Flüsse sowie für die großräumige Planung von technischen Hochwasserabwehrmaßnahmen eingesetzt. Mit dem Ziel eines verbesserten Hochwasserrisikomanagements vor bzw. während eines Hochwasserereignisses ist es ein häufiger Wunsch von Entscheidungsträgern, zentimetergenaue Aussagen bezüglich der abfluss- und zeitabhängigen Wasserstandsentwicklung im gesamten Flussgebiet zu erhalten.

In diesem Zusammenhang zeigte das Hochwasser 2013 in Mitteldeutschland einmal mehr, dass die erreichbare Genauigkeit von Hochwasserprognosen auf Basis von 2D-HN-Modellen in hohem Maße von der Verfügbarkeit und Zuverlässigkeit meteorologischer und hydrologischer Eingangswerte sowie von der Kenntnis real vorhandener Rahmenbedingungen, z. B. bewuchsinduzierte Fließwiderstände, abhängt. Vor diesem Hintergrund soll am Beispiel des Saale-Modells bei Halle und des Elbe-Modells bei Magdeburg, die beide auf dem Programmpaket SMS/Hydro_AS-2D basieren, aufgezeigt werden, welchen wichtigen Beitrag reale Beobachtungen und Messungen während des Hochwassers 2013 für die Anpassung und Nachführung von 2D-HN-Modellen einerseits leisten konnten. Andererseits soll dadurch auch verdeutlicht werden, welche Grenzen hinsichtlich der Reproduzierbarkeit sowie der Prognostizierbarkeit von Hochwassern in Fließgewässern naturgemäß bestehen.

2 Das Hochwasser 2013 an Saale und Elbe in Sachsen-Anhalt

2.1 Ereignisanalyse

Die ungewöhnliche Dimension des Hochwasserereignisses im Land Sachsen-Anhalt von Anfang Juni 2013 resultierte maßgeblich aus außergewöhnlich ergiebigen Niederschlägen, insbesondere etwa ab dem 17. Mai bis Anfang Juni 2013. Für das hydrologische Einzugsgebiet der Elbe bis einschließlich zur Saale wurde durch den DWD im Mai 2013 ein Gebietsniederschlag von 233 %, für das Elbegebiet unterhalb der Saale von 190 % des vieljährigen Mittelwerts ausgewiesen. Die Bodenfeuchte erreichte dadurch zum Monatswechsel extrem hohe Werte, die sich in weiten Landesteilen an der Sättigungsgrenze bewegten. Die sehr schnelle Transformation der Starkniederschläge, insbesondere vom 30. Mai bis zum 04. Juni 2013, führte verbreitet zu hohen Direktabflussanteilen und war ursächlich für die Bildung der teils extremen Hochwasserwellen in Elbe, Mulde, Schwarzer Elster, Saale, Weißer Elster und Havel verantwortlich.

Der Hochwasserscheitel der Mulde lief dem der Elbe etwa 3 Tage voraus, trug jedoch auf Grund der Fülle der Hochwasserwelle an der Mündung der Mulde zum Zeitpunkt des Passierens des Elbescheitels immer noch mit mehr als 500 m³/s zum Abflussvolumen der Elbe bei. Die der Elbe zufließende Saale wies zum Zeitpunkt ihres Hochwasserscheitels am Abend des 6. Juni 2013 am Pegel Calbe/UP Abflüsse von etwas mehr als 1000 m³/s und bei Passage des Elbscheitels in der Nacht vom 8. zum 9. Juni 2013 noch immer etwa 800 bis 900 m³/s auf.

Auf Grund der bereits am ersten Juni-Wochenende erkennbaren Hochwassersituation wurde auf Basis der Hochwasservorhersage für den Pegel Barby die Öffnung des Pretziener Wehres vorbereitet. Die Öffnung erfolgte am 3. Juni 2013 ab 15.00 Uhr. Dadurch wurden bis zur Schließung am Morgen des 20. Juni 2013 für mehr als 14 Tage ca. 25 % des Gesamtabflusses der Elbe vom Hauptstrom abgetrennt und durch den Umflutkanal um Magdeburg und Schönebeck herum geleitet. Der Betrag der Wasserstandsabsenkung infolge dieser Maßnahme ist Gegenstand noch durchzuführender hydraulischer Untersuchungen, wobei überschlägig von etwa 50 cm ausgegangen werden kann. Trotzdem erreichte die Elbe am Pegel Magdeburg-Strombrücke auf Grund der bereits geschilderten Gesamtsituation im Einzugsgebiet der Elbe mit ihren extremen Schwerpunktsituationen an Mulde, Saale und Weißer Elster am 9. Juni 2013 einen neuen Höchststand von 747 cm, der damit 46 cm über dem HHW vom 18.02.1941 (Eishochwasser) bzw. 67 cm über dem Scheitelwert vom 19. August 2002 lag. Der Gesamtabfluss der Elbe zum Zeitpunkt des Hochwasserscheitels betrug bezogen auf den Pegel Magdeburg-Strombrücke entsprechend der im Scheitelbereich erfolgten

Durchflussmessungen 5146 m³/s. Der Hochwasserverlauf an der mittleren Elbe wurde maßgeblich durch die Deichbrüche bei Breitenhagen und bei Fischbeck sowie durch die gesteuerte Flutung der Havelniederung beeinflusst. Statistisch kann dem Hochwasserereignis an Saale und Elbe in Sachsen-Anhalt ein Wiederkehrintervall zwischen 100 und 200 Jahren zugeordnet werden.

2.2 Durchflussmessungen

Während des Hochwasserereignisses erfolgten zur Verifizierung und Dokumentation der hydrologischen Verhältnisse seitens des LHW 90 Durchflussmessungen (Abbildung 1).

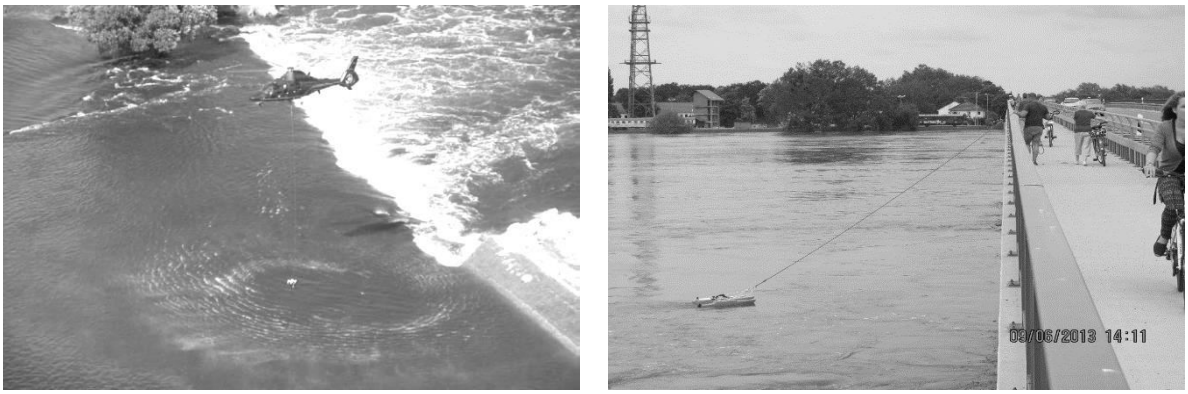


Abbildung 1: Durchflussmessung am Deichbruch bei Fischbeck (Elbe) und an der Jerusalembrücke in Magdeburg während des Hochwassers 2013 (Quelle: LHW)

An den Pegeln der Wasserstraßen Elbe und Saale erfolgten die Messungen entsprechend der Zuständigkeit durch die WSV. Insbesondere an den hydraulisch komplizierten Querschnittverhältnissen am Pegel Halle-Trotha sowie am Pegel Magdeburg-Strombrücke erfolgten ergänzende Messungen seitens des LHW. In diesem Zusammenhang wurden vom LHW während des Hochwasserereignisses im Bereich Pegel Halle-Trotha 10 und am Pegel Magdeburg-Strombrücke 38 Messungen durchgeführt. Am Pegel Magdeburg-Strombrücke gestalten sich Durchflussmessungen im Hochwasserfall besonders schwierig. Auf Grund der Stromteilung ist es hier erforderlich, in den vier entstehenden Messprofilen quasi gleichzeitig Messungen durchzuführen. Die Messungen erfolgten mit dem mobilen ADCP-System "Rio Grande". Die Gesamtprofilbreite am Pegel Magdeburg betrug ca. 800 m. Bezüglich der Messgenauigkeit der im Hochwasserzeitraum erfolgten Durchflussmessungen kann, unter Berücksichtigung aller Unsicherheiten, von einem möglichen Messfehler von etwa 5 % ausgegangen werden.

3 Anpassung und Kalibrierung des 2D-HN-Modells der Saale bei Halle

3.1 2D-HN-Modell der Saale bei Halle

Das 2D-HN-Modell der Saale bei Halle umfasst den Gewässerabschnitt der Saale zwischen Fluss-km 112+800 (nördliche Grenze des Stadtgebietes Merseburg) und Fluss-km 87+200 (2 km unterhalb des Pegels Trotha UP). Bei Fluss-km 101+830 mündet die Weiße Elster in die Saale ein. Um die Überlagerung der Abflüsse in der weiträumigen Saale-Elster-Aue abbilden zu können, ist der Gewässerabschnitt der Weißen Elster bis zur Querung der Eisenbahnbrücke Halle-Leuna bei Fluss-km 9+500 in das Modell integriert (Abbildung 2).

Im Bereich des Stadtgebietes Halle verzweigt sich die Saale mehrfach. Ihr Hochwasserabflussprofil verengt sich dabei von der bis zu 3,5 km breiten Saale-Elster-Aue nach unterstrom bis zu einer Engstelle des Tales an der Kröllwitzer Brücke. Diese befindet sich 1,3 km oberhalb des Pegels Trotha UP; die Aue weist hier nur eine Breite von 120 m auf. Im Gewässer befinden sich mehrere Wehranlagen mit Schleusen. Gewässer und Vorländer werden von zahlreichen Brücken bzw. Dämmen im Zuge von Verkehrswegen gequert. Die Auenbereiche sind durch Bebauungen, Hochwasserschutzanlagen sowie teilweise dichte Bewuchsstrukturen gegliedert.

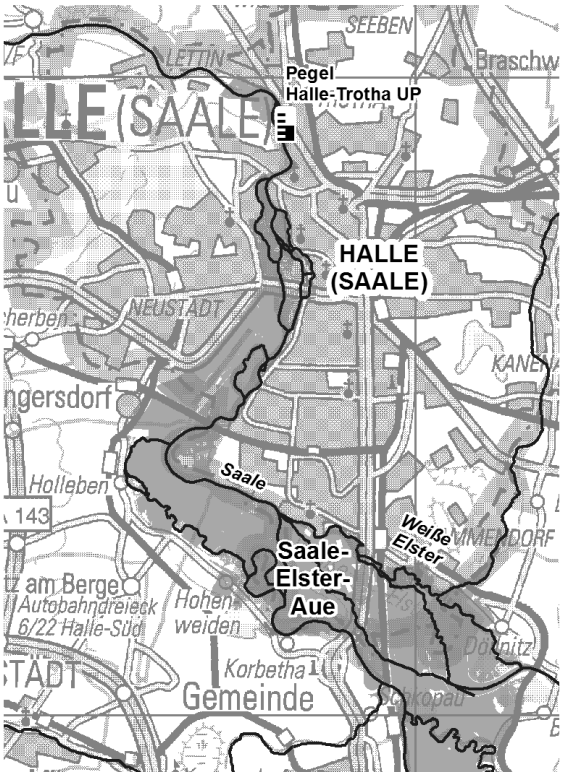


Abbildung 2: Gewässersystem Saale - Weiße Elster bei Halle

Im Modellgebiet befindet sich der am nördlichen Stadtrand von Halle liegende Pegel Trotha UP (Abbildung 3). Dieser liegt im Unterwasser der gleichnamigen Schleuse oberhalb des Hafens Halle-Trotha. Der nächstgelegene oberstromige Saalepegel befindet sich in Leuna-Kröllwitz (ca. 6 km stromauf des Modellgebietes), der nächstgelegene Pegel der Weißen Elster liegt in Oberthau (ca. 8 km stromauf des Modellgebietes).

Das vorliegende 2D-HN-Modell wurde 2012 im Auftrag des LHW Sachsen-Anhalt erstellt. Es umfasst 2 Mio. Knoten und weist eine hohe Elementdichte auf, um die komplexen instationären Strömungsvorgänge in diesem stark gegliederten und inhomogenen Modellgebiet abbilden zu können. Die Kalibrierung erfolgte anhand der während des Januarhochwassers 2011 im Auftrag des LHW und des WSA durchgeführten Durchfluss- und Wasserstandsmessungen sowie der bis zu diesem Zeitpunkt vorliegenden älteren Messwerte. Mit Modellrauheiten (über k_{St}-Werte), die den vorliegenden Erfahrungswerten für ähnliche Flussgebiete entsprechen, konnten gute Übereinstimmungen mit den verfügbaren Hochwassermarken erreicht werden.

3.2 Untersuchung und Neukalibrierung HW2013

Während des Junihochwassers 2013 traten in der mittleren und unteren Saale Durchflüsse und daraus resultierende Überschwemmungen auf, die in dieser Größenordnung bis dahin nicht beobachtet worden waren. Grund hierfür war die nahezu scheitelgleiche Überlagerung der Wellen der Saale und der Weißen Elster an ihrem Zusammenfluss oberhalb von Halle (Abbildung 3).

Während des Scheiteldurchgangs führte der LHW Durchflussmessungen im Bereich der Kröllwitzer Brücke durch (vgl. Abschnitt 2.2). Gleichzeitig erfolgte an zahlreichen Stellen der Saale die Markierung von Wasserständen, die zusammen mit den Messwerten der WSV am Pegel Trotha UP eine wesentliche Grundlage für die Anpassung und Kalibrierung des Modells darstellten.

Erste stationäre Berechnungen unter Ansatz des an der Kröllwitzer Brücke gemessenen Durchflusses von 916 m³/s zeigten, dass der berechnete Wasserspiegel deutlich unter den im Modellgebiet gemessenen Hochwassermarken lag. Aufgrund der festgestellten Abweichungen erfolgte eine umfangreiche instationäre Variantenuntersuchung, in der sukzessive die maßgeblichen Parameter des 2D-HN-Modells geprüft und, sofern erforderlich, angepasst wurden. An den Zuläufen der Saale und der Weißen Elster wurden die an den Pegeln Leuna und Oberthau registrierten Ganglinien (vgl. Abbildung 3) angesetzt.

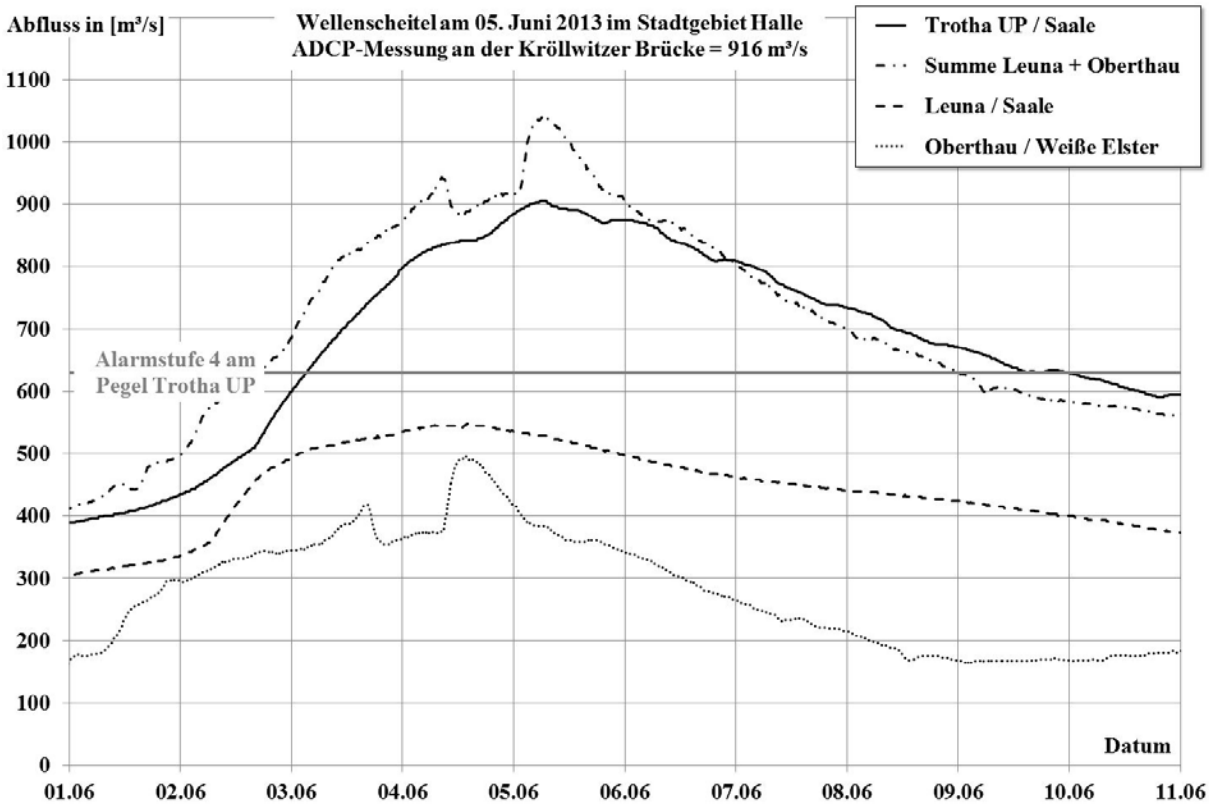


Abbildung 3: Wellenverlauf des Hochwassers 2013 im Bereich der Mündung der Weißen Elster in die Saale

In Variante 1 wurden die Auswirkungen des instationären Ansatzes im Zusammenspiel mit einer selektiven Anhebung der Vorlandrauheiten untersucht. In Variante 2 wurde zusätzlich die nach dem Hochwasser 2013 im Stadtgebiet Halle durchgeführte Neuvermessung der Gewässer in das Modell eingearbeitet. Mit beiden Varianten konnte keine maßgebliche Verbesserung der Anpassung an die Hochwassermarken erzielt werden. Daraufhin wurden in den Varianten 3 und 4 die Rauheitsbeiwerte (k_{St}-Werte) sukzessive reduziert und die Materialverteilung von Wald- und Grünland anhand von Luftbildern und Ortsbegehungen verifiziert. Erst mit einem extrem rauen Modellansatz der Variante 4 konnte eine gute Anpassung an die Hochwassermarken erreicht werden (Abbildung 4).

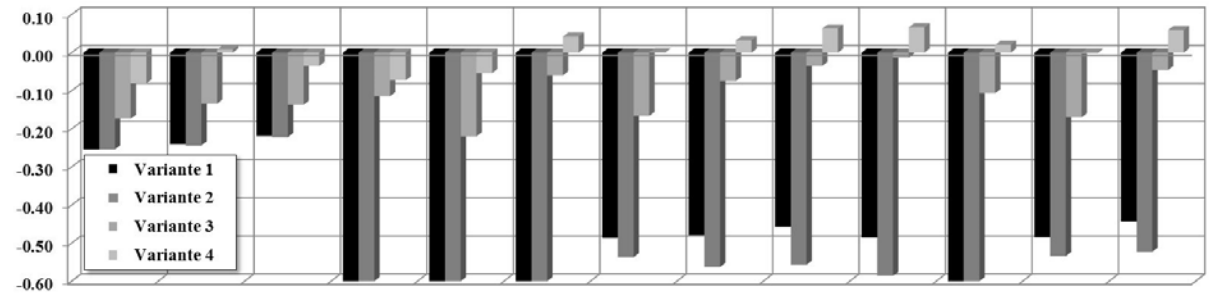


Abbildung 4: Gegenüberstellung der Abweichungen (ΔWSP in [m]) zwischen berechneten und gemessenen Hochwasserständen in den untersuchten Varianten

Der sich bei einer scheitelgleichen Überlagerung der Zulaufwellen ergebende Abfluss von 1.040 m³/s (Abbildung 3) reduzierte sich im Modell durch die Retentionswirkung in der weiträumigen Saale-Elster-Aue auf einen Wert von 970 m³/s an der Kröllwitzer Brücke. Angesichts der bestehenden Unsicherheiten bezüglich der Übertragung der Ganglinien von den oberstromigen Pegeln auf die Modellränder, der nicht erfassbaren Auswirkungen lokaler temporärer Schutzmaßnahmen bzw. Einwirkungen (Bruch von Dammstrukturen, Versatz und Verklausung) sowie der Toleranzgrenzen bei der Durchflussmessung konnte damit eine gute Übereinstimmung mit dem gemessenem Abfluss erreicht werden.

Die Ergebnisse der durchgeführten Untersuchungen zeigen, dass die Hochwasserstände im Modellgebiet einem saisonalen Einfluss unterliegen. Diese Tendenz kann sowohl aus den am Pegel Trotha UP während des Scheiteldurchgangs im Januar 2011 und im Juni 2013 gemessenen Wasserständen als auch aus den Ergebnissen der durchgeführten 2D-HN-Modellierungen abgeleitet werden (Abbildung 5).

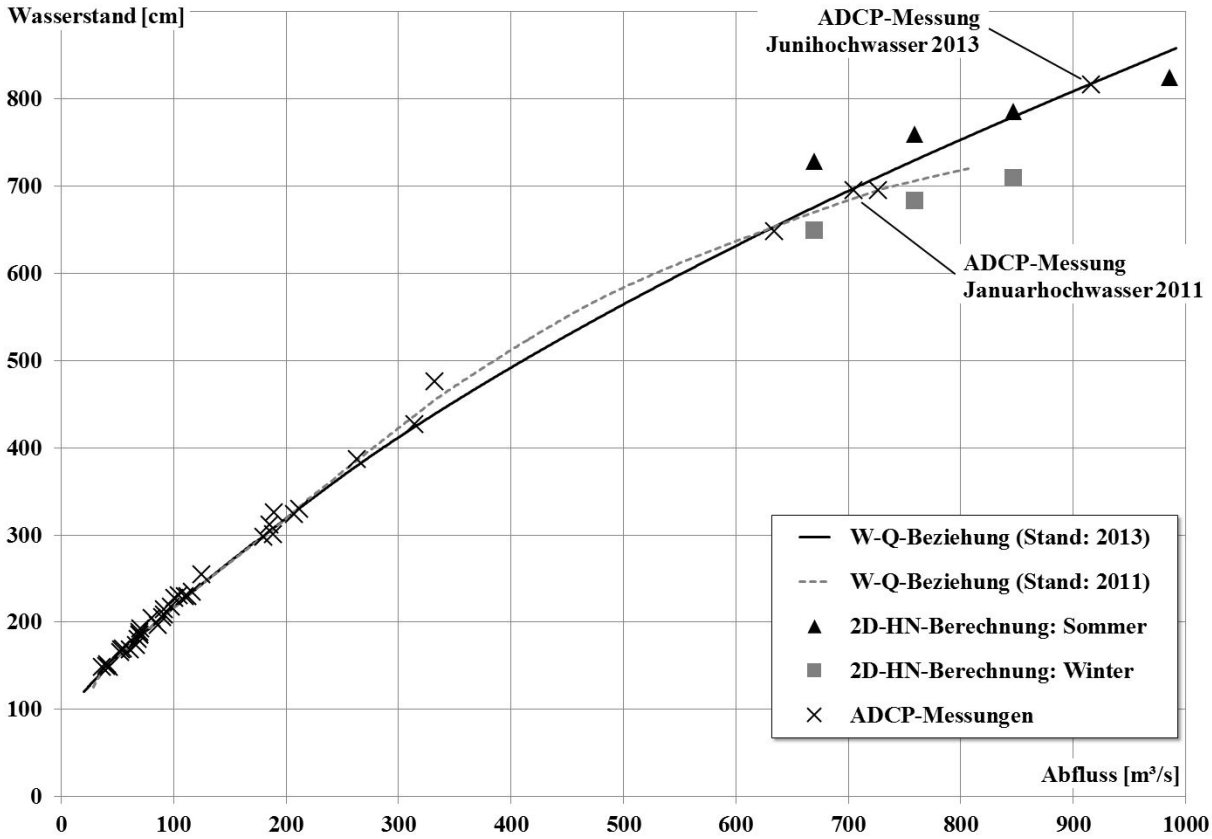


Abbildung 5: W-Q-Beziehung am Pegel Trotha UP im Vergleich zu Berechnungs- und Messwerten

Die für den Pegel aktuell geltende W-Q-Beziehung der WSV wurde unter Berücksichtigung aller Messergebnisse abgeleitet; saisonale Einflüsse sind hier

nicht berücksichtigt. Aufgrund der teilweise erheblichen Differenzen zwischen den mittels Winterszenario und Sommerszenario berechneten Wasserständen im Modellgebiet wird im Hinblick auf die Hochwasservorhersage empfohlen, die geltende mittlere Ganglinie durch eine obere und untere Hüllkurve zu ergänzen, welche den möglichen saisonal bedingten Schwankungsbereich ausweist. Um die Aussagegenauigkeit der 2D-HN-Modelle zu erhöhen, sind weitere Messungen von Wasserständen und Durchflüssen auch im Bereich kleiner und mittlerer Hochwasser zu verschiedenen Jahreszeiten notwendig.

4 Anpassung und Kalibrierung des 2D-HN-Modells der Elbe bei Magdeburg

4.1 2D-HN-Modell der Elbe bei Magdeburg

Das 2D-HN-Modell der Elbe bei Magdeburg erstreckt sich von Elbe-km 293,5 - 339,1 (Bereich Barby bis BAB 2 bei Lostau-Hohenwarthe) und deckt eine Fläche von ca. 108 km² ab (Abbildung 6). Der Elbe-Umflutkanal, der im extremen Hochwasserfall einen Teil des Gesamtabflusses um die Stadtgebiete Schönebeck und Magdeburg herumleitet, ist darin integriert. Ausgehend von einem initialen Modellzustand, der durch den LHW Sachsen-Anhalt bereitgestellt worden ist, war es Aufgabe des Instituts für Wasserbau und Technische Hydromechanik der TU Dresden (IWD), das 2D-HN-Modell bereichsweise zu erweitern, auf Grundlage der Messwerte und Erkenntnisse des Hochwassers 2013 weiterzuentwickeln und für einen Scheitelabfluss von $Q_{max.HW2013.Barby}$ = 5250 m³/s neu zu kalibrieren.

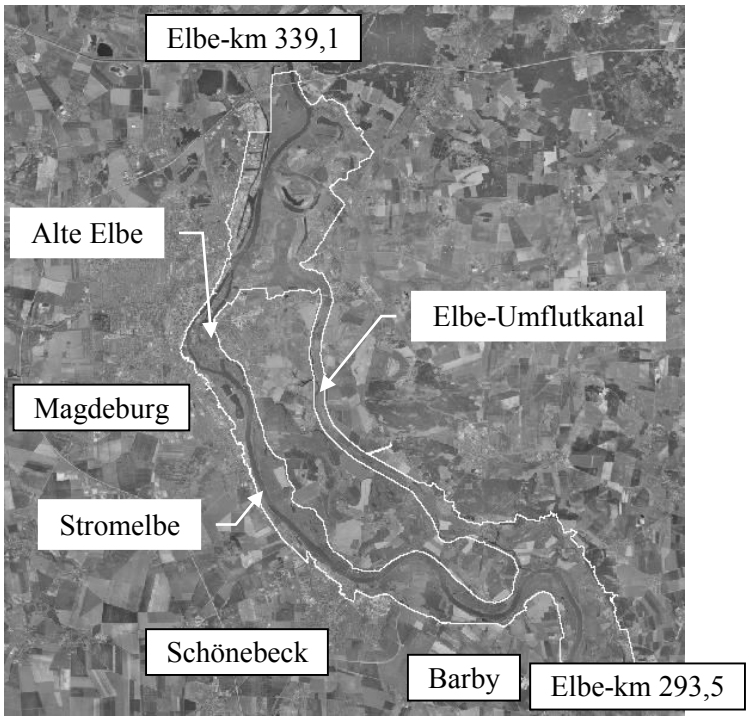


Abbildung 6: Umriss des Modellgebiets der Elbe bei Magdeburg (inkl. Elbe-Umflutkanal)

Eine besondere Herausforderung bei der Kalibrierung des Elbe-Modells ist es, die (ungesteuerte) Abflussaufteilung der Elbe in die Teilstrecken Stromelbe, Alte Elbe, Zollelbe (alle im Stadtgebiet Magdeburgs) und Elbe-Umflutkanal in den Simulationen zu reproduzieren und gleichzeitig die Wasserspiegellagen im gesamten Modellgebiet in guter Näherung abzubilden. Neben der Verfügbarkeit von punktuellen (Pegelaufzeichnungen, HW-Marken) und linearen (WSP-Fixierungen) Wasserstandmessungen sind insbesondere die Ergebnisse zeitgleicher Durchflussmessungen in den relevanten Teilstrecken eine wesentliche Voraussetzung für eine Modellkalibrierung. Die umfangreichen Messkampagnen des LHW Sachsen-Anhalt (vgl. Abschnitt 2.2) in Kombination mit den Erfassungen der WSV und der BfG, die während des Hochwassers 2013 durchgeführt worden sind, stellten somit eine wichtige Datengrundlage für die Anpassungen des Modells auf die Verhältnisse des Hochwassers 2013 dar.

4.2 Untersuchung und Neukalibrierung HW2013

Mit dem Ziel, das Hochwasser 2013 in seiner räumlichen und zeitlichen Entwicklung im Untersuchungsgebiet abzubilden, musste ein Modellzustand entwickelt werden, der die Verhältnisse im Flussgebiet während des Hochwassers widerspiegelt. Innerhalb dieses Beitrags kann lediglich auf zwei der vielfältigen, notwendigen Anpassungen näher eingegangen werden. Da die Wasserspiegellagen im Modellgebiet vielerorts historische Höchststände erreichten, so dass bestehende Schutzanlagen überströmt worden wären, mussten während des Hochwassers Aufkadungen und Notdeiche über lange Strecken errichtet werden. Diese Abschnitte waren somit auch im HN-Modell abzubilden.

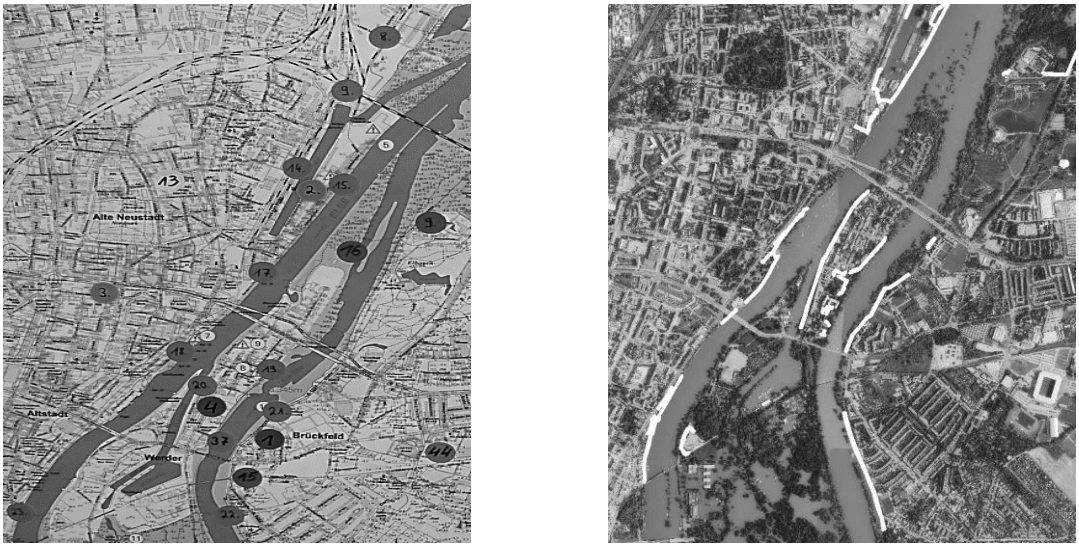


Abbildung 7: links) Maßnahmenplan zur Hochwasserverteidigung im Stadtgebiet Magdeburgs (Quelle: Feuerwehr Magdeburg); rechts) GIS-basierte Festlegung der Aufkadungsbereiche (weiß) im Modellgebiet (Dapoz, Heyer & Stamm, 2014)

In diesem Zusammenhang konnte im Zuge der Modellanpassung auf umfangreiche und detaillierte Informationen der Feuerwehr Magdeburg zurückgegriffen werden, die durch das IWD GIS-kompatibel aufbereitet und in die Modellierung einbezogen worden sind (Abbildung 7).

Im Bereich des Elbe-Umflutkanals standen für die Modellkalibrierung lediglich punktuelle Messungen an den Umflutdeichen zur Verfügung. Dabei offenbarten die Einmessungen lokale Aufstauerscheinungen im Bereich der Haberlandbrücke und im Bereich des Pechauer Siels, die signifikant von den Beobachtungen früherer Hochwasserereignisse abwichen. Diese konnten innerhalb erster Simulationen mit dem 2D-HN-Modell zunächst nicht reproduziert werden. Aufschluss über die möglichen Ursachen der beobachteten Effekte lieferten Gebietsbegehungen, die im Nachgang des Hochwassers 2013 durch Mitarbeiter des IWD und des LHW durchgeführt worden waren. Dabei zeigte sich, dass speziell im Bereich unterstrom der Haberlandbrücke massive Verklausungen in Waldbereichen aufgetreten waren, die auch noch mehrere Monate nach dem Hochwasser dokumentiert werden konnten (Abbildung 8).



Abbildung 8: Bewuchssituation im Elbe-Umflutkanal im Bereich der Haberlandbrücke (Quelle: Küllig, 2014)

Somit mussten im 2D-HN-Modell auch diese lokal erhöhten Fließwiderstände implementiert werden, um die Beobachtungswerte in der Simulation abbilden zu können. An dieser Stelle wird auf eine am IWD erstellte, themenbezogene Diplomarbeit (Küllig, 2014) verwiesen, worin GIS-basierte Modellierungsstrategien zur Berücksichtigung von Fließwiderständen infolge Großbewuchs in 2D-HN-Modellen untersucht und entwickelt worden sind.

Im Ergebnis der Modellkalibrierung konnten die Aufstaueffekte an der Haberlandbrücke und am Pechauer Siel erst durch die lokale Festlegung ungewöhnlich niedriger k_{St}-Werte ($k_{St} = 5\ m^{1/3}/s$) abgebildet werden, was jedoch durch die Verklausungswirkung gerechtfertigt werden kann. Es stellt sich dennoch die grundsätzliche Frage, ob in einer Modellkalibrierung derartige lokale bzw.

saisonale Effekte, die bei zukünftigen Hochwassern nicht zwangsläufig auftreten müssen, zu berücksichtigen sind. Sofern die Prognosen dadurch auf der konservativen Seite liegen, erscheint dieses Vorgehen vertretbar. Die Kalibrierung des 2D-HN-Modells der Elbe für das Hochwasser 2013 konnte für den gesamten Modellbereich erfolgreich abgeschlossen werden.

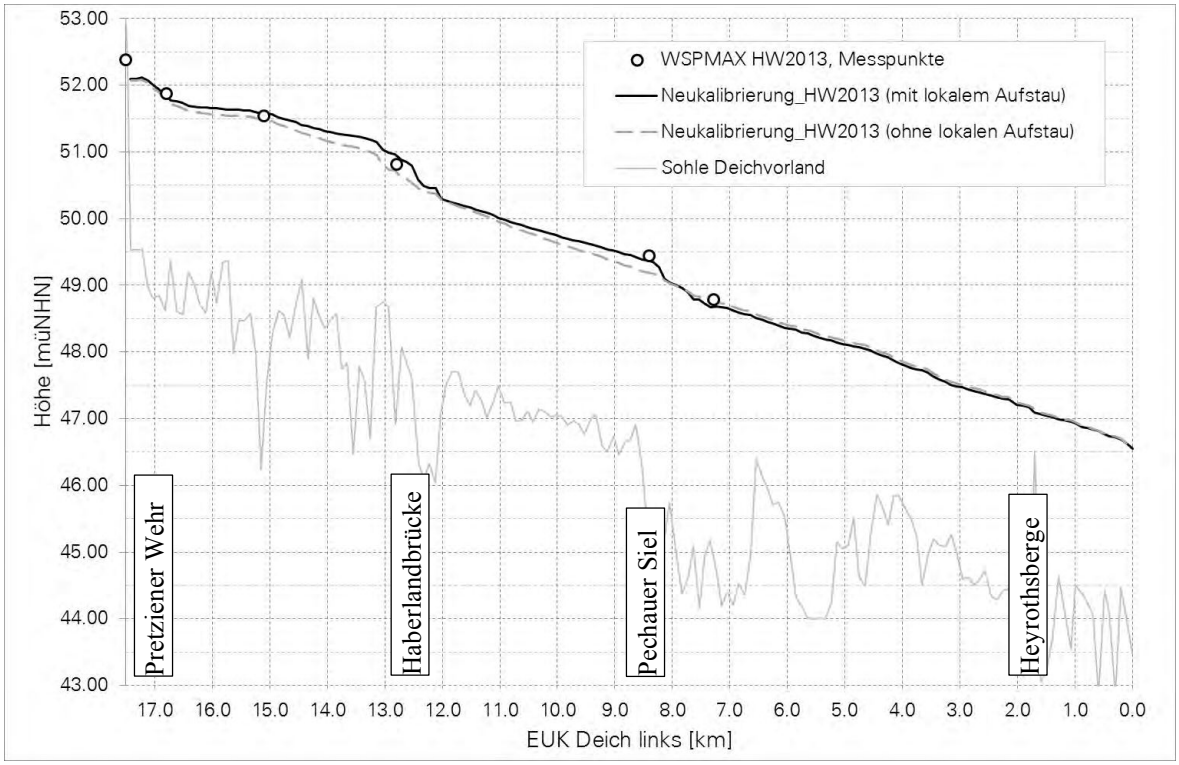


Abbildung 9: Wasserspiegellängsprofile im Elbe-Umflutkanal für Neukalibrierung mit und ohne lokale Aufstaueffekte

5 Zusammenfassung und Ausblick

Zuverlässige Messungen und Dokumentationen von Wasserständen und Durchflüssen bei Hochwasserereignissen sind unverzichtbare Grundlagen für die Kalibrierung bzw. Aktualisierung von hydraulischen Modellen. Anhand der durchgeführten Messungen während des Hochwassers 2013 in Sachsen-Anhalt und der Verwendung der Messergebnisse für die Neukalibrierung der 2D-HN-Modelle der Saale bei Halle und der Elbe bei Magdeburg wurde jedoch auch gezeigt, dass diese Erhebungen stets mit Unsicherheiten behaftet sind sowie ereignisbezogene Phänomene beinhalten können und demzufolge stets eine kritische Interpretation erfordern. Dies gilt in besonderem Maße für die Hochwasserabflüsse, die zwar messtechnisch erfasst werden, jedoch speziell bei verzweigten Abflüssen, wie im Falle der beiden betrachteten Flussabschnitte, eine hohe Unschärfe aufweisen. Demgegenüber steht häufig die Forderung, das Hochwasserereignis im Hinblick auf die Scheitelwasserstände möglichst

zentimetergenau und zeitlich exakt abzubilden. Dabei gilt grundsätzlich, dass ein 2D-HN-Modell stets nur den Zustand eines Fließgewässers in der Vergangenheit repräsentiert, so dass präzise Vorhersagen für zukünftige Hochwasser auf dieser Basis auch theoretisch ausgeschlossen sind, da die realen Randbedingungen natürlichen und teilweise sehr dynamischen Veränderungen unterliegen. Allein aus diesen Überlegungen ist abzuleiten, dass eine Modellkalibrierung stets nur in bestimmten Genauigkeitsgrenzen (i. d. R. im Dezimeterbereich) erfolgen kann und auch erfolgen sollte, um zu vermeiden, dass bezüglich der Prognosefähigkeit von 2D-HN-Modellen unrealistische Erwartungen geweckt werden.

6 Literatur

Heyer, T. , Dapoz, P. & Stamm, J. (2014): Erarbeitung der fachlichen Grundlagen zur Umsetzung der Hochwasserrisikomanagement-Richtlinie (EG-HWRM-RL) für die Elbe von km 294,8 bis km 338,5 - Szenarienberechnungen. Forschungsbericht 2014/03. Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik (IWD) der TU Dresden, Dresden 2014

Küllig, A. (2014): Untersuchungen zu Möglichkeiten einer differenzierten Berücksichtigung von Bewuchsverhältnissen (Mittel- und Großbewuchs) in zweidimensionalen, hydrodynamisch-numerischen Oberflächenabflusssimulationen. Diplomarbeit. Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik (IWD) der TU Dresden, Dresden 2014

Stamm, J. & Heyer, T. (2014): Ad-hoc Einsatz Elbe-Hochwasser 2013; 2D-HN-Simulationen und Messeinsatz am Elbe-Umflutkanal. Forschungsbericht 2014/03. GWT-TUD GmbH, Dresden 2014

Autoren:
Dr.-Ing. Torsten Heyer
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik
Technische Universität Dresden
01062 Dresden
Tel.: +49 (0)351 463 33874
Fax: +49 (0)351 463 37120
E-Mail: torsten.heyer@tu-dresden.de

Dr. Rosmarie Scholz, Dipl.-Ing. Christian Nischik, Dipl.-Ing. Torsten Noack
Planungsgesellschaft Scholz + Lewis mbH
An der Pikardie 8
01277 Dresden
Tel.: +49 351 21 86 3 - 30
Fax: +49 351 21 86 3 - 31
E-Mail: info@pgs-dresden.de

Dipl.-Ing. Frank Goreczka
Landesbetrieb für Hochwasserschutz und Wasserwirtschaft Sachsen-Anhalt
Otto-von-Guericke-Straße 5
39104 Magdeburg
Tel.: +49 (0)391 581 1247
Fax: +49 (0)391 581 1327
E-Mail: frank.goreczka@lhw.mlu.sachsen-anhalt.de

Technische Universität Dresden – Fakultät Bauingenieurwesen
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

38. Dresdner Wasserbaukolloquium 2015
„Messen und Überwachen im Wasserbau und am Gewässer“

Welche Wassermenge kann eine Wasserhaltung schadlos abführen? Informations- und Warnkonzept zur Baustellensicherung mit Hilfe von Simulationen und direkten Geschwindigkeits- und Abflussmessungen

Markus Moser
Gerald Jäger
Franz Anker
Michael Hasenauer

Im Zuge der Realisierung von Hochwasserschutzbauten sind umfangreiche Wasserhaltungsmaßnahmen mittels Verrohrungen oder Stahlrinnen erforderlich. Bei größeren Gebirgsflüssen reichen diese oft nicht aus, sodass eine Teilausleitung im Gerinne selbst notwendig ist. Diese Gewässerabschnitte sind auch durch einen sehr hohen Basisabfluss in Verbindung mit kurzen Niederschlagsereignissen geprägt und stellen daher für die Baustelle eine besondere Herausforderung dar. Im Ortszentrum von Saalfelden wurde im Zuge des Verbauungsprojektes „Urslau“ der Gerinnequerschnitt vergrößert, die notwendige Wasserhaltung war aufgrund der engen Platzverhältnisse eine schwierige Aufgabe. Realisiert wurde eine Teilausleitung im Gerinne selbst, sodass abwechselnd an der linken und rechten Ufermauer „im Trockenen“ gearbeitet werden konnte. Die Wasserhaltung selbst konnte keineswegs einen Bemessungsabfluss schadlos abführen, bereits bei kleineren und mittleren Abflussereignissen kam es zu kritischen Situationen. Zur Baustellensicherung war deshalb ein Informations- und Warnkonzept mit Hilfe von numerischen Simulationen, direkten Geschwindigkeits- und Abflussmessungen und einem Notfallplan zum kontrollierten Fluten notwendig. Die Frage für die arbeitenden Personen war, ab welchem Abfluss die „Schleuse“ zu öffnen sei? Als Lösung wurde eine Kombination von Abflusspegel in Maria Alm zur Onlineüberwachung des Wasserstandes mit SMS Meldung bzw. Abfragemöglichkeit auf der Baustelle hinsichtlich zu erwartender Wassermenge sowie die Festlegung des kritischen Abflusses und die Wirkungsweise des Einlauftrichters, Rampe (Sinuidalschwelle), Verengungen und Wechselsprungeffekte für die Schleusenöffnung mittels numerischer 1D Simulation umgesetzt. Die Berechnungen wurden durch Geschwindigkeits- und Abflussmessungen im Bereich der Wasserhaltung auf Plausibilität geprüft.

Stichwörter

Direkte Geschwindigkeits- und Abflussmessung, Baustellensicherheit, Informations- und Warnsystem

Einleitung

Das Schutzprojekt Urslau umfasst im Gewässerabschnitt durch das Ortsgebiet Saalfelden eine Verbesserung der Abflusskapazität des Gerinnes mit Berücksichtigung des Geschiebetransportes. Es sind Verbesserungen der Gerinnequerschnitte im Gewässerabschnitt zwischen hm 24,4 und 35,5 geplant. Die dichte Bebauung entlang des bestehenden Gerinnes lässt nicht allzu viel Spielraum für umfangreiche Maßnahmen zu. Als Maßnahmenpaket wurde eine Absenkung der Sohle und dadurch Erhöhung des Gesamtabflussquerschnittes mit einer Geschiebekonzentration im Hauptgerinne, eine Verbesserung der Ufersicherungen sowie eine Vergrößerung des Gesamtabflussquerschnittes durch überströmbare Geh-/Radwege sowie Parkflächen projektiert.

Die Umsetzung der geplanten Maßnahmen ist für die Techniker nicht nur hinsichtlich Spezialtiefbau eine besondere Herausforderung sondern auch hinsichtlich der notwendigen Wasserhaltungsmaßnahmen. Aufgrund der Bachcharakteristik der Urslau ist eine Teilausleitung mittels Verrohrungen oder Stahlrinnen nicht möglich, ein Gebirgsfluss dieser Größenordnung bedingt eine Teilausleitung im Gerinne selbst. Die engen Platzverhältnisse führten dazu, dass die Teilausleitung (Wasserhaltung) keineswegs einen Bemessungsabfluss schadlos abführen kann und bereits bei kleineren und mittleren Abflussereignissen – Sommergewitter – mit einer Überlastung gerechnet werden muss.

Zielsetzung und Methode

Zur Erreichung der Baustellensicherheit bzw. zur Vermeidung größerer Schäden im Baustellenbereich selbst war die Ausarbeitung eines Informations- und Warnkonzeptes mit einem Notfallplan zum kontrollierten Fluten der Baustelle notwendig.

Information: Die Wasserhaltung wurde mittels Spundwände, einer Einlauframpe (aufgrund der Eintiefung der Sohle notwendig) und einem Einlauftrichter umgesetzt. Hier musste die Frage geklärt werden, ab welchem Wasserdargebot ein kontrolliertes Fluten des zweiten Teiles notwendig wird? Die Ermittlung dieses Schwellenwertes erfolgte mittels einer numerischen 1-D Simulation. Die Ergebnisse der Berechnungen – im Besonderen die Annahmen der Rauhigkeitsbeiwerte - wurden durch Geschwindigkeits- und Abflussmessungen im Bereich der Wasserhaltung auf Plausibilität geprüft.

Warnung: Die Kenntnis, welche Wassermengen im Ereignisfalle im Bereich der Wasserhaltung zu erwarten sind, wurde durch die Errichtung eines Abflusspegels in Maria Alm (ca. 4,5 km von der Baustelle entfernt) und einer Onlineüberwachung mit SMS-Meldung sowie Abfragemöglichkeit auf der Baustelle realisiert.

Notfallplan: Im Falle einer Schwellenwertüberschreitung wird als Sofortmaßnahme die Räumung der trockenen Gerinnehälfte veranlasst (Geräte und Baustellenarbeiter) und anschließend der Einlauftrichter (Stahlblechplatte) entfernt, sodass eine Überbordung mit einhergehenden Überflutungen im Ortszentrums möglichst verhindert wird.

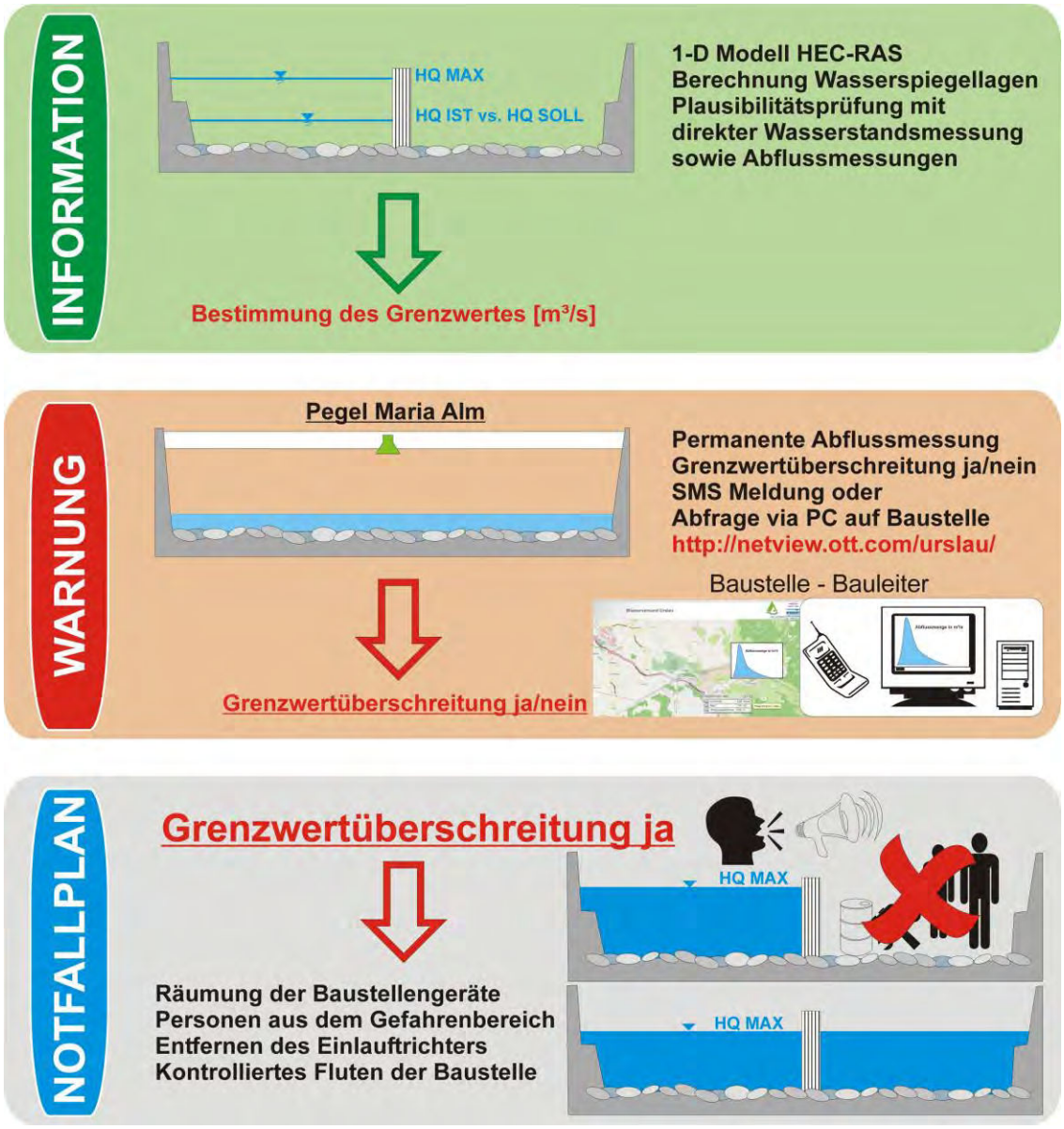


Abbildung 1: Konzept zur Herstellung der Baustellensicherheit

Information – Berechnung des Transportvermögens

Modellgrundlagen und Berechnung

Die errichtete Wasserhaltung wurde mittels terrestrischer Vermessung aufgenommen, Referenzpunkte im Bereich des Einlauftrichters, der Sinuidalschwelle sowie im Auslaufbereich im Felde markiert, die Fließrauhigkeiten auf Basis von Literaturtabellenwerken gutachterlich ermittelt. Die Vermessungsdaten wurden im AUTOCAD Civil-3D zu einem digitalen Geländemodell weiterverarbeitet und ein Längenschnitt sowie an hydraulisch relevanten Abschnitten Querprofile erzeugt. Diese Grundlagendaten mit Längen- und Querprofildaten können als 1D Modell exportiert und im Modell HEC-Ras importiert werden. Dem Modell wurden in weiterer Folge die Fließrauhigkeiten und Randbedingungen hinzugefügt und die Wasserspiegellagen mit verschiedenen Abflüssen (sowohl stationär als auch instationär) berechnet.



Abbildung 2: 3D Modell des Einlauftrichters (links), Spundwand mit Wasserhaltung (rechts)

Plausibilitätsprüfung der Rauhigkeitsbeiwerte

Ob das Modell bzw. die Simulation die Wasserspiegellagen auch mit ausreichender Genauigkeit berechnet, kann nur durch eine Plausibilitätsprüfung von tatsächlich beobachteten Wasserspiegellagen und direkten Fließgeschwindigkeitsmessungen festgestellt werden. Zu diesem Zwecke wurden einerseits die Wassermengen des Pegels Maria Alm als Eingangswerte ins Modell eingebaut und die berechneten Wasserspiegellagen den in der Natur gemessenen Werten gegenübergestellt und andererseits auch die Fließgeschwindigkeiten in der Wasserhaltung profilweise gemessen und ebenfalls mit den berechneten Werten verglichen. Die berechneten Wasserspiegellagen mit gutachterlich (lt. Tabellen-

werken) bestimmten Rauhigkeitsbeiwerten (unregelmäßiges Steinpflaster mit k_{St} 40, Spundwand mit k_{St} 25, Sohle mit k_{St} 35) liegen im Vergleich zu den gemessenen Werten zwischen 5 und 39 cm zu hoch. Dies bedeutet, dass die – auf der sicheren Seite - angesetzten - Rauhigkeitswerte durchaus modifiziert werden können. Im Zuge der Modellanpassung erfolgte eine Veränderung der k_{St} -Werte an die oberen Tabellenwerte nach PREIßLER und BOLLRICH [1980] oder LANGE und LECHER [1986], BRETSCHNEIDER [1993].

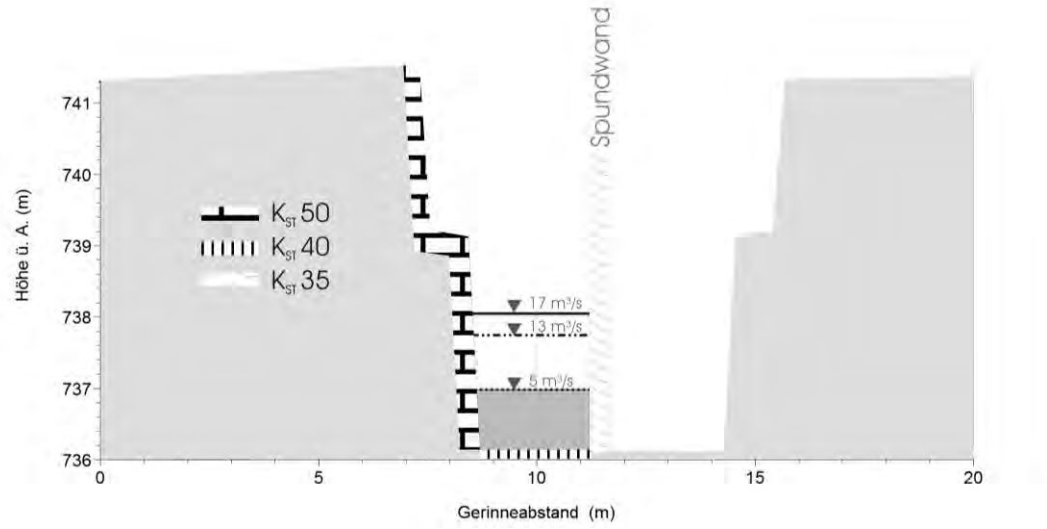


Abbildung 3: Wasserspiegellagen für die Abflüsse 5, 13 und 17 m/s für die Wasserhaltung

Gutachterlich angesetzt k_{St} 40	Modifizierter Wert k_{St} 50	Gutachterlich angesetzt k_{St} 25	Modifizierter Wert k_{St} 35
Literatur/Tabellenangabe für Bruchsteinmauerwerk: k_{St} 40 -50		Literatur/Tabellenangabe für Spundwand: k_{St} 30 -35	



Abbildung 4: Fertiggestellte Pflasterung mit glatten Steinen(links), Spundwände (rechts)

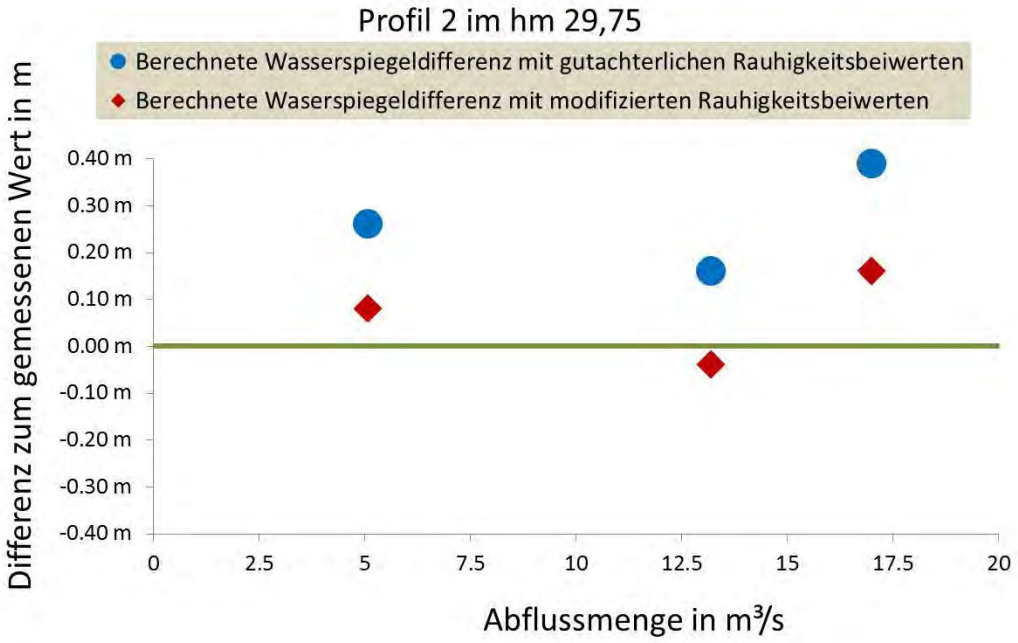


Abbildung 5: Wasserspiegellagendifferenz für verschiedene Abflüsse berechnet mit gutachterlichen und modifizierten Rauigkeitsbeiwerten

Abbildung 5 zeigt, dass eine Änderung der Rauhigkeitsbeiwerte nach Strickler an die obere Grenze lt. Tabellenwerke in der Literatur für die im Falle der Wasserhaltung Urslau vorhandenen Abflussmengen eine wesentliche Verbesserung bringt. Die somit berechneten Wasserspiegellagendifferenzen liegen zwischen +/- 4 bzw. 16 cm.

Plausibilitätsprüfung der Fließgeschwindigkeit

Im Zuge der Messung der Wasserspiegellagen erfolgte auch für jedes Querprofil eine Messung der Fließgeschwindigkeiten. Zur Anwendung gelangte dabei ein magnetisch-induktiver Strömungsmesser für die Durchflussmessung, der für offene Gerinne, Kanäle und für den Schmutzwasserbereich entwickelt wurde. Die automatische Messung und ein sofort ablesbares Messergebnis reduzieren dabei den Zeitaufwand an der Messstelle. Das System besteht aus einem kompakten und leichten Sensor sowie einem robusten Bediengerät. Beide Systemkomponenten sind für die Befestigung an konventionellen Messstangen vorgesehen und eignen sich ideal für kleinste Fließgeschwindigkeiten, können aber bis zu Geschwindigkeiten von ca. 6,0 m/s eingesetzt werden.



Abbildung 6: Fließgeschwindigkeits- und Abflussmessung mit dem MF-PRO [Ott]

Die Messergebnisse zeigen den klaren Einfluss der Wandrauhigkeit. Während im Bereich der Spundwand eine Oberflächengeschwindigkeit von 0,7 m/s bei einer Abflusstiefe von 0,8 m gemessen wurde, so lag die Geschwindigkeit am gepflasterten Bruchsteinmauerwerk (sh. Abb. 4, linkes Foto) bei 2,4 m/s. Der Durchschnitt mit 2,1 m/s liegt über der berechneten Geschwindigkeit von 1,9 m/s (bereits mit den modifizierten Rauhigkeitsbeiwerten).

Bestimmung des Grenzwertes

Da mit Hilfe der Plausibilitätsprüfungen das erstellte Modell als geeignet eingestuft wurde, konnte in einem weiteren Schritt im Konzept „Information“ jener Wert (Grenzwert) berechnet werden, ab dem die Stufe 2 mit der „Warnung“ beginnt. Dieser Wert wurde nicht nur auf die schadlos abführbare Wassermenge ausgelegt, sondern auch auf eine technisch noch mögliche Druckhöhe zur Entfernung des Einlauftrichters, da ab einer gewissen Anströmhöhe die Entfernung der Platte nicht mehr möglich ist.

Warnung

Durch die permanente Messung des Abflusses im 4,5 km entfernten Ort Maria Alm kann aufgrund des ermittelten Grenzwertes festgestellt werden, ab welchem Abfluss die Notfallmaßnahmen gesetzt werden müssen. Der zuständige Bauleiter wird via SMS Meldung von der Grenzwertüberschreitung informiert bzw. er kann jederzeit Online eine Abfrage des Pegelstandes via PC oder Smartphone machen.

Notfallplan

Durch die rechtzeitige Meldung der Grenzwertüberschreitung ist es möglich, die Notfallmaßnahmen mit der Räumung der Baustelle (Personen und Maschinen) sowie eine rechtzeitige Entfernung des Einlauftrichters mit einem kontrollierten Fluten der Baustelle umzusetzen. Im Juli 2014 musste dieser Notfallplan in die Tat umgesetzt werden, die Baustelle konnte noch ohne Schäden an Personen und Maschinen kontrolliert geflutet werden.



Abbildung 7: Ereignis im Juli 2014 – Links: überströmter Einlauftrichter, Rechts: geflutete Baustelle

Diskussion und Schlussfolgerungen

Eine Plausibilitätsprüfung der berechneten Wasserspiegellagen hat gezeigt, dass die mögliche Bandbreite der zu wählenden Eingangsdaten im Bereich der Rauhigkeiten sehr groß ist und die Ergebnisse daher auch nicht die gemessenen Werte in der Natur widerspiegeln. In diesem konkreten Fall wurde in der ersten Berechnung eher die Untergrenze der Bandbreite angesetzt, um damit „auf der sicheren Seite“ zu sein. Sehr schwierig war die Definition der Rauhigkeit für die Spundwand, da hier auch in der Literatur nur spärlich Information zu finden ist. Die Plausibilitätsprüfung konnte zwar nur für kleinere Abflüsse (5 m³/s) mit direkten Fließgeschwindigkeits- und Abflussmessungen durchgeführt werden, dennoch lieferte sie gute Anhaltswerte für die Wahl der Eingangsdaten und die weitere Berechnung der Grenzwerte.

Ausblick

Das entwickelte Informations-, Warnungs- und Notfallplankonzept für den Baubetrieb an der Urslau ist für die Baustellensicherheit sehr wichtig und hat sich auch im praktischen Einsatz im Juli 2014 bewährt. Weitere Messungen – auch bei höheren Abflüssen – sind zur Verbesserung des Grenzwertes sowie Erweiterung der hydraulischen Kenntnisse und Validierung der Modellrechnungen unbedingt notwendig. Aus Zeitgründen wurden die Berechnungen mit einem einfachen 1D Modell durchgeführt, bessere Ergebnisse können in diesem Anwendungsfall mit dreidimensionalen Modellen errechnet werden.

Literatur/*References*

BRETSCHNEIDER, H., LECHER, K., SCHMIDT, M. (1993): Taschenbuch der Wasserwirtschaft, Verlag Paul Parey, Hamburg und Berlin, 7. Auflage

LANGE, G.; LECHER, K. (1986): Gewässerregelung, Gewässerpflege. Verlag Paul Parey, Hamburg und Berlin.

OTT (2014): Beschreibung des Messgerätes: magnetisch-induktives Messverfahren für die Strömungsmessung in offenen Gerinnen

PREIßLER G.; BOLLRICH G. (1980): Technische Hydromechanik Band 1. VEB Verlag Berlin.

Anschrift der Verfasser/*Author´s adresses*

DI Markus Moser
Fachbereich Wildbachprozesse
Forsttechnischer Dienst für Wildbach- und Lawinenverbauung
GBL Lungau
Johann Löcker Str. 3
5580 Tamsweg
markus.moser@die-wildbach.at

DI Gerald Jäger
Forsttechnischer Dienst für Wildbach- und Lawinenverbauung
Fachbereich Wildbachprozesse
GBL Bregenz
Rheinstrasse 32/4
6900 Bregenz
gerald.jaeger@die-wildbach.at

HR DI Franz Anker
Forsttechnischer Dienst für Wildbach- und Lawinenverbauung
GBL Pinzgau
Schmittenstraße 16
5700 Zell am See
franz.anker@die-wildbach.at

Michael Hasenauer
Forsttechnischer Dienst für Wildbach- und Lawinenverbauung
GBL Pinzgau
Schmittenstraße 16
5700 Zell am See
michael.hasenauer@die-wildbach.at

Technische Universität Dresden – Fakultät Bauingenieurwesen
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

38. Dresdner Wasserbaukolloquium 2015
„Messen und Überwachen im Wasserbau und am Gewässer“

Überprüfung der Extremwerte von Pegelschlüsselkurven mit 2D-Simulation

Alpaslan Yörük

Wasserstandsdaten und die daraus abgeleiteten Abflüsse spielen eine elementare Rolle bei der Bewirtschaftung von Fließgewässern. Sie sind die maßgebliche Größe für beispielsweise die Bemessung und den Bau von Bauwerken bzw. teuren Baumaßnahmen, die Festlegung von Überschwemmungsgebieten sowie für die Hochwasservorhersage. Messwerte liegen meist nur für niedrige Wasserstände, d. h. kleine Abflusswerte vor. Relevant für die genannten Aufgaben sind aber hohe Abflüsse, für die Pegel- und Flügelmessungen oft keine belastbaren Daten mehr liefern. Die Messdaten sind aus diesen Gründen statistisch nicht ausreichend abgesichert.

Die Simulation von Hochwasserabflüssen im Bereich von Messpegeln kann diese Informationslücke schließen. Ein 2D-Modell erfasst detailliert die geografischen Bedingungen des Gewässers und seiner Vorländer. Es ist in der Lage, die Fließvorgänge und den sich einstellenden Wasserstand genau zu berechnen. Auch Ausuferungen und Pegelumläufigkeiten, wie sie bei Hochwasser häufig auftreten, lassen sich damit sehr gut abbilden (siehe Abbildung).

Die simulierten Abflussganglinien werden anhand von abgesicherten Abflussmessungen kalibriert und der aktuell gültigen Abflusskurve gegenübergestellt. Ergänzend klärt eine Sensitivitätsanalyse, ob und in welchem Maße die Rauheiten von Gewässersohle und Vorland die Schlüsselkurve beeinflussen.

Bei Ausuferungen und Pegelumläufigkeiten ist weiterhin zu differenzieren, inwieweit Abfluss und Pegelstand kontinuierlich interagieren oder ob es zu einer Entkopplung der beiden Größen kommt.

Basierend auf den gewonnenen Erkenntnissen erfolgt abschließend eine Bewertung des Pegelstandorts und ggf. eine Empfehlungen für bauliche Veränderungen oder eine Verlagerung an einen besser geeigneten Standort.

Wasserwirtschaftsbehörden können auf dieser Basis die Abflusskurven insbesondere für den Hochwasserbereich durch gesicherte Werte ergänzen.

Stichworte: Nachrechnung/Überprüfung Pegelschlüsselkurven, 2D-Modell, HYDRO_AS-2D

1 Einleitung

Pegelschlüsselkurven oder auch Abflusskurven zeigen das Verhältnis von Wasserstand W zum zugehörigen Abfluss Q für einen Pegel-Standort. Während Messgeräte den Wasserstand kontinuierlich aufzeichnen, wird der aufwändiger zu bestimmende Abfluss in größeren zeitlichen Abständen gemessen. Aus der Korrelation von Wasserstand- und Abflusswerten lässt sich die Abflusskurve ableiten, die für jeden Pegelstand einen Abflusswert liefert.

Die Güte der auf Basis der Pegelschlüsselkurve ermittelten Abflusswerte steht somit im direkten Zusammenhang zur Güte der Abflusskurve.

In der Regel bilden die Abflusskurven das Verhältnis zwischen W und Q für mittlere bis kleine Hochwasserabflüsse sehr gut ab, für extrem seltene Hochwasserereignisse sind sie jedoch mit einer hohen Unsicherheit behaftet.

Dies liegt dass zum einen an der Seltenheit dieser Ereignisse und zum anderen daran, dass eine Messung im Hochwasserfall technisch kaum zu bewerkstelligen ist (hohe Gefährdung, schlechte Erreichbarkeit der Messstelle, usw.).

Dieser Wertebereich ist jedoch für die Bemessung von Bauwerken, die Ermittlung von Überflutungsflächen etc. von hoher Relevanz, sodass ein großes Interesse an möglichst gesicherten Angaben besteht. Die Wasserwirtschaftsverwaltungen einiger Bundesländer haben darauf reagiert und landesweit die Pegelschlüsselkurven im Extrembereich mithilfe einer 2D-Modellierung überprüft und abgesichert (vgl. z.B. Drägerdt 2010).

Der vorliegende Beitrag beschreibt die Methode zur Prüfung von Abflusskurven im Extrembereich auf Grundlage von Modellrechnungen.

2 Modellerstellung

Das zweidimensional rechnende hydrodynamisch-numerische Modell HYDRO_AS-2D (Nujic/Hydrotec, 2014) eignet sich besonders gut für die Modellierung von Pegelabschnitten, weil Rauheiten abhängig vom Abfluss angegeben werden können. Modellierer können das Modell damit flexibel kalibrieren.

Im Rahmen der Umsetzung der EU-Hochwasserrisikomanagement-Richtlinie (HWRM-RL, EU 2007) wurden viele Gewässerabschnitte modelltechnisch abgebildet. Diese Modelle können in der Regel für die Untersuchung von Abflusskurven verwendet werden. Um die Simulationszeiten zu minimieren, sind die Betrachtungsabschnitte mit dem Pegelstandort aus dem Gesamtmodell eines Flusslaufs auszuschneiden.

Die Anforderungen an die Genauigkeit eines Modells eines Pegelstandortes liegen über denen eines Modells zur Ermittlung von Überflutungsflächen (z.B. Approximation bzw. Interpolation der Gewässergeometrie). Die Erfahrungen zeigen, dass zumindest der Pegelbereich neu aufzunehmen ist, um eine höhere Punktdichte zu erhalten. Bestehende Modelle bieten aber den Vorteil großräumig vorliegender Modellergebnisse (zumeist HQ100 und HQextrem), aus denen evtl. auftretende Pegelumläufigkeiten direkt erkennbar sind.

Weiterhin liefern die vorliegenden Ergebnisse Hinweise darauf, welche Fläche sinnvollerweise für das Pegelmodell zu wählen ist. Bei der Festlegung der Modellgrenzen, ist der Zufluss so anzuordnen, dass mögliche Pegelumströmungen erfasst werden und dass die Lage des Zulaufrandes die Fließprozesse am Pegel nicht beeinflusst.

Der Auslaufrand sollte soweit im Unterwasser liegen, dass Rückstaueffekte durch z.B. Bauwerke oder seitlich einmündender Gewässer sowie die Wahl der Modellauslaufrandbedingung, die Einfluss auf die modellierte Abflusskurve haben könnten, berücksichtigt bzw. ausgeschlossen werden können.

Die gekürzten Bestandsmodelle sollten abschließend nach den folgenden Aspekten geprüft werden:

- Übereinstimmung zwischen Profilgeometrie im 2D-Modell mit Vermessungsdaten
- Wirklichkeitsgetreue Abbildung der Bauwerke (Geometrie, Überströmbarkeit usw.)
- Realitätsnahe Zuweisung von Rauheiten
- Korrekte Abbildung von Gebäude, Straßen und sonstigen abflusswirksamen Strukturen

Ist ein neues Modell zu erstellen, sind die Modellflächen auch hier möglichst gering zu wählen, um die Simulationszeiten und die Aufwände für die Vermessung und Modellierung zu minimieren. Im Vorfeld einer Modellerstellung bietet es sich an, einen Proberechenlauf allein auf Basis der Laserscan-Daten durchzuführen.

Die Ergebnisse können zur Wahl der Modellgrenzen herangezogen werden.

Die Methode zur Erstellung eines 2D-Modells sowie Möglichkeiten der Modellprüfung sind in Yörük & Sacher (2014) dargestellt.

3 Sensitivitätsuntersuchung und Modellkalibrierung

Ist ein 2D-Pegelmodell erstellt und hinsichtlich der Qualität geprüft, erfolgt eine Sensitivitätsstudie. Die im Vorfeld zugewiesenen Rauheitsparameter (Flussnetz auf Grundlage der Ortsbegehung und Vermessung, Vorland auf Grundlage von Landnutzungsdaten) werden in einem plausiblen Bereich variiert (zumeist +/- 20 %). Dadurch lässt sich der Einfluss der Sohlbeschaffenheit (z.B. infolge des jahreszeitlichen Bewuchses im Flussschlauchbereich) auf den Verlauf der Schlüsselkurve (vgl. Abbildung 1) quantifizieren. In der Regel ist der Einfluss der Rauheit für geringe Abflüsse eher gering, während er mit zunehmendem Abfluss deutlich zunimmt.

Weiterhin kann auf Grundlage dieser Untersuchung eine erste Schätzung für die abflussabhängigen Rauheitswerte erfolgen. Bezogen auf Abbildung 1 wäre für Abflüsse über 500 m³/s eine Rauheit von k_{st} = 32 $m^{1/3}/s$ sinnvoll (blaue Kurve), während für kleinere Abflüsse ca. Q = 300 m³/s die Rauheit k_{st} = 35 $m^{1/3}/s$ (braune Kurve) angesetzt werden sollte.

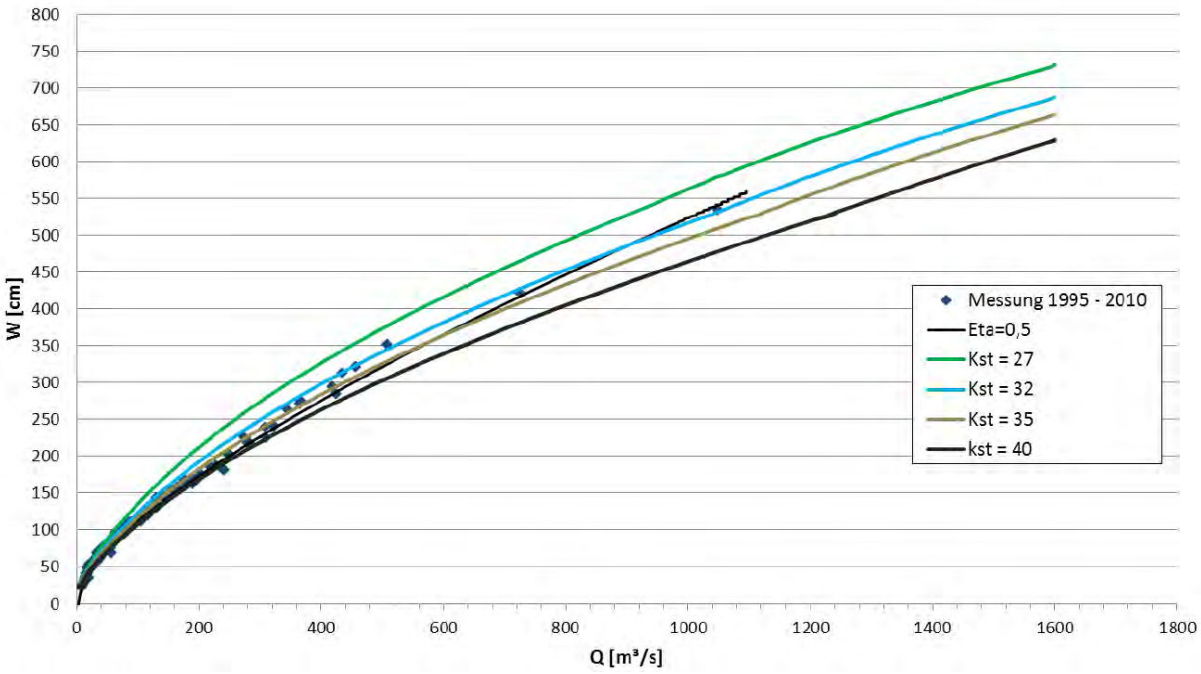


Abbildung 1: Einfluss der Sohlrauheit auf den Schlüsselkurvenverlauf im Modell (farbig: simulierte Abflusskurven, schwarz: aktuelle Abflusskurve)

Auf Basis der Sensitivitätsuntersuchung erfolgt die Modellkalibrierung.

Das 2D-Modell wird mit den gemessenen Abflusswerte beaufschlagt und die die simulierten Wasserstände den gemessenen gegenübergestellt. Hierbei beschränkt man sich primär auf eine definierte Anzahl von Messwerten im Hochwasserbereich. Ein Beispiel zeigt die Abbildung 2, in der die höchsten 5 Messwerte

simuliert wurden und die Differenz zwischen berechnetem und gemessenem Wasserstand unter 0,06 m liegt.

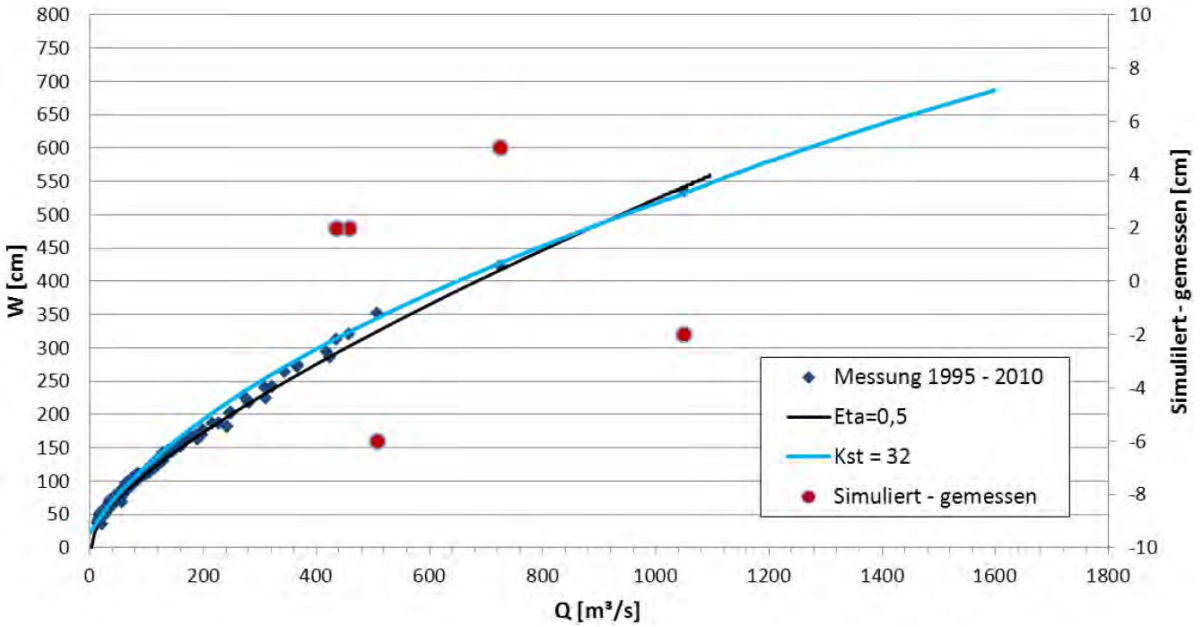


Abbildung 2: Modellkalibrierung anhand von 5 Hochwasserereignissen. Die blauen Punkte und Kurven beziehen sich auf die Primärachse, die roten Punkte auf die Sekundärachse.

Bevor eine Modellkalibrierung durchgeführt werden sollte, wird dringend empfohlen die vorliegenden W/Q-Messwerte zu analysieren und zu prüfen. Folgende Fragestellungen sind dabei von großer Bedeutung:

- Stimmt der Standort des Pegels (Wasserstandsaufzeichnung) mit dem Standort der Abflussmessung überein? Oft wird wegen der schlechten Zugänglichkeit des Pegelbereichs die Abflussmessung an naheliegenden Brücken durchgeführt und dem Wasserstand am Pegel gegenübergestellt. Dabei kann es zwischen beiden Messstellen z.B. zu einer Umströmung kommen und somit die Messung verfälschen.
- Wie groß ist der jahreszeitliche Einfluss auf die Abflusskurve (vgl. Abbildung 3)? Bei stark verkrauteten Gerinnen zeigt sich in der Regel ein weit verstreutes Bild von W/Q-Messwerten, die in dem Umfang nicht sinnvoll für eine Kalibrierung herangezogen werden können. In solchen Fällen ist eine Kalibrierung von zwei Szenarien zu empfehlen. Und zwar ein Winter-Szenario (krautfrei) und Sommer-Szenario (verkrautet). Für das Sommer-Szenario können dabei Untervarianten von Interesse sein (gemäht, Zwischenzustand, und 100 % verkrautet).

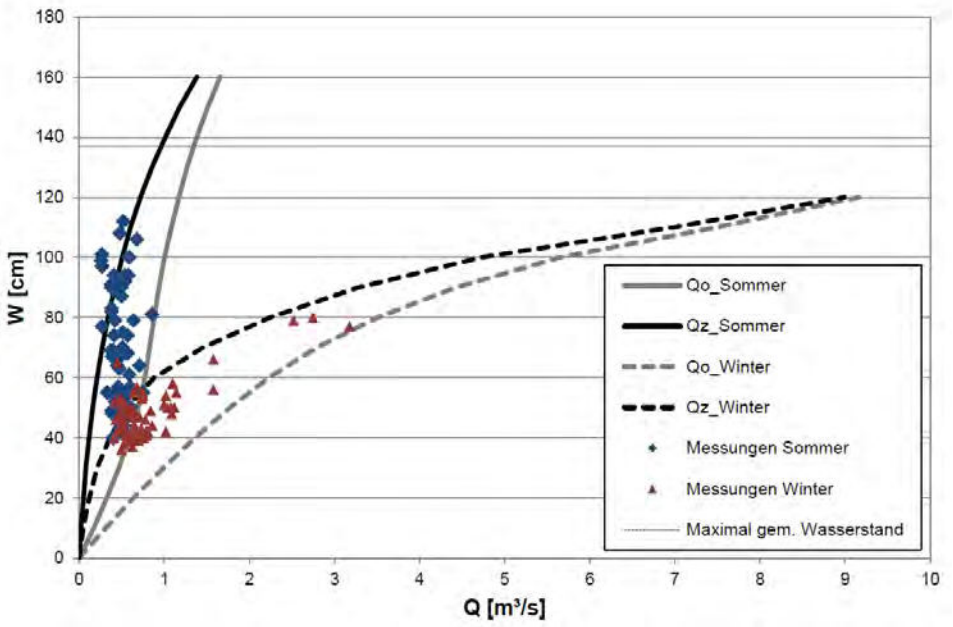


Abbildung 3: Beispiel für den Einfluss jahreszeitlicher Einflüsse auf die W/Q-Beziehung

- Wie aktuell sind die Messwerte? W/Q-Messungen an Pegeln werden seit Jahrzehnten kontinuierlich durchgeführt. Sollte es Zwischenzeitlich zu einem Gewässerausbau bzw. abflusswirksamen Baumaßnahme am Gewässer gekommen sein, so sollten lediglich die unbeeinflussten Messwerte für die Kalibrierung herangezogen werden.
- Ist der Pegel Umläufig? Es ist zu prüfen, ob für das Abflussspektrum der Messwerte im Rahmen der Abflussmessung der Gesamtabfluss gemessen wurde oder ob ein Teil des Abflusses wegen einer Pegelumläufigkeit nicht erfasst werden konnte.
- Wie genau ist die Messung? Falls gemessene Hochwasserwerte vorliegen, so sind dies einige wenige Werte. Wenn diese Werte im Rahmen der Kalibrierung auf den cm-genau nachgerechnet werden sollte auch die Unsicherheit der Messwerte berücksichtigt werden. Sowohl die Abflussmessung an sich birgt Unsicherheiten (bis ca. +/- 5%) (Fiedler 2008), als auch der Zeitpunkt der Abflussmessung. Denn eine Abflussmessung just zum Zeitpunkt des Eintreffens eines HW-Scheitels ist zumeist auszuschließen. Gemessen wird in der Regel am steigenden oder abfallenden Ast. Liegt ein signifikanter Hysterese-Effekt, so geht damit ebenfalls eine nicht zu vernachlässigende Unsicherheit einher. Weiterhin kann es zu Veränderung der Gewässersohle im Pegelbereich durch natürliche morphologische Prozesse kommen. Dies sollte im Rahmen einer Ortsbegehung ebenfalls bewertet werden.

In der Praxis wird in der Regel eine Modellkalibrierung mit dem Qualitätskriterium von maximal +/- 0,1 m (Differenz gemessener / simulierter Wasserstand) als ausreichend erachtet.

4 Ergebnisse und Fazit

Hydrotec hat in den vergangenen Jahren hunderte von Abflusskurven auf Grundlage von Modellrechnungen (1D und 2D) untersucht. Daraus wurde deutlich, wie sinnvoll und notwendig es ist, die Abflusskurven im Extrembereich durch Modellrechnungen zu prüfen.

Während ein bestimmter Teil der extrapolierten Abflusskurven mit wenig Abweichung bestätigt werden konnte, unterschieden sich bei mehr als 50 % der Pegel die berechneten und die extrapolierten Abflusskurven signifikant voneinander.

Dabei zeigen sich Fälle, in denen die simulierte Abflusskurve steiler, aber auch flacher als die extrapolierte Abflusskurve verlaufen kann. Somit wurden bisher mit diesen Abflusskurven die Transformierten Abflüsse auf Basis der Wasserstandsmessungen über- bzw. unterschätzt. Ähnliche Ergebnisse werden in Drägerdt (2010) sowie in von Kalm (2014) dargestellt.

Neben einer Verbesserung der aktuell gültigen Abflusskurven auf Grundlage der Modellergebnisse konnten oft weitere Erkenntnisse gewonnen werden. So lieferten die Modellergebnisse Informationen hinsichtlich einer potenziellen Pegelumströmung sowie von Einflüssen durch seitliche Zuflüsse oder nahe gelegenen Bauwerken.

Ein Beispiel für eine Abflusskurve bei Pegelumströmung zeigt Abbildung 4. Es wird deutlich, dass das Modell Aussagen zur Abflusskurve für eine lokale Betrachtung (W/Q-Beziehung am Pegelquerschnitt) liefern kann, aber auch offen legt, ob und vor allem in welchem Umfang eine Pegelumströmung stattfindet. Auf Grundlage dieser Ergebnisse können ggf. zudem historische Messwerte untersucht und der Einfluss der Umströmung nachträglich analysiert werden.

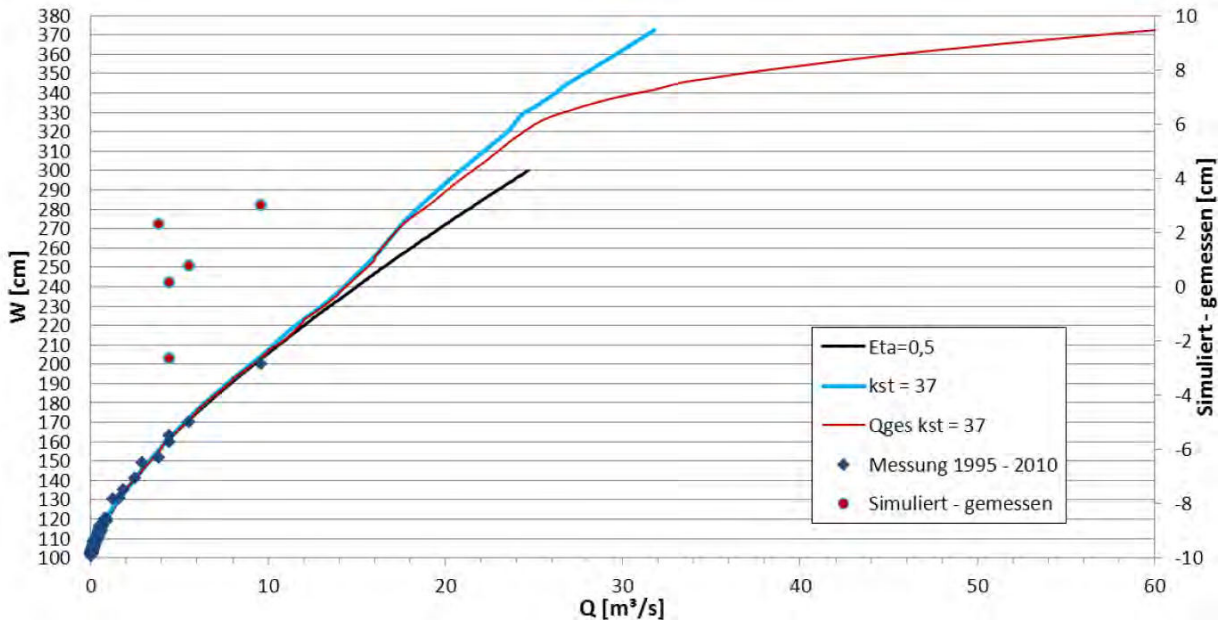


Abbildung 4: Simulierte Abflusskurven bei einer Pegelumströmung (blau: Abfluss durch den Pegelquerschnitt, rot: Gesamtabfluss)

Neben der Pegelumströmung zeigen die Modellergebnisse auch sehr gut Rückstauprozesse, die im Rahmen der Extrapolation der Abflusskurven nicht berücksichtigt sind. So kann ein seitlicher Zufluss unterhalb des Pegels einen signifikanten Einfluss auf die Abflusskurve besitzen. Die Modellierung kann das auf zwei Weisen abbilden: Falls eine Analyse des Untersuchungsgebietes einen direkten Zusammenhang der Abflussanteile beider Einzugsgebiete aufzeigt, so kann auf dieser Grundlage die Abflusskurve ermittelt werden. Alternativ können für unterschiedliche Zustände Varianten von Abflusskurven abgeleitet werden, die je nach maßgeblichem Fall zur Anwendung kommen.

Neben seitlichen Zuflüssen zeigen insbesondere starke Interaktionen unterhalb des Pegels zwischen Vorland- und Flussschlauchabfluss (z.B. Rückströmung Vorlandströmung in den Flussschlauch) oder auch Bauwerke unterhalb des Pegels zum Teil signifikante Einflüsse auf die Abflusskurven. In beiden Fällen wird ab einem definierten Abfluss ein Rückstau erzeugt. In manchen Fällen führt der Rückstau zu einer Verminderung des Abflusses durch den Pegelquerschnitt, bei gleichzeitiger Zunahme des Wasserspiegels. Dies ist darin begründet, dass mit zunehmendem Gesamtabfluss der Rückstauprozess beginnt und zu einer Reduktion der Fließgeschwindigkeiten führt (vgl. Abbildung 5).

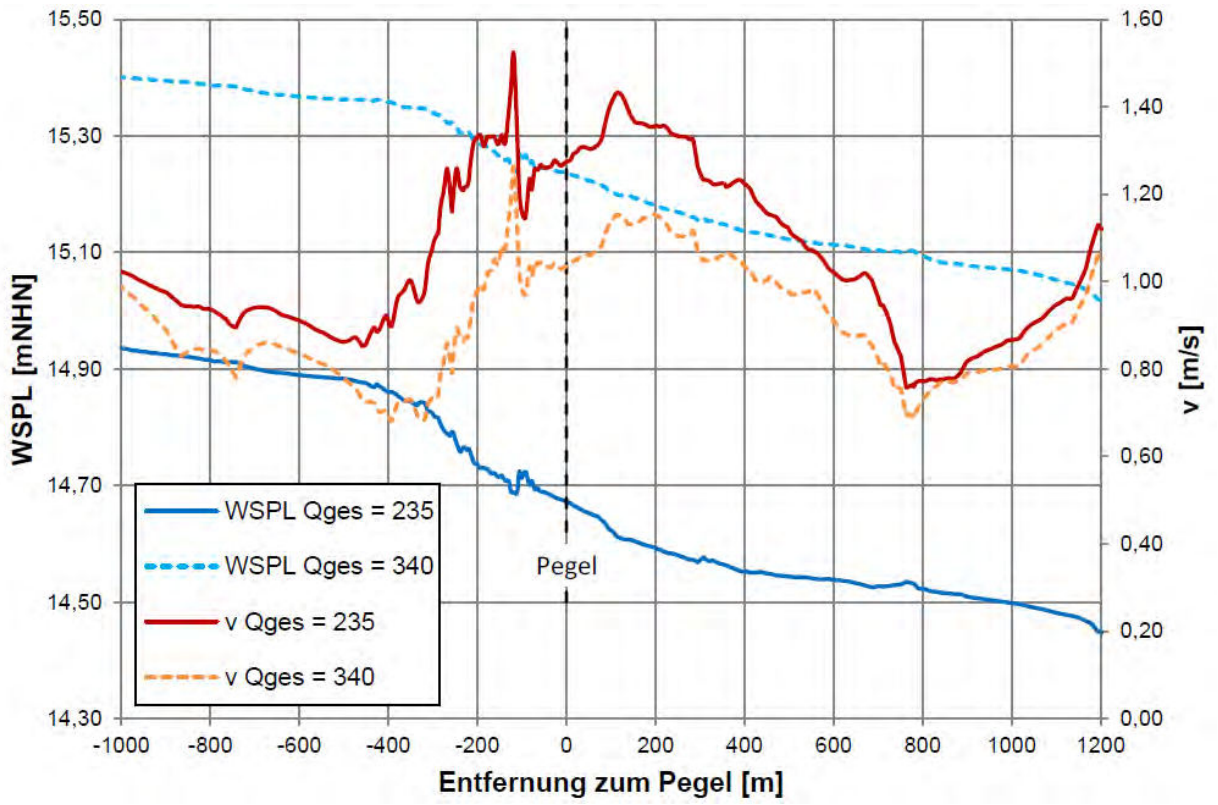


Abbildung 5: Längsschnitt Wasserspiegellagen und Fließgeschwindigkeiten im Pegelbereiche

Dieser Prozess wirkt sich in deutlich steileren Verläufen der Abflusskurven im entsprechenden Abflussspektrum aus. Solche Prozesse können sehr gut in den Modellergebnissen nachvollzogen werden und bewirken ein gutes Verständnis für das Abflussverhalten des Pegelabschnittes.

Insgesamt führt die modelltechnische Überprüfung der Abflusskurven im Extrembereich größtenteils zu einer Absicherung bzw. Verbesserung der vorliegenden Abflusskurven und lieferte zusätzliche Erkenntnisse zu den Fließprozessen am Pegel. Teilweise konnten Empfehlungen zur Verlegung des Pegelstandortes an einen geeigneteren Ort gegeben werden. Dies führt wiederum zu einer deutlichen Verbesserung der Bemessungsgrundlage von Bauwerken an Gewässern, Hochwasserschutzanlagen sowie in der Ermittlung von Überflutungsflächen durch genauere Bemessungsabflusswerte.

Wasserwirtschaftlich relevante Pegel sollten deshalb anhand von Modellrechnungen überprüft werden.

Eine Herausforderung stellen derzeit Abflussquerschnitte mit breiten Vorländern dar, die eine sehr flache Abflusskurve aufweisen.

5 Literatur

Drägerdt, S.; Roth, C. (2010): Hydraulische Überprüfung von Abflusskurven an Pegeln im Extrembereich Graw, K.-U. (Hrsg.): Wasserbau und Umwelt - Anforderungen, Methoden, Lösungen. Dresdner Wasserbaukolloquium 2010. Dresden, (Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen, Heft 40), S. 495 – 504

EU (2007) Richtlinie 2007/60/EG des Europäischen Parlaments und des Rates vom 23. Oktober 2007 über die Bewertung und das Management von Hochwas-serrisiken (Hochwasserrisikomanagement-Richtlinie; HWRM-RL). In: ABI. Der EU L 288/27 vom 6.11.2007

Fiedler, K.; Rutschmann, P. (2008): Erfassung hydromorphologischer Vorgänge bei Hochwasser mit Hilfe von ADCP-Messungen, tech.Diss.; TU München 2008, ISBN: 978-3-940476-12-8, Selbstverlag, München,

Kalm von, T.; Sönnichsen, D.; Wiebe, H. (2014): Stimmt die W/Q-Beziehung bei höchsten Abflüssen? In Wasserwirtschaft (2014), Nr. 11, S. 10-15

Nujic, M., Hydrotec (2014): HYDRO_AS-2D - Programm zur 2D-hydrodynamischen Modellierung von Fließgewässern, Version 3.1; Dr. Nujic, Rosenheim; Hydrotec Ingenieurgesellschaft für Wasser und Umwelt mbH, Aachen; 2014

Yörük, A. ; Sacher, H. (2014): Methoden und Qualität von Modellrechnungen für HW-Gefahrenflächen. In: Stamm, J. ; Graw, K.-U. (Hrsg.): Simulationsverfahren und Modelle für Wasserbau und Wasserwirtschaft. 37. Dresdner Wasserbaukolloquium 2014. Dresden, 13. /14. März 2014 (Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen 50), S. 55 - 64

Autor:

Dr. Alpaslan Yörük

Hydrotec Ingenieurgesellschaft für Wasser und Umwelt mbH
Bachstr. 62-64
52066 Aachen

Tel.: +49 241 94689 0
Fax: +49 241 506889
E-Mail: a.yoeruek@hydrotec.de

Technische Universität Dresden – Fakultät Bauingenieurwesen
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

38. Dresdner Wasserbaukolloquium 2015
„Messen und Überwachen im Wasserbau und am Gewässer“

Verification on the range of the active flow zone in flood plain by ADCP probe

Tomasz Kałuża
Ireneusz Laks

Within the scope of conducted investigations it was proposed to define the active flow zone in one-dimensional models of unsteady open channel flow using the method, in which the division of the complex river channel cross-section is defined using interphase boundary of a specific roughness. The width of the active cross-section zone based on the detailed analyses of vegetation clusters in the flood plains was determined on the tested section of the River Warta. The mean width of the flood plain valley is 490 m and the width of the Warta channel ranges from 50 to 84 m. Flood plains are covered by tall grassy vegetation, clusters of shrubs and trees. During the passage of the flood wave in May and June 2010 a total of 16 probing measurements were taken using a StreamPro probe at cross-sections at 352.3 km, where a road bridge is located in Pyzdry. Additionally, two valley measurements were taken. Results of analyses were compared with the results of measurements with the application of an ADCP probe in the course of the flood in the year 2010. Results of velocity distribution measurements were referred to the results of hydraulic calculations, made using a 2D Rismo flow model. That model used the generated numerical model of the area. Additionally the model incorporated parameters of vegetation covering flood plains.

Keywords: active flow zone, ADCP probe, 2D flow model

1 Introduction

Wide flood plains have a significant effect on the transformation of bankful discharge and flood wave flow (*Laks et al.* 2013). In order to construct reliable, numerical models of unsteady open channel flows their effect has to be particularly taken into consideration (*Cunge* 1989). In models based on the system of Saint-Venant equations the effect of flood plains is included thanks to the identification in the computational cross-section of the river the area of the active cross-section and the area of cross-section dead zones - the so-called dead cross-section (*Maidment* 1992):). In such a computational system the basic problem is connected with the determination of the area of the active flow cross-section and a re-definition of model calibration parameters (*Abbott, Cunge* 1992). The range

of the active zone depends on vegetation parameters and depth of water in flood plains.

2 Active flow zone

Within the scope of conducted investigations it was proposed to define the active flow zone in one-dimensional models of unsteady open channel flow using the Pasche method, in which the division of the complex river channel cross-section (Fig. 1) is defined using interphase boundary of a specific roughness (*Pasche* 1984). Taking into consideration the distribution of velocity presented Fig. 1 it was assumed that the active flow zone is composed of zones II and main channel. Having the width of main river channel we need to determine the width of zone II. Its range depends on the depth of water in flood plains and density of the vegetation structure. It is recommended to determine the width of the interaction area according to Pasche from the dependence:

$$b_{II} = \frac{c\, h_T}{\lambda_z \left(0.068 e^{0.56 C_T} - 0.056\right)} \tag{1}$$

where: λ_z – drag coefficient of flood plains [-], h_T – depth in the separation plane, c = 1.0 for flood plains and c = 1.7 for escarpments.

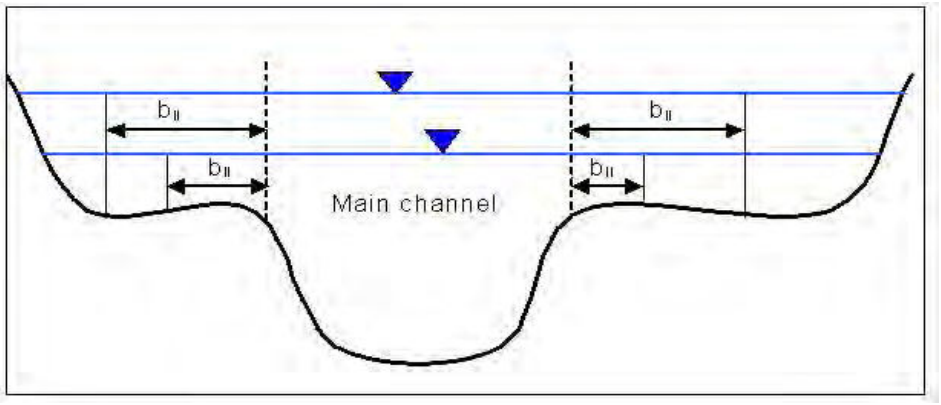


Figure 1: A contingent cross-section with specified activecross-section

Width of the active flow zone depends on the hydraulic radius of flood plains (depth), coefficient of roughness of flood plains and parameter C_T. The value of rubbing speed C_T according to Pasche was dependent on the parameter characterising vegetation structure at the river channel cross-section Ω :

$$C_T = -3.27 \lg\Omega + 2.85 \quad (2)$$

Parameter Ω according to Pasche was dependent e.g. on the arrangement of trees, characterised by distances a_x, a_y and diameter d_p.

3 In-situ and model studies

Measurement during the 2010 flood on the Warta

The width of the active cross-section zone based on the detailed analyses of vegetation clusters in the flood plains was determined on the tested section of the River Warta. The modelled section is located between 351.82 km and 352.04 km. The mean width of the flood plain valley is 490 m and the width of the Warta channel ranges from 50 to 84 m. Flood plains are covered by tall grassy vegetation, clusters of shrubs and trees (Fig. 2a). During the passage of the flood wave in May and June 2010 a total of 16 probing measurements were taken using a StreamPro probe (Fig. 2b) at cross-sections at 352.3 km, where a road bridge is located in Pyzdry.

Additionally, two valley measurements were taken. Results of analyses were compared with the results of measurements with the application of an ADCP probe in the course of the flood in the year 2010.



Figure 2: a) A view of the flood plain valley of the Warta near Pyzdry during the 2010 flood, b) measurement of velocity distribution using a StreamPro probe during the 2010 flood on the Warta

StreamPro probe

StreamPro is a 2 MHz Acoustic Doppler Current Profiler (ADCP) designed for medium and small streams with depths up to 7 m (*Teledyne RD Instruments* 2008). The instrument has gained popularity in practical situations, as the majority of discharge measurements made by the USGS are in streams with mean depths of less than 1 m (*Fulford* 1992). The instrument can be operated using two deployment methods: moving-boat or stationary method (section-by-section).

The first method is implemented by slowly traversing the test area with an ADCP, from bank to bank. This method is most commonly used, because it is fast and efficient. The alternative section-by-section method is closer to the conventional discharge measurement protocol, whereby the instrument is successively positioned at several locations over the cross section to measure the velocities in verticals. Subsequently, the discharge is calculated using the velocity-area method applied to consecutive cross-section panels (i.e., spaces delimited by measured verticals). StreamPro ADCP discharge measurements using both approaches are popular (*Marsden* 2005, *Mueller and Wagner* 2009 and *Garcia et al.* 2012). These studies indicate that StreamPro ADCP displays a high variability in the measurement of velocities (*Gunawan et al.* 2010); however, the extensive USGS study conducted by *Rehmel* (2006) shows it is capable of measuring discharge.

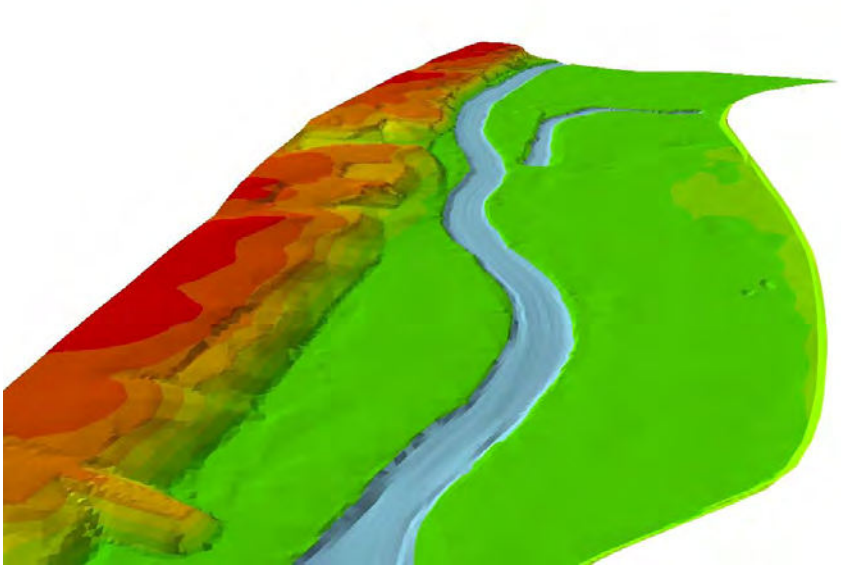


Figure 3: A 3D image of a section of the Warta above the road bridge in Pyzdry

Numerical model

Results of velocity distribution measurements were referred to the results of hydraulic calculations, made using a 2D Rismo (*Schröder* 1997) flow model („RIver Simulation MOdel“). That model used the generated numerical model of the area. Figure 3 presents a 3D image of the modelled section, generated in the ArcGIS application. Additionally the model incorporated parameters of vegetation covering flood plains. For grasses a supplementary sand roughness ks was adopted, while for trees and shrubs a supplementary diameter d_p and stem spacing a_x were determined. It was particularly essential to determine parameters of shrub structure.

4 Verification of results from the 2D model with in-situ measurements

A model of a fragment of a Warta river section was used in the simulation for flows measured during the passage of the flood wave in 2010. Calculations for the steady movement assumptions were realised for four flow variants (Q= 65 m^3/s, 165 m^3/s, 250 m^3/s and 385 m^3/s). Flow on the upper bank and the level on the bottom bank were assumed as boundary conditions. Additionally two control cross-sections inside the area were used to determine the accuracy of the settlement of balance of the equation of continuity. Figure 4 presents diagrams of locations of bank and control cross-sections.

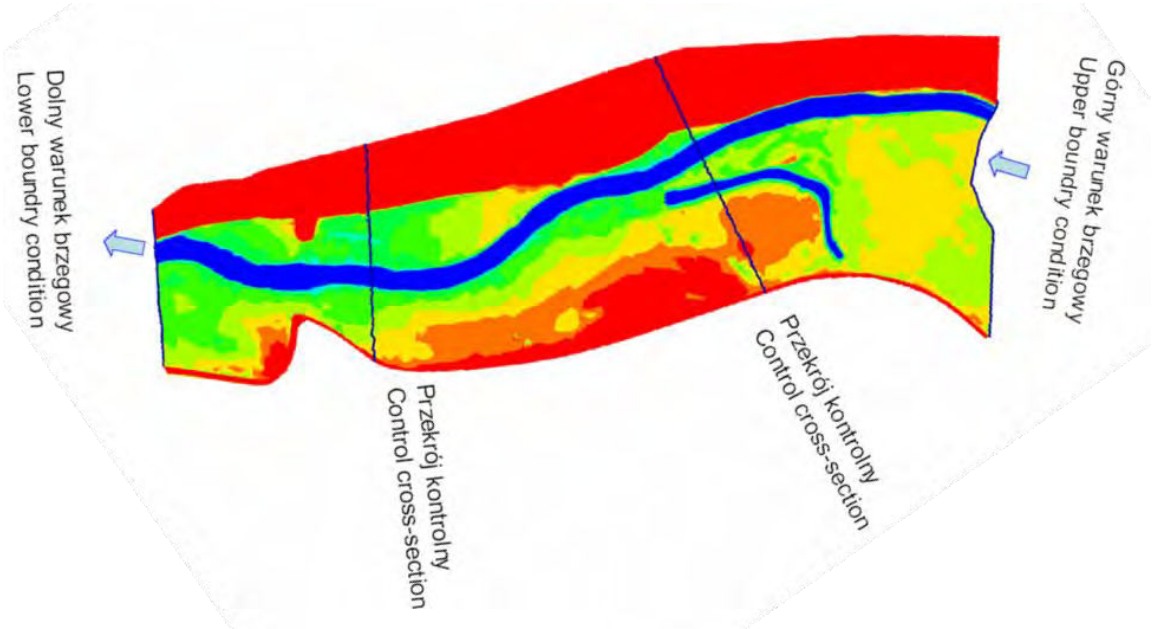


Figure 4: Location of boundary and control cross-sections

Flow measurements taken with a ADCP StreamPro probe in 2010 within the modelled section of the Warta made it possible to conduct a point comparison of field data with the results of simulations obtained from RISMO. Results of measurements made it possible to determine the accurate flow value and distribution of velocity at the cross-section, which may be used in procedures of 2D model verification and tare parameter specification. Based on analyses of in-situ measurements the geometry was determined for measurement cross-sections and distributions of velocity fields (Figs. 5 and 6). Cross-section 2 covers also an old marginal lake (Fig. 6).

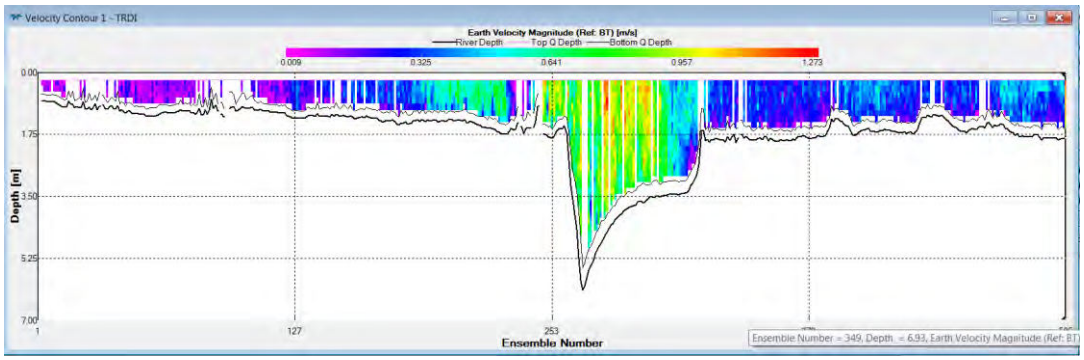


Figure 5: Measurement cross-section of a section at 353.5 km (cross-section 1) with velocity distribution

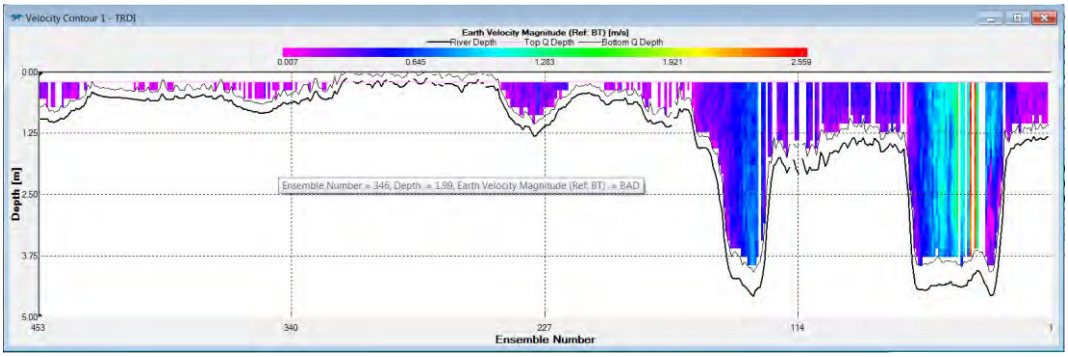


Figure 6: Measurement cross-section of a section at 354.28 km (cross-section 2) with velocity distribution

Velocity distributions are presented in Figs.7. We may observe high irregularity for measured velocities, which is related with errors appearing during measurements or a distortion of measurements connected with the vegetation cover in

flood plains. For both control cross-sections the calculated and measured values of velocity fields have similar courses and the difference in maximum velocities does not exceed 0.08 m for cross-section 1 and 0.22 cm for cross-section 2. Both the course of velocity field and the slight difference in maximum velocities for control cross-section 1 indicates high consistency of measured and calculated values.

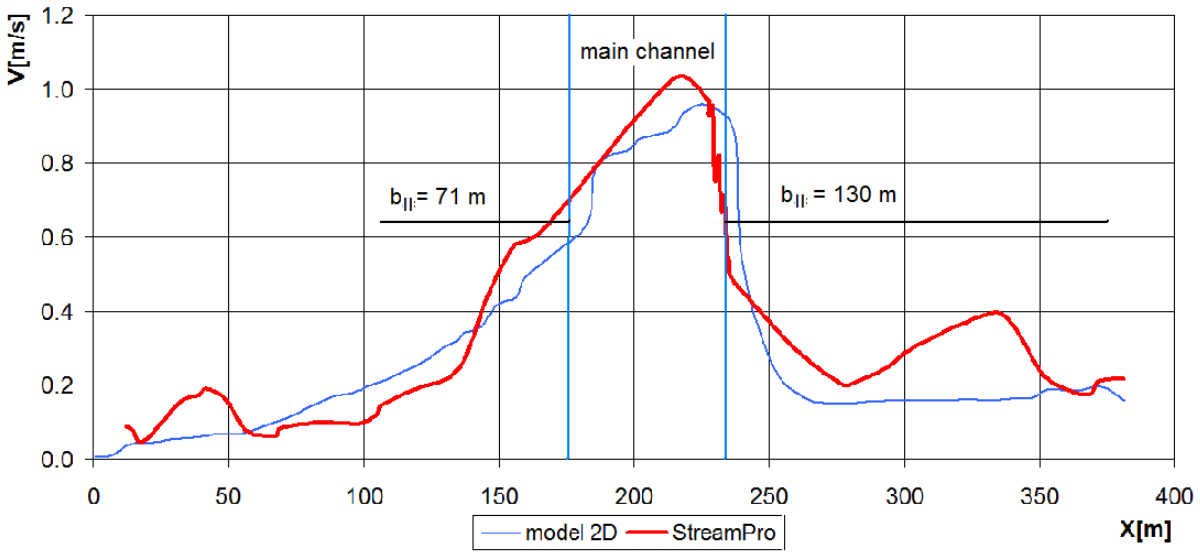


Figure 7: The range of th active flow zone at cross-section 1 with a comparison of velocity distribution measured with a StreamPro probe and calculated with a 2D model.

5 Determination of the range of active flow zone based on measurements

Data from measurements taken with an ADCP probe made it possible to determine the actual range of the active flow zone (Fig. 6). On this basis formula (1) was verified. It was assumed that the active zone of the cross-section comprises 95% total flow. The other 5% flow are symmetrically distributed on both sides of the channel. Thus zones need to be identified which take 2.5% total flow. Using the WinRiverII program boundary values of 2.5 % total flow were determined for the left and right banks.

For such assumptions the range of the active flow zone was calculated for the measurement cross-section 1 was 71 m for the left bank and 130 m for the right bank. These data are presented in Fig. 7, on which the distribution of measured velocities was also given. Much lower velocities on the left bank, which at a distance of 125 m from the embankment lines do not exceed 0.2 m/s cause a

considerable reduction of the range of the active flow zone on that bank. Velocities on the right bank are over 0.2 m/s throughout its length, thus the range of the active zone is almost 2-fold greater than for the left bank. In case of cross-section 2 the range of the active zone was determined only for the left-bank flood plain. It was assumed that all 95% flow identifying the active flow zone takes place in the main river channel and on the left-bank flood plain.

For the obtained values parameter C_T was calculated for the assumed coefficients of resistance to motion and calculated values of hydraulic radius. These data are presented in table 1. The greatest value of parameter C_T, and this the smallest range of the active flow zone was calculated for the left-bank flood plain measurement cross-section 1. A slightly smaller value is assumed by that parameter for the right-bank flood plain of this cross-section, while the smallest is found for the left-bank measurement cross-section 2. In turn, this cross-section is characterized by the greatest hydraulic radius, which results from the incorporation of the old marginal lake in that cross-section, which considerably influences hydraulic parameters for the cross-section at the passage of the flood wave.

Table 1 Values of parameter C_T for measurement cross-sections

Measurement Cross-section	b_{ii}[m]	Roughness coefficient for flood plains ***n*** [$m^{-1/3}s$]	Hydraulic radius [m]	C_T [-]
1	71	0.038	1.25	2.13
1	130	0.038	1.64	1.81
2	175	0.038	1.44	1.26

6 Conclusions

In studies of the effect of wide natural flood plain valleys on the transformation of flood waves in 1D models it is essential to consider an accurate representation of the active flow zone. The basic parameter used in the determination of the active part of the cross-section is rubbing speed C_T, which depends on flow conditions in the main river channel and in flood plains. The authors proposed the application of a 2D model of the natural flood plain valley in the verification of the 1D model and the determination of parameter C_T. Additionally, based on the results of measurements from the flood in the Warta in 2010 they checked and verified assumptions constituting the basis for the determination of the active cross-section. Based on the measurements it was proposed to establish the active zone as an area covering 95% total flow. It is assumed that the other 5% flow is

distributed symmetrically on both sides of the river channel. Much lower flow velocities in flood plains, frequently not exceeding 0.2 m/s, cause a considerable reduction of range of the active zone, which is limited to the main river channel and a part of the left- and right-bank zone.

Acknowledgements

Work funded by the National Science Centre allocated based on the number of decision-DEC-2011/01 / B / ST10 / 06959.

7 References

Abbott, M.B., Cunge, J.A. (1992): Engineering Applications of Computational Hydraulics, Pitman, London.

Cunge, J.A. (1989): Recent Developments in River Modelling, Proc.Int.Conf. Hydraulic And Environemental Modelling Of Coastal, Estuarine And River Water, Bradford, England.

Fulford, J.M., (1992): Characteristics of U.S. Geological Survey Discharge Measurements for Water Year 1990. U.S. Geological Survey Open-File Report 92-493, Reston, VA.

Garcia, C.M., Tarrab, L., Oberg, K., Szupianny R., Cantero, M.I., (2012): Variance of Discharge Estimates Sampled Using ADCPs from Moving Platforms. J. Hydraul. Eng. 138 (8), 684-694

Gunawan, B., Sterling, M, and Knight, D.W., (2010): Using an acoustic Doppler current profiler in a small river. Water and Environment Journal, 24, 147-158

Laks, I. (2008): Modelling of river network with widespread floodplain valleys. Publs. Inst. Geophs. Pol. Acad. Sc., E-10 (406).

Laks, I., Kałuża, T., Sojka, M., Walczak, Z., Wróżyński, R. (2013): Problems with Modelling Water Distribution in Open Channels with Hydraulic Engineering Structures. Annual Set The Environment Protection Volume 15. No 1. pp. 245–257.

Marsden, R., (2005): StreamPro ADCP Performance Characteristics. Proceedings of the IEEE/OES Eighth Working Conference on Current Measurement Technology.

Maidment, D.R. (ed.) (1992): Handbook of Hydrology, McGRAW-HILL INC, New York.

Mueller, D.S. and Wagner, C., (2009): Measuring Discharge with ADCPs from a Moving Boat. US Geological Survey Techniques and Methods 3A-22, USGS, Reston VA.

Pasche, E. (1984): Turbulenzmechanismen in naturnahen Fließgewässern und die Möglichkeiten ihrer mathematischen Erfassung. Mitt. Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, RWTH Aachen, Heft 52.

Rehmel, M.S., (2006): Field Evaluation of Shallow-Water Acoustic Doppler Current Profiler Discharge Measurements. Proceedings of ASCE-EWRI Congress, May 21-25, Omaha.

Schröder, M. (1997): Zur numerischen Simulatione turbulenter Freispiegelströmungen mit ausgeprägt dreidimensionaler Charakteristik. Mitt. Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, RWTH Aachen, Heft 108, Verlag Mainz – Aachen.

Teledyne RD Instruments (2008): StreamPro ADCP Operation Manual.

Autoren:

Assoc. Eng. Tomasz Kałuża

Department of Hydraulic and Sanitary Engineering
Poznań University of Life Sciences
ul. Piątkowska 94A
60-649 Poznań
Poland

Tel.: +48 61 848 77 27
Fax: +48 61 848 77 26
E-Mail: tomasz.kaluza99@gmail.com

Dr. Eng. Ireneusz Laks

Institute of Civil and Geotechnical Engineering
Poznań University of Life Sciences
ul. Piątkowska 94A
60-649 Poznań
Poland

Tel.: +48 61 846 64 10
Fax: +48 61 846 64 02
E-Mail: ilaks@up.poznan.pl

Technische Universität Dresden – Fakultät Bauingenieurwesen
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

38. Dresdner Wasserbaukolloquium 2015
„Messen und Überwachen im Wasserbau und am Gewässer“

Ableitung von Vorlandrauheiten für Strömungssimulationen auf der Basis von Full-Waveform-Airborne-Laserscannerdaten (FW-ALS)

Andreas Kron, Boris Jutzi, Jens Leitloff, Mark Musall
Franz Nestmann, Stefan Hinz, Herbert Brockmann

Moderne Messtechniken und Methoden der Fernerkundung bieten verschiedene Möglichkeiten für die Strömungssimulation erforderliche Daten entweder direkt zu erheben oder über erweiterte Auswerteverfahren abzuleiten. Hierzu wurde am Karlsruher Institut für Technologie untersucht inwieweit eine automatisierte Ableitung von Rauheitsparametern aus FW-ALS-Daten möglich ist und insgesamt 5 Mrd. 3D- Datenpunkte aus Messungen am Niederrhein analysiert. Es wurden 19 Rauheitsklassen definiert, die sich in Flächennutzung, Vegetationshöhe und -dichte unterscheiden und jeweils Referenzflächen kartiert. Die Messdaten innerhalb dieser Flächen wurden auf charakteristische Muster hin untersucht, indem statistische und eigenwertbasierte Merkmale unter Berücksichtigung benachbarter Messwerte analysiert wurden. Basierend auf diesen Merkmalen wurde ein Klassifikationsverfahren entwickelt und auf das gesamte Untersuchungsgebietes angewendet. Daraus liegen 1x1m große Rasterzellen mit Angaben der Zuordnungswahrscheinlichkeiten zu den 19 Rauheitsklassen vor. Zur Verwendung der Ergebnisse in der Strömungssimulation wurde ein Filter- und Generalisierungsverfahren entwickelt, um die vorliegenden Ergebnisse in größere Flächeneinheiten (rasterbasiert oder als Umrißpolygone) zu transformieren. Als Ergebnis steht ein Verfahren zur Verfügung, mit dem aus hochaufgelösten FW-ALS-Daten automatisiert Flächen mit einheitlicher Rauheitswirkung in unterschiedlichen Detaillierungsgraden abgeleitet werden können. Die Untersuchungen wurden im Rahmen eines F&E-Projektes der Bundesanstalt für Gewässerkunde durchgeführt.

1 Einleitung und Zielsetzung

Zur Modellierung von Fließgewässern werden Parameter benötigt, die den Fließwiderstand im Gewässer und auf den Vorländern charakterisieren. Messbare geometrische Größen, wie z. B. Korndurchmesser, Baumabstände und -durchmesser, werden über Modellgesetze mit Parametern korreliert, die i. A. aus hydraulischen Laboruntersuchungen abgeleitet wurden. Eine Anpassung der Rauheitsparameter erfolgt üblicherweise im Zuge einer Modellkalibrierung, um die Strömungsverhältnisse in der Natur möglichst gut nachbilden zu können. Dabei gilt, je genauer Rauheitsparameter und unterschiedliche Rauheitsbereiche erfasst werden, desto präziser lässt sich ihr Strömungswiderstand im Rahmen

der Modellierung beschreiben, was sich auch auf die Genauigkeit der Strömungsmodellierung auswirkt. Da räumlich hoch aufgelöste Angaben zur Vorlandvegetation oft nicht verfügbar sind, werden die Widerstandsparameter derzeit meist aus großräumigen Landschaftsmodellen abgeleitet. Andererseits sind zunehmend hoch aufgelöste Full-Waveform-Airborne-Laserscannerdaten verfügbar, die die Möglichkeit bieten, zusätzlich zur Entfernungsmessung weitere Parameter (z.B. Amplitude und Breite) des rückgestreuten Laserpulses abzuleiten, um z.B. auch Vegetationsstrukturen besser zu charakterisieren. Hier setzt das im Folgenden vorgestellte Projekt an.

2 Festlegung der Rauheitsklassen

Der Gesamtwiderstand eines Fließgewässers ergibt sich aus der Überlagerung der auf die Strömung wirkenden Oberflächen- und Formwiderstände. Der Oberflächenwiderstand resultiert aus den Reibungskräften, die bei Überströmen der Geländeoberfläche auf das Fluid wirken. Die Abbildung des Oberflächenwiderstandes erfolgt in Strömungsmodellen dementsprechend auch flächenhaft, i.d.R. in direkter Abhängigkeit der Landnutzung. Sind Rauheitselemente vorhanden, die in die Strömung hineinragen treten zusätzliche Verluste auf, die durch An- und Umströmung der Elemente entstehen. Diese werden über den Formwiderstand abgebildet. Im Hinblick auf die Vegetationshydraulik sind Bäume, Büsche und Sträucher (als Einzelelemente oder in Gruppen) als wesentliche Formwiderstände zu betrachten.

Nach [DVWK, 1991] kann der Strömungseinfluss der Vegetation über die auf die Fließtiefe bezogene Vegetationshöhe wie folgt charakterisiert werden:

- Kleinbewuchs: Vegetationshöhe h_v << Wassertiefe h

Das Widerstandsverhalten kann näherungsweise mit den Verfahren zur Parametrisierung von Oberflächenrauheiten beschrieben werden.

- Mittelbewuchs: Vegetationshöhe $h_v \approx$ Wassertiefe h

Für höhere Vegetation entspricht das Widerstandsverhalten der Vegetation nicht mehr in allen Fällen dem einer Oberflächenrauheit. In Abhängigkeit der Steifigkeit der Vegetation weicht der Verlauf des Geschwindigkeitsprofils tlw. signifikant von dem logarithmischen Verlauf ab.

- Großbewuchs: Vegetationshöhe $h_v >$ Wassertiefe h

Es findet eine Umströmung der Vegetation statt. Aufgrund der Höhe des Bewuchses ist in den meisten Fällen von starren Strukturen auszugehen.

Neben dem Einfluss der Vegetationshöhe sind die Art der Vegetation sowie die Bewuchsdichte von maßgebendem Einfluss auf die Strömungswiderstände. Der Begriff der Bewuchsdichte bezieht sich hierin sowohl auf die Abstände einzelner Vegetationselemente, z.B. Abstände einzelner Bäume und Büsche als auch auf die Dichte des Blatt- bzw. Astwerks.

Die Festlegung der projektspezifischen Rauheitsklassen erfolgt unter der Berücksichtigung der Landnutzung sowie in Abhängigkeit der Vegetationshöhe und -dichte in einem dreistufigen Verfahren (Tabelle 1).

Tabelle 1 Projektspezifisch festgelegte Rauheitsklassen

Stufe 1	**Stufe 2 Rauheitsklasse**		**Stufe 3 Bewuchsdichte**
Rauheitshöhe	**Objekt-kennung**	**Bezeichnung**	
0 < h < **1,0 m**	1100	Wasserflächen	-
	1200	befestigte Wege und Flächen	-
	1300	erodierbare Wege und Flächen	-
	1400	Ackerland	-
	1500	Grünland	-
	1610	niedriges Buschwerk	aufgelöst
	1620	niedriges Buschwerk	geschlossen
	1700	Steinschüttungen, Buhne	-
	1899	Weidezaun	-
1,0 m < h < **2,5 m**	2100	Feuchtgebiete	-
	2210	mittelhohes Buschwerk	aufgelöst
	2220	mittelhohes Buschwerk	geschlossen
	2300	niedrige Gebäude/Bebauung	-
h > **2,5 m**	3110	hohes Buschwerk	aufgelöst
	3120	hohes Buschwerk	geschlossen
	3210	Baum	ohne/wenig Unterholz
	3220	Baum	mit mitteldichtem Unterholz
	3230	Baum	mit dichtem Unterholz
	3300	hohe Gebäude/Bebauung	-

In Stufe 1 der Rauheitsklassifizierung erfolgt die Festlegung der Klassengrenzen aus der statistischen Analyse eines aus den FW-ALS-Daten abgeleiteten normierten digitalen Oberflächenmodells. Aus der Betrachtung der lokalen Minima des Höhenhistogramms sowie der hydraulisch relevanten Vegetationshöhen wurden als Klassengrenzen die Vegetations- bzw. Rauheitshöhen von 1,0 m und 2,5 m festgelegt.

In Stufe 2 erfolgt eine Festlegung der Rauheitsklassen, die sich in ihrer hydraulischen Rauheitswirkung signifikant unterscheiden.

In Stufe 3 erfolgt für die Klassen *Buschwerk* und *Baum* eine weitere Differenzierung nach der Dichte des Vegetationsbestandes. Für die Klasse(n) *Buschwerk* bezieht sich die Dichte auf den Abstand einzelner Büsche zueinander. Unterschieden wurde hier in *aufgelöstes Buschwerk* (Einzel- bzw. freistehende Büsche) und *geschlossenes Buschwerk* (Buschreihe). In der Rauheitsklasse Baum wurde nach der Dichte des Unterstandes unterschieden. Als Beispiel für *Baum ohne/wenig Unterholz* können Einzelbäume oder kleine Baumgruppen in Parkanlagen oder Grünstreifen, als *Baum mit mitteldichtem Unterholz* bewirtschaftete Waldflächen und als *Baum mit dichtem Unterholz* nicht bewirtschaftete Auwälder genannt werden.

Als Basisdaten für die überwachte Klassifikation werden Flächen für jede Rauheitsklasse benötigt, die als Trainingsflächen für den Klassifikator verwendet werden können. Innerhalb dieser Flächen soll zum einen eine möglichst weitgehende Bedeckung mit der entsprechenden Rauheitsklasse vorliegen (90-95%), zum anderem sollen diese innerhalb der Klasse eine gewisse „Streubreite“ an Signalen aufweisen, um eine robuste Klassifizierung zu erreichen. Hierzu wurden für jede Rauheitsklasse mehrere, nicht zusammenhängende Flächen kartiert, mit einer Mindestgesamtfläche von ca. 1.000 m² für jede Rauheitsklasse.

3 Klassifizierung der FW-ALS-Daten

Bei der Klassifikation kommen Methoden der statistischen Mustererkennung zur Anwendung, sogenannte Support Vector Machines (SVM). Die gesuchten Rauheitsklassen werden mit Hilfe von Merkmalsvektoren beschrieben und anhand deren Lage im Merkmalsraum klassifiziert. Die Parameter zur Charakterisierung einzelner Rauheitsklassen werden bei der überwachten Klassifikation durch Training aus Beispielsdaten bzw. Referenzdaten gewonnen. Diese sind durch die Rauheitsklassen gegeben.

3.1 Merkmalsberechnung

Charakteristische Strukturen sind in Abhängigkeit der gegebenen Rauheitsklassen zu erwarten [Jutzi & Stilla, 2003]. Ebene Strukturen, wie Wiesen oder Ackerland, können unter Umständen durch klein gewählte Nachbarschaften ausreichend beschrieben werden. In Wälder kann es dagegen notwendig sein, größere Nachbarschaftsbereiche zu wählen, um die darin enthaltenen Baum- und Unterholzstrukturen zu erfassen. Die optimale Nachbarschaftsgröße ist abhängig von den gegebenen Rauheitsklassen und den verwendeten Merkmalswerten. Für jede Rauheitsklasse wird durch separates Training und Klassifikation die optimale Größe der lokalen Nachbarschaft bestimmt. Deshalb werden für die

Klassifikation aus den Full-Waveform Laserdaten signifikante und deskriptive Merkmale unter Berücksichtigung der lokalen Nachbarschaft für jedes Pixel generiert. Für die Größe dieser Nachbarschaft wird eine Kantenlänge von 3, 5, 7, 9, 11 und 13 m verwendet.

Pro Pixel werden jeweils Merkmale aus vier verschiedenen Kategorien berechnet und zu einem Merkmalsvektor zusammengefasst. Bei den Kategorien handelt es sich um statistische Merkmale (minimaler Wert, maximaler Wert, Mittelwert, Median, Standardabweichung, Differenz zwischen maximalem und minimalem Wert), eigenwertbasierte Merkmale [Gross et al., 2007; Weinmann et al., 2013; Weinmann et al., 2014], Shape Distributions [Blomley et al., 2014] und ein Höhenhistogramm. Der Merkmalsvektor besteht aus insgesamt 105 Elementen, welche sich aus 30 statistischen Merkmalselementen, 15 eigenwertbasierten Merkmalselementen, 50 Shape Distribution Elementen und 10 Höhenhistogramm Elementen ergibt. Die Merkmalsberechnung muss für jede verwendete Nachbarschaft erfolgen, d.h. pro Pixel werden aus sechs verschiedenen Größen die resultierenden Merkmale berechnet.

3.2 Training des Klassifikators

Ziel des Trainings ist die Bestimmung der beiden optimalen Parameter der SVM. Für jeden Parameter werden 11 verschiedene Werte untersucht, woraus sich 121 Parameterkombinationen ergeben. Die Klassifikationsleistung jeder einzelnen Kombination wird durch 3-fache Kreuzvalidierung bestimmt.

Es wird erwartet, dass sich für eine optimale Erkennung der unterschiedlichen Rauheitsklassen aufgrund ihrer geometrischen Beschaffenheit unterschiedliche Nachbarschaftsgrößen ergeben werden. Das Training wird daher für jede Klasse mit jeder Nachbarschaftsgröße durchgeführt. Es werden aus Parameterkombinationen (121), Kreuzvalidierung (3), Nachbarschaftsgrößen (6) und Rauheitsklassen (18) insgesamt 121x3x6x18=9204 Kassifikatoren trainiert und validiert.

Zur Beurteilung der Klassifikationsleistung werden die Maße: *Quality, Completness und Correctness* verwendet, welche richtige, falsche und fehlende Zuordnungen berücksichtigen. In Tabelle 2 ist die *Quality* der besten Parameterkombination pro Rauheitsklasse und Nachbarschaftsgröße dargestellt.

Wie vermutet, ist die Klassifikation der einzelnen Rauheitsklassen abhängig von der jeweiligen Nachbarschaftsgröße. Die in der Tabelle hervorgehobenen Werte stellen den jeweils besten Wert einer Rauheitsklasse dar. Der dafür verwendete Klassifikator wird zur endgültigen Klassifizierung herangezogen. Das finale Ergebnis der umfangreichen Untersuchung sind dem entsprechend 18 Klassifikatoren, die jeweils eine Klasse mit einer fest definierten Nachbarschaftsgröße klassifizieren.

Tabelle 2 Ergebnis für die *Quality* mit optimaler Nachbarschaft je Rauheitsklasse

Rauheitsklasse		Fläche [m²]	Nachbarschaftsgröße [m]						
			3	5	7	9	11	13	Max
1200	befestigte Wege & Flächen	228.798	**22,6**	20,5	20,1	17,3	19,6	16,6	**22,6**
1300	erodierbare Wege & Flächen	121.001	**9,9**	8,6	8,4	6,7	6,8	6,4	**9,9**
1400	Ackerland	1.072.101	26,7	**27,3**	26	23,2	26,1	20,6	**27,3**
1500	Grünland	1.515.365	**11,2**	9,6	10,1	9,8	9	8,7	**11,2**
1610	niedriges Buschwerk - aufgelöst	113.072	10,4	**10,6**	7,8	8,6	9,2	8,6	**10,6**
1620	niedriges Buschwerk - geschlossen	27.871	9,2	7,7	9,8	**11,1**	9,6	9,0	**11,1**
1700	Steinschüttungen, Buhne	24.594	**38,1**	36,2	36,2	32,6	33,2	25,7	**38,1**
1899	Weidezaun	30.846	**5,9**	**5,9**	4,1	5,3	5,2	4,9	**5,9**
2100	Feuchtgebiete	28.000	**19,0**	17,1	16,7	17,1	18,1	18,2	**19,0**
2210	mittelhohes Buschwerk - aufgelöst	19.195	12,9	13,5	11,9	**15,5**	10,9	13,4	**15,5**
2220	mittelhohes Buschwerk - geschlossen	40.404	14,9	14,9	**15,1**	13,8	13,6	11,9	**15,1**
2300	niedrige Gebäude/Bebauung	3.686	**39,3**	32,7	30,8	28,1	26,4	27,7	**39,3**
3110	hohes Buschwerk - aufgelöst	6.721	16,3	17,5	17,2	**22,5**	17,8	20,6	**22,5**
3120	hohes Buschwerk - geschlossen	32.898	**20,3**	16,9	17,4	16,3	14,1	14,2	**20,3**
3210	Baum/Wald - ohne/wenig Unterholz	217.777	15,6	15,2	**16,1**	13,9	13,7	12,3	**16,1**
3220	Baum/Wald - mitteldichtes Unterholz	271.091	**11,4**	10,7	9,7	9,3	9,6	9,8	**11,4**
3230	Baum/Wald - dichtes Unterholz	57.287	**23,5**	22,9	23,0	23,1	21,8	20,2	**23,5**
3300	hohe Gebäude/Bebauung	53.926	**45,7**	41,2	38,0	31,3	31,8	24,5	**45,7**

4 Evaluierung und Bewertung

Zur quantitativen Evaluierung der Klassifikationsergebnisse wird die Konfusionsmatrix berechnet. Hierzu werden die vorgegebenen Klassen (Referenzklassen) mit den aus der Klassifizierung gewonnenen Klassen (Ergebnisklassen) verglichen. Es wird gezählt wie oft eine Klasse richtig und wie oft sie falsch klassifiziert wurde. Wenn falsch klassifiziert wurde, wird berücksichtigt welcher Klasse das Pixel zugeteilt wird. Das Ergebnis wird in einer Matrix gespeichert (Abbildung 1). Die Spalten enthalten die vorgegebenen Klassen, die Zeilen die Klassen des Ergebnisses. Die Summe der Werte in jeder Zeile ergeben einen Wert von 1. Idealerweise ist die Hauptdiagonale der Matrix mit 1 besetzt und die Nebenelemente mit 0. Nachfolgend werden die Ergebnisse anhand der Konfusionsmatrix erläutert. Neben der Evaluierung auf Basis der Referenzdaten erfolgt eine Validierung der Klassifizierungsergebnisse für das gesamte Projektgebiet über den Vergleich mit Orthofotos sowie vor-Ort-Kartierungen. Die Ergebnisse stimmen in beiden Fällen weitgehend überein.

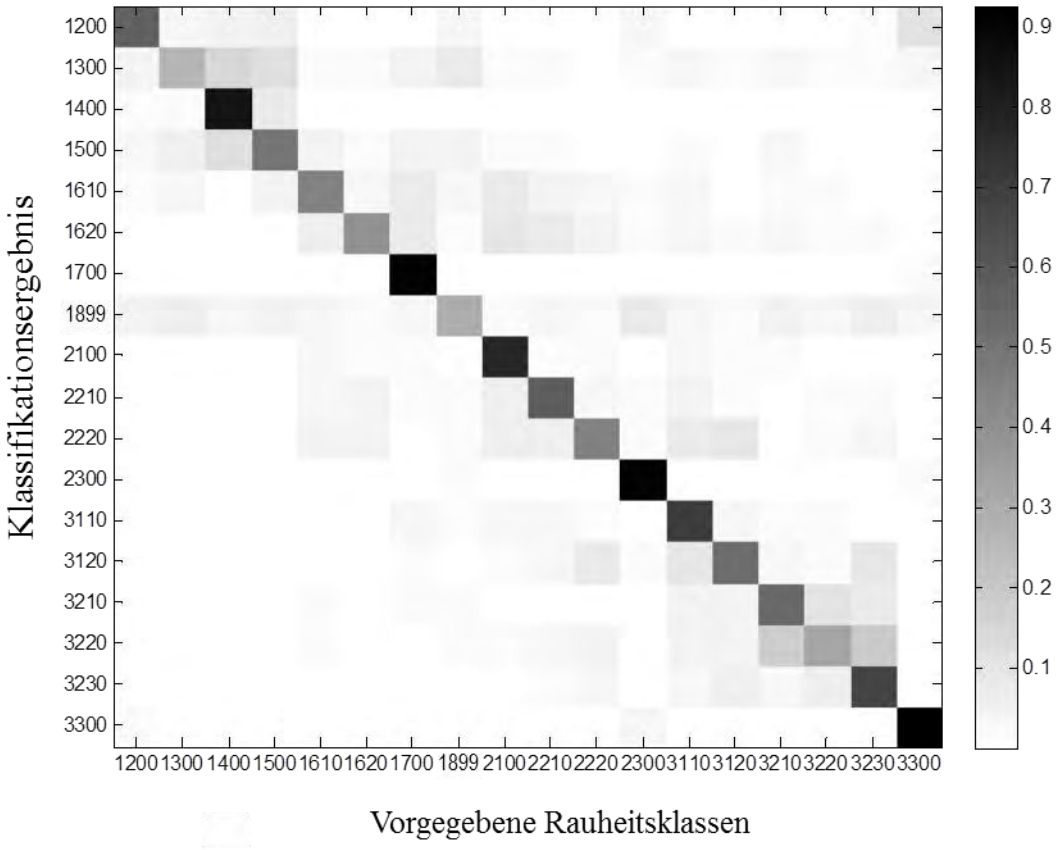


Abbildung 1: Grafische Darstellung der Konfusionsmatrix (in Graustufen dargestellt sind die Zuordnungswahrscheinlichkeiten)

Aus der Konfusionsmatrix können folgende auffällige Zusammenhänge abgeleitet werden:

- Die Hauptdiagonale ist ausgeprägt, d.h. prinzipiell ist eine gute Zuordnung zwischen den einzelnen Referenzklassen und den dazugehörigen Ergebnisklassen gegeben.
- *Befestigte Wege und Flächen (RK 1200):* Es erfolgt in vielen Fällen eine korrekte Zuordnung. Teilweise ist eine Fehlzuordnung zur Klasse *hohe Bebauung* zu beobachten. Dies ist dadurch zu erklären, dass beide Klassen größtenteils künstliche Objektoberflächen (z.B. Dach oder Asphalt) aufweisen, die üblicherweise eine planare Geometrie und homogene Radiometrie besitzen.
- *Erodierbare Wege und Flächen (RK 1300), Ackerland (RK 1400), Grünland (RK 1500):* Eine zuverlässige Unterscheidung der Klassen *Erodierbare Wege und Flächen* und *Grünland* ist eingeschränkt möglich. *Ackerland* wird sehr gut erkannt. Bei diesen Klassen handelt es sich um geometrisch „flache“

Strukturen. Es findet teilweise eine gegenseitige Zuordnung statt. Dies ist dadurch erklärbar, dass für viele Flächen eine eindeutige Trennung zwischen Grün- und Ackerland auch in der Realität nicht möglich ist, insbesondere vor dem Hintergrund, dass die Befliegungsdaten in der vegetationsfreien Periode aufgenommen wurden.

- *Niedriges Buschwerk (RK 1610, RK 1620):* Die Klassen können nicht durchgehend zuverlässig klassifiziert werden. Dies ist vermutlich auch dadurch begründet, dass im Projektgebiet nur wenige Flächen mit niedrigem Buschwerk vorhanden sind, die zudem sehr heterogene Bewuchsstrukturen aufweisen.
- *Steinschüttung, Buhne (RK 1700), Feuchtgebiet (RK 2100):* Diese Klassen werden mit hoher Zuverlässigkeit zugeordnet.
- *Mittelhohes Buschwerk (RK 2210, RK 2220):* Die Zuverlässigkeit liegt im mittleren Bereich, bei *geschlossenem Buschwerk* ist eine schwache Verwechselung mit *hohem Buschwerk* gegeben.
- *Hohes Buschwerk (RK 3110, RK 3120): Aufgelöstes Buschwerk* wird sehr gut erkannt, bei *geschlossenem Buschwerk* liegt die Zuverlässigkeit im mittleren Bereich.
- *Baum (RK 3210, RK 3220, RK 3230):* Grundsätzlich werden nahezu alle Bäume zuverlässig erkannt. Eine Unterscheidung nach der Dichte des Unterwuchses ist jedoch nicht möglich, dies ist an der hohen gegenseitigen Zuordnung der drei Klassen untereinander zu erkennen.
- *Gebäude (RK 2300, RK 3300):* Sowohl niedrige als auch hohe Gebäude werden sehr gut erkannt.

5 Aufbereitung der Klassifikationsergebnisse für die Strömungsmodellierung

Als Ergebnis der Klassifikation liegen für jedes Pixel des 1x1m-Raster im Projektgebiet die Zuordnungswahrscheinlichkeiten zu jeder der 19 Rauheitsklassen vor. Bei einer Größe des Projektgebietes von ca. 49 km² ergibt dies eine Datenmenge von 19 x 49 x 10^6 Einzelwerten. In der Strömungsmodellierung sind jeder Zelle eindeutige Beiwerte zur Charakterisierung der Oberflächenrauheit und ggf. der Formrauheit zuzuordnen. Aus diesem Grund wird jedem Pixel zunächst diejenige Rauheitsklasse zugeordnet, die im Rahmen der Klassifikation mit der höchsten Zuordnungswahrscheinlichkeit ermittelt wurde. Die Zuordnung erfolgt zunächst singulär für jede einzelne Rasterzelle, d.h. ohne Berücksichtigung der

benachbarten Zellen. Dadurch entsteht ein stark gegliedertes und inhomogenes Rauheitsraster, das für die direkte Anwendung in Strömungsmodellen ungeeignet ist.

Zur „Homogenisierung“ des Rauheitsrasters sowie zur Reduktion der zu verarbeitenden Datenmenge wurde ein mehrstufiges Filter- und Generalisierungsverfahren entwickelt mit dem Flächen geringer Größe eliminiert werden können (Abbildung 2) und gleichzeitig sichergestellt ist, dass kleinräumige, aber hydraulisch relevante Vegetationsflächen bei der Übertragung auf das Berechnungsnetz ausreichend berücksichtigt werden.

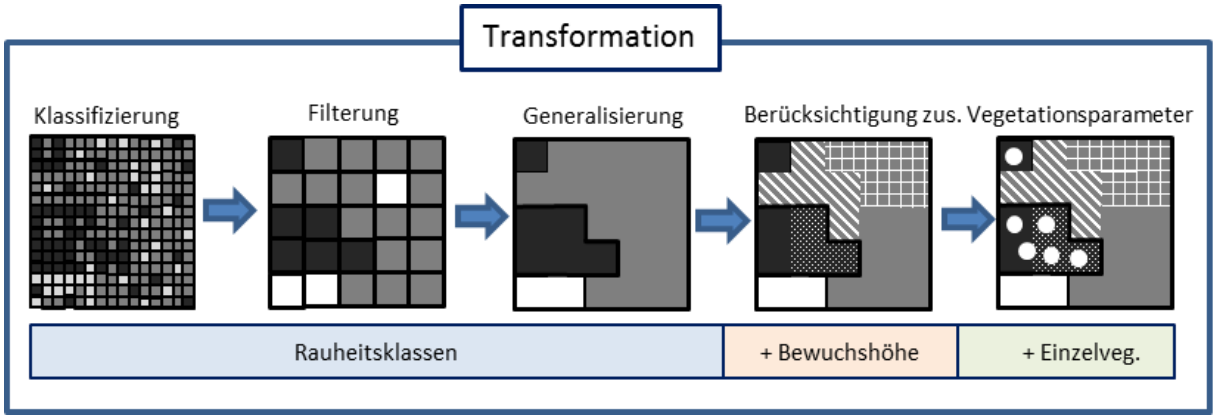


Abbildung 2: Projektspezifisch festgelegte Rauheitsklassen

In einem ersten Bearbeitungsschritt werden über einen Mehrheitsfilter isolierte Rasterdaten herausgefiltert. Die Filterung erfolgt dabei in Abhängigkeit der benachbarten Zellen, wobei die Größe der berücksichtigten Nachbarschaft frei gewählt werden kann. Aus einer Studie mit unterschiedlicher Nachbarschaftsgröße hat sich mit der gegebenen Zielsetzung eine Kantenlänge von 7 m als optimal ergeben.

Im Weiteren werden in Abhängigkeit der Rauheitsklasse Mindestgrößen von Flächen mit einheitlicher Rauheit definiert, bei deren Unterschreiten eine Berücksichtigung aus hydraulischer Sicht nicht erforderlich ist. Eine Festlegung der Mindestgröße der einzelnen Teilflächen kann und muss dabei nicht allgemeingültig vorgenommen werden, diese sind vielmehr in Abhängigkeit der allgemeinen Zielsetzung der Modellierung, der Rauheitsklasse, der Gebietsgröße, der räumlichen Auflösung der Eingangsdaten etc. festzulegen.

Im Ergebnis liegt ein flächendeckendes generalisiertes Netz mit eindeutiger Zuordnung zu einer der definierten Rauheitsklassen vor. Den einzelnen Teilflächen, die sowohl rasterbasiert als auch als Umrißpolygone vorliegen, können zur Anwendung in der Strömungsmodellierung entsprechende Rauheitsbeiwerte zugewiesen werden. Es besteht weiterhin die Möglichkeit, aus den FW-ALS-Daten

ableitbare Vegetationsparameter in der Festlegung der Rauheitsflächen zu berücksichtigen, z.B. die Bewuchshöhe oder Baumabstände, was jedoch nicht in der Zielsetzung des Projektrahmens lag.

6 Literatur

DVWK (1991): Hydraulische Berechnungen von Fließgewässern, Merkblätter zur Wasserwirtschaft des deutschen Verbandes für Wasserwirtschaft und Kulturbau e.V. Heft 220, Verlag Paul Parey, Hamburg und Berlin, 1991

Blomley, R., Weinmann, M., Leitloff, J., Jutzi, B., (2014) Shape Distribution Features for Point Cloud Analysis – A Geometric Histogram Approach on Multiple Scales. ISPRS Annals of the Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Sciences II-3, 2014: 9-16

Gross, H.; Jutzi, B.; Thoennessen, U. (2007): Segmentation of tree regions using data of a full-waveform laser. International Archives of Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Sciences 36 (Part 3/W49A): 57-62

Jutzi, B.; Stilla, U. (2003): Analysis of laser pulses for gaining surface features of urban objects. 2nd GRSS/ISPRS Joint Workshop on Remote Sensing and data fusion on urban areas, URBAN 2003. IEEE: 13-17 [ISBN 0-7803-7719-2]

Musall, M., Oberle, P., Nestmann, F.; 2011: Hydraulic Modelling, Flood Risk Assessment and Management , Springer Verlag, S. 187-209

Musall, M., Kron, A., Oberle, P., Beffa, C.; 2008: GIS-gestütztes Werkzeug zur operationellen Hochwassersimulation auf Basis eines 1D/2D-gekoppelten HN-Verfahrens, Internationales Symposium „Neue Anforderungen an den Wasserbau“, ETH Zürich, Mitteilung 208, Band 2

Weinmann, M., Jutzi, B., Mallet, C., (2013) Feature relevance assessment for the semantic interpretation of 3D point cloud data. ISPRS Annals of the Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Sciences II-5/W2.

Weinmann, M., Jutzi, B., Mallet, C., (2014) Semantic 3D Scene Interpretation: A Framework Combining Optimal Neighborhood Size Selection with Relevant Features. ISPRS Annals of the Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Sciences II-3, 2014: 181-188

Autoren:
Dr.-Ing Andreas Kron,
Dr.-Ing. Mark Musall
Prof. Dr.-Ing. Franz Nestmann
Inst. für Wasser und Gewässerentwicklung
Karlsruher Institut für Technologie
E-Mail: kron@kit.edu

Dr.-Ing. Boris Jutzi
Dr.-Ing Jens Leitloff
Prof. Dr.-Ing. Stefan Hinz
Inst. für Photogrammetrie u. Fernerkundung, Karlsruher Institut für Technologie
E-Mail: boris.jutzi@kit.edu

Dipl.-Ing. Herbert Brockmann
Bundesanstalt für Gewässerkunde
E-Mail: brockmann@bafg.de

Technische Universität Dresden – Fakultät Bauingenieurwesen
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

38. Dresdner Wasserbaukolloquium 2015
„Messen und Überwachen im Wasserbau und am Gewässer“

36 Jahre Talsperre Eibenstock – 36 Jahre Überwachung des Betonzustands durch Ultraschall

Ernst Niederleithinger
Rolf Krompholz
Sabine Müller
Reiner Lautenschläger
Jan Kittler

Ultraschall-Transmissionsmessungen werden seit Jahrzehnten bei der Qualitätssicherung von Betonkonstruktionen eingesetzt. Aus den Wellengeschwindigkeiten lassen sich dynamische Elastizitätsmoduln und – nach lokaler Kalibrierung – auch Druckfestigkeiten ermitteln. Zudem ergeben sich Hinweise auf Risse und andere Materialschwächungen. Der Einsatz erfolgt vor allem im Labor oder an der Bauwerksoberfläche. Neuerdings werden auch Monitoringsysteme mit eingebetteten Sensoren auf Ultraschallbasis erfolgreich getestet.

Die Talsperre Eibenstock dient als größte Sperre in Sachsen der Trinkwasserversorgung und dem Hochwasserschutz. Hier wurden während der Bauphase im Jahr 1979 im Fußbereich des Mauerkörpers Ultraschallsensoren eingebracht, die in Verbindung mit einem Messoszilloskop eine Überwachung der Erhärtung des Mauerbetons ermöglichten.

Der für die Sensorauswahl eingesetzte Messstellenumschalter wurde im September 2011 grundlegend instand gesetzt. Danach zeigte sich, dass die eingebetteten Sensoren selbst sowie die Verkabelung auch nach über fünfunddreißig Jahren in einwandfreiem Zustand sind. Eine nunmehr aufgelegte Messserie mit modernem Gerät von über einem Jahr mit ein- bis zweimonatigen Intervallen zeigte, dass die Wellengeschwindigkeit seit der Bauphase noch einmal um gut 10 % zugenommen hat, was für eine erhöhte Druckfestigkeit spricht. Innerhalb des Jahres zeigten sich auch bei Einsatz neuer, sehr sensibler Auswertemethoden (sog. Codawelleninterferometrie) nur geringfügige Schwankungen. Diese waren auch nicht zu erwarten, da sich die Füllhöhe zu den Messzeitpunkten nur gering unterschied, die Temperatur im Bauwerksinneren nur wenig schwankte und der Bauwerkszustand sehr gut ist.

Die Aussagen zur Betongüte sind direkt vergleichbar mit den früheren Mess- und Untersuchungsergebnissen an der Talsperre Gottleuba, die im gleichen Zeitraum errichtet wurde und ebenfalls mit einem Ultraschallsystem ausgerüstet war.

Die Experimente zeigten, dass ein Einsatz von Ultraschallsystemen für die Bauwerksüberwachung auch über Jahrzehnte möglich ist. Dies war im vorliegenden

Fall nie geplant, aber durch den Einsatz der Mitarbeiter vor Ort und der Herstellerfirma möglich. Bei zukünftigen Systemen ist eine langfristige Planung unter Einbeziehung aller Beteiligten sowie eine Einbindung in Überwachungs- und Wartungspläne notwendig, damit die qualitätsgesichert gewonnen Daten gewinnbringend genutzt werden können.

Stichworte: Ultraschall, Beton, Überwachung, Monitoring

1 Einführung

Ultraschall-Transmissionsmessungen werden seit Jahrzehnten bei der Qualitätssicherung von Betonkonstruktionen eingesetzt. Aus den Wellengeschwindigkeiten lassen sich dynamische Elastizitätsmoduln und – nach lokaler Kalibrierung – auch Druckfestigkeiten ermitteln. Zudem ergeben sich Hinweise auf Risse und andere Materialschwächungen. Auch Stress, Temperatur und Feuchte spiegeln sich in den Geschwindigkeiten wieder.

Der Einsatz erfolgt vor allem im Labor an Probekörpern oder vor Ort an der Bauwerksoberfläche. Neuerdings werden auch Monitoringsysteme mit eingebetteten Sensoren auf Ultraschallbasis erfolgreich getestet. Hierbei wird immer wieder die Frage nach der Dauerhaftigkeit der Sensoren diskutiert. Wünschenswert wäre, dass die eingebetteten Sensoren über Jahrzehnte wartungsfrei arbeiten. Der Nachweis hierfür ist aber nur schwer zu führen.

In der Talsperre Eibenstock wurden in der Bauphase experimentell mehrere Piezosensoren verbaut, um lokal die Erhärtung des Betons zu verfolgen. Die Sensoren blieben samt Anschlüssen bis heute erhalten, sodass sie nun auf ihre Funktionsfähigkeit und ihre Eignung für eine Dauerüberwachung getestet werden konnten.

2 Betonüberwachung mit Ultraschall

Ultraschallmessungen werden seit Jahrzehnten zur Bauwerksüberwachung und zur Baustoffuntersuchung eingesetzt. Über passende Sensoren werden Wellen mit Frequenzen zwischen 25 und 400 kHz in das Objekt gesendet und von weiteren Sensoren in Reflektions- oder Transmissionsanordnung empfangen. Aus den Einsatzzeiten der Signale lassen sich bei Kenntnis der Wellenwege und der Dichte ρ die Geschwindigkeiten von Kompressions- (c_p) und Scherwellen (c_s) berechnen und daraus Parameter wie Kompressionsmodul E, Schubmodul G oder Poissonzahl ν ableiten:

$$c_P = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}} \quad bzw. \quad c_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \tag{1}$$

Die elastischen Parameter und damit auch die Geschwindigkeiten sind auch von Zustandsparametern wie Stress, Temperatur oder Feuchte abhängig (z. B. *Wolf et al.,* 2014).

Über Korrelationen lassen sich aus den dynamischen Parametern auch Rückschlüsse auf statische Parameter oder die Druckfestigkeit ziehen. Mit passenden Messanordnungen und anderen Messparametern lassen auch Informationen zu Rissen, Ermüdung und anderen Schäden ermitteln. Bildgebende Verfahren zur Strukturerkundung und Lokalisierung von Einbauten sind ebenfalls möglich. Der Stand der Technik ist in DIN EN 12504-4:2004-12 und dem DGZfP-Merkblatt B8 geregelt.

3 Installation in Eibenstock

3.1 Die Talsperre Eibenstock

Die Talsperre Eibenstock (Abbildung 1) ist die größte Sperre in Sachsen. Ihre Hauptaufgabe besteht darin, Haushalte, Industrie und Gewerbe im Raum Chemnitz und Zwickau mit Trinkwasser zu versorgen. Sie dient aber auch dem Hochwasserschutz und höht in niederschlagsarmen Perioden den Wasserstand der Zwickauer Mulde auf. Das Wasser der Talsperre wird außerdem zur Energieerzeugung genutzt. Der Baubeginn erfolgte 1974. Der Probestau begann im März 1981. 1982 erfolgte die erste Wasserabgabe an das Wasserwerk, wobei die letzten Arbeiten erst 1987 abgeschlossen wurden. Die Staumauer besteht aus 26 nebeneinander stehenden Feldern, die durch Fugen konstruktiv getrennt sind.



Abbildung 1: Talsperre Eibenstock (Foto: LTV)

3.2 Instrumentierung 1979

Am 3. 4. 1979 wurden kurz vor Betonage im Fußbereich des Mauerkörpers in Feld 15/ Block A9 zwölf Ultraschallsensoren (8 Sender, 4 Empfänger, Abbildung 2 links, Abbildung 3) eingebracht, die in Verbindung mit einem Umschalter im unteren Kontrollgang und einem Messoszilloskop (Abbildung 2 rechts) eine Überwachung der Erhärtung des Mauerbetons ermöglichten. Die Sensoren erzeugen bzw. empfangen in Richtung ihrer Achse vor allem Kompressionswellen. Da bestimmte Kombinationen rechtwinklig oder gar äquatorial zueinander angeordnet sind, können auch Scherwellen registriert werden.

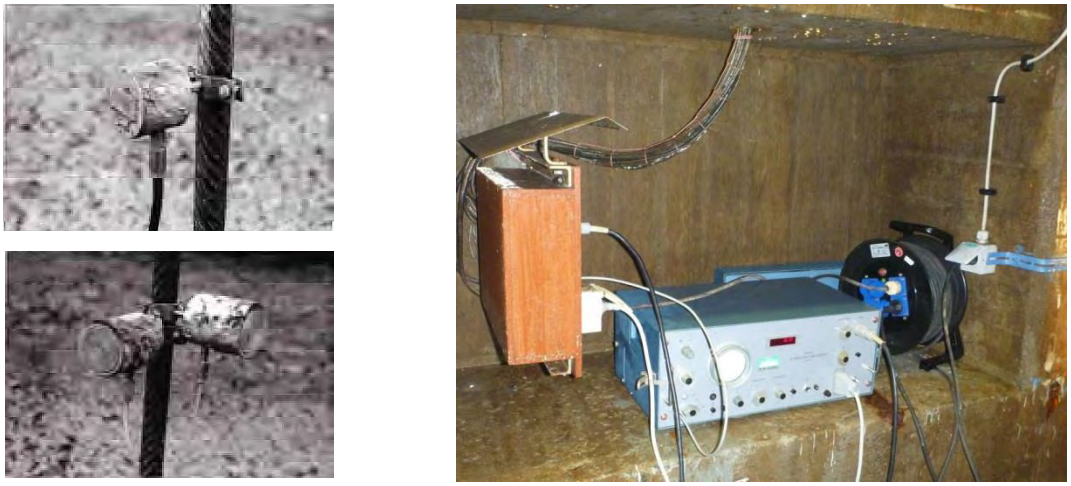


Abbildung 2: Links oben: Ultraschall-Sender vor dem Betonieren. Links unten: dto., Empfänger. Rechts: Umschalter und Messoszilloskop.

Sieben Tage nach Betonage begannen die Messungen, bei denen für alle möglichen 32 Sender/Empfänger-Kombinationen die Laufzeiten gemessen und daraus der Mittelwert der Geschwindigkeiten bestimmt wurde. Nach den Gleichungen (1) wurden bei bekannter Materialdichte die elastischen Parameter berechnet. Die Messungen wurden über fünf Jahre fortgesetzt (Abbildung 4, *VEB Prowa*, 1985). Es zeigt sich, dass schon nach 28 Tagen ein hohes, den Anforderungen voll entsprechendes Niveau erreicht war (dyn. E-Modul über 40 GPa). Nach einem halben Jahr zeigten sich keine signifikanten Änderungen mehr (ca. 47 GPa). Ein Zusammenhang mit der Stauhöhe war nicht zu beobachten.

Die Aussagen zur Betongüte sind direkt vergleichbar mit den früheren Mess- und Untersuchungsergebnissen an der Talsperre Gottleuba, die im gleichen Zeitraum errichtet wurde und ebenfalls mit einem Ultraschallsystem ausgerüstet war.

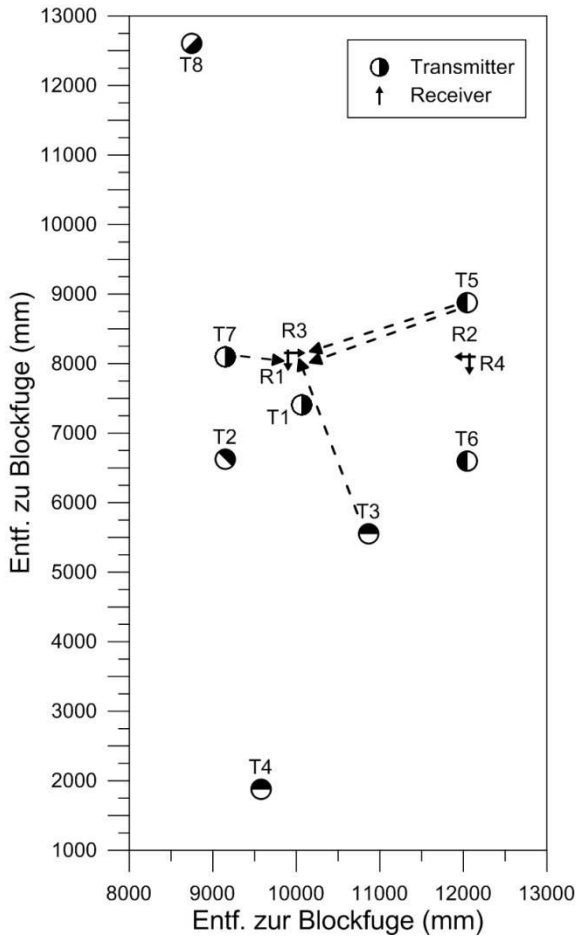


Abbildung 3: Anordnung der Sensoren im Block 15 (Plan-Aufsicht). Pfeile: Im Text erwähnte Messstrecken.

3.3 Wiederinbetriebnahme 2011

Bei einem Fachbesuch an der Talsperre im Frühjahr 2011 wurde beschlossen, die Messeinrichtung wieder in Betrieb zu nehmen. Dazu wurde der für die Sensorauswahl eingesetzte, mit der Zeit intern korrodierte Messstellenumschalter im September 2011 durch die Fa. Geotron im Auftrag der LTV grundlegend instandgesetzt. Danach zeigt sich, dass die eingebetteten Sensoren selbst sowie Verkabelung und Messoszilloskop auch nach gut 35 Jahren in einwandfreiem Zustand waren. Testweise wurde durch die Fa. Geotron ein moderneres Messgerät eingesetzt und die Kompressionswellengeschwindigkeit bestimmt. Die Abweichung zwischen den Messtechnik-Generationen betrug unter 1%. Die mittlere Wellengeschwindigkeit hat sich im Laufe der Zeit noch einmal etwas erhöht (Abbildung 4).

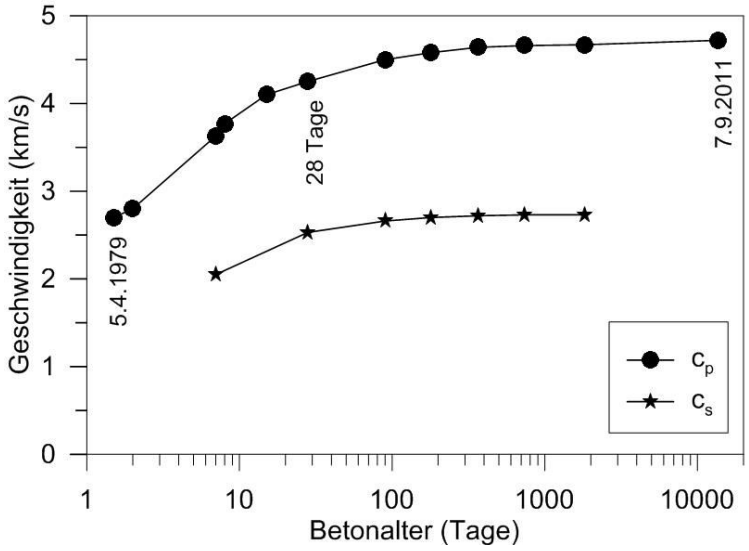


Abbildung 4: Geschwindigkeitsentwicklung abhängig vom Betonalter

3.4 Dauerüberwachung 2011 - 2013

Eine nunmehr durch die BAM mit Unterstützung der LTV aufgelegte Messserie mit modernem Gerät der Fa. Geotron über fast zwei Jahre mit unterschiedlichen Intervallen diente dem Test neuer, sensibler Auswertealgorithmen und der Bestimmung der Wiederholbarkeit und Schwankungsbreite der Messungen. Außerdem sollten etwaige Schwankungen mit der Stauhöhe oder den Jahreszeiten erfasst werden.

In Abbildung 5 sind als Beispiel die Messspuren für die Sensorkombination T3-R1 gezeigt. Die Einsätze von Kompressions- und auch Scherwellen sind klar zu erkennen, letzteres da Sender und Empfänger senkrecht zueinander stehen. Es zeigen sich kaum signifikante Unterscheide über die Zeit, auch nicht zu den mit einer älteren Messapparatur aufgenommenen Daten von 2011 (unten in der Abbildung).

Den einzelnen Messreihen wurden die Laufzeiten für die verschiedenen Wellentypen entnommen und die Geschwindigkeiten berechnet. Für die Ersteinsätze der Kompressionswellen kam dabei der automatische AIC-Picker zum Einsatz, die Scherwellenlaufzeiten wurden manuell abgegriffen. Abbildung 6 zeigt die Entwicklung der Kompressionswellengeschwindigkeit im Beobachtungszeitraum. Die Schwankungen sind jeweils sehr klein (unter 1%) und zwischen den verschiedenen Kombinationen nicht korreliert. Es ergeben sich also keine Hinweise auf Zustandsänderungen im Beton. Das unterschiedliche Niveau erklärt sich wahrscheinlich durch Verschiebungen der Sensoren bei der Betonage und somit leicht fehlerhafte Distanzangaben.

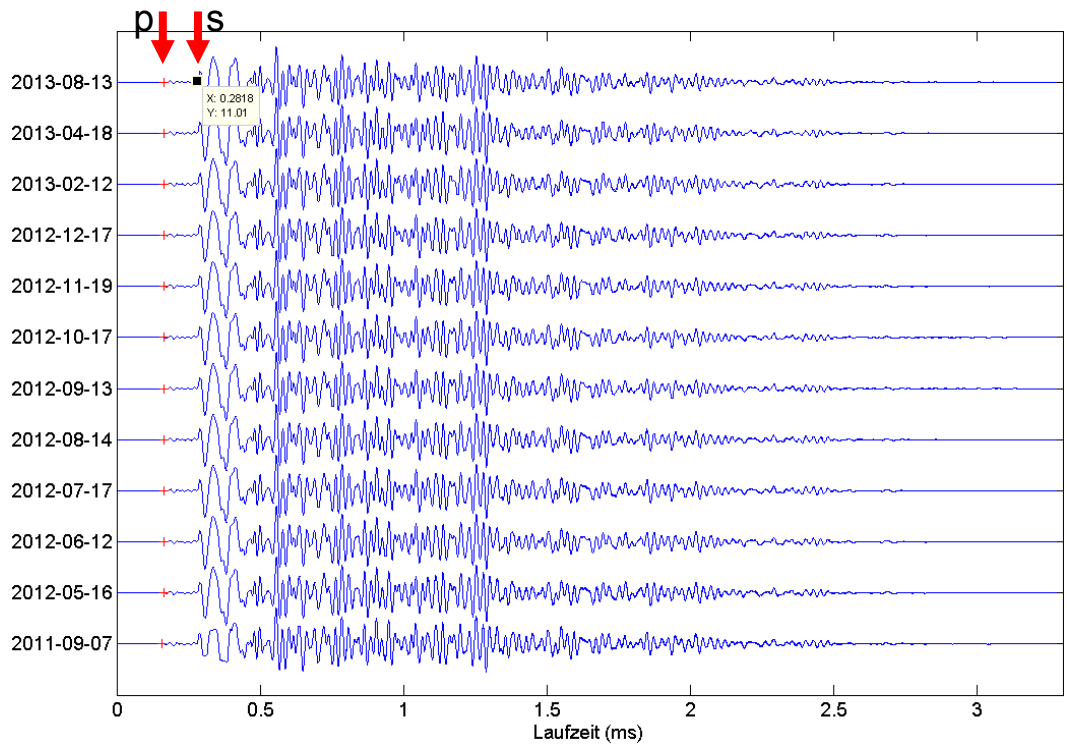


Abbildung 5: Messreihen für Sender T1 – Empfänger R3. Pfeile oben: Einsatz von Kompressions- (p) und Scherwelle(s).

Für Scherwellen sind die Schwankungen noch geringer (Abbildung 7, man beachte die extrem gestreckte Abszisse). Dies gilt erst recht, wenn man die Geschwindigkeitsänderungen statt durch manuelles Abgreifen der Einsätze mit der Codawellen-Interferometrie (CWI) bestimmt. Diese sehr sensible Methode bewertet den gesamten Wellenzug durch Korrelation mit einer Referenz (hier: Messung von 2011) und ist in der Lage, Geschwindigkeitsänderungen von wenigen zehntel Promille zu erkennen. Damit lassen sich schon kleine Temperatur- oder Laständerungen im Beton sowie Schädigungen erkennen (*Wunderlich & Niederleithinger*, 2012, *Niederleithinger et al.*, 2014, *Wolf et al.*, 2014). Darauf gibt es hier aber keinen Hinweis. Auch der bei manuellem Auswerten sichtbare kleine Unterschied zwischen 2011 und den späteren Messungen (Apparaturwechsel) ist weitgehend korrigiert.

Innerhalb des Jahres zeigten sich auch bei Einsatz neuer, sehr sensibler Auswertemethoden (sog. Codawellen-Interferometrie) nur geringfügige Schwankungen. Diese waren auch nicht zu erwarten, da sich die Füllhöhe zu den Messzeitpunkten nur gering unterschied, die Temperatur im Bauwerksinneren nur wenig schwankte und der Bauwerkszustand sehr gut ist.

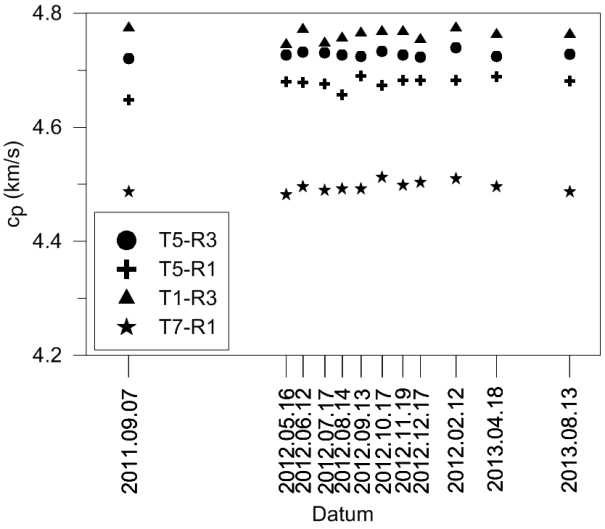


Abbildung 6: Geschwindigkeitsentwicklung (Kompressionswellen) für verschiedene Sender-Empfänger-Kombinationen.

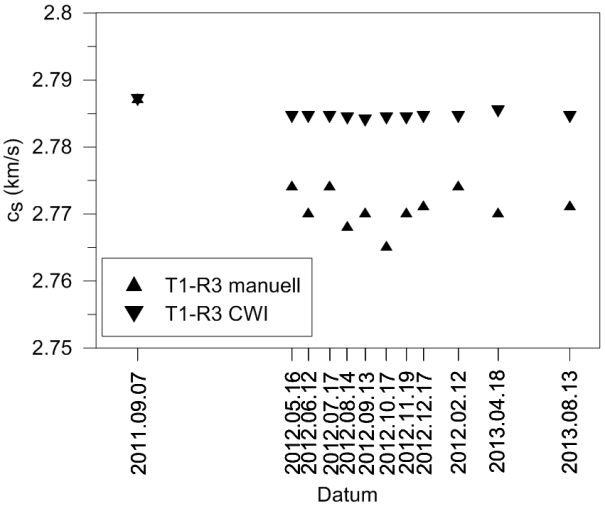


Abbildung 7: Geschwindigkeitsentwicklung (Scherwellen) für eine Kombination, aber unterschiedliche Auswertungen

4 Zukünftige Monitoringsysteme

Zu den vor 36 Jahren eingebauten Sensortypen existieren Nachfolgemodelle der Fa. Geotron. Als Alternative wurden im Auftrag der BAM etwas kleinere Sensoren entwickelt (Abbildung 8 links), mit denen Betonkonstruktionen auch nachträglich instrumentiert werden können (*Wolf et al.* 2014). Diese Sensoren können sowohl als Sender als auch als Empfänger dienen oder zwischen beiden Rollen umgeschaltet werden. In Verbindung mit computergesteuerten Multiplexern (Messstellenumschaltern) sowie passender Übertragungs- und Steuerungstechnik lassen sich die Sensoren in neue oder bestehende Überwachungssysteme integrieren und automatisiert betreiben. Experimentell wurden bisher Probekörper an der BAM sowie Brücken in der Türkei (Abbildung 8 rechts) und Polen instrumentiert.

Auch auf der Auswerteseite sind in naher Zukunft Fortschritte zu erwarten. Die bisher auf einzelne Sensorpaare limitierte Codawelleninterferometrie lässt sich zu tomographischen Systemen erweitern, die räumlich die Veränderung von Material- und Zustandsparametern überwachen. Erste Versuche – bisher im Wesentlichen an Probekörpern - sind außerordentlich vielversprechend (Abbildung 9).



Abbildung 8: Links: Ultraschallsensoren zur baubegleitenden oder nachträglichen Instrumentierung von Betonkonstruktionen. Rechts: Nachträglich installiertes Sensornetzwerk samt Mess- und Übertragungstechnik an einer Brücke in der Türkei (aus: *Wolf et al.* 2014)

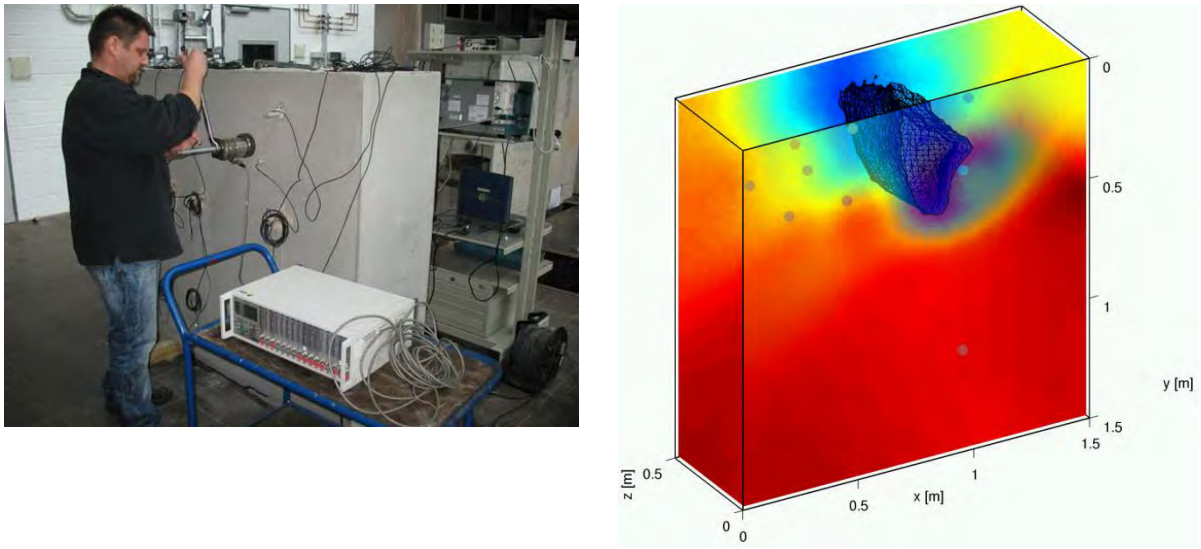


Abbildung 9: Links: Belastung eines Betonprobekörpers durch lokale Kompression. Rechts: Visualisierung des Stressfeldes durch Auswertung der Dekorrelation der Ultraschall-Coda. (aus: *Niederleithinger et al*., 2014)

5 Zusammenfassung

Die Experimente zeigten, dass ein Betrieb von Ultraschallsystemen für die Bauwerksüberwachung auch über Jahrzehnte möglich ist. Dies war im vorliegenden Fall nie geplant, aber durch den Einsatz der Mitarbeiter vor Ort und der Herstellerfirma möglich. Mit eingebauten Ultraschallsensoren und entsprechenden Dauermessungen kann mit moderner Software sehr sensibel nicht nur die Erhärtung des Betons verfolgt werden sondern auch Zustandsschwankungen

oder Ermüdungserscheinungen erkannt werden. An der Talsperre Eibenstock zeigten sich keine derartigen Erscheinungen. Bei zukünftigen Systemen ist eine langfristige Planung unter Einbeziehung aller Beteiligten, eine automatisierte Datenerfassung sowie eine Einbindung in Überwachungs- und Wartungspläne notwendig, damit die qualitätsgesichert gewonnen Daten gewinnbringend genutzt werden können. Für die Talsperre Eibenstock ist dies aufgrund des ausgezeichneten Bauwerkszustandes und der nur geringen Zustandsschwankungen nicht erforderlich.

6 Literatur

VEB Prowa (Projektierung Wasserwirtschaft), Magdeburg: Bericht über die in der Talsperre Eibenstock durchgeführten Ultraschallmessungen (1985).

Niederleithinger, E., und Wunderlich, C.: Influence of Small Temperature Variations on the Ultrasonic Velocity in Concrete. In: *Proceedings of QNDE 2012*, 390–97. Denver. doi:10.1063/1.4789074.

Niederleithinger, E., Sens-Schönfelder, C., Grothe, S., und Wiggenhauser, H.: Coda wave interferometry used to localize compressional load effects on a concrete specimen. In: *Proceedings of EWSHM 2014*, Nantes, 2014.

Wolf, J., Niederleithinger, E., Mielentz, F., Grothe, S., & Wiggenhauser, H.: Überwachung von Betonkonstruktionen mit eingebetteten Ultraschallsensoren. *Bautechnik 91/11 (2014)*, p. 783-796.

Autoren:

Dr. rer. nat. Ernst Niederleithinger
Dipl. Geophys. Sabine Müller
BAM Bundesanstalt für Materialforschung und-prüfung

Unter den Eichen 87, 12205 Berlin

Tel.: +49 30 8104-1443
E-Mail: Ernst.Niederleithinger@bam.de

Dipl.-Ing. Rolf Krompholz

Geotron Elektronik
Ultraschall-Messtechnik

Leite 2, 01796 Pirna

Tel.: +49 351 01234 5
E-Mail: info@geotron.de

Reiner Lautenschläger, Staumeister
Jan Kittler, Referatsleiter
Landestalsperrenverwaltung des Landes Sachsen (LTV)

Bahnhosstr. 14, 01796 Pirna
Tel.: +49 3501 796-350
E-Mail: jan.kittler@ltv.sachsen.de

Technische Universität Dresden – Fakultät Bauingenieurwesen
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

38. Dresdner Wasserbaukolloquium 2015
„Messen und Überwachen im Wasserbau und am Gewässer“

Standsicherheitsuntersuchungen an der Edertalsperre: Geodätische Sondermessungen im Staumauerbereich

Kristiina Leismann
Helmut Fleischer

Die 100 Jahre alte Gewichtsstaumauer der Edertalsperre gehört mit einer Höhe von 47 m und einem Stauraum von rund 200 Millionen Kubikmetern zu den größeren Talsperren in Deutschland. Im Zeitraum 1991 bis 1994 erfolgten letztmalig umfangreiche Sanierungs- und Verstärkungsarbeiten, in deren Rahmen auch die gesamte Messtechnik dem aktuellen Stand angepasst wurde. Aufgrund des hohen Bauwerksalters und der zwischenzeitlich erfolgten Änderung der maßgebenden Norm *DIN 19700-11* war es notwendig, die Standsicherheit des Bauwerks neu zu bewerten. Für die zu führenden Standsicherheitsberechnungen waren entsprechende Annahmen zu treffen, die auf der Basis möglichst genauer Verformungsmessungen am Bauwerk überprüft werden müssen. Dafür wurde ein Monitoringkonzept entwickelt, das über einen längeren Zeitraum aussagefähige Messdaten liefert. Das Konzept an der Edertalsperre besteht aus einer vollautomatischen Tachymeterstation mit speziellen Erweiterungen. Ziel des geodätischen Monitorings ist es, die Deformation der Staumauer in Abhängigkeit des Wasserstandes und der Temperatur kontinuierlich zu erfassen. Aus den bisherigen gesammelten Daten ist eine hohe Korrelation zwischen den Verschiebungen quer zu der Mauerachse und der Stauhöhe bzw. des jahreszeitlichen Temperaturverlaufs erkennbar. Deutlich wird aber auch die bisher noch wenig untersuchte Abhängigkeit der Mauerkronenverformung vom Tagesverlauf der Temperatur.

Stichworte: Monitoring, Deformation, Edertalsperre

1 Einführung

Bei Staumauern wird im Allgemeinen von einer Nutzungsdauer von 100 Jahren ausgegangen. Diese Zeitspanne wird nun bei der Edertalsperre überschritten, und es ergibt sich die Frage, mit welchen Maßnahmen und auf welcher Basis eine ausreichende Sicherheit auch in den kommenden Jahrzehnten erreicht werden kann. Es ist aber nicht nur das hohe Alter der Edertalsperre, das besondere Überlegungen zum Sicherheitszustand am Bauwerk erforderlich macht. Als Bauwerk der Talsperrenklasse 1 ist hier aufgrund der Größe von Staumauer und Stauraum von vornherein ein hohes Gefährdungspotential vorhanden, aus dem

sich zusätzliche Anforderungen an die Zuverlässigkeit des Tragwerks ergeben. Diese Anforderungen sind im maßgebenden Regelwerk der *DIN 19700er* Serie „Stauanlagen“ detailliert festgeschrieben und betreffen nicht nur die rechnerische Standsicherheit des Bauwerks, sondern umfassen auch den Anlagenbetrieb und die messtechnische Überwachung. In Anbetracht der beschriebenen Situation bestand die Notwendigkeit, die Staumauer vor dem Hintergrund bereits erfolgter und zukünftig zu erwartender Anforderungen erneut zu überprüfen.



Abbildung 1: Überlauf bei der Edertalsperre

2 Untersuchungen zur Standsicherheit der Staumauer im heutigen Zustand

Die ca. 47 m hohe Gewichtsstaumauer der Edertalsperre wurde in Anlehnung an die Bauweise nach Prof. Intze mit dreieckförmigen Querschnitt und leicht bogenförmigem Grundriss aus fugenlosem Bruchsteinmauerwerk errichtet. Im Zweiten Weltkrieg wurde das Bauwerk teilweise zerstört und in kürzester Zeit wieder instand gesetzt. Letztmalig erfolgten nach entsprechenden statischen Untersuchungen in den 80er-Jahren des letzten Jahrhunderts umfangreiche Tragwerksverstärkungen mittels hoch vorgespannter Felsanker und abdichtender Mauerwerks- bzw. Felsinjektionen. Die neu zu führende Überprüfung durch die Bundesanstalt für Wasserbau geht neben den aktualisierten Wasserständen auf alle zwischenzeitlich aufgetretenen, tragwerksrelevanten Veränderungen einschließlich der fortgeschriebenen Forderungen der Norm ein.

Die statischen Berechnungen erfolgten auf der Basis der Finiten-Element-Methode (FEM) entsprechend den heute zur Verfügung stehenden

Möglichkeiten. Die Staumauer wird dabei als zum Teil dreidimensionales, inhomogenes Kontinuum modelliert, mit dem auch Plastifizierungen im Mauerwerk und Fels, Rissbildungen und deren Einfluss auf die hydraulische Durchlässigkeit erfasst werden. Die entsprechende statische Modellierung ist komplex sowie stark parameterabhängig und erfordert eine aufwändige Ergebniskontrolle durch Vergleichsrechnungen mit voneinander unabhängigen Programmsystemen. Bei den durchgeführten Berechnungen kamen dementsprechend unterschiedliche FEM-Software und verschiedene statische Modelle zur Anwendung (Abbildung 2).

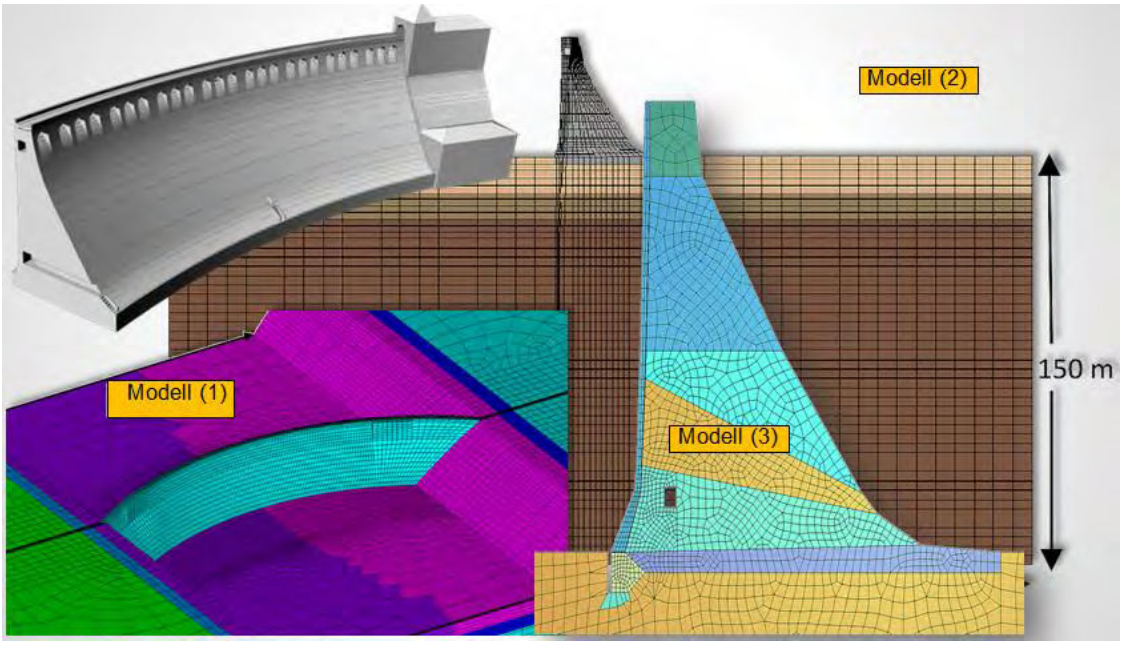


Abbildung 2: Perspektivische Darstellung und statische Modelle der Eder-Staumauer zur Untersuchung von 3D-Effekten (1), Erdbebeneinwirkungen (2) und von Detailbereichen des Sperrenkörpers sowie zur Vergleichsrechnung (3)

Die erforderliche Kalibrierung der statischen Modelle erfolgte durch die Anpassung der Modellparameter (E-Module, Permeabilität etc.) beim Abgleich berechneter und gemessener Verformungen, Porenwasserdrücke und Temperaturen unter verschiedenen Einwirkungen (Abbildung 3).

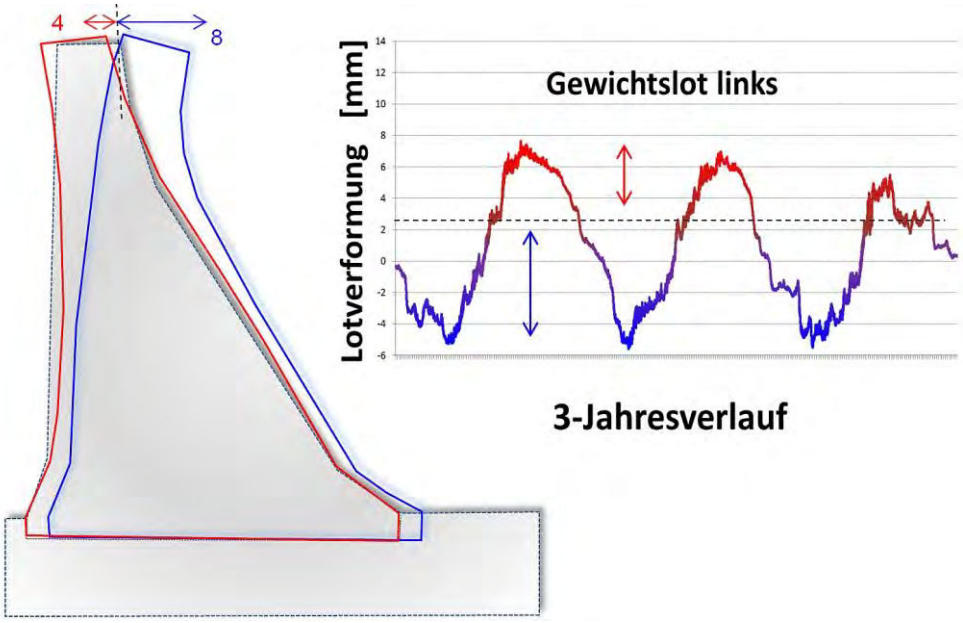


Abbildung 3: Berechnete und per Gewichts- und Schwimmlot gemessene, jahreszeitliche Tragwerksverformungen als Basis für die Kalibrierung der statischen Modelle

Die statischen Berechnungen selbst haben ergeben, dass unter den vorgegebenen Randbedingungen das 100 Jahre alte Bauwerk eine ausreichende Standsicherheit aufweist und die Vorgaben des heute geltenden Regelwerks erfüllt werden. Bei der Modellierung wurde allerdings unterstellt, dass der Mauerkörper ebenmäßig aufgebaut ist und sich dementsprechend das Tragwerk unter Wasserlast weitgehend symmetrisch verformt. Dieser rechnerische Ansatz hinsichtlich der Homogenität des Tragsystems mit gleichmäßiger Verteilung der Stoffeigenschaften der Staumauer birgt gewisse Unsicherheiten in sich und soll deshalb mit geeigneten Mitteln überprüft werden. Dazu werden z. Z. im Rahmen eines Monitorings geodätische Sondermessungen durchgeführt, die zusätzliche Informationen zum räumlichen Verformungsverhalten des Sperrenkörpers liefern.

3 Monitoringsystem an der Edertalsperre

3.1 Aufgabenbeschreibung

Um ein Höchstmaß an Sicherheit für dieses Absperrbauwerk zu gewährleisten, wurden schon frühzeitig Überlegungen angestellt, wie das geometrische Verformungsverhalten der Mauer zuverlässig beobachtet werden kann. Nach dem *DWA-M 514* Merkblatt sollte ein Bauwerksmesssystem auf die Anlage und deren konstruktiven Besonderheiten abgestimmt sein, so dass der praktische Nachweis der Zuverlässigkeit exakt nachgewiesen und das Verhalten der

Bauwerke unter den tatsächlichen statischen, hydraulischen, hydrologischen und betrieblichen Bedingungen und Beanspruchungen erfasst werden kann. Das für die Edertalsperre konzipierte Talsperren-Monitoringsystem beruht auf der systematischen Erfassung von Beobachtungsgrößen sowie der eingehenden Analyse der erhobenen Messdaten, um das Verhalten des Bauwerkes im Vergleich mit den Ergebnissen der durchgeführten statischen Berechnungen ausführlich beurteilen zu können. Das Monitoringsystem ergänzt die allgemeinen Messungen des Talsperrenbetreibers im Rahmen der Bauwerksüberwachung. Eine Integration der geodätischen Sondermessungen in reduziertem Umfang in das System der allgemeinen Überwachungsmessungen ist vorgesehen.

3.2 Messverfahren

Das umfangreiche Messsystem an der Ederstaumauer für die Bauwerksüberwachung besteht aus Schwimm- und Gewichtsloten, Extensometern, Gleitmikrometern sowie Temperatur- und Wasserdruckmessgebern im Mauerwerk. Neben den Ankerkraft- und Sickerwassermessungen werden auch regelmäßig geodätischen Überwachungsmessungen im Bereich der Mauerkrone und der Kontrollgänge durchgeführt. Hierfür stehen 4 auf gutem Fels gegründete, betonierte Beobachtungspfeiler zur Verfügung, die auch für die Sondermessungen genutzt werden. Außerdem wurden zusätzlich für die Stationierung des Messinstrumentes 3 weitere Beobachtungspunkte (Punkte 5,6 und 7) in dem umgebenden Fels eingebracht (Abbildung 4). An der luftseitigen Oberfläche des Sperrenkörpers wurden insgesamt 17 Objektpunkte, bestehend aus Monitoring-Reflektoren in Edelstahlgehäusen, positioniert.

Grundlage für die Messungen im Monitoringbereich sind leistungsfähige Tachymeter mit eingebundenem Monitoringprogramm. Die Messungen an der Edertalsperre werden mit einem Präzisionstachymeter durchgeführt, das eine Winkelgenauigkeit von 0,3 mgon und eine Entfernungsmessgenauigkeit von 1mm + 1ppm besitzt. Das Messgerät wurde auf einem vorhandenen Messpunkt an der Prallmauer am luftseitigen Mauerfuß installiert, der ggf. als „nicht stabil“ zu bewerten ist. Aus diesem Grund erfolgt vor jeder Satzmessung eine erneute Stationierung anhand der vier Messpfeiler und drei Zusatzmesspunkte, die alle außerhalb des Deformationsbereichs der Mauer liegen. Für die erste Monitoringmessung wurden die Koordinaten des Instrumentenstandpunktes als unbeweglich eingeführt. Ein ganzer Messzyklus dauert bei 17 Objektpunkten und 7 Referenzpunkten bis zu 10 Minuten und alle 30 Minuten wird eine neue Messung durchgeführt. Die Koordinaten der Festpunkte und der Deformationspunkte werden mit einer Standardabweichung von 0,1 mm bestimmt. Um den Einfluss von Temperatur und Wasserdruck zu errechnen, wird bei jeder Satzmessung

eine freie Helmertstationierung durchgeführt. Als Ergebnis der Messungen erhält man die Lage- und Höhendifferenzen zu vorhergehenden Epochen unter Berücksichtigung etwaiger Standpunktänderungen.

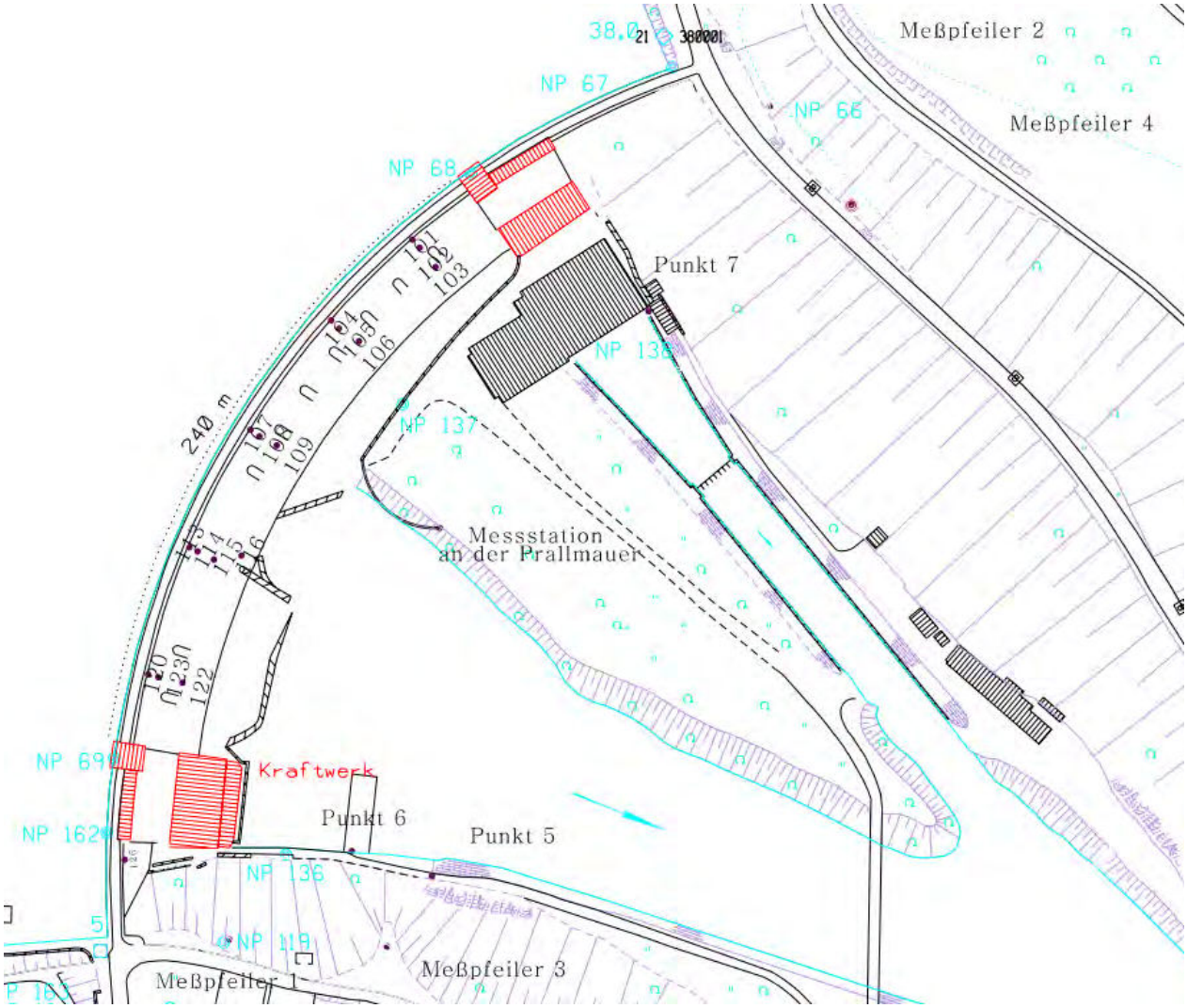


Abbildung 4: Ansicht der Edertalsperre mit Objektpunkten an der Mauer, Stationierungspunkten links und rechts im Hang und der Messstation an der Prallmauer

Das verwendete lokale Koordinatensystem der Edertalsperre ist derart gelagert, dass Koordinatenänderungen in X-Richtung den Verschiebungskomponenten quer zu der Staumauer entsprechen. Zusätzlich werden auch die Verschiebung in Mauerrichtung und Setzungen aufgenommen. Die Vorteile einer stationsweisen Ausgleichung sind u. a. dass die Berechnung direkt und unverzüglich nach der

Satzmessung erfolgt und ein Ausfall oder eine Fehlmessung eines Tachymeters nicht die restlichen Resultate beeinflusst.

Das automatische Messsystem wird mit einem Rechner komplettiert, der die Messstation über Funk bedient. Diese Steuerungseinheit erfasst die Messdaten, führt eine Auswertung durch, erstellt eine Qualitätsanalyse und sendet die Resultate an den Datenserver. Um die Anforderung zu erfüllen, bei Auftreten eines anomalen Bauwerkverhaltens umgehend benachrichtigt zu werden und den kooperierenden Fachleuten den Zugriff zu den visualisierten Messdaten zu gewähren, wird bei der Edertalsperre eine webbasierte Anwendung benutzt. Die Nutzung des Systems erfolgt seitens des Anwenders ortsunabhängig mit einem Web-Browser über eine gesicherte Internet-Verbindung. Das realisierte Konzept an der Edertalsperre beinhaltet folgende Module die in Abbildung 5 dargestellt sind.

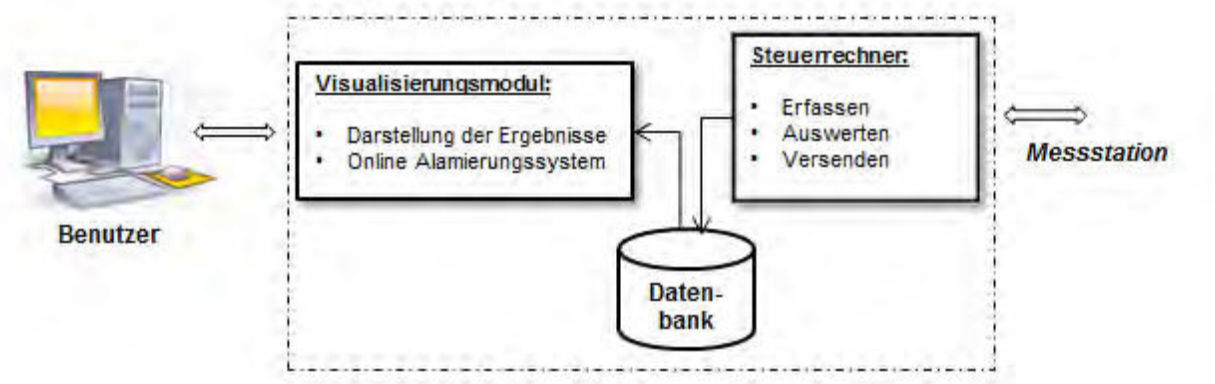


Abbildung 5: Messkonzept des Monitoring-Systems an der Edertalsperre

Die Messungen wurden im April 2014 bei einer Füllhöhe der Talsperre von NN+241,6 m gestartet. Der Wasserstand der Edersee variiert im Jahresverlauf. Zum 1. Mai sollte der Vollstau (NN+244,97 m) erreicht sein und ab Ende September sinkt der Wasserspiegel.

3.3 Analyse der Messergebnisse

Deformationen der Staumauer werden in erster Linie durch den unterschiedlichen Wasserdruck und durch Änderung der Mauertemperatur hervorgerufen. Die 17 Objektpunkte zeigen das erwartete Verhalten mit wasserseitigen Verschiebungen im Sommer und Verschiebungen zur Luftseite bei Stauerhöhungen. Das Maximum der Stauhöhe betrug am 14.06.2014 NN+242,55 m. In Abbildung 6 sind die Veränderungen der Messpunkte 107 (Mauermitte) und 126 (Mauer im Hangbereich) in X-Richtung über den Beobachtungszeitraum dargestellt. Es ist erkennbar, dass auch bei den relativ geringen Wasserstandsänderungen im See eine Abhängigkeit der Kronenverschiebung im Mittelbereich vom Wasserstand

besteht. Eine eindeutige Zuordnung ist jedoch schwierig, da gleichzeitig eine erhebliche Beeinflussung seitens der jahreszeitlichen Temperaturverteilung im Sperrenkörper gegeben ist. Im Randbereich der Mauer sind die Deformationen merklich geringer. Insgesamt ist jedoch festzustellen, dass die bisherigen Messergebnisse der Sondermessungen auf ein weitgehend homogenes und gleichmäßiges Verformungsverhalten der Staumauer schließen lassen.

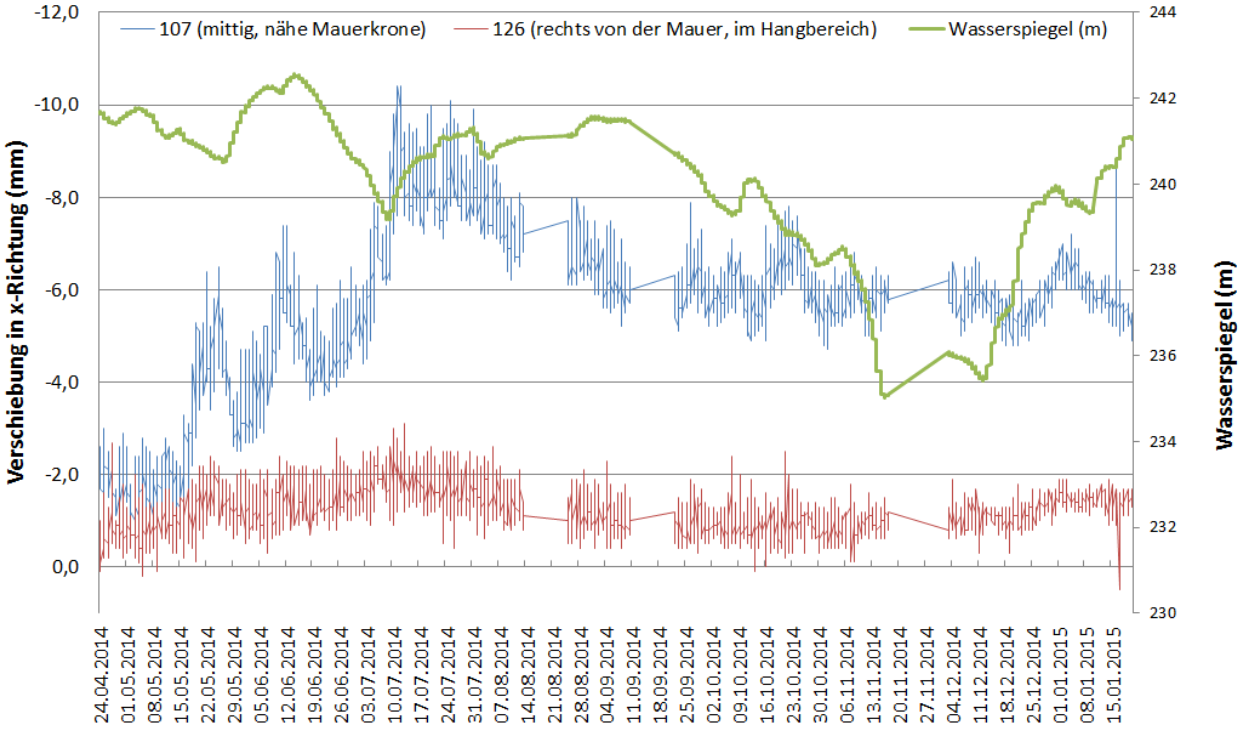


Abbildung 6: Abhängigkeit der Stauhöhe zu dem Objektpunkt an der Mauerkrone (107) und dem im Hangbereich (126)

Ein wesentlicher Aspekt, der bei der Bewertung der gemessenen Koordinatendifferenzen berücksichtigt wird, ist der Einfluss durch die Temperaturänderungen. Neben der Messung der Temperaturverteilung im Inneren der Staumauer erfolgt zusätzlich im Rahmen des Monitorings eine Erfassung der Temperaturen im oberflächennahen Bereich an der Luftseite. Die Mauertemperatur wird an vier Messstellen erfasst, wobei jeweils pro Messstelle 6 Temperaturaufnehmer in verschiedene Tiefen eingeführt wurden. Der Messwerteverlauf der oberflächennahen Temperaturen folgt unmittelbar der anstehenden Lufttemperatur. In der Abbildung 7 sind die Verschiebungen der Mauerpunkte 107 und 109 in X-Richtung in Abhängigkeit der Lufttemperatur (Temperatursensor an Messstation) dargestellt. Erkennbar ist hier eine hohe Korrelation der Verschiebungen mit

der Lufttemperatur. Betrachtet man den statistischen Zusammenhang zwischen den Verformungen am Punkt 107 (Punkt in der Nähe der Mauerkrone) und der Lufttemperatur, so wird ein Korrelationskoeffizient in der Größenordnung -0,75 berechnet. Der Punkt 109, der in der nähe vom Mauerfuß angeordnet ist, zeigt einen ähnlichen Verlauf mit vergleichbarer Korrelation. Damit wird deutlich, dass neben der bekannten Abhängigkeit der Staumauerverformung vom jahreszeitlichen Temperaturregime auch die tägliche Änderung der Oberflächentemperatur einen deutlichen Einfluss ausübt.

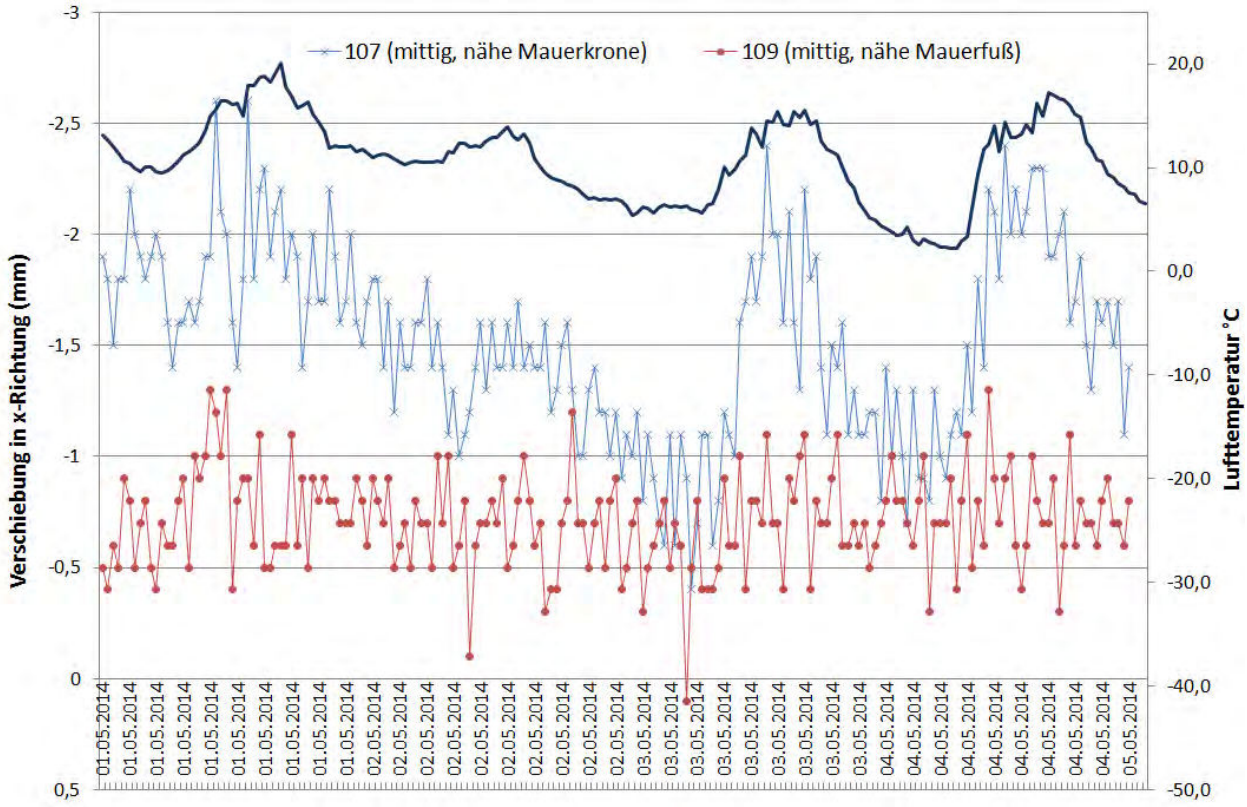


Abbildung 7: Einfluss der Außentemperatur auf die Verschiebungen der Messpunkte an der Staumauer

Zusätzlich zu den Beobachtungen an der Mauerkrone wurde auch der Messstandpunkt an der Prallmauer kontrolliert. An dem als zunächst „instabil“ eingestuften Stationsstandpunkt sind bis zum jetzigen Zeitpunkt keine signifikanten Abweichungen zu seiner Ausgangsposition erkennbar. Die Messwerte der Punkte, die für die Positionsbestimmung der Messstation benutzt werden, gehen bei jeder Satzmessung in eine Ausgleichsberechnung ein, wodurch die Lagestabilität statistisch nachgewiesen wird. In den Ergebnissen sind keine Bewegungen dieser Messobjekte erkennbar.

3.4 Zusammenfassung und Ausblick

Dass Messsystem liefert zeitnah kontinuierlich Daten, was einen guten Überblick über das räumliche Verformungsverhalten der Staumauer ermöglicht. Die rechnerischen Annahmen im Rahmen der Standsicherheitsuntersuchungen werden mit den Messwerten bestätigt. Aus den bisherigen gesammelt Daten ist eine hohe Korrelation zwischen den Verschiebungen quer zu der Mauerachse und der Temperatur erkennbar. Dabei ist auffällig, dass neben den jahreszeitlichen Temperaturänderungen auch der Zyklus der Tagestemperaturen einen eindeutigen Einfluss auf die Mauerverformungen im Kronenbereich ausübt. Grundsätzlich konnte gezeigt werden, dass ein automatisiertes geodätisches Monitoringsystem als permanente und kontinuierliche Überwachung für Staumauern eine zuverlässige und zukunftsorientierte Einrichtung mit hoher Messgenauigkeit darstellt.

4 Literatur

DWA-M 514: Bauwerksüberwachung an Talsperren, 07.2011
DIN 19700: Stauanlagen Teil 11-Talsperren, 07.2004
Löffler,S. (2010): „GPS-Monitoringsystem des Wupperverbandes – Zeitreihenanalyse der letzten 10 Jahre.“ AVN – Allgemeine Vermessungsnachrichten

Autoren: Dipl.-Ing Kristiina Leismann
Dr.-Ing Helmut Fleischer

Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe
Kußmaulstraße 17
76187 Karlsruhe

Tel.: +49 721 9726 4810
Fax: +49 721 9726 4540
E-Mail: kristiina.leismann@baw.de

Tel.: +49 721 9726 2810
Fax: +49 721 9726 4540
E-Mail: helmut.fleischer@baw.de

Technische Universität Dresden – Fakultät Bauingenieurwesen
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

38. Dresdner Wasserbaukolloquium 2015
„Messen und Überwachen im Wasserbau und am Gewässer“

Unerwartete Erkenntnisse der Bauwerksüberwachung im Rahmen einer vertieften Überprüfung

Sebastian Kollar

Im Rahmen der vertieften Überprüfung nach DIN 19700 der Talsperren beim Wupperverband, stehen die Hydrologie, die Hydraulik sowie die Tragsicherheit der Absperrbauwerke besonders im Fokus. Nicht minder wichtig ist jedoch auch das Teilprojekt zur Überprüfung von Mess- und Kontrolleinrichtungen sowie des Messsystems.

Bevor das Messkonzept als Ganzes betrachtet und die Anzahl oder Lage von Messstellen hinterfragt werden kann, steht zunächst die Überprüfung der Funktionsfähigkeit der einzelnen Messeinrichtungen an.

Es bietet sich an, Messstellen für Sickerwasser, Sohlenwasserdruck und Grundwasser zu öffnen, mit einer Kamera zu befahren, den Zustand von Pegelrohren und Filterstrecken aufzunehmen, zu kontrollieren und nach Bedarf die Pegel zu spülen und zu reinigen.

Nicht selten werden bei der Kamerabefahrung Abweichungen zu den historischen Bestandsplänen aufgezeigt. So liegen die Filterstrecken in anderen Höhenlagen und haben abweichende Längen- oder Bezugshöhen. Dies wirkt sich auf die Interpretation der Messdaten aus. Im Nachgang der Überprüfung ist es also umso wichtiger, die Erkenntnisse in neuen Bestandsplänen aufzuarbeiten. Dabei können auch Lücken in der Dokumentation der Bauwerksüberwachung gefüllt werden. Das Ergebnis sind aber auch erweiterte Pläne, in denen alle Messstellen, die der Deformation und der Hydrometrie dienen, gemeinsam gegenübergestellt werden können.

Unerwartete Erkenntnisse finden sich in allen Bereichen der Überprüfung wieder. An Beispielen aus der Praxis können einige der Erkenntnisse und die daraus resultierenden Maßnahmen erläutert werden.

Den Abschluss des Teilprojektes bildet die Erstellung eines Mess- und Kontrollprogramms, in die alle neuen Erkenntnisse einfließen. Es dient dem Talsperrenpersonal als Hilfestellung beim Messen, Analysieren und Auswerten und ist somit Grundlage der kontinuierlichen Talsperrenüberwachung.

1 Einleitung

In der *DIN 19700-11: 2004-07* wird von der sog. abgestuften Überwachung an Talsperren gesprochen. Diese Überwachung fängt bei kontinuierlichen Messungen an. Die Ergebnisse dieser Messungen und alle relevanten Ereignisse an einer Talsperre werden im nächsten Schritt in jährlichen Sicherheitsberichten zusammengefasst und analysiert. Den letzten Part der abgestuften Überwachung stellt schließlich die vertiefte Überprüfung dar. Diese ist in angemessenen Zeitabständen (ca. alle 10 Jahre) zu wiederholen. Dabei werden die statischen, hydrologischen und hydraulischen Bemessungsgrundlagen sowie die betrieblichen Vorgaben und das Überwachungskonzept überprüft und wenn nötig, Nachweise nach den aktuell gültigen Kennwerten und Vorschriften erneut geführt. Ein wichtiger Aspekt ist die Registrierung von Veränderungen an den Anlagen, wodurch größeren Schäden vorgebeugt werden kann.

Die vertieften Überprüfungen werden beim Wupperverband nach einem vorgegebenen und mit den zuständigen Aufsichtsbehörden abgestimmten Ablaufplan abgearbeitet. Die Grundstruktur einer vertieften Überprüfung wird in acht Aufgabengebiete eingeteilt und in einem Konzept- und Pflichtenheft niedergeschrieben. Die jeweiligen Teilaspekte werden hauptsächlich durch interne Fachabteilungen des Wupperverbandes betreut. Hierbei kann die langjährige Betriebserfahrung in die laufenden Untersuchungen effizient eingebracht werden. Den jeweiligen Abschluss der gewählten Schwerpunkte stellen Gutachten von externen Fachleuten dar. Das Hinzuziehen von Expertenwissen rundet somit das Gesamtergebnis eines jeden Bereiches ab.

Die acht Aufgabengebiete sind eng miteinander verknüpft (Abbildung 1:). So ist z.B. die Hydraulik der Abgabeorgane einer Talsperre eine Voraussetzung für die Berechnung der Bemessungshochwässer. Diese ist wiederum notwendig, um mit den sich daraus ergebenden Hochwasserstauzielen Z_{H1} und Z_{H2} eine Belastung für das Absperrbauwerk zu erhalten und die Standsicherheit berechnen zu können.

Ein wichtiger Baustein kann in diesem Zusammenhang auch eine komplette Neuvermessung einer Talsperre sein, wie an der Bever- und Wupper-Talsperre geschehen. Da ein einheitlicher Satz von alten Bestandsplänen bei beiden Anlagen nicht mehr vorhanden war, wurden für alle wesentlichen Bauteile neue Pläne auf Basis der neuen Vermessung und der alten Unterlagen angefertigt. Diese Pläne stellten die Basis für sämtliche nachfolgenden Arbeiten aller Fachbereiche dar, sei es die Statik des Dammes, die Bemessungsabflüsse, den Massivbau oder auch das Mess- und Kontrollsystem.

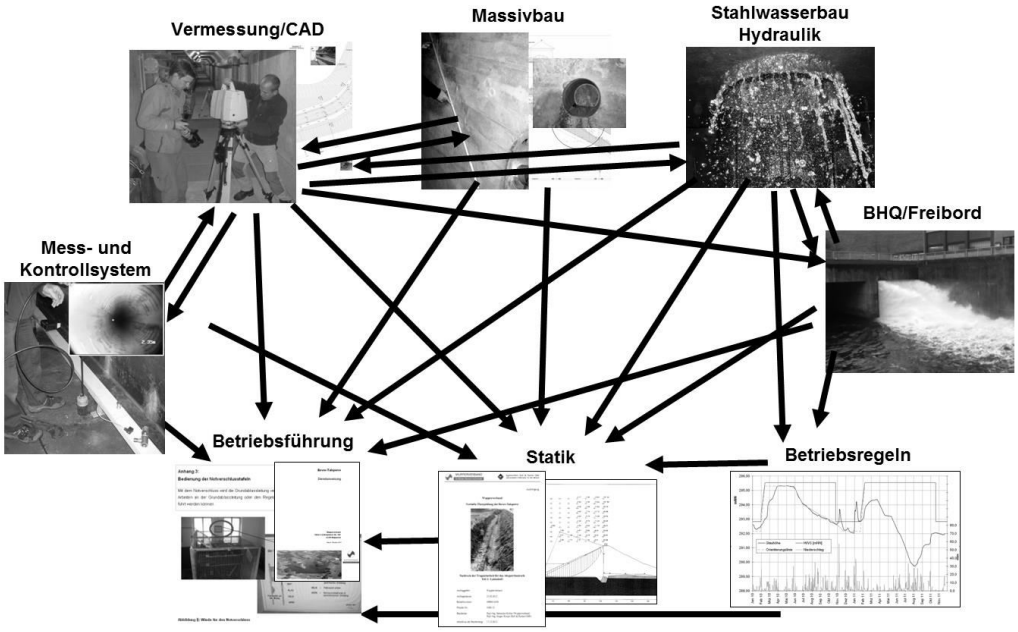


Abbildung 1: Zusammenhänge zwischen den Projekten einer vertieften Überprüfung

2 Mess- und Kontrolleinrichtungen

Ausgehend von der abgestuften Überwachung fallen Ungereimtheiten, Auffälligkeiten oder Probleme an Messeinrichtungen bei den kontinuierlichen Messungen im laufenden Jahr auf. Technische Probleme wie bspw. ein defekter Datenlogger sind zumeist schnell zu beheben. Schwieriger wird es, wenn die Messwerte einer Messstelle unplausibel sind oder über einige Zeit hinweg eine bestimmte Tendenz zeigen, die sich nicht erklären lässt. Hierbei wird versucht, die Situation im jährlichen Sicherheitsbericht zu beschreiben, zu analysieren und vielleicht auch in Zusammenarbeit mit der Aufsichtsbehörde eine Lösung zu finden.

Eine vertiefte Überprüfung bietet den nötigen Freiraum und die Zeit das Messsystem als Ganzes zu betrachten und zu analysieren. Dabei werden alle Messeinrichtungen inspiziert. Womöglich finden sich defekte Filterstrecken, verstopfte Messrohre oder z.B. eine angebundene Quellfassung, die Messwerte verfälscht. Es darf bei allen Betrachtungen jedoch auch eine unplausible Messstelle gänzlich in Frage gestellt werden, weil bspw. das Messsystem nach den heutigen Regeln der Technik auch ohne diese Messstelle ausreichend ist. Das Gegenteil kann jedoch auch der Fall sein, es müssten dann neue Messstellen errichtet werden.

Bevor es soweit ist, steht jedoch die Datenanalyse der aktuellen und historischen Daten an. Dabei gilt es bei den historischen Messdaten besonders darauf zu

achten, welche Messverfahren und –geräte verwendet wurden und welche besonderen Randbedingungen es in der Vergangenheit gegeben hat (z.B. andere Fahrweise der Talsperre, Sanierung, etc.). Es gilt, das Talsperrenbuch, alte Akten, Pläne und Betriebstagebücher zu studieren und den Erfahrungsschatz langjähriger Mitarbeiter schätzen zu wissen.

Als Beispiel können die Sickerwassermesswerte an der Bever-Talsperre genannt werden. Diese waren vor der Sanierung im Jahr 2000 sehr hoch. Werden sie den aktuellen Werten gegenübergestellt, sollten die mit einer 5l-Gefäßmessung ermittelten Messwerte in der Größenordnung > 10 l/s kritisch hinterfragen werden. Sehr aufwendig war in diesem Zusammenhang die Recherche der Gesamtsetzungen des Dammes, beginnend bei der Bauzeit von 1938 bis heute.

Nach der Datenanalyse sind die Messeinrichtungen der Grundwasserpegel, Sohlenwasserdruckmessstellen oder auch Sickerwassereinläufe vor Ort zu untersuchen. Nach Möglichkeit werden die Messstellen geöffnet und mit einer Kabelkamera inspiziert. Dabei werden die Rohrlängen mit historischen Messplänen (sofern vorhanden) verglichen und noch nicht erfasste Maße, wie z.B. die Lage der Filterstrecken, aufgenommen bzw. Ungereimtheiten ausgeräumt. Hierbei wird auch die Chance genutzt, fest verschlossene Messeinrichtungen zu öffnen und zugesetzte Messrohre im Anschluss an die Kamerabefahrung zu spülen und von Ablagerungen zu säubern.

Mittels aller neuen Erkenntnisse und der aktuellen Vermessung der gesamten Talsperre können schlussendlich Messstellenpläne (Abbildung 2:) mit einem hohen Informationsgehalt (Bezugshöhen etc.) erstellt und bei der zukünftigen Messdatenanalyse der Bauwerksüberwachung optimal zur Auswertung hinzugezogen werden. Ein weiterer Vorteil liegt darin im gleichen Zuge das Höhennetz auf einen aktuellen Stand (DHHN92) umzustellen.

Den Abschluss des Aufgabengebietes stellt die Aufstellung eines neuen Mess- und Kontrollprogramms nach *DWA-Merkblatt M-514 (2011)* dar. Hier werden aufbauend auf den vorherigen Untersuchungen das Messsystem, alle Messeinrichtungen und visuellen Kontrollen sowie die Messanweisung zusammengestellt. Als Teil der Betriebsvorschrift ist dies ein Grundstock für das kontinuierliche Arbeitsfeld der Bauwerksüberwachung.

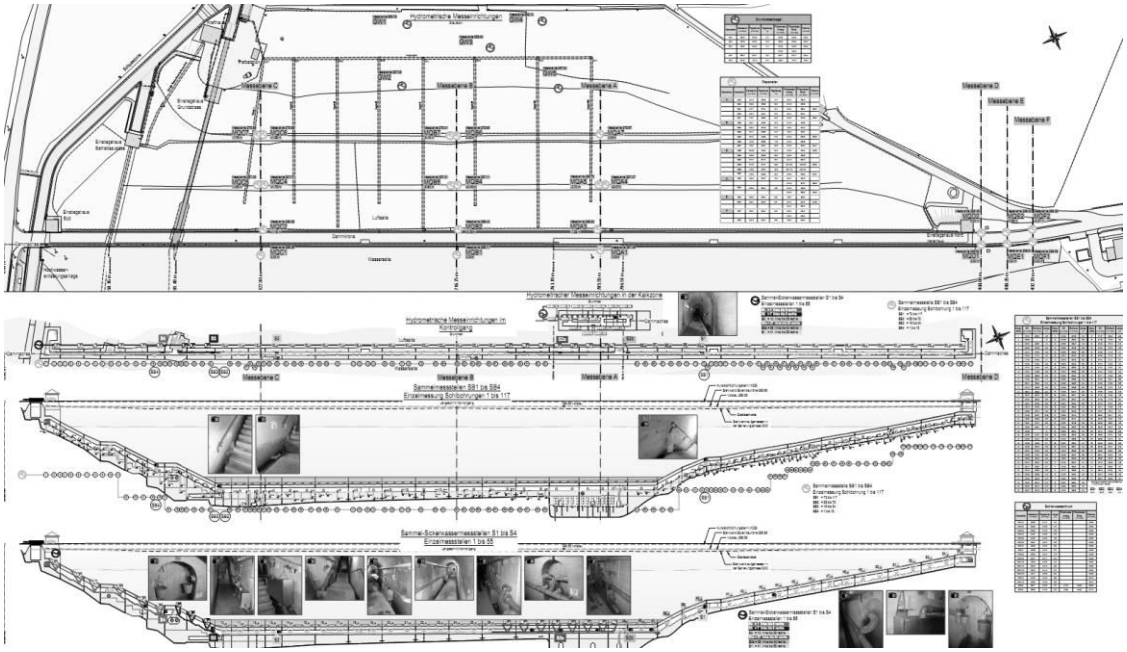


Abbildung 2: Messeinrichtungen an der Bever-Talsperre

An der Bever- und Wupper-Talsperre ist das Aufgabengebiet der Mess- und Kontrolleinrichtungen abgeschlossen. Im Folgenden sollen Beispiele den praktischen Nutzen der Untersuchungen verdeutlichen.

3 Ergebnisse

Mit der Verwendung der zuvor aufgezeigten Methoden der Vermessung, Datenanalyse und Kamerabefahrung stellt sich eine bestimmte Erwartungshaltung ein. Grundsätzlich steht vordergründig nur die Kontrolle der vorliegenden historischen Unterlagen an. In seltenen Fällen zeigt eine Messstelle Ungereimtheiten, deren Ursache bisher nicht bekannt ist. Manchmal sind die Ergebnisse jedoch auch überraschend, weil ein bestimmtes Untersuchungsergebnis nicht erwartet wurde, wie die folgenden Beispiele zeigen.

3.1 Sohlenwasserdruck im Messquerschnitt 6 der Wupper-Talsperre

Der Sohlenwasserdruck unter dem Damm der Wupper-Talsperre wird in sechs Messquerschnitten nachgewiesen. Dabei sind in jedem Querschnitt drei Bohrungen nebeneinander abgeteuft, jeweils zur Wasser- und zur Luftseite sowie unter der Achse.

Die Auswertungen der letzten 25 Jahren seit dem Bau der Talsperre zeigen einen guten Druckabbau von der Wasser- zur Luftseite. Da die Messwerte plausibel waren und die Messeinrichtungen gut funktionierten, gab es keinen Grund, die im Boden fest installierten Anschlüsse und Packer zu entfernen (Abbildung 3:).

Auch vor dem Hintergrund, dass ein Aufbohren der Pegelköpfe die Messeinrichtung beschädigen könnte oder Bohrklein die Pegelrohre zusetzt.

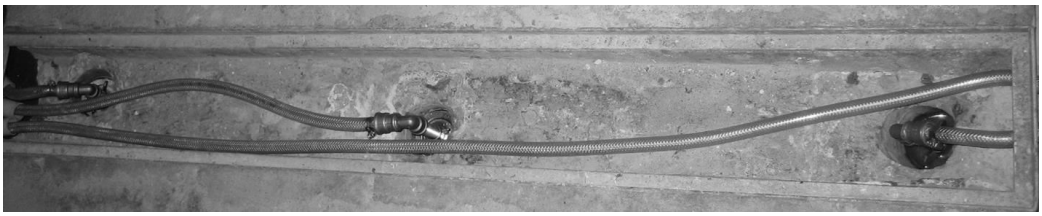


Abbildung 3: Anschlussköpfe der Sohlenwasserdruckmessstellen im Kontrollgang

Der Messquerschnitt 6 liegt außerhalb des Dammes unter der Hochwasserentlastung. Hier zeigten die Messwerte der achsenseitigen Messstelle seit ca. 2012 Unregelmäßigkeiten. Ein Jahr später gab es bei der wasserseitigen Messstelle einen kontinuierlichen Druckabfall. Die Elektrotechnik wurde überprüft, ein Fehler konnte jedoch nicht festgestellt werden. Auch die manuellen Handmessungen per Manometer bestätigten die unplausiblen Messwerte.

Die Pegelköpfe wurden aufgebohrt, die Packer entfernt. Anschließend wurden die Pegelrohre mehrmals gespült und gereinigt. Mittels einer Rohrkabelkamera konnten in der Folge alle drei Pegel inspiziert werden (Abbildung 4:). Dabei wurden keine Schäden an den Pegelrohren oder Filterstrecken festgestellt. Leichte, dem Alter entsprechende Verunreinigungen, waren erkennbar, jedoch keine zugesetzten Filter.

Schlussendlich wurde die Ursache für die Unregelmäßigkeiten gefunden. An den Verbindungsstücken der Anschlüsse wurden Ablagerungen vorgefunden (Abbildung 4: oben links), dies sorgte für die unplausiblen Messwerte. Nach einem Austausch der einzelnen Teile stellten sich die zu erwartenden Messwerte mit einen realistischen Druckabfall von der Wasser- zur Luftseite ein (Abbildung 5:).

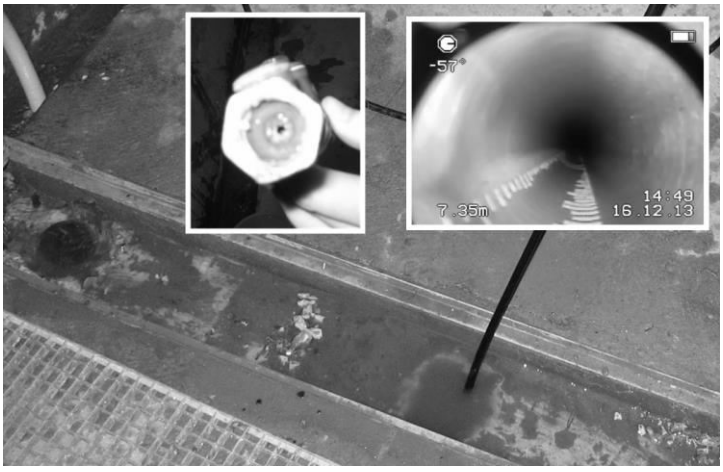


Abbildung 4: Kamerabefahrung und Reinigung der Sohlenwasserdruckpegel

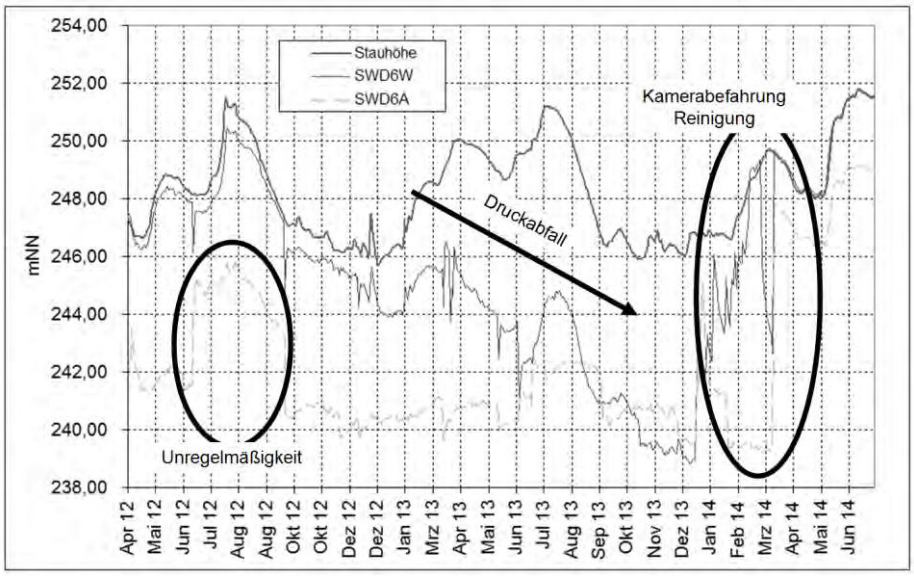


Abbildung 5: Ganglinie der Sohlenwasserdrücke im Messquerschnitt 6 der Wupper-Talsperre

Die Pegel wurden mit neuen Packern versehen, die in Zukunft eine leichtere Demontage ermöglichen. Ein weiterer Vorteil der Untersuchungen an den Messeinrichtungen war die genaue Erfassung der höhen- und längenmäßigen Lage der Pegelrohre und Filterstrecken. Diese wichen vom Regelquerschnitt aus der Bauzeit ab und wurden schlussendlich in neuen Messstellenplänen, ähnlich wie an der Bever-Talsperre, festgehalten.

3.2 Sohlenwasserdruck in der „Kalkzone“ der Bever-Talsperre

An der Bever-Talsperre gibt es unterhalb des Kontrollganges in Talsperrenmitte einen zweiten Kontrollgang, der in der sog. Kalkzone errichtet wurde. Ziel war es beim Bau der Talsperre in den 30er Jahren die aufgefundene Kalksteinschicht aus Sicherheitsgründen besser überwachen zu können. Daher wurden in diesem zweiten Kontrollgang mehrere Sohlenwasserdruckmessstellen nebeneinander abgeteuft (Abbildung 6:), die bis heute alle gemessen werden.

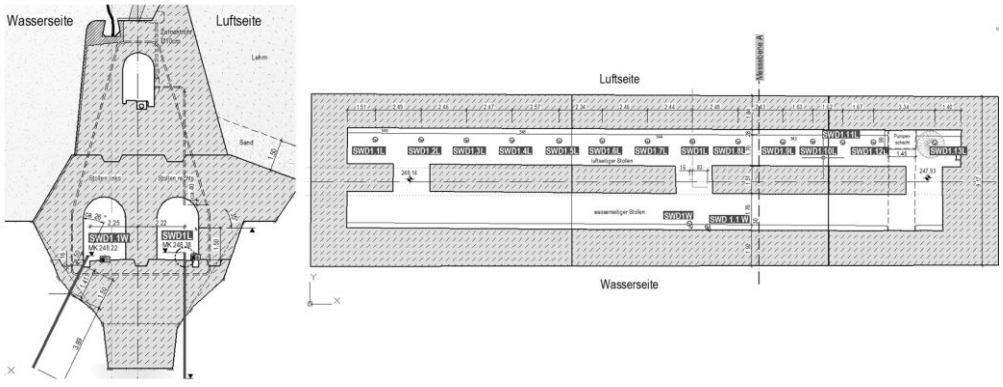


Abbildung 6: Sohlenwasserdruckmessstellen in der Kalkzone der Bever-Talsperre

Im Rahmen der vertieften Überprüfung wurden die Sohlenwasserdruckmessstellen erstmals seit dem Betrieb der Talsperre geöffnet, gespült und mit der Kamera befahren. Dabei konnten die Längen und die Beschaffenheit der Pegelrohre in Erfahrung gebracht werden. Einige Messstellen waren nach wenigen Metern zugesetzt, andere hatten Risse (Abbildung 7:).

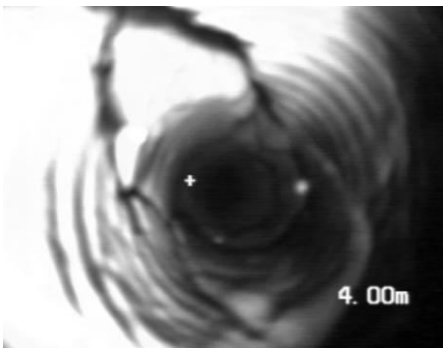


Abbildung 7: Riss in einer Sohlenwasserdruckmessstelle im Kontrollgang der Kalkzone

Aufgrund der gewonnenen Erkenntnisse konnten abweichende Messwerte einiger Messstellen mit den aufgefundenen Rissen in den Filterstrecken sowie den zugesetzten Filterrohren erklärt werden.

Die Messstellen werden sowohl kontinuierlich gemessen, als auch vierteljährlich manuell mit einem Manometer kontrolliert. Die langen Zeitreihen zeigten bis auf die erwähnten erklärbaren Ausreißer konstante Messreihen, so dass das manuelle Messprogramm in Abstimmung mit der Aufsichtsbehörde nach der Untersuchung auf zwei Messstellen im Zentrum festegelegt wurde. Der Aufwand durch das Messpersonal konnte somit reduziert werden. Der Druckverlauf wird dennoch genügend genau dokumentiert und kontrolliert.

3.3 Geodätische Messpunkte auf der Asphaltbetoninnendichtung der Wupper-Talsperre

Bei den drei großen Talsperren des Wupperverbandes handelt es sich um Steinschüttdämme. Während die Bever-Talsperre eine innen liegenden Stahlwand mit einer aufgesetzten Kunstoffdichtungsbahn im Bereich der Dammkrone und einer davor liegenden Lehmdichtung nutzt, verfügen die Wupper- und die Große Dhünn-Talsperre jeweils über eine Asphaltbetoninnendichtung.

Im Rahmen des geodätischen Messprogramms werden sowohl die Setzungen des Dammkörpers, als auch die Setzung der Dichtung über Messpunkte auf der Krone gemessen und miteinander in Bezug gesetzt. Bei der Bever-Talsperre wurden bei einer Sanierung im Jahr 2000 die Messpunkte neu angebracht. Bei der ca. 25 Jahre alten Großen Dhünn-Talsperre gibt es hinreichende Bestandsun-

terlagen aus der Bauzeit, in denen alle Messpunkte sehr gut dokumentiert sind. Bei der zur gleichen Zeit gebauten Wupper-Talsperre sind einige Detailpläne nicht vorhanden.

Abbildung 8: zeigt als Ausschnitt eines historischen Bestandsplanes den Kronenaufbau der Wupper-Talsperre. Dabei ist der Messpunkt erkennbar, der für die Setzung der Dichtung herangezogen wurde.

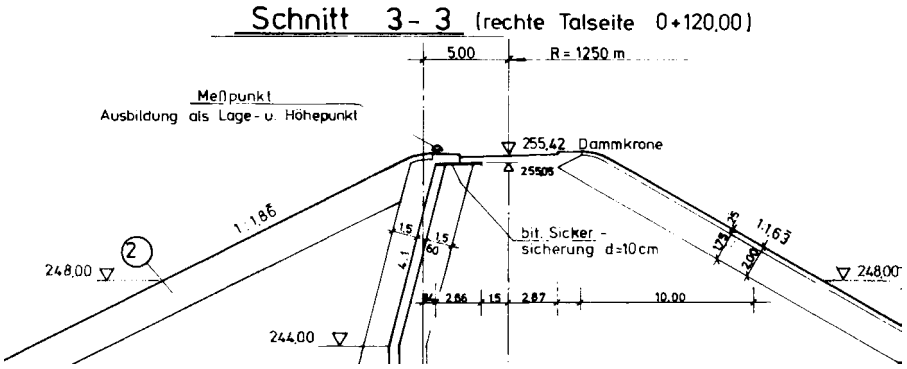


Abbildung 8: Historischer Plan der Dammkrone der Wupper-Talsperre

Im Jahr 2013 wurde die Wupper-Talsperre mittels Laserscanning vermessen. Die aufgemessenen Daten wurden aufbereitet und mündeten in den bereits erwähnten neuen Bestandsplänen. Abbildung 9: zeigt den Kronenaufbau nach der Neuvermessung sowie den bereits oben erwähnten Messpunkt (400).

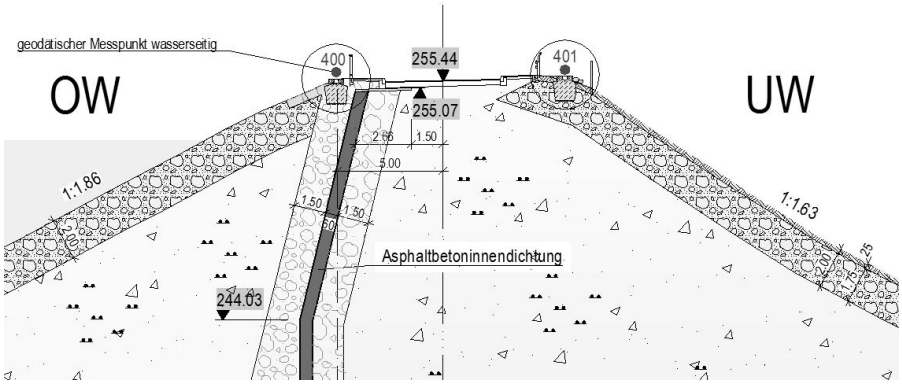


Abbildung 9: Aktueller Plan der Dammkrone der Wupper-Talsperre

Im aktuellen Plan ist ersichtlich, dass der Messpunkt abseits der Innendichtung angebracht ist und folgerichtig einzig die Setzung des Dammkörpers gemessen wird. Dieses Ergebnis ergibt sich in allen Messquerschnitten. Nach intensiver Recherche in historischen Gesprächsprotokollen und Rücksprache mit damaligen Verantwortlichen, fand sich kein direkter Hinweis über die Anbindung von Messpunkten an die Asphaltbetondichtung. Schlussendlich resultierte die fehlinterpretierte Auswertung der vergangenen Jahre aus ungenügend genauen Bestandsplänen und der Erwartungshaltung, die sich aus dem Vergleich zur

zeitgleich gebauten Großen Dhünn-Talsperre ergab. Wird die Ganglinie der Setzung von der Inbetriebnahme der Talsperre bis heute betrachtet, so liegt die Summe der Deformationen in den letzten 25 Jahren unterhalb von 20 mm. Die Konsolidierung ist nahezu abgeschlossen. Es liegen keinerlei Anzeichen vor, dass die Dichtung ein anderes Setzungsverhalten ausweist.

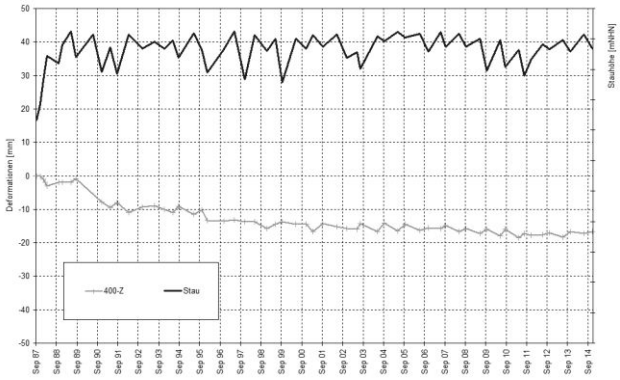


Abbildung 10: Setzung der Wupper-Talsperre in Dammmitte

Dieses letzte Beispiel verdeutlicht nochmals den praktischen Nutzen einer vertieften Überprüfung. Es geht nicht einzig darum, den Vorschriften der DIN 19700 gerecht zu werden. Es geht vor allem darum, sich mit den Anlagen intensiver auseinander zu setzen, als es das Tagesgeschäft zulässt. Es gilt Ungereimtheiten aus der Vergangenheit auszumerzen und Veränderungen zu erkennen. Nur so kann die langfristige Kontinuität eines hohen Qualitäts- und Sicherheitsstandards gewährleistet werden.

4 Literatur

Norm DIN 19700-10: Stauanlagen - Teil 10: Gemeinsame Festlegungen und Teil 11: Talsperren. Beuth Verlag, Berlin 2004

DWA: Merkblatt DWA-M 514 - Bauwerksüberwachung an Talsperren. Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V., Hennef 2011

Autor:

Dipl.-Ing. Sebastian Kollar

Wupperverband
Untere Lichtenplatzer Str. 100
42289 Wuppertal

Tel.: +49 202 583 319
Fax: +49 202 583 555 319
E-Mail: skol@wupperverband.de

Technische Universität Dresden – Fakultät Bauingenieurwesen
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

38. Dresdner Wasserbaukolloquium 2015
„Messen und Überwachen im Wasserbau und am Gewässer“

Überwachung als wesentliche Säule des Schweizer Sicherheitskonzepts für Talsperren

Friedhelm Garbe

Am Beispiel der Schweiz wird aufgezeigt, dass die Überwachung neben der konstruktiven Sicherheit und möglicher Vorsorgemaßnahmen (Notfallkonzepte) wesentlicher und notwendiger Bestandteil des Sicherheitskonzeptes für Talsperren ist. Durch regelmäßige visuelle Kontrollen, Messungen und Funktionsprüfungen – verbunden mit einer begleitenden und turnusmäßigen Auswertung und Beurteilung der Überwachungsergebnisse durch Fachleute und Experten - wird der erforderliche Nachweis der Zuverlässigkeit der Bauwerke und Betriebseinrichtungen der Anlagen in der Betriebsphase erbracht.

Stichworte: Talsperrensicherheit, konstruktive Sicherheit, Überwachung, Messungen, visuelle Kontrollen, Funktionsprüfungen, Notfallkonzept, Wasseralarmsystem

1 Veranlassung

Talsperren besitzen ein in der Regel hohes Gefährdungspotential. Im Fall eines Versagens des Absperrbauwerkes können für Menschen, Sachwerte und die Umwelt erhebliche Überflutungsschäden entstehen. Für Talsperren sind daher besondere Anforderungen an einen sicheren Betrieb über die gesamte Nutzungsdauer der Anlagen zu stellen. Die Überwachung in der Bau- aber insbesondere der Betriebsphase ist daher regelmäßig Bestandteil internationaler Sicherheitskonzepte für Talsperren. Durch diese Sicherheitsüberwachung erfolgt der Nachweis der Zuverlässigkeit der Bauwerke und Betriebseinrichtungen (Bauwerksüberwachung) sowie eine Erfassung der relevanten Daten für wasserwirtschaftlichen und technischen Betrieb (Betriebsüberwachung).

Mess- und Kontrollprogramme beinhalten grundsätzlich einen personellen als auch messtechnischen und damit finanziellen Aufwand. Sie sind auf die Besonderheiten, Größe und die Bedeutung der Einzelanlage abzustimmen. Auch bei Vorliegen von Richtlinien und Vorschriften erfordert dies eine Übereinkunft zwischen dem Talsperrenbetreiber und der Aufsichtsbehörde, um anlagenbezogen die Häufigkeit, Frequenz und Dauer von Messungen und Kontrollen sowie die Messstellenausstattung festzulegen und somit einen annehmbaren Ausgleich zwischen Sicherheit und Wirtschaftlichkeit zu erreichen.

2 Talsperren in der Schweiz

In der Schweiz existieren derzeit 230 mittlere und große Talsperren *(BFE, 2012)*. 160 Sperren erfüllen die ICOLD – Kriterien *(STK, 2014)*. Deren Mehrzahl befindet sich in den Alpen. Bei den Absperrbauwerken überwiegen die Staumauern mit einem Anteil von 63 Prozent die Staudämme. Bevorzugte Bauweisen sind Gewichts- und Bogenstaustaumauern sowie Erddämme.

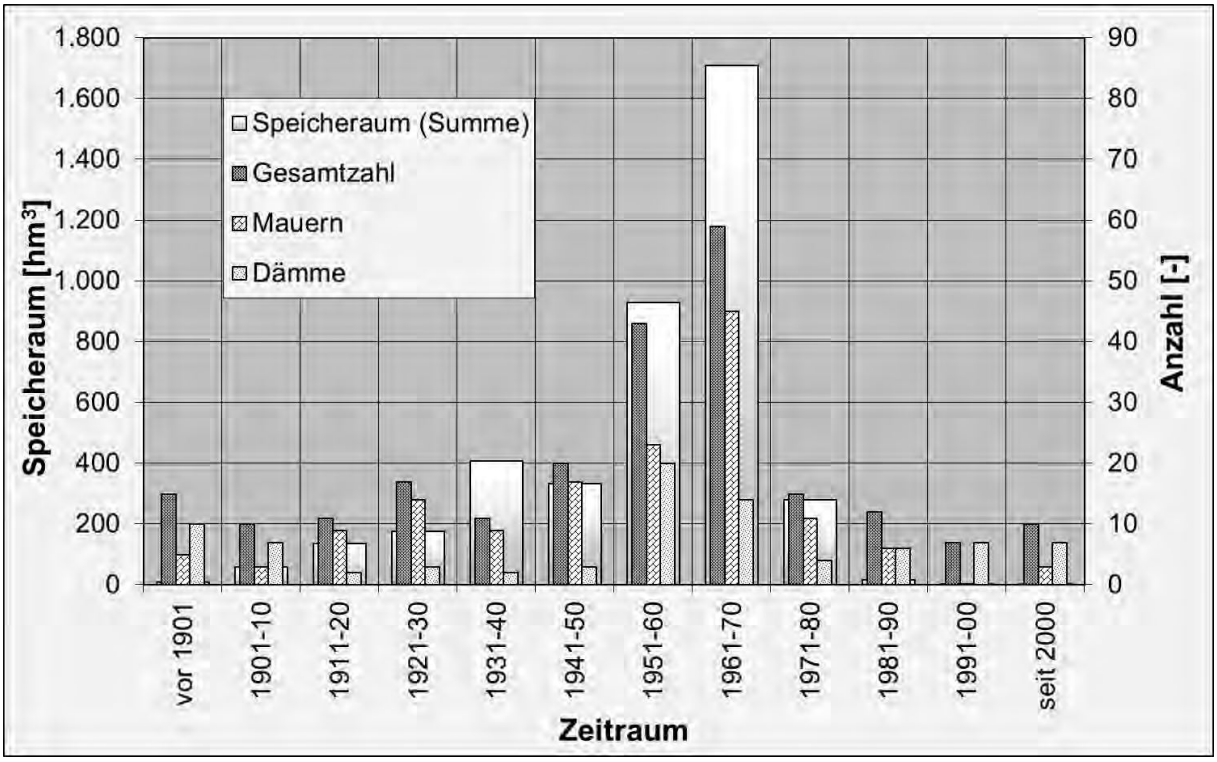


Abbildung 1: Entwicklung des Talsperrenbaus in der Schweiz (nach BFE, 2012)

Die Geschichte des Talsperrenbaus reicht in der Schweiz bis ins 19. Jahrhundert zurück, als mit Beginn der Industrialisierung Stauanlagen zur Wasserkraftgewinnung gebaut wurden. Die Wasserkrafterzeugung steht mit 83 % auch gegenwärtig als primärer Nutzungszweck im Vordergrund *(BFE, 2012)*. Das in den Schweizer Stauseen gespeicherte Wasser entspricht einer Energiemenge von über acht Milliarden Kilowattstunden *(STK, 2014)*.

Der zeitliche Schwerpunkt des Talsperrenbaus liegt in den fünfziger und sechziger Jahren (Abb. 1). Von 1950 bis 1970 wurden rd. 80 Talsperren mit über 15 Metern Höhe errichtet. In diesen Zeitabschnitt fallen die Herstellung der Staumauern Grande Dixence, Mauvoisin, Luzzone und Contra, die mit einer Sperrenhöhe von mehr als 200 m im internationalen Vergleich herausragen. Mit 285 m über Gründungssohle besitzt die Talsperre Grande Dixence die höchste Gewichtsstaumauer der Welt.

3 Das Schweizer Sicherheitskonzept

In der Schweiz ist die Sicherheit von Talsperren in der Bundesverfassung und dem Stauanlagengesetz *(StAG, 2010)* verankert. Konkretisiert werden rechtliche und technische Vorgaben in der Stauanlagenverordnung *(StVA, 2012)*, den Richtlinien zur Sicherheit der Stauanlagen *(BWG, 2002a)* sowie den zugehörigen fachspezifischen Basisdokumenten.

Ausgehend von geometrischen Kriterien ist das Gefährdungspotential der jeweiligen Anlage ausschlaggebend für die Gültigkeit der Vorschriften. Wesentlich ist in diesem Zusammenhang der Begriff der besonderen Gefahr *(BWG, 2002a)*: „*Eine besondere Gefahr ist gegeben, wenn im Fall eines plötzlichen Bruches des Absperrbauwerkes mindestens ein Wohnraum, ein Arbeitsraum, ein öffentliches Gebäude, ein öffentlicher Campingplatz oder ein stark benutzter Verkehrsweg betroffen ist.*“

Tabelle 1 Schwellenwerte für das Maß der besonderen Gefahr *(*aus *BWG, 2002a)*

Schwellenwerte	Auswirkungen	Unterstellungsregeln
Hohe Gefahr $h > 2$ m oder $v \cdot h > 2$ m²/s	Personen sind auch im Inneren von Gebäuden gefährdet. Bauten auf Uferböschungen sind bei Erosion einsturzgefährdet. Murgänge können durch den Anprallstoß den Einsturz von Gebäuden verursachen.	Die Stauanlage wird unterstellt, wenn wenigstens ein Wohnraum, ein Arbeitsraum, ein öffentliches Gebäude, ein öffentlicher Campingplatz, ein stark benutzter Verkehrsweg oder eine Bahnlinie betroffen ist.
Mittlere Gefahr $2 \text{ m} \geq h > 1$ m oder $2 \text{ m}^2/\text{s} \geq v \cdot h > 1 \text{ m}^2/\text{s}$	Personen im Freien und in Fahrzeugen sind gefährdet. Eine Flucht in obere Stockwerke von Gebäuden ist meistens möglich. Gebäude können entsprechend ihrer Bauweise Schäden erleiden.	Die Stauanlage wird unterstellt, wenn ein Wohnraum (in leichter Bauweise) ein Arbeitsraum (in leichter Bauweise), ein öffentlicher Campingplatz oder ein stark benutzter Verkehrsweg betroffen ist.
Mäßige Gefahr $1 \text{ m} \geq h > ½$ m oder $1 \text{ m}^2/\text{s} \geq v \cdot h > ½ \text{ m}^2/\text{s}$	Personen sind im Freien und im Inneren von Gebäuden wenig gefährdet. Fahrzeuge können weggeschwemmt werden.	Die Stauanlage wird unterstellt, wenn ein öffentlicher Campingplatz oder ein stark benutzter Verkehrsweg betroffen ist.
Geringe Gefahr $h \leq ½$ m oder $v \cdot h \leq ½ \text{ m}^2/\text{s}$	Personen sind nicht in Gefahr weder im Freien noch im Inneren von Gebäuden.	Die Stauanlage wird nicht unterstellt

In der Schweizer Stauanlagenrichtlinie sind Schwellenwerte festgelegt, die das Maß der besonderen Gefahr quantifizieren (s. Tab. 1). In der Regel ist dieses Gefährdungspotential für Menschenleben und Sachwerte durch Bruchszenarien (plötzlicher und totaler Bruch) und Flutwellenberechnungen zu analysieren. Entscheidend für Unterstellung sind die Werte für die Wassertiefe oder das Produkt aus Wassertiefe und Fließgeschwindigkeit (Überflutungsintensität), die sich bei Eintreffen der Flutwelle am Ort der relevanten Objekte einstellen (Tab. 1).

Das Schweizer Sicherheitskonzept für Talsperren beruht auf den Aussagen der Richtlinie *BWG (2002a) „Sicherheit gegenüber einer Gefährdung besteht dann, wenn diese durch geeignete Maßnahmen unter Kontrolle gehalten oder auf einen akzeptierbar kleinen Wert beschränkt wird. Eine absolute Sicherheit kann nicht erreicht werden"*. Das Konzept stützt sich auf drei Säulen (Abb. 2):

- die konstruktive Sicherheit,
- die Überwachung und Unterhaltung
- und das Notfallkonzept.

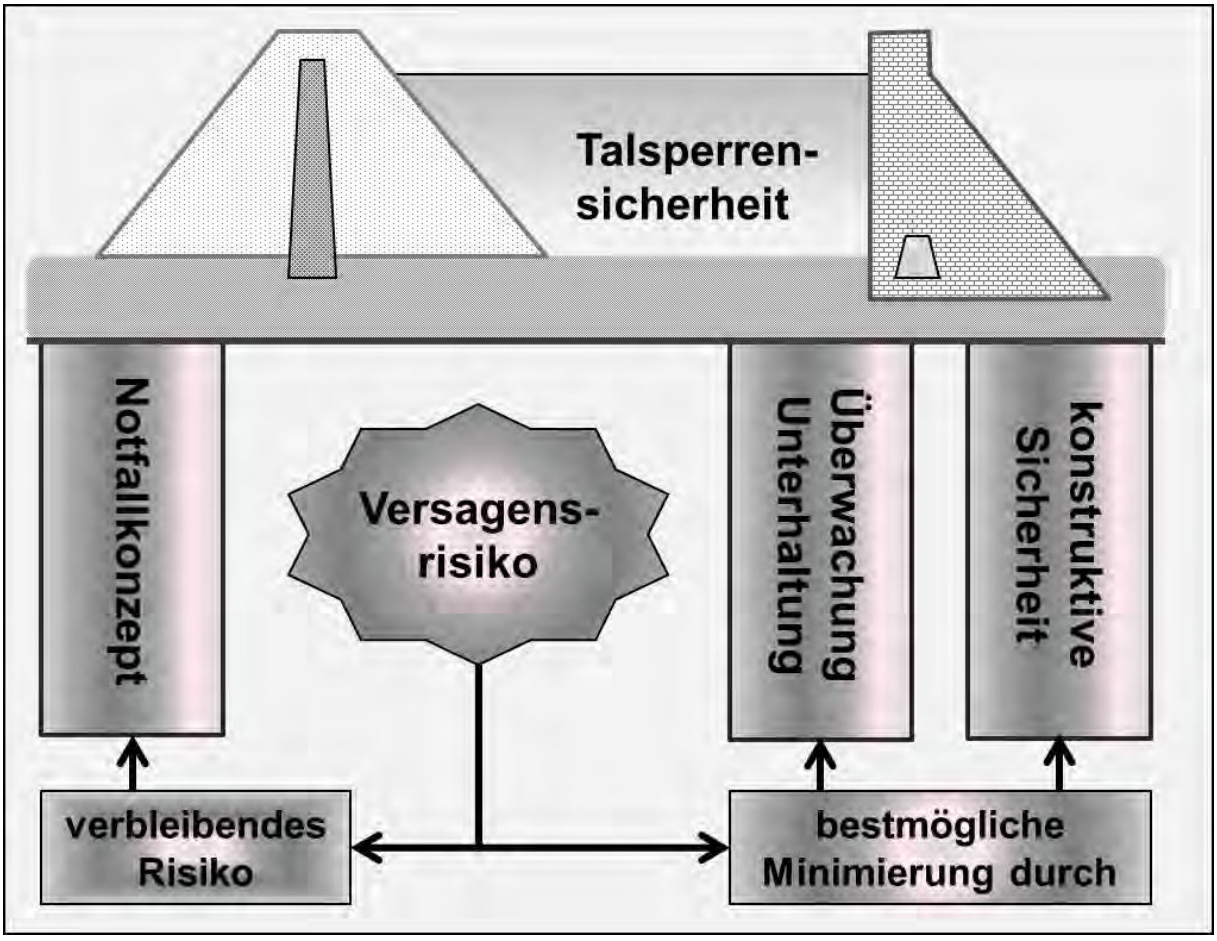


Abbildung 2: Das Schweizer Sicherheitskonzept für Talsperren

Das Bundesamt für Energie in Ittigen übt die Oberaufsicht über alle Stauanlagen in der Schweiz aus. Die direkte behördliche Zuständigkeit der Stauanlagenaufsicht richtet sich nach Stauhöhe und -volumen sowie dem Gefährdungspotential der Anlage und ist zwischen dem Bund und den Kantonen geteilt. Die Aufsicht des Schweizer Bundesamts für Energie umfasst 230 mittlere und große Anlagen. Kleinere Anlagen werden von den einzelnen Kantonen überwacht.

3.1 Konstruktive Sicherheit

Im Hinblick auf die konstruktive Sicherheit sind die Schweizer Talsperren nach dem Stand von Wissenschaft und Technik zu bemessen und zu bauen. Ihre Tragsicherheit soll bei allen voraussehbaren Betriebs- und Lastfällen gewährleistet sein. Gesonderte Aspekte sind die Hochwasser- und Entleerungssicherheit. Die konstruktive Sicherheit ist für Neubauten (Entwurf und Planung) aber auch für bestehende Anlagen nachzuweisen. Bei vorhandenen Talsperren können nach einer Überprüfung der konstruktiven Sicherheit gegebenenfalls Anpassungsmaßnahmen gefordert werden.

Neben ständigen und veränderlichen Lasten sind bei Standsicherheitsnachweisen Ausnahmebelastungen infolge Hochwasser, Erdbeben, Lawinen und Murengängen anzusetzen. Die Lasten werden nach der Dauer und Häufigkeit ihres Auftretens drei Fällen, dem Normal-, dem Ausnahme- und dem Extremlastfall, zugeordnet. Die Kombinationen sind für Dämme, Gewichts- und Bogenstaumauern jeweils spezifiziert.

Bei der Überprüfung der Erdbebensicherheit ist nachzuweisen, dass die Talsperre der Einwirkung des Nachweisbebens in der Weise widersteht, dass ein globales Versagen der Stauanlage ausgeschlossen werden kann. Für Erdbeben sind die Bemessungswerte entsprechend Anlagengröße und Bedeutung (Tab. 2) abgestuft.

Tabelle 2 Bemessungswerte für Hochwasser und Erdbeben

Bezeichnung	**Größe oder Klasse**	**Bemessungswert**
Bemessungshochwasser	alle Talsperren	$HQ_{1.000}$
Sicherheitshochwasser	mittlere/große Talsperren	1,5 x $HQ_{1.000}$ oder PMF
	kleine Talsperren	mindestens $HQ_{1.000}$
Nachweiserdbeben	große Talsperren	Erdbeben mit Wiederkehrperiode von 10.000 a
	mittlere Talsperren	Erdbeben mit Wiederkehrperiode von 5.000 a
	kleine Talsperren	Erdbeben mit Wiederkehrperiode von 1.000 a

Das Bemessungshochwasser (Tab. 2) muss unter Einhaltung eines Sicherheitsfreibordes ohne Schäden für das Absperrbauwerk und die Entlastungsanlagen abgeführt werden können. Bei Ableitung des Sicherheitshochwassers (Tab. 2) können kleinere Schäden auftreten, die jedoch nicht zu einem partiellen oder totalen Versagen des Absperrbauwerks führen dürfen. Für Entlastungsorgane (einschließlich Grundablässe) wird je nach Bauwerkstyp und Bemessungsfall die Einhaltung der (n-1)-Bedingung gefordert. Turbinen von Wasserkraftanlagen dürfen zur Abführung des Hochwassers allgemein nicht berücksichtigt werden.

3.2 Überwachung

In der Betriebsphase dienen in der Schweiz die gezielte Überwachung und die ordnungsgemäße Unterhaltung der Talsperrensicherheit. Mit der Überwachung soll das Langzeitverhalten beobachtet aber auch Verhaltensanomalien schnell und präzise erkannt werden, um rechtzeitig Maßnahmen ergreifen und drohende Gefahren abwenden zu können. Dies macht außerordentliche Kontrollen erforderlich, die beispielweise bei der Feststellung einer Gefährdung der Bauwerkssicherheit, nach einem Erdbeben sowie während und nach einem außergewöhnlichen Hochwasser notwendig werden.

Zur Beurteilung der Betriebstüchtigkeit, des Anlagenverhaltens und -zustandes sind in der Schweiz Funktionsprüfungen, visuelle Kontrollen, und Direktmessungen (im Rahmen eines Messsystems) durchzuführen (Abb. 3).

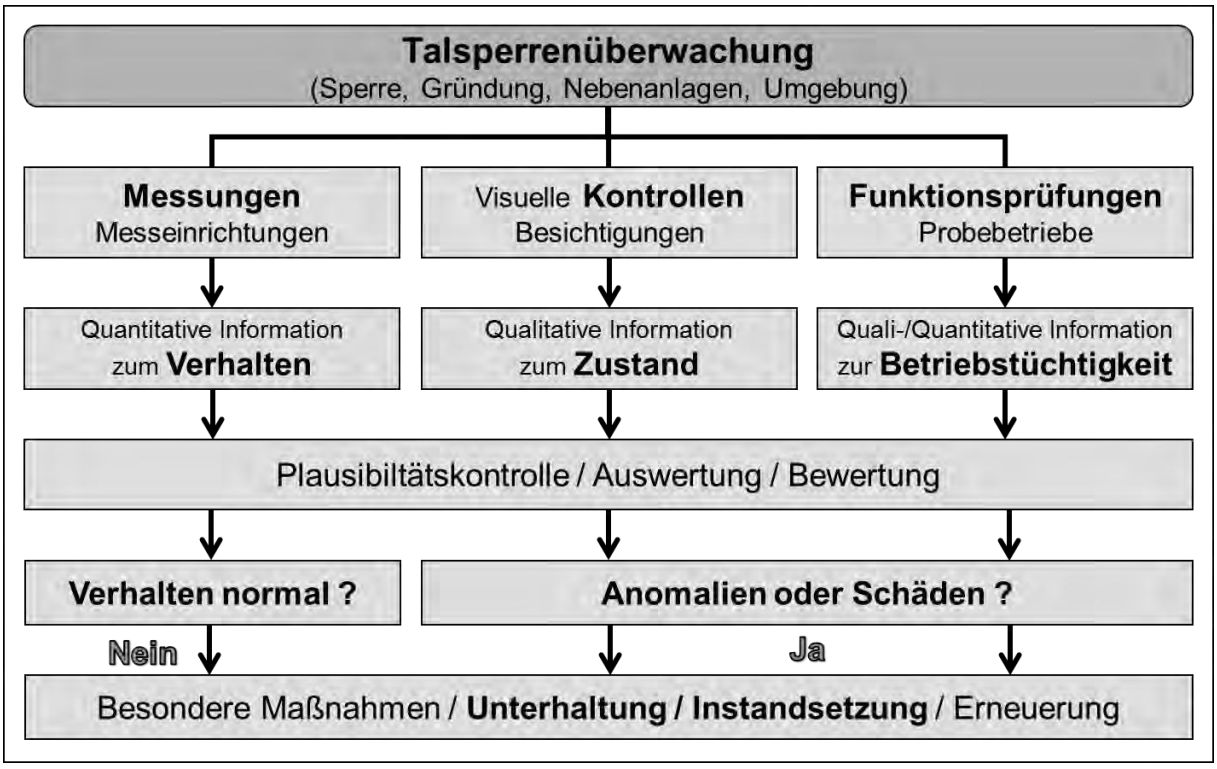


Abbildung 3: Komponenten der Talsperrenüberwachung (nach *BWG, 2002b*)

Jährliche zu protokollierende Funktionsprüfungen sollen die Bereitschaft der Betriebseinrichtungen (Betriebstüchtigkeit) der Talsperren sicherstellen. Diese umfassen sowohl die beweglichen Verschlussorgane der Entlastungs- und Entnahmeeinrichtungen (Hochwasserentlassung, Zwischenauslässe, Grundablässe) als auch Messinstrumente, Kommunikationsmittel, Notstromaggregate und Sirenen des Wasseralarms. Die Funktionsprüfungen der Verschlussorgane sind als „Nassprobe“ durchzuführen. Dies soll sicherstellen, dass sich das Organ unter nahezu maximaler Belastung (möglichst hoher Stauspiegel) bewegen lässt.

Die Basisdokumentation *BWG (2002b)* weist der visuellen Kontrolle durch den Talsperrenwärter eine besondere Bedeutung zu, da dieser in der Regel als Erster Anomalien und Schäden an der Stauanlage erfassen kann. Man geht davon aus, dass etwa zwei Drittel außerordentlicher Ereignisse durch Sichtkontrollen entdeckt werden. Visuelle Kontrollen sind in der Regel wöchentlich durchzuführen.

Zur Überwachung sind Messeinrichtungen unverzichtbar. Messtechnisch zu erfassen sind Belastungsgrößen wie Wasserstände, Sedimenthöhen, Wassertemperaturen, klimatische Verhältnisse und Erdbeben sowie signifikante Werte des Bauwerksverhaltens. Als solche Werte werden je nach Absperrbauwerkstyp (Dämme, Mauern) Verschiebungen, Sickerlinien, Sickerwasserabflüsse, Porenwasserdrücke und chemische Eigenschaften des Wassers erhoben (Tab. 3).

Tabelle 3 Messgrößen zur Beobachtung des Bauwerksverhaltens *(*nach *BWG, 2002b)*

Betonstaumauer	Erdamm	Untergrund
Verformungen des Bauwerkskörpers	Verformungen des Dammkörpers	Verformungen und Verschiebungen (Widerlager)
Spezielle Bewegungen (Risse, Fugen)	Spezielle Bewegungen (Kontaktbereiche zu Betonbaukörpern)	Spezielle Bewegungen (Risse, Klüfte)
Temperatur im Inneren des Bauwerks	Temperatur im Inneren des Dammkörpers, um Durchsickerungen festzustellen	Temperatur im Untergrund um Durchsickerungen festzustellen
Auftrieb (Kontaktfläche Beton - Untergrund sowie im Fels)	Porenwasserdrücke im Inneren des Dammkörpers Sickerlinie	Porenwasserdrücke Auftrieb (Kontaktfläche Beton – Untergrund) Sickerlinie
Sicker- und Drainagewassermengen	Sicker- und Drainagewassermengen	Sicker- und Drainagewassermengen Abflüsse von Quellen
chemische Zusammensetzung durchsickertes Wassers Trübung	chemische Zusammensetzung durchsickertes Wassers Trübung	chemische Zusammensetzung durchsickertes Wassers Trübung

Die Messprogramme sind auf die Besonderheiten und die Bedeutung der Einzelanlage abzustimmen. Beispiele für Messanlagenausstattungen in Abhängigkeit vom Sperrentyp sind in *BWG (2002b)* enthalten. An die Messinstrumente werden u. a. folgende Anforderungen gestellt:

- einfach in Ihrer Konstruktion und Ihrer Handhabung,
- widerstandsfähig, dauerhaft und unempfindlich gegenüber äußeren Einwirkungen (Temperatur, Feuchtigkeit, Überspannung),
- möglichst zugänglich und einfaches Ablesen.

Die Messfrequenz ist abhängig von der Höhe der Sperre und der Aussagekraft der gemessen Parameter für das globale Verhalten der Anlage.

Tabelle 4 Messfrequenz für Sperren mit einer Höhe größer 10 m *(*nach *BWG, 2002b)*

Parameter	Messung	Messfrequenz
Parameter, welche bezeichnend für das globale Verhalten der Sperre sind	Loten, Gesamtsickerwasserabflüsse, Auftriebs- und Porenwasserdrücke	monatlich bis wöchentlich
	vollständige geodätische Messung	alle fünf Jahre
	reduzierte geodätische Messung	jährlich bis halbjährlich
Zusätzliche Parameter	Fugenverschiebung, Neigungen	jährlich bis halbjährlich

Organisatorisch ist die Schweizer Überwachung viertstufig gegliedert (Abb. 3). Die 1. Stufe der Überwachung durch den Talsperrenwärter schließt neben den Kontrollen, Messungen und Prüfungen eine Erstbeurteilung der Messergebnisse mit ein. Für die Talsperrenwärter wird eine entsprechende berufliche Qualifikation erwartet. Die 2. Stufe der Überwachung erfolgt durch einen erfahrenen, spezialisierten Ingenieur, der die Messergebnisse laufend und abschließend in einem Jahresbericht beurteilt sowie jährlich eine umfassende visuelle Kontrolle Sperre durchführt.

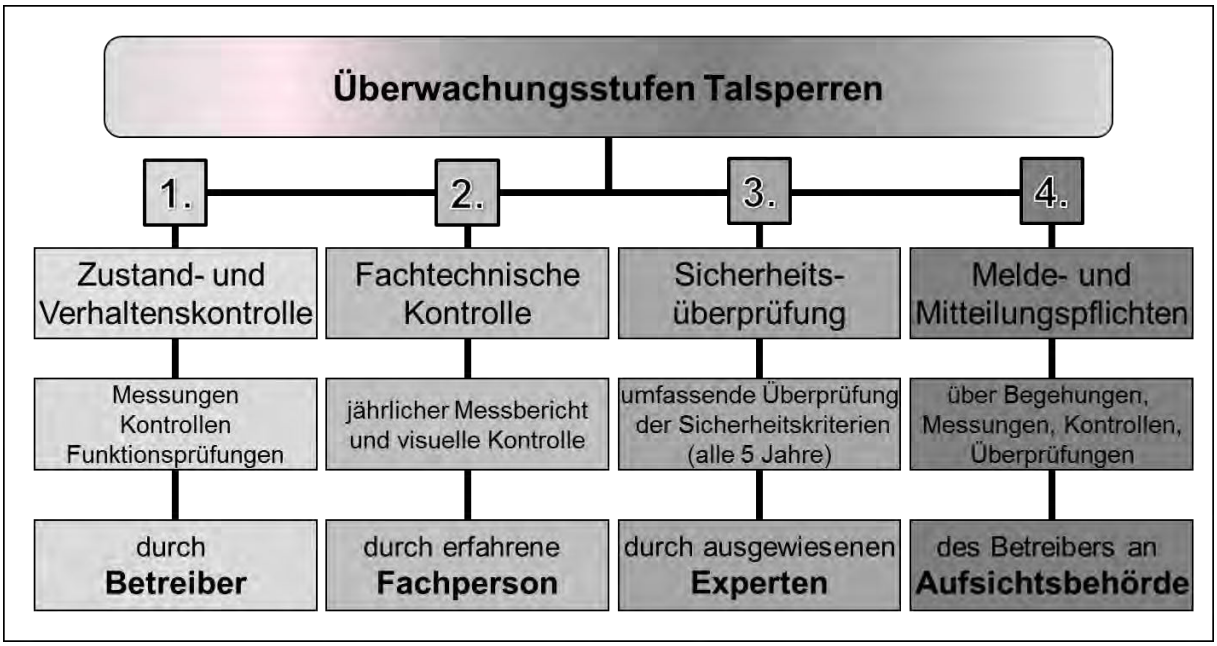


Abbildung 4: Stufen der Schweizer Talsperrenüberwachung (nach *BWG, 2002b*)

Alle 5 Jahre ist für große Talsperren eine weitergehende Sicherheitsüberprüfung durch ausgewiesene Experten (Bauingenieur, Geologe) als 3. Überwachungsstufe vorzusehen. Die 4. Stufe liegt bei der Aussichtbehörde. Gegenüber dieser unterliegt der Stauanlagenbetreiber besonderen Melde- und Mitteilungspflichten (z. B. Ergebnisse der Kontrollen, Messungen und Überprüfungen).

3.3 Notfallkonzept

Die Überwachung und Bemessung dienen der *„bestmöglichen Minimierung“* des durch den Talsperrenstau geschaffenen Risikos. Die Schweizer Sicherheitsphilosophie schließt trotz hoher Anforderungen bei Bau und Betrieb das Auftreten einer unvorhergesehenen Gefahrensituation bei Stauanlagen nicht gänzlich aus. Als solche Gefahrenzustände werden Verhaltensanomalien des Bauwerks und des Untergrundes, Massenstürze (z. B. Erdrutsche, Lawinen, Gletscherabbrüche) in den Speicherraum, Extremes Hochwasser oder Erdbeben sowie Sabotage oder militärische Einwirkungen in Betracht gezogen *(BWG, 2002a)*.

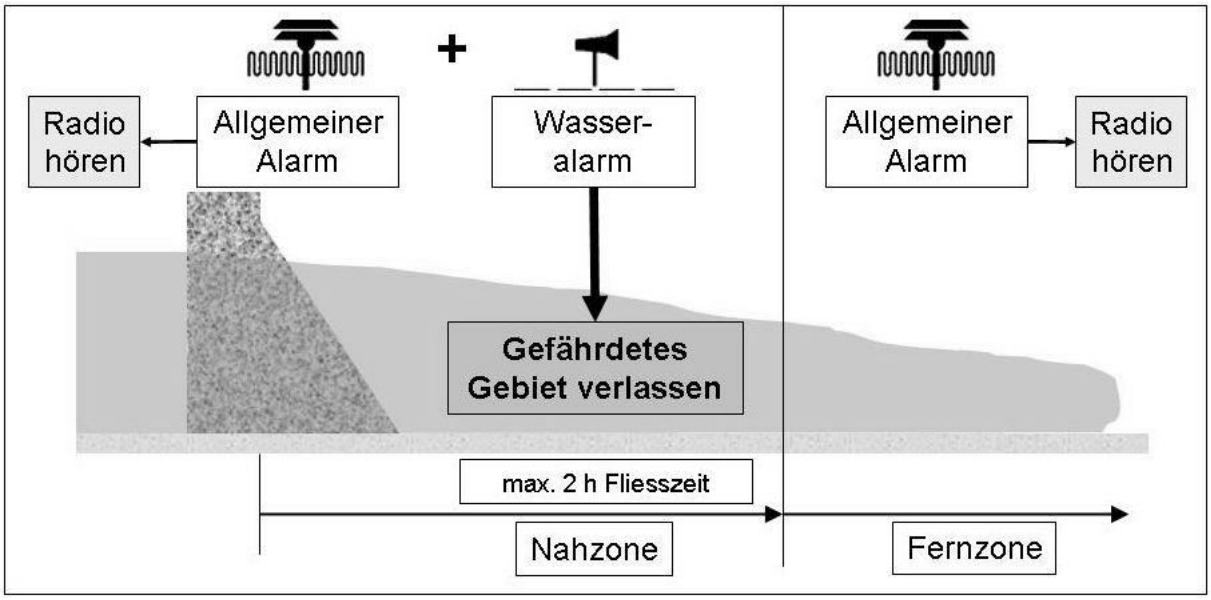


Abbildung 5: Wasseralarm für Talsperren in der Schweiz (nach *StAG, 2010*)

Die Vorschriften sehen Notfallkonzepte vor. Für Speicher mit mehr als 2 Millionen Kubikmeter Stauraum ist nach *StAG (2010)* ein Wasseralarmsystem verpflichtend (Abb. 4). In einem Gefahrenfall soll die Bevölkerung im Unterlauf von Talsperren informiert und evakuiert werden können. Vorbereitende Maßnahmen der Notfallkonzepte sind (*Pougatsch et al, 1998*):

- Ermittlung der potentiell gefährdeten Bereiche durch Bruch- und Überflutungsberechnungen (plötzlicher / totaler Bruch der Talsperre),
- Aufstellen und Bekanntgabe von Evakuierungsplänen durch die Gemeinden mit Angabe der Überflutungsflächen, Erläuterung der Bedeutung der Alarmsignale und der Verhaltensregeln,
- Betrieb und Unterhaltung von Sirenen für den allgemeinen und ggf. für den Wasseralarm
- Organisatorische Maßnahmen (Übungen, Information der Bevölkerung)

4 Zusammenfassung

Die Überwachung ist in der Schweiz neben der konstruktiven Sicherheit und möglicher Vorsorgemaßnahmen (Notfallkonzepte) wesentlicher und notwendiger Bestandteil des Sicherheitskonzeptes für Talsperren. Durch regelmäßige visuelle Kontrollen, Messungen, und Funktionsprüfungen – verknüpft mit einer turnusmäßigen Auswertung und Beurteilung der Überwachungsergebnisse durch Fachleute und Experten - wird der erforderliche Nachweis der Zuverlässigkeit der Bauwerke und Betriebseinrichtungen der Anlagen in der Betriebsphase erbracht. Das Schweizer Sicherheitskonzept für Talsperren ist in sich geschlossen und folgerecht. Die Gültigkeit der Anforderungen wird durch das tatsächliche Gefährdungspotential der Talsperre bestimmt. Zur Handhabung des verbleibenden Risikos sind Notfallkonzepte obligatorisch und für größere Talsperren mit einem Wasseralarmsystem verknüpft.

5 Literatur

BFE (2012): Talsperren, die der Oberaufsicht des Bundes unterstellt sind. Tabellarische und kartographische Darstellung. Bundesamt für Energie, Ittigen

BWG (2002a): Richtlinien zur Sicherheit der Stauanlagen. Bundesamt für Wasser und Geologie, Biel.

BWG (2002b): Basisdokumentation zu Überwachung und Unterhalt. Bundesamt für Wasser und Geologie, Biel.

StAG (2010): Stauanlagengesetz. Die Bundesversammlung der Schweizerischen Eidgenossenschaft, Bern, 01.10.2010

StAV (2012): Stauanlagenverordnung. Der Schweizer Bundesrat, Bern, 17.10.2012

Pougatsch H. et al (1998): Water alarm concept in Switzerland. In: BERGA (1998): Dam Safety – Volume 1. Balkema, Rotterdam, 1998, p. 235-242.

STK (2014): Verzeichnis der Schweizer Talsperren. Schweizerisches Talsperrenkommitee, http://www.swissdams.ch (Zugriff am 16.12.2014), Renens.

Autor:

Dipl. Ing. Friedhelm Garbe

Bezirksregierung Arnsberg
Dezernat 54 - Wasserwirtschaft
Hermelsbacher Weg 15
57072 Siegen

Tel.: +49 2931 82-5517
Fax: +49 2931 82-47658
E-Mail: friedhelm.garbe@bra.nrw.de

Technische Universität Dresden – Fakultät Bauingenieurwesen
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

38. Dresdner Wasserbaukolloquium 2015
„Messen und Überwachen im Wasserbau und am Gewässer“

Ein Monitoringsystem zur kontinuierlichen Überwachung und Steuerung der Sohlwasserdrücke bei einer Sielfeld-Trockenlegung des Eidersperrwerkes

Thomas Nuber
Gerd Siebenborn

Im Rahmen von Sanierungsarbeiten war die Trockenlegung des Sielfelds 1 des Eidersperrwerks erforderlich. Um die Auftriebssicherheit der 0,8 m dicken Sielfeldsohle aus Stahlbeton zu gewährleisten, wurde zur Überwachung und Steuerung der Sohlwasserdrücke ein Monitoringsystem konzipiert und installiert. Das System besteht aus Druckaufnehmern, die in ein Packersystem integriert sind und nach dem Durchbohren der Sielfeldsohle eingesetzt werden konnten. Um bei einer Überschreitung der zulässigen Sohlwasserdrücke neben einer kontrollierten Flutung des Sielfelds eine weitere Option zu haben, wurde ein Druckentlastungssystem eingebaut und erfolgreich getestet. Die Meßergebnisse zeigen, dass während der gesamten Sanierung die zulässigen Sohlwasserdrücke nicht überschritten wurden. Zudem konnte die Wirksamkeit des Druckentlastungssystems nachgewiesen werden, so dass das hier vorgestellte Monitoringkonzept die erforderlichen Sicherheiten gab.

Stichworte: Auftriebssicherheit, Bauwerkssohle, Grundwasserentlastung, Grundwassermonitoring

1 Einleitung

Das Eidersperrwerk ist das größte deutsche Küstenschutzbauwerk und befindet sich an der Westküste Schleswig-Holsteins. Mit einer Bauzeit von insgesamt sieben Jahren wurde es im Jahr 1973 fertiggestellt. Durch den Bau des Eidersperrwerkes konnte die Deichlinie im Mündungsbereich der Eider von ca. 60 km auf 4,8 km verkürzt werden und ist daher für den Küstenschutz des Landes Schleswig-Holstein von übergeordneter Bedeutung.

Das Eidersperrwerk besteht aus insgesamt 5 Sielfeldern, die in den Jahren 2014 bis 2018 für Sanierungsarbeiten sukzessive über mehrere Monate trockengelegt werden müssen. Die erste Sanierungsmaßnahme fand im Zeitraum April bis Oktober 2014 im südlich gelegenen Sielfeld 1 statt (Abbildung 1).

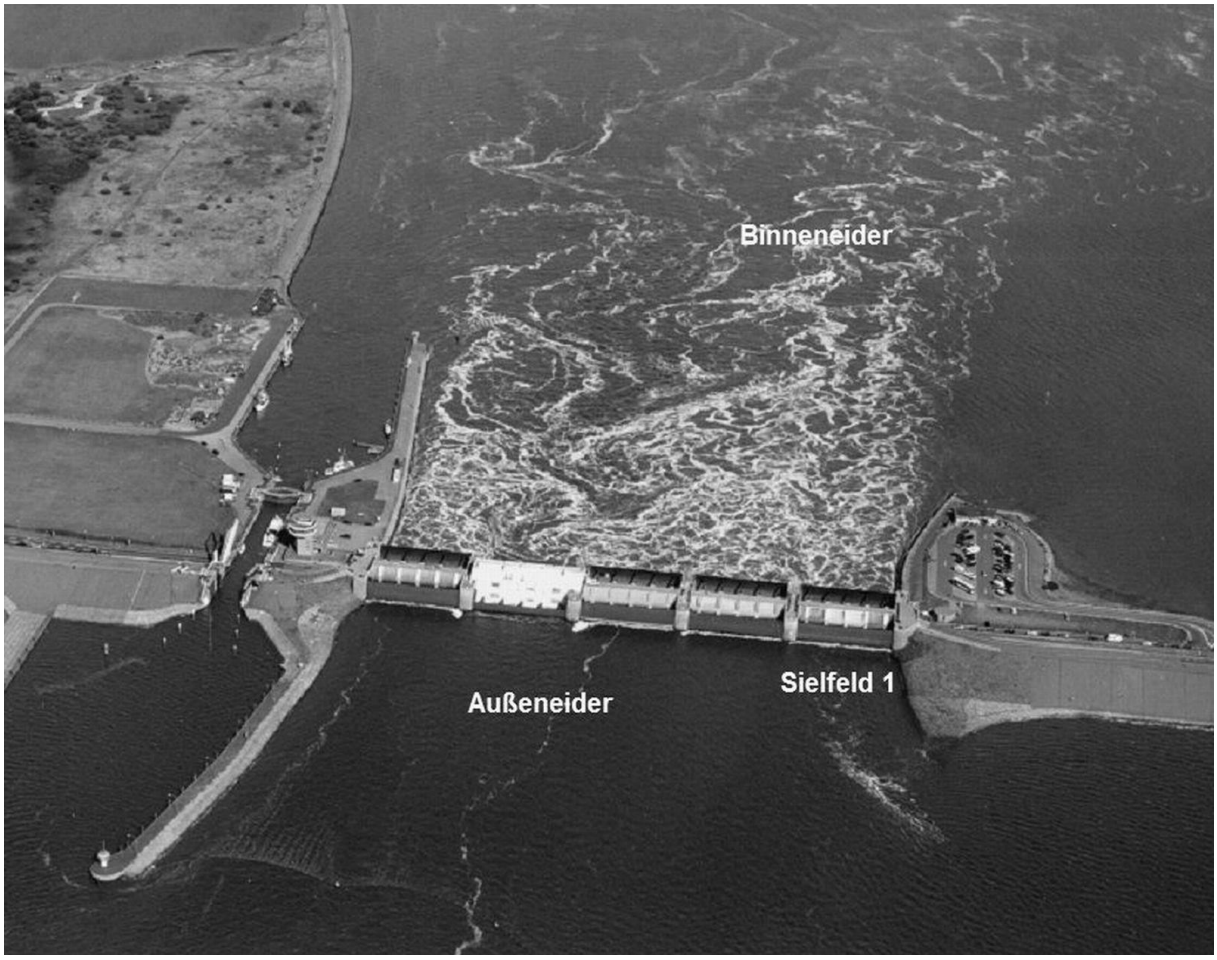


Abbildung 1: Luftaufnahme des Eidersperrwerks (Quelle WSA Tönning)

Da für den trockengelegten Zustand die Auftriebssicherheit der Sielfeldsohle nur bei bestimmten Sohlwasserdrücken nachgewiesen werden kann, wurde ein Monitoringsystem konzipiert und installiert. Ziel war es kontinuierlich die Sohlwasserdrücke, den Sielwasserstand sowie die Lage der Sohlplatte überwachen zu können und ggf. Maßnahmen einleiten zu können. Über eine Weboberfläche wurden die Messergebenisse visualisiert und somit ortsunabhängig den Projektbeteiligten zugänglich gemacht.

Um bei einer Überschreitung der zulässigen Sohlwasserdrücke neben einer kontrollierten Flutung des Sielfelds eine weitere Option zu haben, wurde ein Druckentlastungssystem installiert, mit dem es möglich war, die Sohlwasserdrücke „passiv“ - d.h. ohne den Betrieb von Pumpen – zu entlasten. So konnte über den gesamten Zeitraum der Sanierungsmaßnahme ein sicheres Arbeiten in einem trockenem Sielfeld gewährleistet werden.

2 Bauwerk und Baugrund

Das Sperrwerk liegt im tidebeeinflußten Eiderästuar und stellt den Übergang zwischen der Außen- und der Binneneider dar. An der Außeneider liegt bei einem mittleren Tidehochwasser (MThw) von NN +1,56 und einem mittleren Tideniedrigwasser (MTnw) von NN-1,45 m ein mittlerer Tidehub von ca. 3,0 m vor.

Das Eidersperrwerk hat eine Länge von ca. 240 m und besteht aus insgesamt fünf Sielfeldern mit einer jeweiligen lichten Durchflußweite von 40 m und einer Breite von ca. 35 m, die durch Pfeiler begrenzt und durch einen Wehrträger überbrückt werden (Abbildung 2). Über jeweils zwei stählerne Segmenttore, die parallel zu den Wehrträgern an den jeweiligen Enden der Sohlplatten angeordnet sind, können die Sielfelder unabhängig voneinander verschlossen werden.

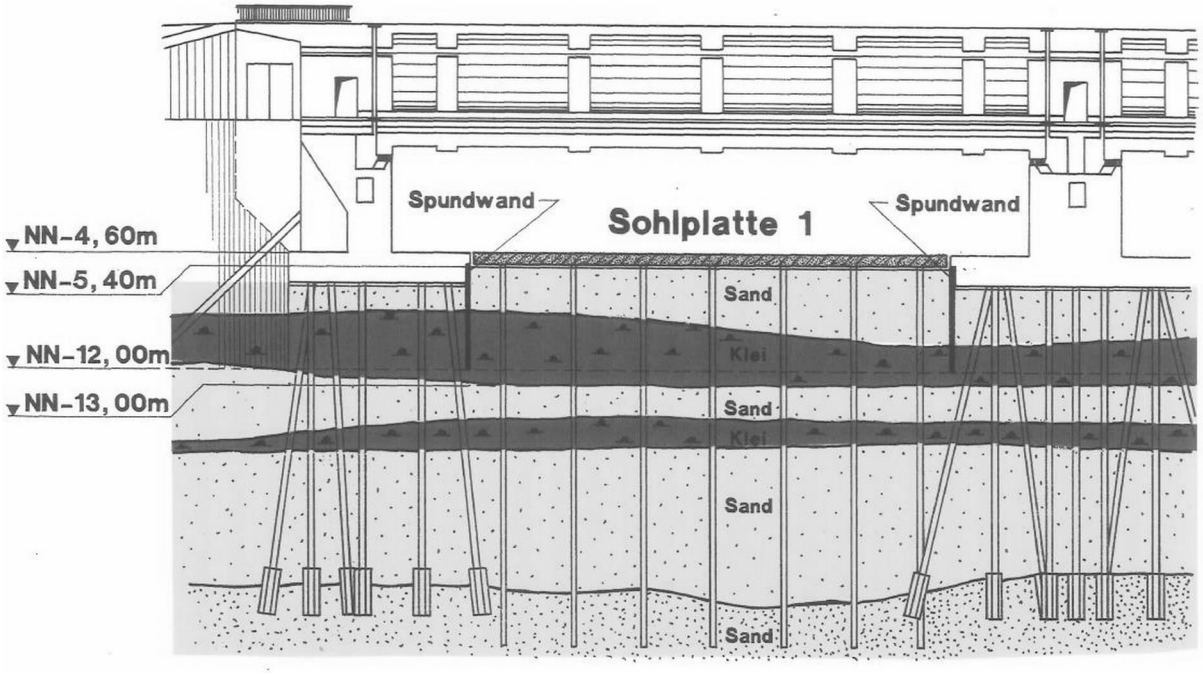


Abbildung 2: Längsschnitt durch das Sielfeld 1 und den Baugrund

Die Sielfeldsohlen bestehen aus rückverankerten 0,8 m starken Stahlbetonplatten. Die Oberkante der Sielfeldsohle liegt bei NN -4,6 m. Unter den Betonplatten steht eine ca. 5 m mächtige Sandschicht an, die wiederum von einer ca. 5 m mächtigen Kleischicht unterlagert wird. Die Sielfeldsohlen sind jeweils mit umlaufenden Spundwänden eingefaßt, die in die Kleischicht einbinden, so dass die Sandschicht sowohl horizontal als auch vertikal von einer hydraulischen Barriere eingegrenzt ist. Die Auftriebssicherheit der Sielfeldsohle ist bis zu einem Grundwasserpotenzial von NN +1,3 m nachgewiesen.

3 Monitoringsystem

3.1 Konzept

Vor dem Hintergrund der Auftriebssicherheit ist es erforderlich die Sohlwasserdrücke während der Trockenlegung kontinuierlich zu überwachen und bei einer Überschreitung der zulässigen Sohlwasserdrücke geeignete Havarie-Maßnahmen zur Auftriebssicherung vorzusehen. Um die Meßwerte hinsichtlich der übrigen hydraulischen Randbedingungen einordnen zu können, werden zudem der Wasserstand innerhalb des Sielfelds, sowie die Wasserstände der Außen- und Binneneider miterfaßt. Weiter gilt es die Auswirkungen auf die Sielfeldsohle in Form von Setzungs- bzw. Hebungsmessungen zu überwachen.

Da ein Fluten des Sielfelds aufgrund der durchgeführten Sanierungsmaßnahmen vermieden werden muss, wurde als mögliche Havarie-Maßnahme ein Druckentlastungssystem konzipiert, dass passiv eine Entlastung der Sohlwasserdrücke herbeiführen kann. Das Konzept des Druckentlastungssystems beruht auf den vorliegenden geohydraulischen Bedingungen. Aufgrund der artesischen Grundwasserverhältnisse, die bei einem trockengelegten Sielfeld vorliegen, ist eine passive Grundwasserförderung möglich. Zudem ist für eine Druckentlastung die Entnahme eines relativen geringen Wasservolumens erforderlich. Aufgrund der gespannten Grundwasserverhältnisse liegt ein geringer spezifischer Speicherkoeffizient vor, d.h. ein geringes Verhältnis zwischen Grundwasserentnahme und der dadurch bewirkten Absenkung des Grundwasserpotenzials (Jacob, 1940; DeWiest, 1966). Zudem ist der zu entlastende Bodenkörper aufgrund der Kleischicht und der Spundwände räumlich sehr begrenzt.

Auf Grundlage dieser Anforderungen wurde für die Trockenlegung des Sielfelds 1 folgendes Konzept umgesetzt:

- Einbau von insgesamt vier Druckaufnehmern für die Sohlwasserdrücke in den jeweiligen Ecken des Sielfelds (SWD 01 - 04)
- Messung des Sielwasserstands innerhalb des Sielfelds mit Druckaufnehmern (SP)
- Einrichtung eines passiven Druckentlastungssystem über zwei sog. Druckentlastungspacker (DEP 01 und 02)
- Messung der Hebungen bzw. Setzungen der Sielfeldsohle über Extensometer (EXT 01 und 02), die im Sielfeld angebracht sind. Als Widerlager wurden Punkte am Wehrträger gewählt
- Aufbau einer Wetterstation zur Erfassung der Wetterdaten

- Messung der Wasserstände Außen- und Binneneider (AP und BP)

Um die Tidezyklik zu erfassen, wird ein Meßintervall von 5 Minuten gewählt. Die Steuerung der Meßanlage, der Druckentlastungspacker sowie die Datenspeicherung erfolgt über ein MCC-System (Measurement Communication Control) der Fa. Glötzl - Baumesstechnik. Die erfaßten Daten werden auf einen Datenserver abgelegt und über eine Weboberfläche in Form von frei definierbaren Auswertedarstellungen (z.B. Ganglinien) jedem Projektbeteiligten unmittelbar zugänglich gemacht. Zudem sind Meldeketten programmiert, die im Falle einer Überschreitung der zulässigen Sohlwasserdrücke aktiviert werden. Die entsprechenden Personen werden dann unmittelbar über SMS bzw. per Email benachrichtigt. Die Steuerung der Druckentlastungspacker erfolgt ebenfalls über einen Internetzugriff.

3.2 Packersysteme

Um die Sohlwasserdrücke unterhalb der Sohlplatte messen zu können, ist zunächst die Sielfeldsohle unter Wasserauflast und Tauchereinsatz zu durchbohren, um anschließend die Druckaufnehmer, die in ein Packersystem integriert sind, einzubauen. Das System besteht jeweils aus einem sog. Bohrlochpacker, der direkt in das Bohrloch eingesetzt wird, und einem zweiten kleineren Meßpacker, der den Druckaufnehmer beinhaltet und in den Bohrlochpacker eingeführt wird.

Der Bohrlochpacker hat an seinem unteren Ende eine abschraubbare Spitze, in die 4 Filtersteine eingelassen sind. Im inneren des Rohres befindet sich ein Arretierungsstift, der für die Fixierung des zweiten kleineren Meßpackers notwendig ist (Abbildung 3). Nach dem Einsetzen des Bohrlochpackers wird mit einem Spannschlüssel über eine Spannmutter das Stützrohr auf eine Druckplatte gedrückt und das darunterliegende Packergummi an die Bohrlochwand angepreßt. Eine vollständige Abdichtung wird somit gewährleistet. Nach dem Einbau des Bohrlochpackers wird der Meßpacker, in den der Druckaufnehmer integriert ist, mit einem Spezialgestänge eingesetzt.

Die für die Druckentlastung eingesetzten Druckentlastungspacker sind modifizierte Bohrlochpacker, die zusätzlich zwischen Spitze und Packergummi mit einem 20 cm langen Filterrohr versehen worden sind. Da die Sandschicht aus Fein- und Mittelsanden ausgebildet ist, wurden entsprechende Schlitzweiten von 0,2 mm gewählt, um beim Betrieb der Druckentlastung den Materialaustrag zu vermeiden. Während der Trockenlegung sind die Druckentlastungspacker mit einem Ventilkopf ausgestattet, über den es möglich war die Steuerung über die Meßanlage (MCC) zu realisieren.

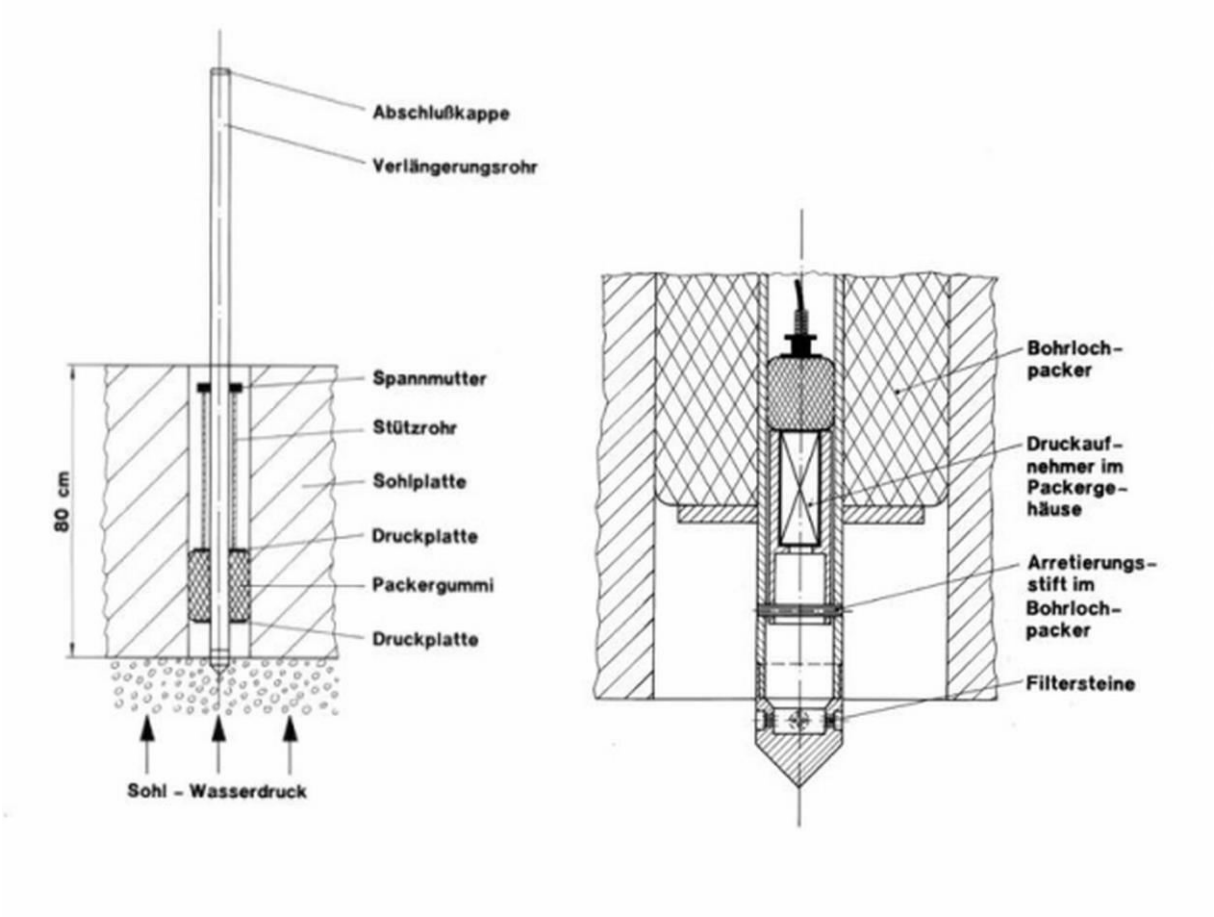


Abbildung 3: Packersystem: Schnitt durch den Bohrlochpacker (links), Druckaufnehmer im kleinen Packer, eingebaut im Bohrlochpacker (rechts)

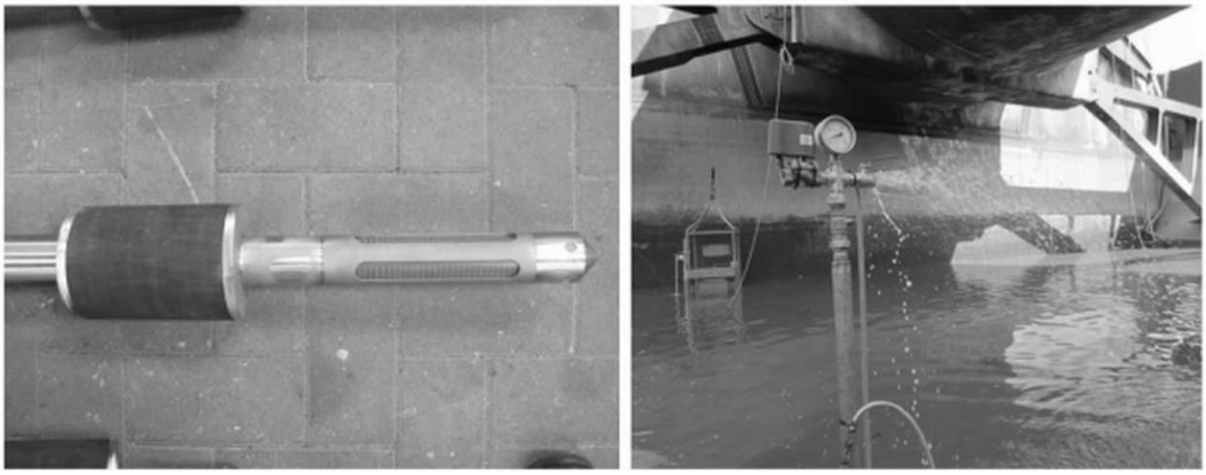


Abbildung 4: Druckentlastungspacker (links), geöffnetes Ventil während der Betriebsphase (rechts)

3.3 Einbau, Betrieb und Wiederausbau

Der zeitliche Ablauf vom Einbau bis zum Wiederausbau der Packersysteme ist in Abbildung 5 schematisch dargestellt.

Die erforderliche Bohrung durch die 0,8 m dicken Stahlbetonplatte erfolgt mit einem Einfachkernrohr (D=116 mm) mittels eines hydraulisch betriebenen Unterwasserbohrgerätes, das auf der Sohle verankert und von den Tauchern des Wasser- und Schifffahrtsamts Brunsbüttel bedient wurde (Schritt 1 - 2). Das Durchbohren der Sohlplatte erfolgte unter Wasserauflast, so dass ein Materialaustrag aus der anstehenden Sandschicht vermieden wird. Nach Abschluß einer Bohrung wird unmittelbar folgend der Bohrloch- bzw. Druckentlastungspacker in das Bohrloch eingesetzt (Schritt 3). Anschließend wird von der Arbeitspontonebene der Meßpacker in die Bohrlochpacker eingestellt und verspannt (Schritt 4 und 5). Unmittelbar nach dem Verspannen eines Meßpackers wird bei gefülltem Sielfeld mit der Messung begonnen (Schritt 6). Nach Einbau und der Inbetriebnahme des Monitoringsystems wird das Sielfeld 1 für mehrere Monate trockengelegt (Schritt 7). Nach Abschluß der Sanierungsarbeiten erfolgt unter Wasserauflast der Rückbau der Packersysteme sowie der restlichen Komponenten der Meßanlage (Schritt 8). Unmittelbar nach dem Ausbau eines Packersystems wurde in das jeweilige Bohrloch ein Verschlußpacker eingebaut und mit Spezialbeton vergossen (Schritt 9).

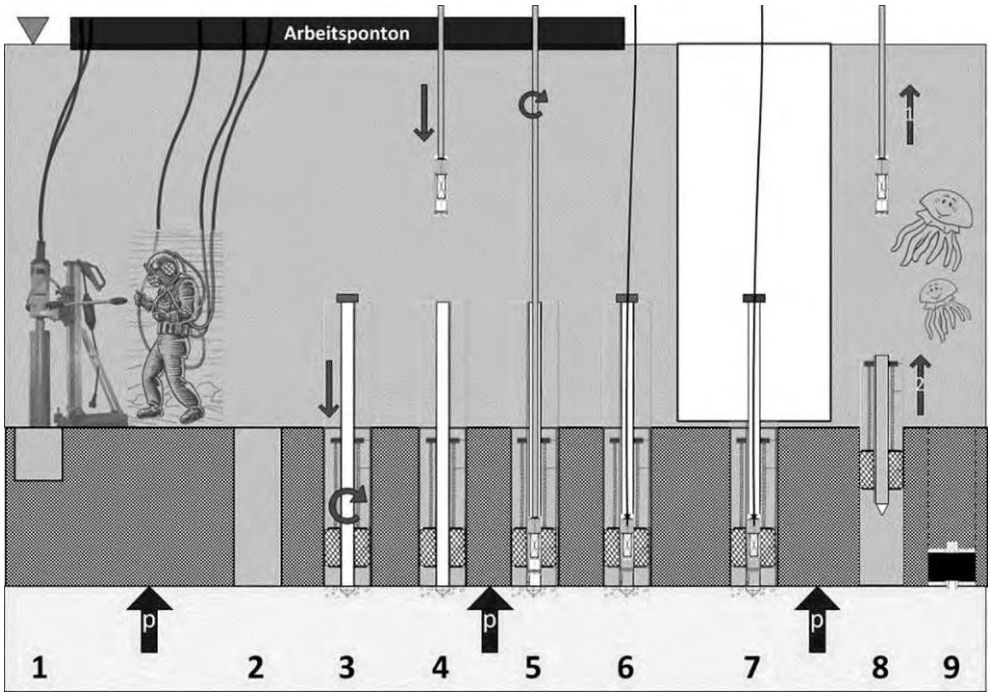


Abbildung 5: Zeitlicher Ablauf des Einbaus, Betrieb und des Ausbaus der Messanlage

4 Ergebnisse der Sohlwasserdruckmessungen

Grundsätzlich kann festgestellt werden, dass alle 4 Druckaufnehmer nahezu die gleichen Sohlwasserdrücke aufweisen. Der Verlauf der Sohlwasserdruckmessungen (umgerechnet in Grundwasserpotenziale) über den gesamten Betrachtungszeitraum ist in Abbildung 6 exemplarisch für den Druckaufnehmer SWD 02 dargestellt. Anhand der Ganglinien lassen sich die vier Phasen vor der Trockenlegung (Vorphase), Lenzen des Sielfelds (Trockenlegungsphase), die eigentliche Sanierungsphase einschließlich zweier Inbetriebnahmen des Druckentlastungssystems sowie dem nachfolgenden Wiederanstieg sowie die Wiederbefüllung des Sielfelds (Flutungsphase) unterscheiden.

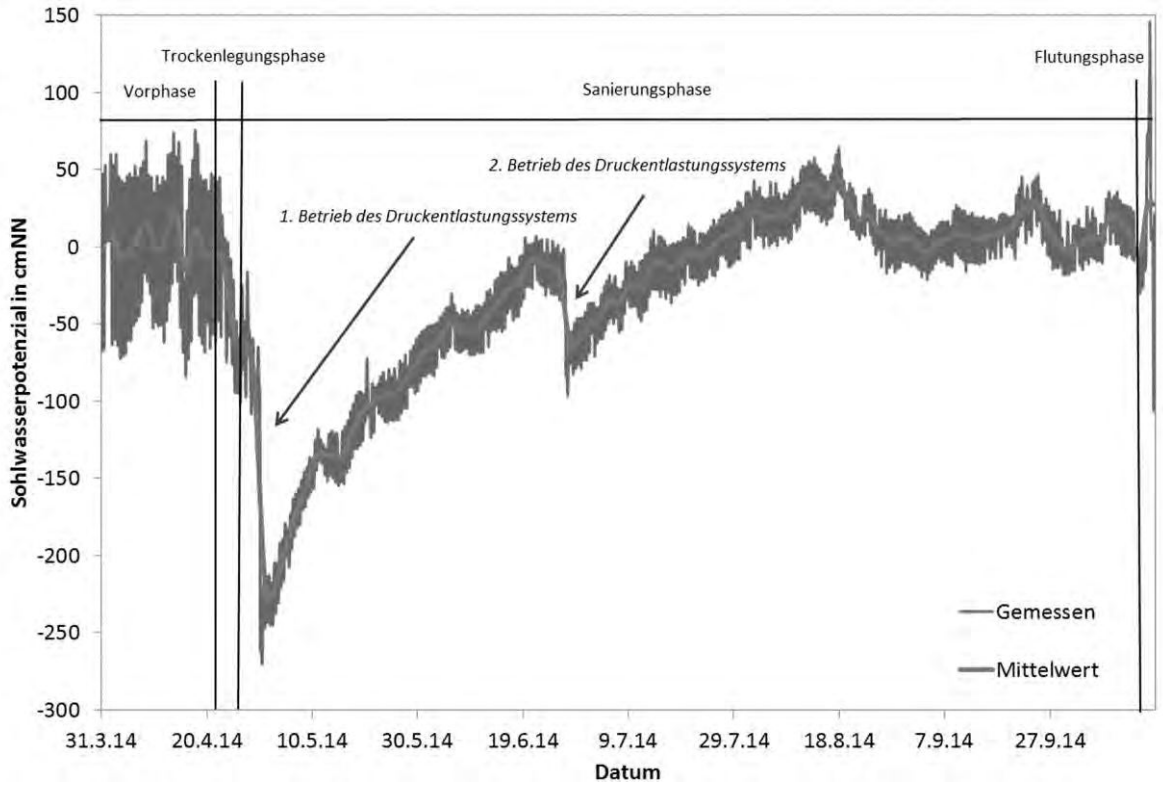


Abbildung 6: Ganglinie SWD 02

Über den gesamten Betrachtungszeitraum bilden die Verläufe der Sohlwasserdrücke gedämpft die Tidedynamik der Außen- und Binneneider ab. Dabei zeigten sich unterschiedliche Dämpfungen für die Phase vor der Trockenlegung (Vorphase) und während der Sanierungsphase. Die Dämpfung während der Vorphase ist geringer als während der Sanierungsphase. Der Unterschied ist auf die Wasserauflast zurückzuführen, die im trockengelegten Zustand fehlt. Bei einem gefluteten Sielfeld stehen die Sohlwasserdrücke im Gleichgewicht mit

den Porenwasserdrücken, die sich aus der ebenfalls tidebeeinflußten Wasserauflast innerhalb des Sielfelds ergeben und mit den Wasserdrücken, die durch die hydraulisch wirksame Anbindung mit Außen- und Binneneider resultieren.

Für die eigentliche Sanierungsphase entsprechen die Sohlwasserdrücke zu jedem Zeitpunkt Grundwasserpotenziale weit unterhalb von NN +1,3 m, so dass während der Sanierung die Auftriebssicherheit ständig gegeben war. Durch den Betrieb des Druckentlastungssystems wurde zweimalig ein Abfall und ein anschließender Wiederanstieg der Sohlwasserdrücke verursacht. Mit Hilfe der Druckentlastungspacker konnte innerhalb 45 Minuten eine deutliche Absenkung der Sohlwasserdrücke um 2 mWS bewirkt werden. Durch den Abfall des Sohlwasserdrucks wird ein – wenn auch geringer - Zustrom durch die im liegenden anstehende Kleischicht induziert. Dies führt zu einem Wiederanstieg der Sohlwasserdrücke, der mehrere Wochen andauert. Die Kleischicht und die vorhandene Spundwand können aufgrund dieser Beobachtung als sehr gering durchlässig angenommen werden.

Nach Abschluß der Sanierungsarbeiten wurde das Sielfeld 1 bei geschlossenen Sieltoren innerhalb weniger Stunden geflutet. Dadurch kam es zu einem gleichzeitigen Anstieg der Sohlwasserdrücke um 1,5 mWS. Vor dem Ausbau der Packersysteme wurde daher ein Druckentlastungspacker geöffnet, um einen Potenzialausgleich zu bewirken, so dass die Gefahr eines Materialaustrags während des Packerausbaus minimiert werden konnte.

5 Schlußfolgerungen und Ausblick

Durch den Betrieb des hier vorgestellten Monitoringsystems war eine - hinsichtlich des Auftriebs der Sielfeldsohle - nachweislich sichere Trockenlegung des Sielfelds über einen Zeitraum von 7 Monaten möglich. Während der Sanierungsmaßnahme lagen die Sohlwasserdrücke weit unterhalb der zulässigen Werte, so dass ein geregelter Sanierungsablauf ermöglicht wurde. Das Monitoringssystem lief über den gesamten Zeitraum stabil und über die zeitnahe Darstellung der Meßergebnisse über eine Weboberfläche waren diese jederzeit für die Projektbeteiligten abrufbar.

Zudem konnte die Wirksamkeit des Druckentlastungssystems nachgewiesen werden, so dass auch bei hohen Sohlwasserdrücken, die sich bei ungünstigen Außenwasserständen hätten einstellen können, ein Fluten des Sielfelds nicht erforderlich gewesen wäre. Weiter konnte nach der abschließenden Flutung des Sielfelds eine Entlastung der Sohlwasserdrücke durch das Druckentlastungssystem

erfolgen. Das eingebaute Druckentlastungssystem ist daher für zukünftige Trockenlegungen hinsichtlich eines gesicherten Sanierungsablaufs erforderlich.

Die Wirksamkeit der Druckentlastung ist auf die vorhandenen geohydraulischen Verhältnisse zurückzuführen. Da sich die Grundwasserverhältnisse und Wirkungszusammenhänge grundsätzlich auf die Sielfelder 2 bis 5 übertragen lassen, wird das hier bewährte Konzept auch bei den Trockenlegungen der Sielfelder 2 bis 5 umgesetzt. Hierbei ist es erforderlich die Wirksamkeit der Druckentlastung durch Absenkversuche erneut nachzuweisen.

Während der Trockenlegungen der Sielfelder 2 bis 5 sind durchaus höhere Sohlwasserdrücke bei Tidehochwasser möglich, da die Ausbildung der Kleischicht wie auch der Zustand der Spundwände maßgeblich die Tidedämpfung und somit die Sohlwasserdrücke bei Tidehochwasser beeinflussen. Da jedoch die Kleischicht in Ihrer Mächtigkeit und in ihrer Ausbildung variiert, könnten bei entsprechend hohen Außenwasserständen Sohlwasserdrücke resultieren, bei denen die Auftriebssicherheit der Sielfeldsohle nicht nachgewiesen ist. Vor diesem Hintergrund ist das hier vorgestellte Konzept bei den nachfolgenden Trockenlegungen erforderlich.

Literatur

De Wiest RJM (1966) On the storage Coefficient and the Equations of Groundwater Flow. Journal of Geophysic Research, Vol. 71, S. 1117-1122

Jacob, C.E. (1940): On the flow of water in an elastic artesian aquifer, Transactions Amer. Geophys Union, pp. 574 - 586

Autoren:

Dr.-Ing. Thomas Nuber
Gerd Siebenborn

Bundesanstalt für Wasserbau
Dienststelle Hamburg
Wedeler Landstr. 157
22559 Hamburg

Tel.: +49 40 81908 - 395
Fax: +49 40 81908 - 373
E-Mail: thomas.nuber@baw.de

Technische Universität Dresden – Fakultät Bauingenieurwesen
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

38. Dresdner Wasserbaukolloquium 2015
„Messen und Überwachen im Wasserbau und am Gewässer“

Abflussmessungen mit unterschiedlichen Messverfahren – Erfahrungsbericht und die Bedeutung für die wasserwirtschaftliche Praxis

Alexander Löcke
Marc Scheibel

Für die unterschiedlichsten wassermengenwirtschaftlichen Fragestellung betreibt der Wupperverband ein hydrometrischen Messnetz, welches aufgrund seiner historischen Entwicklung und daraus resultierenden messstellenspezifischen Randbedingungen verschiedenste Anforderungen bedienen muss. Für die Ermittlung der Wasserstands - Durchflussbeziehung ist beim Wupperverband unterschiedliche stationäre und mobile Messtechnik im Einsatz. Im Folgenden werden diese anhand einer exemplarischen Messstation und dort vorgenommenen Beispielmessungen diskutiert und der Einfluss der einzusetzenden Messtechnik auf die Ergebnisse unter den gegebenen praktischen Randbedingungen dargestellt. Die Auswirkungen auf konkrete wasserwirtschaftliche Fragestellung werden durch Sensitivitätsanalysen und Verknüpfung mit langjährigen Wasserstandsaufzeichnungen untersucht. Von den gewonnenen Erfahrungen beim Betrieb der Pegelanlagen und durch die intensive Nutzung der Daten wird der daraus resultierende Umgang und weiterentwickelte Maßnahmen aufgezeigt

Stichworte: Abflussmessungen, Radarmessung, Messgenauigkeit, Abflussspendenstatistik, Messdatenmanagementsystem, Brauchwassermanagement, Hochwasserschutz

1 Einleitung

Der Wupperverband betreibt im 813 km² großem Verbandsgebiet 12 Talsperren, 11 Kläranlagen und weitere wasserwirtschaftliche Anlagen (z.B. Fischaufstiege, Hochwasserrückhaltebecken und Regenbecken). Ferner werden ca. 2.300 km Fließgewässer unterhalten und im Hinblick auf Niedrig- und Hochwasserabflüsse, unter Berücksichtigung der Ziele nach der EU-Hochwasserrisikomanagement- und Wasserrahmenrichtlinie, bewirtschaftet. Ziel des Wupperverbandes ist es, dabei für eine ausgewogene und auf die verschiedensten Nutzungsansprüche abgestimmte Wassermengenwirtschaft Sorge zu tragen. Dies

beinhaltet für das Einzugsgebiet der Dhünn auch die Rohwasserbereitstellung in der mit 80 Mio. m³ größten Trinkwassertalsperre im Westen Deutschlands.

Für die verschiedensten wassermengenwirtschaftlichen Fragenstellungen (Planung, Bau und Betrieb) werden hydrometrische Daten an ca. 60 Pegelmessstellen (siehe Abbildung 1) erfasst. Für den planerischen Bereich werden die Abflussganglinien für die Bestimmung von statistischen Bemessungskenngrößen für die verschiedenen wasserwirtschaftlichen Anlagen (z.B. Talsperren, Hochwasserrückhaltebecken, Fischaufstiege, Wehre etc.) und für die Kalibrierung von Wasserbilanz- und Hydraulikmodellen genutzt. Zu den operationellen Nutzungen der Abflussdaten sind vor allem die Vorgaben zur Steuerung der Talsperren, der Input für das hydrologische Vorhersagemodell sowie der Hochwassermeldedienst zu nennen.

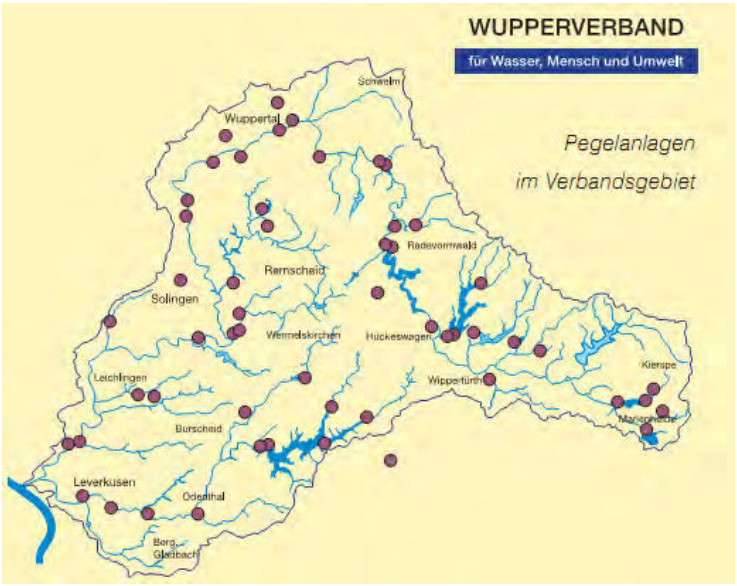


Abbildung 1: Pegelanlagen im Wupperverbandsgebiet

2 Hydrometrisches Messnetz

Das Messnetz im Verbandsgebiet ist historisch durch die Entwicklung der Wasserwirtschaft insbesondere den Bau von Anlagen (Talsperren, Kläranlagen), der Entwicklung der Siedlungsentwässerung und Fließgewässer gewachsen. Neben den, durch die verschiedenen Fließgewässertypen und Einzugsgebietscharakteristika natürlich bedingten Unterschieden (wie Sohle und Profil) bei den Pegelmessstrecken, sind diese ferner auch durch Vorgaben beim Bau der Pegelanlagen (z.B. mit oder ohne Niedrigwassergerinne) bestimmt. In der nachfolgenden Abbildung 2 sind exemplarisch zwei Pegelmessstellen dargestellt. Die

unterschiedlichen Charakteristika (naturnahes oder naturfernes Profil, Fließgeschwindigkeiten, Breiten-Höhenverhältnisse etc.) haben wesentlichen Einfluss auf die einzusetzende Messtechnik und die zu erzielende Messgenauigkeiten.



Abbildung 2: Messstellen unterschiedlicher Charakteristika (links Pegel Müllensiepen: ausgebautes Profil mit Niedrigwasserrinne, rechts Pegel Hummelsheim: begradigtes Gewässer, jedoch mit Geschiebetrieb)

Die vorhandenen hydraulischen und betrieblichen Randbedingungen sind inhomogen und erfordern den Einsatz jeweils angepaßter Messmethodik zur Bestimmung der Fließgeschwindigkeit und der entsprechenden Bewertung der berechneten Abflussganglinien. So sind durch ein ausgebautes definiertes Niedrigwassergerinne wie am Pegel Müllensiepen (vgl. Abbildung 2 links) eben höhere Genauigkeiten zu erzielen als bei Messungen am Pegel Hummelsheim (vgl. Abbildung 2, rechts), wo ein nicht durchgehend befestigtes Durchflussprofil mit einer ungleichmäßigen, sich verändernden Sohle vorliegt. Die dazu beim Wupperverband zum Einsatz kommenden stationären und mobilen Messsysteme werden exemplarisch anhand von Vergleichsmessungen untersucht.

3 Abflussmessungen

Eine wesentliche Bedeutung hat immer noch die klassische zeitintensive Rastermessung mit Flügeln, welche detailliert das Geschwindigkeitsprofil und die durchströmte Fläche erfasst. Seit einigen Jahren hat sich zudem die Durchflussmessung mit dem ADCP - Messboot (akustische Doppler-Strömungs-Messgeräten) in der Praxis bewährt. Das ADCP-Messboot kommt aufgrund seiner Messgrenzen vor Allem bei den größeren Fließgewässern und bei Mittel- und Hochwasserabflüssen zum Einsatz. Um auch bei Hochwasserabflüssen von kleinen Gewässereinzugsgebieten mit sehr hohen Fließgeschwindigkeiten und Treibgut Messungen durchführen zu können, kommt beim Wupperverband seit 2013 auch eine Radarmessmethode (stationär und mobil) zum Einsatz und ergänzt die bewährten Messmethoden. Durch die verschiedenen Einsatzmöglichkeiten

(z.B. Führung an Brückengeländern – siehe Abbildung 3 links, Stativen oder an Seilkrananlangen) ist diese Methode effizient einsetzbar und ermöglicht eine gerade bei Hochwasser günstige berührungslose Messung. Die Methodik und deren praktische Durchführung wird im Folgenden ausführlicher beschrieben und die erzielten Ergebnisse anschließend mit den anderen Messverfahren anschaulich an einem Beispiel verglichen und bewertet.

3.1 Radarmessung

Das Messprinzip bei der Ermittlung der Oberflächengeschwindigkeit basiert auf dem Prinzip des Doppler-Effekts. Das Radargerät sendet dabei mit einer konstanten Frequenz Signale zur Wasseroberfläche, die dort reflektiert werden. Durch die Bewegung der Wasseroberfläche wird die Frequenz verschoben (Doppler-Effekt). Durch den Vergleich der gesendeten und empfangnen Frequenz kann die lokale Fließgeschwindigkeit an der Oberfläche bestimmt werden. Voraussetzung für eine auswertbare Dopplerfrequenzmessung ist, dass die Wasseroberfläche eine raue Struktur aufweist (vgl. Abbildung 3 rechts).



Abbildung 3: Links: Durchführung einer Radarmessung über das Messsteggeländer am Pegel Hummelsheim
Rechts: Raue, für die Radarmessung geeignete Struktur der Wasseroberfläche

Beim Wupperverband ist der *RP 30 Radarprofiler der Firma Sommer* im Einsatz. Die minimal erforderliche Wellenhöhe wird vom Hersteller dabei mit 3 mm angegeben, der Messbereich mit 0,3 bis 15 m/s. Aus *Morgenschweiss 2010* ist zu entnehmen, dass von anderen Herstellern Mindestfließgeschwindigkeiten von 0,5 m/s angegeben werden und nach *Sommer 2013* erhöht sich die Genauigkeit mit der Höhe der Fließgeschwindigkeiten. Das Messprofil wird ähnlich wie bei der Flügelmessung in verschiedene Sektoren eingeteilt, das Radargerät wird

dann in der Mitte des jeweiligen Sektors positioniert und die Messung ausgelöst. Der Abfluss wird für jeden einzelnen Sektor mittels Software (siehe Abbildung 4) separat anhand der Oberflächengeschwindigkeit, des K-Wertes und des zuvor eingegebenen Querprofils berechnet. Der K-Faktor ist dabei ein dimensionsloser Korrekturfaktor, welcher die Oberflächengeschwindigkeit in die mittlere Fließgeschwindigkeit des jeweiligen Messsektors umrechnet. Er kann entweder durch hydraulische Modellierung oder als feste Vorgabe (z.B. aus Vergleichsmessungen mit dem hydrometrischen Flügel) bestimmt werden. Die zum Gerät gehörende Software *RPcommander* empfängt über eine Bluetooth-Schnittstelle die Messungen vom Radarsensor und führt die Berechnungen des Abflusses für die einzelnen Sektoren und die Summe für den gesamten Fließquerschnitt durch. Durch die Möglichkeit die geplante Abflussmessungen ausreichend vorzubereiten - durch Eingabe und Festlegung der Querprofilgeometrie, Rauhigkeiten, Stationierung und Vorgabe der Messlotrechte – und die leichte Handhabung ist die Radarmessung effizient und schnell durchführbar. Im nachfolgenden Kap. 3.2 werden die Messergebnisse der Radarmessung - insbesondere der Teilkomponenten Oberflächengeschwindigkeiten, K-Faktoren, Querprofilgeometrie - anhand von Vergleichsmessungen mit Rastermessung und ADCP-Messung exemplarisch zur Verdeutlichung verglichen, sowie die Anwendungsgrenzen dargestellt und bewertet.

3.2 Vergleich und Bewertung mit unterschiedlichen Messverfahren

Um die Verfahren hier vergleichen zu können, wurden an denselben fünf Messlotrechten Radar- (2 Durchgänge) und Flügelmessungen (1 Durchgang) durchgeführt.

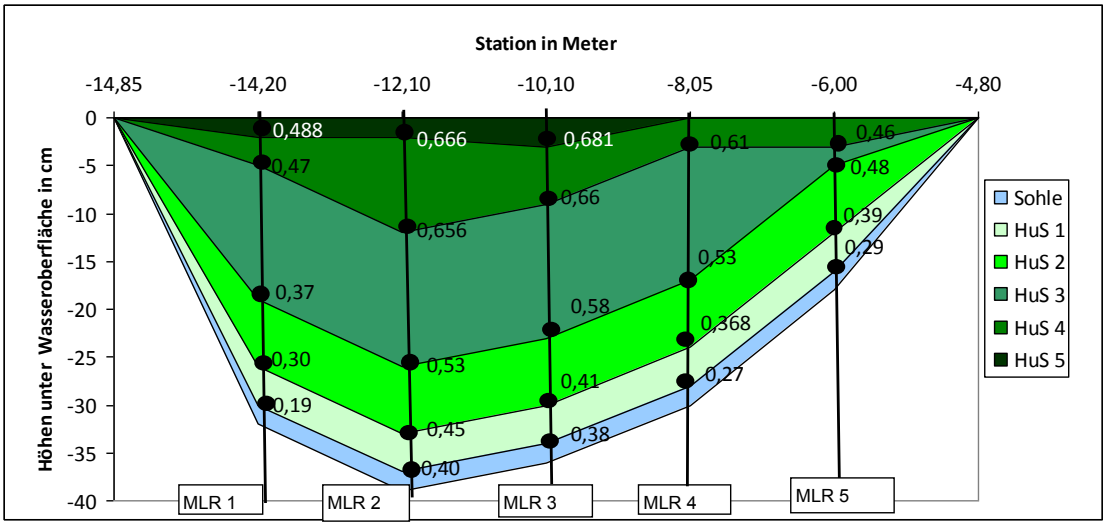


Abbildung 4: Durchflussprofil Pegel Hummelsheim – Ergebnisse der Flügelmessung

Abbildung 4 zeigt die Einzelmessungen des Laborflügels mit den entsprechenden Geschwindigkeiten im Raster und Abbildung 5 links Auswertungen mit der Software *RPCommander der Firma Sommer* der Radarmessung . Um im ersten Schritt die Qualität der Radarmessungen bewerten zu können, wurden die Messungen der **Oberflächengeschwindigkeiten** von Radar- und Rastermessung verglichen. Abbildung 5 rechts zeigt die entsprechenden Oberflächengeschwindigkeiten der einzelnen Messlotrechten.

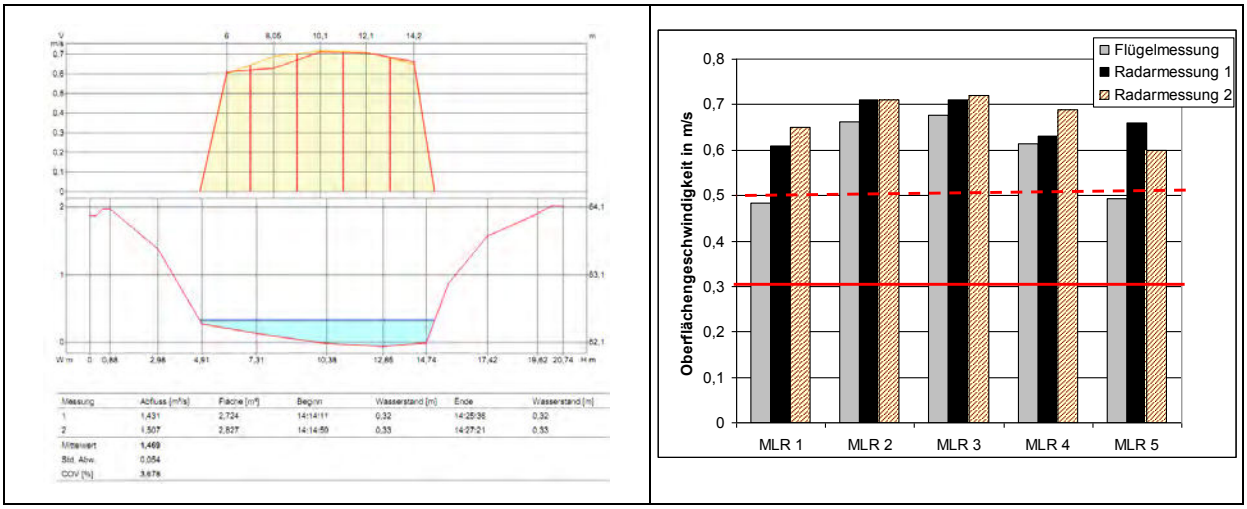


Abbildung 5: Links: Radarmessung und Auswertung mit der Software *RPCommander (Sommer)*
Rechts: Vergleich der Oberflächengeschwindigkeiten von Radar- und Flügelmessung

Gute bis sehr gute Übereinstimmungen zeigen die Auswertungen der Lotrechten 2 bis 4. Hier liegen die Oberflächengeschwindigkeiten deutlich über den erforderlichen Mindestfließgeschwindigkeiten von 0,3 bis 0,5 m/s. In den Lotrechten des Uferbereichs (Messlotrechte 1 und 5) werden höhere Abweichungen von über 20 Prozent festgestellt – hier liegt die Flügelmessung auch knapp unter dem Grenzwert nach *Morgenschweiss 2010* von 0,5 m/s.

Tabelle 1 Vergleich von Radar- und Flügelmessung

Messlot-rechte	Fläche	Flügelmessung				Radarmessung				Abwei-chung	Abwei-chung
		Vo	*Vm*	*K-Wert*	*Q*	*Vo*	*Vm*	*K-Wert*	*Q*	*Vo*	*vm und Q*
	m²	*m/s*	*m/s*	*%*	*m³/s*	*m/s*	*m/s*	*%*	*m³/s*	*%*	*%*
MLR 1	0,62	0,48	0,37	77	0,23	0,61	0,46	76	0,29	21	20
MLR 2	0,75	0,66	0,48	72	0,36	0,71	0,57	80	0,43	7	16
MLR 3	0,65	0,68	0,56	83	0,36	0,71	0,56	79	0,37	5	1
MLR 4	0,46	0,62	0,48	78	0,22	0,63	0,49	78	0,23	2	2
MLR 5	0,24	0,49	0,40	81	0,09	0,66	0,47	72	0,11	25	17
Summe	2,72			Summe	1,27			Summe	1,42	12	10

Für die Ermittlung der Abflussanteile reduzieren sich die Abweichungen jedoch, da die durch hydraulische Berechnung ermittelten K-Faktoren bei der Auswertung der Radarmessung niedriger ausfallen. In der Tabelle 1 sind die Mess- und Berechnungsergebnisse der Vergleichsmessungen für jede Messlotrechte aufgelistet. Insgesamt zeigen die Auswertungen, dass die Messlotrechten 3 und 4 in der Mitte des Fließgewässers sehr gute Übereinstimmungen zwischen Flügel- und Radarmessung aufzeigen. Ob die Abweichung bei den Messlotrechten 1, 2 und 5 aufgrund der messstellenspezifischen Randbedingungen (Oberflächenstruktur, Ufernähe, Ableitung der K-Werte) oder nur der zu niedrigen Oberflächengeschwindigkeit geschuldet ist, gilt es durch weitere Messungen und Dialog mit dem Gerätehersteller zu untersuchen und in der langfristigen Messkonzeption zu berücksichtigen.

Im nächsten Schritt werden mittels einer ADCP-Messung (3 Durchgänge mit Mittelwertbildung) die Messergebnisse aus Flügel und Radarmessung verglichen. Dabei wurde mit der ADCP-Messung ein fast exakt gleicher Abfluss wie bei der Flügelmessung ermittelt (siehe Tabelle 2). Dabei hoben sich die Abweichungen der (mit dem jeweiligen Verfahren ermittelten) durchflossenen Querprofilfläche und der mittleren Fließgeschwindigkeit gegeneinander auf. Die Abweichungen in der Querprofilfläche des nicht ausgebauten Profils am Pegel Hummelsheim zeigen den für niedrige Wasserstände hohen Einfluss des hydraulischen Radius auf den Abfluss.

Tabelle 2 Ergebnisse der Vergleichsmessungen am Pegel Hummelsheim

	W	Q	vm	Fläche
	cm	m³/s	m/s	m²
Laborflügel	36	1,27	0,48	2,72
Radarmessung 1	36	1,49	0,52	2,72
Radarmessung 2	36	1,51	0,53	2,72
ADCP Messboot	36	1,30	0,53	2,5

4 Bewertung für die wasserwirtschaftliche Praxis

Um die Auswirkungen auf die Verwendung der Daten (aus den Unsicherheiten und Abweichungen der durchgeführten Vergleichsmessungen) vornehmen zu können, werden Sensitivitätsbetrachtungen am Pegel Hummelsheim vorgenommen. Dies vor dem Hintergrund, dass die Messdaten für konkrete wasserwirtschaftliche Fragestellungen z.B. das Brauchwassermanagement einer Talsperre oder die Nutzung der Daten für Bemessungsfragen relevant sind und daher die Sensitivitäten eingeordnet werden müssen.

4.1 Sensitivität Durchflussprofil

Um die Sensitivität beispielsweise durch Verlandung nach einem Hochwasserereignis oder Messungenauigkeiten bei der Aufnahme des Messprofils einschätzen zu können, wurde die Wasserstands-Durchflusskurve jeweils um 2 cm (Mittelwert für die Genauigkeit bei Lattenpegel, *Morgenschweiss 2010*) nach oben und unten verschoben. Mit den drei abgeleiteten Kurven wurde die langjährige Wasserstandsganglinie hinsichtlich der Relevanz auf Hochwasser und Niedrigwasserabflüsse ausgewertet. In Abbildung 6 links sind die Hochwasserscheitelabflüsse in der Streuung (jeweils die jährlichen Serie) dargestellt. Mit Ausnahme vom höchsten Ereignis (hier ist der Sprung der Abflusstafel durch die beginnende Ausuferung größer) liegt der Effekt bei unter 5 Prozent und im Bereich der in Kapitel 3 dargestellten Messungenauigkeiten. Ein größerer Einfluss ergibt sich bei Niedrigwasserabflüssen: So liegt die Varianz der Hüllkurvenbetrachtung bei 200 l/s, was z.B. bei der Niedrigwasserstatistik oder Steuerung des Niedrigwasserabflusses zu berücksichtigen ist.

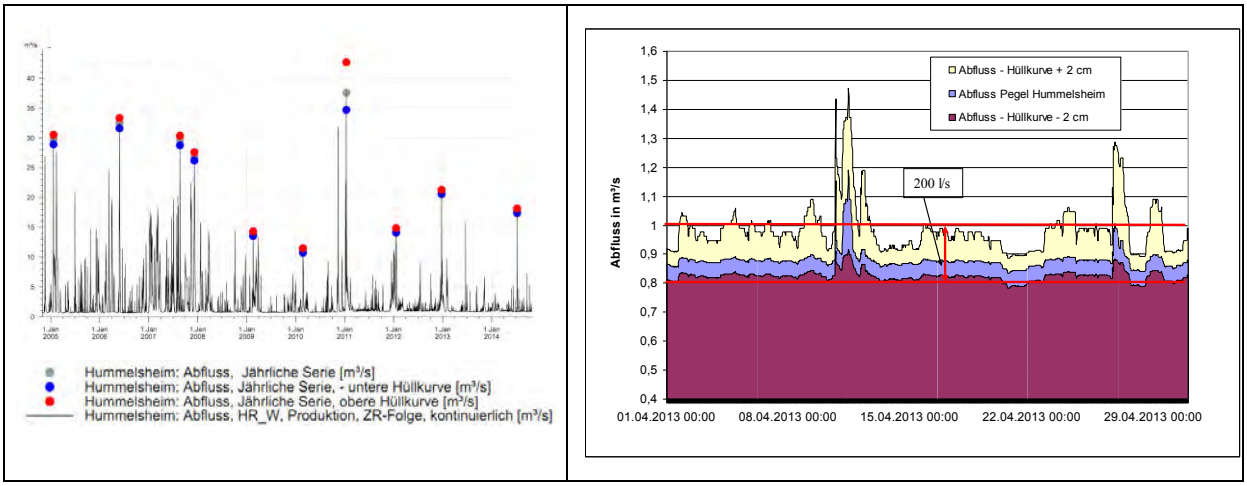


Abbildung 6: Einfluss von Hüllkurven auf die Abflusskurve (links Hochwasserstatistik, rechts Niedrigwasserabfluss)

4.2 Sensitivität Abflusskurven beim Hochwasserereignis 2011

In 2010 wurde am Pegel Hummelsheim eine Ultraschalllaufzeitanlage eingebaut, vor allem um bei höheren Abflüssen die Geschwindigkeit zu messen und den Hochwasserabfluss abgesicherter (Hysterese, Rückstau etc.) bestimmen zu können. Nach den Erkenntnissen des Hochwasserereignisses am 13.01.2011 wurde die Abflusstafel im Mittel- und Hochwasserbereich überarbeitet. Die ältere Abflusstafel wurde seinerzeit auf Basis von Flügelmessungen und einer eindimensionalen hydraulischen Berechnung aufgestellt (vgl. Abbildung 7 links). In der Abbildung 7 rechts ist neben den Abflusskurven auf den Sekundärachsen der Effekt, den die unterschiedlichen Abflusskurven auf die Bestimmung der

Hochwasserganglinie haben, abgebildet. Durch ergänzende 2-dimensionale Berechnungen und den Vergleich mit den in der Realität festgestellten Überflutungen konnte die Qualität der aktuellen Abflusskurve bestätigt werden und zeigt die Bedeutung der eingesetzten Messtechnik, gerade an nicht ausgebauten Messstrecken.

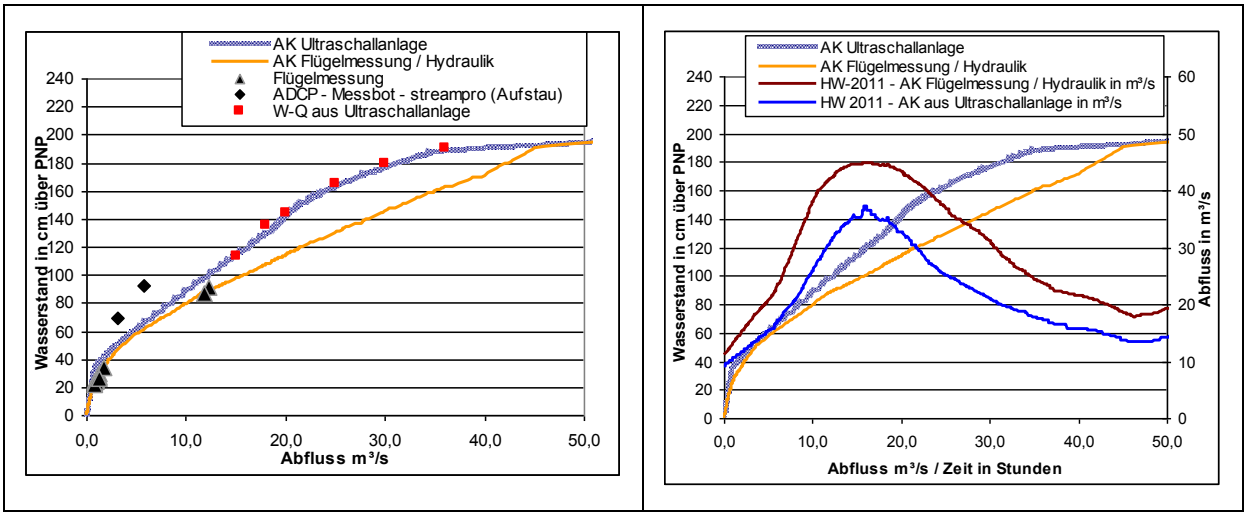


Abbildung 7: Einfluss der unterschiedlichen Abflusstafeln beim Hochwasserabfluss 2011

4.3 Wichtige Erkenntnisse und Ableitung von Maßnahmen beim Wupperverband

Im hydrometrischen Messnetz des Wupperverbandes ist, aufgrund der verschiedensten Anforderungen, unterschiedliche Messtechnik - sowohl stationär als auch mobil - im Einsatz. Detailuntersuchungen zeigen, dass die unterschiedlichen Messtechniken sinnvoll miteinander kombiniert werden können. Dennoch müssen aufgrund messstellenspezifischer Randbedingungen die Anwendungsgrenzen für konkrete Fragestellung Berücksichtigung finden und dem Nutzer der Daten kommuniziert werden. Die Erfahrungen zeigen, dass Messtechnik alleine keine zielführenden Ergebnisse liefert, sondern durch begleitende Maßnahmen unterstützt werden muss. So wurde durch die Aufstellung von messstellenspezifischen Pegelpflegeplänen, dessen Umsetzen durch lokale im Wasserbau tätige Unternehmer erfolgt, die Voraussetzung für Abflussmessungen durch die Herstellung von möglichst gleichmäßigen hydraulischen Bedingungen verbessert. Ferner wird die Übertragung und zentrale Auswertung von Einzelmessungen (Fließgeschwindigkeiten, Profilflächen, K-Faktoren etc.) und fachlicher Bewertung durch vorhandene, heute vorliegende oder im Aufbau befindliche 2-dimensionale hydraulische Modelle weiter fortgesetzt. Bei der Nutzung der Daten (z.B. für die Kalibrierung von Wasserbilanzmodellen) müssen letztendlich die verschiedensten Daten miteinander verglichen, durch Verschneidung von weiteren Informationen (z.B. Einzugsgebietscharakteristika, Spendenanalyse)

Bewertungen vorgenommen werden und sollten schließlich zu einer effektiven Entscheidungshilfe in Planung, Bau und Betrieb führen.

5 Literatur

Morgenschweis, G. (2010): Hydrometrie, Theorie und Praxis der Durchflussmessung in offenen Gerinnen. Spinger Verlag Heidelberg

Sommer GmbH (2013): Manuel RpCommander, Stand 24.09.2013

Autoren:

Dipl. Ing. Alexander Löcke
Dipl. Ing. Marc Scheibel
Wupperverband

Wassermengenwirtschaft und Hochwasserschutz
Untere Lichtenplatzer Str. 100
42289 Wuppertal

E-Mail: loe@wupperverband.de
schei@wupperverband.de

Technische Universität Dresden – Fakultät Bauingenieurwesen
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

38. Dresdner Wasserbaukolloquium 2015
„Messen und Überwachen im Wasserbau und am Gewässer“

Wasserstände und Durchflüsse – messen, speichern und übertragen im digitalen Zeitalter

Stefan Siedschlag

Beginnend mit den ersten Einrichtungen zur Anzeige des Wasserstandes am Nil vor etwa 4000 Jahren hat sich über die Jahrhunderte hinweg ein breitgefächertes hydrometrisches Gerätespektrum für die Bewältigung gewässerkundlicher Messaufgaben entwickelt. Modernste Technologien bereichern heute den Messalltag mit effizient und zuverlässig arbeitender Sensorik. Neueste Entwicklungen legen den Fokus auf die Ausnutzung digitaler Signalverarbeitungs- und Übertragungstechniken für die Bereitstellung robuster, wartungsarmer Messtechnik mit hoher Messgenauigkeit und geringem Energieverbrauch.

Der Beitrag gibt eine Übersicht zum aktuellen Stand der gegenwärtig am häufigsten eingesetzten Gerätetechnik für die Messung und Übertragung von Wasserständen und Durchflüssen im hydrologischen Messbetrieb. Unterschiedliche physikalische Messprinzipien werden diskutiert und anhand praktischer Anwendungsbeispiele illustriert.

Stichworte: Wasserstand, Durchfluss, Hydrometrie, Datensammler, Datenübertragung, Messtechnik

1 Einleitung

Messtechnik für die zeitnahe Bestimmung, Speicherung und Übertragung von Wasserständen und Durchflüssen ist heute essentiell für jeden Hydrologen. Man kann nicht bewirtschaften, was man nicht messen kann. Kein Modell arbeitet zuverlässig ohne korrekt gemessene Eingangsgrößen. Kein Wasserbauwerk kann geplant, errichtet und betrieben werden ohne die Kenntnis darüber, welchen Wasserständen und Durchflüssen es genügen muss. Was mit einfachen mechanischen Hilfsmitteln und Geräten vor Jahrhunderten begann, hat sich im Laufe der Zeit zu einer komplexen, technisch ausgefeilten und leistungsfähigen hydrometrischen Infrastruktur entwickelt. Moderne Pegelstationen arbeiten heute weitestgehend autark, erheben redundante Messdaten und übertragen diese online an die Messwertzentrale. Internetbasierende Applikationen visualisieren Wasserstände und Durchflüsse in Echtzeit und ermöglichen so jederzeit einen ungehinderten Zugriff auf wichtige Umweltinformationen. Die dabei zur Anwendung kommenden Messgeräte und – methoden sind so vielschichtig und variabel wie die Messbedingungen im Feld selbst. Ein umfangreiches, detailliert ausgeführtes Nachschlagewerk rund um dieses Thema steht seit 2010 mit dem

von *Morgenschweis* veröffentlichten Kompendium „Hydrometrie – Theorie und Praxis der Durchflussmessung in offenen Gerinnen“ zur Verfügung. Im Folgenden werden beispielhaft die heute im gewässerkundlichen Routinemessbetrieb am häufigsten angewendeten Geräte und Verfahren skizziert.

2 Sensorik zur Messung von Wasserständen

2.1 Die Pegellatte

Die Pegellatte gehört zweifellos zur Standardausrüstung jeder gewässerkundlichen Messstelle und verkörpert de facto die Urform einer Wasserstandsmessung. Ihre Ablesung erfolgt visuell bei Bedarf bzw. in festgelegten Ableseintervallen. Sie sollte bei allen zu erwartenden Wasserstände noch benetzt sein. Als Faustwert für die zu erwartenden Genauigkeit hat sich in der Praxis ein Wert von ± 1 cm etabliert.



Abbildung 1: Pegellatten mit cm – Teilung *(Fotos: HydroTec Berlin GmbH)*

2.2 Der Schwimmerpegel

Pegel mit Schwimmern werden seit über 100 Jahren für die Messung des Wasserstandes in einem Schwimmerschacht oder einem Pegelstandrohr eingesetzt. Sie bestehen aus einem Schwimmer, einem Schwimmerseil mit Gegengewicht und einer Registriereinrichtung (Schreibstreifen oder Winkelcodierer). Schwimmerschächte dämpfen die kurzfristigen Wasserspiegelschwankungen im Gewässer (z.B. hervorgerufen durch Schiffsverkehr) und sind daher häufig an schiffbaren Wasserstraßen zu finden. Die Kombination eines Schwimmersystems mit einem Winkelcodierer gehört vielerorts zum Ausrüstungsstandard. Winkelcodierer wandeln die Drehbewegung des Schwimmerrades in ein elektrisches Signal um. Dieses wird anschließend auf einem angeschlossenen Datensammler gespeichert und in einen Wasserstandswert umgewandelt. Schwimmerpegel messen millimetergenau und sind leicht zu bedienen.

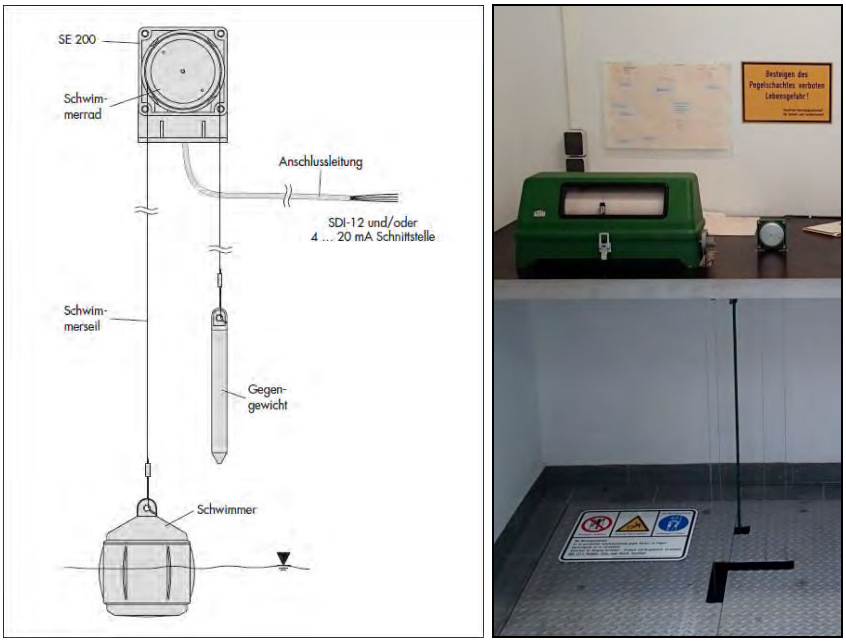


Abbildung 2: Prinzip der Wasserstandsmessung mit einem Schwimmermesssystem und Winkelcodierer *(Bedienungsanleitung OTT SE 200)* und Schwimmermesssystem in einem Pegelhaus *(Foto: HydroTec Berlin GmbH).*

2.3 Drucksonden

Drucksonden werden im Grund- und Oberflächenwasser eingesetzt. Sie wandeln den hydrostatischen Druck einer Wassersäule in ein elektrisches Signal um (kapazitive Änderung infolge der mechanischen Verformung der Drucksondenmembran).

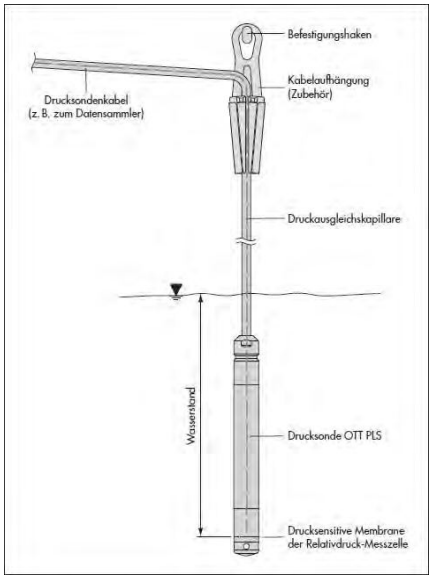




Abbildung 3: Prinzip der Wasserstandsmessung mit einer Drucksonde und Drucksonde OTT PLS *(Bedienungsanleitung OTT PLS,OTT Werksprospekt)*

In der Regel werden die Drucksondenkabel mit einer Kapillare zum Ausgleich des Luftdruckes versehen (Relativdrucksonden). Fehlt diese Kapillare spricht man von Absolutdrucksonden. Der Luftdruck muss dann separat erfasst und vom gemessenen Absolutdruck abgezogen werden. In der Praxis haben sich Drucksonden mit einer keramischen Membran als außerordentlich robust und langzeitstabil erwiesen. Drucksonden gibt es als einfache Variante für den Anschluss an externe Datensammler als auch in Kombination mit einem integriertem Speicherbaustein und einer Kommunikationseinheit. Letzteres macht sie praktisch zu einem autark messsenden System. Ihre Messgenauigkeit beträgt wenige mm. Der Messbereich erstreckt sich je nach Hersteller und Gerät auf bis zu 100 m. Drucksonden sind auch mit integrierter Temperaturmessung und eingebautem Leitfähigkeitssensor erhältlich.

2.4 Einperlpegel

Einperlpegel erfassen den hydrostatischen Druck einer Wassersäule über einer Einperlöffnung. Druckluft, welche mithilfe intelligenter Pumpstrategien durch eine Kolbenpumpe erzeugt wird, perlt über einen Einperltopf in das zu messende Gewässer ein. Der Druck, welcher sich in der Einperlleitung einstellt, ist direkt dem hydrostatischen Druck über der Einperlöffnung proportional. Nacheinander werden der barometrische Luftdruck und der Druck über der Einperlöffnung gemessen. Die Höhe der Wassersäule ergibt sich aus der Differenzbildung. Diese Art der indirekten Wasserstandsmessung ist hochgenau (± 5 mm bei 30 m Messbereich) und vor allem driftfrei. Einperlpegel sind wie Drucksonden sowohl für den Einsatz im Grund- als auch im Oberflächenwasser geeignet.

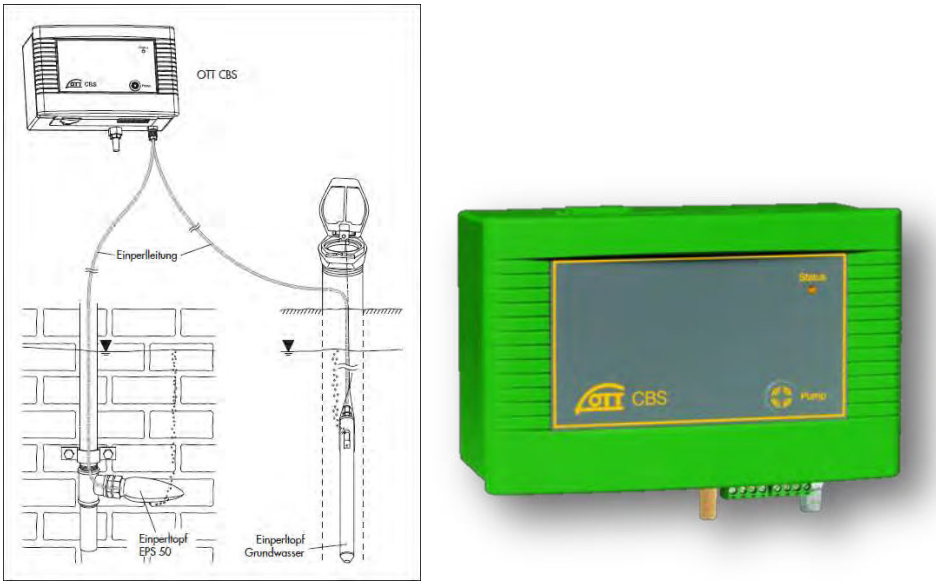


Abbildung 4: Prinzip der Wasserstandsmessung mit einem Einperlpegel für Oberflächen- und Grundwasser und OTT CBS *(Bedienungsanleitung OTT CBS, OTT Werksprospekt)*

2.5 Radarpegel

Radarpegel kommen für die berührungslose Pegelmessung in Oberflächengewässern zum Einsatz. Basierend auf der Laufzeit elektromagnetischer Wellen (Mikrowellen) vom Sensor zur Wasseroberfläche und zurück wird eine Abstandsmessung durchgeführt. Bei bekanntem Bezugsniveau kann daraus im Anschluss der Pegelstand ermittelt werden. Messgenauigkeiten von bis zu 3 mm sind möglich. Radarsensoren arbeiten langzeitstabil und wartungsarm.

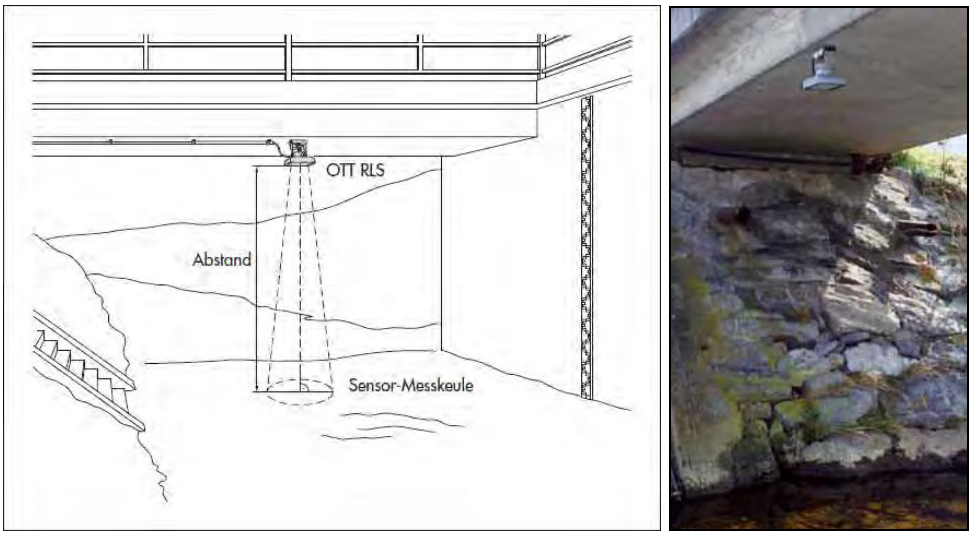


Abbildung 5: Messprinzip der Wasserstandsmessung mit einem Radarsensor und OTT RLS im Feldeinsatz *(Bedienungsanleitung OTT RLS; OTT Werksprospekt)*

3 Sensorik zur Messung von Durchflüssen

3.1 Übersicht

Durchflüsse können sowohl direkt (Gefäßmessung von Quellschüttungen) als auch indirekt gemessen werden. Abbildung 6 zeigt hierzu eine Übersicht.

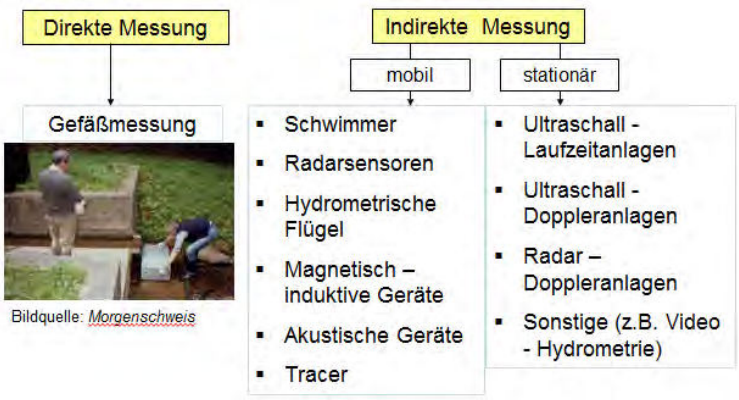


Abbildung 6: Übersicht zu Durchflussmessmethoden und – geräten

Traditionell hat sich über die Jahrhunderte hinweg der hydrometrische Messflügel als Standardmessgerät etabliert (Abbildung 7).

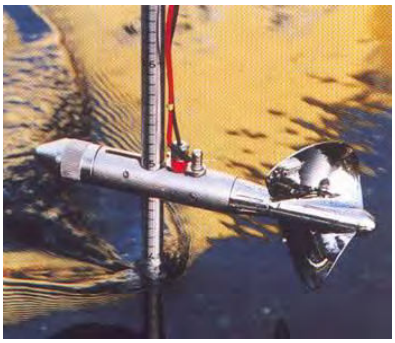


Abbildung 7: Hydrometrischer Flügel OTT C 31 *(OTT Werksprospekt)*

Sein Einsatz aber war und ist nach wie vor zeitaufwändig, wartungsintensiv und zudem nicht an allen Messstellen möglich. Daher erwies sich die Einführung von ADCP – Geräten (akustische Doppler – Strömungsprofiler) vor ca. 25 Jahren als eine geradezu bahnbrechende Innovation.

3.2 Ultraschall – Doppler – Geräte

Ultraschall – Dopplergeräte messen unter Ausnutzung des Doppler – Effektes die Geschwindigkeit strömender Partikel im Wasser und damit die Fließgeschwindigkeit des Wassers selbst. Sie sind sowohl für den mobilen Einsatz als auch für den stationären Betrieb verfügbar. Im mobilen Bereich haben sich vor allem die ADCP – Geräte, mit denen man vom bewegten Boot aus den Durchfluss messen kann, zu einem Standardinstrumentarium des gewässerkundlichen Routinemessbetriebs entwickelt. Ihr Vorteil liegt eindeutig in der Zeitersparnis für eine Messung, der flexiblen Anwendbarkeit und der hochauflösenden Geschwindigkeitsinformation. Der auf einem schwimmenden Geräteträger fixierte ADCP – Sensor misst während der Gewässerquerung die Fließgeschwindigkeit im vertikalen Strömungsprofil nach Richtung und Betrag, die Bootsgeschwindigkeit über Grund und die Wassertiefe und berechnet daraus den Durchfluss.

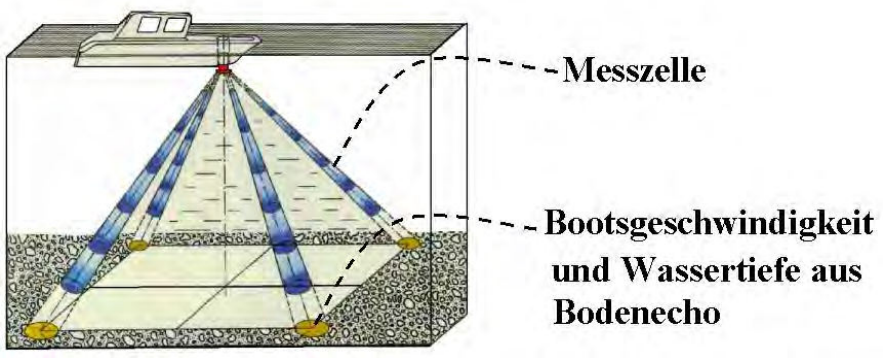


Abbildung 8: Messprinzip der ADCP – Messung mit bewegtem Boot *(Grafik: Adler)*

Für ausführliche Informationen zum ADCP – Messvorgang lohnt sich ein Blick in die Vielzahl von Publikationen sowie in den 2010 veröffentlichten Bericht *ISO/TR 24578*. Auch das klassische Lotrechtenverfahren nach *DIN EN ISO 748* lässt sich heute mit akustischen Dopplersensoren, montiert an der Flügelstange oder als Bootsvariante, durchführen.

Für stationäre Messungen haben sich in den letzten Jahren zunehmend horizontale Dopplergeräte gegenüber klassischen Ultraschall - Laufzeitanlagen durchgesetzt. Horizontaldoppler bestimmen den Durchfluss über das Geschwindigkeits – Index – Verfahren. Ein am Ufer befestigtes Gerät sendet Schallimpulse horizontal in das Gewässer aus und misst die Fließgeschwindigkeiten in einzelnen Messzellen eines definierten Messbereiches. Dieser Messbereich wird idealerweise dort angeordnet, wo die Strömung gut durchmischt ist und die Fließgeschwindigkeit sich in der Nähe des Maximums befindet.

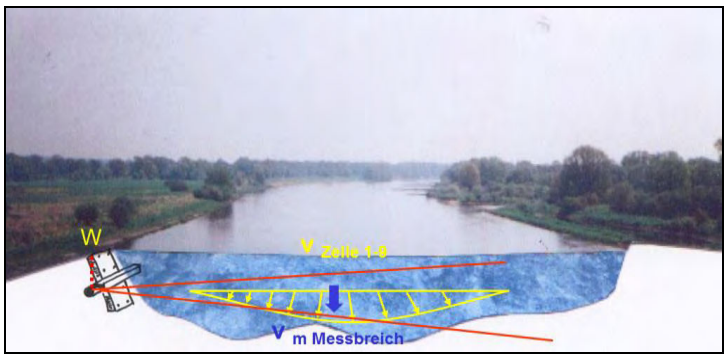




Abbildung 9: Messprinzip der Messung mit horizontalen Dopplergeräten und OTT SLD

Die Durchflussberechnung erfolgt über die allgemeine Kontinuitätsgleichung als Produkt aus mittlerer Querschnittsgeschwindigkeit v_m und durchströmter Querschnittsfläche A (Gleichung 1), wobei sich v_m durch Multiplikation der lokal gemessenen Indexgeschwindigkeit $v_{m\ Messbereich}$ mit einem durch hydrometrische Kalibriermessungen ermittelten Korrekturfaktor ergibt.

$$Q = v_{m\ Messbereich} \bullet k \bullet A \qquad (1)$$

Entsprechen die Messbedingungen den Anforderungen nach der für Horizontaldoppler geltenden Norm *ISO 15769*, so kann mit Genauigkeiten der Durchflussbestimmung von ≤ 5% gerechnet werden.

3.3 Magnetisch – induktive Sensoren

Parallel zur Entwicklung akustischer Messtechnik wurden beginnend mit den 80-er Jahren vor allem für die Messung in verkrauteten Messquerschnitten magnetisch – induktive Messsensoren entwickelt. Deren Messprinzip basiert auf dem Faraday‘sches Gesetz. Die im Wasser vorhandenen Ladungsträger (Ionen) durchströmen ein magnetisches Feld und erzeugen dabei eine Spannung, welche

proportional zur Fließgeschwindigkeit ist. Die neueste Generation von magnetisch-induktiven Punktsensoren verfügt über eine integrierte Druckmesszelle zur Tiefenmessung sowie ein Bediengerät für die menügesteuerte Benutzerführung und Datenspeicherung.

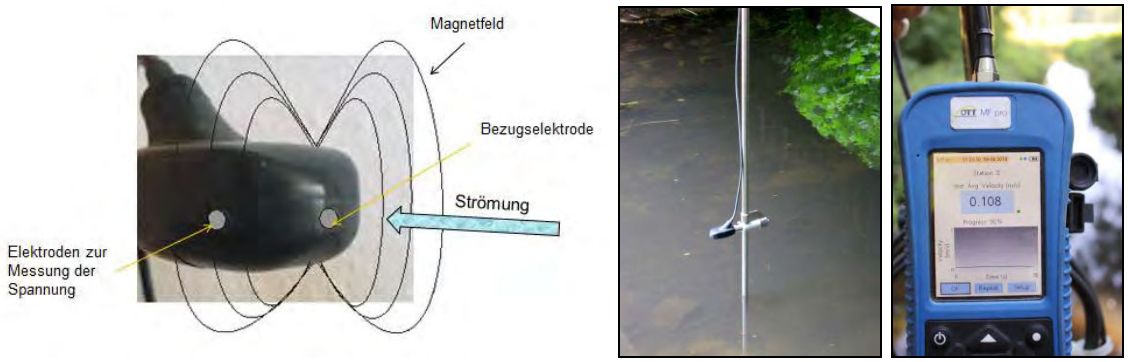


Abbildung 10: Messprinzip eines magnetisch – induktiven Strömungssensors, OTT MF pro im Feldeinsatz

3.4 Radarsensoren

Radarsensoren senden Mikrowellen in Richtung der Wasseroberfläche aus und benutzen die Frequenzverschiebung der zurückkehrenden Signale für die Ermittlung der Oberflächengeschwindigkeit (Gleichung 2). Sie benötigen daher immer einen rauen Wasserspiegel (Abbildung 11:).

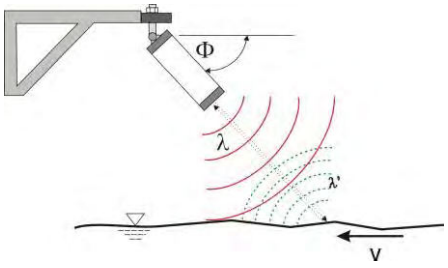


Abbildung 11: Messprinzip der Radarmessung von Oberflächengeschwindigkeiten

$$v = \Delta f \cdot k / 2 \cos\phi \qquad (2)$$

mit:
- v - Fließgeschwindigkeit an der Wasseroberfläche
- k - Systemkonstante
- Δf - Differenzfrequenz
- λ - ausgesendete Wellenlänge
- λ' - reflektierte Wellenlänge

Radarsensoren sind für den mobilen als auch stationären Einsatz verfügbar. Mobile Geräte werden entweder auf einem Stativ montiert, mit ruhiger Hand gehalten oder an verschiebbaren Halterungen für Brückengeländer und Seilkrananlagen befestigt. Stationäre Geräte montiert man unter Brücken oder an Kragarmen.

Kombiniert mit einem Sensor für die Messung des Wasserstandes und einem intelligenten Datensammler entstehen so kontinuierlich arbeitende Durchflussmesssysteme.

3.5 Video – Hydrometrie

Die Video Hydrometrie basiert auf der Aufnahme und Auswertung von Filmaufnahmen der Wasseroberfläche mit einer internetfähigen Netzwerkkamera. Die Kamera sendet die aufgenommenen Bildsequenzen online an einen FTP – Server, wo sie im Anschluss für die digitale Bildanalyse zur Verfügung stehen. Leistungsfähige Softwarealgorithmen werten diese aus und ermitteln aus den Aufnahmen den Wasserstand, die Fließgeschwindigkeit sowie den Durchfluss. Um genaue Ergebnisse zu erhalten, müssen eine sorgfältige Kalibrierung vorgenommen sowie eine topografische Modellierung des Standortes durchgeführt werden.



Abbildung 12: Video Hydrometrie mit einer Netzwerkkamera und Beispiel für die Teilchenverfolgung an der Wasseroberfläche *(Foto rechts: Tenevia)*

4 Datenspeicherung und – übertragung

Traditionell wurden und werden vielerorts noch heute die gemessenen Daten vor Ort von Datensammlern registriert und über eine Modemverbindung von der Datenzentrale aus abgerufen (Abbildung 13, linkes Schema).

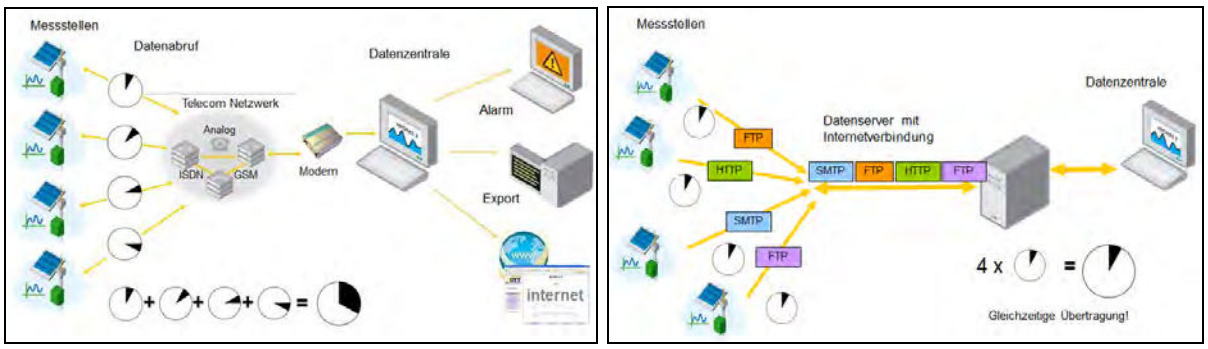


Abbildung 13: Klassischer Datenabruf (links) und IP – Kommunikation (rechts)

Dieser zeit- und kostenintensive Übertragungsweg wird gegenwärtig nach und nach durch internetprotokollbasierende Kommunikationsstrecken abgelöst. Sobald die Daten auf einem Server angekommen sind, stehen sie für unterschiedlichste Applikationen zur Visualisierung und Weiterverarbeitung zur Verfügung. Datensammler sind heute kleine, flexible Einheiten, die in der Regel über einen integrierten Webserver und eine Vielzahl von standardisierten Schnittstellen verfügen. Sie können angeschlossene Sensoren parallel verarbeiten und Momentanwerte auf einem Display vor Ort zur Anzeige bringen. Ein extrem niedriger Stromverbrauch ermöglicht den autarken Betrieb mit Solarenergie oder Brennstoffzellen. Einrichtung und Betrieb werden durch intuitive Bediensoftware erleichtert. Abbildung 14 zeigt die speziell für den Einsatz in Hydrologie und Meteorologie entwickelten Datensammler OTT netDL 500 und OTT netDL 1000.



Abbildung 14: IP – fähige Datensammler OTT netDL 500 / 1000 *(OTT Werksprospekt)*

5 Literatur

Morgenschweis, G. (2010): Hydrometrie – Theorie und Praxis der Durchflussmessung in offenen Gerinnen. Springer-Verlag, Berlin Heidelberg 2010

ISO/TR 24578:2012-05, Hydrometry - Acoustic Doppler profiler - Method and application for measurement of flow in open channels

ISO 15769:2010(E), Hydrometry – Guidelines for the application of acoustic velocity meters using Doppler and echo correlation methods

DIN EN ISO 748:2008-02, Hydrometry – Measurement of liquid flow in open channels using current-meters or floats (ISO 748:2007)

Autor:

Dipl.-Ing. Stefan Siedschlag

OTT Hydromet GmbH
Ludwigstr. 16
87437 Kempten

Tel.: +49 30 83 22 63 71
E-Mail: s.siedschlag@ott.com

Technische Universität Dresden – Fakultät Bauingenieurwesen
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

38. Dresdner Wasserbaukolloquium 2015
„Messen und Überwachen im Wasserbau und am Gewässer“

Betrieb der Ultraschalldurchflussmessanlage Pegel Wolkenburg/Zwickauer Mulde

Uwe Köhler, Thomas Otto, Christin Glöckner

Die Staatliche Betriebsgesellschaft für Umwelt und Landwirtschaft betreibt u.a. die staatlichen sächsischen Pegel des Basismessnetzes und die Hochwassermeldepegel. Die erhobenen gewässerkundlichen Rohdaten werden primärstatistisch ausgewertet und vom Sächsischen Landesamt für Umwelt, Landwirtschaft und Geologie nach Prüfung der Öffentlichkeit zur Verfügung gestellt. Der Betrieb der Pegel und die Auswertung der Daten erfolgen gemäß Pegelvorschrift des Bundeministeriums für Verkehr und der Länderarbeitsgemeinschaft Wasser (*LAWA 1988, 1997*).

Der 1960 in Betrieb gegangene Hochwassermeldepegel Wolkenburg an der Zwickauer Mulde wurde seit 1990 umfangreich aufgerüstet und verfügt über ein fast vollständiges Spektrum an derzeit verfügbaren Messsystemen für die Datenerhebung der Parameter Wasserstand und Durchfluss.

Mit erheblichem wasserbautechnischem Aufwand wurde der Pegel als Pilotanlage für die Installation der ersten stationären Ultraschalldurchflussmessanlage in Sachsen im Jahr 2001 umgebaut.

Aufgrund einer rückstaubedingten Beeinflussung durch eine unterhalb gelegene Wasserkraftanlage, die eine Aufstellung einer herkömmlichen Wasserstand-Durchfluss-Beziehung unmöglich macht, ist der Pegel mit einem Einebenen-Ultraschall-Laufzeitdifferenzsystem und einer Horizontal-Ultraschalldoppleranlage, die beide den Durchfluss kontinuierlich erfassen, ausgestattet. Für punktuelle Messungen zur Justierung der Anlagen verfügt er zudem über eine Seilkrananlage für die Durchflusserfassung mittels Messflügel oder ADCP-Messboot. Die Wasserstände werden redundant gemessen und per Datenfernübertragung weitergeleitet.

Für die Datenerhebung bei Hochwasserextremereignissen wurde für den Pegel ein hoch auflösendes Finite-Element-Strömungsmodell (SIMK®) von *Kölling (2006)* entwickelt, dessen K-Faktoren in die Ultraschalldurchflussmesssysteme implementiert sind.

Wie die Erfahrungen aus dem nunmehr 13-jährigen Betrieb zeigen, haben sich die unterschiedlichen Messysteme auch unter den Bedingungen der extremen Hochwässer von 2002 und 2013 bewährt. Jedoch sind hydrologische und meteorologische Randbedingungen sowie die Einstellungsmodifikationen und Grenzen der Messsysteme zu beachten, da diese auch zu unterschiedlichen Messergebnissen führen können, die speziell interpretiert werden müssen.

Stichworte: Pegel, Ultraschall-Durchflussmessung, ADCP, Kalibrierung

1 Einleitung

Der Pegel Wolkenburg an der Zwickauer Mulde ist ein Pegel des Basismessnetzes Oberflächenwasser des Freistaates Sachsen und erfüllt die Funktion eines Hochwassermeldepegels (*HWNAV 2008*).



Abbildung 1: ⭕ Lage des Pegels Wolkenburg (*LfULG 2014*)

Er wurde 1960 eingerichtet und hat folgende hydrologische Kennwerte *(LfULG 2010, BFUL 2014)*:

Tabelle 1 Hydrologische Kennwerte Pegel Wolkenburg Reihe 1994-2012

A_E	1424 km²	Pegelnull PN	207,92 m NHN
Zur Mündung	49,5 km	Sohltiefe max.	209,27 m NHN (135 cmüPN)
Profilbreite	45 m (MW)	Profilbreite	155 m (HHW)
Ausuferung	Ab ca. 400 cm üPN	Profil	Homogen durchströmt, stabil
Wasserstände	[cm ü PN]	Abflüsse	[m³/s]
NNW	209 (14.03.1996)	NNQ	4,34 (04.01.2004)
MNW	241	MNQ	6,54
MW	267	MQ	19,3
MHW	392	MHQ	168
HW2002	603 (13.08.2002)	HQ2002	674 (13.08.2002)
HHW	626 (03.06.2013)	HHQ	(~ 703 (03.06.2013))*

*… erste vorläufige Abschätzung des HHQ, die durch weitere Untersuchungen präzisiert werden wird

Der Pegel wurde wie nachstehend beschrieben ausgestattet:

1960 Errichtung mit Pegelhaus, Pegelschacht und Zulaufrohr sowie Pegelschreiber
1970 Einstellung aufgrund schwieriger Rückstauverhältnisse wegen Steuerung einer Wasserkraftanlage
1993 Reaktivierung durch ehemaliges StUFA Chemnitz
1994 Aufbau einer Seilkrananlage (vorher nur Bootsmessungen möglich)
1995 erste Datenfernübertragung
2001 Ultraschall-Laufzeit-Differenz-Durchflussmessanlage (LDA)
2004 zusätzliche Horizontal-ADCP-Durchflussmessanlage (HADCP)
2004 redundante Datenfernübertragungseinheit
2007 Erstellung eines SIMK-Modell
2013 neuer HADCP-Sensor und Parametrisierung der Anlage

Aufgrund von Staubeeinflussungen durch eine 300 m unterhalb gelegene Wasserkraftanlage war es nicht möglich, eine stabile Wasserstand-Durchfluss-Beziehung (WQB) aufzubauen. Durch die Steuerung der Wasserkraftanlage traten bei gleichen Wasserständen unterschiedliche Durchflüsse auf. Mit der damals verfügbaren Technik war es somit nicht möglich, eine korrekte Jahresstatistik für den Abfluss aufzustellen. Der Pegel wurde deshalb 1970 als gewässerkundlicher Pegel eingestellt, jedoch nicht rückgebaut.

Aufgrund seiner Bedeutung im Einzugsgebiet der Zwickauer Mulde und als Hochwassermeldepegel wurde er 1993 durch das damalige StUFA Chemnitz reaktiviert. Mit der Installation einer mechanischen, handbetriebenen Seilkrananlage konnten ab 1994 erstmals auch bei höheren Wasserständen Durchflüsse gemessen werden. Es wurde bei Mittelwasserständen der negative Effekt der Wasserkraftanlagensteuerung wiederum nachgewiesen.

Um eindeutige und kontinuierlich-permanente Aussagen über den Durchfluss zu erhalten, wurde 1999 die Beschaffung einer Ultraschalldurchflussmessanlage (als Laufzeit-Differenz-Anlage LDA) als Pilotvorhaben initiiert. Die BfUL entschied sich zur Sensoranbringung für die Ausführung einer massiven Bauweise in Stahlbeton anstatt einer Installation der Sensoren mittels Rammverfahren in der Gewässersohle aufgrund folgender Randbedingungen:

- schwierige Geologie mit an der Gewässersohle ausstreichendem Festgestein
- hohe Fließgeschwindigkeiten im linken Uferrandbereich bei HW
- Beeinträchtigung der Sensoren bis zum Totalverlust bei HW aufgrund von Treibgut
- Verstellbarkeit der Sensoren muss gewährleistet werden aufgrund
    - kleiner Sandbank im rechten Uferbereich
    - Vereisung bis zu 50 cm möglich, daraus zu erwartender Eisversatz und Eisgang
- Wartung der Sensoren über Wartungstreppe ermöglichen

Das Vorhaben wurde 2000 ingenieurtechnisch geplant und 2001 bautechnisch ausgeführt (*Heinrich 2001)*.



Abbildung 2:
Herstellung Wartungstreppe Sensorbauwerk 1 (beide Abb.: *BFUL 2014*)



Abbildung 3:
Wartungstreppe rechts mit Wartungsspindel und Laufzeit-Differenz-Sensor

2 Ultraschalldurchflussmesssysteme

Am Pegel Wolkenburg wurden nacheinander folgende Systeme zur Durchfluss-messung installiert:

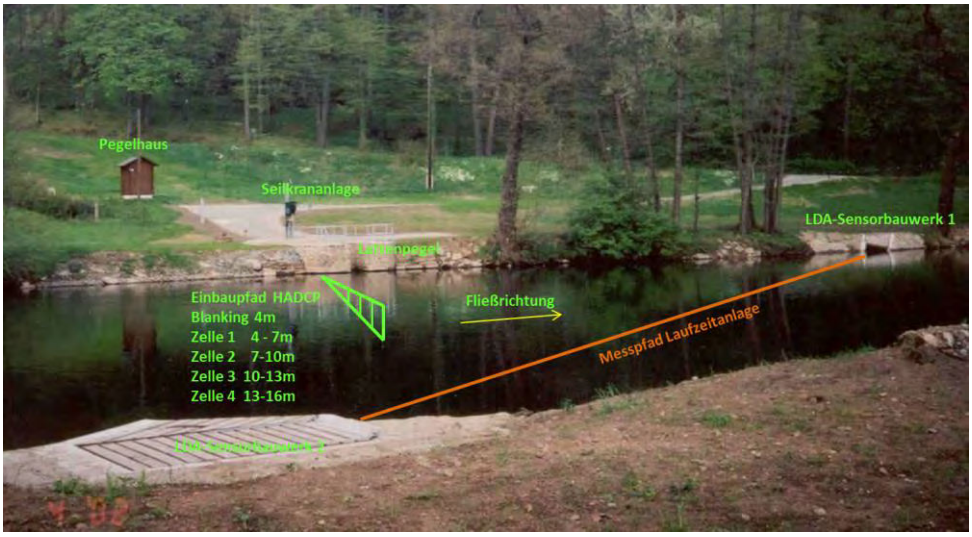


Abbildung 4: Schematischer Aufbau der Ultraschalldurchflussmesssysteme am Pegel Wolkenburg/ Zwickauer Mulde (*BFUL 2014*)

2.1 Ultraschall-Laufzeit-Differenz-Anlage (LDA)

- Inbetriebnahme im Mai 2002
- Typ Sonicflow, Fabrikat Ott, Kempten
- Einstreckenanlage, Frequenz 250 kHz, Pfadlänge 68 m, Pfadwinkel 39 °,
- Messung im Messpfad bei W=242 cm, weiterhin kalibrierter Messpfad bei W=212 cm

Die LDA wurde so eingebaut, dass sie sowohl bei einer Eisüberdeckung von 20 cm (mit Verstellmöglichkeit an der Spindel auf 50 cm Eisdecke) als auch über die kleine Sandbank messen kann. Aufgrund des Ausfalls der Anlage bei starker Trübung, bei der der Ultraschallstrahl absorbiert wird, wurde eine Horizontal-Akkustik-Doppler-Anlage als ergänzendes Messsystem eingebaut.

2.2 Horizontal- Akkustik-Doppler-Anlage (HADCP)

- Inbetriebnahme im August 2004; Ersatz des Sensors aufgrund Defekt 2014
- Typ 2004: Easy-v, Fabrikat Nortek; Typ 2014: SLD, Fabrikat OTT
- 2004: Einsensor-Anlage, Frequenz 600 kHz, 4 Zellen, Austrittswinkel Messstrahl 3,4 °
- (Zelle 4 ist aufgrund des gegebenen Austrittswinkel und daraus resultierender Reflexionen an Wasseroberfläche nicht geeignet.)
- 2014: Einsensor-Anlage, Frequenz 600 kHz, 4 Zellen, Austrittswinkel Messstrahl 2,4 °

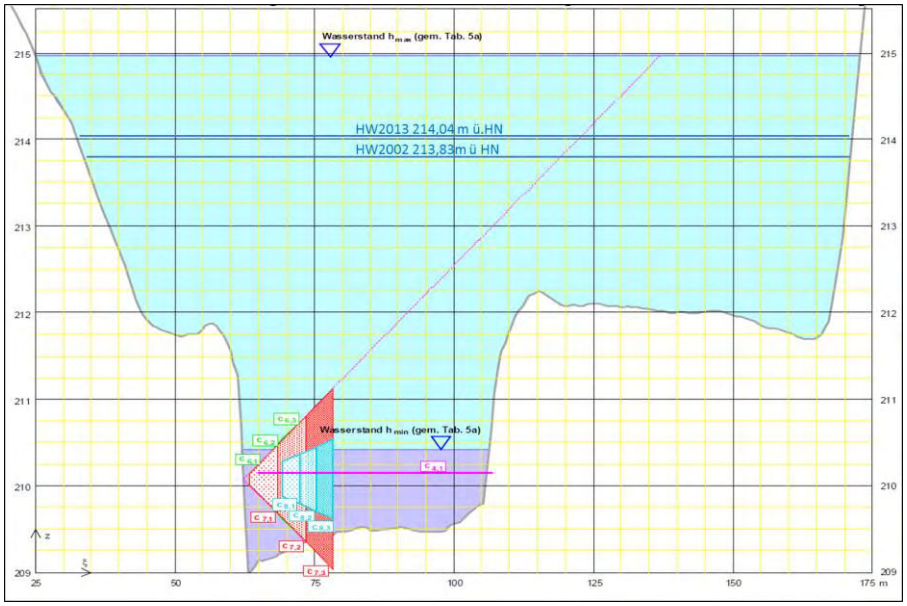


Abbildung 5: Schematischer, stark überhöhter Querschnitt mit Einbauhöhen 2004 der Ultraschalldurchflussmesssysteme am Pegel Wolkenburg/Zwickauer Mulde (*Kölling 2006*), Höhen in mHN

2.3 Eichung der Messsysteme und k-Wertermittlung

Die erste Eichung und k-Wertermittlung erfolgte durch die *BFUL (2013)* anhand von Durchflussmessungen mittels Messflügel für die 2 Messhorizonte der LDA. Diese Kalibrierung erwies sich über den bisherigen Betriebszeitraum als sehr stabil. Die Ermittlung der k-Faktoren für die HADCP-Anlage erfolgte auf der Grundlage von Flügelmessungen und ADCP-Bootsmessungen unter Nutzung der Software Prodis (*Ott 2000, Prodis 2014*).

3 Messwertinterpretation, Kopplung SIMK®-Modell, Eichung

Die Messergebnisse beider Ultraschalldurchflussmesssysteme müssen zeitlich und messspezifisch getrennt interpretiert werden. Gründe hierfür sind die unterschiedlichen Messverfahren, aber auch die unterschiedlichen Messbedingungen.

3.1 Laufzeit-Differenz-Anlage (LDA) Typ OTT-Sonicflow

Die mittlerweile vorliegenden 13-jährigen Messreihen als auch die Untersuchungen von *Kölling (2006)* zeigen, dass sich dieses Messsystem bewährt hat.

Zur Überprüfung der Anlage wurden in den ersten Jahren vorrangig Messungen mit dem Messflügel herangezogen:

Tabelle 2 Vergleich Durchflussmessungen mittels Messflügel und Laufzeit-Differenz-Anlage (*BFUL 2013*)

Datum	**Uhrzeit**	**$W_{Flügel}$**	**$Q_{Flügel}$**	**$Q_{USDM-LDA (Mittel)}$**	**Abw. USDM bzgl. Flügel (%)**
12.06.2002	9:00– *11:00*	266	13,9	14,72	5,9
20.06.2002	9:00– *11:00*	264+	13,2	13,76	4,2
24.06.2002	11:15–12:55	263+	12,0	11,34	-5,5
01.07.2002	9:00– *11:00*	263-	9,68	9,14	-5,6
10.07.2002	12:30-13:54	260,5	6,29	6,30	0,2
18.07.2002	12:30-15:00	285	27,0	28,95	7,2
07.08.2002	10:00-11:50	276	20,5	19,98	-2,6
23.01.2003	12:05-14:10	273	22,4	23,25	3,8
05.03.2003	13:05-14:50	271	19,7	21,06	6,9
13.05.2003	13:00-*15:00*	266	13,9	14,43	3,8
05.09.2003	11:15-13:10	264	4,97	4,90	-1,4
01.12.2003	14:00-16:00	265	5,84	6,35	8,8 (NW)

Der Vergleich ist dahingehend mit Unsicherheiten behaftet, weil die Messungen mittels Messflügel i. d. R. 2 Stunden andauern und bei entsprechender Regelung durch die unterhalb gelegene Wasserkraftanlage erhebliche Geschwindigkeitsunterschiede während der Messung auftreten können. Diese Einflüsse machen sich vorrangig bei Niedrigwasser bemerkbar. Die Mittelwertbildung ist deshalb

unsicher, auch wenn versucht wurde, den Messzeitpunkt mit dem Betreiber der WKA abzustimmen, um eine ungestörte Messung vornehmen zu können.

Die folgenden Untersuchungen und Messergebnisse mit ADCP-Messbooten bestätigten jedoch die Ergebnisse der Flügelmessungen. Das ADCP-Messboot wird in einer Zeit von etwa 5 Minuten über die Zwickauer Minute bewegt, so dass der Einfluss der Wasserkraftanlage vernachlässigt werden konnte.

Die Ergebnisse in Abb. 6 zeigen eine gute Übereinstimmung der Messergebnisse und Kalibrierung der Laufzeit-Differenz-Anlage im gesamten Zeitraum von 2004 bis 2014. Die Abweichungen liegen zwischen 0,1 und 13 %. Die höheren Abweichungen traten bei höheren Wasserständen über 2xMQ auf.

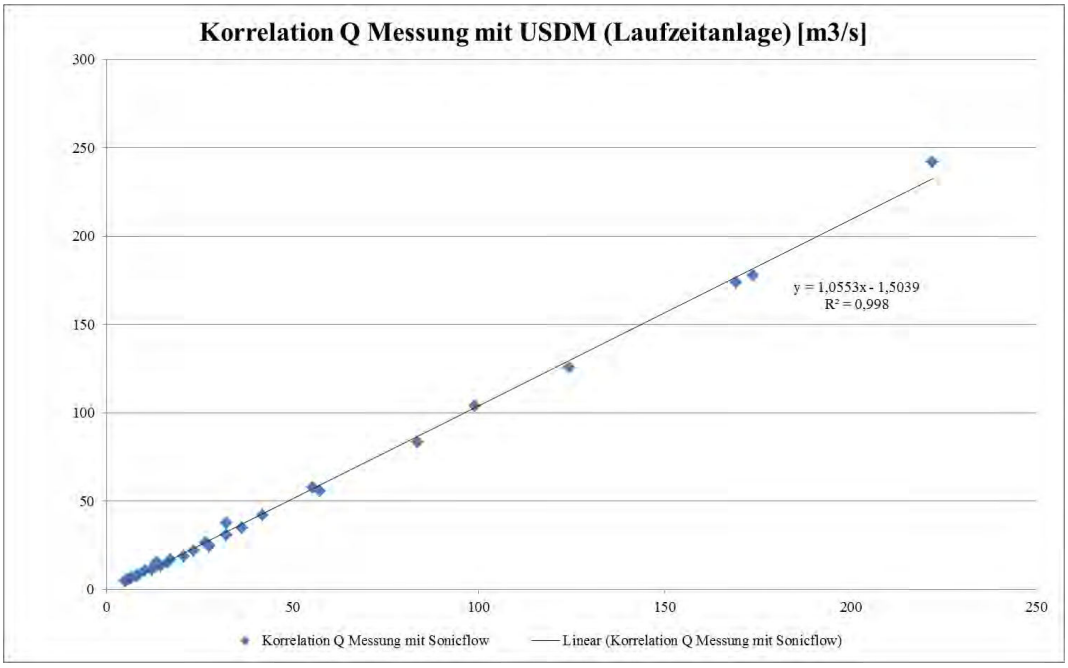


Abbildung 6: Korrelation der Durchflussmessergebnisse von ADCP-Messboot mit Laufzeit-Differenz-Anlage von 2004 bis 2014 (*BFUL 2014*)

3.2 Horizontal-Akkustik-Doppler-Anlage (HADCP) Typ Nortek-Easy-v

Das HADCP wurde für den Fall installiert, wenn die LDA aufgrund zu starker Trübung ausfällt. Eine größere Ungenauigkeit aufgrund des Messverfahrens und der erforderlichen Anbringung des Sensors wurde von vornherein in Kauf genommen. Insoweit wurden auch die Untersuchungen von *Kölling (2006)* bestätigt, der eine Verwendung der nächsten Sensorgeneration mit kleinerem Schall-Austrittswinkel empfahl.

Im Verlaufes des Betriebes zeigte sich, dass die Zelle 1 nur wenige plausible Messergebnisse liefert, da sie zu nah im Uferrandbereich liegt und durch uferna-he Abrissströmungen beeinflusst wird. Für die Auswertung und gewässerkundli-chen Betrachtungen werden deshalb vorrangig die Messzelle 2 und für den Ext-remhochwasserfall Messzelle 3 herangezogen.

Die Zellen 2 und 3 sind aufgrund des großen Abstrahlwinkels (3,4°) allerdings für die Messwertverwertung von Niedrig- bis Mittelwasser kaum geeignet. Die HADCP-Anlage erfasste zudem einen Flussquerschnitt bis ca. 16 m vom Ufer, so dass der Abstand bis zum anderen Ufer, bei einer Gesamtbreite von ca. 45 m interpoliert werden muss. Abb. 7 zeigt die größeren Abweichungen der Durch-flussmessungen zwischen ADCP-Bootsmessungen und HADCP-Anlage zum gleichen Messzeitpunkt im Unterschied zur Laufzeit-Differenz-Anlage. Die Dif-ferenzen bewegen sich im Messbereich über MQ zwischen 2 und 15 %, im Niedrigwasserbereich sind erwartungsgemäß Abweichungen bis 80 % aufgetre-ten. Demgegenüber sind die Abweichungen im Hochwasserbereich über 100 m³/s überaus gut und liegen im Bereich zwischen 2 und 9 %.

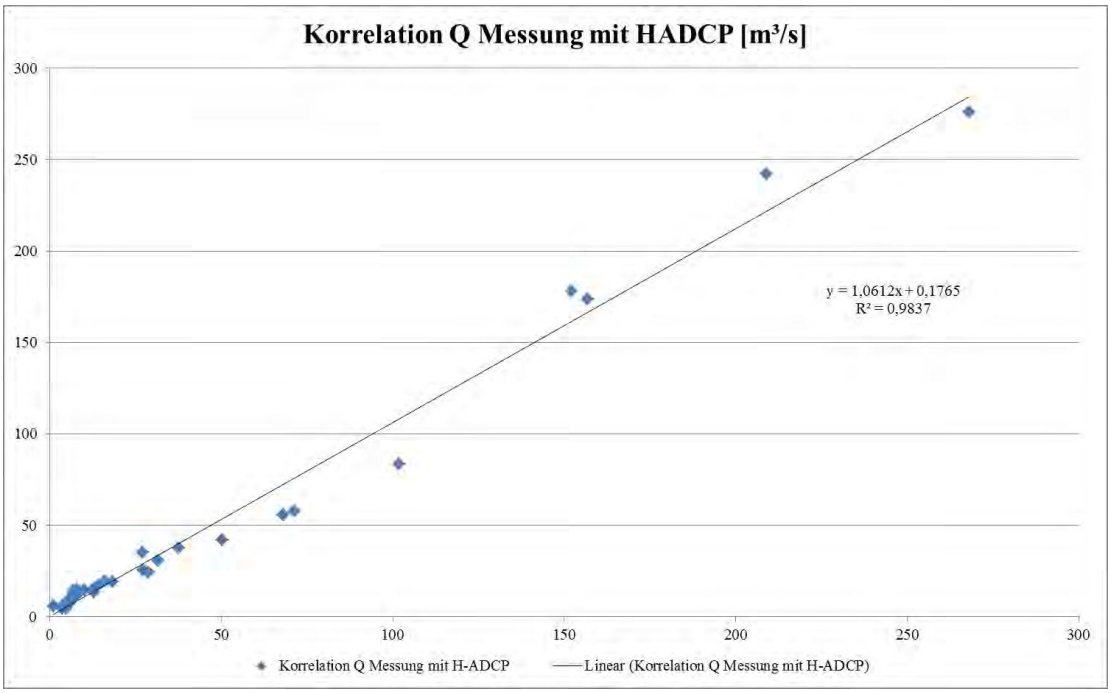


Abbildung 7: Korrelation der Durchflussmessergebnisse von ADCP-Messboot mit HADCP-Anlage von 2004 bis 2014 (*BFUL 2014*)

3.3 Kopplung SIMK®-Modell

Mittels eines SIMK®-Modells wurde von *Kölling* (*2006*) untersucht, ob eine Optimierung der Messebenen der beiden Messsysteme angezeigt ist. Weiterhin wurden k-Werte für die Verwendung im Extremhochwasserfall größer HQ_{20} entwickelt, um beim Ausfall beider Ultraschallmesssysteme mithilfe des SIMK-Modells trotzdem Durchflusswerte zu erhalten.

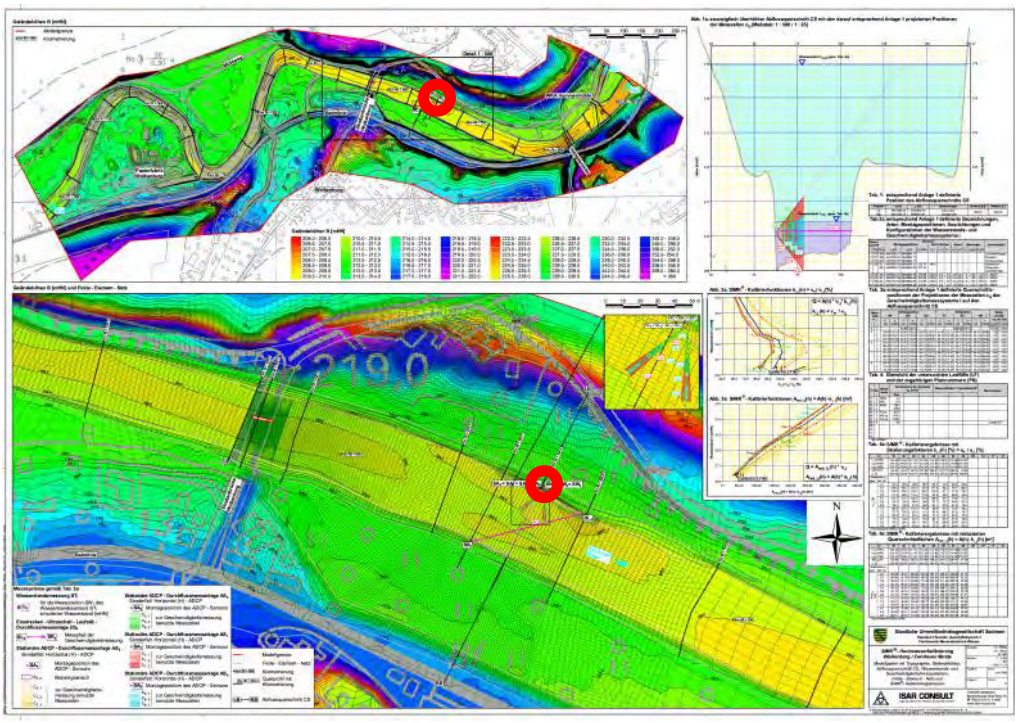


Abbildung 8: Modellgebiet und Finite-Element-Netz der SIMK®-Modellierung (*Kölling 2006*), Pegel rot markiert.

Die Untersuchungen ergaben, dass das LDA-Messsystem optimal platziert ist und gute Ergebnisse liefert. Die HADCP-Anlage ist vor allem im HQ-Bereich geeignet, liefert allerdings keine ausreichend guten Ergebnisse im NQ-Bereich (*Kölling 2006)*.
Die Ergebnisse des Extremhochwassers 2013, das am Pegel Wolkenburg sogar das Hochwasser 2002 übertraf, zeigten eine gute Übereinstimmung im HQ-Extrem zwischen HADCP-Zelle 3 und SIMK (s. Tab. 3). Weitere Auswertungen bis zum HHW laufen derzeit.

Tabelle 3 Tabelle Vergleich Durchflussmessergebnisse LDA und Zellen des HADCP sowie SIMK zum Hochwasser Juni 2013 (*BFUL 2013, Kölling 2006*)

Datum Zeit	Wasserstand W [cm]	LDA-USDM Q [m³/s]	H-ADCP Z1 Q [m³/s]	H-ADCP Z2 Q [m³/s]	H-ADCP Z3 Q [m³/s]	SIMK Q [m³/s]
02.06.2013 06:15	443	278,00	204,00	264,00	275,84	276,00
02.06.2013 08:00	486	ausgefallen	306,00	345,00	386,56	367,00
02.06.2013 16:30	597	ausgefallen	569,00	591,00	644,11	670,00

3.4 Betrachtung der Messreihen von Laufzeit-Differenz-Anlage und HADCP am Beispiel der Jahresganglinie 2010

Bei der Betrachtung der beiden verschiedenen Ultraschalldurchflussmesssysteme am Beispiel des Jahres 2010, in dem auch ein Hochwasserereignis mit ca. 290 m³/s Maximalabfluss stattfand, zeigt eine gute Korrelation ab etwa 50 m³/s. Generell ist die LDA bis in den Hochwasserbereich bei 200 m³/s gut eingestellt. Allerdings fällt sie trübungsbedingt meist eher aus. Die Installation und Eichung der HADCP-Anlage hat sich für den HQ-Bereich bewährt. Im NQ- bis MQ-Bereich wurde sie nicht verwendet.

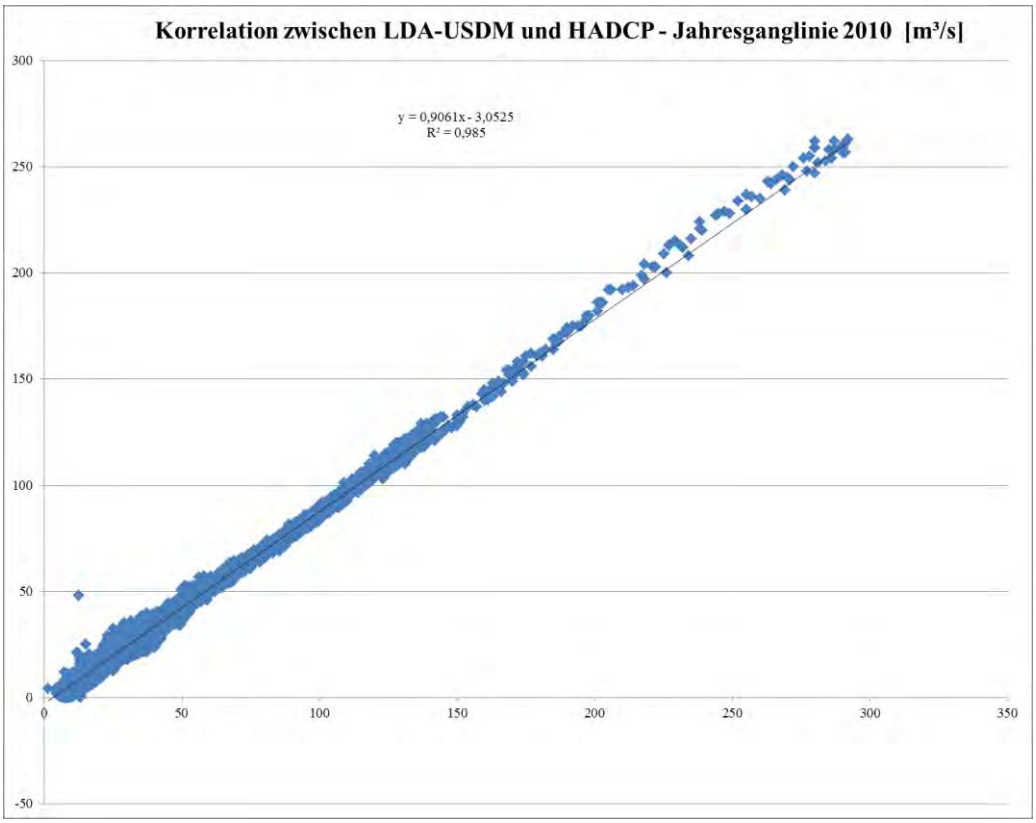


Abbildung 9: Korrelation der Durchflussmessergebnisse von Laufzeit-Differenz-Anlage mit HADCP-Anlage mit den 15-Min-Werten des Jahres 2010 (*BFUL 2014*)

4 Erfahrungen im Betrieb, Auswirkungen der Extremhochwässer

Die Kopplung zweier unterschiedlicher Ultraschalldurchflussmesssysteme hat sich am Pegel Wolkenburg unter dessen speziellen Bedingungen bewährt. Die LDA misst das breite Spektrum bis etwa MHQ sicher und zuverlässig, dann

werden die Werte der Zelle 2 der HADCP-Anlage, im Extremhochwasserfall der Zelle 3, übernommen.

Grundlage für diesen Erfolg war die baulich massive Ausführung der Sensorbauwerke, die die Sensoren selbst bei den extremen Hochwässern 2002 und 2013 vor Schäden bewahrten. Der Pegel Wolkenburg konnte, auch aufgrund seiner redundanten Datenfernübertragung, selbst beim Hochwasser 2013, Daten sicher erfassen und dem Landeshochwasserzentrum lückenlos zur Verfügung stellen.

Allerdings muss festgestellt werden, dass der Betrieb dieser Anlagen nur mit höher qualifiziertem Personal zu bewältigen ist. Eine nivellitische Überwachung des Gewässerquerprofiles ist genauso regelmäßig erforderlich wie die Prüfung der Anlagenkalibrierungen mittels Justiermessungen gemäß Pegelvorschrift (*LAWA 1997*). Insofern erfordern diese Anlagen für den gewässerkundlichen Messdienst und die Erstellung der gewässerkundlichen Statistik einen höheren Betreuungs- und Bearbeitungsaufwand als Pegel, die mit einer herkömmlichen Wasserstand-Durchfluss-Beziehung betrieben werden. Für spezielle hydrologische Messbedingungen (wie z. B. bei Rückstauerscheinungen) sind Ultraschallmesssysteme jedoch unverzichtbar.

5 Literatur

BFUL (2014): Betriebsunterlagen und Stammbuch zum Pegel Wolkenburg, Staatliche Betriebsgesellschaft für Umwelt und Landwirtschaft, unveröff., Chemnitz, 2014

BFUL (2013): Interne Vorträge zu Bau, Betrieb und Kalibrierung der Ultraschalldurchflussmessanlagen Pegel Wolkenburg, Peggy Zinke, Thomas Fichtner, Thomas Otto, Uwe Köhler, unveröff., Staatliche Betriebsgesellschaft für Umwelt und Landwirtschaft, 2005-2014.

DIN (2011): DIN EN ISO 1100-1:2011 Entwurf: Hydrometrie – Durchflussmessung in offenen Gerinnen – Teil 1 Anleitung für Auswahl, Einrichtung und Betrieb einer Pegelstation, Beuth-Verlag, Berlin, 2011.

DIN (2005): DIN EN ISO 6416: Hydrometrie – Messung des Abflusses mit dem Ultraschallverfahren (akustisches Verfahren), Beuth-Verlag, Berlin, 2005.

Heinrich (2001): Bau der Ultraschalldurchflussmessanlage Pegel Wolkenburg, Genehmigungs- und Ausführungsplanungen, Dr.-Ing. Heinrich Ingenieurgesellschaft mbH, unveröff., Freiberg, 2000/ 2001.

HWNAV (2008): Verordnung des Sächsischen Staatsministeriums für Umwelt und Landwirtschaft über den Hochwassernachrichten- und Alarmdienst im Freistaat Sachsen (HWNAV) vom 17. August 2004 (SächsGVBl. S. 472), geändert durch Verordnung vom 26. Juni 2008 (SächsGVBl. S. 452).

Kölling (2004): SIMK®-Kalibrierung von Durchflussmessstellen in Flüssen und Kanälen, Internationales Seminar an der TU München, Dr. Christian Kölling, München, 2006.

Kölling (2006): SIMK®-Hochwasserkalibrierung der Ultraschall-Durchflussmessanlage Wolkenburg, Schlussbericht, unveröff., Dr. Christian Kölling, Christian Tomsu, Michael Witt, Geretsried, 2006.
LAWA (1997): Pegelvorschrift: Stammtext. 4. überarbeitete Auflage - Bundesministerium für Verkehr und Länderarbeitsgemeinschaft Wasser, Berlin und Bonn, Kulturbuchverlag, 1997.
LAWA (1988): Pegelvorschrift-Anlage A: - Richtlinie für den Bau von Pegeln - Bundesministerium für Verkehr und Länderarbeitsgemeinschaft Wasser, Kiel und Bonn, 1988.
LfULG (2010): Hydrologisches Handbuch – Materialien zur Wasserwirtschaft, Sächsisches Landesamt für Umwelt, Landwirtschaft und Geologie, Dresden , 2010.
OTT (2000): OTT Hydromet - Produktkatalog OTT Meßtechnik GmbH 2000, Kempten, 2000, www.ott.com .
PRODIS (2014): PRODIS 2 – Anwendersoftware zur Einrichtung und Kalibrierung von Ultraschalldurchflussmessanlagen, Version 1.01.2, Fa. OTT Hydromet GmbH, Kempten, 2013.

Autoren:

Dipl.-Ing. Uwe Köhler

Staatliche Betriebsgesellschaft für
Umwelt und Landwirtschaft
Messnetzbetrieb Wasser und
Meteorologie Chemnitz
Pornitzstraße 3a
09112 Chemnitz

Tel.: +49 371 36934-61
Fax: +49 371 36934-63
E-Mail: Uwe.Koehler@smul.sachsen.de

Thomas Otto

Staatliche Betriebsgesellschaft für
Umwelt und Landwirtschaft
Messnetzbetrieb Wasser und
Meteorologie Chemnitz
Pornitzstraße 3a
09112 Chemnitz

Tel.: +49 371 3540381
Fax: +49 371 36934-63
E-Mail: Thomas.Otto@smul.sachsen.de

Dipl.-Hydr. Christin Glöckner

Staatliche Betriebsgesellschaft für
Umwelt und Landwirtschaft
Messnetzbetrieb Wasser und
Meteorologie Chemnitz
Pornitzstraße 3a
09112 Chemnitz

Tel.: +49 371 36934-47
Fax: +49 371 36934-63
E-Mail: Christin.Gloeckner
@smul.sachsen.de

Technische Universität Dresden – Fakultät Bauingenieurwesen
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

38. Dresdner Wasserbaukolloquium 2015
„Messen und Überwachen im Wasserbau und am Gewässer“

Automatisierte Messung des Sickerwassers an der Talsperre Eixendorf

Knud Kramer, Markus Ihm, Thomas Stangl

In der Nähe der Stadt Neunburg v. Wald (Bayern) betreibt das Wasserwirtschaftsamt Weiden (WWA) an der Schwarzach die Eixendorfer Talsperre. Die Talsperre wird durch verschiedene Messeinrichtungen überwacht (geodätische Messquerschnitte, Grundwassermessstellen, etc.). U.a. wird aus vier Dammabschnitten Sickerwasser gesammelt und einem Messschacht zugeführt, in dem die anfallenden Wassermengen derzeit per Hand gemessen werden.

Durch langjährige Aufzeichnungen ist bekannt, dass die Sickerwasserleitung der östlichen Talflanke nur begrenzt wirksam ist und es bei hohen Füllständen im Stauraum zu Wassereintritte in den Grundablass kommt. Hauptursache für die Sickerwasserzutritte in den Grundablass ist vermutlich eine Wasseransammlung im Bereich zwischen der Grundablasswand und dem Osthang.

Das WWA hat entschieden, das Mess- und Kontrollsystem der Talsperre Eixendorf zu modernisieren und zu automatisieren. In diesem Zusammenhang sollen auch bauliche Maßnahmen erarbeitet werden, um das Sickerwasser, das derzeit aus dem östlichen Bereich der Talsperre unkontrolliert in den Grundablass eintritt, kontrolliert zu fassen und messtechnisch auszuwerten.

Im Rahmen der Projektbearbeitung wurde zunächst die bestehende Situation bezüglich der Sickerwasser-Problematik (Problemanalyse, Bestandsunterlagen, vorhandene Messdaten usw.) umfangreich analysiert. Es folgten eine Ausarbeitung und Untersuchung möglicher baulicher Maßnahmen für die Fassung des anfallenden Sickerwassers für den östlichen Bereich, wobei schließlich als Vorzugsvariante Fugenabdichtungen des Grundablasses, die Installation neuer Entwässerungsleitungen sowie der Bau von Messschächten gewählt wurden. Anschließend wurde das vorgesehene Konzept zur Automatisierung des Messsystems (Messkonzept) – einschließlich aller alten und neuen Messeinrichtungen – ausgearbeitet. Die Sickerwassermengen werden voraussichtlich mit einer automatisierten Bechermessung (System der Fa. Bindl Elektronik) erfasst, die bei benachbarten Talsperren bereits erfolgreich zum Einsatz kommt und sich auch bei in dieser Region bekannten Verockerungserscheinungen bewährt hat. Die gemessenen Sickermengen sowie die Grundwasserstände werden durch Datenlogger automatisch erfasst und an ein zentrales System (TIBS) weitergeleitet.

1 Einführung und Aufgabenstellung

Rund 45 km nordöstlich von Regensburg und ca. 4 km östlich der Stadt Neunburg vorm Wald (Bayern) betreibt das Wasserwirtschaftsamt Weiden (WWA) an der Schwarzach die Eixendorfer Talsperre (Dammhöhe ca. 25 m). Der aufgestaute Eixendorfer See erfüllt dabei in erster Linie die Funktion des Hochwasserschutzes und im begrenzten Umfang der Niedrigwasseraufhöhung. Sekundär dient er zur Energieerzeugung und trägt auch zur Freizeit- und Erholungsnutzung bei.

Das Messsystem der Talsperre besteht derzeit aus drei geodätischen Messquerschnitten, mehreren Grundwassermessstellen und vier Dammabschnitten für die Sickerwassermessung. Aus den vier Abschnitten wird das Sickerwasser gesammelt und einem Messschacht im Bereich des Kraftwerks zugeführt. Dort werden die anfallenden Sickerwassermengen derzeit per Hand (Messbecher und Stoppuhr) ermittelt.

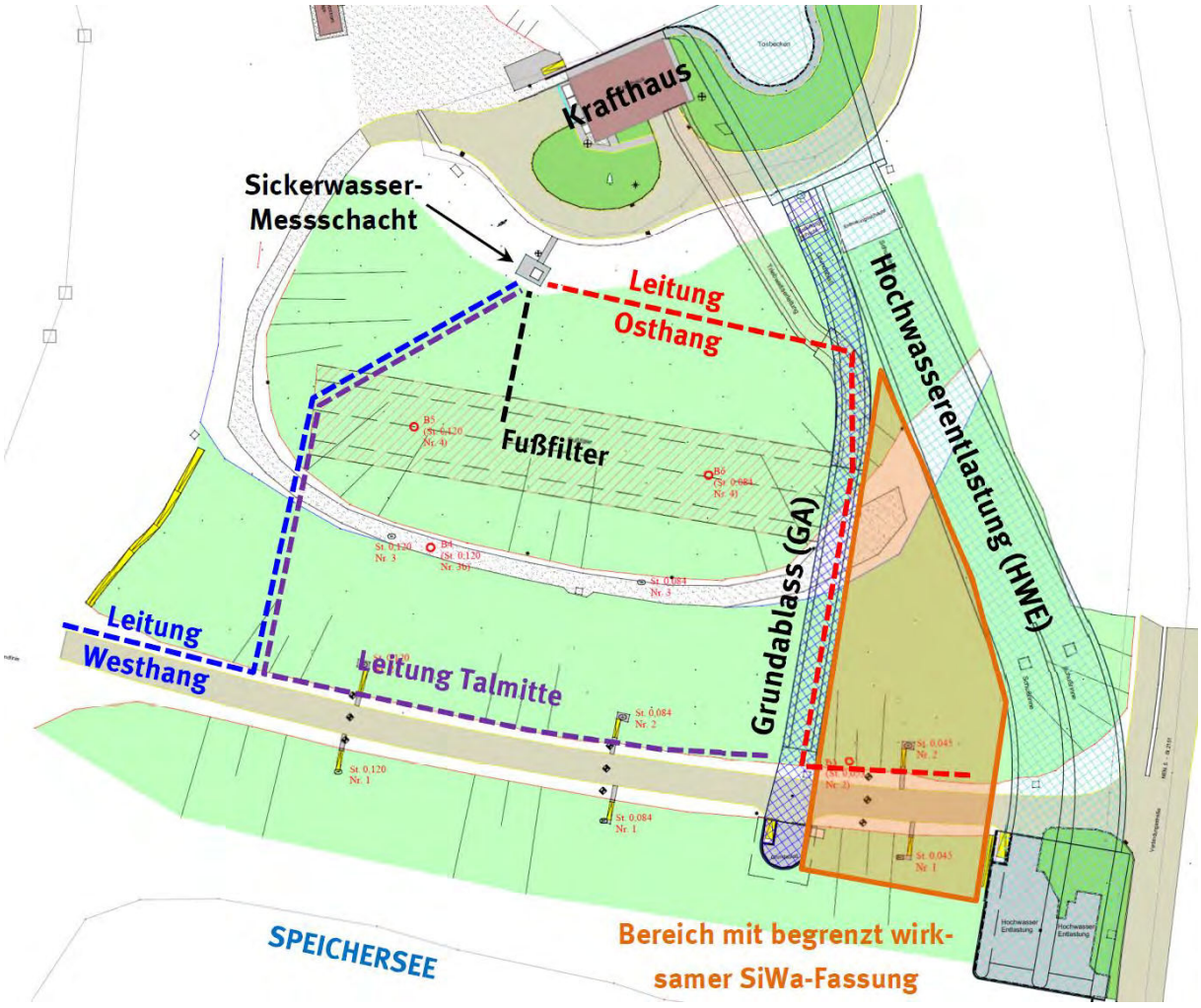


Abbildung 1: Bestehendes Messsystem an der Talsperre Eixendorf

Das WWA hat anhand von langjährigen Sickerwassermessungen festgestellt, dass die Leitung der östlichen Talflanke (Bereich zwischen Grundablass und Hochwasserentlastung) nur begrenzt wirksam ist. Dies wird z.B. aus Messungen vom Hochwasser im Juni 2013 deutlich, bei denen viel Sickerwasser in den drei anderen Leitungen und dagegen nur eine geringe Menge in der Leitung der östlichen Talflanke gemessen wurde. Parallel dazu werden nicht unerhebliche Wassereintritte in den Grundablass (GA) registriert.

Das WWA hat daher entschieden, das Mess- und Kontrollsystem der Talsperre Eixendorf zu modernisieren und automatisieren. In diesem Zusammenhang sollen auch bauliche Maßnahmen erarbeitet werden, um auch das Sickerwasser, das derzeit aus dem östlichen Bereich der Talsperre über Undichtigkeiten in den Grundablass einströmt, zu fassen und automatisiert zu ermitteln.

Zunächst wurden in einem ersten Schritt (Block 1 – Problemanalyse) die Ortsverhältnisse besichtigt, sämtliche Unterlagen und Aufzeichnungen gesichtet (Sickerwassermessungen, Bestandspläne, Baugrundgutachten, etc.) und eine Analyse der Sickerwasser-Problematik durchgeführt. In einem nächsten Schritt (Block 2 – Sanierungskonzept) wurde ein Maßnahmenkatalog für die Erfassung des anfallenden Sickerwassers – speziell für den östlichen Bereich – erarbeitet, das eine Variantenuntersuchung mit möglichen baulichen Maßnahmen und einer qualitativen Bewertung (technische Machbarkeit und Wirtschaftlichkeit) beinhaltete. Nach gemeinsamer Festlegung einer Vorzugsvariante mit dem WWA wurde ein Konzept zur Automatisierung des Messsystems (Block 3 – Messkonzept), einschließlich aller alten und neuen Messeinrichtungen, aufgestellt und zeichnerisch dargestellt.

2 Problemanalyse (Bearbeitungsblock 1)

Seit der Fertigstellung der Talsperre im Jahr 1976 wurden Messungen des anfallenden Sickerwassers durchgeführt und in Beziehung zum Wasserspiegel im Eixendorfer See gesetzt. Diese Aufzeichnungen, Unterlagen aus der Bauzeit (Leistungsverzeichnis, Baugrunduntersuchungen, historische Pläne etc.) sowie aktuelle Baugrunduntersuchungen wurden im Rahmen der Grundlagenermittlung gesichtet. Auf diesen Datengrundlagen wurde die Problematik des Sickerwasserzutritts in den Grundablass untersucht und analysiert.

Die Sickerwassermengen im Grundablass treten auf der orographisch rechten Seite ab einem Seespiegel von ca. 431,00 mNN merklich auf, wobei es sich hier – bezogen auf die Dammhöhe – um eher geringe Mengen handelt. Erst bei

höherem Seespiegel steigen die Wassermengen aus den Fugen und Rohren deutlich an, wie Fotoaufnahmen aus dem Jahre 2002 – hier lag der Seespiegel auf Höhenkote 435,56 mNN – belegen (vgl. nachfolgende Abbildungen).



Abbildung 2: Sickerwasser aus Rohr 1



Abbildung 3: Sickerwasser aus GA-Fuge

Zusammenfassend konnten folgenden Problempunkte festgestellt werden:

- Das Entwässerungssystem im Bereich des Osthangs funktioniert nur in beschränktem Umfang: bei hohem See-Wasserspiegel werden im Sickerwasserschacht zwar Wassermengen registriert, die jedoch im Vergleich zur Sickerwassermenge aus dem Westhang deutlich geringer sind.
- Parallel dazu treten bei hohem See-Wasserspiegel Sickerwasser in erhöhtem Maße aus den Fugen zwischen den Grundablass-Blöcken und aus zwei Entwässerungsleitungen aus.

Hauptursache für die Sickerwasserzutritte in den Grundablass, der auf gewachsenen Fels und am Fuße der östlichen Talflanke gegründet ist, wird vermutlich eine Wasseransammlung im Bereich zwischen dem Grundablass und dem Osthang sein. Historische Fotos aus der Bauzeit des Grundablasses sowie die Bestandspläne deuten darauf hin, dass durch den Bau des Grundablassbauwerks unbewusst eine Art Wanne gebildet wurde und sich darin Sickerwasser im Bereich zwischen der rechtsseitigen Grundablasswand und der östlichen Talflanke sammelt und aufstaut. Eine Entwässerung ist somit nur über die undichten

Fugen des Grundablass-Stollens und der beiden – vom WWA nachträglich eingebrachten – Entlastungsrohre möglich.

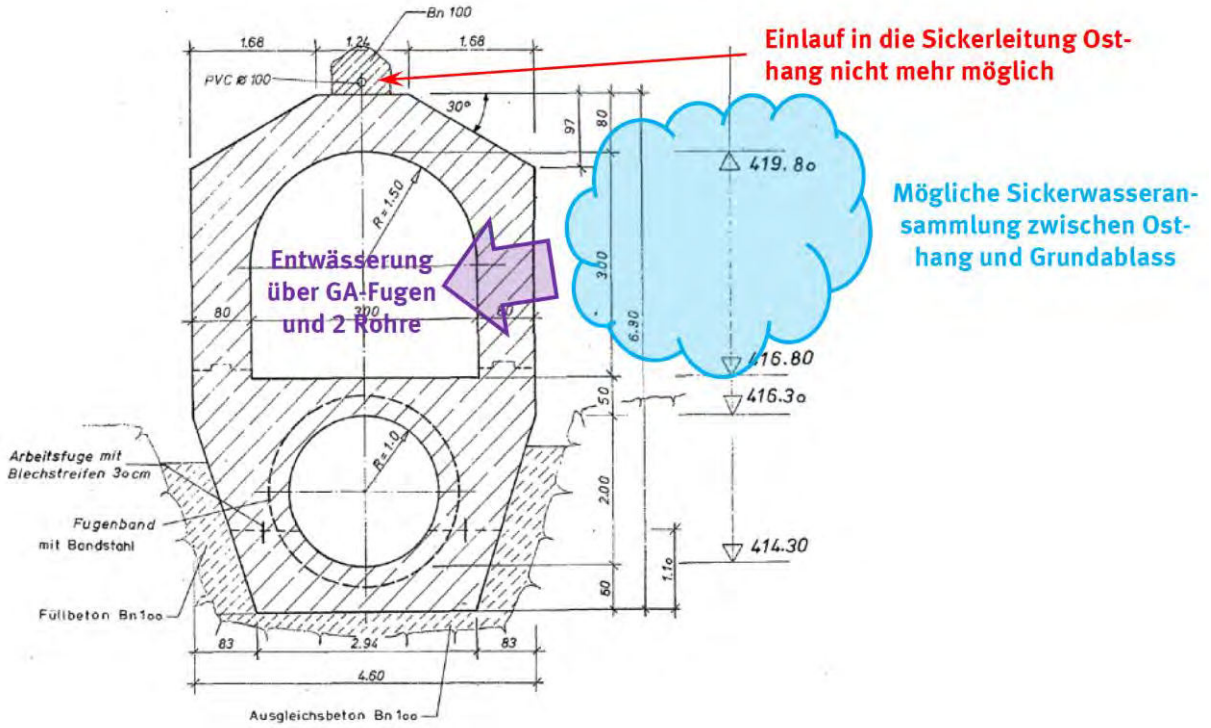


Abbildung 4: Querschnitt Grundablass mit Sickerwasserproblematik

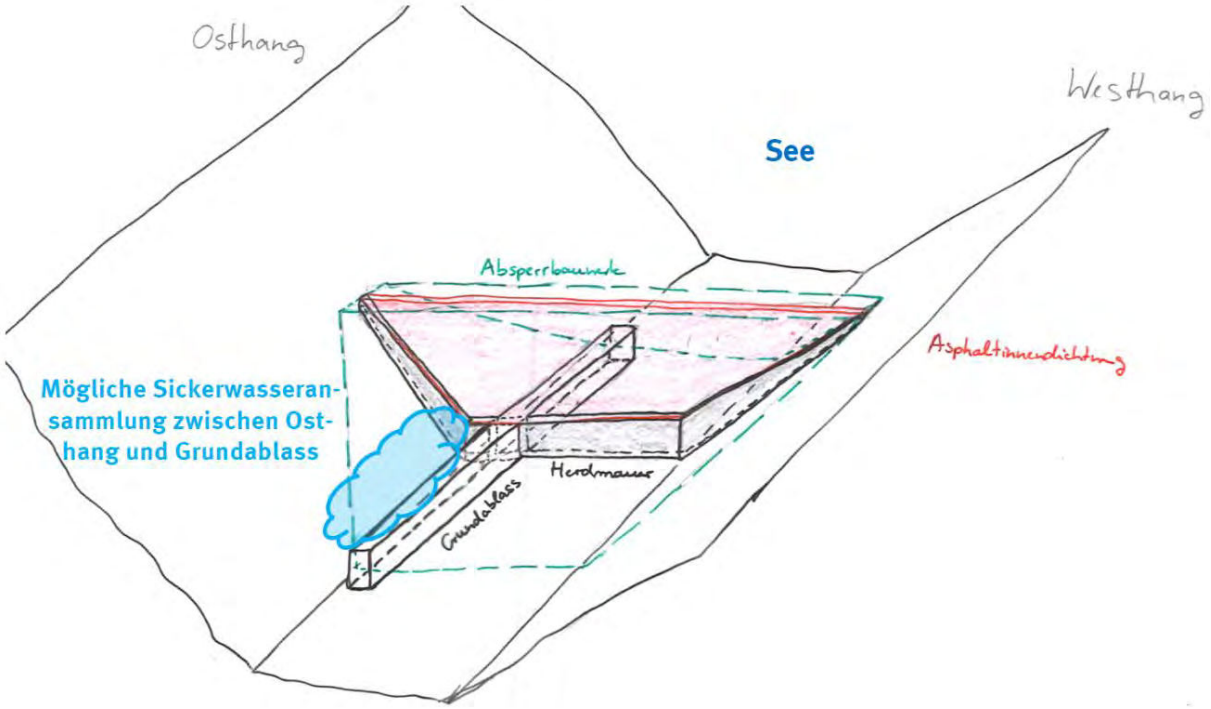


Abbildung 5: Schematische Darstellung der Sickerwasser-Ansammlung am Osthang

Als mögliche Ursachen für die Sickerwasserproblematik aus dem östlichen Bereich und im Grundablass könnten die Folgenden in Frage kommen:

- Defekt an der Asphaltbeton-Innendichtung entlang des gesamten Dammes oberhalb der Höhenkote 431,00 mNN (ab hier verstärkte Sickerwassermenge).
- Defekter Anschluss / Dichtung zwischen Asphaltbetondichtung und Hochwasserentlastung
- Umläufigkeiten im Bereich der Hochwasserentlastung (über undichte Fugen entlang des Betons)
- Defekte (Zulauf nicht möglich oder in Teilbereichen undurchlässig) oder überlastete Sickerwasserrinne (am Fuß der Asphaltdichtung) entlang der Oberkante Herdmauer
- Defekter Einlauf bzw. Übergang von der Sickerwasserrinne in die Sickerleitung oberhalb des Grundablass-Stollens (DN100)
- Defekte Sickerleitung oberhalb des Grundablass-Stollens
- Ggf. Kombination aus mehreren, zuvor genannten Ursachen

Die Herdmauer sowie der Fuß der Asphaltdichtung sind nicht zugänglich, z.B. in Form eines Kontrollgangs entlang der Innendichtung. Eine Kamerabefahrung war aufgrund der geringen Durchmesser und der Abzweigungen nicht möglich. Somit ist eine genaue Klärung, welche Bauteile an der Talsperre defekt sind und für Undichtigkeiten sorgen, nicht möglich oder nur mit einem erheblichen Aufwand feststellbar.

Die Fassung und Messung der Sickerwassermenge aus dem Bereich zwischen Grundablasswand und östlicher Talflanke erscheint jedoch möglich zu sein. Welche genauen Ursachen für den verstärkten Sickerwasserzutritt ab einem Seespiegel von 431,00 mNN verantwortlich sind, ist dagegen derzeit von zweitrangiger Bedeutung.

3 Sanierungskonzept mit Variantenuntersuchung (Bearbeitungsblock 2)

3.1 In Frage kommende Messeinrichtungen für Sickerwassererfassung

Die derzeitige Füllzeitmessung mit Stoppuhr und Messzylinder soll nach Vorgabe des WWA zukünftig automatisiert werden, wobei die anfallenden Sickerwassermengen aus der östlichen Flanken mit zu erfassen sind und sämtliche, automatisiert ermittelten Werte an ein zentrales Erfassungssystem übersandt werden sollen. Somit wurden in Frage kommende Messsysteme zunächst beleuchtet und im Hinblick ihrer Vor- und Nachteile bewertet, um schließlich die wirtschaftlichste sowie die baulich einfachste und robusteste Lösung für die Sickerwassermessung an der Talsperre Eixendorf zu erhalten.

An der Talsperre Liebenstein (ebenfalls Amtsbereich des WWA Weiden) führen häufig Verockerung zu Problemen bei der Messung des Sickerwassers. Z.B. wird hier (Messung mittels Wehrkasten) der Messquerschnitt der Lochblende durch den Verockerungsprozess derart verändert, dass eine Reinigung im 2-tägigen Abstand notwendig ist, um keine Verfälschung der Messungen hervorzurufen. Um Kenntnisse über mögliche Verockerung auch an der Talsperre Eixendorf zu erlangen, wurden zu Vergleichszwecken chemische Untersuchungen an benachbarten Talsperren durchgeführt. Die chemische Analyse des Sickerwassers der Talsperre Eixendorf deutet darauf hin, dass eine Gefahr vor Verockerungen vermutlich nur in geringem Maße zu erwarten ist – dennoch wird die Verockerungsproblematik bei der Wahl der Messeinrichtung auf der sicheren Seite liegend berücksichtigt. Für die automatisierte Messung der Sickerwassermengen wurden folgende Messsysteme in Betracht gezogen:

- Messung des Wasserstands vor Dreiecks-Überfall oder Lochblende und Ermittlung des Sickerwasser-Abflusses über Eichkurve; Variation: Wehrkasten (kompakte Bauweise) → Einsatz problematisch bei Verockerungserscheinungen
- Automatisierte Becher-Messung (von der Fa. Kurt Bindl Elektronik und Regeltechnik, Tiefenbach/Oberpfalz, entwickeltes System); Prinzip analog zur Füllzeitmessung mit Stoppuhr und Messzylinder, jedoch automatisiert; realisiert an den Talsperren Silbersee und Perlsee → System hat sich auch bei Verockerungen bewährt



Abbildung 6: Automatisierte Becher-Messung (Fa. Bindl Elektrotechnik)

- Messung der Fließgeschwindigkeit mittels Ultraschall-Geräte oder MIDs und daraus Berechnung des Abflusses; erhöhte Anschaffungskosten; auch bei Fernhalten von Sauerstoff können bei entsprechend stark eisen- und manganhaltigem Wasser Verockerungen nie gänzlich ausgeschlossen werden, so dass eine Reinigung schließlich immer in bestimmtem Umfang notwendig sein wird.

3.2 Variantenuntersuchung für Sickerwasserfassung aus Osthang

Mittels Variantenuntersuchung wurden bauliche Möglichkeiten zur Fassung des Sickerwassers aus dem östlichen Dammabschnitt erarbeitet und hinsichtlich ihrer Vor- und Nachteile bewertet. Die untersuchten Varianten (Vertikal-Schacht aus Bohrpfählen, Vertikal-Brunnen, etc.) unterscheiden sich hinsichtlich der Lage des Messschachts, der Durchführung der Sickerwassermessung oder der baulichen Realisierung.

3.3 Vorzugsvariante

Im Hinblick auf die technische Machbarkeit und der Wirtschaftlichkeit wurde als Vorzugsvariante für eine automatisierte Sickerwassermessung folgende Lösung festgelegt:

Messung des Sickerwassers aus Osthang

Die Messung des Sickerwassers aus dem Osthang wird grundsätzlich eine Abdichtung der bestehenden Grundablassfugen erfordern. Die Fugendichtungen fehlen im bestehenden Zustand vor allem im unteren Wandbereich, so dass hier das Sickerwasser verstärkt austreten kann. Die Fugen könnten entweder mit

entsprechender Fugenmasse oder durch Injektionen vom Grundablass aus abgedichtet werden.

Anschließend werden Rohrdurchbrüche in die Grundablass-Wände ausgeführt und verfilterte Rohrleitungen eingebaut, um zukünftig das aufgestaute Sickerwasser hinter den Wänden des Grundablasses kontrolliert zu fassen und abzuführen. Das Sickerwasser wird über neue Leitungen am GA-Boden in Richtung Unterwasser bis zur bestehenden Einstiegsöffnung geführt. Aufgrund hoher Fließgeschwindigkeiten bei Maximalbelastung, wird die Grundablasssohle durch Aufbeton erhöht und die Leitungen als Erosionsschutz einbetoniert. Am Ende des Grundablasses münden die Leitungen einzeln nach außen in einen neuen Messschacht, in dem die Messgeräte untergebracht sind. Nach Messung erfolgt die Abgabe des Sickerwassers in das Unterwasser der Talsperre (vermutlich durch Pumpeinrichtungen).

Durch die neue, erhöhte Sohle des Grundablasses wird die Querschnittsfläche um ca. 15% verringert. Jedoch reicht der verbleibende Querschnitt weiterhin aus, um größere Hochwasserabflüsse abzuführen und bestimmte Betriebszustände einhalten zu können. Aktuelle hydrologische und statistische Neuberechnungen durch das Bayerische Landesamt für Umwelt im Jahre 2014 haben zudem niedrigere Hochwasserscheitel an der Schwarzach ergeben, die als weitere Sicherheit gegenüber der verringerten GA-Querschnittsfläche anzusehen sind.

Messung des Sickerwassers aus anderen Abschnitten

Sämtliche bestehende Sickerwasserleitungen münden in einen Schacht im Bereich des Kraftwerks ein, in dem derzeit die anfallenden Sickerwassermengen per Hand ermittelt werden. Aus den Aufzeichnungen und Protokollen des WWAs geht hervor, dass die bestehenden Leitungen generell intakt und für die zukünftige Sickerwassermessung geeignet erscheinen.

Im Hinblick auf eine ordnungsgemäße zukünftige Sickerwassermessung ist die Errichtung eines neuen Messschachts vorgesehen. Dieser wird westlich des Bestehenden angeordnet, um die bestehenden Sickerleitungen beim Bau nicht zu beschädigen. Die Größe des Schachts wird entsprechend großzügig gewählt, um die Messgeräte unterbringen zu können und einen zufriedenstellenden Betrieb zu gewährleisten.

4 Messkonzept (Bearbeitungsblock 3)

Die Vorzugsvariante wurde im Rahmen der Erstellung des Messkonzepts näher ausgearbeitet, auf die Anforderungen des Messsystems angepasst und zeichnerisch dargestellt. Dabei wurden nicht nur die Sickerwassermessung, sondern auch die anderen, bestehenden Messeinrichtungen (Grundwasserstände) mit einbezogen. Aus den Kenntnissen der vorherigen beiden Bearbeitungsblöcke wurde eine zielführende, konzeptionelle Lösung für die Modernisierung des Messsystems erarbeitet, wobei folgende Vorgaben des WWAs erfüllt wurden:

- Erarbeitung eines Konzepts zur Modernisierung des vorhandenen Mess- und Kontrollsystems des Speichers auf den neuesten Stand
- Vollständige, automatisierte Erfassung der Sickerwassermengen (differenziert nach West-Mitte-Ost und Fußfilter)
- Einspeisung der Messwerte in das Speicherleitsystem TIBS, das im Rahmen der Maßnahme eingeführt werden soll und bereits an der Talsperre Liebenstein realisiert wurde.

Die automatisierte Becher-Messung, die bei den Talsperren Perlsee und Silbersee zum Einsatz kommt und sich dort trotz Verockerungserscheinungen bewährt hat, scheint gegenüber MID- oder Ultraschall-Messgeräte preiswerter zu sein. Der Entwickler und Betreiber des Systems (Fa. Kurt Bindl Elektronik und Regeltechnik) ist ortsansässig und somit bei Problemen schnell verfügbar. Somit scheint diese Messeinrichtung auch für den Einsatz an der Talsperre Eixendorf geeignet zu sein.

Durch Druckmesssonden, die mit Datenloggern und Funkantennen ausgestattet werden, werden zudem die gemessenen Grundwasserdaten an das Zentralsystem im Kraftwerk gesendet.

Autoren:

Dipl.-Ing. (FH) Markus Ihm
Dipl.-Ing. (Univ.) Knud Kramer

EDR GmbH
Dillwächterstraße 5
80686 München

Tel.: +49 89 547112-0
Fax: +49 89 547112-50
E-Mail: m.ihm@edr.de
k.kramer@edr.de

Dipl.-Ing. (FH) Thomas Stangl

Wasserwirtschaftsamt Weiden
Gabelsbergerstraße 2
92637 Weiden

Tel.: +49 961 304-479
Fax: +49 961 304-400
E-Mail: thomas.stangl@wwa-wen.bayern.de

Technische Universität Dresden – Fakultät Bauingenieurwesen
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

38. Dresdner Wasserbaukolloquium 2015
„Messen und Überwachen im Wasserbau und am Gewässer“

Sickerwasserabflussmessung an Staudämmen – Theorie und Praxis –

Carsten Cherubim
Uwe Weiß

Die Sickerwasserabflussmessung an Staudämmen ist ein wichtiges allgemein anerkanntes Verfahren zur Beurteilung der Anlagensicherheit, vom Probestau bis hin zur Einschätzung der Dauerhaftigkeit bei gealterten Anlagen. Neben der für die Standsicherheit wichtigen sicheren Ableitung des Sickerwassers aus dem Damm sind weitere Randbedingungen, die der Trennung des messtechnisch interessanten vom uninteressanten Sickerwasser dienen, zu beachten. Anhand von Praxisbeispielen und Literaturrecherchen werden Probleme und Lösungsansätze dargestellt, um den Erhalt aussagekräftiger Messwerte des Sickerwasserabflusses zu gewährleisten.

Stichworte: Sickerwasserfassung, Sickerwasserabfluss, Staudamm, Messeinrichtung, technische Überwachung, Anlagensicherheit, Dauerhaftigkeit

1 Einleitung – Motivation

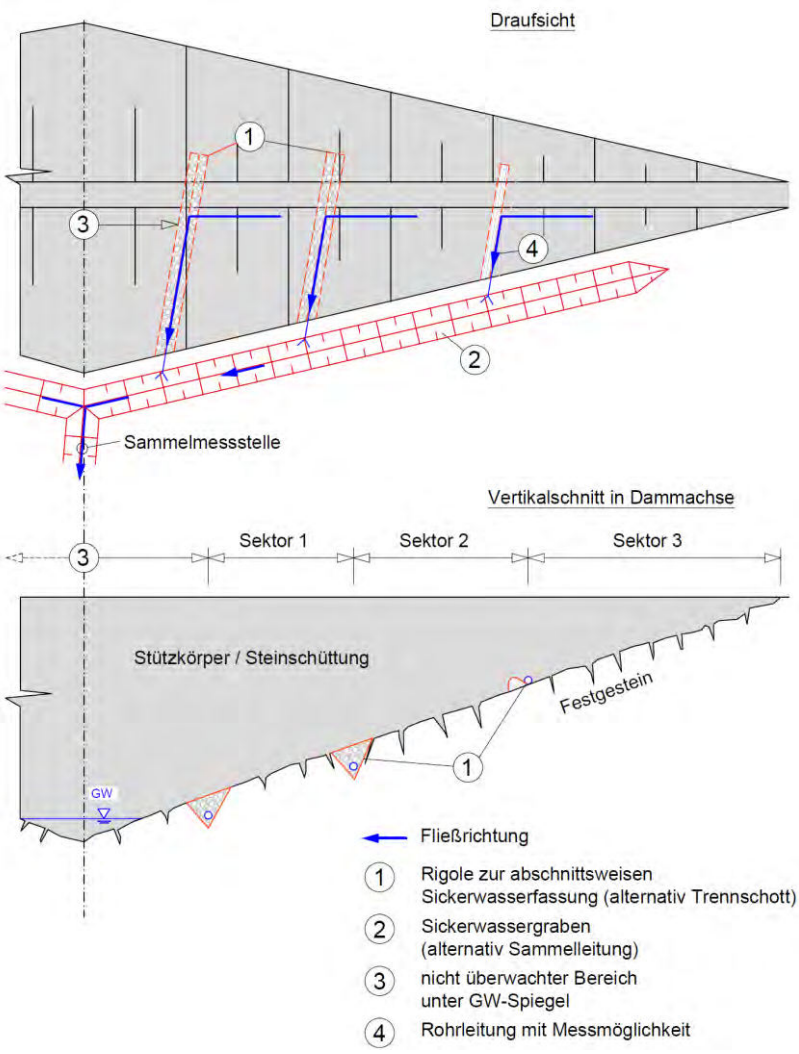
Die Sickerwasserabflussmessung ist ein einfaches und aussagekräftiges Messverfahren zur Überwachung der Sicherheit von Stauanlagen. Insbesondere Veränderungen im Untergrund oder im Absperrbauwerk selbst (Inhomogenität, Alterung, Materialumlagerungen) können damit schnell erkannt werden. Staudammversagen kündigt sich oft durch Sickerwasseraustritte an.

Die Sickerwasserabflussmessung ist somit theoretisch ein ideales Messverfahren. Die Praxis ist diesbezüglich oft nicht ganz so ideal, da „topografische und bautechnische Abhängigkeiten“ die Interpretation der Messwerte teilweise erschweren. Diese Probleme findet man an bestehenden Staudämmen, und auch im einschlägigen Regelwerk werden sie erwähnt (aktuell z.B. im *DWA M-514*).

Im Vortrag werden die Randbedingungen der Sickerwasserfassung an Staudämmen betrachtet. Die Autoren sehen zumindest bei Neubauten die Möglichkeit, diese Abhängigkeiten bei der Planung und Bauausführung zu berücksichtigen und entsprechende auch messtechnisch zufriedenstellende Dränagen zu bauen. Teilweise können auch bestehende Messeinrichtungen optimiert werden.

Im Vortrag werden Erfahrungen mit der Sickerwasserabflussmessung im

Bereich des Osterzgebirges und des nördlich davon gelegenen Gebietes in Sachsen beschrieben. Das umfangreiche Thema wird beispielhaft behandelt und soll insbesondere die an der Planung von Dämmen Beteiligten anregen, bereits im Entwurfsstadium bei der Festlegung des luftseitigen Dränkörpers an die Bedingungen für die Interpretation der Sickerwassermesswerte zu denken.



Bei Dämmen mit Dichtung ist es mittlerweile Stand der Technik eine separate abschnittsweise messbare Dränage zum Nachweis der Funktion anzuordnen (kontrollierte Dichtungen). Darauf wird im Folgenden nicht speziell eingegangen.

Der Fokus des Vortrages liegt auf der Fassung des Sickerwasserabflusses im luftseitigen Stützkörperbereich.

In Lehrbüchern und Richtlinien haben wir zu diesem Thema kaum Hinweise gefunden. Wir möchten mit diesem Beitrag ihr Interesse und eine Diskussion anregen.

Abbildung 1: Einfache und repräsentative abschnittsweise Sickerwasserabflussmessung, welche ca. 80 % der Dammfläche überwacht. Der mittlere Bereich kann aufgrund des Grundwasserstandes nicht ohne weiteres erfasst werden.

2 Praxisbeispiele

2.1 Damm im breiten, flachen Tal auf Festgestein

In der Abb. 1 handelt es sich um einen Steinschüttdamm mit Oberflächendichtung. Aufgrund des breiten Tales und der Gründung auf Festgestein ist die

abschnittsweise Fassung von ca. 80 % des Sickerwassers mit geringem Aufwand möglich. Auf die Messung des mittleren Bereiches im Tal (Grundwassereinfluss) wurde der Einfachheit halber verzichtet. Eine direkte Unterscheidung nach Unter- oder Dichtungsdurchströmung erfolgt nicht. Jedoch kann man aus den Messreihen ableiten, dass das Sickerwasser nahezu vollständig dem Niederschlag zuzuordnen ist. Die Messung an den Rohrausmündungen ins Freie ist bei Frost problematisch. Mittels eines Messschachtes wäre die Messung auch bei Frost möglich. Die Sammelmessstelle am Zusammenfluss bietet die Möglichkeit, mit einer einzigen Messung den Normalzustand nachzuweisen.

2.2 Damm im Flachland auf Lockergestein großer Mächtigkeit

Im Fall der Abb. 2 erfolgt eine regelmäßige Messung des Sickerwasserabflusses aus den Dränageleitungen, welche sich an der Luftseite auf Höhe der Gründungssohle des Dammes befinden. Die Einschätzung der Anlagensicherheit auf der Basis der Sickerwasserabflussmessreihe ist jedoch kaum möglich, da der unregelmäßige Einfluss des vom Vorfluter zuströmenden Wassers sehr groß ist. Hier bleibt nur die Möglichkeit der Überwachung des Wasserstandes in den Grundwasserstandspegeln. Wenn die Dränage über dem Bemessungsgrundwasserstand angeordnet worden wäre, wäre die Messung der Dammdurchsickerung zumindest bei erhöhten Sickerabflüssen ohne den Vorflutereinfluss möglich.

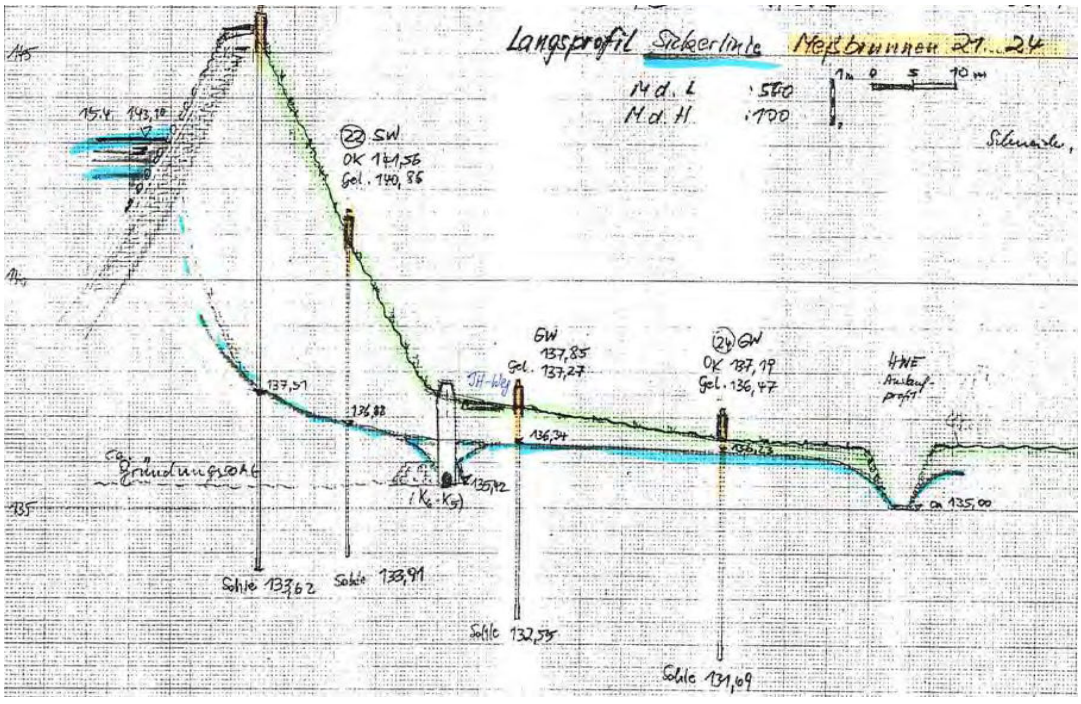


Abbildung 2: Beispiel tiefliegende Dränage mit starker Beeinflussung durch den Vorfluter und den luftseitigen Grundwasserstand (direkte Infiltration bei erhöhten Wasserständen im Vorfluter).

2.3 Damm auf geringmächtigem Lockergestein

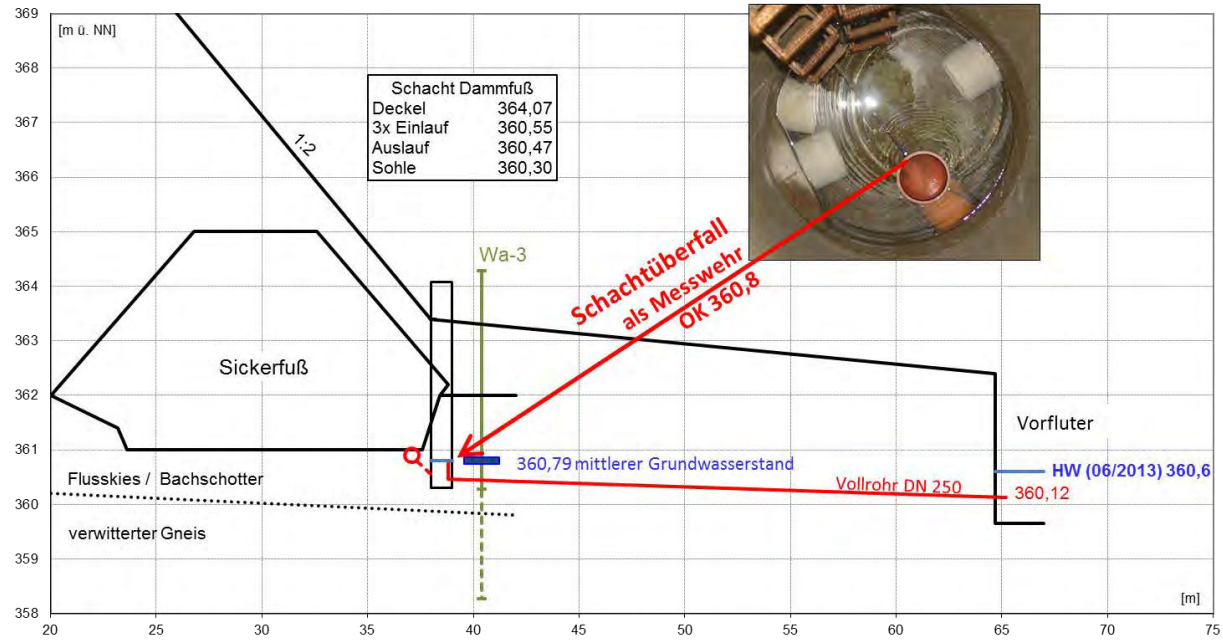


Abbildung 3: Optimierung der Sickerwasserabflussmessung, welche bei erhöhter Vorflut nicht möglich war (aktuell Nutzung eines provisorischen Schachtüberfalls).

In der Abb. 3 ist die Höhenlage des Sickerfußes in Bezug zum Grund- und Vorflutwasserstand hinreichend, jedoch liegen die Dränageleitungen zu tief. Im luftseitigen Kontrollschacht münden 3 Teilsickerleitungen aus dem Sickerfuß (s. Foto) und der Auslauf (im Foto rechts unten) entwässerte ursprünglich unter dem mittleren Grundwasserspiegel in den Vorfluter. Bei erhöhten Wasserständen staut der Vorfluter zurück bis in den Kontrollschacht. Da es sich um ein ungesteuertes HRB handelt, war die Sickerwasserabflussmessung bei eingestautem Becken nicht möglich. Außerdem war ein ständiger undefinierter Grundwasserzutritt in die Sickerleitungen gegeben. Durch die Installation eines nach oben gerichteten 90°-Bogens vor dem Auslaufrohr im Kontrollschacht wurde ein provisorischer Schachtüberfall als Messwehr geschaffen und das Dränageniveau angehoben. Die Messung hat beim HW 2013 erstmals plausible Messwerte während eines Beckeneinstaues ergeben. Geringe Sickerwasserdurchflüsse können jetzt nicht mehr gemessen werden, aber große Durchflüsse werden qualitativ korrekt erfasst. Die Messung der Überfallhöhe am Schachtüberfall erfolgt mit dem Lichtlot.

Günstig ist in diesem Beispiel auch, dass der Sickerfuß an der Luftseite mit gering durchlässigem Material überdeckt ist, sodass der Oberflächenabfluss von der Dammböschung nicht vollständig der Messeinrichtung zuströmt.

3 Theorie

3.1 Fachliteratur

Die Wertschätzung von exakten Sickerwasserabflussmessreihen für die Anlagensicherheit findet man in vielen Publikationen z. B. in *Overhoff 2011*: „Die Wiederherstellung eines nachweislich funktionsfähigen und aussagekräftigen Sickerwassermesssystems ist für die bayerische Wasserwirtschaftsverwaltung als Betreiber der Talsperre ein unerlässliches Ertüchtigungsziel, um mit dieser integralen und direkten Messung eindeutige Aussagen insbesondere bei großer Hochwasserbeanspruchung hinsichtlich des Sicherheitszustandes des Dammes treffen zu können. Die entscheidenden Kriterien hierfür sind die Eindeutigkeit des Messsystems, die Qualität und Genauigkeit der Messwerte und ein direkter Bezug zu den Einflussgrößen.“ Tatsächlich ist diese klare Aussage aber nicht immer im Bewusstsein gegenwärtig. Der Fokus bei der Herstellung von Dammdränagen liegt i.d.R. auf der Absenkung der Sickerlinie, um ein Austreten auf der luftseitigen Böschung zu verhindern. Dann ist es dem Zufall überlassen, ob man die Messwerte, die in solchen Dränagen anfallen sinnvoll auswerten kann oder nicht. Wichtig ist es deshalb, schon bei der Planung der Dränagen sowie bei evt. Planänderungen auf der Baustelle (z.B. Gründungssohle tiefer legen), an die Auswertung der Sickerabflussmesswerte zu denken.

In Veröffentlichungen (z.B. *Kleinspeicherrichtlinie)* werden umfangreiche konstruktive Möglichkeiten beschrieben, um die Sickerlinie in Dämmen abzusenken (z.B. Sickerfuß, Sickerteppich, Sickerschlitz durch Auelehmdeckschicht, Böschungssicker). Auf die Randbedingungen, die eingehalten werden müssen, um eine sinnvolle Messreihe zu erhalten, wird jedoch nicht hingewiesen. Oftmals werden die Dammquerschnitte in der Literatur nur schematisch über einer Grundlinie gezeichnet. Wenn diese Grundlinie den Bemessungsgrundwasserstand repräsentiert, liegt die Sickerwasserfassung im richtigen Höheniveau (was bei älteren Dämmen üblich war). Mit der heutigen leistungsfähigen Baumaschinerie werden jedoch oft tiefere Gründungshorizonte festgelegt. Dann besteht das Risiko einer Rückströmung von luftseitigem Grundwasser in die Dränage, was die Messung insbesondere bei Hochwasserereignissen stark verfälscht. Das folgende Zitat von *Rosenkranz 2014* verdeutlicht die Problematik: „Allgemein unbefriedigend gelöst ist die zuverlässige Messung des Sickerwasserabflusses durch Staudämme in Abgrenzung zur Durchströmung im Untergrund. … Bei hohen Grund- bzw. Unterwasserständen gibt es ohne umfangreiche bauliche Maßnahmen praktisch keine Möglichkeit, die Summe des den Damm durchströmenden Sickerwassers direkt zu messen.“

Bei der Planung der Sickerabflussmessung ist hinsichtlich des Untergrundes zu unterscheiden zwischen quasi undurchlässig und durchlässig. Im letzteren Fall muss noch die Stärke der durchlässigen Schicht berücksichtigt werden. Bei großer Mächtigkeit der durchlässigen Schicht ist eine sinnvolle Sickerwasserfassung im Untergrund nicht möglich. Dann sind Grundwasserstandsbeobachtungen ersatzweise vorzunehmen. In den anderen Fällen ist eine Fassung möglich.

In älteren Publikationen (z.B. *Press 1953*) werden einfache und pragmatische Lösungen beschrieben: „Im allgemeinen wird in mäßiger Entfernung vom luftseitigen Böschungsfuß ein Graben mit Messeinrichtungen angeordnet werden, sofern das Sickerwasser nicht in durchlässigen Untergrund verschwindet.“ Aber auch Lösungen mit “Trennmäuerchen“ auf der luftseitigen Dammaufstandsfläche zur Feststellung der Herkunft des Sickerwassers wurden damals schon verwendet.

Umfangreiche Hinweise und Erläuterungen zur Ausbildung von Sickerabflussmesseinrichtungen gibt *Kutzner 1996* im Abschnitt „Damminstrumentierung“.

3.2 Regelwerke

Im Teil 11 „Talsperren“ der *DIN 19 700* wird die Sickerwasserabflussmessung zur Bauwerksüberwachung benannt. Im Teil 12 „Hochwasserrückhaltebecken“ wird mindestens eine Sickerwasserbeoachtung gefordert. Aufgrund der Einfachheit und Aussagekraft der Sickerwasserabflussmessung sollte aus unserer Sicht jedoch niemals auf eine Messung verzichtet werden.

Für Staudämme gibt die *DIN 19 700-11* hinsichtlich der Sickerabflussmesseinrichtung nur wenige Konstruktionsgrundsätze an: „Sickerwasser aus Staudämmen von Talsperren der Klasse 1 muss abschnittsweise gefasst und kontrollierbar abgeleitet werden, vorzugsweise in den Kontrollgang oder in Leitungen zum Grundablassstollen oder Schieberhaus hin. … Es ist der Nachweis zu erbringen, dass das Sickerwasser schadlos … ins Unterwasser abgeführt werden kann.“ In diesem Zusammenhang wäre auch ein Hinweis in der DIN wünschenswert, dass der Nachweis zu erbringen ist, dass die Sickerwassermesseinrichtung bei den gewöhnlichen Betriebszuständen funktioniert und der Anteil an Fremdwasser gering ist.

Im Zusammenhang mit künstlichen Dichtungen wird in der DIN 19 700 zumindest für TS der Klasse 1 einen Messdränage zur Überprüfung der Dichtung gefordert.

Im DWA-M 514 „Bauwerksüberwachung an Talsperren“ wird neben anderen Messverfahren auch die Sickerwasserabflussmessung dargestellt. Dabei werden

für Staudämme neun Einzelfälle, welche in der Tabelle 1 grau hinterlegt sind, unterschieden. Diese Einzelfälle lassen sich matrixartig in 5 Konstruktionstypen jeweils mit Dammhöhen kleiner oder größer als 15 m und mit oder ohne Kontrollgang systematisieren. In dieser 5x3 Matrix sind einige Felder nicht besetzt. In Sachsen gibt es auch für diese Felder Beispiele.

Tabelle 1 Fazit der im DWA-M 514 empfohlenen Sickerwasserabflussmessung

generell gilt lt. M 514:
- Die Einrichtung einer permanenten (d.h. automatischen) Sickerwasserabflussmessung wird empfohlen.
- Bestimmte konstruktive Gegebenheiten können dazu führen, dass eine Sickerwasserabflussmessung nur eingeschränkt möglich ist.
- (Sickerwasserabfluss-Messstellen sind wegen topografischer und bautechnischer Abhängigkeiten jeweils nur in einer Ansicht (d.h. nicht vollständig) dargestellt.)

		Dammhöhe < 15 m		> 15 m			
		ohne Kontrollgang		ohne Kontrollgang		mit Kontrollgang	
5 Konstruktionsvarianten		Messstellen-anzahl	Mess-häufigkeit	Messstel-lenanzahl	Messhäu-figkeit	Messstellenanzahl	Mess-häufigkeit
homogener Damm auf undurchlässigem Untergrund	ohne Dichtungs-schleier	je 1 links und rechts des Vorfluters	2-mal wöchent-lich	(i.d.R. nur für kleine Dämme wirtschaftliche Bauweise; deshalb praktisch nicht relevant)			
homogener Damm mit durchlässiger Schicht im Untergrund	"	"	"				
Damm mit Innendichtung aus Erdstoffen (geneigt oder zentral)	mit Dichtungs-schleier	abschnitts-weise (Talflanken und Talaue)	"	abschnitts-weise (Talflanken und Talaue)	täglich	abschnittsweise (Talflanken und -aue) *je Kerndichtung und Untergrund/luftseitiger Stützkörper*	täglich
Damm mit künstlicher Innendichtung	"	"	"	z.Zt. als HRB in Planung bzw. Bau		abschnittsweise (Talflanken und-aue) je Kerndichtung und Untergrund/luftseitiger Stützkörper	täglich wöchentlich
Damm mit Oberflächendichtung	"	"	"	z.B. TS Bautzen, TS Schömbach, SP Altenberg		"	"

kursiv: nicht in Tab. im M 514, jedoch skizziert und als Hinweis beschrieben

Fazit:

bei homogenen Dämmen ohne Dichtungsschleier	2 Drän-abschnitte (links, rechts)	2-mal wöchent-lich				
bei Dämmen mit Dichtung und mit Dichtungsschleier	3 Drän-abschnitte (links, mitte, rechts)	2-mal wöchent-lich	3 Drän-abschnitte (links, mitte, rechts)	täglich	6 Dränabschnitte (links, mitte, rechts je hinter der Dichtung und auf der "Sohle")	täglich (Dichtung); wöchentlich (Untergrund)

-> Mit der Komplexität des Dammaufbaues steigt auch der Aufwand der Sickerwasserabflussmessung. (Mit der Zeit hat sich auch das Sicherheitsbedürfnis erhöht.)
-> Wenn es die Bauweise zulässt, sollte der Sickerabfluss durch die Dichtung und den Untergrund getrennt erfasst werden, i.d.R bei großen Dämmen (H > 15 m) gegeben.

Die Anzahl der im Merkblatt angegebenen Dränabschnitte sollte aus Sicht der Autoren als Mindestanzahl interpretiert werden und bei langen Dämmen vergrößert werden. Warum die Überwachung der Dichtung täglich und die des Untergrundes wöchentlich empfohlen wird, ist im Merkblatt nicht näher begründet.

4 Fazit und Ausblick

Der Sickerwasserabfluss an Dämmen ist ein wesentliches Kriterium zur Beurteilung der hydraulischen Sicherheit und Dauerhaftigkeit des Absperrbauwerkes. Insbesondere beim Probestau, in Extremsituationen und bei gealterten Stauanlagen ist für den Sicherheitsingenieur eine verlässliche Sickerwasserabflussmessreihe die Entscheidungsgrundlage dafür, ob die Anlagensicherheit gegeben ist oder Sanierungen erforderlich werden. Durch die Messung des Sickerwasserabflusses kann die „Dichtigkeit“ des Dammes und des Untergrundes nachgewiesen werden. Ohne Messergebnisse wird die Dichtigkeit nur angenommen.

Zielstellung beim Betrieb von Staudämmen sollte die Gewährleistung der Messbarkeit des Sickerwasserabflusses mindestens bei gewöhnlichen Betriebssituationen (z.B. bis HQ_{100}) sein.

Der luftseitige Sickerwasserabfluss kann die folgenden Anteile enthalten:
- Durchströmung des Dammbauwerkes bzw. der Dichtung
- Um- und Unterströmung des Dammbauwerkes
- Niederschlag, der auf der Dammoberfläche bzw. seitlichen Hängen versickert
- Oberflächenabfluss von der Dammböschung und den Hangkehlen, welcher in Sickerelemente insbesondere einen Sickerfuß eintritt.
- Grundwasser-Kurzschlussströmungen vom luftseitigen Vorfluter bei hohen Abgaben infolge ungeeigneter baulicher Trennung und Höheneinordnung des Dränelementes (tritt bei Wasserständen im Vorfluter oberhalb des Dräns auf)

Für die Überwachung der Anlagensicherheit sind nur die ersten beiden Sickerwasserabflüsse von Bedeutung. Die weiteren Anteile stören die Messreihe und verfälschen die Ergebnisse bis hin zur Unbrauchbarkeit. Um die Anteile des Sickerwasserabflusses auf der Dammaufstandsfläche zu trennen, bieten sich bei undurchlässigem Untergrund Trennschotte an. Anderenfalls kann durch eine entsprechende Höheneinordnung des Dränelementes über dem Bemessungsgrundwasserstand erreicht werden, dass unerwünschte Grundwasserzutritte vermindert werden. Damit sind allerdings nur die größeren Sickerwasserabflüsse messbar. Wenn der Grundwasserleiter unterhalb des Dränelementes gering durchlässig ist, ist der ungemessenen Abfluss ebenfalls gering.

Die Berücksichtigung von Grundwassermesspegeln bei der Sickerwasserabflussbewertung ist in jedem Fall sinnvoll, auch um die Funktion der Dräns kontrollieren zu können (Kolmation).

Bei Dämmen mit Steinfuß oder Sickerprisma auf der Luftseite darf der Steinfuß nur das Oberflächenwasser ableiten, da dessen Messung normalerweise nicht erforderlich ist. Das Sickerwasser aus Untergrund und Umströmung sowie das

Sickerwasser durch die Dammdichtung müssen mit gesonderten Dräns möglichst abschnittsweise gefasst werden. Je nach Bauart und Größe des Dammes ist die Unterteilung der Sickerabschnitte nach wirtschaftlichen Kriterien vorzunehmen. Für die Unterteilung können Schotte im Dränelement angeordnet werden.

Die folgende Prinzipskizze für eine Sickerabflussmessung bei einem Damm mit Asphaltkerndichtung ohne Kontrollgang veranschaulicht die Anforderungen des Referates Technische Überwachung der LTV. Wichtig ist dabei, dass:

- die Dränagen oberhalb des Bemessungsgrundwasserspiegels bei z.B. HQ_{100} liegen und

- die Dammschüttung im Bereich des GW-Leiters gering durchlässig ist und eine größere Dränage und Kommunikation mit dem Fließgewässer verhindert wird (auch entlang von Bauwerkshinterfüllungen). Wenn diese beiden Forderungen eingehalten sind, kann auf ein zusätzliches Trennschott am luftseitigen Dammfuß verzichtet werden.

- außerdem neben der Dichtungs- und Untergrunddränage eine weitere Dränage oder Vorflut für das luftseitige Oberflächenwasser existiert, die jedoch nicht gemessen wird (z.B. als Sickerprisma).

- Zur Überwachung der Kerndichtung hat sich die Bauweise mit einem luftseitig des Kerns angeordneten Längsschott bereits mehrfach bewährt. Durch die Anordnung von kleinen Querschotten und einer mit Videokamera befahrbaren Dränleitung lässt sich die Sickerwasserherkunft orten („Kamera-Kontrollgang“). Außerdem besteht die Möglichkeit den Raum zwischen Kern und Längsschott zu Kontrollzwecken abzupumpen. Dränleitungen sind revisionierbar und spülbar auszubilden.

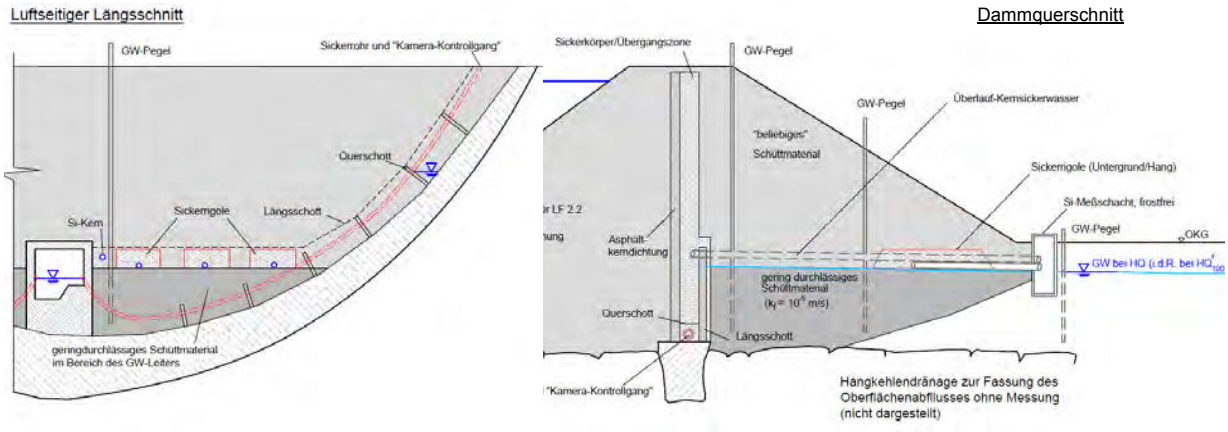


Abbildung 4: Vorschlag einer Sickerwasserabflussfassung an einem großen Staudamm mit Asphaltkerndichtung und ohne Kontrollgang (Prinzipdarstellung; größere Darstellung bitte per e-mail anfordern)

Den Niederschlagseinfluss erkennt man an der Phasenverschiebung des Maximums von Niederschlag, Sickerabfluss und Oberwasserstand. Dafür ist eine möglichst „permanente“ (automatisch) Messwerterfassung mit kurzem Messintervall günstig. Mindestens eine Sammelmessstelle aller Sickerabflüsse sollte automatisiert und mit Alarmierungstechnik ausgestattet werden, um eine frühzeitige Warnung bei Unregelmäßigkeiten zu gewährleisten.

Wichtig ist beim Entwurf von Anfang an, möglichst für jeden Sickerwasseranteil einen separaten Dränkörper vorzusehen und nach Lage und Höhe (Längsschnitte) zu planen. Dann sind die Messergebnisse aussagekräftiger. Dabei erscheint es zweckmäßig zu sein, die Dränagen im Inneren des Dammkörpers anzuordnen. Dadurch wird der oberflächliche Abfluss von der Dammböschung nicht als Sickerwasser erfasst.

5 Literatur

DIN 19 700 (2004): Stauanlagen. Beuth Verlag Berlin.

DWA-M 514 (2011): Bauwerksüberwachung an Talsperren. Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V., Hennef.

Kleinspeicherrichtlinie (1975): Mitteilung des Institutes für Wasserwirtschaft, Heft 39, Berlin.

Kutzner, Ch. (1996): Erd- und Steinschüttdämme für Stauanlagen, Enke Verlag Stuttgart.

Overhoff, G.; Lang, T.; Popp, M: Die Ertüchtigung von Staudamm und Untergrund am Sylvensteinspeicher. In: BauPortal 123(2011) H. 6, S. 2-5

Press, H. (1953): Stauanlagen und Wasserkraftwerke. Teil 1 Talsperren. Berlin.

Rosenkranz, H. (2009): Überwachung von Talsperren. In: Betrieb und Sanierung von Talsperren. Weiterbildendes Studium Wasser und Umwelt, Bauhaus Universität Weimar, 79-110, Weimar

Rosenkranz, H. (2014): Herausforderungen beim Einsatz innovativer Messverfahren in der Talsperrenüberwachung. In: WasserWirtschaft 104 (2014) Heft 9. S. 10ff

Autoren:

Dipl.-Ing. Carsten Cherubim

Landestalsperrenverwaltung
des Freistaates Sachsen
Referat Technische Überwachung
Bahnhofstraße 14
01796 Pirna

Tel.: +49 3501 796 311
E-Mail: Carsten.Cherubim@ltv.sachsen.de

Dipl.-Ing. (FH) Uwe Weiß

Landestalsperrenverwaltung
des Freistaates Sachsen
Referat Technische Überwachung
Bahnhofstraße 14
01796 Pirna

Tel.: +49 3501 796 301
E-Mail: Uwe.Weiss@ltv.sachsen.de

Technische Universität Dresden – Fakultät Bauingenieurwesen
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

38. Dresdner Wasserbaukolloquium 2015
„Messen und Überwachen im Wasserbau und am Gewässer“

Temperaturmessung im Wasserbau – Sichere Überwachung von Dämmen und Deichen seit mehr als 60 Jahren

Jürgen Dornstädter

Temperaturmessungen finden in vielen Bereichen des Wasserbaus und der Geotechnik Anwendung. Erste systematische Temperaturmessungen zur Ortung von Leckagen an Dämmen des Dortmund-Ems-Kanales wurden bereits 1953 durchgeführt. Hierbei wurde die Temperatur des Gewässers als Tracer genutzt. Nach Dammbrüchen am Elbeseitenkanal und am Main-Donau-Kanal wurde die Messtechnik Ende der 1980er Jahre derart verbessert um einen Einsatz unter ökonomisch vertretbarem Aufwand zu ermöglichen. Das dabei entwickelte Temperatursondierverfahren ermöglicht die Aufnahme von Temperaturtiefenprofilen in Lockergesteinen bis in ca. 35m Tiefe. Mit diesem Verfahren wurden europaweit mehr als 500km Dämme und Deiche auf Durch- bzw. Unterströmungen untersucht. Sickerwasserfließbewegungen können damit 2-dimensional bzw. 3-dimensional erkundet werden. Aufgrund der zeitlichen Variationen der Temperatur von Oberflächengewässern wird das Verfahren auch dazu genutzt um Strömungsgeschwindigkeiten in situ zu bestimmen. Betrachtet man die zeitliche Entwicklung der Strömungsgeschwindigkeiten kann daraus gefolgert werden, ob Erosion/Suffusion oder Kolmation stattfindet, da es dabei zu einer Zunahme bzw. Abnahme der Geschwindigkeiten kommt. Porengeschwindigkeiten zwischen 10-7 und 10-2 m/s können bestimmt werden. Das Verfahren bietet große Vorteile, da die Heterogenität des Dammes/Baugrundes - im Gegensatz zu Labormessungen - berücksichtigt wird. Durch eine Integration der gemessenen einzelnen Sickerwassergeschwindigkeiten über die Fläche kann die Gesamtsickerwassermenge abgeschätzt werden

Besteht keine Temperaturdifferenz zwischen der nachzuweisenden Sickerwasserströmung und dem Baugrund, so kommen die Heat Pulse Methode oder die Frost Pulse Methode zum Einsatz. Dabei wird der Baugrund künstlich erwärmt bzw. gekühlt und die zeitliche Temperaturentwicklung registriert. Hieraus wird die effektive Wärmeleitfähigkeit bestimmt, die sich aus konduktivem - Gitterschwingungen der Materie - und advektivem Wärmetransport - Strömung - zusammensetzt. Daraus kann wiederum auf die Strömungsverhältnisse im Baugrund geschlossen werden.

Als Messsensoren werden seit 1953 Kappelmeyer (1955) elektrische und seit 1994 auch faseroptische Temperaturmesssysteme – mehr als 100 Dämme wurden bereits mit faseroptischer Sensorik ausgestattet - genutzt, Beispiele aus der Anwendung beider Verfahren werden vorgestellt.

Stichworte: Temperatursondierverfahren, faseroptische Temperaturmessung, Leckageortung

1 In-situ Temperaturmessverfahren

Das Temperatursondierverfahren wurde 1990 entwickelt, um in bestehenden Erddämmen die Bodentemperaturen in verschiedenen Tiefen in-situ messen zu können *Dornstädter (1997)*. Messtiefen bis zu 45 m Tiefe, je nach Aufbau des Dammes bzw. des Baugrundes, wurden damit bereits realisiert.

Die verteilte faseroptische Temperaturmessung, im Englischen kurz DTS für ‚distributed temperature sensing' genannt, wird seit 1994 bevorzugt beim Neubau oder bei umfangreichen Sanierungsarbeiten an Dämmen in die Bauwerke integriert, um an vielen Messpunkten zeitgleich die Temperaturen zu erfassen.

Aufgrund technischer Weiterentwicklungen war es im Jahr 2014 erstmals möglich eine Kombination der beiden Verfahren in einem Staudamm zu installieren.

1.1 Temperatursondierverfahren

Zum Einbringen der Meßsensoren in den Boden wird ein verschraubbares Hohlgestänge mit nur 22 mm Durchmesser bis in die gewünschte Endtiefe gerammt (Abb. 1). Nach dem Rammvorgang wird eine Meßkette in das Hohlgestänge eingebracht, diese besteht aus einer elektrischen Zuleitung und mehreren Temperatursensoren. Die Sensoren sind zum Schutz vor Beschädigungen in Metallgehäuse eingegossen. Die eigentliche Messung erfolgt mit einem Präzisionstemperaturmessgerät, die Daten können über einen Datenlogger automatisch aufgezeichnet werden.



Abbildung 1: Einrammen der Temperaturmessgestänge

Geländeuntersuchungen und Modellrechnungen haben gezeigt, dass bei der verwendeten Messanordnung zur Messung der Bodentemperatur - bei einer Absolutgenauigkeit von ± 0,1 °C (relativ ± 0,01 °C) - nach dem Einrammen der Sondiergestänge eine thermische Angleichzeit des Messsystems von mindestens 15-20 Minuten benötigt wird. In der Praxis kommen daher mehrere kompatible Messketten und Sondiergestänge gleichzeitig zum Einsatz, so dass während der thermischen Angleichzeit für den Messtrupp keine Wartezeiten entstehen. Da eine Messkette aus mehreren Einzelsensoren in bestimmten Abständen – Maximalabstand ein Meter - besteht, können nach Abschluss einer Messreihe Bodentemperaturprofile bzw. -karten für verschiedene Tiefenniveaus erstellt werden. Neben diesen Darstellungsweisen, anhand derer die laterale Begrenzung von Leckagen sehr deutlich wird, ermöglicht eine zusätzliche Temperatur-Tiefen-Darstellung eine Aussage über die Tiefenlage eines Dichtungsschadens.

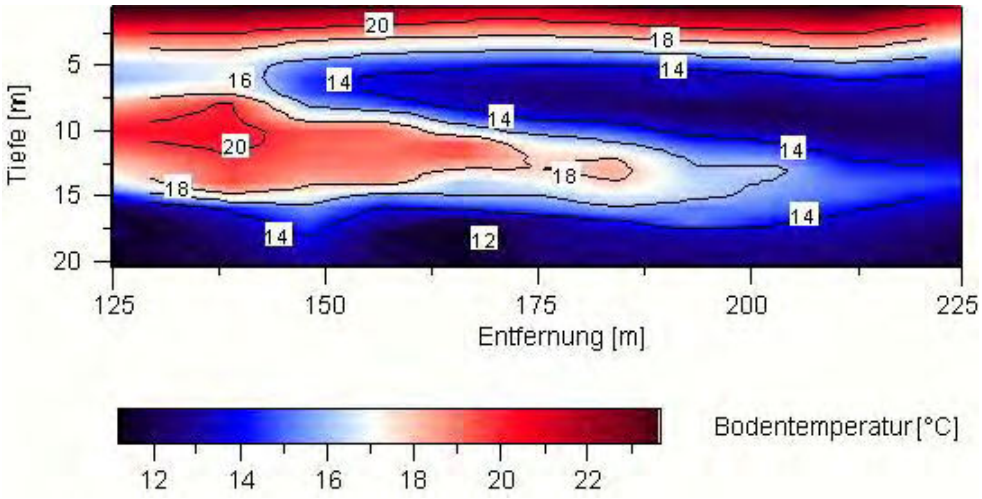


Abbildung 2: Gemessene Temperaturverteilung in und unterhalb eines Staudammes

Die Abbildung 2 zeigt die Temperaturverteilung längs eines 100m langen Dammabschnittes von 1 m bis 20 m Tiefe, der Dichtungskern reicht bis in 7m Tiefe, eine Schmalwand bis in 12m Tiefe soll eine Unterströmung des Dammes verhindern. Die Messungen wurden Ende des Sommers durchgeführt, die Gewässertemperatur betrug 20,5°C. Oberflächennah ist der Damm klimatisch bedingt erwärmt. Unterhalb von 7m bis ca. 15m Tiefe wird im Bereich von 125m bis ca. 200m eine zusätzliche Erwärmung des Baugrundes deutlich, dies wird durch einen verstärkten Sickerwasseraustritt aus dem Gewässer hervorgerufen. Die Leckage betrifft sowohl den Bereich der Schmalwand, als auch eine Unterströmung der Wand.

Zur Messung der Bodentemperaturen kann eine Temperatursensorkette auch in Grundwassermessstellen eingebracht werden. Bei diesen Messungen ist jedoch

zu beachten, dass durch freie Konvektion in der Messstelle meist fehlerhafte Messungen auftreten. D.h. die innerhalb der Messstelle gemessene Temperatur entspricht nicht der Bodentemperatur außerhalb der Messstelle. Freie Konvektion tritt meist in Messstellen mit großem Durchmesser bzw. im lufterfüllten Teil einer Messstelle und bei hohen Temperaturgradienten ein. Durch den Herstellungsvorgang (Bohren) für Grundwassermessstellen (oft als Pegel bezeichnet) entstehen in der Regel vertikale Wasserwegigkeiten außerhalb des Messstellenausbaus die zusätzlich zu einer Verfälschung der Messdaten führen und eine Tiefenzuordnung von Leckagen nahezu unmöglich machen.

1.2 Verteilte faseroptische Temperaturmessungen

Mittels faseroptischer Messtechnik ist es möglich die Temperaturverteilung entlang einer Glasfaserleitung unter Verwendung eines Lasers zu bestimmen. Dabei dienen die optischen Fasern im Kabel als Sensoren. Die optischen Eigenschaften der Glasfaser sind unter anderem von der lokalen Umgebungstemperatur abhängig. Eine hochentwickelte Messtechnik, die bisher insbesondere im Bereich der Verfahrenstechnik Anwendung gefunden hat, ermöglicht die Analyse und Auswertung der Veränderungen dieser Eigenschaften und so die zuverlässige Bestimmung der Temperaturverteilung entlang des Lichtwellenleiters.

Ein energiereicher Laser sendet ein definiertes optisches Signal in eine Glasfaser, das dann entlang seiner gesamten Lauflänge reflektiert wird. Die zurückgestreuten Signale besitzen eine sehr geringe Intensität, können jedoch hinsichtlich ihrer Frequenzverteilung analysiert werden. Diese lässt sich in einen „Raleigh“- und in einen „Raman“-Anteil unterscheiden. Die beiden Komponenten des „Raman“-Anteils, das „Stokes-Licht“ und das „Anti-Stokes-Licht“ sind hinsichtlich ihres Frequenzspektrums abhängig von der Temperatur am Ort der Reflexion in der Glasfaser. Eine Frequenzanalyse ermöglicht eine vergleichsweise genaue Bestimmung der Temperatur am Ort der Reflexion. Die Lagebestimmung wird durch eine sehr exakte Messung der Reflexionszeiten, unter Berücksichtigung der Lichtgeschwindigkeit in der Glasfaser, durchgeführt.

Die Methode der verteilten faseroptischen Temperaturmessung wird im Bereich des Wasserbaus und der Geotechnik, mit ihren hohen Anforderungen an die Bauwerksüberwachung und Baugrunderkundung, seit 1994 eingesetzt *(Aufleger et al., 1998)*. So werden faseroptische Temperaturmessungen sowohl zur Lokalisierung von bevorzugten Sickerwegen in Staudämmen und im Baugrund allgemein, als auch zur Ermittlung der Temperaturverteilung im Massenbeton eingesetzt.

Die für die Anwendungen geeigneten Glasfaserleitungen bestehen in der Regel aus einer Zentralader zur Zugentlastung, mindestens einer Glasfaser und mindestens einem elektrischen Leiter (sogenannte Hybridkabel). Somit kann neben der reinen Temperaturmessung auch das Aufheizverfahren, international auch als ‚Heat Pulse Method‘ oder ‚active Method‘ bezeichnet, angewendet werden. Die äußere Ummantelung wird entsprechend den gestellten Anforderungen an den mechanischen Schutz gewählt, und kann aus unterschiedlichen Stahl- und Kunststoffschichten aufgebaut sein. Diese Leitungen sind auch unter Baustellenbedingungen äußerst robust und widerstandsfähig gegenüber mechanischen Beanspruchungen. Zur Durchführung von Temperaturmessungen werden die optischen Fasern mittels Steckverbindungen an den Laser angeschlossen. Die Messungen können sowohl quasi-kontinuierlich, als auch in beliebig festzulegenden Zeitintervallen durchgeführt werden.

Das Aufheizverfahren wird wie folgt durchgeführt: Durch Anlegen einer Heizspannung an die elektrischen Leiter im Hybridkabel wird eine definierte Heizleistung in den Untergrund eingebracht und gleichzeitig die dadurch erzeugte Temperaturänderung entlang der Glasfasern mit Hilfe der faseroptischen Messtechnik aufgezeichnet. Unter Zugrundelegung der Linien- bzw. Zylinderquellentheorie (*Carslaw et al., 1959)* kann die Verteilung der thermischen Materialparameter entlang des Glasfaserkabels bestimmt werden *(Heidinger et al. 2004)*. Die Eindringtiefe der durch das Anlegen der Heizspannung erzeugten Wärmefront ist eine Funktion der Heizdauer. Die thermischen Materialparameter ermöglichen dann einen Rückschluss auf Sickerwasseraustritte, da die effektive Wärmeleitfähigkeit im Bereich einer Leckage deutlich erhöht ist. Die Abbildung 3 zeigt ein Beispiel der Anwendung des Verfahrens in einem Damm. Durch eine Pécletzahlanalyse kann auch die in-situ Strömungsgeschwindigkeit und deren eventuelle zeitlich Änderung bestimmt werden.

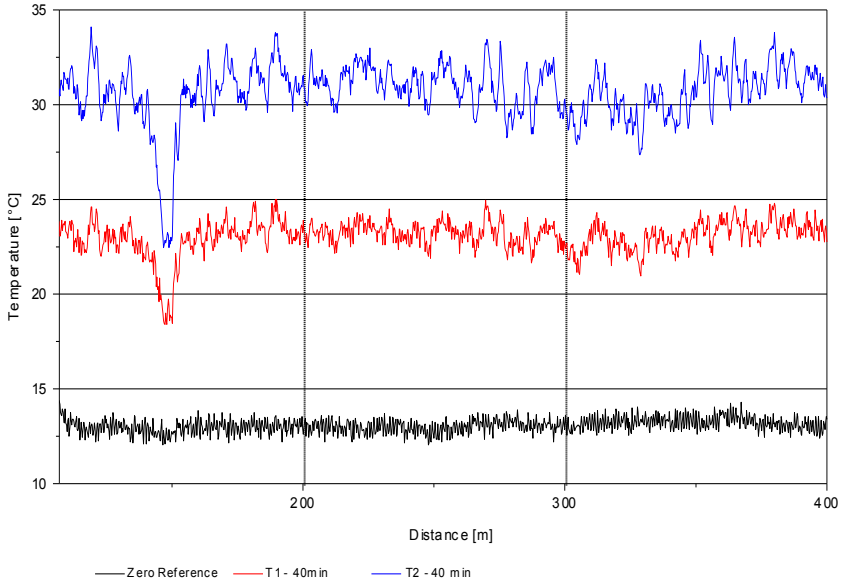


Abbildung 3: Faseroptisch gemessene Temperaturverteilung und der Temperaturanstieg T1 nach 20 und T2 nach 40 Minuten des Aufheizens unmittelbar unterhalb einer Oberflächendichtung eines 400m langen Staudammes. Bei ca. 100m steigt die Temperatur deutlich schwächer an aufgrund eines Sickerwasseraustrittes.

Die vielfältigen Anwendungsmöglichkeiten im Wasserbau werden bei *Aufleger et al. 2007* zusammenfassend vorgestellt. Weit mehr als 100 Staudämmen sind bereits mit dieser Messtechnik zur Leckageortung beim Neubau bzw. bei umfangreichen Sanierungsmaßnahmen ausgestattet worden.

1.3 Kombination aus Temperatursondierung und verteilter faseroptischer Temperaturmessung

Durch die Weiterentwicklung der Glasfasern stehen seit einiger Zeit ‚biegeoptimierte' Glasfasern zur Verfügung. Dadurch können sehr kleine Biegeradien realisiert werden. Dies ermöglicht den schleifenförmigen Einbau von Glasfasern in kostengünstig zu erstellenden Temperatursondierungen. Die Temperaturmessgestänge werden wie unter 1.1 beschrieben längs des Erddammes, unmittelbar hinter dem Dichtungselement in den Damm und in den darunterliegenden Baugrund gerammt und in die Gestänge werden die vorkonfektionierten Glasfaserkabel eingeschoben. An der Geländeoberfläche verbindet ein Glasfaserkabel die einzelnen Messstellen und damit wird eine zusammenhängende Messstrecke gebildet.

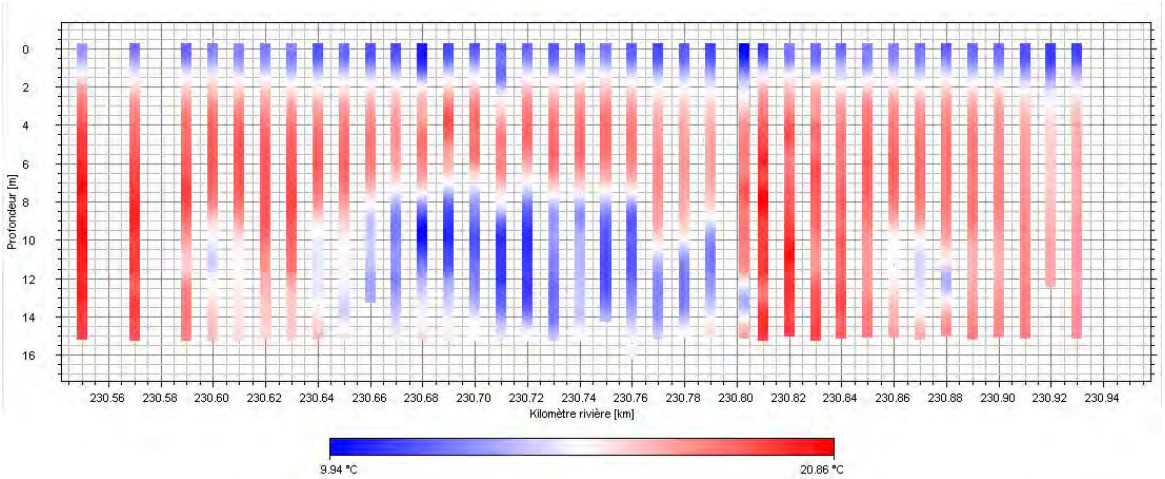


Abbildung 4: Gemessene Temperaturverteilung in und unterhalb eines Staudammes durch den schleifenförmigen Einbau von Glasfaserkabeln in 37 Temperatursondierungen bis maximal 16m Tiefe.

Die Abbildung 4 zeigt die faseroptisch gemessene Temperaturverteilung in einem 380m langen Staudammabschnitt. Deutlich ist oberflächennah die Auskühlung des Bodens durch die winterliche Kälte an der Geländeoberfläche zu erkennen. Im Damm und im Baugrund zeichnet sich ein stark ausgekühlter Bereich ab, der durch einen verstärkten Sickerwasseraustritt aus dem Gewässer hervorgerufen wird. Die Messungen erfolgen permanent und online. Aktuell soll die Leckage durch den Bau einer 16m tiefen Schlitzwand abgedichtet werden. Die Baumaßnahme und der Erfolg der Abdichtungsmaßnahme werden durch die Temperaturmessung überwacht.

2 Grenzen des Anwendung

Die gezeigten Beispiele geben einen Überblick über die technischen Möglichkeiten zur Erkennung und Bewertung von Leckagen mittels Temperaturmessungen im Bauwerk. Temperaturmessungen können jedoch nur angewendet werden, sofern durch die Sickerwasserfließbewegungen der Wärmetransport deutlich größer ist, als die reine Wärmeleitung der vorhandenen Baumaterialien. D.h. der an die Strömung gekoppelte advektive Wärmetransport muss deutlich stärker sein, als die reine Wärmeleitung (Gitterschwingungen der Materie). In der Praxis bedeutet dies, Sickerwasserfließgeschwindigkeiten größer als 10^{-7} m/s können nachgewiesen werden. Sofern eine ausreichende Temperaturdifferenz zwischen dem nicht durchströmten Bauwerk und dem Gewässer besteht - die langjährige praktische Erfahrung zeigt, dass hier bereits Temperaturunterschiede von wenigen Graden ausreichen – können absolute Temperaturmessungen zur Ortung und Bewertung von Leckagen genutzt werden (Gradientenmethode oder

auch ‚passive Method' genannt). Bei sehr hohen Strömungsgeschwindigkeiten ab 10^{-2} m/s kann zwar der Bereich der Leckage als Temperaturanomalie erkannt werden, aber die Bestimmung der Strömungsgeschwindigkeit ist durch Tracer-Analysen nicht mehr möglich, da Temperaturschwankungen in Gewässern nur mit ‚niedrigen Frequenzen' auftreten.

Bei sehr geringen Temperaturunterschieden kann die Gewässertemperatur nicht als Tracer genutzt werden, hier muss die effektive Wärmeleitfähigkeit durch ‚künstliches' Aufheizen oder Abkühlen gemessen werden und so ein Rückschluss auf die Art des Wärmetransportes gezogen werden. Der Nachteil dieses Verfahrens besteht in der begrenzten Eindringtiefe. Durch das Aufheizen können auch bei mehrtägigen Heizphasen nur wenige Dezimeter bis Meter der Umgebung der Messstelle analysiert werden.

3 Zusammenfassung

Seit der erstmaligen Anwendung von Temperaturmessungen zur Eingrenzung von Leckagen an Erddämmen im Jahr 1953 wurde durch die Weiterentwicklung der Temperaturmesstechnik eine vielfältige Anwendungsmöglichkeit zur Überwachung von Wasserbauwerken geschaffen.

Das Temperatursondierverfahren hat sich bei der Überprüfung von Erddämmen als anerkanntes Verfahren etabliert, mehr als 500 km Dämme und Deiche wurden in den letzten 25 Jahren bereits damit untersucht. Auch die Überprüfung des Erfolges von Dichtungssanierungen mit diesem Verfahren ist bereits europaweit Standard.

Die faseroptische Temperaturmesstechnik findet seit einigen Jahren weltweit Anerkennung. Weit mehr als 100 Staudämme wurden bereits damit ausgestattet, in vielen Ländern mit hoher Dammbauaktivität gehört die faseroptische Leckortung zur ‚Grundausstattung' im Staudammbau. In Deutschland beschränkt sich der Einbau von Glasfaserkabeln aufgrund der wenigen Neubauten auf umfangreiche Sanierungsmassnahmen.

Durch die Neuentwicklung der Kombination von Temperatursondierung und faseroptischer Messtechnik bietet sich nun auch für bestehende Dämme eine kostengünstige und zuverlässige dauerhafte Dichtungsüberwachung.

Neben der reinen Leckageortung ermöglicht die Temperaturmessung auch eine in-situ Beurteilung von Erosions- und Kollmationsprozessen, da Änderungen der Sickerwasserfliessgeschwindigkeiten zeitnah erkannt werden können.

4 Literatur

Aufleger, M., Dornstädter, J., Fabritius, A., Strobl, Th. (1998). Fibre optic temperature measurements for leakage detection - applications in the reconstruction of dams. 66th ICOLD annual meeting, New Delhi, pp. 181-189, International Comission on Large Dams, Paris.

Aufleger, M., Dornstädter, J., Strobl, Th., Conrad, M., Perzlmaier, S., Goltz, M. (2007). 10 Jahre verteilte faseroptische Temperatur-messungen im Wasserbau. 14. Deutsches Talsperrensymposium/ 7th ICOLD European Club Dam Symposium, pp. 8-14, Freising.

Carslaw H.S., Jaeger I.C. (1959): Conduction of heat in solids. Oxford University Press, London, 2nd edition.

Dornstädter, J. (1997). Detection of internal erosion in embankment dams. ICOLD, Florence.Q.73R.7. 2: 87-101, International Comission on Large Dams, Paris.

Heidinger P., Fabritius A, Heinemann B., Dornstädter J. (2004): EGRT – Enhanced Geothermal Response Tests, in: Die neue Rolle der Geothermie, Tagungsband GTV, 5. Symposium Erdgekoppelte Wärmepumpen, Landau

Kappelmeyer, O. (1957). The use of near surface temperature measurements for discovering anomalies due to causes at depth. Geophysical Prospecting, The Hague, Vol. 3, pp. 239-258.

Autor:
Dipl.-Geophys. Jürgen Dornstädter
GTC Kappelmeyer GmbH
Heinrich-Wittmann-Straße 7a
D-76131 Karlsruhe
Tel.: +49 721 60008
Fax: +49 721 60009
E-Mail: dornstaedter@gtc-info.de

Technische Universität Dresden – Fakultät Bauingenieurwesen
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

38. Dresdner Wasserbaukolloquium 2015
„Messen und Überwachen im Wasserbau und am Gewässer“

Vollständige Entleerung der Talsperre Falkenstein im Herbst 2013 - Erläuterung und Beurteilung der durchgeführten Überwachungsmessungen sowie des festgestellten Bauwerksverhaltens

Sven Fleischhauer
Markward Hoffmann

Im Oktober 2013 wurde die Talsperre Falkenstein vollständig entleert. Diese Talsperre liegt im Südwesten von Sachsen, wurde 1971-1975 als Steinschüttdamm mit innen liegender Betonkerndichtung gebaut und hat eine Höhe über Gründungssohle von 27 m. Grund für die Entleerung war eine notwendige Untersuchung der Talsperrenschieber, da bei deren Betrieb Unregelmäßigkeiten festgestellt worden waren. Über einen Zeitraum von drei Wochen wurde die Abgabe der knapp 1 Mio. m³ Wasser so gesteuert, dass sich die Stauhöhe täglich um etwa 0,8 m reduzierte. Ende November 2013 begann der Wiedereinstau, nachdem die Talsperrenschieber kontrolliert wurden.

Das Bauwerksverhalten wurde während dieser Zeit mit einem dafür aufgestellten Messprogramm überwacht. An der Oberkante des Betonkerns traten in Folge der Entleerung wasserseitige Verschiebungen von etwa 20 mm auf. Bereits 16 Jahre vorher erfolgte ebenfalls eine vollständige Entleerung. Damals wurden im gleichen Bereich wasserseitige Verschiebungen von etwa 40 mm festgestellt.

In diesem Beitrag wird das Bauwerksverhalten seit der Bauzeit erläutert. Etwas genauer wird das Bauwerksverhalten in den beiden Zeiträumen bei vollständiger Entleerung 1997/98 bzw. 2013/14 beleuchtet, unter anderem werden dabei bestimmte Messverfahren direkt miteinander verglichen. Darüber hinaus wird auf die Gründe für die unterschiedlich starken Deformationen eingegangen.

1 Einleitung

Die Talsperre Falkenstein wird von der Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen betrieben und überwacht. Sie gehört zum Zuständigkeitsbereich des Betriebes Zwickauer Mulde/Obere Weiße Elster und liegt etwa 17 km östlich von Plauen. Die Talsperre dient dem Hochwasserschutz, der Niedrigwasseraufhöhung und Energieerzeugung sowie der Naherholung. Das Absperrbauwerk besteht aus einem Steinschüttdamm mit innen liegender Betonkerndichtung. Der Betonkern ist in Dammmitte angeordnet, er ist etwa 24 m hoch und verjüngt sich von gut 2 m Breite an der Aufstandsfläche auf 1 m an der Oberkante. Die Talsperre wurde in den Jahren 1971 bis 1975 gebaut und staut die Göltzsch.

1.1 Technische Daten

- Kronenlänge: 234 m
- Kronenhöhe über Gründung: 27 m
- Gesamtstauraum: 1,3 Mio. m³



Abbildung 1: Talsperre Falkenstein, Luftbild

1.2 Notwendigkeit der Entleerung

Bei routinemäßigen Funktionsproben wurden wiederholt ungewöhnliche Geräusche bzw. Vibrationen an den Antrieben der Talsperrenschieber festgestellt. Zur Untersuchung dieser Auffälligkeiten wurde die Talsperre im Herbst 2013 vollständig entleert. Bei der Kontrolle der Schieber und der Schiebergestänge zeigten sich keine Auffälligkeiten. Nach den durchgeführten Zustandsdokumentationen und Wartungen wurde bereits nach drei Wochen mit dem Wiedereinstau begonnen. Schon 1997/98 erfolgte eine vollständige Entleerung, um Reparaturen an einem Talsperrenschieber durchführen zu können.

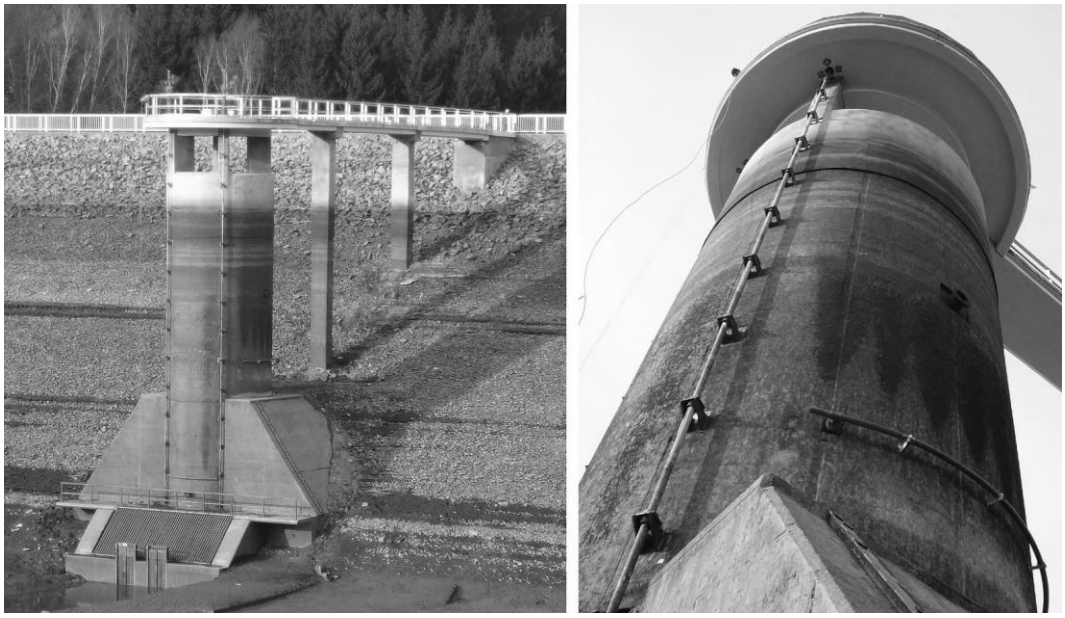


Abbildung 2: HWE-Turm mit Schiebergestänge (HWE=Hochwasserentlastung)

2 Messtechnische Bauwerksüberwachung

2.1 Bauwerksverhalten

Mit Beginn des Ersteinstaus 1975 wurden Kernbewegungen in luftseitiger Richtung festgestellt. Bereits nach einem Jahr betrug die luftseitige Auslenkung der mittleren Kernfelder an der Kernoberkante ca. 50 mm, nach fünf Jahren waren es im gleichen Bereich ca. 150 mm. Im weiteren zeitlichen Verlauf setzten sich die luftseitigen Kernbewegungen fort, allerdings mit einer immer geringeren Geschwindigkeit. Stauhöhenabsenkungen führten und führen zu fast unmittelbar einsetzenden Kernbewegungen in Richtung Wasserseite. Auf die Gründe für die Bewegungen wird im Kapitel 3 näher eingegangen.

2.2 Überwachungssystem/Messprogramm

Aufgrund des Dammaufbaus mit einem Betonkern als Dichtung und dessen großen Bewegungen kommt der Überwachung des Kerns seit der Inbetriebnahme eine große Bedeutung zu.

Neben dem Kern werden natürlich auch der Dammkörper, der Bereich Brücke/HWE-Turm und Zugangs-/HWE-Stollen nach Lage und Höhe überwacht. Außerdem erfolgen in den verschiedenen Bauwerksbereichen Sickerwasser- und Wasserstandsmessungen. In der folgenden Tabelle sind die wesentlichen Messverfahren mit normalem Messintervall bzw. mit angepasstem Messintervall für die Entleerung im Herbst 2013 dargestellt.

Tabelle 1 Messprogramm Talsperre Falkenstein - Auszug

Messverfahren	Mess-stellen	Messinter-vall normal	Messinter-vall Herbst 2013	überwachtes Bauteil
Beckenpegel	1	15 min	15 min	---
Sickerwasserabfluss	8	15 min	15 min	alle Bauteile
Schwimmlot (L)	2	15 min	15 min	Betonkern
Sickerlinienpegel	6	2 Wochen	1 Woche	luftseitiger Damm
Geometr. Alignement (L)	6	1 Monat	1 Woche	Betonkern
Inklinometer (L)	4	1 Monat	2 Wochen	luftseitiger Damm
Tachymetrie (L+H)	6	3 Monate	1 Woche	luftseitiger Damm
Tachymetrie (L)	1	3 Monate	1 Woche	HWE-Turm
Geometr. Nivellement (H)	41	3 Monate	1 Monat	alle Bauteile

(L)...Lagemessung, (H)...Höhenmessung

2.3 Ergebnisse im Herbst 2013

Der Abstau begann am 17.10.2013 und dauerte 24 Tage. Pro Tag wurde die Stauhöhe um etwa 0,8 m reduziert, insgesamt 18,8 m. Einige Tage vor Beginn des Abstaus, sowie etwa eine Woche nach dem Ende wurde jeweils das vollständige Messprogramm durchgeführt. Die im Folgenden dargestellten Deformationen traten alle im Zeitraum 14.10. bis 19.11.2013 auf. In Abbildung 3 sind die wasserseitigen Verschiebungen an der Kernoberkante dargestellt. Mit dem Geometrischen Alignement wurden maximal 18 mm gemessen.

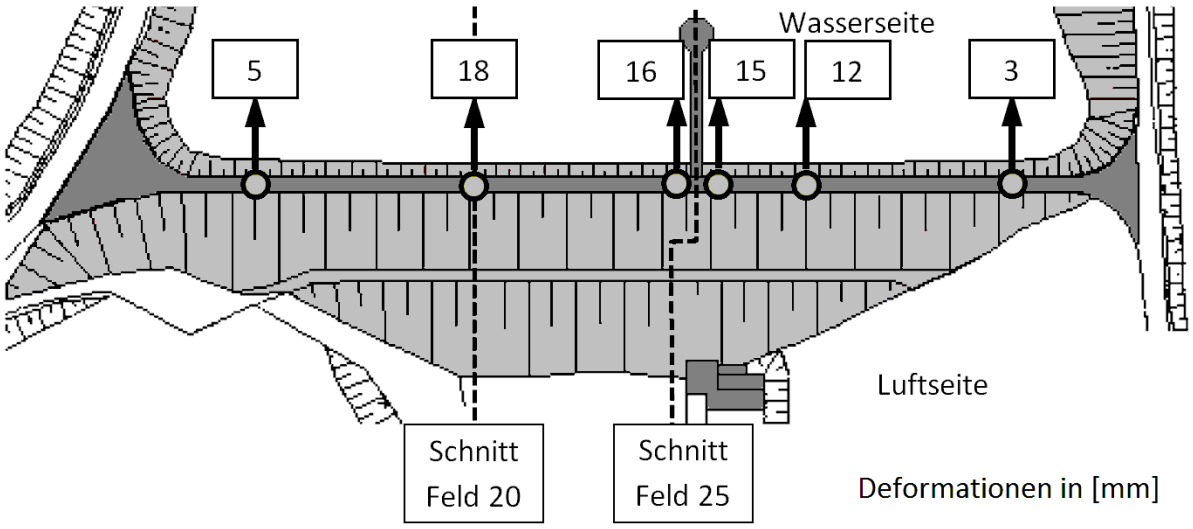


Abbildung 3: Horizontalverschiebungen an der Kernoberkante

In Abbildung 4 ist ein Schnitt durch das Feld 20 mit den dort aufgetretenen Horizontalverschiebungen und Setzungen dargestellt. Die hier vorhandenen Messpunkte sind im oberflächennahen Bereich des luftseitigen Dammes angeordnet. Eine Verbindung zum Betonkern besteht bei keinem der Punkte. Die größten Deformationen traten im kronennahen Bereich mit Verschiebungen von 19 mm bzw. Setzungen von 13 mm auf. Auf Höhe der Berme zeigten sich deutlich geringere Deformationen.

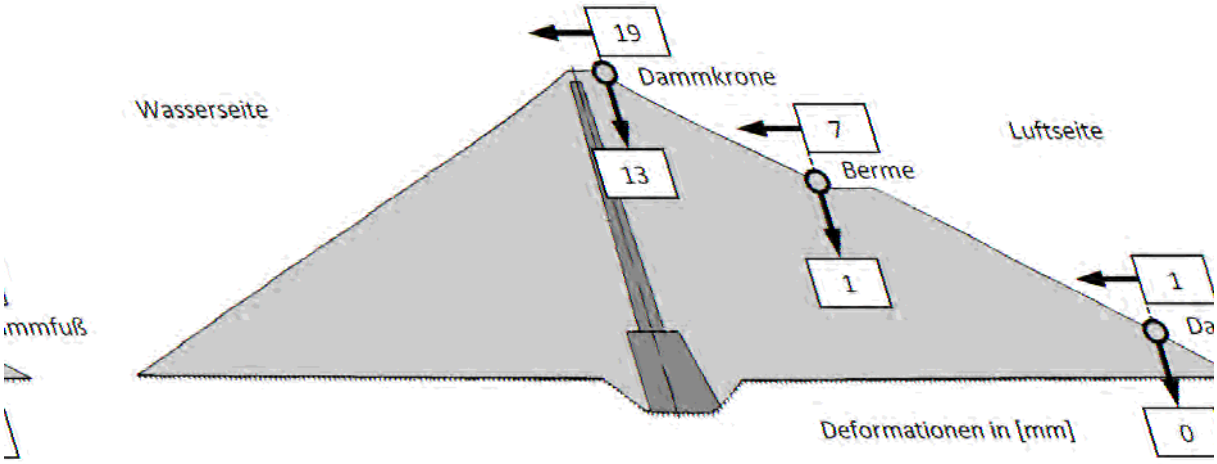


Abbildung 4: Schnitt Feld 20, Horizontalverschiebungen und Setzungen

Eine ähnliche Darstellung ist in Abbildung 5 vorhanden. Bei diesem Schnitt durch das Feld 25 ist zusätzlich noch ein Teil der Hochwasserentlastungsanlage abgebildet. Es ist zu erkennen, dass die Verschiebungen und Setzungen etwas geringer sind, als im Schnitt Feld 20. An der wasserseitigen Dammschüttung konnten außerdem am Widerlager bzw. an der Stütze Setzungen von etwa 10 mm festgestellt werden. Setzungen am Betonkern zeigten sich nicht. Die beim Abstau aufgetretene wasserseitige Bewegung des Kerns hat sich auch an der Fuge zwischen Widerlager und erstem Brückenelement deutlich bemerkbar gemacht. Sie hat sich um 14 mm geschlossen, während an den weiteren drei Fugen nur geringe oder keine Veränderungen auftraten.

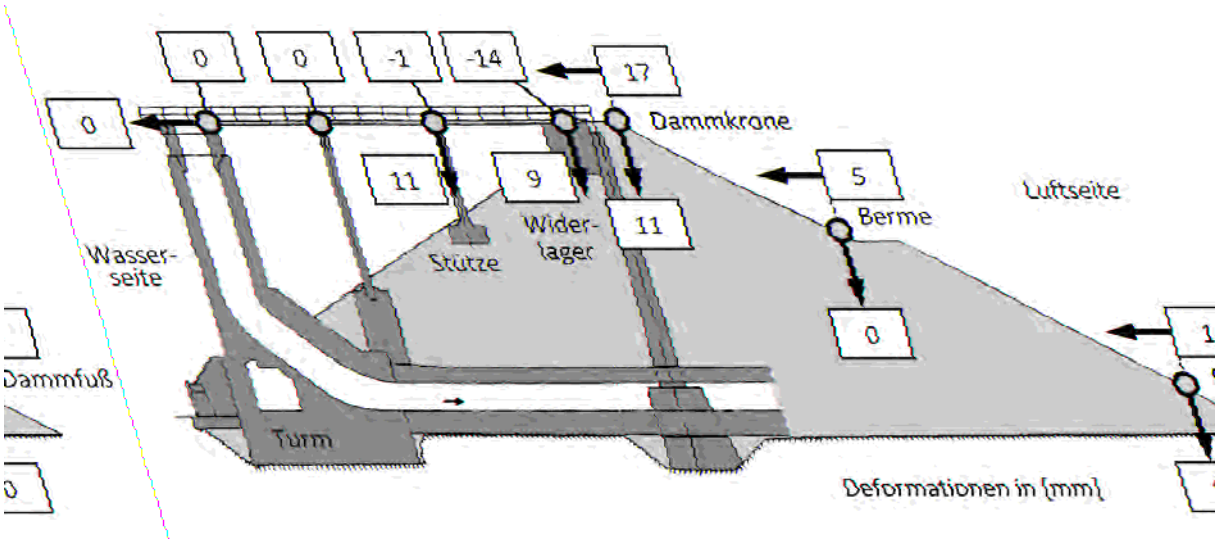


Abbildung 5: Schnitt Feld 25, Horizontalverschiebungen und Setzungen

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass die größten Verschiebungen in Richtung Wasserseite im kronennahen Bereich aufgetreten sind. Die größten Setzungen wurden im gleichen Bereich, sowohl luft- als auch wasserseitig des Betonkerns festgestellt.

2.4 Ergebnisvergleich 2013 mit 1997

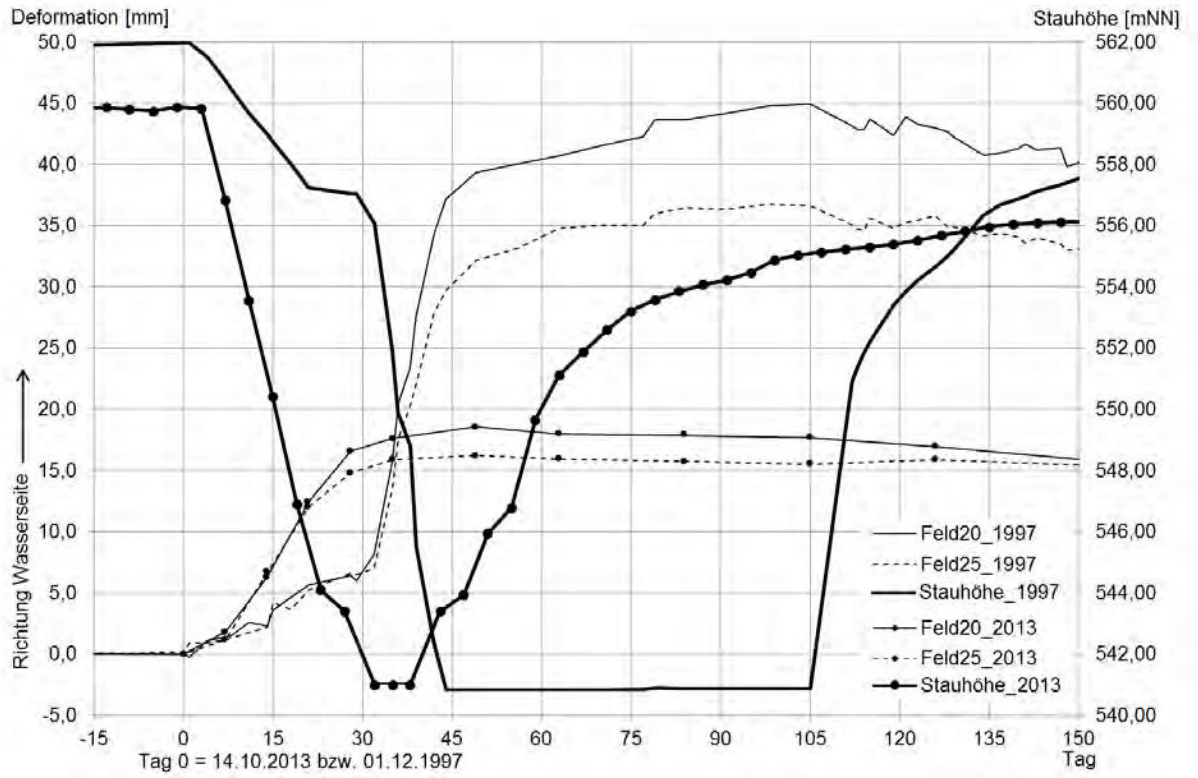


Abbildung 6: Vergleich Geometrisches Alignement 2013 und 1997

Wie schon erwähnt erfolgte bereits 1997 eine vollständige Entleerung der Talsperre. In Abbildung 6 sind die Horizontalverschiebungen an der Kernoberkante (gemessen mit dem Geometrischen Alignement) beider Zeiträume dargestellt. Wie dem Diagramm zu entnehmen ist, traten am Beispiel des Kernfeldes 20 1997 mit 45 mm mehr als doppelt so große Verschiebungen auf, wie 2013 mit 18 mm. Ein weiterer Unterschied ist bei der Stauhöhe vor Beginn des Abstaus zu erkennen: während 1997 bei 562,00 mNN begonnen wurde, erfolgte der Abstau 2013 ab einer Stauhöhe von 560,00 mNN. Auf den Einfluss dieser unterschiedlichen Ausgangsbedingungen wird im Kapitel 3 näher eingegangen.

In der folgenden Abbildung 7 werden die aufgetretenen Setzungen im Damm verglichen (gemessen mit dem Geometrischen Nivellement). Während sich 1997 der kronennahe Bereich der luftseitigen Dammschüttung knapp 35 mm gesetzt hat, wurden an gleicher Stelle 2013 nur 13 mm gemessen.

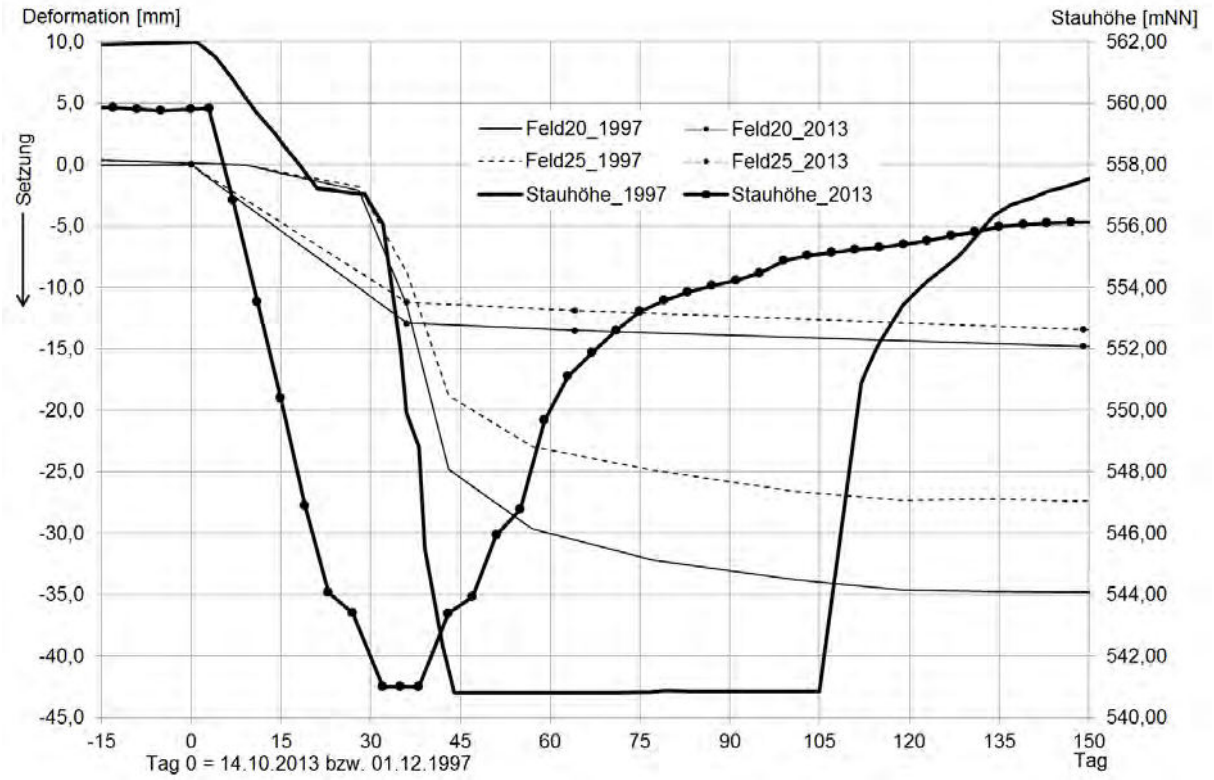


Abbildung 7: Vergleich Geometrisches Nivellement 2013 und 1997

3 Verformungs- und Tragverhalten

Die Gründe für das Verformungs- und Tragverhalten des Staudammes der Talsperre Falkenstein sind in den Materialeigenschaften der Dammschüttung zu suchen. Es handelt sich um Phyllit, ein silbrig- seidenartig glänzendes aus

Tonschiefer hervorgegangenes Ausgangsgestein, aus dem das eingebaute Material in den 1970er Jahren mittels Sprengverfahren gewonnen wurde. Es hat eine kantige, stückig-schiefrige bzw. plattige bis flachstängelige und blättrige Kornform. Beim Schütten regelt sich dieses Material ohne weiteren äußeren Einfluss zu einem wesentlichen Teil selbständig horizontal ein. Die Kornoberflächenbeschaffenheit ist vorzugsweise glatt, mit anhaftendem tonig-schluffigem Abrieb, der bei Feuchtigkeitszufuhr durch Sickerwasser rutschig-gleitend wird. Es hat die im Folgenden beschriebenen Eigenschaften.



Abbildung 8: Dammschüttmaterial

1970 wurde im Komplexen Baugrundgutachten ein Reibungswinkel φ=38° und eine Kohäsion des Stützkörpermaterials von ca. c‘=105 kN/m² experimentell mittels Kasten-Scherversuchen nachgewiesen. Diese wurde als scheinbare Kohäsion angesehen, die versuchstechnisch bedingt und nicht wirklich vorhanden war und deshalb damals nicht angesetzt wurde. Der erste Standsicherheitsnachweis für das Absperrbauwerk wurde 1972 in der Bauzeit nach dem damaligen Stand der Technik mit diesen Parametern erstellt.

Für spätere Berechnungen wurden die Versuche in den 1990er Jahren noch einmal ausgewertet. Es wurden jetzt auch Wertepaare von ca. φ=35° und c‘=40 - 45 kN/m² für Variantenberechnungen des Standsicherheitsnachweises verwendet. Diese Kohäsion des Schüttmaterials ist nicht vergleichbar mit der Kohäsion bindiger Böden; nur durch die Verzahnung der Körner bei Behinderung des Ausweichens wird im Innern des Dammes eine sog. geotechnische Kohäsion erzeugt.

Das ungewöhnliche Verformungsgeschehen zeigte sich schon bald nach dem Bau des Staudamms 1975. Die im kronennahen Bereich des Dammkörpers aufgetretenen Verschiebungen (bis 255 mm am Beton-Dichtungskern bei der Alignementsmessung in Feld 20) und ähnliche Setzungen führten in den 1990er

Jahren zu sichtbaren Schäden. Dies zog zahlreiche Untersuchungen nach sich. 1994 wurden in einer sekundärstatistischen Auswertung die relativ starken Horizontalverformungen in Verbindung mit Dammsetzungen als „Volumenkriechen“ beschrieben. Aus den Ergebnissen der Messungen zur Bauwerksüberwachung der vorangegangenen Betriebsjahre wurden bei Betrachtung eines Teilquerschnittes ohne den Fußpunkt des Dammes ca. 0,08% Volumenkriechen errechnet; diesen Einschätzungen stehen Werte aus vorangegangenen Untersuchungen über einen Zeitraum von ca. 15 Jahren nach Ersteinstau in der Größenordnung von 0,3% bis 0,6% gegenüber. Deswegen wurde 1995 eine Stauspiegelabsenkung um 1,5 m verfügt, um Sicherheitsreserven zu erhalten, Verschiebungen des Betonkerns zu vermindern, und Fehlstellen an den Fugenblechen zu vermeiden. Das abgesenkte Stauziel wurde bis Mitte 1997 gehalten.

Zwischen Sept. 1995 und Sept. 1996 wurde die Dammkrone rekonstruiert und einige ausgewählte undichte Feldfugen mit Plexilith abgedichtet, nachdem es an der Dammkrone starke Verformungen und Setzungen wegen der Verdrehung des Dichtungskerns gegeben hatte und, vermutlich weil die Kupferbleche in den Feldfugen in Mitleidenschaft gezogen worden waren, es zu einem Ansteigen der Sickerwassermengen gekommen war. Damit die Drainagewege nicht verstopften, wurden sie während der Verpressung gespült. Die Abdichtung war an vielen Stellen nicht erfolgreich, weil das Gel vom Spülwasser fortgespült wurde.

Auch nach dem Wiederhöherstau 1997 bestätigte sich nach den Verschiebungsmessungen die schon vorher getroffene Feststellung, dass der Trend zu bleibenden luftseitigen Verschiebungen durch die Staubeschränkung (abgesenkte Phase von rund 1100 Tagen um 1,5 m bis Mitte 1997) nicht aufgehalten werden konnte. Die Auswertungen zeigen deutliche Abhängigkeiten zwischen Laständerungen und Kernbewegungen. Schon bei geringen Absenkungen reagiert der Kern mit wasserseitig gerichteten Bewegungen, die bei entsprechender Stauhaltung in dieser Höhe nach wenigen Tagen wieder in den alten Trend zu luftseitigen Bewegungen umschlägt.

Um die Jahreswende 1997/98 wurde der Stausee für eine Reparatur des linken Talsperrenschiebers entleert. Während der Zeit der Absenkung wurden bisher nicht sanierte, d.h. nicht verfüllte Federschächte mit Plexilith-Gel nachgedichtet. Dabei wurden auch die horizontalen Fugen erreicht, so dass sich insgesamt ein guter Dichtungserfolg ergab. Dabei hat der Betonkern sofort auf die Laständerung mit wasserseitig gerichteten Verschiebungen reagiert. Es wurden an der Kernoberkante Verschiebungen bis 45 mm zur Wasserseite gemessen. Diesen Verschiebungen hat sich der Stützkörper angepasst und ist dabei in Dammkronenhöhe an der Luftseite bis 35 mm abgesackt. Der Einfluss dieser Verformungen

reicht bis Höhe Berme. Das wurde auch mit einer FE-Berechnung nachvollzogen (siehe Abbildung 9).

Der Abschlussbericht des Sonderstauprogramms/Probestaus hatte zum Ergebnis, dass aufgrund der Auswertung und Beurteilung der Messwerte keine unmittelbare Gefahr für die Sicherheit der Talsperre bestand. Die Talsperre konnte somit wieder voll eingestaut werden. Es fehlte jetzt noch eine Anpassung des Standsicherheitsnachweises an die neue DIN 19700, die in dieser Zeit neu verfasst wurde und im Entwurfsstadium vorlag. Deswegen wurde 2001 ein externer Sachverständiger damit beauftragt, einen Standsicherheitsnachweis unter Verwendung der bisher bekannten Scherparameter zu führen. Der Damm erwies sich in einzelnen Lastfällen als nicht standsicher. Böschungsbruch war möglich, wenn das Stützkörpermaterial kohäsionslos ist wie angenommen werden musste. Die ungünstigsten Gleitkreise liegen fast alle in der Nähe oder auf der äußeren Böschung.

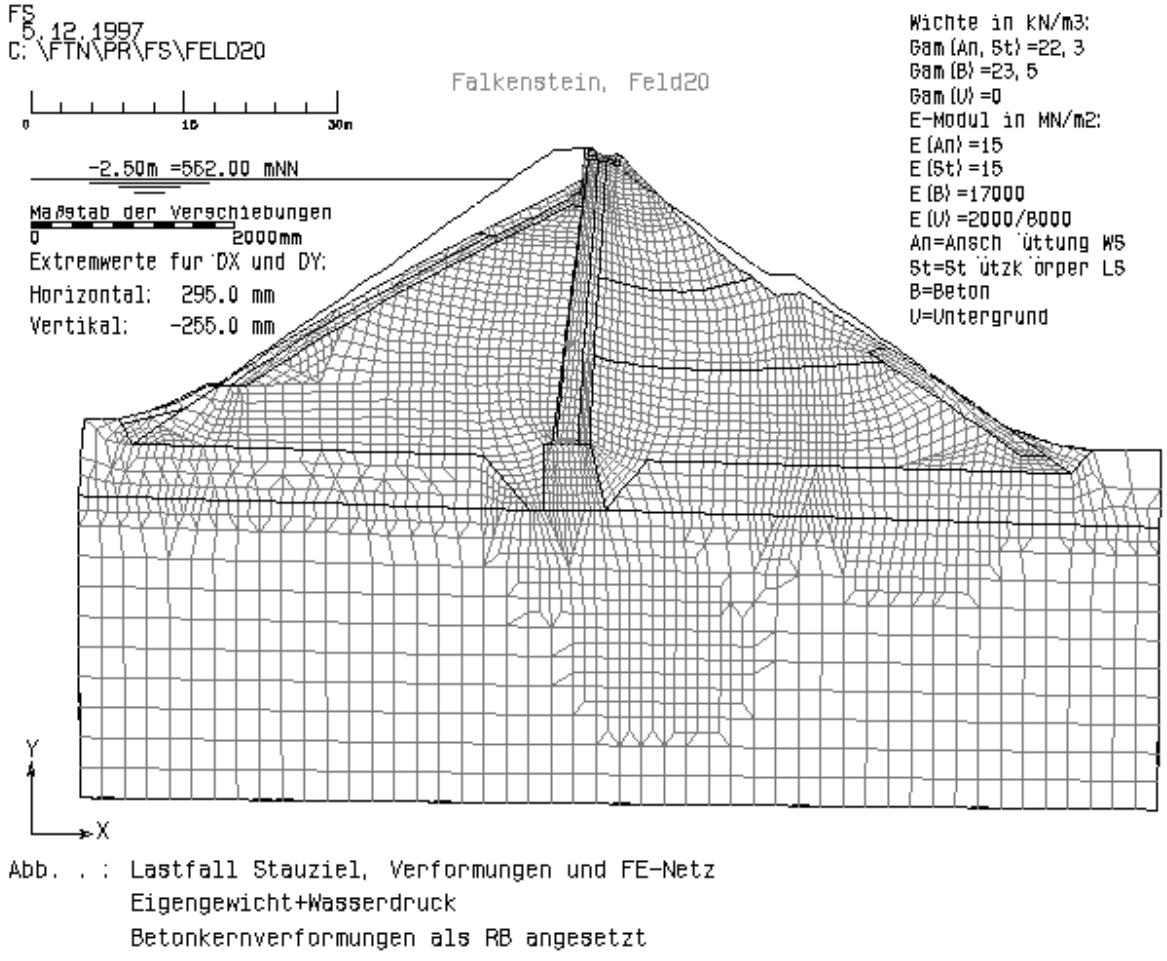


Abbildung 9: FE-Modell: Verformungen (in überhöhtem Maßstab)

Im Lastfall Sicherheitserdbeben gibt es sogar mit Ansatz von Kohäsion schon Böschungsbruch an der Wasserseite. Weitere Defizite gibt es beim Tangensvergleich an dem oberen steilen Stück der wasserseitigen Böschung, die 1:1,4 geneigt ist.

Wegen dieser Standsicherheitsprobleme und des Verformungsverhaltens wurde die erste Vertiefte Überprüfung (VÜP) innerhalb der LTV an der Talsperre Falkenstein begonnen, deren Kernbestandteil 2002 eine Verhaltensanalyse war. Diese hatte u. a. zum Ergebnis, dass die messbare Kronenverschiebung mit einer großen Genauigkeit vorhergesagt werden kann, jedenfalls solange es keine großen Stauspiegeländerungen gibt. Die Verformung des Betonkerns würde weiter zunehmen, ohne einen Grenzwert zu erreichen, wenn die Talsperre voll eingestaut bliebe. Die Totalabsenkung 1997/98 hatte die Verformung nur verzögert, aber nicht aufgehalten - sie ist bleibend um ca. 25 bzw. 30 mm niedriger als sie ohne Absenkung wäre. Beim Abstau 1997/98 hat sich das Dammschüttmaterial verfestigt, so dass danach beim Wiedereinstau geringere Verformungen aufgetreten sind. Bezüglich der Standsicherheitsberechnungen ergab die VÜP, dass eine geotechnische Kohäsion von (nur) 11 kN/m² erforderlich wäre, um alle Lastfälle normgerecht nachweisen zu können.

Für die Talsperre wird Ende 2003 als Ergebnis der VÜP eine Stauzielbeschränkung um 2 m (von 562,00 auf 560,00 mNN) verfügt. Durch die Absenkung wird die Standsicherheit allgemein, besonders aber in den Lastfällen Erdbeben und Versagen der Dichtung und Drainage, positiv beeinflusst. Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit des Bauwerks sollten gleichzeitig verbessert werden, indem durch eine geringere Belastung die Deformationsgeschwindigkeit des Betonkerns verringert wird und die noch vorhandenen Verformungsreserven der Fugendichtungsbleche somit langsamer aufgezehrt werden. Diese Maßnahme hatte unerwarteten durchschlagenden Erfolg: Die Horizontalverformungen hörten praktisch vollständig auf. Das gesamte Verformungsgeschehen beruht demnach nur auf der Wasserlast aus den oberen zwei Metern der hydrostatischen Belastung. Deswegen gab es auch beim Abstau 2013 sehr viel geringere Horizontalverschiebungen zur Wasserseite als 1997.

Damit war das Problem der nicht nachgewiesenen Standsicherheit aber noch nicht für alle Lastfälle gelöst, so dass ein neues Kennwertgutachten beauftragt werden musste, um zusätzliche verborgene Reserven auszuloten.

Bei den Aufschlussbohrungen von 2006 zur Materialgewinnung für die neue Kennwertermittlung und einen neuen Sickerlinienpegel zeigten sich im Dammkörper geringmächtige Zwischenlagen mit erhöhtem Feinkornanteil und etwas niedrigeren Scherfestigkeiten, die allerdings schon vorher bekannt waren. Diese

sind zwar nicht durchgängig bzw. einheitlich über den gesamten Dammquerschnitt vorhanden, aber sie begünstigen die Dammverformungen.

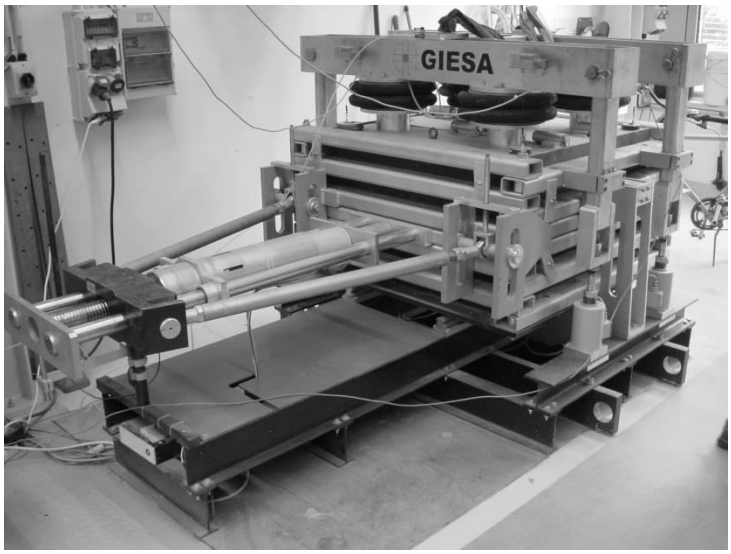


Abbildung 10: Großschergerät (HTW Dresden)

Die Laborversuche an dem Aushubmaterial (siehe Abbildung 8) wurden in Dresden mit einem 1m*1m großen Scherkastenprüfgerät (Abbildung 10) ausgeführt. Sie ergaben die Kennwerte: Steinschüttung (Stützkörper) cal φ´ =35,3°, cal c´ =17,6 kN/m² und dazu abgeminderte Kennwerte für die Tragwiderstandsbedingungen B und C. Damit konnte 2009 endlich der Standsicherheitsnachweis für alle Lastfallkombinationen nach DIN 19700 vollständig und abschließend geführt werden.

Autoren:

Dipl.-Ing.(FH) Sven Fleischhauer

Landestalsperrenverwaltung
des Freistaates Sachsen

Bahnhofstraße 14
01796 Pirna

Tel.: +49 3501 796 451
E-Mail: sven.fleischhauer
@ltv.sachsen.de

Dr.-Ing. Markward Hoffmann

Landestalsperrenverwaltung
des Freistaates Sachsen

Bahnhofstraße 14
01796 Pirna

Tel.: +49 3501 796 364
E-Mail: markward.hoffmann
@ltv.sachsen.de

Technische Universität Dresden – Fakultät Bauingenieurwesen
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

38. Dresdner Wasserbaukolloquium 2015
„Messen und Überwachen im Wasserbau und am Gewässer“

Bodenverflüssigung und Deiche

Maria Krumb
Leo Zwang
Martin van der Meer
Uli Zimmermann
Till Singhal-Bohrmann

Bei den Sturmfluten von 1953 an der niederländischen, englischen und teilweise auch belgischen Küste und 1962 an der deutschen Nordseeküste kam es jeweils zu einer verheerenden Flutkatastrophe. Bei diesen Katastrophen wurden nie vorher gemessene Pegelstände registriert, und das nicht nur an der Küste, sondern auch an den Unterläufen der Flüsse und deren kleineren noch ungesicherten Nebenflüssen.

Die Katastrophe von 1953 wurde in den Niederlanden zum Auslöser eines beispiellosen Hochwasserschutzprogramms, des Delta-Plans. Die niederländische Küste wurde durch die Anlage von Hunderten Kilometern neuer Deiche befestigt und die breiten und tiefen Mündungen von Maas und Schelde mittels Schleusen und Wehren von der See abgeriegelt.

Bereits nach der Hollandsturmflut waren die für den deutschen Küstenschutz verantwortlichen Stellen zu dem Schluss gekommen, dass die Küstenschutzanlagen an der deutschen Nordseeküste einer dringenden Überarbeitung und Verstärkung bedurften. Zum Zeitpunkt der Sturmflut 1962 war das Küstenschutzprogramm jedoch noch bei weitem nicht abgeschlossen. Wichtigstes Element des Küstenschutzprogramms war die Erhöhung und Verstärkung der Deiche sowie ihre konstruktive Anpassung.

Bei der Wartung der holländischen Deiche wurde die Bodenverflüssigung als großes Problem erkannt. Es ist ein bekanntes Phänomen in den südwestlichen Teilen der Niederlande. Seit Sicherheitsabschätzungen begonnen haben, die auf offiziellen Richtlinien basieren, scheint es, dass viel mehr Deiche die Sicherheitsnormen für Bodenverflüssigung nicht erfüllen. Seit 1997 sind die Deiche in drei offiziellen Sicherheitsabschätzungen geprüft worden. Obwohl sich die Richtlinien nicht geändert haben, ist die Anzahl der Deiche, die nicht sicher sind, gewachsen. Eines der Probleme ist das akzeptierte Risiko für Bodenverflüssigung, das aufgrund der hohen Sicherheitsstandards in den Niederlanden sehr niedrig angesetzt wird. Für die Bewertungen wird ein empirisches Wahrscheinlichkeitsverfahren zur Risikoermittlung verwendet. Für die Gewinnung der notwendigen Informationen sind Untersuchungen wie CPT und Bohrungen nötig. Wenn diese oder vergleichbare Daten fehlen, ist es unmöglich eine Sicherheitsbewertung vorzunehmen, was während der ersten und zweiten offiziellen Sicherheitsabschätzungen der Fall war.

In diesem Paper wird weiterhin ein Vergleich zwischen den deutschen und niederländischen Sicherheitsbeurteilungsmethoden für Bodenverflüssigung einschließlich der anerkannten Messverfahren und Entwicklungen angestellt.

Stichworte: statische Bodenverflüssigung, Deich, Böschung

1 Statische Bodenverflüssigung

Bodenverflüssigung ist ein Phänomen, bei dem sich der Scherwiderstand des Bodens unter statischer, zyklischer oder dynamischer Lasteintragung verringert, wobei das Volumen konstant bleibt. Der Boden unterliegt dabei einer sehr großen gerichteten Scherverformung (Fließen des Bodens), bis die Scherspannungen so niedrig oder niedriger als der reduzierte Scherwiderstand sind (Poulos et al. 1985).

Statische Bodenverflüssigung beschreibt eine Form der Bodenverflüssigung, bei der ein locker gelagerter Sand undrainiert unter konstanter Last versagt. Diese Form des Versagens ist ein maßgeblicher Faktor für die Stabilität von Böschungen, wenn diese aus lockergelagerten, wassergesättigten Sanden bestehen. Kontrolliert wird dieser Mechanismus durch das Spannungsverhältnis (stress ratio, η) im Boden. Um das Spannungsverhältnis zu erhöhen, muss entweder, die Deviatorspannung erhöht werden (z.B. durch Böschungsversteilung am Fuß als Folge von Erosion) oder die effektiven Hauptspannungen werden verkleinert als Folge erhöhter Porenwasserdruckspannungen. In beiden Fällen kann eine statische Verflüssigung eintreten, wenn der Boden locker genug gelagert und voll gesättigt ist (Jefferies and Been, 2006).

2 Geologie des Deltagebietes in Südholland

Um die Problematik der Verflüssigungsphänomene in den Niederlanden zu verstehen, muss ein kurzer Blick auf die Geologie geworfen werden. Die locker gelagerten Sande sind das Ergebnis irregulärer Sedimentationsprozesse in den Deltagebieten als Folge der Tideneinflüsse. Die locker gelagerten Sande sind Teil des Holozän und etwa 10 000 Jahre alt. Sie werden von Tonen und Torfen überlagert.

Das Problem der Verflüssigung entsteht durch die Erosionswirkung der Flüsse. Der Erosionsprozess entwickelt sich abhängig von den jeweiligen lokalen Bedingungen. An manchen Stellen wurde ein Erosionsfortschritt von 0,1 bis 0,5 m pro Jahr gemessen. Durch diese Erosion vertieft sich das Flussbett zunehmend und die Böschungen werden steiler, wodurch sich das Risiko für eine potentielle Verflüssigung vergrößert.

3 Management der Gezeitenrisiken in den Niederlanden

3.1 Einleitung

Um die Niederlande gegen Überflutungen zu schützen, existieren Wasserschutzsysteme entlang der Küste, den Flussmündungen und Flüssen. Die Unterwasserböschungen der Deiche bestehen oft aus locker gelagerten Sandschichten, die anfällig für Bodenverflüssigung sein können. Bodenverflüssigung kann zu großflächigen Fließrutschungen und Deichversagen führen.

Für das Auftreten einer Bodenverflüssigung ist ein Trigger erforderlich. Erfahrungsgemäß ist der wichtigste Trigger die mit Erosion verbundene Versteilung der Unterwasserböschung. Dieser Effekt ist besonders relevant für das Deltagebiet im Südwesten der Niederlande. Auch seismische Erschütterungen im Zusammenhang mit Gasfeldexploration können als Trigger wirken. Dieser Einfluss ist Gegenstand aktueller Forschung im Norden der Niederlande, wo große Explorationsgebiete für Gas bestehen. In diesem Artikel wird der Fokus auf dem Effekt der Bodenverflüssigung aufgrund von Erosion, der auch als „statische“ Verflüssigung bezeichnet wird, liegen.

3.2 Historische Entwicklung

Der Südwesten Hollands weist ein Gezeitensystem auf, dass sich in den letzten Jahrhunderten drastisch verändert hat. In Abbildung 1 werden Karten der letzten zwei Jahrhunderte gezeigt.

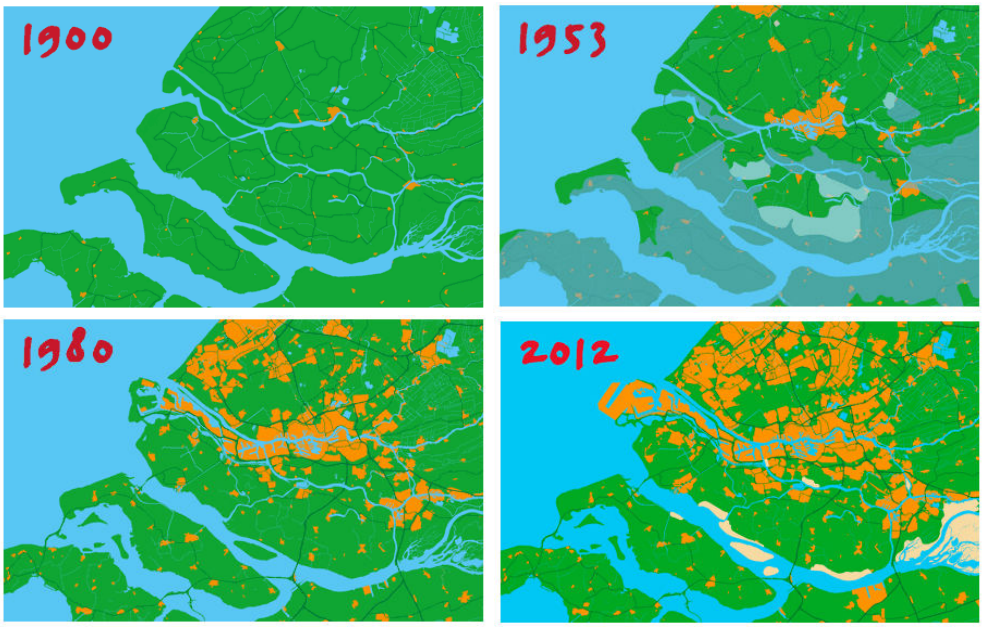


Abbildung 1 Historische Entwicklung des Südwestens Hollands
Quelle http://www.deiningindedelta.nl/dwalen_door_de_tijd/

In den Karten ist erkennbar, dass vor allem zwischen 1800 und 1900 dem Meer große Landflächen abgerungen wurden. Nach 1900 wuchs die Population rasch, was zu dicht besiedelten Gebieten entlang der Küste und Flüsse führte. Eine andere wichtige Veränderung war der Bau der Deltawerke. Diese sind ein System von Sturmflutbarrieren, die nach der verheerenden Flut von 1953 errichtet wurden. Einen Überblick über diese Barrieren gibt Abbildung 2.



Abbildung 2 Deltawerke, Quelle http://www.deltawerken.com



Abbildung 3 Leendert Abrahampolder, Oosterschelde, März 1966.

Im Südwesten der Niederlande ereigneten sich zahlreiche Fließrutschungen. Ein Beispiel ist in Abbildung 3 gezeigt.

3.3 Risikoeinschätzung

Damit eine statische Verflüssigung eintreten kann, müssen zwei Grundlagen erfüllt sein. Erstens muss ein wassergesättigter, lockergelagerter Sand anstehen und zweitens wird ein Auslöser der Verflüssigung benötigt. Bei den hier untersuchten Böschungen wurde beides untersucht und kartiert. Dabei wurde die Lagerungsdichte untersucht und die durch Erosion entstehende Versteilung der Fußböschung als Trigger verstanden.

Karten der Gefährdung für Bodenverflüssigung

Um das Deichverhalten entlang der Gezeitenströme einschätzen zu können, wurden Bodenuntersuchungen (CPTs) durchgeführt und die Bereiche festgestellt, in denen verflüssigungsfähige Böden anstehen. Ein Beispiel einer solchen Verflüssigungsgefährdungskarte ist in Abbildung 4 gegeben.

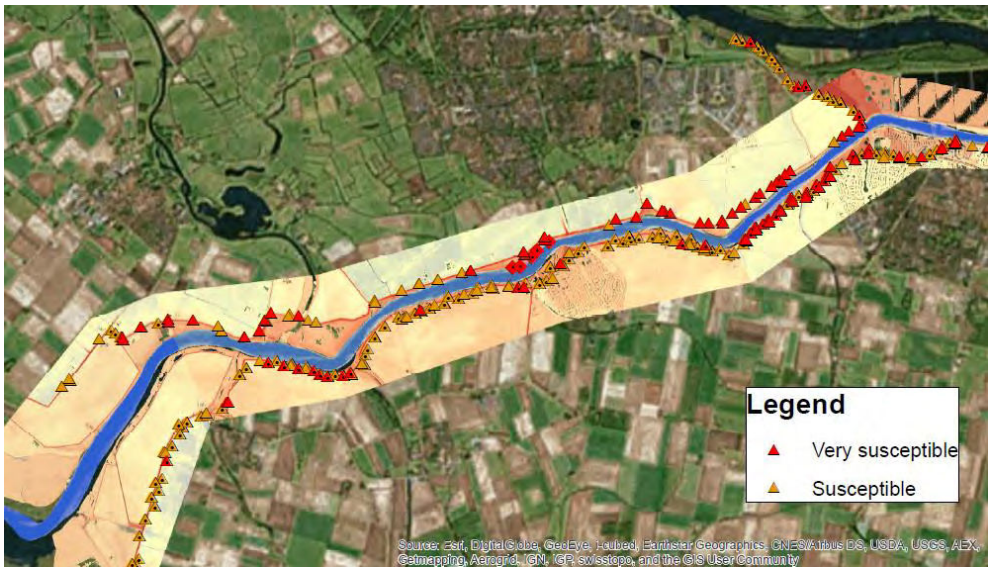


Abbildung 4 Verflüssigungsgefährdungskarte

Erosionskarten

Auf der Grundlage periodischer Sondierungen des Flussbetts wurden Bereiche signifikanter Erosion der Flussufer identifiziert. Ein Beispiel für eine Erosionskarte ist in Abbildung 5 dargestellt.

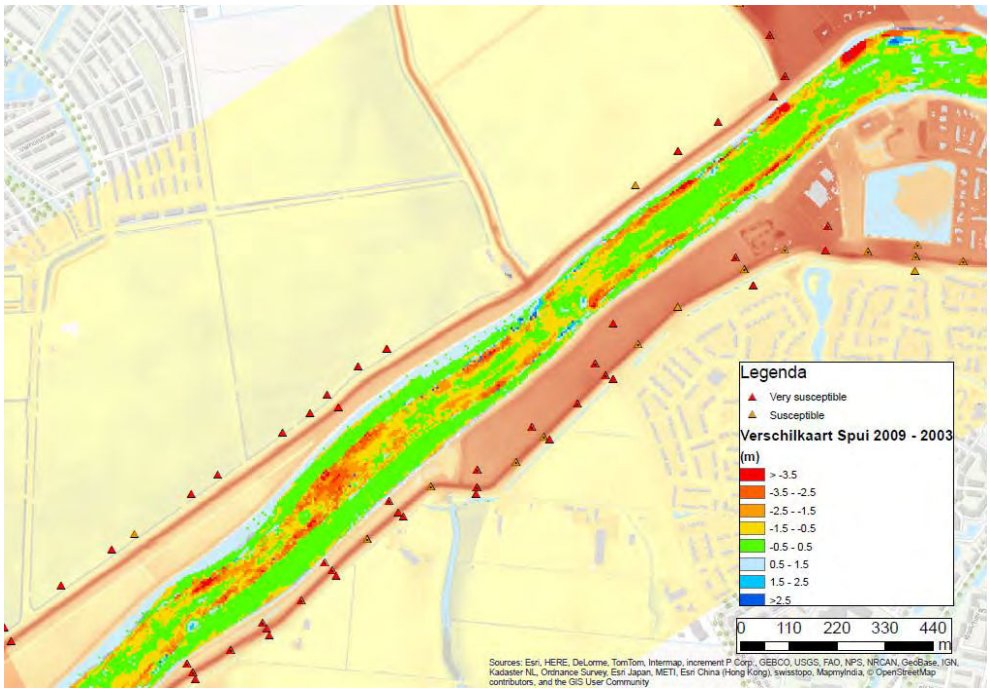


Abbildung 5 Beispiel für eine Erosionskarte

Beurteilung

Durch Kombination dieser hochqualitativen Datensätze werden Risikokarten erstellt und Regionen, wo regulierende Maßnahmen ergriffen werden sollten, bestimmt.

Für die Beurteilung wurde eine Wahrscheinlichkeitsanalyse durchgeführt. In dieser Analyse wurde die Wahrscheinlichkeit der Beschädigung des Deiches bestimmt und mit der zulässigen Wahrscheinlichkeit der Beschädigung des Deiches verglichen. Die Wahrscheinlichkeit der Überflutung ist das Produkt der Wahrscheinlichkeiten dreier Ereignisse, wobei das Risiko einer Beschädigung des Deiches das Produkt der ersten beiden Ereignisse darstellt:

- Die Wahrscheinlichkeit, dass eine Fließrutschung eintritt
- Die bedingte Wahrscheinlichkeit, dass eine Fließrutschung den Deich erreicht, gesetzt eine Bodenverflüssigung tritt ein
- Die Wahrscheinlichkeit, dass eine Hochwassersituation eintritt, bevor die Beschädigung des Deiches durch eine Fließrutschung repariert ist

Wie diese Wahrscheinlichkeiten ermittelt wurden, wird im Folgenden ausgeführt.

- **Wahrscheinlichkeit, dass eine Fließrutschung eintritt**

Die Berechnung der Wahrscheinlichkeit, dass eine Fließrutschung eintritt, basiert auf einer Datenbank gemeldeter Fließrutschungen im Südwesten der Niederlande.

$$P(zv) = \left(\frac{H_r}{25m}\right)^2 \times \left(\frac{3.5}{\cot \alpha_r}\right)^6 \times \left(\frac{1}{10}\right)^{10\times(R_e-0,4)} \cdot 0.1/km/Jahr \qquad [\text{-/km/Jahr}] \qquad (1)$$

H_r	= fiktive Höhe der Böschung	[m]
$\cot \alpha_R$	= Kotangens des fiktiven Böschungswinkels	[-]
R_e	= niedrigster Wert der durchschnittlichen spezifischen Dichte über 3 m	[-]

- **Bedingte Wahrscheinlichkeit, dass eine Fließrutschung den Deich erreicht, gesetzt eine Bodenverflüssigung tritt ein**

Eine Fließrutschung ist nur relevant für die Wasserschutzfunktion, wenn sie den Deich erreicht. Das Schadensprofil stützt sich ebenfalls auf eine Datenbank gemeldeter Fließrutschungen im Südwesten der Niederlande. Die Wahrscheinlichkeit, dass eine Fließrutschung den Deich beschädigt, basiert auf einer statistischen Analyse dieser Daten.

Die Länge des Versagensprofils ist in Abbildung 6 schematisch dargestellt.

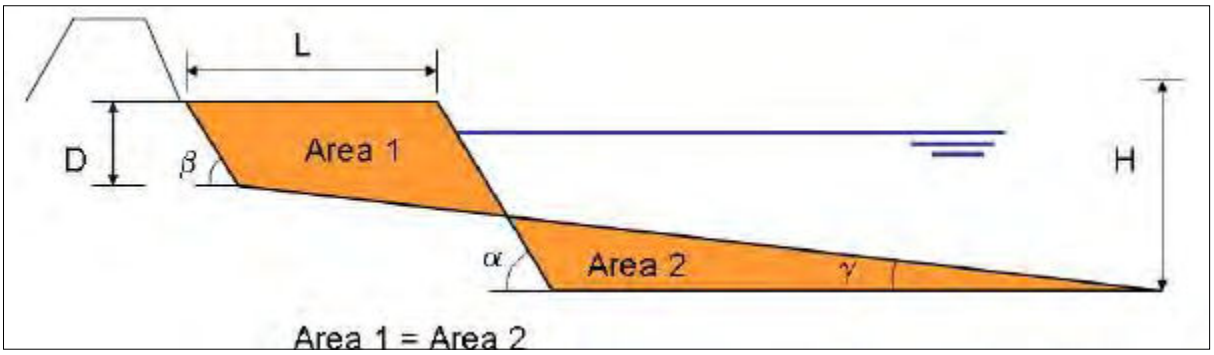


Abbildung 6 Länge des Versagensprofils

Das Versagensprofil wird durch die folgenden Parameter bestimmt:

cot(γ) = untere Böschung des Profils nach der Fließrutschung [-]

cot(α) = Böschung des Profils vor der Fließrutschung [-]

cot(β) = obere Böschung des Profils nach der Fließrutschung [-]

c = Verhältnis von Fläche A1 zu Fläche A2 (A1=cA2, c=1, während des Fließens) [-]

H = Höhe der Böschung vor dem Versagen (entspricht in etwa der Tiefe des Flusses) [m]

D = Höhe des steilen Teils des Versagensprofils [m]

Von den drei unbekannten Parametern β, γ und D, ist der Einfluss der Unsicherheit des Parameters γ auf die berechnete Ausdehnung der Fließrutschung dominant. Daher wird nur die Unsicherheit dieses Parameters für die Berechnung der Wahrscheinlichkeit der Überschreitung der zulässigen Länge des Schadensprofils verwendet. Basierend auf der statistischen Analyse von Fließrutschungen im

Südwesten Hollands wird eine Normalverteilung für diesen Parameter angenommen mit $E_{\cot(\gamma)}$ =15,9 und $\sigma_{\cot(\gamma)}$ =4,6.

Die Zuverlässigkeitsfunktion kann nun definiert werden:

$$Z = L_{zulässig} - L \tag{2}$$

L	= Länge des Schadensprofils	[m]
$L_{zulässig}$	= zulässige Länge des Schadensprofils	[m]

Die Wahrscheinlichkeit, dass bei einer Fließrutschung das Schadensprofil länger ist als zulässig, kann folgendermaßen bestimmt werden:

$$P(L > L_{zulässig} \mid ZV) = P(Z < 0) = \Phi(-\beta) \quad [-]$$

Wahrscheinlichkeit, dass eine Fließrutschung den Deich erreicht

Die Wahrscheinlichkeit der Beschädigung des Deiches wird nun ermittelt:

$$P(Damage\ to\ ZV) = P(ZV)_{rep} \cdot P(L > L_{zulässig} \mid ZV) \quad [-/Jahr] \tag{3}$$

P(Damage to ZV)	= Wahrscheinlichkeit einer Beschädigung des Deiches durch eine Fließrutschung	[-/Jahr]
P(ZV)	= Wahrscheinlichkeit einer Fließrutschung	[-/Jahr]
$P(L>L_{zulässig}\|ZV)$	= Wahrscheinlichkeit, dass bei einer Fließrutschung das Schadensprofil den Deich erreicht	[-]

- **Wahrscheinlichkeit einer Hochwassersituation bevor die Beschädigung des Deiches durch eine Fließrutschung repariert ist**

Das Eintreten einer Fließrutschung steht nicht in Beziehung zu einer Hochwassersituation. Studien der vergangenen Fließrutschungen scheinen im Gegenteil zu belegen, dass diese eher eintreten, wenn der Wasserspiegel fällt. Nur wenn eine Hochwassersituation eintritt, bevor die Beschädigung des Deiches durch eine Fließrutschung repariert ist, wird dies zu einer Überflutung des Hinterlandes

führen. Daher kann die Wahrscheinlichkeit der Überflutung aufgrund einer Fließrutschung wie folgt bestimmt werden:

$$P(\text{Überflutung wegen ZV}) = P(ZV) \cdot P(L > L_{zulässig} \mid ZV) \cdot P(H > H_{Schadensprofil}) \quad \text{[-/Jahr]} \tag{4}$$

P(Überflutung wegen ZV) = Wahrscheinlichkeit der Beschädigung des Deiches durch eine Fließrutschung [-/Jahr]

P(ZV) = Wahrscheinlichkeit einer Fließrutschung [-/Jahr]

$P(L>L_{zulässig}|ZV)$ = Wahrscheinlichkeit, dass das Schadensprofil des Deich erreicht, wenn die Fließrutschung eintritt [-]

$P(H>H_{Schadensprofil})$ = Wahrscheinlichkeit eines Hochwassers höher als die verbleibende Deichhöhe während der Reparaturzeit des Deiches [-]



Abbildung 7 Beispielergebnisse einer Karte zur Analyse von Fließrutschungsabschätzungen

3.4 Maßnahmen zur Risikominderung

Für Bereiche, in denen die berechnete Überflutungswahrscheinlichkeit größer ist als die nach niederländischem Recht zulässige Versagenswahrscheinlichkeit, werden risikomindernde Maßnahmen ergriffen. In diesem Fall werden die Unterwasserböschungen mit Verkleidungen aus Bewehrungssteinen geschützt.

3.5 Forschung und Entwicklung

Neben Risikominderung wird die Erforschung der Bodenverflüssigung betrieben. Im Scheldedelta wurde ein großräumiger Verflüssigungsversuch vorbereitet. Dieser Test fand im September 2014 statt.

4 Vergleich und Ausblick

Es wurde durch Gönnert et al. (2012) eine umfangreiche Studie zu den Rahmenbedingungen des Küstenschutzes in den sturmflutgefährdeten Regionen der Nordseeanrainerstaaten erstellt. Diese umfasst die gesetzlichen Grundlagen, die Bemessungsverfahren und ihre Sicherheitsstandards sowie Angaben zum Klimazuschlag sowohl derzeit als auch für die zukünftige Bemessung.

Die Abbildung 8 zeigt, dass die Sicherheitsstandards in Dänemark und Großbritannien relativ niedrige Standards haben, im Vergleich zu den Niederlanden und auch Belgien. Schaut man sich jedoch die Standards für die Bereiche von Großstädten bzw. Ballungsräumen an, sind sie ähnlich hoch.



Abbildung 8 Internationaler Vergleich der Küstenschutzstrategien der Nordseeanrainerstaaten heute (GÖNNERT et al. 2012)

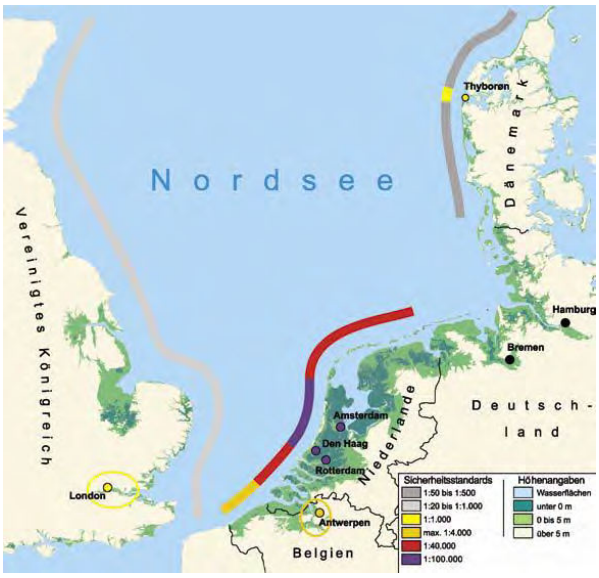


Abbildung 9 Internationaler Vergleich der zukünftigen Küstenschutzstrategien der Nordseeanrainerstaaten (GÖNNERT et al. 2012)

Die Klimaänderung wird in allen Ländern als Herausforderung der Zukunft betrachtet. Somit wird überall geprüft, mit welchen Konzepten und Klimazuschlägen ihr begegnet werden kann. Abbildung 9 zeigt die zukünftigen Entwicklungen in den zum Vergleich herangezogenen Ländern. Während Großbritannien,

Dänemark und Belgien ihre Sicherheitsstandards beibehalten, heben die Niederlande ihren Standard deutlich an. In der Konsequenz bedeutet ein Beibehalten der Sicherheitsstandards, dass in Anpassung an den steigenden Meeresspiegel und zunehmende Sturmaktivität die Küstenschutzbauwerke erhöht werden bzw. weitere Anpassungsstrategien durchgeführt werden, um den angegebenen Standard zu erhalten.

Die Niederländer müssten ihren Küstenschutz erheblich ausbauen, um den Anforderungen, die aus der Klimaänderung und den erhöhten Sicherheitsstandards resultieren, gerecht werden zu können. Der sehr hohe Sicherheitsanspruch der Niederlande begründet sich durch die Lage der großen Städte: Rotterdam, Den Haag und auch Amsterdam liegen zu großen Teilen unterhalb des Meeresspiegels (siehe Abb. 8 und Abb. 9).

Vergleicht man die geologische Situation an der deutschen Nordseeküste mit den untersuchten Deltagebieten in Südwestholland, gibt es grundlegende Unterschiede.

Die Deutsche Bucht, mit relativ flachem Wasser, welches ca. 50 km in die Nordsee hinaus ragt, schützt die deutsche Küste (Wattenmeer). Dieses Gebiet war das Schüttungsdelta des Rheins und der Weser, und ist daher sandig dominiert. Die Überflutung dieser 50 km Material fand aber erst vor ca. 10.000 Jahren statt, und ist als südliche Randauswirkung der Entstehung des Wiking- und des Nordsee-Grabens zu interpretieren. Infolge dessen entwickelte sich das Deutsche Wattenmeer, mit einem sehr flachen Gradienten zur See hin. Dies dient heute als "Puffer", so dass energetisch und aufgrund des Sedimentationsraumes, die holländischen Probleme in der oben geschilderten Form nicht auftreten. In Südwest-Holland hat sich die holozäne Tektonik nicht mehr so ausgewirkt, so dass dort heute schneller tieferes Wasser zur Nordsee hin auftritt. Demzufolge hat die holländische Küste - außer in Friesland - kein Wattenmeer.

Flüsse, wie z.B. die Elbe haben, auf Grund der flachen Mündungen, relativ geringe Fließgeschwindigkeiten. Die Elbe hat weiterhin eine kürzere Flut- als Ebbephase und damit höhere Fließgeschwindigkeiten flussaufwärts, infolge derer viel Material in die Elbe transportiert wird. Während des Wasserrücklaufs der Ebbe wird dieses Material abgelagert und nicht mehr zurücktransportiert. Dies führt effektiv zu Ablagerungsprozessen und nicht zur Erosion im Flussbett. Außerdem wird die Fließgeschwindigkeit zusätzlich durch das durch Ausbaggern tiefergelegte Flussbett im Hamburger Hafen und der Fahrrinne abgemindert, wodurch die Sedimentation zusätzlich verstärkt wird. Infolgedessen müssen Fahrrinne und Hafenbecken beständig weiter ausgebaggert werden. (BAW, 2002).

Die Ton- und Torf-Folgen gibt es in der Deutschen Bucht auch, - als Zeugen einer Elbe-Sedimentation. Nur sind diese Folgen seit knapp 10.000 Jahren geflutet, zum Großteil erodiert oder durch jüngere Sande überdeckt.

Zusammenfassend kann gesagt werden, dass Böschungsverflüssigung, wie die an holländischen Deichen, an der deutschen Küste und Zuflüssen keine Rolle spielt, da die Bedingungen dafür nicht vorhanden sind. Allerdings gibt es auch im Landesinneren von Deutschland, speziell in ehemaligen Tagebaugebieten, schlecht verfestigte Sandschichten, die möglicherweise ein Bodenverflüssigungsrisiko darstellen. Mit einer tiefergehenden probabilistischen Analyse könnten hier entsprechende Risikogebiete ermittelt und durch weitergehende Untersuchungen verifiziert werden.

5 Literatur

Bundesanstalt für Wasserbau (2002). “Potenzialuntersuchung zur Unter- und Außenelbe, 1. Teilbericht – Prinzipielle Vorabschätzungen zu möglichen Auswirkungen einer weiteren Fahrrinnenvertiefung“, BAW-Nr. 5 03 10015 00

Concept technische rapport voorland zettingsvloeiing (SBW), 1200503-001, Deltares, 2011

‘Geavanceerde Toetsing op Zettingsvloeiing: Faalkansanalyse 3de fase’, CO 369841.298v3, Deltares, augustus 2008

Gönnert, G., Bremer J.-A., Müller J.-M. (2012). “Internationaler Vergleich der Bemessungsverfahren im Küstenschutz.“, Berichte des Landesbetriebs für Straßen, Brücken und Gewässer Nr. 12

Jefferies M., Been K. (2006). ”Soil liquefaction: a critical state approach.” Taylor & Francis, ASIN: B00HS7VU1G

Poulos, S., Castro, G., and France, J. (1985). ”Liquefaction Evaluation Procedure.” Journal of Geotechnical Engineering, 111(6), 772–792.

‘Zettingsvloeiing in het beheersgebied van Waterschap de Hollandse Delta’, CO41995.005v2, GeoDelft, mei 2006

Autoren:

L.W.A. Zwang, MSc.

M.T. van der Meer, MSc.

Fugro GeoServices B.V.
Flood defence
Archimedesbaan 13
3439 ME Nieuwegein

Tel.: +31 306028175
Fax: +31 306028199
E-Mail: l.zwang@fugro.nl
m.vdmeer@fugro.nl

Dr.-Ing. A.M. Krumb

Fugro Consult GmbH
Wolfener Straße 36 U
12681 Berlin
Germany

Tel.: +49 (0)30 93651-290
Fax: +49 (0)30 93 651-350
E-Mail: m.krumb@fugro.de

U. Zimmermann, Dipl.-Ing.

Fugro Consult GmbH
Hauptstraße 103
04416 Markkleeberg
Germany

Tel.: +49 (0)341 35017-71
Fax: F +49 (0)341 35017-70
Email: u.zimmermann@fugro.de

T. Singhal-Bohrmann, Dipl.-Geol.

Fugro Consult GmbH
Wolfener Straße 36 U
12681 Berlin
Germany

Tel.: +49 (0)30 93 651-319
Fax: +49 (0)30 93 651-350
Email: t.singhal@fugro.de

Technische Universität Dresden – Fakultät Bauingenieurwesen
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

38. Dresdner Wasserbaukolloquium 2015
„Messen und Überwachen im Wasserbau und am Gewässer“

Zeitabhängigkeit bei rückschreitender Erosion unterhalb von Deichen

André Koelewijn
Ulrich Förster

Rückschreitende innere Erosion oder „Piping“ unterhalb eines Deiches, entlang der Oberkante einer Sandschicht, ist einer der möglichen Versagensmechanismen von Deichen, welche eine Überflutung des Hinterlandes zur Folge haben können. Bei kürzer anhaltenden Hochwasserwellen, zum Beispiel im Bereich des Flussoberlaufs oder an der Küste, kann die Lastannahme reduziert werden. In diesen Beitrag werden vier Methoden zur Ermittlung des zeitabhängigen Aufbaus des Grundwasserdrucks unterhalb eines Deiches auf der Grundlage von Messungen sowohl des Pegelstandes als der Steighöhen unterhalb des Deiches präsentiert: drei analytische Methoden und eine numerische Methode. Diese Methoden wurden auf ein Fallbeispiel auf der niederländischen Wattenmeerinsel Ameland angewendet, bei der auf einem kurzen Streckenabschnitt gemäß stationärer Berechnungsergebnisse eine teure Deichertüchtigungsmaßnahme gegen rückschreitende Erosion erforderlich gewesen wäre. Eine nichtstationäre Analyse der Messungen zeigte jedoch auf, dass die Sicherheit des jetzigen Deiches ausreichend ist.

Stichworte: Piping, Zeitabhängigkeit, Deichsicherheit

1 Einleitung

Rückschreitende Erosion unterhalb eines Deiches, entlang der Oberkante einer Sandschicht, ist einer der möglichen Versagensmechanismen von Deichen, welche eine Überflutung des Hinterlandes zur Folge haben können. In seinen Veröffentlichungen gibt *Bligh (1910, 1916)* eine einfache Begrenzung an für die maximal zulässige Druckhöhendifferenz gegenüber der Sickerweglänge, wobei lediglich der Korndurchmesser der wasserführenden Sandschicht als Parameter eingeht. Seither wurden weitere Formeln und Modelle entwickelt, zum Beispiel die Formel von *Sellmeijer (1988),* welche im Deutschen Merkblatt für Deiche an Fließgewässern *(DWA, 2011)* Eingang fand. Auf der Basis zahlreicher Experimente in den Niederlanden erfolgte eine Anpassung dieser Formel *(Förster et al., 2013),* die in Zukunft für die Beurteilung der gegenwärtigen Deichstandsicherheit und bei der Bemessung von Deichertüchtigungsmaßnahmen angewendet wird.

Dieser Beitrag behandelt den günstigen Einfluss der Zeitabhängigkeit bei rückschreitender Erosion, welche in der Praxis vor allem im Bereich des Flussoberlaufs und an der Küste relevant ist, wo die Belastungsdauer infolge des Hochwasserscheitels relativ kurz ist. Dies wird am Beispiel einer Fallstudie auf der niederländischen Wattenmeerinsel Ameland illustriert.

2 Zeitabhängige Analysemethoden

2.1 Übersicht

Es gibt mehrere Methoden, zeitabhängige Veränderungen des Grundwasserdrucks zu ermitteln und in der Analyse bezüglich ihres Einflusses auf rückschreitende Erosion zu berücksichtigen. Auf Basis der Druckhöhendifferenz, der vorhandenen Sickerweglänge und eines Kriteriums für das Auftreten rückschreitender Erosion kann die Standsicherheit des Deiches beurteilt werden.

In dieses Kapitel werden vier Methoden zur Ermittlung des Verlaufs nichtstationärer Grundwasserdrücke präsentiert: drei analytische Methoden und eine numerische Methode.

2.2 Analytische Methode entsprechend der niederländischen Richtlinie

In der niederländischen Richtlinie zur Berücksichtigung des Wasserdruckes bei Deichen *(TAW, 2004)* wird eine Methode beschrieben, wobei der Verlauf der Steighöhen in einer Sandschicht unterhalb einer Tonschicht mit mindestens zwei Messpunkten im Bereich der landseitigen Böschung zu schematisieren ist. Für einen Deich ohne Vorland ist der Respons zu beschreiben mit:

$$\phi(x) = H_0 + H_w \exp(-x / \lambda_w) \tag{1}$$

mit dem Druck ϕ in der Sandschicht, dem Abstand x zum Eintrittspunkt, der stationäre Steighöhe H_0, der Amplitude der Hochwasserwelle H_w und dem sogenannten „Leckfaktor“ λ_w, welcher die Dämpfung und die Verzögerung des Grundwasserdruckaufbaus beschreibt. Die Parameterwerte können aus dem Respons auf eine Hochwasserwelle, zum Beispiel einem Tidehochwasser, ermittelt werden. Hierbei wird angenommen, dass die Sandschicht relativ steif und homogen ist und der Zustrom aus der Tonschicht zu vernachlässigen ist.

2.3 Statistische Methode „Scheldestromen“

Die Methode „Scheldestromen“ wurde zur Beurteilung von Deichen in der Nähe der Scheldemündung entwickelt, wo der Tideeinfluss relativ groß ist. Diese Methode erfordert Messreihen, welche viele Tiden umspannen, vorzugsweise über einen Zeitraum von mehr als einem Monat. Diese Methode teilt den Respons auf

in einen pseudo-statischen und einen dynamischen Anteil. Hierbei wird angenommen, dass eine länger andauernde Wasserstandserhöhung, wie sie während eines mehrere Tiden andauernden Sturmes auftritt, einen stärkeren Respons verursacht als eine normale Tide. Die Bemessungslinie wird durch Superposition des quasi-statischen und des dynamischen Anteils ermittelt.

Diese von *Bouw (2014)* beschriebene Methode umfasst die nachfolgenden Schritte:

1. Aufteilung der Messreihe in einen pseudo-statischen Anteil (Mittelwert über den Tidezyklus von 12 Stunden und 25 Minuten) und einen dynamischen Anteil.

2. Eliminierung der Phasenverschiebung im dynamischen Anteil. Infolge des Eintrittswiderstandes und des Abstandes zwischen dem Messpunkt innerhalb des Deiches und dem Pegelmesspunkt kommt es oft zu einer zeitlichen Versetzung zwischen den Spitzen in beiden Messungen. Durch Eliminierung dieser Phasenverschiebung wird der maximale dynamische Respons erzielt.

3. Bei einer graphischen Darstellung des gemessenen Respons in Bezug auf den Meerespegel, korrigiert für die Phasenverschiebung aus dem vorigen Schritt, ist oft ein Knick zu erkennen. Dieser Knick ist auf den Einfluss des Grundwasserpegelstandes im Polder und Schwankungen in der Entwässerung zurückzuführen. Für die Bemessungssituation bei einem Sturm sind diese niedrigen Druckmesswerte von untergeordneter Bedeutung. Deshalb wird lediglich für die Messwerte jenseits des Knicks ein linearer Trend bestimmt, der einen Bezug herstellt zwischen dem dynamischen Anteil des Respons (ϕ_{dyn}) und dem dynamischen Anteil des Hochwasserstandes (H_{dyn}), in Folgenden definiert als $\phi_{dyn} = c\ H_{dyn} + d$.

4. Der Respons der Steighöhe unterhalb des Deiches auf den pseudo-statischen Anteil des Meerespegels wird für den Teil der Messreihe (ermittelt in Schritt 1) ermittelt, welcher Bezug hat auf Perioden mit Pegelanstieg. Der Respons ist schließlich alleine für diese Situation von Interesse. Der gemessene Respons als Funktion des Meerespegels wird graphisch dargestellt, wobei für jeden der steigenden Kurvenanteile der lineare Trend gemäß der Formel $\phi_{stat} = a\ H_{stat} + b$ ermittelt wird. Aus den hieraus resultierenden Werten für a und b wird anschließend, ausgehend von einer Normalverteilung, das 90%-Quantil als sichere Obergrenze verwendet. Der Spitzenwert unter Bemessungsbedingungen wird durch Superposition der Tide (H_{dyn}) und des Windstaus, welcher für H_{stat} maßgebend ist, ermittelt. Der Respons am Ort des Messpunkts unterhalb des Deiches kann ermittelt werden aus:

$$\phi = aH_{stat} + b + cH_{dyn} + d \tag{2}$$

Der Respons wird bei dieser Methode leicht überschätzt, da implizit davon ausgegangen wird, dass der Windstau permanent anwesend ist. Die Anwendung dieser Methode setzt voraus, dass der Meeresspiegel nahezu bei jedem Gezeitenzyklus bis an den Deich reicht. Darüber hinaus werden hydrostatischer Auftrieb und hydraulischer Grundbruch des Hinterlandes ausgeschlossen.

2.4 Direkte Extrapolation

Eine viel einfachere Methode ist die sogenannte direkte Extrapolation. Hierbei wird für eine aufkommende Flut die Differenz ermittelt zwischen dem Pegelstand bei Flut und dem vorherigem Pegelstand bei Ebbe. Die Differenz zwischen Bemessungshochwasserstand und demselben Pegelstand bei Ebbe geteilt durch die vorgenannte Differenz ergibt einen Extrapolationsfaktor. Der Respons bei Bemessungshochwasserstand am Ort der Wasserdruckmessung unterhalb des Deiches wird dann folgendermaßen ermittelt: Der Extrapolationsfaktor wird multipliziert mit der Differenz der jeweils infolge derselben Tide korrespondierenden Messungen der Steighöhe bei Flut und Ebbe und anschließend mit dem hiermit korrespondierenden Wert der Steighöhe bei Ebbeaddiert.

Diese Methode führt jedoch zu einer Unterschätzung des Responses, vor allem weil diese Methode nicht den größeren Einfluss des Windstaus auf die Steighöhe unterhalb des Deiches verglichen mit dem Einfluss der Tidewelle berücksichtigt. Außerdem gibt es in der Praxis eine Beschränkung für die Anwendung dieser Methode: Diese kann nicht bei gedeckelten Extremen angewendet werden, wie beispielsweise bei zeitweisem, partiellem Trockenfallen des Vorlandes.

2.5 PlaxFlow

Bei der Methode der finiten Elemente (FEM) handelt es sich um eine numerische Methode, womit das Untersuchungsgebiet räumlich in kleine Elemente aufgeteilt wird, wenn nötig mit jeweils anderen Eigenschaften, wobei die Parameterwerte für jedes Element mit einfachen Funktionen berechnet werden. PlaxFlow, womit sowohl stationäre als auch zeitabhängige Grundwasserströmungsberechnungen ausgeführt werden können, ist hierfür ein Beispiel. Zum Zweck zeitabhängiger Berechnungen kann ein Wasserstand in maximal 100 Belastungsintervalle aufgeteilt werden. Für ein konkretes Fallbeispiel können verfügbare Messreihen von Wasserdruckmessungen mit den Ergebnissen von Modellberechnungen verglichen werden. Anschließend können iterative Anpassungen der Geometrie und der Durchlässigkeiten durchgeführt werden, bis eine ausreichende Übereinstimmung zwischen Messung und Modellberechnung erzielt ist. Mit Hilfe des hiermit erhaltenen Modells können dann die Bemessungszustände berechnet werden.

Dass mit einem derartigen Modell die tatsächliche Geometrie und Schichtenfolge modelliert werden kann, bedeutet nicht zwangsläufig, dass auf eine eindeutige Weise auch ein genaues Modell erzielt wird, da der Schichtenaufbau und die hydraulischen Eigenschaften ja oft nicht im Detail bekannt sind. Häufig ist auch nicht bekannt, in wieweit und wo die Schichten enden. Darüber hinaus gibt es sehr viele Freiheitsgrade bei der iterativen Anpassung der Eigenschaften, um zu einem besseren Fitting zu kommen.

Im Idealfall sollte das Modell auch ein Erosionkriterium beinhalten, womit beurteilt werden kann, ob Versagen infolge rückschreitender Erosion auftreten kann. Diese kann dann auch schrittweise, oder besser gesagt elementenweise, evaluiert werden, so dass auch Abweichungen in den Eigenschaften entlang des Sickerweges berücksichtigt werden können. In PlaxFlow ist dies noch nicht möglich. Deltares entwickelt im Rahmen der Standsicherheitsbeurteilung von Deichen ein derartiges Modell mit dem Namen DgFlow *(Van Esch, 2013)*, welches nach eingehender Validierung im Laufe des Jahres 2015 zur Verfügung gestellt werden soll.

3 Fallstudie Ameland

3.1 Übersicht

Auf der Wattseite der niederländischen Wattenmeerinsel Ameland wurde die Sicherheit eines Deichabschnitts von 300 m bezüglich des Versagensmechanismus Piping noch auf Basis der ursprünglichen Berechnungsformel von Sellmeijer, welche auch im Merkblatt DWA-M 507-1 *(DWA, 2011)* aufgeführt ist, als unzureichend beurteilt. Wegen eines Gehöfts, welches sich direkt hinter dem Deich befindet, ist eine Verlängerung der Sicherweglänge durch eine Verbreiterung der Berme an der Landseite des Deichs nicht möglich. Zudem befindet sich an der Wasserseite des Deiches ein Naturschutzgebiet. Für den Entwurf der Deichertüchtigung wurde daher zur Verlängerung des Sickerweges eine Spundwand gewählt. Die hierfür benötigten Kosten belaufen sich auf etwa € 900.000.

Anhand eines im Jahre 2012 gestartetes Monitoringsprojekts (Kosten inklusive Analyse etwa € 200.0000) sollte untersucht werden, ob der Einbau der Spundwand bei Anwendung einer zeitabhängigen Analyse überflüssig werden könnte. Zu diesem Zweck wurden drei Messreihen mit jeweils vier Wasserdruckmesselementen und einem Pegelrohr in der Sandschicht unterhalb einer Tondeckschicht, welche sich unter dem gesamten Deich erstreckt, eingerichtet. Abbildungen 1 und 2 zeigen eine Draufsicht und ein repräsentatives Querschnittsprofil.



Abbildung 1: Draufsicht inklusive Gehöft, Wassergraben und Nes

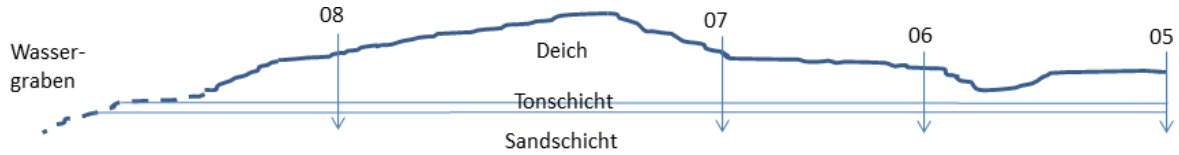


Abbildung 2: Querschnitt des Deichs am Ort der mittleren Messreihe

3.2 Messungen

Unter alltäglichen Bedingungen ist der gedämpfte Respons auf die Tide deutlich sichtbar, wie es beispielsweise die Messungen der mittleren Messreihe vom 3. und 4. November 2013 (Abbildung 3) zeigen. In dieser Abbildung sind zum Vergleich auch der Bemessungswindstau und der dazugehörige idealisierte Pegelverlauf angegeben, wie in der niederländischen Richtlinie für Küsten- und Seedeiche *(TAW, 1999)* beschrieben. Der Windstau beträgt 3,82 m und die Sturmdauer 45 Stunden. Die mittlere Gezeitenamplitude beträgt 1,15 m und der mittlere Wasserpegel NAP + 0,03 m.

Anfang Dezember 2013 kam in diesem Gebiet ein Sturm auf, der den höchsten Wasserstand während der gesamten Messperiode zur Folge hatte: NAP +3,35 m. Abbildung 4 zeigt die Messungen der mittleren Messreihe.

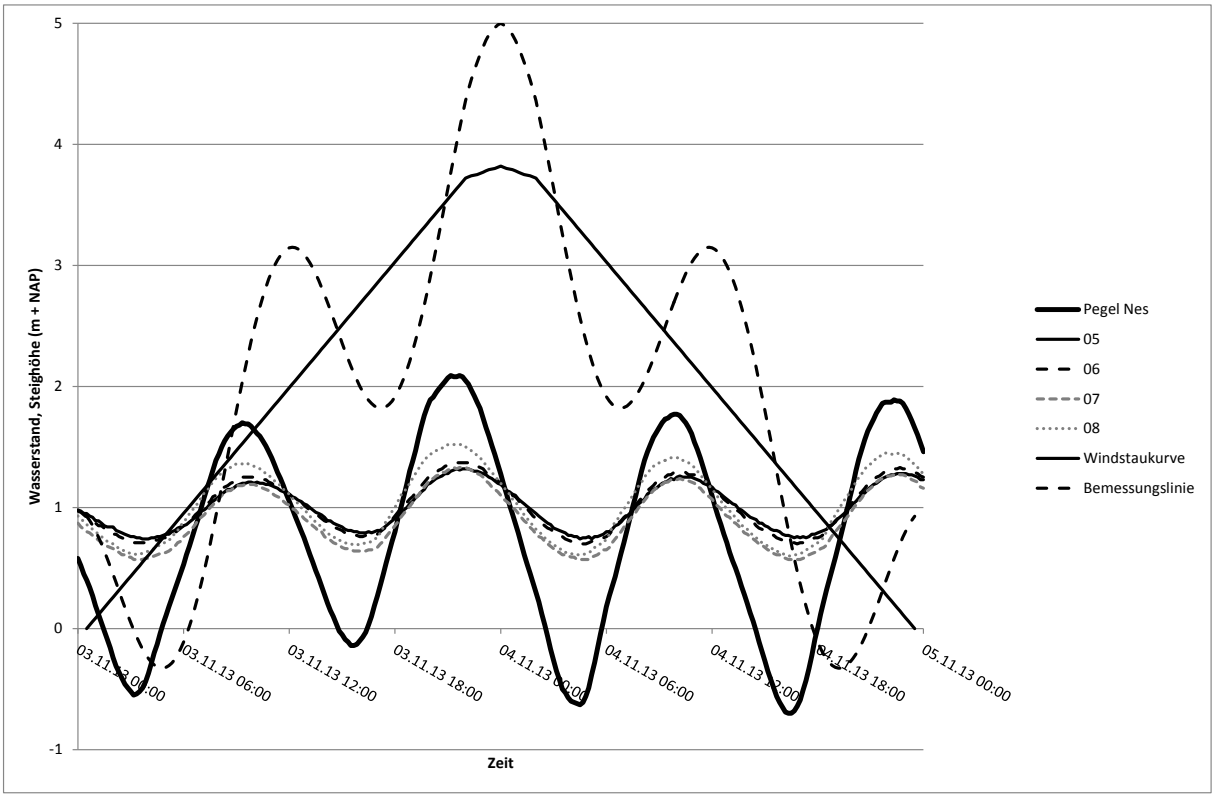


Abbildung 3: Messungen vom 3. und 4. November 2013 für die mittlere Messreihe in Kombination mit Bemessungssturm

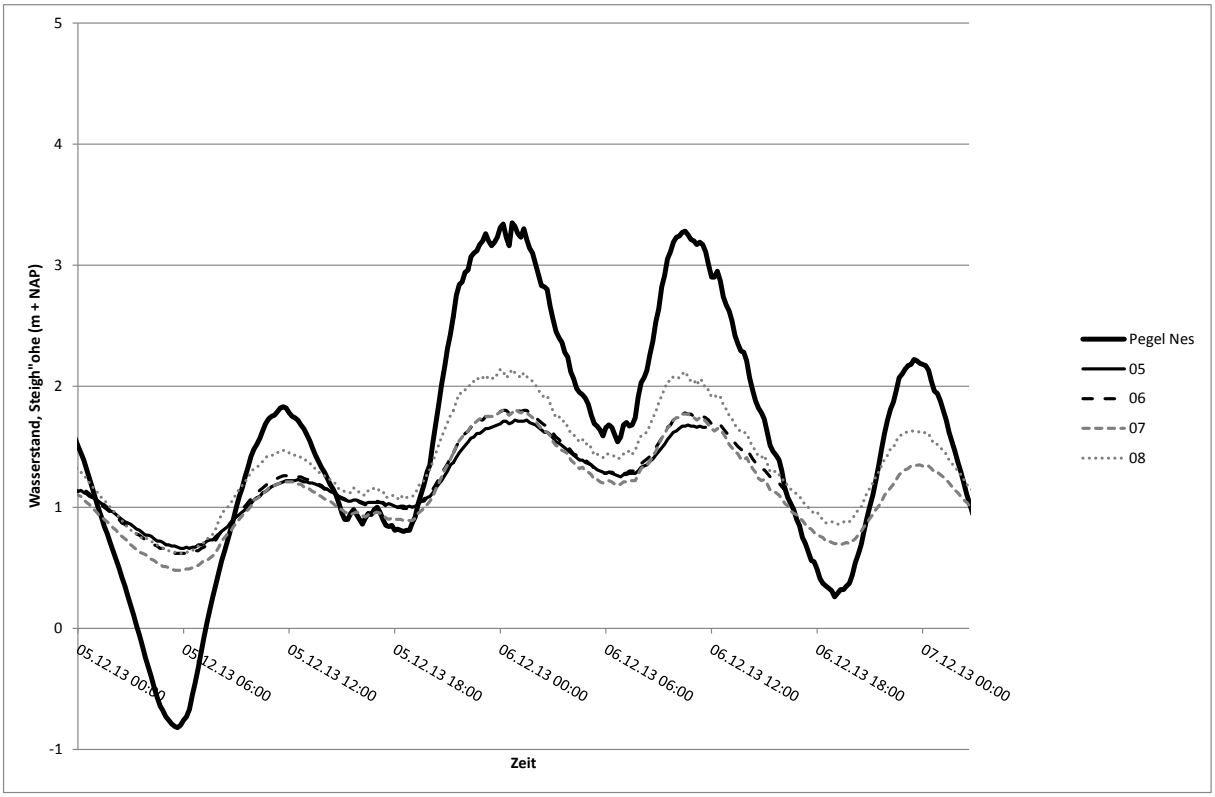


Abbildung 4: Messungen der St.-Nikolaus-Flut 2013 für die mittlere Messreihe

3.3 Analyse

Die Messungen zeigen deutlich, dass der Respons unterhalb des Deiches stark gedämpft ist. Der Widerstand wasserseitig des Wasserdruckmessers 08 ist sichtlich groß.

Die Anwendung der in §2.2 genannten Methode auf die Gezeitenresponsmessungen von Anfang November 2013 ergibt für λ_w einen Wert von 148m. Aus der Messung während des Sturms einen Monat später ergibt sich selbst ein Wert von λ_w = 220 m. Diese hohen Werte werden jedoch nicht dadurch verursacht, dass sich der Eintrittspunkt weit entfernt vom Wassergraben befinden würde, sondern durch die beinahe uniforme Amplitude der hintersten Wasserdruckmessinstrumente. Diese werden durch den Grundwasserpegel im Polder mit beeinflusst, welcher gerade bei Sturm aufgrund der Entwässerungsproblematik extra hoch ist.

Ebenso gilt auch für die anderen Methoden, dass eine vertretbare Anwendung nur möglich ist, wenn die örtlichen Gegebenheiten in die Analyse mit einbezogen werden.

Die obengenannten Methoden ergeben unter Bemessungsbedingungen eine reduzierte Steighöhe unterhalb des Deiches am Ort der Messpunkte oder, im Falle der erstgenannten Methode, unterhalb des gesamten Deiches. Für die an der äußersten Wasserseite gelegenen Messpunkte sind die Steighöhenmesswerte sowohl für eine stationäre Situation als auch gemäß den angegebenen Methoden in Tabelle 1 wiedergegeben.

Tabelle 1 Auf Bemessungsbedingungen extrapolierte Steighöhen für Messpunkt 08

Modell	Steighöhe bei Messpunkt 08 [m + NAP]
stationär	4,30
TAW *(2004)*	3,18
„Scheldestromen“	3,00
direkte Extrapolation	2,15
PlaxFlow	2,84

Anschließend stellt sich die Frage, ob rückschreitende Erosion bei einem solchen Wasserdruck überhaupt noch auftreten kann. Infolge der starken Dämpfung im Untergrund auf der Wasserseite des Wasserdruckmessinstrumentes 08 ist die Reduktion des Gradienten der Wasserdruckmessung derart, dass das Zuwenig an Sickerweglänge bei einer stationären Analyse bei allen Methoden in einen Überschuss umschlägt, wenn von der ursprünglichen Formel von Sellmeijer *(DWA, 2011)*

ausgegangen wird. Mit der angepassten neuen Formulierung aus *Förster et al. (2013)* ist lediglich bei Anwendung der konservativsten Methode noch Rede von einem Zuwenig an Sickerweglänge, siehe Tabelle 2.

Für die ebenfalls relativ konservative Methode „Scheldestromen“ ergibt sich auch eine überschüssige Sickerweglänge. Die günstigsten Werte erhält man mit der direkten Extrapolationsmethode, was auch bei einer Methode zu erwarten ist, die den Respons systematisch unterschätzt. Übrigens kann der Mehrwert dieser Methode in der Tatsache liegen, dass hiermit eine Untergrenze bestimmt wird. Wenn nur wenige Messungen verfügbar sind, kann hiermit schnell eine Schätzung des durch in Betracht nehmen von Zeitabhängigkeit maximal zu erzielenden Gewinns abgegeben werden. Wenn dies der Fall ist, kann eine kostspielige Folgeuntersuchung ohne Resultat vermieden werden.

Tabelle 2 Unter Bemessungsbedingungen benötigte Sickerweglängen und Sickerweglängendefizite bei Messpunkt 08

Modell	Sellmeijer, wie in *DWA (2011)*		Sellmeijer, wie in *Förster et al. (2013)*	
	$L_{benötigt}$ [m]	Rest [m]	$L_{benötigt}$ [m]	Rest [m]
stationär	68,9	-13,9	90,0	-35,0
TAW *(2004)*	44,9	+10,1	57,1	-2,1
„Scheldestromen“	40,0	+15,0	50,5	+4,5
Direkte Extrapolation	22,5	+32,5	27,6	+27,4
PlaxFlow	37,4	+17,6	47,1	+7,9

Auf Basis der Messungen und der Analyse wurde entschieden, dass der Bau der Spundwand unterlassen werden kann und eine Deichertüchtigung nicht erforderlich ist. Diese Entscheidung basiert primär auf der ursprünglichen Formel von Sellmeijer, welche für das heutige Deichertüchtigungsprogramm im Moment noch geltend ist. Angesichts der günstigen Resultate bei Anwendung der neuen Formulierung der Sellmeijerformel, erscheint dieser Entschluss auch in Hinblick auf die zukünftige Richtlinie durchaus akzeptabel.

4 Fazit

Durch Berücksichtigung der kurzen Hochwasserdauer unter anderem in Küstengebieten kann die zu berücksichtigende Belastung von Deichen für unterschiedliche Versagensmechanismen deutlich reduziert werden. In diesem Beitrag

wurden unterschiedliche Methoden präsentiert, die es ermöglichen, den zeitabhängigen Aufbau von Grundwasserdrücken unterhalb eines Deiches im Bemessungszustand auf der Basis von Meersepegelständen und Steighöhen unterhalb des Deiches zu ermitteln. Diese Methoden wurden auf eine Situation bei der Wattenmeerinsel Ameland angewendet, wo auf einer kurzen Strecke eine teure Deichertüchtigungsmaßnahme wegen der aus stationären Berechnungen folgenden Pipinggefahr nötig erschien. Auf der Grundlage von Messungen konnte jedoch gefolgert werden, dass der heutige Deich eine ausreichende Standsicherheit aufweist.

5 Literatur

Bligh, W.G. (1910): Dams, barrages and weirs on porous foundations, Engineering News 64(26):708-710.

Bligh, W.G. (1916): Dams and weirs, American Technical Society, Chicago.

DWA (2011): Merkblatt DWA-M 507-1, Deiche an Fließgewässern, Teil 1: Planung, Bau und Betrieb, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall, Hennef, ISBN 978-3-941897-76-2.

Esch, J.M. van, Sellmeijer, J.B. & Stolle, D. (2013): Modelling transient groundwater flow and piping under dikes and dams, ComGeo III, Krakau.

Förster, U., Ham, G. van den, Calle, E. & Kruse, G. (2013): Onderzoeksrapport zandmeevoerende wellen, rapportage 1202123-003-GEO-0002v3, Deltares, Delft.

Sellmeijer, J.B. (1988): On the mechanism of piping under impervious structures, Ph.D. thesis, Technischer Universität Delft.

TAW (1999): Leidraad zee- en meerdijken - basisrapport, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, Delft.

TAW (2004): Technisch rapport waterspanningen bij dijken, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, Delft, ISBN 90-369-5565-3.

Autoren:

Dr.ir. André Koelewijn
Dipl.-Ing. Ulrich Förster

Deltares
Boussinesqweg 1
NL-2629 HV Delft

Tel.: +31 88 335 8273
Fax: +31 88 335 8582
E-Mail: andre.koelewijn@deltares.nl
ulrich.forster@deltares.nl

Technische Universität Dresden – Fakultät Bauingenieurwesen
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

38. Dresdner Wasserbaukolloquium 2015
„Messen und Überwachen im Wasserbau und am Gewässer“

Die Bedeutung stichprobentheoretischer Überlegungen für die Probenahme räumlich varianter Größen

Andreas Schmidt

Ziel jeder Probenahmestrategie ist es, eine Probenahme zu gewährleisten, die die erforderliche Repräsentanz des beprobten Prozesses mit minimalem Aufwand erreicht. Grundlegende Festlegungen sind dabei vor allem zu treffen bezüglich des Stichprobenumfangs und der Verteilung der Proben in Zeit und/oder Raum. Berücksichtigen Probenahmen den statistischen Charakter des zugrunde liegenden Prozesses nicht angemessen, sind systematische Fehlschätzungen auf Grund inadäquater Probenverteilung oder eine Vielzahl unnötiger Proben die Folgen. Mit der Entscheidung für ein bestimmtes Probenahmeschema wird implizit eine Entscheidung über die Güte der Schätzung getroffen. Im Folgenden geht es um die Frage, welchen Beitrag statistische Überlegungen für eine erfolgreiche Probenahme räumlich zufällig verteilter Größen liefern können.

Stichworte: Probenahme, Stichprobentheorie, Feststofftracer

1 Einleitung

Infolge des gestiegenen Umweltbewusstseins und der entsprechenden Gesetzgebung sowie des wachsenden Verständnisses der miteinander wechselwirkenden Prozesse werden zunehmend höhere Anforderungen an Planung, Ausführung und Wirkungsnachweise wasserbaulicher Maßnahmen gestellt. Gefordert ist heute eine größere Aussagetiefe mit dem Anspruch ganzheitlicher Betrachtungen. Damit einher gehen erweiterte Ansprüche an die Aussagekraft der zugrunde liegenden Natur- und Labordaten. Der Gewinnung hochqualitativer Daten kommt gerade angesichts der zunehmenden numerischen Möglichkeiten eine enorme Bedeutung zu.

Bei einer Probenahme möchte man von einer mittels Stichproben erhobenen Teilmenge auf die Grundgesamtheit im Hinblick auf ein interessierendes Merkmal schließen. Dies ist nur möglich, wenn die Stichprobe repräsentativ ist bezüglich dieses Merkmals. Um Repräsentativität zu erreichen, sind die Stichproben nach dem Zufallsprinzip zu erheben, um sie mit minimalem Aufwand zu erreichen, ist die Anwendung von Probenahmestrategien zwingend.

Gerade Langzeit-Probenahmeprogramme sind mitunter an Prozesse mit hoher Varianz nicht gut angepasst, da sie den statistischen Charakter des zugrunde liegenden Prozesses nicht angemessen berücksichtigen. Das hat zur Folge, dass auf Grund inadäquater Probenverteilung innerhalb des Beobachtungsraums oder Beobachtungszeitraums systematische Fehlschätzungen erfolgen oder eine Vielzahl unnötiger Proben erhoben wird. Probenahmeprogramme ohne statistische Grundlage resultieren in verzerrten Schätzungen und ineffizienter Probenahme.

Die Eignung der sog. geschichteten (stratifizierten) Probenahme (stratified sampling) zur Erfassung eines zeitkontinuierlichen Prozesses mittels zeitdiskreter Probenahme hat *Schmidt (2003)* am Beispiel der Schwebstofffrachtschätzung an Rhein und Elbe untersucht. Im Folgenden geht es um die Frage, welchen Beitrag statistische Überlegungen für eine erfolgreiche Beprobung räumlich zufällig verteilter Größen liefern können. Veranlassung waren die zunächst nicht erklärbaren Ergebnisunterschiede im Rahmen von zwei an der Elbe durchgeführten Tracerversuchen. Es stellte sich die Frage, inwieweit das unterschiedliche Probenahmedesign für die Ergebnisunterschiede ursächlich gewesen sein könnte.

2 Grundsätze

Messungen und Probenahmen werden durchgeführt, um Kenntnisse über die Eigenschaften eines Systems bzw. über die Charakteristik eines Prozesses zu erlangen. Dabei gilt ganz allgemein: je weniger Wissen über die Systemeigenschaften bzw. Prozesscharakteristik vorhanden ist, desto wertvoller sind Messungen, desto schwieriger ist es allerdings, zielgerichtet zu messen und die Messergebnisse zu bewerten und einzuordnen. Umgekehrt: Je mehr Wissen um die Systemeigenschaften und je mehr Verständnis des Prozesses bereits vorhanden sind, desto zielgerichteter lässt sich messen, desto leichter lassen sich Messergebnisse bewerten und einordnen, desto entbehrlicher sind die Messungen möglicherweise aber auch.

Bereits die Formulierung des Messbedarfs nach Ziel und Qualitätsanspruch erfolgt auf der Grundlage der Vorstellungen, die man aufgrund theoretischen und empirischen Vorwissens über das zu messende System und die darin sich abspielenden Prozesse implizit oder explizit entwickelt hat. Zusammen mit den ökonomischen Randbedingungen bilden die Ziel- und Qualitätsvorstellungen die Grundlage zur Wahl einer Messstrategie. Sind hinreichende Kenntnisse über die Systemeigenschaften vorhanden, lassen sich durch die Anwendung statistischer und stichprobentheoretischer Überlegungen Strategien entwickeln, die den Mess- und Beprobungsaufwand orientiert an den vorgegebenen Qualitätsvorstellungen minimieren.

Nach Durchführung der Messung werden die Ergebnisse analysiert und bewertet. Bewertung und insbesondere die verallgemeinernden Schlussfolgerungen sind dabei immer auch geprägt durch die eigenen Hypothesen über das zu messende Phänomen. Naturgemäß trifft dies nicht nur für die Interpretation von Messergebnissen, sondern in vergleichbarer Weise auch für die Interpretation von Simulationsergebnissen zu. Durch die Zunahme der empirischen Grundlagen werden im besten Fall Prozessverständnis und Theoriebildung befördert mit der Konsequenz, dass dann wiederum ein zielgerichteteres, entsprechend den Qualitätsvorstellungen optimiertes Messen möglich ist.

Das Ziel jeder Probenahmestrategie ist es, eine Probenahme zu gewährleisten, die die erforderliche Repräsentanz des beprobten Prozesses mit minimalem Aufwand erreicht. Grundlegende Festlegungen sind dabei zu treffen bezüglich des Stichprobenumfangs sowie bezüglich der Verteilung der Proben in Zeit und/oder Raum. Zentrale Größen zur Festlegung des Stichprobenumfangs sind die Fragestellung, die vorhandene Kenntnis über den zu untersuchenden Prozess, die erforderliche bzw. gewünschte Sicherheit und Genauigkeit der Schätzung sowie die ökonomischen Randbedingungen. Mit der Entscheidung für ein bestimmtes Probenahmeschema wird implizit eine Entscheidung über die Güte der Schätzung, also über die Gewährleistung oder Nicht-Gewährleistung einer hinreichenden Repräsentanz getroffen. Diese statistischen Implikationen müssen bei der Festlegung des Probenahmeschemas bekannt sein. Defizite bei der Datenerhebung lassen sich nur in den seltensten Fällen nachträglich beheben.

3 Daten

Zur Beurteilung von Geschiebezugaben, wie sie von der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung an Rhein und Elbe zur Eindämmung der Sohlerosion seit vielen Jahren durchgeführt werden, lassen sich über die Zugabe und gezielte Verfolgung von Feststofftracern Erkenntnisse zur optimalen Anpassung der Zugaben an die Streckencharakteristik gewinnen. Die Kenntnis der Transportgeschwindigkeiten einzelner Kornfraktionen ist dabei sowohl für die Optimierung der Geschiebezugabe, für das im Rahmen der Erfolgskontrolle durchzuführende Monitoring als auch für die die Optimierung und das Monitoring unterstützenden numerischen Simulationen von grundlegender Bedeutung (*Schmidt & Faulhaber, 2001*).

Bei den an der Elbe im Zeitraum zwischen 1997 und 2003 durchgeführten Tracerversuchen wurden zwei verschiedene Feststofftracer, ein farblich auffälliger petrografischer Tracer (Roter Meißner Granit) und ein sog. Luminoforen-Tracer (eingefärbtes, unter UV-Licht fluoreszierendes autochthones Flussgeschiebe)

eingesetzt (s. Tab. 1). Die Naturversuche erfolgten bei den beiden Tracerarten weitgehend unabhängig voneinander, um die im Fall der Luminoforen-Tracer vorhandenen langjährigen personengebundenen Erfahrungen nutzbar zu machen. Dies betraf auch das jeweilige Probenahmeschema.

Wesentliche Parameter der beiden Verfahren sind für die ersten Tracerversuche in Tabelle 1 zusammengestellt. Beschreibungen dieser Versuche und deren Ergebnisse finden sich in *PG Erosionsstrecke (2001)*, *Monreal (2004)*, *Hüsener (2004*) und *Promny (2004)*.

Tabelle 1 Wesentliche Parameter der ersten Tracerversuche an der Elbe

	Meißner Granit	Luminoforen
Masse	ca. 20.000 t	10,6 t
Korn	2 – 40 mm (40 % > 20 mm)	40 – 60 mm
Kornanzahl	ca. $1{,}8 \cdot 10^9$ (Kugel, d=20 mm)	ca. 61.000 (Kugel, d=50 mm)
Probenahme je Querprofil	≈ 3,75 m² *(5 Proben, jeweils ≈ 0,75 m²)*	10 – 40 m²

Die Grobkiesfraktionen betreffend wurde beim Meißner Granit (nur 20 bis 40 mm) im Vergleich zu den Luminoforen (40 bis 60 mm) eine ca. 3000-fache Körneranzahl eingebracht.

Die Wandergeschwindigkeiten der Tracer wurden bei beiden Methoden mittels einer über mehrere Jahre in Zeitabständen von jeweils einigen Monaten wiederholten Entnahme von Sohlmaterial und Nachweis der darin enthaltenen Traceranteile bestimmt. Ein Ziel neben anderen war es, aus den am weitesten stromab gefundenen Tracern eine Vorstellung von den maximalen Transportgeschwindigkeiten für verschiedene Korngrößen zu erhalten.

Die Probenahme erfolgte im Fall des Meißner Granits in Abständen von 200 bis 600 m im Längsprofil und mit durchschnittlich 5 Greiferproben im Querprofil, womit bei einer Fläche von etwa 0,75 m² pro Greiferprobe eine Fläche von etwa 3,75 m² im Querprofil beprobt wurde. Im Fall der Luminoforen wurde in Abständen von 300 bis 500 m im Längsprofil eine Fläche von durchschnittlich 25 m² (variierend zwischen 10 und 40 m²) je Probenahmestation beprobt. Die Proben wurden nur oberflächig entnommen.

Nach Auswertung der unabhängig voneinander durchgeführten Sohlprobenahmen deuteten die Ergebnisse der ersten Naturversuche darauf hin, dass die Wandergeschwindigkeit der Tracerfront im Fall der Luminoforen zwei- bis dreimal so hoch war wie beim Meißner Granit. Dieser erhebliche Unterschied war nicht alleine aus den bekannten methodischen Unterschieden (z. B. Tracermenge, Korngröße, Kornform) erklärbar.

4 Fragestellungen

Die Beobachtung, dass die Auswertungen der beiden methodisch unterschiedlichen Tracerversuche deutlich voneinander abweichende maximale Transportgeschwindigkeiten ergaben, führte zu der Hypothese, dass auch bei Verklappung einer großen (im Vergleich zum natürlichen Geschiebetransport aber immer noch geringen) Tracermenge die Tracerfront - bei hinreichender Transportdauer - aus nur wenigen Körnern besteht, die dem eigentlichen Tracerschwerpunkt gemäß einer rechtsschiefen Verteilung weit vorauseilen. Daraus folgt, dass die zuverlässige Erfassung der Tracerfront – im Fall einer Detektion mittels stichprobenartiger Sohlprobenahme – statistisch ein Problem der Quantifizierung seltener, zufälliger und voneinander weitgehend unabhängiger Ereignisse in der Flächen- oder Raumeinheit darstellt. Der Probenahme kommt somit im Hinblick auf ein belastbares Ergebnis eine zentrale Rolle zu.

Mit Blick auf die Ökonomie einer Probenahme sind folgende Fragen zu beantworten:

- Wie viele Proben sind in einem definierten Bereich erforderlich, um bei Vorhandensein einer bestimmten Tracermenge in diesem Bereich überhaupt Tracer mit einer definierten (festzulegenden) Wahrscheinlichkeit zu finden?
- Wie viele Proben sind in einem definierten Bereich erforderlich, um bei Vorhandensein einer bestimmten Tracermenge in diesem Bereich diese Menge mit einer definierten Güte (Abweichung vom wahren Wert) zu schätzen?

Anders ausgedrückt: Mit welchem minimalen Aufwand (Stichprobenumfang) sind Aussagen (Schätzungen) mit definierter Güte (Genauigkeit) und Zuverlässigkeit (Sicherheit) möglich zu den Fragen: Ist Tracer vorhanden? Wenn ja, wie viel?

Eine Ergebnisvergleichbarkeit setzt dabei voraus, dass die Ziele und die statistischen Eigenschaften (Güte und Wahrscheinlichkeit) der jeweiligen Probenahmen übereinstimmen. Dies erfordert, dass für die Ergebnisse bereits durchgeführter Probenahmen diese ermittelt bzw. für künftige Probenahmen im Voraus festgelegt werden. Nur wenn die statistischen Eigenschaften von Schätzungen bekannt sind, sind belastbare Schlussfolgerungen aus Ergebnisvergleichen von methodisch unterschiedlichen Versuchen, an unterschiedlichen Streckenabschnitten oder auch verschiedenen Flüssen, möglich.

Im Folgenden werden unter der idealisierenden Annahme räumlich zufällig gleichverteilter Tracer einige auf der Grundlage diskreter Verteilungsmodelle erzielten Ergebnisse dargelegt.

5 Methoden und Ergebnisse

Geht man für dieses Beispiel an der Elbe von einer durchschnittlichen geschiebeführenden Breite von 75 m und einem 1-m-Streifen als Querprofil-Ausdehnung aus, so wurden im Fall der Luminoforen gut 33 % und im Fall des Meißner Granits 5 % der Querschnittsfläche beprobt.

Mit welcher Wahrscheinlichkeit führt eine Einzelprobe zu einem Tracerfund (d. h. mindestens 1 Korn auf der beprobten Fläche)?

Dies lässt sich bei zufälliger Gleichverteilung wie folgt berechnen:

$$P(x=1) = 1 - (1-1/n)^k \qquad (1)$$

x = Belegung (x=0: Feld nicht belegt; x=1: Feld belegt)

n = Anzahl Felder, k = Anzahl Körner

Feld = idealisierte Flächeneinheit einer Einzelprobe (1 % der Gesamtfläche)

Abbildung 1 zeigt für zufällig gleichverteilte Tracer, in Abhängigkeit von der Anzahl im Querprofil vorhandener Tracer und der Größe der beprobten Fläche, die Wahrscheinlichkeiten, dass mindestens 1 Tracerkorn gefunden wird. Es wird deutlich, dass die Wahrscheinlichkeit eines Tracerfundes bei gegebener Anzahl Tracer natürlich stark von der Größe der Beprobungsfläche abhängt.

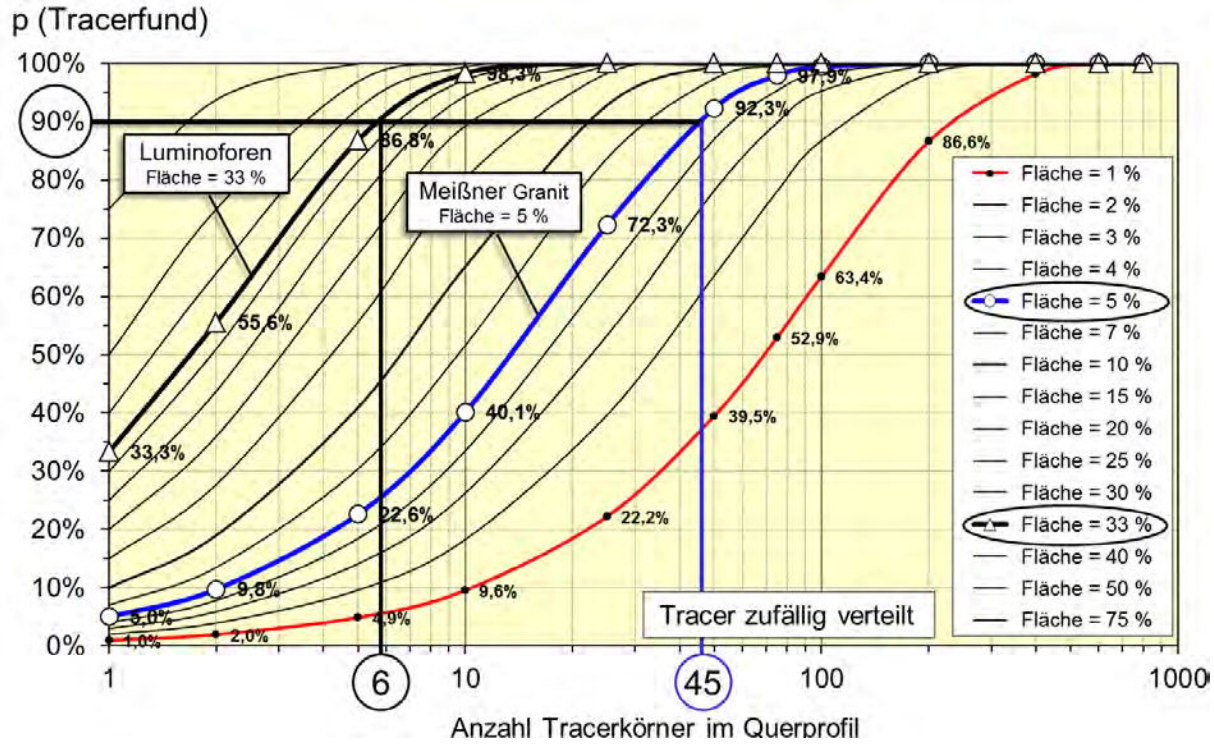


Abbildung 1: Wahrscheinlichkeiten für einen Tracerfund (mind. 1 Korn) in Abhängigkeit der Anzahl Tracerkörner im Querprofil und der Größe der beprobten Fläche

Wird ein Drittel der gesamten Querschnittsfläche beprobt (Luminoforen-Kurve in Abb. 1), kann damit gerechnet werden, dass in neun von zehn Fällen Tracer gefunden wird, wenn lediglich sechs Tracerkörner im Profil vorhanden sind. Selbst bei nur drei Körnern beträgt die Erfolgswahrscheinlichkeit immer noch gut 70 %, bei zwei Körnern etwa 56 %. Werden hingegen lediglich 5 % der gesamten Querschnittsfläche beprobt (Meißner-Granit-Kurve in Abb. 1), ist eine 90 %-ige Erfolgswahrscheinlichkeit erst für 45 Tracerkörner gegeben. Wenn lediglich sechs Tracerkörner im Profil vorhanden sind, beträgt in diesem Fall die Erfolgswahrscheinlichkeit nur 26 %, für zwei Körner liegt sie bei knapp 10 %.

Entsprechend lassen sich auch die Wahrscheinlichkeiten für einen Tracerfund bei genau einer Greiferprobe (0,75 m²) auf einer Querprofilfläche von 75 m² angeben (Probenahmefläche = 1 %): Im Fall von 100 zufällig verteilten Tracerkörnern beträgt sie gut 63 %, d. h. in 37 % der Fälle würde dann kein Tracer gefunden, bei nur 10 Tracerkörnern würde mit über 90 % Wahrscheinlichkeit kein Tracer gefunden.

Da davon auszugehen ist, dass die Ausbreitung der zugegebenen Tracermasse sich entsprechend einer rechtsschiefen (linksgipfligen) Verteilung vollzieht, und die Tracerfront mit zunehmender Transportdauer aus immer weniger Körnern besteht, wird eine Suche mit einer Beprobungsfläche wie im Fall der Luminoforen erheblich weiter unterstrom fündig werden als bei der eine geringere Beprobungsfläche aufweisenden Suche im Fall des Meißner Granits. Demzufolge wird die Tracerfront in Abhängigkeit vom Beprobungsaufwand an unterschiedlichen Stellen lokalisiert mit der Folge, dass die über den zurückgelegten Weg geschätzten Wandergeschwindigkeiten entsprechend unterschiedlich ausfallen.

Gesetzt den Fall, man entschiede sich bei der Planung der Probenahme für eine vergleichsweise hohe Sicherheit von 90 %, und fände es akzeptabel, wenn eine Tracermenge mit weniger als 250 (150) Körner durch die Beprobung unentdeckt bliebe, dann würde eine Beprobungsfläche von 1 % (2 %) zur Beantwortung der Frage „Ist Tracer vorhanden?“ statistisch ausreichen.

Mit welcher Wahrscheinlichkeit werden bei einer Einzelprobe x Tracerkörner gefunden?

Zur Beantwortung dieser Frage eignet sich die **Binomialverteilung**, mit der sich die Anzahl eines Ereignisses in einer Reihe von unabhängigen Versuchen, bei der das Merkmal nur zwei Modalitäten annehmen kann („Erfolg“ oder „Misserfolg“), ermitteln lässt.

$$P(X = x \mid p,k) = \binom{k}{x} p^x q^{k-x} = \frac{k!}{x!\,(k-x)!} p^x q^{k-x} \qquad (2)$$

x = Anzahl Körner pro Feld ($0 \le x \le k$; ganzzahlig)

k = Gesamtanzahl Körner im Querprofil

p = Erfolgswahrscheinlichkeit für k = 1 (p=konst.)

q = 1-p = Misserfolgswahrscheinlichkeit für k = 1

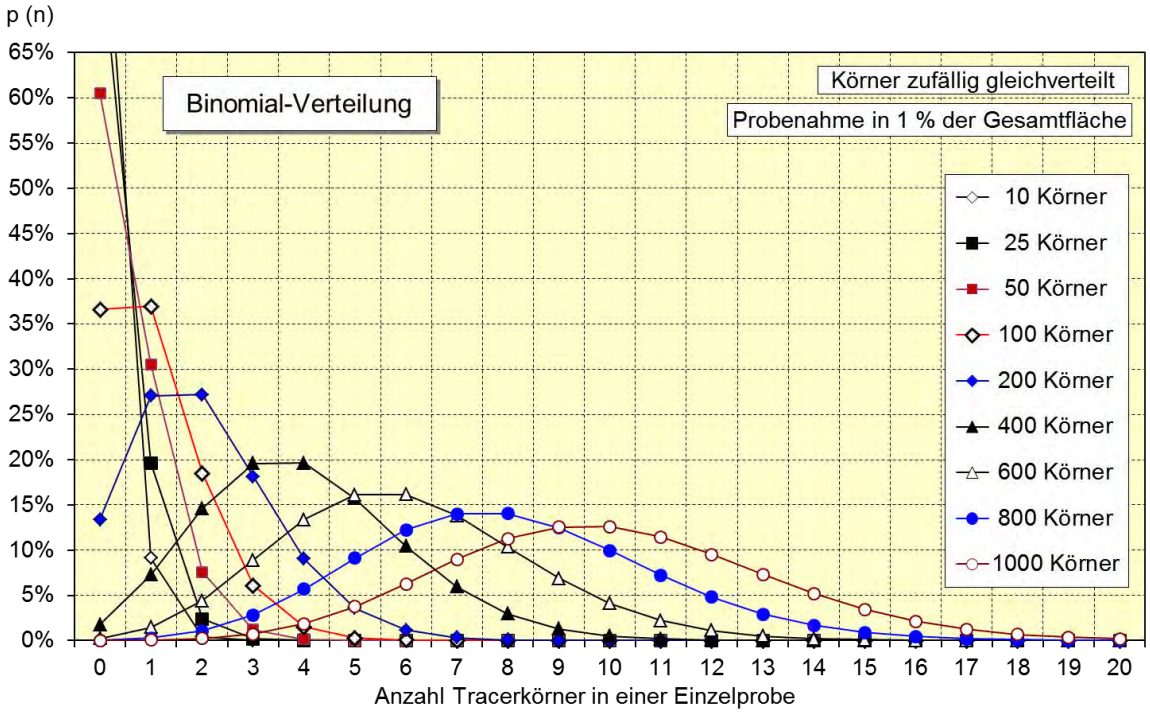


Abbildung 2: Wahrscheinlichkeiten der Kornanzahl einer Einzelprobe für eine Beprobungsfläche von 1 % in Abhängigkeit der Anzahl Tracerkörner im Querprofil

Im Fall einer Einzelprobe (Probenahmefläche = 1 %) und 100 zufällig verteilten Tracerkörnern beispielsweise enthält die Probe mit einer Wahrscheinlichkeit von gut 18 % genau 2 Tracerkörner, bei 200 zufällig verteilten Tracerkörnern ist dies mit 27 %, bei 400 zufällig verteilten Tracerkörnern wiederum nur mit etwa 15 % Wahrscheinlichkeit der Fall. Mit zunehmender Anzahl an insgesamt vorhandenen Tracerkörnern nimmt die Wahrscheinlichkeit, Proben mit lediglich wenigen Tracerkörnern zu erhalten, selbstverständlich ab.

Mit welcher Wahrscheinlichkeit ist bei n Probenahmen mit x Erfolgen (Tracerfunden) zu rechnen?

Zur Beantwortung dieser Frage eignet sich die **Hypergeometrische Verteilung**, mit der sich angeben lässt, mit welcher Wahrscheinlichkeit in der Stichprobe eine bestimmte Anzahl von Elementen mit einer gewünschten Eigenschaft vorkommt.

$$P(X = x \mid n, N, K) = \frac{\binom{K}{x} \cdot \binom{N-K}{n-x}}{\binom{N}{n}} \tag{3}$$

x = Anzahl Erfolge (Probenahmen mit Tracerfund)

K = Anzahl der mit Tracer belegten Felder

n = Anzahl beprobter Felder (Stichprobenumfang)

N = Anzahl Felder (Umfang Grundgesamtheit)

n-x = Anzahl Misserfolge (Probenahmen ohne Tracerfund)

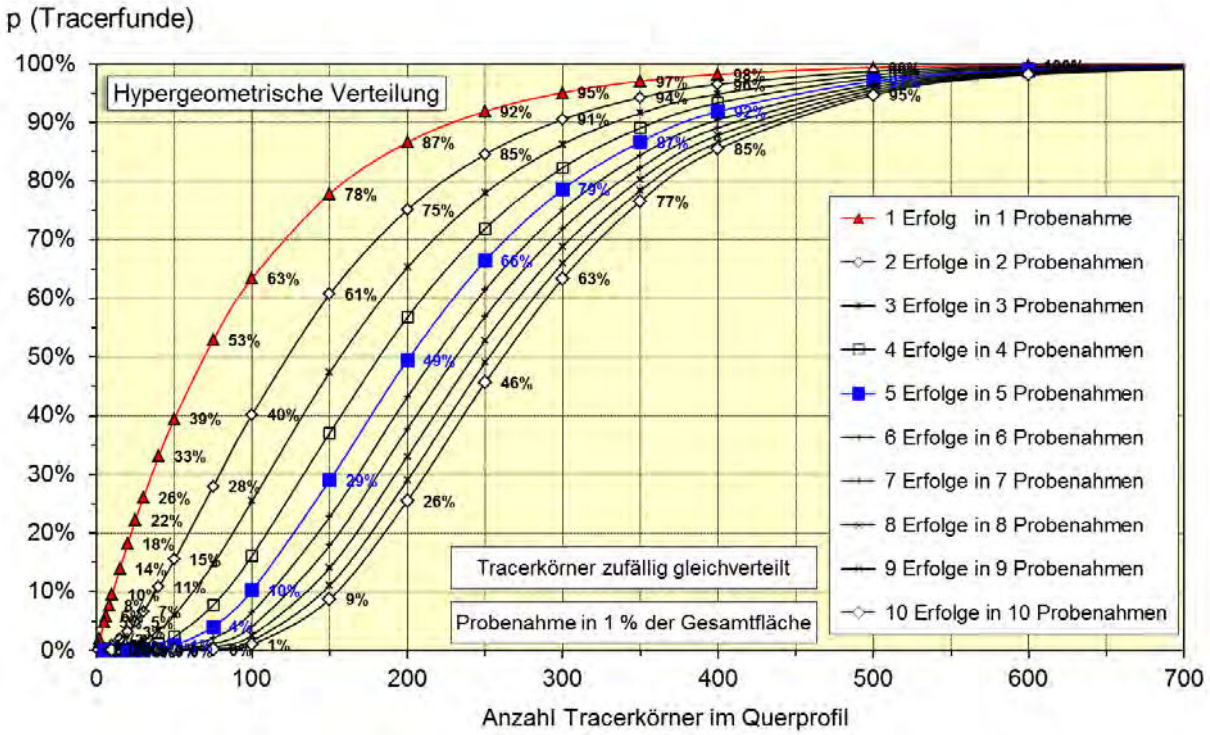


Abbildung 3: Wahrscheinlichkeiten, dass in jeder Einzelprobe Tracer gefunden wird (Beprobungsfläche jeweils 1 %)

Wie aus Abb. 3 ersichtlich, ist beispielsweise bei fünf Probenahmen mit einer Wahrscheinlichkeit von 90 % in jeder dieser Proben mit Tracer zu rechnen, wenn im Querprofil etwa 380 Tracerkörner vorhanden sind. Bei nur 200 Tracerkörnern wäre dies mit einer Wahrscheinlichkeit von etwa 50 % der Fall.

Für zahlreiche vergleichbare Fragestellungen (z. B. Erfolg nur bei jeder zweiten, dritten, ... Probe) lassen sich mit diesem Verteilungsmodell die Wahrscheinlichkeiten ebenfalls angeben.

Neben der vor allem für die Erfassung einer Tracerfront relevanten Frage, ob Tracer im jeweiligen Untersuchungsabschnitt vorhanden ist oder nicht, sind für die Erfassung der Ausbreitungscharakteristik, d. h. der örtlichen und zeitlichen Verteilung der eingebrachten Tracer, zuverlässige Schätzungen der Traceranzahl im jeweiligen Untersuchungsabschnitt notwendig. Die Güte dieser Schätzungen hängt natürlich vom Verhältnis von Stichprobenumfang zur Anzahl der vorhandenen Tracer ab. Abbildungen 4 und 5 verdeutlichen anhand der Ergebnisse zufallsbasierter Probenahmesimulationen für zwei unterschiedliche Mengen zufällig gleichverteilter Tracer, um welches Maß der Schätzfehler durch eine Ausweitung der Probenahmefläche verringert werden kann. Eine Verdopplung des Beprobungsaufwandes würde den Schätzfehler um etwa 30 %, eine Vervierfachung (z. B. 20 % beprobte Fläche anstatt 5 %) um etwa 50 % reduzieren. Dies gilt unabhängig von der Tracermenge, natürlich auf jeweils unterschiedlichem Niveau des Schätzfehlers. Für eine gegebene Größe an beprobter Fläche reduziert eine Verdopplung der Tracermenge den Schätzfehler um etwa 30 %, eine Verfünffachung (500 statt 100 Tracerkörner) würde den Schätzfehler halbieren. Der Schätzfehler im Bereich des Tracerschwerpunkts (vergleichsweise viele Tracerkörner im Querprofil) ist somit bei gleicher Größe der Probenahmefläche deutlich geringer als derjenige für die Tracerfront (wenige Tracerkörner).

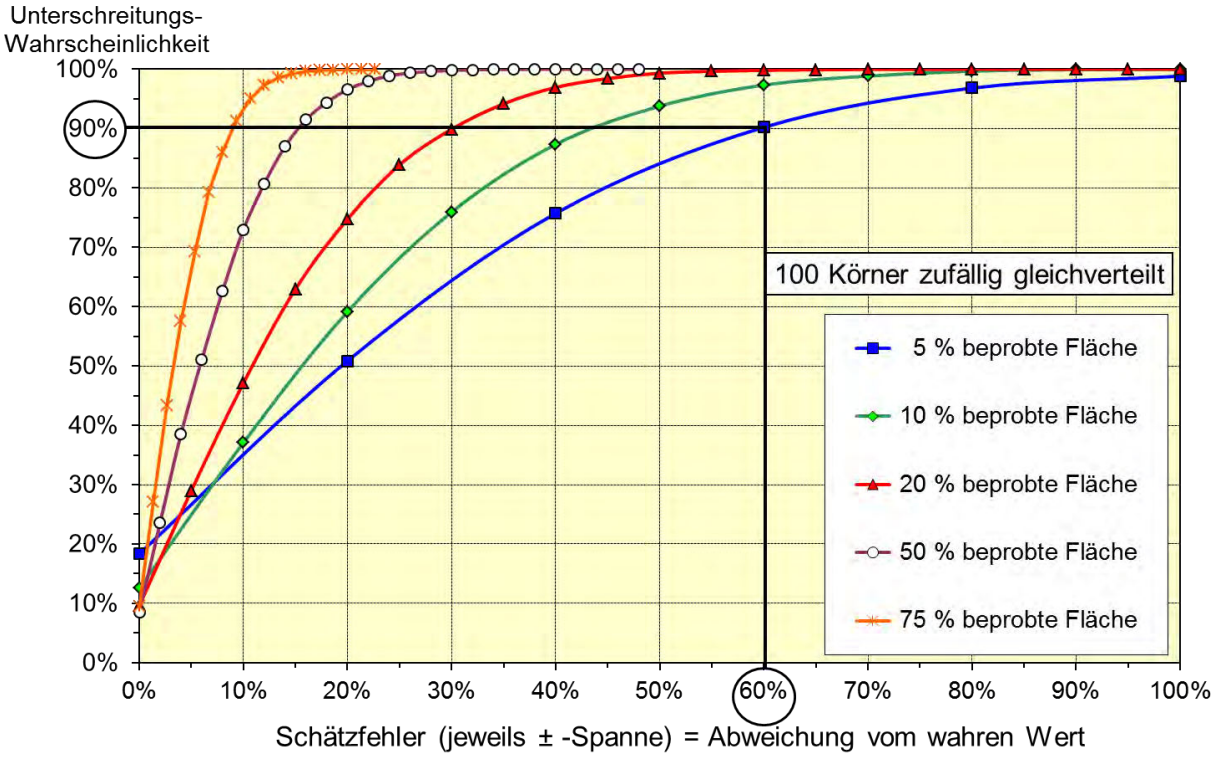


Abbildung 4: Schätzfehler in Abhängigkeit vom Stichprobenumfang (Anzahl Tracerkörner: 100)

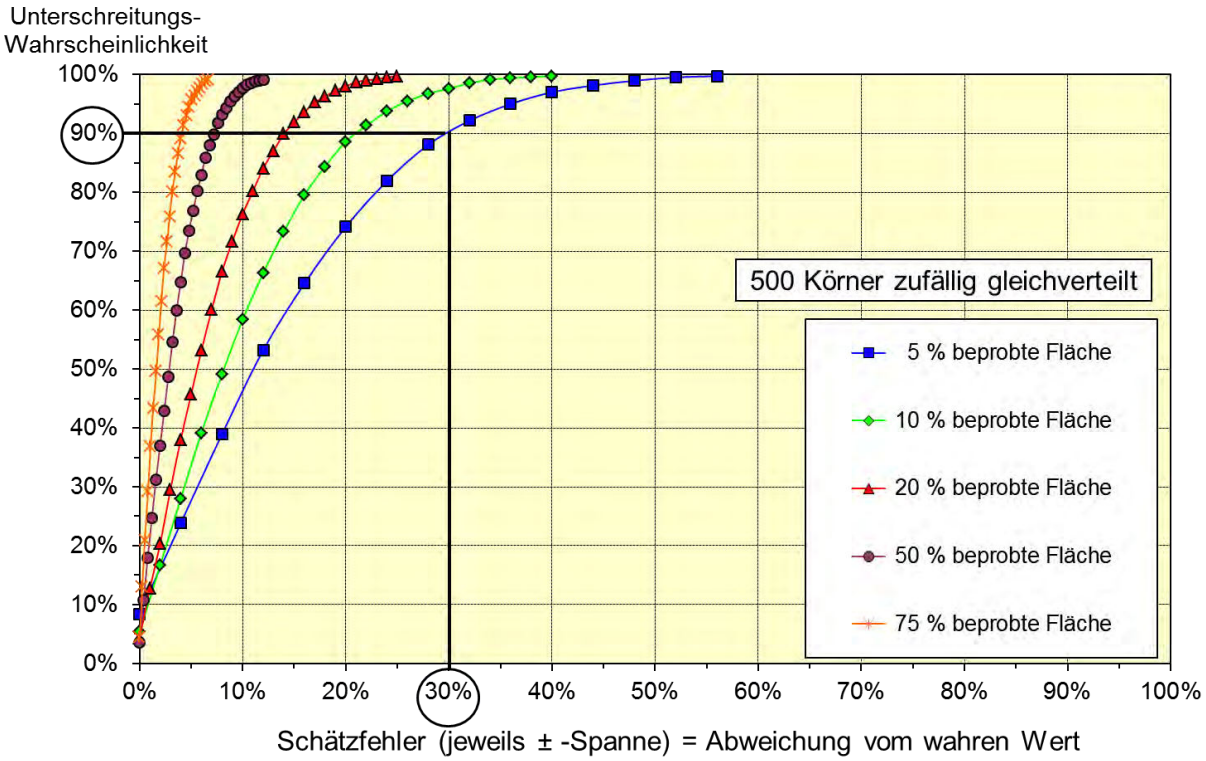


Abbildung 5: Schätzfehler in Abhängigkeit vom Stichprobenumfang (Anzahl Tracerkörner: 500)

Block C1
Saal 3

6 Schlussfolgerungen

Ob das Ziel der Beprobungen klar definiert ist oder nicht, entscheidet über Erfolg oder Misserfolg einer Probenahme. Im Fall der hier betrachteten Tracerversuche war die Zielgröße „Tracerfront“ zu Versuchsbeginn quantitativ nicht klar gefasst. Falls die Probenahmen der Klärung dienen sollen, ab wann in einem definierten Streckenabschnitt von einer morphologischen Wirksamkeit des oberstromig zugegebenen Materials ausgegangen werden kann, ist die Verfolgung einer Front bestehend aus nur wenigen Körnern kaum sinnvoll. Wird für einen bestimmten Tracerversuch in Abhängigkeit der zugegebenen Tracermasse und anderen relevanten Randbedingungen (natürlicher Geschiebetransport) eine Mindestkornanzahl als morphologisch relevante Tracerfront definiert, lässt sich der Beprobungsaufwand mit Hilfe der hier angeführten statistischen Zusammenhänge und Methoden rational begründet festlegen. Hierzu bedarf es aber auch der Entscheidung, welche Genauigkeit und welche Sicherheit die gewünschten Schätzungen haben sollen. Neben dem statistischen Charakter des beprobten Prozesses bestimmen vor allem diese den notwendigen Beprobungsaufwand.

7 Literatur

Hüsener, T. (2004) Luminoforentracer an der Elbe - Ergebnisse und Probenahmestrategie. In: Veranstaltungen 4/2004: Tracer und Abriebversuche – Gewinnung morphologischer Basisdaten für die Bewirtschaftung defizitärer Flusssysteme. Gewässermorphologisches Kolloquium der Bundesanstalt für Gewässerkunde am 6.11.2003, Koblenz, S. 49-60.

Monreal, S. (2004): Naturversuch Elbe - Einsatz eines petrographischen Tracers zur Untersuchung des Geschiebetransports. Diplomarbeit am Geographischen Institut der Rheinischen Friedrich-Wilhelms-Universität Bonn.

Projektgruppe Erosionsstrecke Elbe (2001): Erosionsstrecke der Elbe. Ergebnisse der Naturversuche zur Geschiebezugabe 1996-1999. WSD Ost, WSA Dresden, BAW, BfG (unveröffentlicht).

Promny, M. (2004): Datenauswertung von Luminoforentracerversuchen. Bericht der Universität der Bundeswehr München, Institut für Wasserwesen im Auftrag der Bundesanstalt für Wasserbau.

Schmidt, A.; Faulhaber, P. (2001): Five years of artificial bed load feeding in the river Elbe. In: Falconer, R.A., Blain, W.R. (Ed.): River Basin Management. Progress in Water Resources Vol 4, WIT Press 2001, S. 383-392.

Schmidt, A. (2003): Effiziente Probenahme zur Schätzung von Schwebstofffrachten – Fallbeispiele an Rhein und Elbe. Tagungsband zum BfG-Kolloquium „Schwebstoffe und Schwebstofftransport in Binnenwasserstraßen“ am 8.11.2001 in Koblenz, S. 19-41, April 2003.

Autor:

Dr.-Ing. Andreas Schmidt

Bundesanstalt für Wasserbau
Kußmaulstraße 17
76187 Karlsruhe
Tel.: +49 721 9726 3010
Fax: +49 721 9726 2610
E-Mail: andreas.schmidt@baw.de

Technische Universität Dresden – Fakultät Bauingenieurwesen
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

38. Dresdner Wasserbaukolloquium 2015
„Messen und Überwachen im Wasserbau und am Gewässer“

Der Flusshydrologische Fachdienst FLYS der BfG – interdisziplinäres Datenmanagement der Gewässerkunde im Web

Doreen Grätz, Stefan Vollmer
Marcus Hatz, Norbert Busch

Mit dem Fachdienst FLYS stellt die BfG für interdisziplinäre gewässerkundliche Fragestellungen ein geeignetes Werkzeug bereit, das von Verwaltungen, Ingenieurbüros und Forschungseinrichtungen genutzt werden kann. Es vereint Fachdisziplinen und stellt bedarfsgerecht Daten bereit, die projektbezogen gebündelt und in zahlreichen Analyseschritten betrachtet werden können. Dadurch kann die Komplexität von Gewässersystemen besser durchdrungen werden.

Stichworte: FLYS, webbasiert, Freie Software, Datenmanagement, interdisziplinäre Gewässerkunde, Monitoring

1 Einleitung

Die Bundesanstalt für Gewässerkunde (BfG) berät als Bundesoberbehörde die Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes (WSV) bei Betrieb, Unterhaltung und Ausbau der Bundeswasserstraßen (BWaStr), wozu u.a. hydro- und morphodynamische Modelle eingesetzt werden. Verschiedene Fragestellungen, u.a. zur Planung, Durchführung und Erfolgskontrolle von Bau- und Unterhaltungsmaßnahmen, aber auch zur Beurteilung von großräumigen und langfristigen Entwicklungen an Wasserstraßen rufen, entsprechend der flussgebietsbezogenen Betrachtungsweise der BfG, den Bedarf hervor, umfassendes interdisziplinäres Fachwissen aus Hydrologie, Morphologie und Hydrographie zusammenzuführen. Hierzu zählen nicht nur die wissenschaftliche Expertise, sondern auch die vielfältigen Datengrundlagen in diesen Bereichen.

Eine originäre Aufgabe der WSV und der BfG ist die Erfassung, Dokumentation und Verwaltung gewässerkundlicher Messwerte, denn zu den größten Schätzen der quantitativen Gewässerkunde zählen die vielfältigen Messdaten, die z.B. kontinuierlich an Pegeln oder ereignisbezogen in speziellen Messkampagnen, neuerdings auch per Fernerkundung, erhoben werden. Diese Daten werden zunehmend in zentralen, digitalen Datenbanken verwaltet, deren technischer Betrieb und fachliche Pflege zukünftig eine Daueraufgabe für die zuständigen Stel-

len sein wird. Profitieren von solch strukturierten Datenhaltungen werden u.a. Online-Dienste, wie der Fachdienst FLYS der BfG. Sie können diese verteilten Datenquellen zusammenführen und interdisziplinär auswerten.

Damit tragen sie zur Verbesserung des Prozess- und Systemverständnisses eines Gewässers bei, wobei hydro-und morphodynamische Modelle unterstützend eingesetzt werden. Mit FLYS können so z.B. Wechselwirkungen zwischen der Dynamik von Sedimenthaushalt und Gewässerbett sowie ökologische Wirkzusammenhänge zwischen Morphologie und Ökologie (Hydromorphologie) modell- und messdatenbasiert analysiert werden. Auch Auswertungen von Sedimenttransport und Gewässerbettentwicklung für langfristige Betrachtungszeiträume im Hinblick auf das Monitoring an Wasserstraßen sind möglich.

2 FLYS als Datenpool und Werkzeug des Wissensmanagements

Bereits seit 1998 entwickelt die BfG in Zusammenarbeit mit der WSV die Flusshydrologische Software FLYS als umfassendes Wasserstandinformations- und Analysesystem an BWaStr. Im Rahmen der letzten Entwicklungsphase (2009-2013) hat FLYS umfangreiche Erneuerungen erfahren. Die Umgestaltung der Software zu einem webbasierten Fachdienst, der Zugriff auf offizielle Datenbanken (s.u.: AFT, SGM, SedDB) sowie die Verwendung freier Software-Komponenten (**www.dive4elements.org**) lassen FLYS zu einem dynamischen Werkzeug für die Lösung der in Kapitel 1 skizzierten Fragestellungen werden.

Als Fachanwendung im Geoportal der BfG bringt es Modell- & Messdaten, historische & aktuelle Daten, hydrologische & morphologische Daten in eine analytische Zusammenschau. Wie in Abbildung 1 dargestellt greift FLYS hierzu auf vernetzte Datenbanken der WSV & BfG zu und bildet so nach *Stürmer & Ackermann (2013)* ein wichtiges Tool des Wissensmanagements in der BfG.

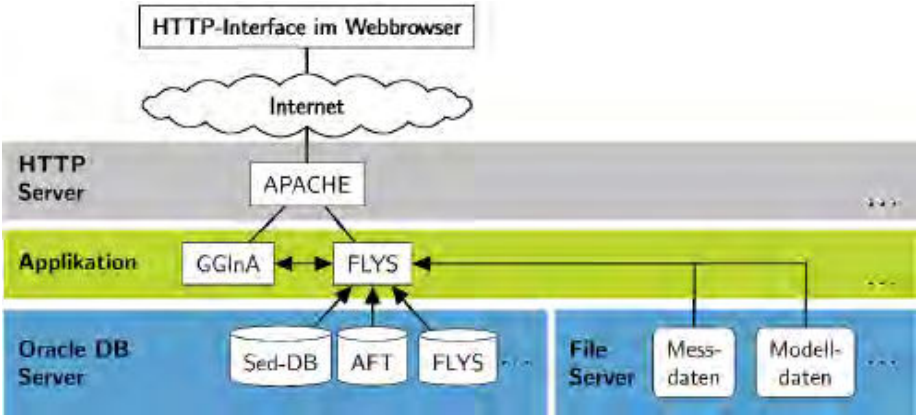


Abbildung 1: Schematische Darstellung der Standard-Plattformarchitektur für Webanwendungen in der BfG nach *Dickscheid (2013)*.

Aktuell greift FLYS auf die in der BfG betriebene *Abflusstafeldatenbank* (AFT) zu. Sie beinhaltet die zurzeit bundesweit größte Sammlung an historischen Abflusstafeln für Pegel an BWaStr. Darüber hinaus sind mit der *Sedimentdatenbank* (SedDB) der BfG und der WSV-eigenen Datenbank für die *Stammdaten Gewässerkundlicher Messstellen* (SGM) weitere Kerndaten der Hydrologie und Morphologie an BWaStr angebunden. Der durch FLYS genutzte Datenpool umfasst zusätzlich ein Modell- und Messdatenarchiv, welches kontinuierlich seit annähernd zwei Jahrzehnten aufgebaut und gepflegt wird. Dieses Archiv wächst mit jedem Projekt.

Dabei übersteigt der Bedarf an geodätischen, hydrologischen und gewässermorphologischen Messungen und Modellen an den BWaStr nach Art und Umfang bei weitem die entsprechenden Anforderungen an sonstige Gewässer in Deutschland. Grund hierfür ist die Schifffahrt auf den Wasserstraßen, die hier als weitere Nutzungsart hinzukommt und überall optimale und sichere Verhältnisse antreffen will. Aus diesem Grund führt die WSV auch sog. Wasserspiegelfixierungen durch, in denen die Wasserstände im Längsprofil der BWaStr eingemessen werden. Diese Daten bilden eine wertvolle Ergänzung zu den an den Pegeln gewonnenen Messdaten (s.o.) und werden ebenfalls für alle Gewässerzustände von niedrigen bis hohen Wasserständen ereignis- und bedarfsabhängig erhoben.

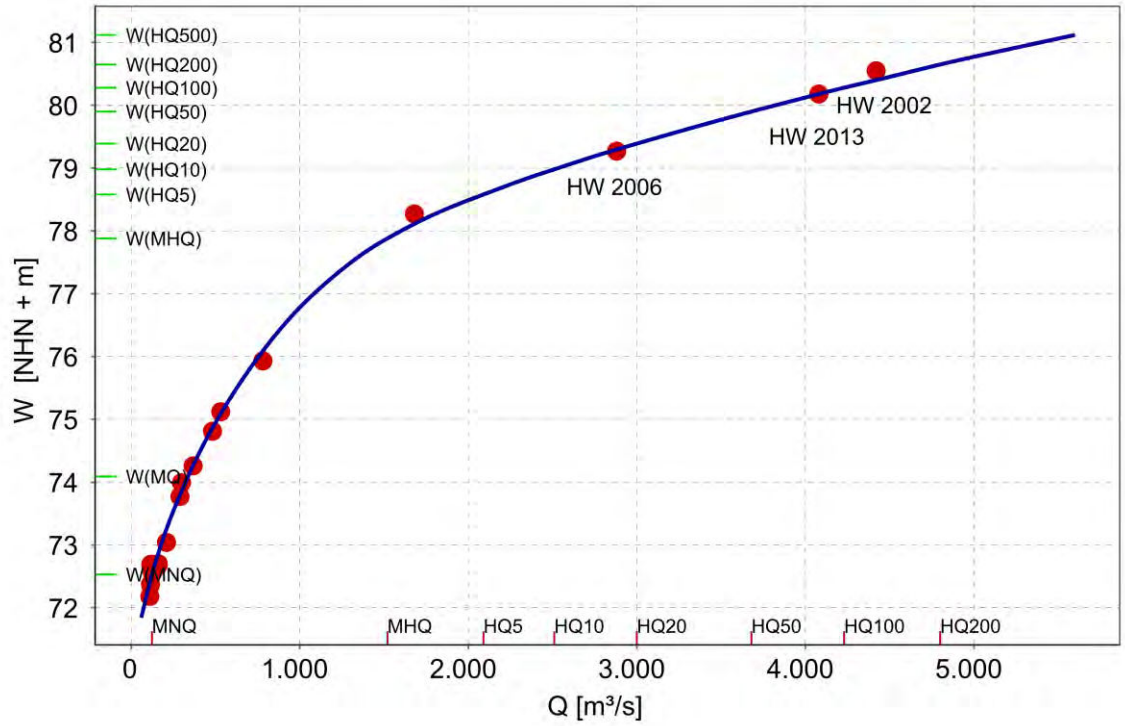


Abbildung 2: Mit Hilfe eines 1D-Fließgewässermodells berechnete Abflusskurve für den Elbe-km 170 im Vergleich zu den Wasserspiegelfixierungen nach 2000

Abbildung 2 illustriert ein Beispiel zur Analyse der Wasserstände für beliebige Orte mit Hilfe von FLYS. Ausgewertet werden die bereitstehenden Messdaten aus Wasserspiegelfixierungen in Verbindung mit der in hydraulischen Modellberechnungen ermittelten Abflusskurve für Elbe-km 170.

Die Zusammenschau von hydrologischen/hydraulischen Daten mit morphologischen Daten wird nicht nur durch Integration der Sedimentdatenbank der BfG gewährleistet. Zusätzlich zu den dort archivierten Ergebnissen von Sohlbeprobungen und Geschiebemessungen, finden sich in FLYS Daten und Auswertemöglichkeiten zu Peildaten, Fließgeschwindigkeiten und Sedimentdichten/ Porositäten oder auch zu wichtigen Parametern des Feststofftransports (Sedimentfrachten, Korngrößen, Transport-Abfluss-Beziehungen etc.).

Aktuell sind in FLYS Daten für 14 freifließende und staugeregelte Bundeswasserstraßen mit mehr als 3000 km Gewässerlänge implementiert. Diese sind: Rhein, Neckar, Main, Lahn, Mosel, Saar, Weser, Werra, Fulda, Elbe, Saale, Havel, Oder und Donau.

Umfangreiche morphologische Datensätze für die Nutzung im Morphologie-Modul M-INFO liegen derzeit für den Rhein und die Elbe vor. Für die Oder befindet sich ein Datensatz im Aufbau.

3 Informations- und Analysefunktionen in FLYS

FLYS enthält sowohl Funktionalitäten zur Generierung einfacher hydrologischer Informationen, bietet aber auch komplexe Auswertemechanismen auf diversen raumzeitlichen Skalen. Es unterstützt somit den Techniker im Alltagsbetrieb ebenso wie den Wissenschaftler bei tiefergehenden gewässerkundlichen Fragestellungen.

In jedem Fall sorgen standardisierte Workflows, Eingabeunterstützungswerkzeuge sowie der „intelligente Datenkorb“ *(Stürmer & Ackermann 2013)* für eine Unterstützung der Nutzer beim Zugriff auf die in Kapitel 2 skizzierten Datenpools und der Erstellung darauf basierender Auswertungen und Darstellungen.

FLYS umfasst für hydrologische Untersuchungen die Module *W-Info* und *Fixierungsanalyse*, die u.a. anerkannte Werkzeuge zur Analyse der Wasserstands- und Abflussverhältnisse anbieten (vgl. z.B. *Busch et al. 2013*). In der letzten Entwicklungsphase erhielt FLYS zur fachlichen Erweiterung um morphologische Auswerteroutinen das Modul *M-Info*. In allen Modulen sind die verschiedenen Auswerteroutinen als sogenannte Berechnungsarten untergliedert. Eine Übersicht über die Berechnungsarten ist in Tabelle 1 dargestellt.

Tabelle 1 Übersicht der Berechnungsarten in den FLYS-Modulen W-Info, M-Info und Fixierungsanalyse

W-Info	M-Info	Fixierungsanalyse
Wasserspiegellagen/ Wasserstand	Mittlere Sohlhöhe	Fixierungsanalyse
W für benutzerdefinierte Abflusslängsschnitte	Sohlhöhendifferenz	Ausgelagerte Wasserspiegellagen
Abflusskurve/ Abflusstafel	Sohlbeschaffenheit	
Historische Abflusskurven	Sedimentfracht	
Dauerlinie	Fließgeschwindigkeit	
Überschwemmungsfläche	Transport-Abfluss-Beziehung	
Differenzen		
Bezugslinie		

Block C1
Saal 3

Speziell in der Zusammenschau von Ergebnissen aus hydrologischen (W-INFO) und morphologischen (M-INFO) Berechnungsarten kann - wie beispielweise in *Busch et. al (2013)* oder *Grätz (2014)* aufgezeigt - die Zuverlässigkeit von Messergebnissen plausibilisiert werden. Dies erfolgt im direkten Zusammenspiel korrespondierender Daten, wie etwa beim Vergleich langfristiger Wasserspiegeländerungen und Höhenänderungen der Gewässersohle bei niedrigen bis mittleren Abflussverhältnissen. Auch Überprüfungen der Qualität von Feststoffmessungen sind mit vergleichenden Analysen von Feststofftransportraten zu auftretenden Schubspannungen und Höhenänderungen an der Gewässersohle möglich.

4 Anwendungsbeispiele: Monitoring & Messprogramme

Im folgenden Kapitel sollen Analysemöglichkeiten von FLYS anhand von ausgewählten Praxisbeispielen erläutert und ihr fachlicher Nutzen für Messprogramme und das Gewässermonitoring sowohl konzeptionell als auch in der Umsetzung aufgezeigt werden.

4.1 Anwendungsbeispiele zum Monitoring von Wasserstands-und Durchflussverhältnissen an der Elbe

4.1.1 Auswertung historischer Abflusstafeln

Zur Wahrnehmung diverser Aufgaben hinsichtlich der Beratung der WSV hat die BfG kontinuierlich über viele Jahrzehnte die umfangreichste digitale Datensammlung an Abflusstafeln für Pegel an BWaStr und an gemessenen Wasserständen aus an Wasserspiegelfixierungen aggregiert. Zum Monitoring der hydraulischen Verhältnisse an Pegelstandorten können alle jemals gültigen Abflusskurven eines Pegels herangezogen werden. Wertet man diese für konstante Wasserstände oder Abflüsse über einen längeren Zeitraum hinaus aus, dann erlaubt FLYS konkrete Aussagen zur zeitlichen Entwicklung der Leistungsfähigkeit des Pegelprofils. Abbildung 3 zeigt für den Pegel Dresden/Elbe die aktuelle, seit dem 01.11.2012 gültige Abflusskurve, deren Vorgängerkurve sowie die vom 01.11.1975 bis 31.12.1988 gültige Kurve. Wie man bereits beim visuellen Vergleich der Abflusskurven erkennt, hat sich der Kurvenverlauf im Hochwasserbereich deutlich verändert.

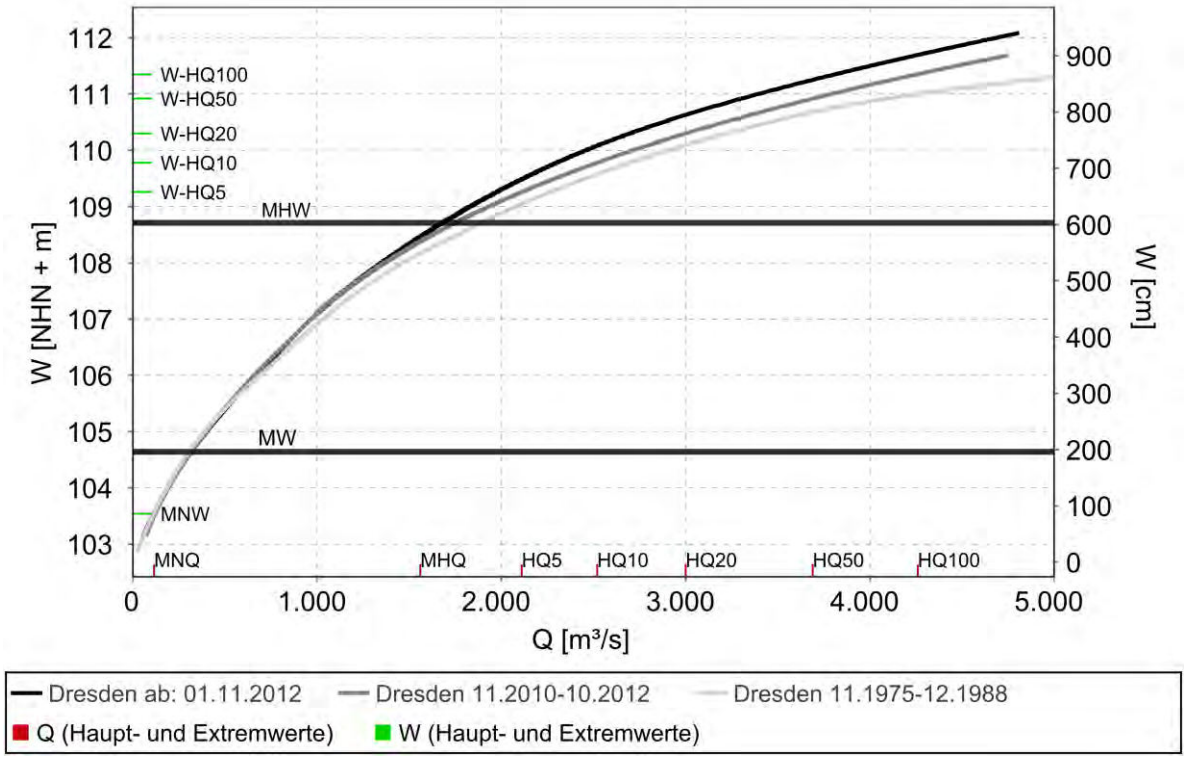


Abbildung 3: Aktuell gültige Abflusskurve für den Pegel Dresden/Elbe (Elbe-km 55,63) und ausgewählte Vorgängerkurven

In Abbildung 4 sind die zeitlichen Entwicklungen der Abflüsse für zwei kennzeichnende Wasserstände (MW=196 cm und MHW=603 cm, jeweils bezogen auf die Zeitreihe 1997-2006) im Zeitraum zwischen 1964 und 2015 wiedergegeben. Ausgewertet wurden hierzu alle in diesem Zeitraum gültigen Abflusskurven. Demnach fließt bei Erreichen eines mittleren Hochwasserstands (MHW, blaue Linie) am Pegel Dresden heute eine deutlich geringere Wassermenge im Vergleich zu 1990 (ΔQ = ~200 m³/s), d.h. es kann eine Abnahme der Leistungsfähigkeit des Pegelprofils festgestellt werden. Im Vergleich dazu blieb der Durchfluss bei MW (grüne Linie) in der Vergangenheit nahezu unverändert.

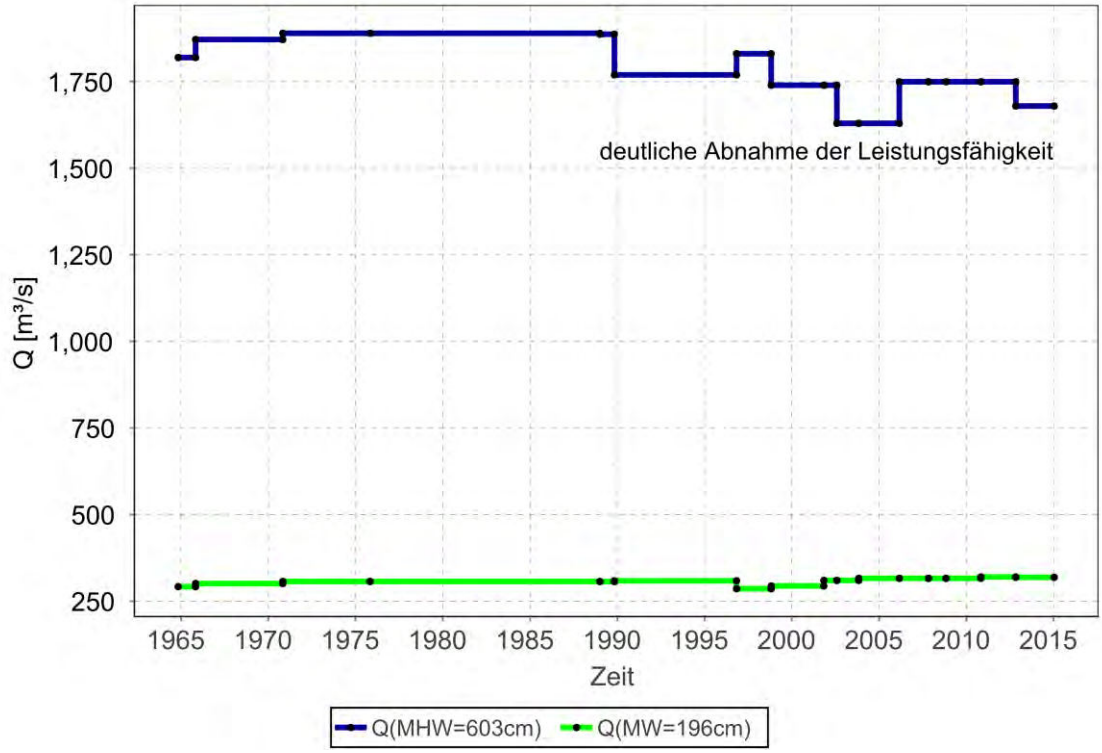


Abbildung 4: Zeitliche Entwicklung der Abflüsse seit 1964 am Pegel Dresden/Elbe bei MW und MHW

Zwangsläufig stellt sich die Frage nach der Verursachung der veränderten lokalen Durchflusssituation im Bereich des Pegels Dresden mit niedrigeren Abflüssen bei gleichen Hochwasserständen bzw. mit erhöhten Hochwasserständen bei gleichen Elbeabflüssen. Als Mindestinformation werden zur Klärung der komplexen Zusammenhänge Querprofile (inkl. Vorländer) aus zurückliegenden Peilungen benötigt. Im Gegensatz zu den bereits online verfügbaren Abflusstafeln für Pegel an BWaStr existiert gegenwärtig noch keine Querprofildatenbank der WSV, die zentral betrieben wird und sowohl räumlich umfassend als auch mit allen historischen Peilungen befüllt ist und diese für Internet-Dienste als Service bereitstellt.

4.1.2 Dauerlinien als Wissensbasis für Planungszwecke und Ökologie

Alle mathematischen Abflussmodelle der BfG für BWaStr werden umfangreich anhand von Messdaten kalibriert und bei Erkenntnissen bedeutsamer gewässermorphologischer Änderungen aktualisiert. Diese Modelle liefern neben den Grundlagen zur gewässerkundlichen Ist-Beschreibung für jeden Ort am Gewässer auch die Ausgangsdaten, die den Informationsbedarf verschiedener Nutzungen am Gewässer abdecken können. Mittlere Dauerlinien für den Abfluss und Wasserstand, die für Planungszwecke bzw. zu vegetationskundlichen Standortbeschreibungen von Habitaten benötigt werden, bringen zum Beispiel den Nutzungsaspekt zum Ausdruck. Bekanntermaßen beinhalten Gewässerkundliche Jahrbücher auch Angaben zu Dauerzahlen für Pegelstandorte, die sich mit FLYS in Ergänzung hierzu, für jeden Ort zwischen den Pegeln verdichten lassen. Abbildung 5 zeigt als Beispiel für diese Analyseart eine berechnete Wasserstanddauerlinie für Elbe-km 170.

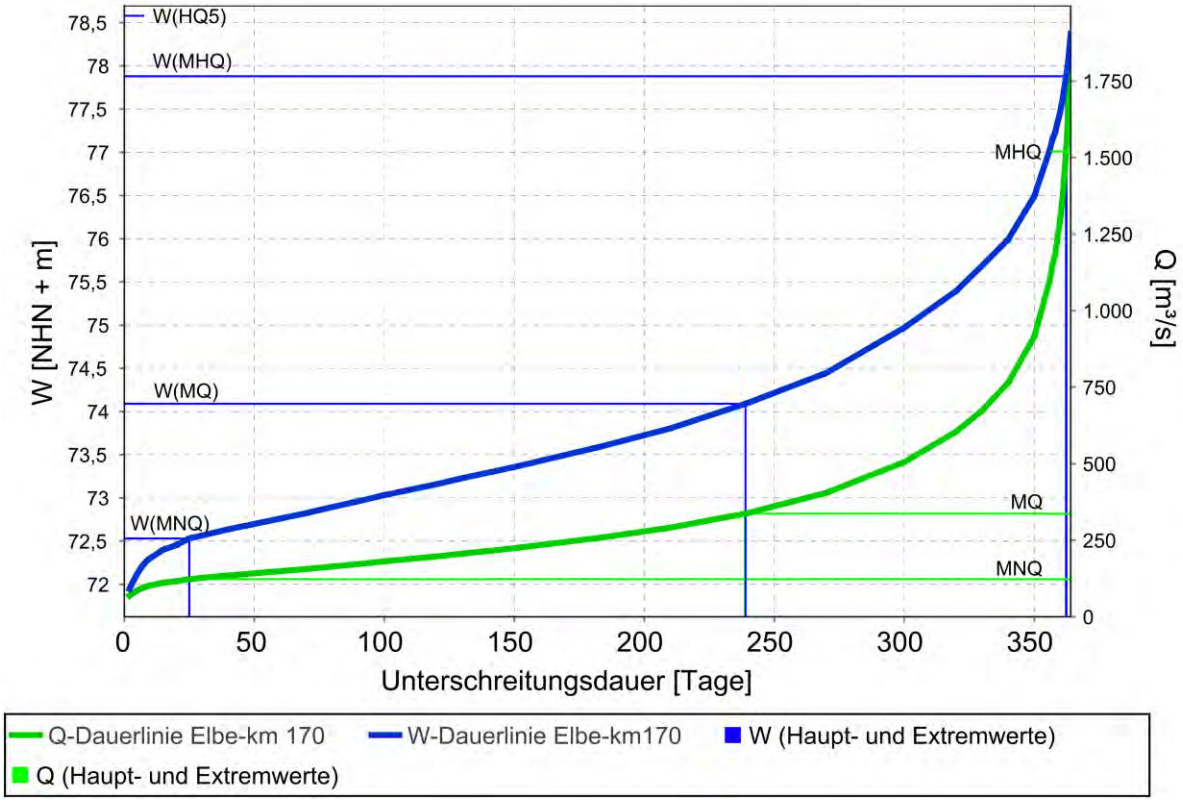


Abbildung 5: Mittlere Abflussdauerlinie und mit FLYS berechnete Wasserstanddauerlinie für Elbe-km 170

4.1.3 Wasserspiegelfixierungen als hydromorphologisches Gedächtnis an Bundeswasserstraßen

Wie Peildaten, gemessene Wasserstände an Pegeln, Abflussmessungen, Abflusskurven so bewahren auch die Wasserspiegelfixierungen das hydrologische und gewässermorphologische Gedächtnis an den BWaStr. Langfristige Sohlhöhenänderungen als Folge des Feststofftransports in frei fließenden Gewässern pausen sich insbesondere auf die Wasserstände bei niedrigen Abflüssen durch.

Aber auch Geländeänderungen in den angrenzenden Überschwemmungsgebieten können zu signifikanten Wasserspiegellagenänderungen bei Hochwasser führen. Als Beispiel aus jüngerer Zeit kann die 2009 erfolgte Deichrückverlegung bei Lenzen (Elbe-km 476,6-483,7) an der unteren mittleren Elbe in Brandenburg angesehen werden. Durch diese Maßnahme nehmen heute ca. 420 ha des ursprünglichen Überschwemmungsgebiets wieder an der lokalen Wasserstandsdynamik der Elbe teil. Deichschlitze im alten Deich bewirken, dass die hinzugekommene Fläche am Abflussgeschehen partizipiert. Als Folge sinken die Hochwasserstände im Bereich und oberhalb der Maßnahme teilweise bedeutsam ab.

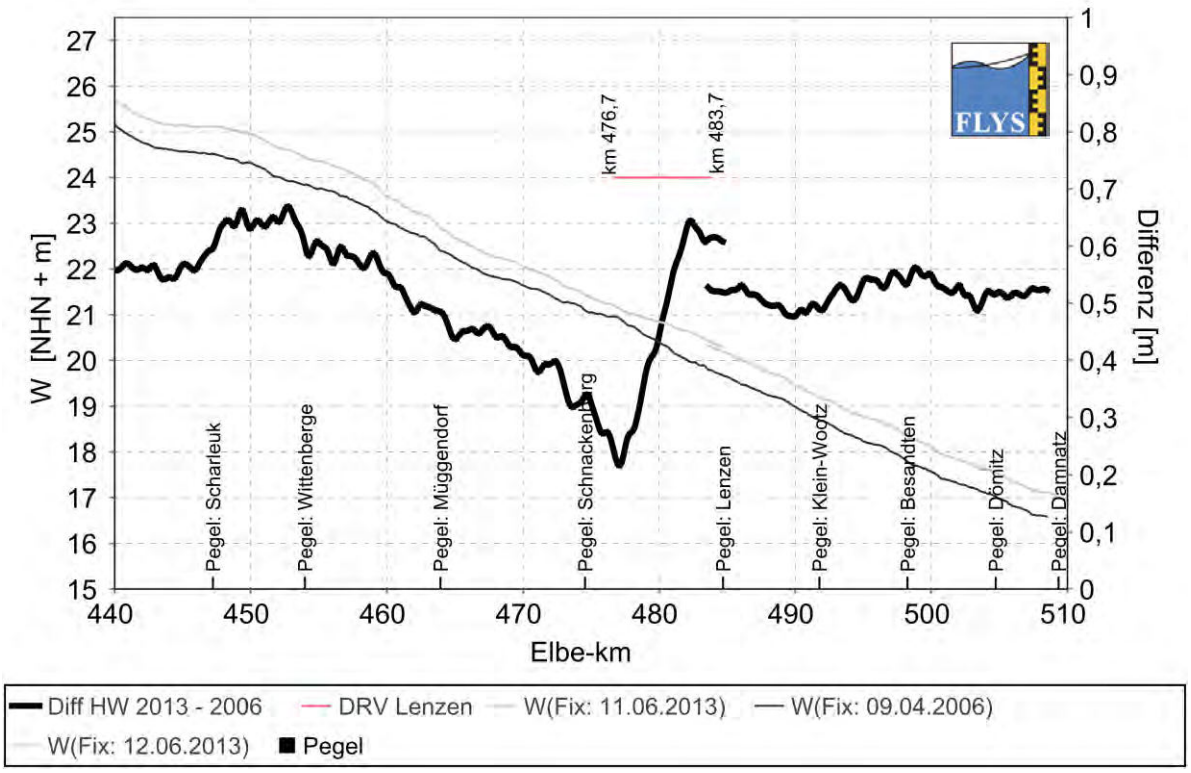


Abbildung 6: Gemessene Scheitelwasserspiegellagen an der unteren mittleren Elbe bei den Hochwassern Juni 2013 und April 2006 sowie die daraus resultierende Differenzlinie

Block C1
Saal 3

Durch den Vergleich der Wasserspiegelfixierungen im Scheitel des Hochwassers im April 2006 (vor Realisierung der Maßnahme) mit jener im Scheitel des Hochwassers 2013 (nach Realisierung) lassen sich mit FLYS im Sinne eines Monitoringwerkzeugs die durch die Deichrückverlegung Lenzen verursachten Wasserstandveränderungen nachweisen. Aufgrund der unterschiedlichen Scheitelabflüsse dieser beiden Elbehochwasser ergeben sich verhältnismäßig konstante Wasserstanddifferenzen von ca. 50-60 cm auf weiten Strecken ober- und unterhalb der Maßnahme.

Wie man in Abbildung 6 erkennen kann, nähern sich im unmittelbaren Bereich der Maßnahme die gemessenen Wasserspiegellinien deutlich an. Im Minimum wird nur noch eine Differenz von ca. 20 cm verzeichnet, d.h. hier wurde durch die Deichrückverlegung beim Hochwasser 2013 eine Wasserstandabsenkung von maximal 30-40cm verursacht. Diese Auswirkungen reichen ca. 20 km nach oberstrom und somit nahezu bis zum Pegel Wittenberge.

4.2 Anwendungsbeispiele zum morphologischen Monitoring an der Elbe

4.2.1 Analyse der Sohldynamik anhand Differenzen mittlerer Sohlhöhen

Die kausalen Zusammenhänge zwischen Wasserstand und Sohle sind gewässerkundlich bekannt. So folgen bei Erosionprozessen der Sohle und gleichbeibender Geometrie (d.h. z.B. ohne Aufweitung des Fließquerschnitts durch Uferabgrabungen oder Altarmanbindungen) sowie gleichbleibender Gewässerbewirtschaftung langfristig gesehen die Wasserstände bei gleichen Abflüssen der Sohle. Dieser Wasserspiegelverfall lässt sich in FLYS anhand der Analyse von zahlreichen Wasserspiegelfixierungen und dem Auslagern von Niedrig-/Mittelwasserspiegellagen für festgelegte Auswertezeiträume nachvollziehen.

In einer isolierten Betrachtung kann das Verhalten der Gewässersohle mit der Berechnung von Sohlhöhendifferenzen im Modul M-Info analysiert werden. Datengrundlage sind dabei von der BfG nach einem einheitlichem Verfahren ausgewertete Lagen von mittleren Sohlhöhen. Dies ermöglicht beispielsweise eine Analyse hinsichtlich der Auswirkung von Extremhochwassern auf die Gewässersohle oder auch die Planung der Geschiebewirtschaftung inklusive des obligatorischen Monitorings von Maßnahmen. Digitale Datenhaltung in Form von Datenbanken sind auch hierfür sehr wünschenswert und hilfreich.

In Abbildung 7 ist die Sohlentwicklung eines Teilabschnitts der Elbe für den Zeitraum 2004 bis 2013 dargestellt, wobei für großräumige Analysen automatisiert eine geglättete Kurvendarstellung mit zoombereichsabhängiger

Mittelwertbildung erfolgt. Der intelligente Datenkorb ermöglicht, abhängig von der Berechnungsart, das Hinzuladen ergänzender Daten. Die grundlegenden Daten der hier betrachteten mittleren Sohlhöhen sowie die zugehörigen gepeilten Breiten, welche in Bezug zur morphologischen Breite zu sehen sind, sind Teil der Datenkorbauswahl dieser Berechnungsart.

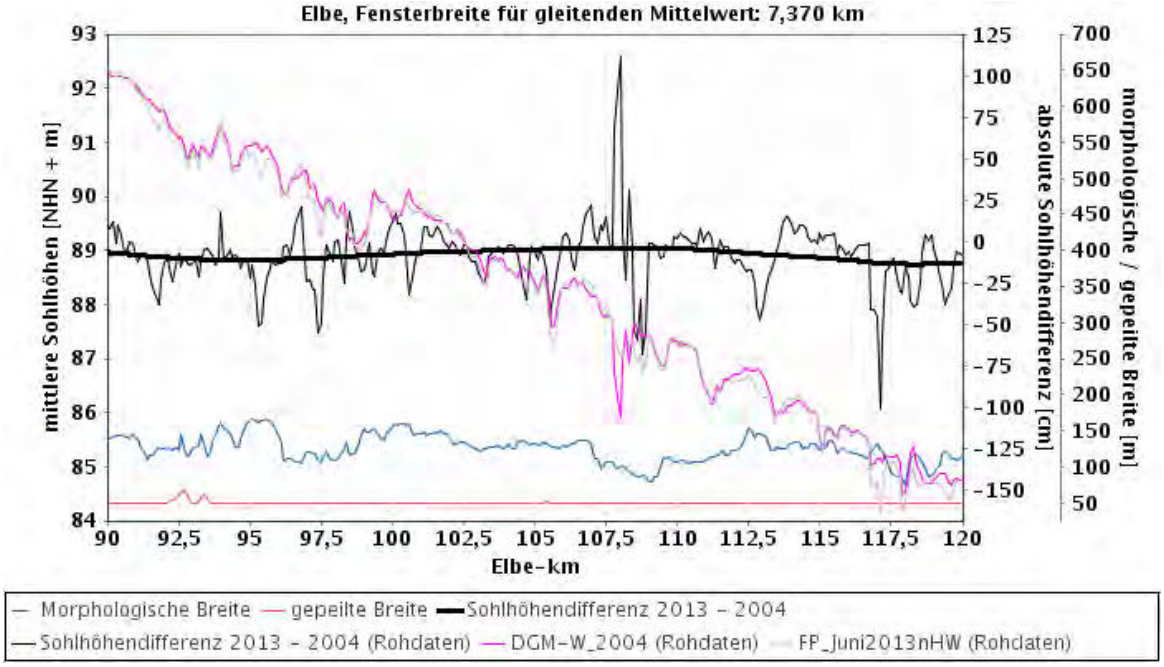


Abbildung 7: Auswertung der absoluten mittleren Sohlhöhendifferenzen [cm] an der Elbe für den Zeitraum 2013-2004

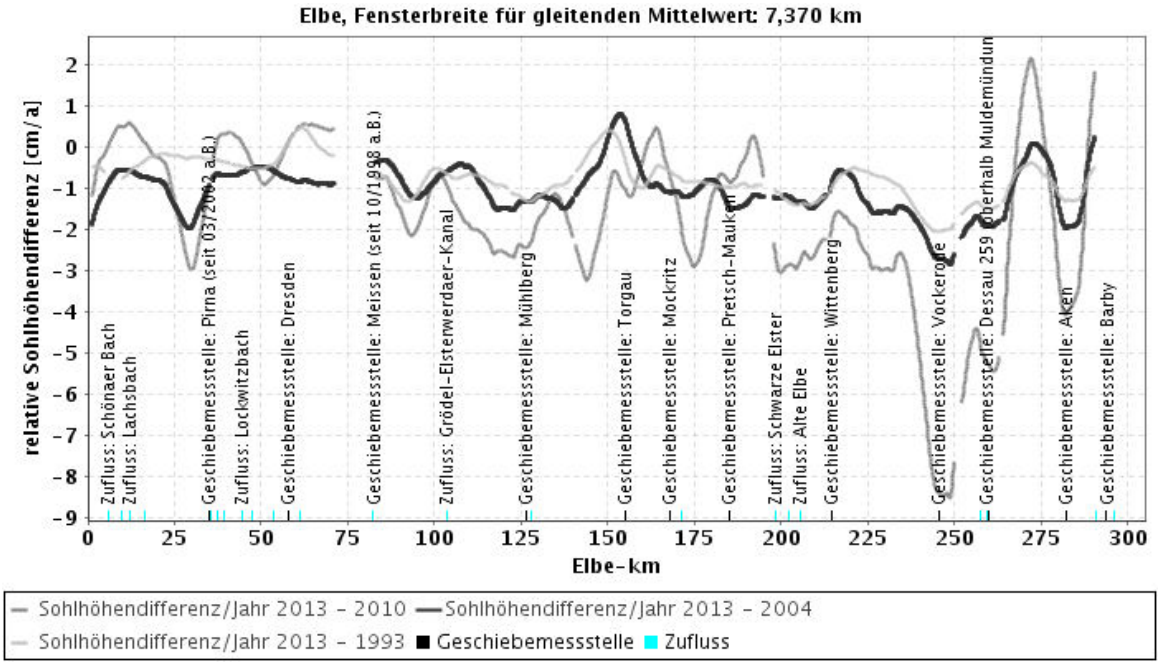


Abbildung 8: Zusammenschau der relativen mittleren Sohlhöhendifferenzen [cm/a] an der Elbe zwischen 2013 und den Zeiträumen 1993, 2004 sowie 2010

Ebenfalls automatisch erfolgt das in Bezug Setzen von absoluten Sohlhöhenänderungen zu relativen Änderungen pro Jahr. In Abbildung 8 sind für die Zeiträume zwischen 1993, 2004 sowie 2010 zum Bezugsjahr 2013 die jährlichen Sohlhöhenänderungen der Elbe bis kurz unterhalb der Saalemündung dargestellt.

4.2.2 Änderungen von Kornzusammensetzung an der Elbesohle

Die WSV erfasst im Auftrag der BfG Geschiebemessdaten. Die Plausibilisierung und Archivierung der Geschiebe- und Sohlmessdaten der BWaStr nimmt die BfG in der Sedimentdatenbank SedDB vor. Diese ist direkt an FLYS angebunden, wodurch die Auswertung von charakteristischen Korndurchmessern und weiteren morphologischen Parametern direkt auf Basis des aktuellen Stands der SedDB erfolgt. Entsprechend den bereits zuvor vorgestellten zeitlichen Änderungen der Sohlhöhen, können somit die Änderungen von Korngrößen ebenfalls über den zeitlichen Verlauf analysiert werden. Abbildung 9 zeigt beispielsweise Abpflasterungsprozesse an der oberen Elbe auf. Demnach stellt sich der Korndurchmesser der Sohldeckschicht des Zeitraums 1992-2000 im Vergleich zum Zeitraum 2006-2009 deutlich gröber dar. Es ist zu vermuten, dass die Auswaschung von Feinkornanteilen an der Sohle aufgrund fehlender Sedimentzufuhr der staugeregelten Elbe von oberstrom, Ursache hierfür ist.

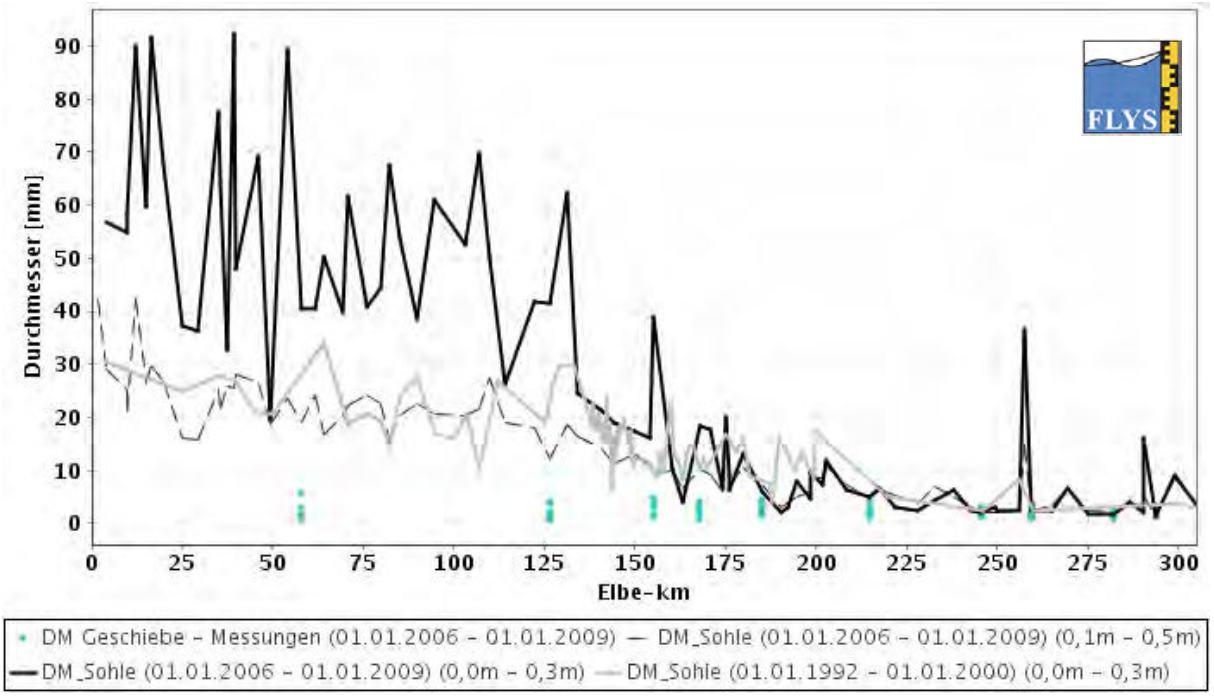


Abbildung 9: Vergleich der mittleren Sohl- und Geschiebekorndurchmesser der Elbe für die Zeiträume 1992-2000 und 2006-2009

4.2.3 Fließgeschwindigkeiten und Feststofftransportpotenzial

Nicht nur schifffahrtstechnisch, sondern auch morphologisch und hydraulisch sind Fließgeschwindigkeiten von großer Relevanz für Strömungs- und Transportprozesse. Deshalb beinhaltet der FLYS-Datenpool sowohl modellierte als auch gemessene Fließgeschwindigkeiten. Die Berechnungsart *Fließgeschwindigkeit* berechnet Sohlschubspannungen, welche in Abbildung 10 beispielhaft für einen Abfluss von MQ für die gesamte deutsche Binnenelbe dargestellt ist. Für die Fließgeschwindigkeiten kann eine Differenzierung der Ergebnisse nach Hauptgerinne und Gesamtgerinne erfolgen, was nicht nur für die Beurteilung morphologischer Prozesse von Vorteil ist.

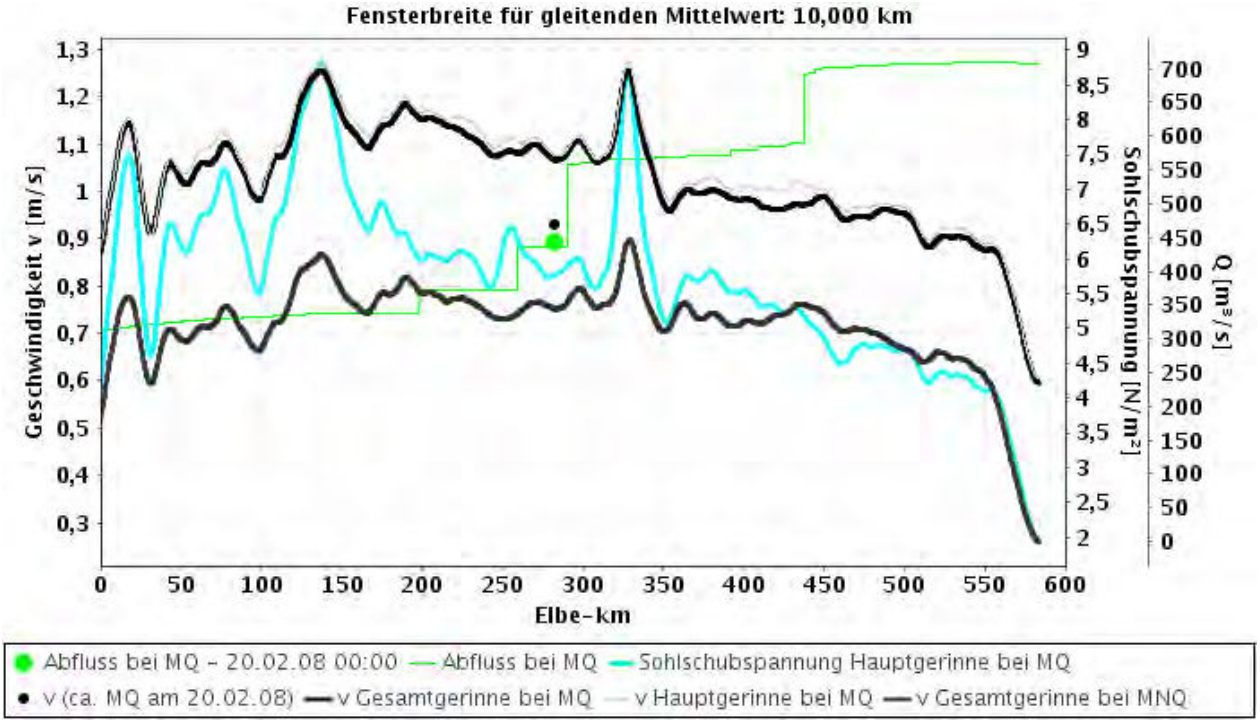


Abbildung 10: Fließgeschwindigkeiten und Sohlschubspannung der Elbe bei Abflussverhältnissen für MQ und NQ

5 Ausblick

Mit dem Fachdienst FLYS stellt die BfG für interdisziplinäre gewässerkundliche Fragestellungen ein geeignetes Werkzeug bereit, das von Verwaltungen, Ingenieurbüros und Forschungseinrichtungen genutzt werden kann. Es vereint Fachdisziplinen und stellt bedarfsgerecht Daten bereit, die projektbezogen gebündelt und in zahlreichen Analyseschritten betrachtet werden können. Dadurch kann die Komplexität von Gewässersystemen besser durchdrungen werden. Dies nutzen derzeit über 200 FLYS-Anwender (Stand Dezember 2014).

In einer neuen Entwicklungsphase von 2015-2018 wird FLYS interdisziplinär zu einer gewässerkundlich-ökologischen Auswertesoftware für Bundeswasserstraßen weiterentwickelt. Ziel ist dabei die Optimierung der bestehenden hydrologischen und morphologischen Auswerteverfahren sowie die Implementation neuer ökologischer Auswerteroutinen. Die fortgesetzte Vernetzung von FLYS mit zentralen Datenbanken ist dabei von höchster Priorität, um Datenredundanzen weiter zu reduzieren. Hierbei wird die Unterstützung externer Datenbankbetreiber bzw. der Aufbau bundesweit einheitlicher und zuverlässig gepflegter Datenbanken zu BWaStr benötigt. Bei jeder Weiterentwicklung werden auch Anwenderwünsche berücksichtigt, welche registrierte Nutzer nicht nur über die Adresse **FLYS-Fachdienst@bafg.de** an die BfG heran tragen können.

6 Literatur

Busch, N., S. Vollmer, M. Hatz (2013): Neue Auswertemethode zum Nachweis von Wasserstandsänderungen im Zusammenhang mit der morphologischen Entwicklung an Bundeswasserstraßen - dargestellt am Beispiel der Mittleren Elbe. Hydrologie und Wasserbewirtschaftung, 57. Jahrgang, Heft 1, S. 4-13.

Dickscheid, T. (2013): Fachanwendungen als Webservice – Chancen und Pflichten für den Betrieb. In: Veranstaltungen 4/2013 „FLYS goes WEB: Eröffnung eines neuen hydrologischen Fachdienstes in der BfG“, Hrsg. Bundesanstalt für Gewässerkunde, Koblenz, S. 138-146.

Grätz, D. (2014): FLYS-Schulungsheft „Morphologisches Tool M-Info“, unveröffentlicht

Stürmer, W. & Ackermann, S. (2013): Der „intelligente“ Datenkorb – ein integrales Spezialwerkzeug von FLYS. In: Veranstaltungen 4/2013 „FLYS goes WEB: Eröffnung eines neuen hydrologischen Fachdienstes in der BfG“, Hrsg. Bundesanstalt für Gewässerkunde, Koblenz, S. 68-74.

Autoren:

Dipl.-Ing. (FH) Doreen Grätz
Dr.-Ing. Stefan Vollmer

Bundesanstalt für Gewässerkunde
Koblenz
Referat M3
Am Mainzer Tor 1
56068 Koblenz

Tel.: +49 261 1306 5142
+49 261 1306 5481
Fax: +49 261 1306 5302
E-Mail: graetz@bafg.de
vollmer@bafg.de

Dipl.-Met. Norbert Busch
Dipl.-Geoök. Marcus Hatz

Bundesanstalt für Gewässerkunde
Koblenz
Referat M2
Bahnhofstraße 40
56068 Koblenz

Tel.: +49 261 1306 5227
+49 261 1306 5574
Fax: +49 261 1306 5302
E-Mail: busch@bafg.de
hatz@bafg.de

Technische Universität Dresden – Fakultät Bauingenieurwesen
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

38. Dresdner Wasserbaukolloquium 2015
„Messen und Überwachen im Wasserbau und am Gewässer“

Daten- und Messwertmanagement in der Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen

Nadine Jatho
Jan Kittler

Bei der Erfüllung der hoheitlichen Aufgaben sowie des wachsenden Anspruches an das (betriebliche) Informations- und Berichtswesen in der Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen fallen große Mengen von Messwerten und sonstigen Daten an. Diese müssen langfristig verfügbar bleiben, aber auch in extremen Situationen, z.B. bei Hochwassergefahr, sehr schnell abrufbar sein. Die Aktualität und Qualität der Daten und das damit verbundene Fachwissen stehen dabei im Vordergrund.

Basierend auf diesen Anforderungen erfolgte die Entwicklung der Objekt- (ODB) und Zeitreihendatenbank (ZRDB) mit dem Ziel der Schaffung eines zentralen Datenpools, der Reduzierung von Divergenzen zu Inhalt und Aktualität von Stamm- und Messdaten.

Stichworte: Datenmanagement, Datenpool, Landestalsperrenverwaltung Sachsen, Messzeitreihen, Rechteverwaltung, Relationale Datenbank

1 Hintergrund

Sachsen hat heute eine der höchsten Dichten von Talsperren innerhalb Deutschlands. Der Grund dafür ist größtenteils historisch bedingt. So stieg in den Hochzeiten des Bergbaus und durch den Einzug der Industrie der Bedarf an Wasser stetig. Zur Gewährleistung der Wasserverfügbarkeit sowie dem Schutz von Hab und Gut, wurden in Sachsen immer mehr Talsperren und Speicher in Betrieb genommen *(Sieber, 2007)*.

Durch die vielfältige Gliederung der Naturräume *(Mannsfeld und Sybre, 2008)* sowie die orographischen Besonderheiten mit der vorherrschend zyklonalen Lage und überwiegend westlichen Winden war der Freistaat Sachsen bereits mehrfach von extremen Hochwasserereignissen betroffen. Im Hinblick auf die auch im Freistaat Sachsen immer deutlicher werdenden Herausforderungen infolge des globalen und damit verbundenen lokalen Klimawandels *(SMUL, 2008 und IPCC, 2013)* wachsen die Anforderungen an die Funktionen der Anlagen als Trink- und Brauchwasserspeicher sowie den Hochwasserschutz.

Da der Landestalsperrenverwaltung (LTV) die Zuständigkeit für insgesamt 23 Trink-, 33 Brauchwassertalsperren, 81 sonstige Stauanlagen, die Gewässer I. Ordnung mit ca. 3.000 km, die Grenzgewässer zur tschechischen Republik und zu Polen mit rund 300 km obliegt, fallen bei der Erfüllung der Aufgabenbereiche wie Bewirtschaftung, Ausbau, Unterhaltung der wasserwirtschaftlichen Anlagen, Hochwasserschutz, Gewässerunterhaltung sowie Bereitstellung von Wasser für die Bevölkerung, die Industrie und Landwirtschaft große Mengen von Messwerten und anderen Informationen an.

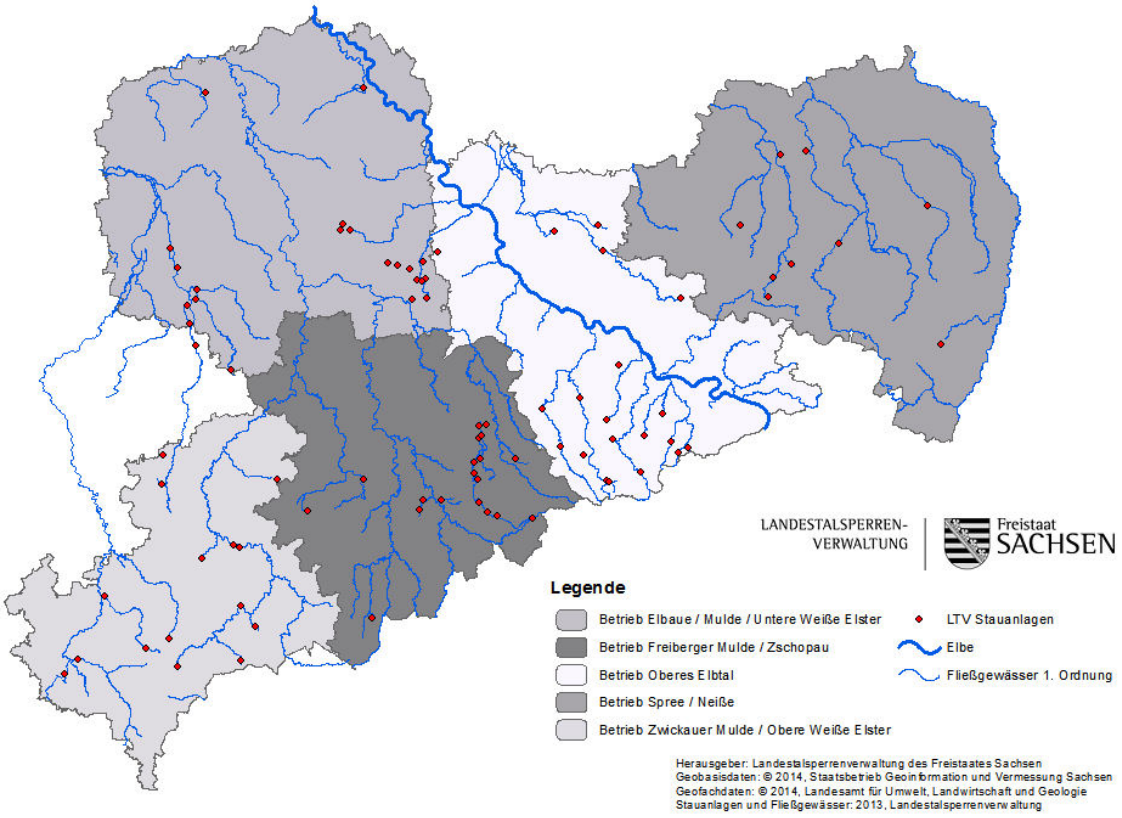


Abbildung 1: Übersicht des Verwaltungsbereiches der LTV, der zugehörigen Stauanlangen und Gewässer sowie der Unterteilung in die einzelnen Betriebe

Die Vorschriften des Einsatzes der verschiedenen Messwertgeber bzw. Messeinrichtungen an den Anlagen und somit auch die qualitativen Grundlagen für die Messwerte sind z.B. im Merkblatt der DWA-M 514 *(DWA, 2011)* und DIN 19700-10 *(Deutsche Norm, 2004)* niedergeschrieben.

Zu den zu erhebenden Messdaten (Abbildung 2) kommen meist eine begleitende Dokumentation bzw. bestehende Anforderungen an die Berichtserstattung (Erstellung der Sicherheitsberichte nach *DVWK, 1995,* Umsetzung der Europäischen Wasserrahmenrichtlinie-WRRL) hinzu.



Abbildung 2: Beispiele für erhobene Messwerte aus den Bereichen der Wassergüte, Wassermenge und der technischen Überwachung

Sämtliche Daten müssen langfristig verfügbar bleiben und in extremen Situationen, z.B. bei Hochwassergefahr, sehr schnell abrufbar sein. Dabei stehen die Aktualität und Qualität der Daten und das damit verbundene Fachwissen immer im Vordergrund.

2 Datenbankmodell

Um die großen Messwert- und Informationsmengen widerspruchsfrei und dauerhaft zu speichern und im Bedarfsfall schnell wieder abrufen zu können, ist eine zentrale Datenbasis zwingend notwendig.

Ein gängiges Werkzeug für die Verwaltung quantitativ und qualitativ hochwertiger Messwerte ist der Einsatz einer Datenbank bzw. eines Datenbankmanagementsystems. In diesem System können große Mengen an Mess- und Stammdaten gespeichert werden *(Kemper, 1997)*.

Für die Entwicklung einer zentralen Datenbasis der erhobenen Mess- und Informationsdaten erfolgten seitens der LTV im Jahr 2006 mehrere Ausschreibungen. Die daraus resultierenden Datenbanksysteme haben das relationale Datenmodell zur Grundlage. Hierin finden sich die verschiedenen Mess- und Informationsdaten in einer Sammlung von Tabellen und Beziehungen wieder, welche miteinander verknüpft sind *(Haase, 2010 und Haase, 2014)*.

3 Daten- und Messwertmanagement in der LTV

Die Erfassung, Übermittelung, Datenhaltung und Auswertung der an den LTV-Anlagen anfallenden hydrotechnischen Messdaten erfolgt mittels unterschiedlicher Systeme. Hierbei wird zwischen händischer bzw. teilautomatisierter Erfassung z.B. aus Feldformularen, Speicherkarten, PDA o.ä. und der automatischen Erfassung über z.B. Prozessleitsysteme, Datenlogger, Wassergütemessstationen o.ä. unterschieden. Die Messzeitreihen werden sowohl zur operativen Steuerung

und Überwachung der Anlagen, als auch zur kurz- und langfristigen Auswertung für die einzelnen Fachgebiete verwendet.

Die Meta- und Messdaten werden in den entwickelten Datenbanksystemen als Stamm - und Bewegungsdaten unterschieden (Tabelle 1).

Tabelle 1: Übersicht der Eigenschaften der Stamm- und Messwert- bzw. Bewegungsdaten

Art der Daten	**Eigenschaft**
Stamm- (Metadaten)	+ Objekt beschreibend + relativ statisch + geringer Datenzuwachs
Bewegungs- (Messdaten)	+ direkt vom Messwertgeber kommend + mit Zeitstempel (z.B. 15min, 1h oder 1d) + mit Status versehen + dynamische Daten + hoher Datenzuwachs

Auf diesen Daten und deren speziellen Eigenschaften basieren die Objekt- (ODB) und Zeitreihendatenbank (ZRDB). Beide Systeme laufen als WEB-Applikation und haben je eine PostgreSQL-Datenbank als Basis. Die Plattform für beide Datenbanken (Abbildung 3) bildet das webbasierte Geoinformations-system cardo (www.cardogis.com).

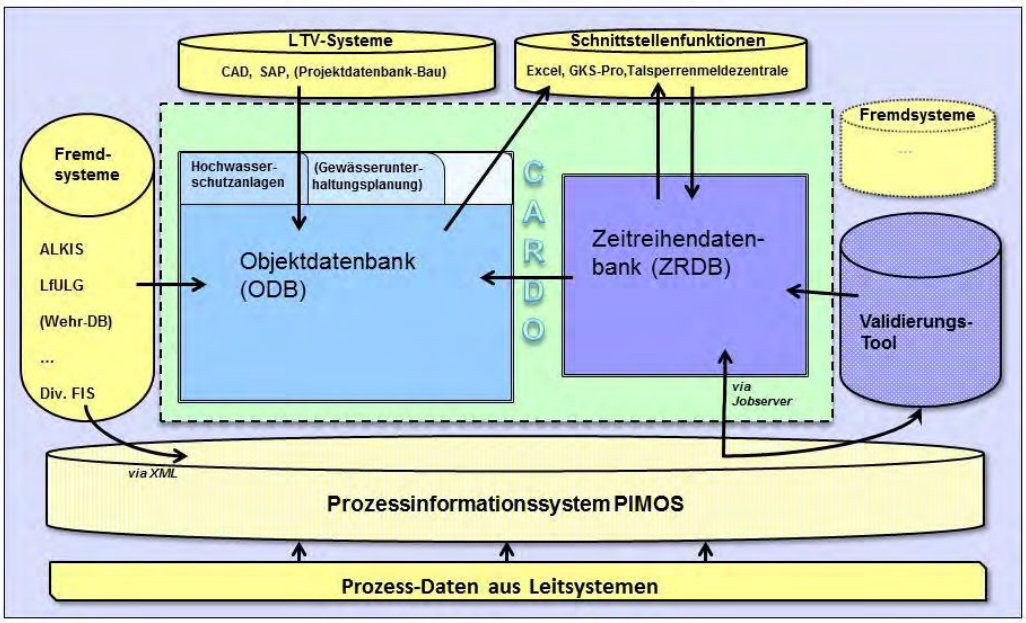


Abbildung 3: Übersicht der (Mess-)Datensysteme der LTV

3.1 Objektdatenbank

Die Aufgaben der Objektdatenbank (ODB) liegen in der:

- Schaffung eines zentralen Datenpools,
- Reduzierung von Divergenzen zu Inhalt und Aktualität von Stammdaten,
- einheitliche Datenerfassung und Dokumentation von Bestandsdaten mit Bezug auf das Gewässer

Das Objektmodell der Datenbank geht davon aus, dass sich die enthaltenden „Objekte“ physisch in verschiedene Teilobjekte aufspalten lassen (Abbildung 4).

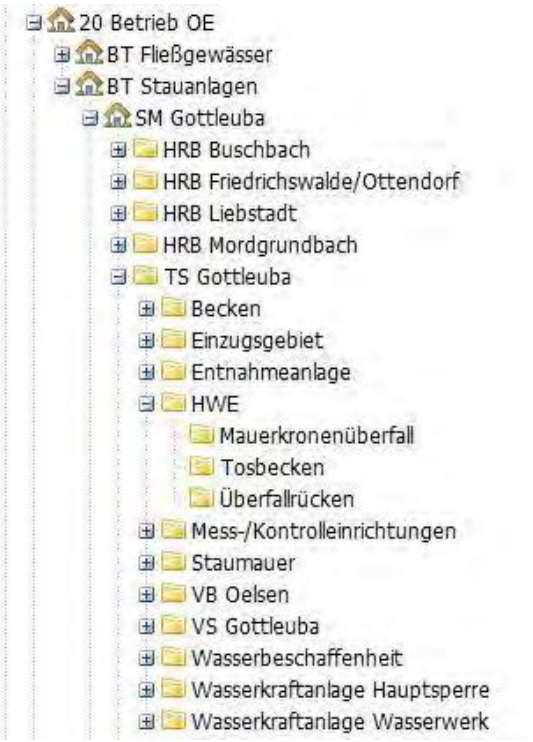


Abbildung 4: Übersicht der Baumstruktur der ODB am Beispiel der Talsperre Gottleuba

Die primären Knoten dieser Baumstruktur stellen die Organisationseinheiten dar. Die physischen Objekte gliedern sich jeweils unterhalb an. Objekte können unterschiedlichster Art sein und werden durch ihre Stammdaten sowie einer Reihe von Eigenschaften (Attributen) näher beschrieben.

Die einzelnen Attribute können in ihrem Datentyp als numerisch, Text oder Datum definiert sein. Bei einigen sind Prüftabellen hinterlegt, wodurch der Anwender bei der Zuordnung bereits aus einer vorgegebenen Menge von Einträgen (Tabelle 2) wählen kann (*Haase, 2010*).

Für ein Attribut mit hinterlegter Prüftabelle kann zudem eine Mehrfachauswahl von Einträgen erfolgen.

Tabelle 2: Übersicht möglicher Attribut-Typen in der Objektdatenbank

Eigenschaft/ Attribut	**Typ**	**Anzeige/ Beispiel**
BHQ1: Bemerkung	T (Text)	Freier Fließtext
Mauer: Typ	N (Numerisch)	Gewichtsstaumauer
Material	M (Mehrfachauswahl)	Stahlträger; Beton
Datum der letzten Kontroll-begehung	D (Datum)	Entsprechender Datumeintrag

Die Attribute sind einer bestimmten Objektart zugeordnet, wodurch alle Objekte mit gleichen Eigenschaften zusammengefasst werden können. So beinhaltet z.B. die Objektart „Grundablass“ die Attribute „Hydraulische Leistungsfähigkeit“, „Höhe (geodätisch)“, „Länge“ und „Nennweite“.

Eine Gruppierung der verschiedenen Objektarten erfolgt in der Objektkategorie. Dadurch ist eine genauere Abgrenzung zwischen z.B. Teile der Entnahmeanlagen der Stauanlagen (Bsp. „Grundablass“) und Mess- und Kontrolleinrichtungen (Bsp. „Pegel“) möglich. Mit den einzelnen Gruppierungen kann in der Objektdatenbank effektiver recherchiert werden *(Haase, 2010)*.

Neben den Stammdaten werden in der Objektdatenbank auch wichtige Dokumente (Gutachten, Fotos, Zeichnungen, etc.) am Objekt abgelegt und verwaltet. Insgesamt bietet die Gesamtheit der in der Objektdatenbank hinterlegten Informationen ein breites Spektrum an Einsatzmöglichkeiten.

Mit Festlegung der Aufgaben und Anforderungen im Rahmen der Deichzustandsanalyse 2006 und dem damit verbundenen stetig wachsenden Informationsbedarf, wurde die Funktionalität der Datenbank um die Hochwasserschutzanlagen erweitert. Die dabei entstandene Sicht auf die ODB bedient sich der Stammdaten und Dokumente und liefert ihrerseits gebündelt Informationen z.B. zu Deichen mit und ohne statisch wirksame Innendichtung, Hochwasserschutzwänden sowie linienförmigen mobilen Hochwasserschutzsystemen. Mit Hilfe von ausgegebenen Datencontainern und dem Einsatz eines Prüftools zur Datenerfassung können nach entsprechenden Vorgaben Daten durch Dritte erfasst werden. Die gefüllten Datencontainer werden nach Prüfung in die Objektdatenbank zurückgespielt und stehen dem Informations- und Recherchewerkzeug zur Verfügung.

Für die Anwendung bzw. Kontrollen der erfassten oder zu erfassenden Größen gibt es in der ODB verschiedene Funktionalitäten. So wurde z.B. unter Verwendung

der Stammdaten 2007 die Erstellung von Abschnitt 1 der Sicherheitsberichte gemäß der Vorgaben nach *DVWK (1995)* Merkblatt 231/1995 Sicherheitsbericht Talsperren und der Stauanlagennorm DIN 19700 *(Deutsche Norm, 2004)* umgesetzt. Eine komprimierte Übersicht über die wichtigsten Eigenschaften einer Hochwasserschutzanlage erfolgt durch die Integration des Digitalen Deichbuches in der HSA-Anwendung.

3.2 Zeitreihendatenbank

Die Zeitreihendatenbank (ZRDB) hat die Aufgabe der:

- Schaffung eines zentralen Messdatenpools
- zentrale Verwaltung und Bereitstellung von Messgrößen (Bewegungsdaten)
- qualitative Verbesserung der Messgrößen durch die Möglichkeit manueller und automatischer Validierung

In Anlehnung an die ODB, wird in der Zeitreihendatenbank ebenfalls mit Objekten gearbeitet. Diese werden als Messort oder Location benannt und können vom Typ Gewässer, Objekt (wie z.B. Staumauer, Wehr, Kontrolleinrichtung, Pegel, etc.) oder Organisation sein. Wie bei der ODB wird durch die Aufspaltung in Teilobjekte eine Baumstruktur abgebildet.

Die Messorte beinhalten verschiedene Informationen zu den angehängten Zeitreihen. Diese Stammdaten werden teilweise als Pflichtfelder geführt und enthalten allgemeine Angaben, Koordinaten-, Metadatenangaben oder Angaben zu den Berichten (*Haase, 2014*).

Für die am Objekt hängenden Messzeitreihen werden ebenfalls Stammdaten hinterlegt. Diese beinhalten die für die Zeitreihe notwendigen Einstellungen und sind nach Inbetriebnahme der Messreihe nicht mehr änderbar. Zu diesen Stammdaten gehört auch die Angabe der Validierungslevel. Die einzelnen Level (Tabelle 3) legen die Art des Standard-Importvorganges für die Messreihe fest und bilden den ersten Schritt des Validierungsprozesses.

Bei der Validierung wird zwischen Prüf- und Qualitätsreihe unterschieden, wobei Erstere aus dem Prozess des Datenimports und somit aus der Quelle bezogen wird. Die Prüfreihe wird im Rahmen der Editierung durch die Validierungsparameter des Nutzers (oder durch automatische Routinen) bewertet. Finden Überlappungen zwischen Prüf- und Qualitätsreihe statt, dann bietet der Konfliktmanager nach festgelegten Regeln Lösungen an. Mit Übernahme der Prüfreihe gilt der Validierungsprozess als abgeschlossen und die Messwerte werden in die ZRDB übernommen.

Tabelle 3: Übersicht des aktuellen Validierungslevel der ZRDB

Validierungslevel	Art	Importeigenschaften
M	manuell	ohne feste Vorgaben, importierte Daten gelten als fachlich qualitätsgeprüft, der Import erfolgt durch ein externes Tool (ein oder mehrere Parameter können gleichzeitig importiert werden)
A1	automatisch	nur im Anhängemodus, Plausibilitätsprüfung mit voreingestellten Prüfparametern
A2	automatisch	vorhandene Lücken oder Differenzen werden entsprechend Kriterien überschrieben, (Plausibilitätsprüfung testet nur auf oberen und unteren Grenzwert, keine Prüfung Anstiegsverletzung), nach Lückenfüllung erfolgt Validierungs-Modus A1

Die Ergebnisse des Validierungsprozesses werden gegebenenfalls an den einzelnen Messwerten durch Messwertkennzeichner (Flags) markiert (*Haase, 2014*).

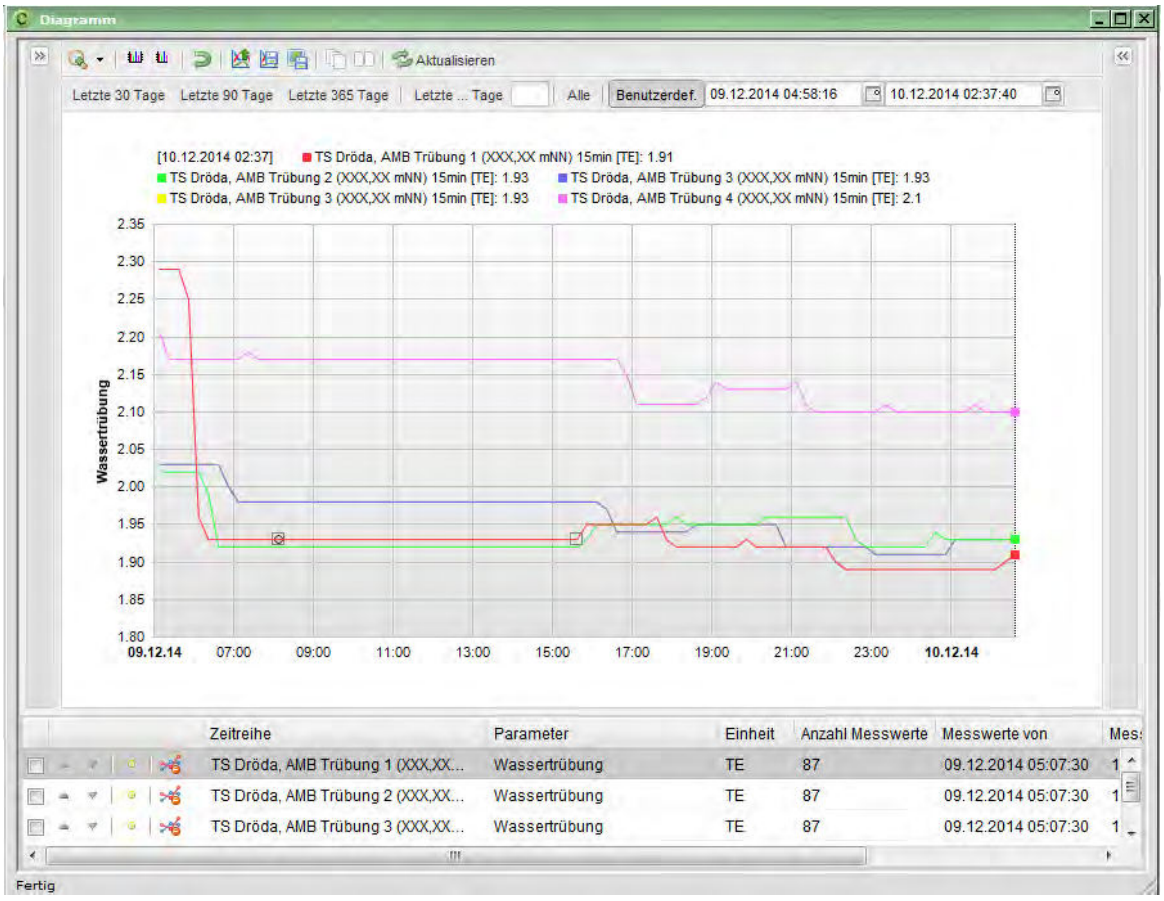


Abbildung 5: Darstellung von Messreihen und mit Flags gekennzeichneten Messwerten im Diagramm

Mit Hilfe der komfortablen Diagrammfunktion können die Messwerte der einzelnen Zeitreihen angezeigt werden (Abbildung 5). Durch die Verwendung der Flags sind Besonderheiten in den Messzeitreihen schnell einsehbar und können durch den Anwender für den jeweiligen Gebrauch bewertet, gegebenenfalls manipuliert und exportiert werden.

3.3 Rechteverwaltung

Die Einbettung der Objekt- sowie Zeitreihendatenbank in die Plattform cardo erlaubt die Nutzung eines umfangreichen Benutzer und Berechtigungssystems, mit einer hierarchischen Gliederung von Gruppen und verschiedenen Berechtigungsarten (Abbildung 6). Durch die Integration der domänenbasierten Windows Nutzerverwaltung haben alle Nutzer der LTV entsprechend ihrer fachlichen Zuordnung schnellen und direkten Zugriff auf die jeweiligen Daten beider Datenbanksysteme.

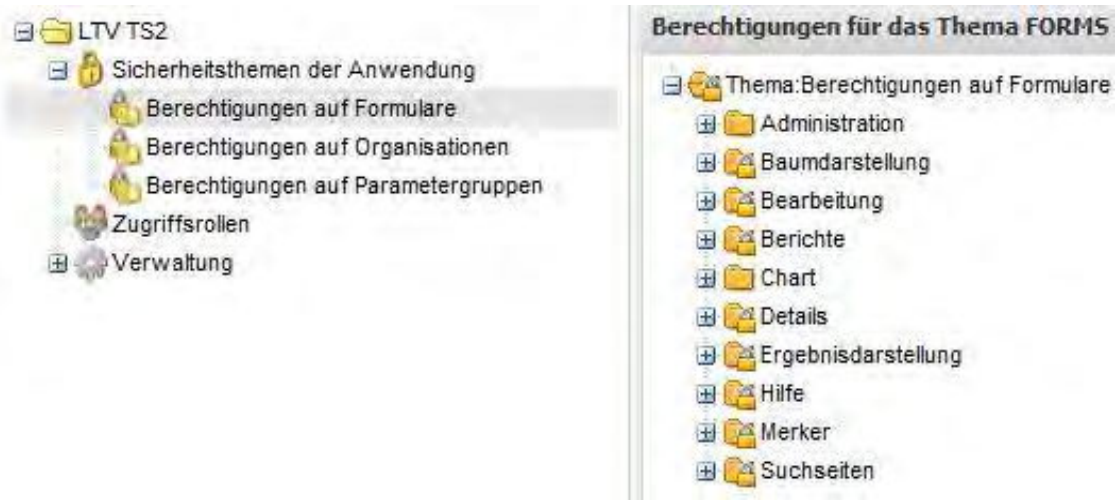


Abbildung 6: Steuerung der Berechtigungen für die ZRDB über das cardo-Rechtesystem

3.4 Zusammenfassung

Die Objekt- und Zeitreihendatenbank sind zentrale Werkzeuge zur Ablage von Stamm- und Messdaten in der LTV und stellen einen zentralen Datenpool dar. Die Systeme werden als Informations- und Rechercheplattform genutzt und vereinfachen durch die integrierten Funktionen (z.B. Diagrammdarstellung, Berichte) viele Arbeitsprozesse in der LTV.

Die Verknüpfung beider Systeme erfolgt über die Mitführung der Baumstruktur und der Objekt-IDs sowie die Einbindung der Messzeitreihen an den Objekten der Objektdatenbank. Die geometrische Beziehung zwischen den einzelnen Daten der beiden Systeme wird durch den gemeinsamen räumlichen Bezug möglich. Stamm- sowie Messdatendaten können einem Objekt, wie z.B. einem Pegel, direkt zugeordnet werden. Durch Einbindung in die cardo-Umgebung können

die Daten entsprechend ihrer Herkunft und der nutzerspezifischen Berechtigungen angezeigt oder verarbeitet werden.

4 Literatur

Deutsche Norm (2004): DIN 19700-10 - Stauanlagen. DIN Deutsches Institut für Normung e.V.. Beuth Verlag GmbH, Berlin 2004.

DVWK (1995): Merkblätter zur Wasserwirtschaft 231/1995 - Sicherheitsbericht Talsperren. Kommissionsvertrieb Wirtschafts- und Verlagsgesellschaft Gas und Wasser mbH, Bonn 1995.

DWA (2011): Merkblatt DWA-M 514 - Bauwerksüberwachung an Talsperren. DWA-Regelwerk. Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V., Hennef Juli 2011.

Haase, M. et al. (2010): Dokumentation zum Informationssystem Objektdatenbank in der LTV Sachsen, Chemnitz 2010.

Haase, M. et al. (2014): Anwenderdokumentation AL.VIS/TS 2.0 REV. 1.0, Chemnitz 2014.

IPCC (2013): Climate Change 2013 - The Physical Science Basis. Intergovernmental Panel on Climate Change 2013.

Kemper, Prof. A. et al. (1997): Datenbanksysteme - Eine Einführung. R. Oldenbourg Verlag München, Wien 1997

Mannsfeld, K. und Sybre, R.-U. (2008): Naturräume in Sachsen - Forschungen zur Deutschen Landeskunde. Band 257. Deutsche Akademie für Landeskunde, Leipzig 2008.

Sieber, H.-U. (2007): Talsperren in Sachsen. Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen, Pirna Mai 2007.

SMUL (2008): Sachsen im Klimawandel - Eine Analyse. Staatsministerium für Umwelt und Landwirtschaft, Dresden September 2008.

Autoren:

Dipl.-Hydrol. Nadine Jatho

Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen
Referat 23 Technische Überwachung
Bahnhofstraße 14
01796 Pirna

Tel.: +49 35 796-363
Fax: +49 35 796-108
E-Mail: nadine.jatho@ltv.sachsen.de

Dipl.-Ing. Jan Kittler

Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen
Referat 23 Technische Überwachung
Bahnhofstraße 14
01796 Pirna

Tel.: +49 35 796-350
Fax: +49 35 796-108
E-Mail: jan.kittler@ltv.sachsen.de

Technische Universität Dresden – Fakultät Bauingenieurwesen
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

38. Dresdner Wasserbaukolloquium 2015
„Messen und Überwachen im Wasserbau und am Gewässer“

Datenmanagement in Echtzeitsystemen zur Frühwarnung und Langzeitbewirtschaftung

Christian Pohl
Dominic Spinnreker
Elimar Precht

Die Herausforderungen in der Projektarbeit haben sich in den letzten Jahren stark gewandelt. Scheiterten noch vor wenigen Jahren Projekte auf Grund von Datenmangel, so haben wir aktuell eher das inverse Problem. Daten liegen zum Teil im Überfluss vor, jedoch nutzen wir diese nicht immer optimal. Anhand von zwei Beispielen möchten wir in diesem Beitrag die effektive Datenverwendung von der Datenerfassung bis hin zur Nutzung in Echt-Zeit-Vorhersagesystemen darstellen. Eine intelligente Infrastrukturplanung sichert dabei eine nachhaltige Langzeitbewirtschaftung.

Stichworte: Online – Modellierung, Echtzeit-Steuerung, Frühwarnsystem, Urbanes Wassermanagement, Hochwasserschutz, Starkregen, Wetterradar, Datenmanagement, Gewässergüte, Kläranlagen

1 Herausforderung

Erfolgreiches Arbeiten im Wassersektor, sei es in der Modellierung, im Wasserressourcenmanagement oder im urbanen Bereich steht und fällt mit den zur Verfügung stehenden Daten. Häufig gab (und gibt) es die Situation, dass nicht genügend Informationen zur Verfügung stehen. Heute ist es aber immer häufiger der Fall, dass die reinen Datenmengen die Projektbearbeiter vor immer größere Herausforderungen stellen. In den kommenden Jahrzehnten wird sich dieser Trend stetig fortsetzen. Die zunehmende Verfügbarkeit von Daten verlangt die Weiterentwicklung der Arbeitsmethoden. DHI hat begonnen, neue Arbeitskonzepte zu entwickeln und die entsprechenden Werkzeuge hierfür zur Verfügung zu stellen.

Über das reine Verarbeiten der heute verfügbaren Daten steigen auch die Anforderungen an die Lösungen, die erarbeitet sollen. Diese sollen integriert sein und immer komplexere Anforderungen erfüllen. Im Folgenden werden zwei unterschiedliche Beispiele vorgestellt und die Konzepte und Lösungen beschrieben, was im Bereich des Datenmanagements aus heutiger Sicht möglich ist.

2 Århus: eine Stadt mit Weitblick

Von 2007 bis 2013 wurde in Kooperation von Århus Water (Wasserversorgungsbetrieb) und der Stadt das Projekt „Water Vision 2100“ initiiert. Ziel des Projektes ist es, sauberes Wasser sowohl in der Natur, als auch für Trinkwasserzwecke jetzt und im Jahre 2100 sicherzustellen – unter Berücksichtigung z.B. des Klimawandels. Das Projekt umfasst die Bereiche Grundwasser, Wasserversorgung, Abwasser, Sturmfluten, Wasserressourcenmanagement und Landnutzung. Somit ist der gesamte urbane Wasserkreislauf abgedeckt und die Anforderungen an das Datenmanagement sind entsprechend groß. Die Projektanforderungen wurden mit einem integrierten Echtzeitsteuerungssystem gelöst. Das System wird mit Schwerpunkt auf dem automatisierten Betrieb; von der Datenerfassung, der Datenaufbereitung, der Modellausführung, der optimalen Strategiefindung, den Steuerungsanweisung und –ausführung bis hin zum Auslösen von Alarmen und Warnung der Öffentlichkeit, vorgestellt.

Die Ziele des Projekts waren folgende:

- Anpassung der Infrastruktur an das hohe Bevölkerungswachstum mit möglichst geringen Investitionen
- Ausreichend Speichervolumen, zur Vermeidung von Mischwasserentlastungen und einhergehender Gewässerverunreinigung
- Berücksichtigung der limitierten Möglichkeiten für bauliche Maßnahmen aus Kosten- und Platzgründen in der Altstadt
- Integration des Wassers in den städtischen Raum
- Integration und Entwicklung der Umgebung des Hafens zum Naherholungsgebiet
- Hohe Wasserqualität (Badegewässer)
- Einstellung auf den Klimawandel: veränderte Starkregenereignisse, Anstieg des Meeresspiegels

2.1 Realisierung

Die Realisierung erfolgten in insgesamt drei Projektabschnitten (**Fehler! Verweisquelle konnte nicht gefunden werden.**) zwischen 2006 und 2013, beginnend mit der Analyse und Planung des Systems von 2006 bis 2007. Hierbei flossen die Besonderheiten der Stadt und die Anforderungsprofile der unterschiedlichen Nutzer ein. Das Ziel der Analyse war die Lokalisierung der Gefährdungsbereiche und weiteren Schlüsselbereiche der Abwassersystems von Århus. Aufbauend auf die Analyse folgte die Planung für die Kanal-, Rückhalte- und Steu-

ersysteme. Im zweiten Abschnitt erfolgte die Implementierung der neuen Infrastruktur. Der dritte Projektabschnitt war die Vernetzung der Infrastruktur, der Steuersysteme und der IT-Systeme. Hierbei wurde ein Echtzeitsystem mit integriertem Kontroll- und Warnsystem aufgebaut und in den Betrieb genommen.

Im Echtzeitsystem mussten drei Klärwerke, 75 Mischwasserüberläufe und 58 Regenwassernetze vernetzt werden. Dieser Bereich ist ein entscheidender Faktor für die erfolgreiche Realisierung des Ziels, die Wasserqualität im Hafen deutlich zu verbessern, da rd. 50% des in den Hafen strömenden Wassers aus Kläranlagen stammt. Darüber hinaus ist ein Wetterradar (LAWR) eingerichtet und in das System eingebunden worden, um auf äußere Einflüsse auf das System in Echtzeit reagieren zu können.

Aus den Systemanforderungen wurde das folgende System und Steuerdesign entwickelt (Abbildung 1).

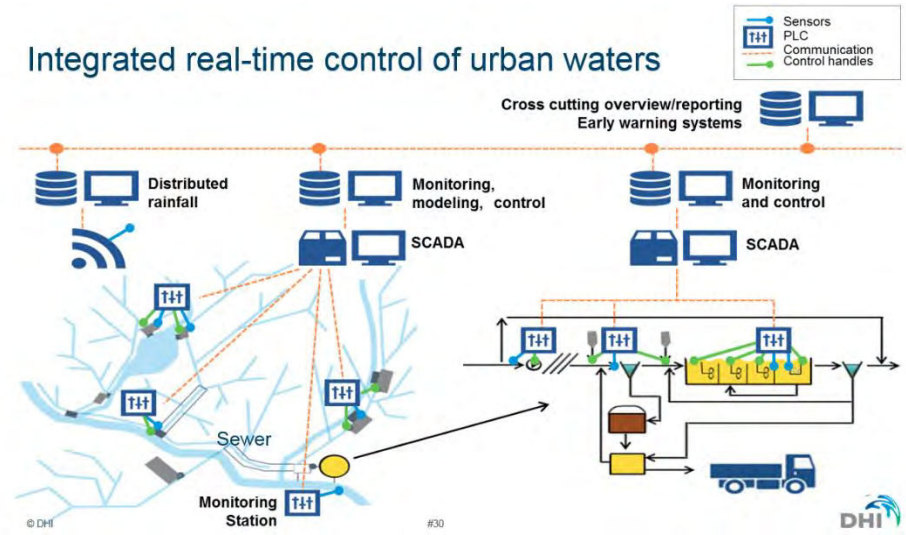


Abbildung 1: Konzept des Integrierten Kontroll- und Steuersystems für urbanes Wasser in Århus

2.2 IT und Datensystem

Der Aufbau der städtischen Infrastruktur ist die Basis, die intelligente Vernetzung der Einzelkomponenten und der Aufbau einer IT, welche die Echtzeitsteuerung ermöglicht, schafft erst die Voraussetzungen, das System integriert und ganzheitlich zu betreiben und die Reaktion auf Ereignisse zu erlauben.

Bevor eine Infrastruktur intelligent wird, muss diese von einer passiven Struktur in eine aktive Struktur überführt werden. Dies geschieht durch Steuer- und Messtechnik (linker Teil der Abbildung 2). Um die Messdaten und Steuertechnik sinnvoll und über den lokalen Bereich hinaus verwenden zu können, wird eine digitale Datenverarbeitung auf Basis der Messdaten benötigt. Dies geschieht auf der „Real time monitoring modelling and control platform (MMC)“.

Neben dieser zentralen Verarbeitung gibt es Set-Points, die lokale Steuersysteme und Impulse beinhalten. So konnten redundante Sicherheitsstrukturen geschaffen werden, welche bereits in der Planung mit enthalten waren.

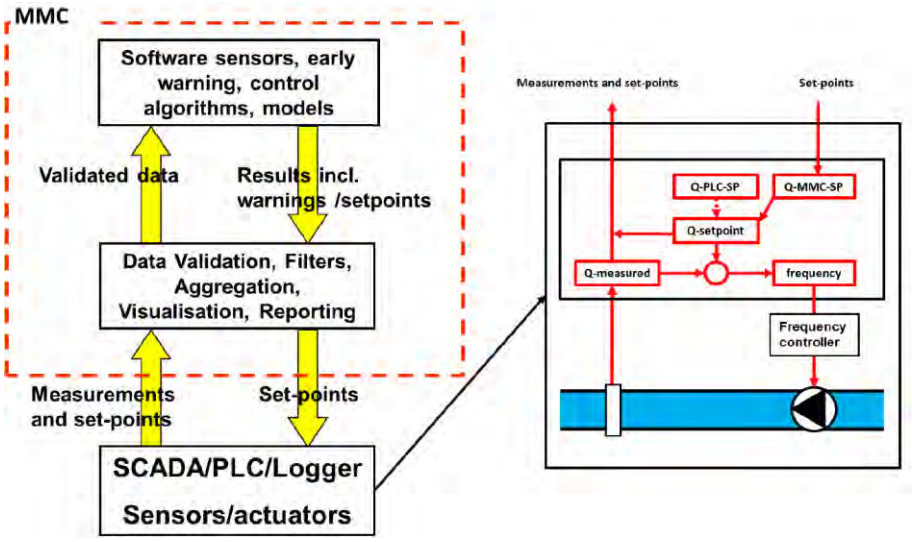


Abbildung 2: Systemschema der Vernetzung

Ein Echtzeit- oder Live-System benötigt eine möglichst störungs- und fehlerfreie Verbindung zwischen dem Verarbeitungssystem und dem Steuersystem. Daher wurde hier als Schnittstellenprotokoll Supervisory Control and Data Acquisition SCADA/PLC verwendet.

2.3 MMC-Struktur

Das MMC-System erlaubt die komplette Kontrolle über das Abwassersystem vom Århus und benötigt dafür unterschiedlichen Kontrollstufen, als praxisnah haben sich insgesamt vier unterschiedliche Ebenen herauskristallisiert.

Die Ebene 0 stellt eine Krisensituation dar, dies kann unter anderem ein systemweiter Stromausfall oder der Abbruch von Kommunikation zu einem der lokalen Kontrollsysteme sein. In diesem Fall fällt das System auf einen lokalen Modus zurück und konfiguriert sich mithilfe von Batterien auf einen Standardzustand.

In der Ebene 1 sind die lokalen Kommunikationsströme organisiert, sollte es zu einem Systemausfall kommen, würde hier die lokale Steuerung basierend auf lokalen Messdaten statisch reagieren. Darunter fallen Systeme wie Rückhaltebecken, Abflusskontrollen oder Pumpen.

In der Ebene 2 befinden sich die erste systemweite bzw. globale Kontrolle. Hierbei erfolgt eine auf den lokalen Messdaten basierende Steuerung des Systems. Dieser Fall tritt bei dem Verlust der Regenvorhersage oder dem Verlust

von Modelldaten ein. Der Unterschied zu Ebene 1 ist die global abgestimmte Steuerung des Systems.

Die Ebene 3 stellt den Regelbetrieb dar, zu dieser gehören Wettervorhersagen, Modelldaten und Szenarien um Steuerentscheidungen zu treffen. Dieses System reagiert in Echtzeit auf die unterschiedlichsten Einflüsse unabhängig davon in welchem Teil des Netzwerks diese auftreten.

Neben der Abfluss- und Wasserstandskontrolle des Abwassersystems ist die angepasste und vorausschauende Konfiguration der Kläranlagen essentiell um alle Anforderungen an das Abwassersystem gewährleisten zu können. Der Abschlag von Mischwasser in den Hafen ist keine Option.

Auf Basis der vorherrschenden Massenströme werden die Verweildauern und Klärzeiten innerhalb des Systems auf Basis der Vorhersagen optimiert und angepasst.

So werden Fließgeschwindigkeiten und Mengen so gesteuert, dass der Betrieb der unterschiedlichen Klärwerke aufeinander abgestimmt werden und die Reinigungsleistung immer aufrechterhalten werden kann.

Die Implementierung des Regenwetterradars in das System stellte aufgrund der hohen Anforderungen durch die hohe Datendichte eine besondere Herausforderung dar. Die Verwendung ist aber insofern gerechtfertigt, da hochgradig lokale Regenwetterphänomene detailliert erfasst werden und auch Niederschlagsintensitäten in Echtzeit verarbeitet werden. Für die NA-Modellierung ist dieser Dateninput optimal. Es wurde dabei die folgende LAWR Konfiguration (Abbildung 3) verwendet.



	LAWR (FAR2127BB)
Peak Power	25 kW
Wave length	X-band 3.2 cm
Pulse Length	1.2 µs
Antenna	2.5 m slotted waveguide array
Receiver	Logarithmic receiver
Vertical opening angle	± 10°
Horizontal opening angle	0.95°
Range (forecast/QPE)	60/20 km
Spatial resolution	500x500m, 250x250m, 100x100m
Temporal resolution	1 or 5 minute
Scanning strategy	Single layer and continuous scanning

Abbildung 3: Konfiguration des LAWR

Nach der Erzeugung der Signalbilder werden diese mittels des DIMS.CORE Plug-In in die Datenbank des MMC übertragen. Dort erfolgt die anschließende

vollautomatisierte Bearbeitung und Auswertung (Abbildung 4). Diese Verarbeitung der Radarbilder wird in der folgenden Abbildung verdeutlicht.

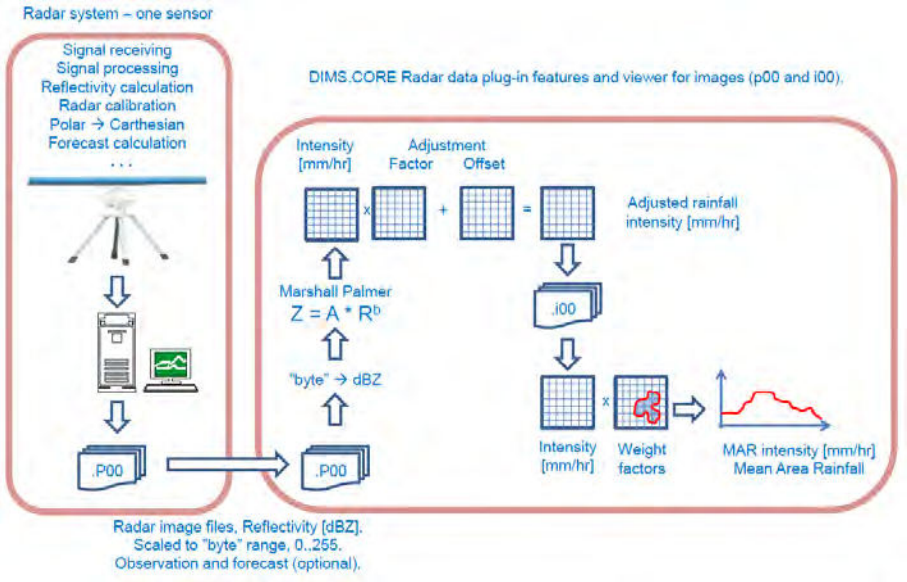


Abbildung 4: Darstellung des Datentransfers des LAWR zur Datenbank und der dortigen Verarbeitung

Sobald alle Datenquellen zusammengetragen sind, erfolgt die Modellierung der Systeme unter der Berücksichtigung vordefinierter Szenarien. Zur Verwendung kommen hier die Softwaresysteme DIMS.CORE und MIKE CUSTOMISED als MMC Software. MIKE URBAN dient der Modellierung der Kanalnetze und die Strategische Optimierungssoftware zur Dynamik Overflow Risk Analysis (DORA) von Krüger AS.

2.4 Ergebnis

Durch die Realisierung des Echtzeitkontroll- und Steuersystems konnten alle vorher definierten Ziele erreicht werden.

- Verbesserung der Badewasserqualität
- Optimierung des Prozessbetriebs der Klärwerksanlagen
- die Bauwerke wurden deutlich vor der Bauphase optimiert, so konnten die Infrastrukturinvestitionen deutlich reduziert werden.
- Verbessertes Kanalsystem und ökologische Renaturierung von Kanälen

Das System wurde so entwickelt und realisiert, dass der fortgesetzte Betrieb von den Verantwortlichen übernommen werden konnte.

Technologisch zeigt sich, dass die komplette Vernetzung und Echtzeitkontrolle von Kanalnetzen, Kläranlagen und weiteren Steuerbauwerken technisch sehr gut machbar ist. Dabei ist entscheidend, dass zu Beginn des Projekts eine umfassende

Analyse der Anforderungen und Wünsche stattfindet. Mit der Verwendung der notwendigen IT-Netztechnologie können solche Systeme überall aufgebaut und betrieben werden. Die Software und Hardwareseite stellen hierbei keine größeren Hindernisse mehr dar.

3 Hochwasservorhersagesystem Sava in Slowenien – Konzept

Die slowenische Umweltbehörde (ARSO) betreibt ein fortschrittliches Hochwasservorhersagesystem unter Einbeziehung verschiedenster Datengrundlagen. Wie in jedem Echtzeitsystem, ist es wichtig, alle benötigten Daten zentral zu erfassen und bei hoher Ausfallsicherheit automatisch zu verarbeiten. Dies ermöglicht eine verbesserte und konsistente Übersicht über das gesamte Flussnetzwerk in Echtzeit sowie hohe Vorhersagequalität. Das System berechnet dabei automatisch 6-Tages Vorhersagen an 74 Pegelstandorten und das jede Stunde, 365 Tage im Jahr und prozessiert dabei alle anfallenden Daten automatisch; inklusive Abruf der Daten von den Online-Messstationen. In unserem Beitrag werden wir auf die Herausforderungen und die entsprechenden Lösungen sowie die erweiterten Nutzungsmöglichkeiten eines derartigen Systems eingehen.

3.1 Realisierung

Im Gegensatz zu dem Projekt in Århus ist der zentrale Punkt in diesem Projekt nicht der Aufbau einer neuen Infrastruktur, sondern die Zusammenführung der unterschiedlichen, bereits vorhandenen Mess- und Steuersysteme in eine neue Datenbank mit einer optimal angepassten Benutzeroberfläche.

Eine der Herausforderungen liegt in den unterschiedlichen Nutzergruppen und auch den unterschiedlichen Anforderungen an das System. Um diese unterschiedlichen Bereiche abdecken zu können ist das Softwareframework MIKE CUSTOMISED zum Einsatz gekommen. Dieses Framework erlaubt zum einen den differenzierten Einsatz unterschiedlicher Nutzeroberflächen und zum anderen einen modernen technischen Unterbau für die Datenbanken mit gleichzeitiger Fähigkeit unterschiedlichste Software, Mess- und Regelsysteme miteinander zu verbinden. Als Datenbank ist die OpenSource Datenbank Postgres zum Einsatz gekommen. Der Einsatz von OpenSource-Technologie erlaubt eine gute Skalierbarkeit und zeitgleich die Integration anderer Softwaretechnologien.

Das gesamte System wurde für den Echtzeitbetrieb konzipiert und erfordert so hohe Anforderungen an die Datenverwaltung und Datenspeicherung. Im gleichen Moment ist es notwendig, die entsprechende Hardwareinfrastruktur für die Verarbeitung und auch die Publizierung in die unterschiedlichen Ebenen zur Verfügung zu stellen. Neben der lokalen Information, werden auch weitere

Dienststellen mit dem System verbunden und die Daten in Echtzeit auf unterschiedlichen Systemen und Endgeräten online verfügbar gemacht.

Weiterhin ist das Informationssystem nicht als eine statische Informationsplattform konzipiert somit können alle Anfragen personalisiert werden, Informationsarten selbst bestimmt werden und im Rahmen der Vorhersage unterschiedliche Aspekte von dem System abgefragt werden.

So kann die Hochwasservorhersage für verschiedene Ebenen bis hin zu den potenziell Betroffenen individuell verfügbar gemacht und angepasst werden. Ein weiterer Vorteil ist die große Reichweite um im Falle eines Hochwassers die Vorwarnzeiten deutlich zu reduzieren.

3.2 Ergebnis

Ein Informationssystem muss in erster Line alle Informationen, die verfügbar sind, übersichtlich aufbereiten und zusammenstellen. Hierbei ist es das Ziel des Projekts gewesen, die GUI (Abbildung 5) so an die Ansprüche der Operatoren anzupassen, dass die Verwendung einfach und problemlos ist. Gleichzeitig ist es wichtig, dass alle notwendigen Daten dargestellt werden und es nicht gleichzeitig zu einer Informationsüberlastung kommt.

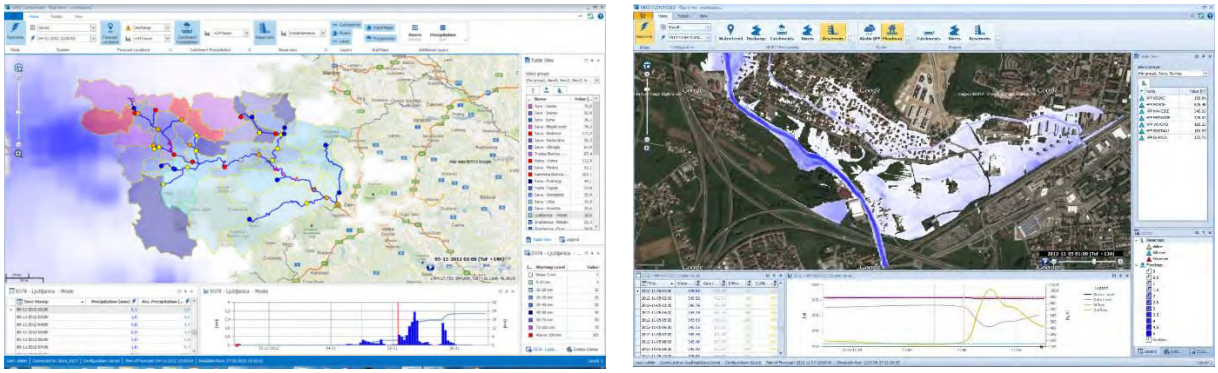


Abbildung 5: links: Übersichtskarte des HW Vorhersagegebiets und einzelnen Regeneinzugsgebieten; rechts: Hochaufgelöste Darstellungen lokaler Überschwemmungsereignisse (beides synthetische Beispielrechnungen)

Die Darstellung globaler Ereignisse ist wichtig, um die Übersicht zu behalten. Gleichzeitig muss ein System in der Lage sein, Detailinformationen zu liefern. Daher ist die Datenbank mit einer leistungsfähigen Schnittstelle zu einer Geodatenbank ausgestattet. In Verbindung mit der Modellsoftware, ist es möglich die Daten aus Wasserstand, Niederschlag und Flusstopografie in Modellform auszuwerten und daraus Überflutungskarten zu erstellen.

Darüber hinaus werden alle Informationen automatisch in Berichtsform umgewandelt und können per Email verteilt werden. Auch Betroffene bzw. gefährdete Personen können per Email oder SMS automatisch informiert werden.

4 Zusammenfassung

Die beiden Projekte zeigen, wie wichtig ein integriertes Datenmanagement ist und welche Möglichkeiten sich damit in der Modellierung ergeben. Die wichtigsten Bestandteile der Datenhaltung sind dabei in Abbildung 6 aufgeführt.

Es wird immer wichtiger, die Daten zentral zu halten und somit eine gemeinsame und konsistente Datengrundlage für alle zu schaffen. Auf dieser Basis können die Daten effizient genutzt werden und bieten damit die Möglichkeit vernetzte Systeme zu schaffen. Modelle auf dieser Basis ermöglichen Messnetze effektiv zu nutzen oder diese zu optimieren. Es gilt dabei ein Gesamtverständnis über das System zu erlangen und dieses Wissen wie in Århus effizient zu nutzen. Århus kann damit die Langzeitbewirtschaftung des städtischen Wassers nachhaltig gewährleisten. Nebeneffekt der Planung waren dabei große Einsparpotentiale bei den Investitionen.

Im Beispiel der Hochwasservorhersage in Slowenien ist mit dem System sichergestellt, die Bevölkerung effektiv vor Hochwasser zu warnen und damit den Schaden an Personen, aber auch an Infrastruktur zu vermeiden. Da auch diese Daten wieder in das System einfließen, können langfristige Trends durch z.B. den Klimawandel besser erfasst werden und machen auch hier zukünftige Planungen einfacher.



Abbildung 6: Intelligente Datenhaltung – Von den Daten über die Planung zum operationellen Betrieb.

Referenzen:

Frier Henrik, Lene Bassø, Anders Lynggaard-Jensen, Nikolaj Mølbye: Operational Real Time Control and Warning System for Urban Areas and Receiving Waters;
http://www.aarhusvand.dk/Global/Subsites/IRTC/Integrated_Control_and_Warning_System_for_Urban_Areas.pdf

Autoren:

Dipl.-Ing. Christian Pohl
DHI-WASY GmbH
Max-Planck-Str. 6
28857 Syke
Tel.: +49 4242 1638 19
Fax: +49 4242 1638 18
E-Mail: cpo@dhigroup.com

MSc. Dominic Spinnreker
Dr. Elimar Precht
DHI-WASY GmbH
Max-Planck-Str. 6
28857 Syke
Tel.: +49 4242 1638 15
Fax: +49 4242 1638 18
E-Mail: dos@dhigroup.com
epr@dhigroup.com

Technische Universität Dresden – Fakultät Bauingenieurwesen
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

38. Dresdner Wasserbaukolloquium 2015
„Messen und Überwachen im Wasserbau und am Gewässer“

Das Geschiebemessprogramm der Wildbach- und Lawinenverbauung: Entwicklung, Status und zukünftige Perspektiven

Andrea Kreisler, Helmut Habersack,
Markus Moser, Gerald Jäger, Stefan Janu

Die Kenntnis des Geschiebetransportes in Wildbächen ist von großer Bedeutung für das Prozessverständnis, die Planung und Ausführung von Baumaßnahmen und die Analyse und Bewertung von Hochwasserereignissen mit Geschiebetransport. Geschiebetransportmessungen sind grundlegend um quantitative Angaben zu Transportraten und –frachten sowie zu Korngrößen und zur raum-zeitlichen Variabilität des Transportprozesses treffen zu können. Neben einem erweiterten Prozessverständnis dienen Messdaten als Grundlage für die Auswahl, Anwendung und Kalibrierung von Geschiebetransportformeln und numerischen Feststofftransportmodellen. In Bewusstsein dessen, hat die Wildbach- und Lawinen-verbauung in Zusammenarbeit mit der Universität für Bodenkultur in den letzten Jahren an unterschiedlichen Bächen Geschiebemessanlage errichten lassen, wo umfangreiche Monitoringarbeiten Naturmessdaten des Geschiebetransportprozess liefern.

Stichworte: Geschiebemonitoring, direkte und indirekte Geschiebemessmethoden, Geschiebemessprogramm der Wildbach- und Lawinenverbauung in Österreich

1 Einleitung

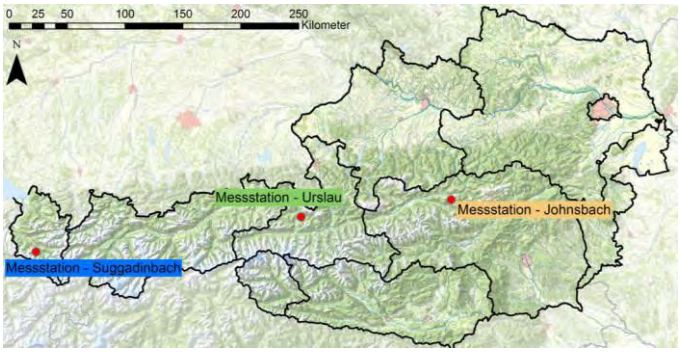
Die dominierenden Prozesstypen im Kompetenzbereich Wildbach reichen vom fluviatilen bis starken Feststofftransport sowie Murgang. Nur eine untergeordnete Rolle spielt der Prozesstyp Reinwasser. Die quantitative Bestimmung des Feststofftransportes stützt sich im Bereich der Wildbach- und Lawinenverbauung (WLV) laut derzeitigem Wissensstand auf Schätzungen, Berücksichtigung mittels Intensitätsfaktor oder Berechnungen auf Basis von Geschiebetransportformeln. Da die Kenntnis des Geschiebetransportes für das Prozessverständnis, die Planung und Ausführung von Schutzmaßnahmen, Abgrenzung von Gefahrenzonen, die Analyse und Bewertung von Hochwasserereignissen und die Anwendung, Kalibrierung und Validierung von Geschiebetransportformeln und numerischen Modellen mehr und mehr an Bedeutung gewinnt, sind Messungen und Analysen des tatsächlich transportierten Materials notwendig.

Im Salzburger Pinzgau wurde im Jahr 2010 die erste Geschiebemessstation der WLV (Urslau/Salzburg) errichtet. Mit den Erkenntnissen aus der ersten Messanlage

wurden 2 weitere Anlagen am Suggadinbach/Vorarlberg sowie am Johnsbach/Steiermark errichtet. Mit den 3 Geschiebemessanlagen soll ein gemeinsames Monitoring angestrebt, die Daten qualitätsgesichert ausgewertet und in einer gemeinsamen Datenbank verwaltet werden. Dieser Artikel stellt die Messstationen und die jeweiligen zum Einsatz gelangenden Messgeräte vor.

2 Beschreibung der Geschiebemessstationen der WLV

Das Geschiebemessprogramm der WLV besteht derzeit aus drei Geschiebemonitoringstationen. Nach der ersten Messstation an der Urslau (Salzburg/Gemeinde Maria Alm) erfolgte - aufbauend auf den Erfahrungen an der Urslau – im Jahr 2013 die Installation der Anlage am Suggadinbach im Rahmen des EU-Projektes SEDAlp (Vorarlberg, Illzubringer, Gemeinde St. Gallenkirch), womit auch Messungen in einem steileren Wildbach mit sehr starkem Geschiebetransport und größeren Korngrößen möglich sind. Im März 2014 wurde die Station am Johnsbach im Rahmen des FWF Projektes Sedny-X im Nationalpark Gesäuse (Steiermark/Gemeinde Johnsbach) in ähnlicher Bauweise wie an der Urslau gebaut. Abbildung 1b zeigt die geografische Lage der drei Messstationen in Österreich. Kenndaten des Einzugsgebietes und des jeweiligen Baches sowie Informationen über die im Messbetrieb verwendeten Monitoringgeräte sind in Abbildung 1b zusammengefasst.



SUGGADINBACH	URSLAU	JOHNSBACH
Kenndaten: EZG = 75 km² $BE_{150\ inkl.\ Geschiebe}$ = 156 m³/s Längsgefälle = 8 % murfähiger Wildbach Prozesstyp: starker Feststofftransport bis Murgang **Geschiebequellen:** aus dem Hauptbach und Zubringern	**Kenndaten:** EZG = 56 km² $BE_{150\ inkl.\ Geschiebe}$ = 131 m³/s Längsgefälle = 2 % Charakter Gebirgsfluss Prozesstyp: starker Feststofftransport **Geschiebequellen:** vorwiegend aus den Zubringern	**Kenndaten:** EZG = 52 km² $BE_{150\ inkl.\ Geschiebe}$ = 160 m³/s Längsgefälle = 6,8 % Charakter Wildbach Prozesstyp: starker Feststofftransport **Geschiebequellen:** aus dem Hauptbach und Zubringern
Integratives Messsystem (Geophon- Hydrophonbalken, Auffangbecken) **Messbetrieb seit 2013**	**Integratives Messsystem** (Geophonbalken, Falle und Fangkorb) **Messbetrieb seit 2010**	**Integratives Messsystem** (Geophonbalken, Falle und Fangkorb) **Messbetrieb seit 2014**

Abbildung 1: Lage (a) Kenndaten, Geschiebequellen, Messsystem der 3 Anlagen (b)

2.1 Urslau

Projektsgeschichte

Die Geschiebemessstation an der Urslau wurde im Jahr 2010 im Zuge des Projektes „Messung und Berechnung des Geschiebetransportes in Wildbachunterläufen am Beispiel der Urslau“ von der WLV und der Universität für Bodenkultur, Institut für Wasserwirtschaft, Hydrologie und konstruktiven Wasserbau (IWHW) errichtet (Habersack et al., 2013). Die Finanzierung des Projektes erfolgte durch das Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft, Abteilung IV/5 Wildbach und Lawinenverbauung und den Forsttechnischen Dienst für Wildbach und Lawinenverbauung, Sektion Salzburg. Das Geschiebemonitoring an der Urslau wird vom IWHW in starker Kooperation mit der Wildbach- und Lawinenverbauung betreut. Die Laufzeit des Projektes erstreckte sich über drei Messsaisonen (2011, 2012, 2013) und der Messbetrieb wird nach Abschluss des Projektes fortgesetzt.

Eines der Ziele des Projektes lag in der Entwicklung einer für Wildbachunterläufe geeigneten Methodik zur Erfassung des Geschiebetransportes. Hier wurde auf den Erfahrungen des Institutes IWHW, die beim Geschiebemonitoring im Flusssystem Drau-Isel (Habersack et al., 2012) gewonnen wurde, zurückgegriffen.

Beschreibung des Einzugsgebietes

Die Messstation an der Urslau befindet sich im Gemeindegebiet von Maria Alm im Pinzgau/Salzburg. Abbildung 2 zeigt ein Foto und die Lage der Messstation in Österreich.

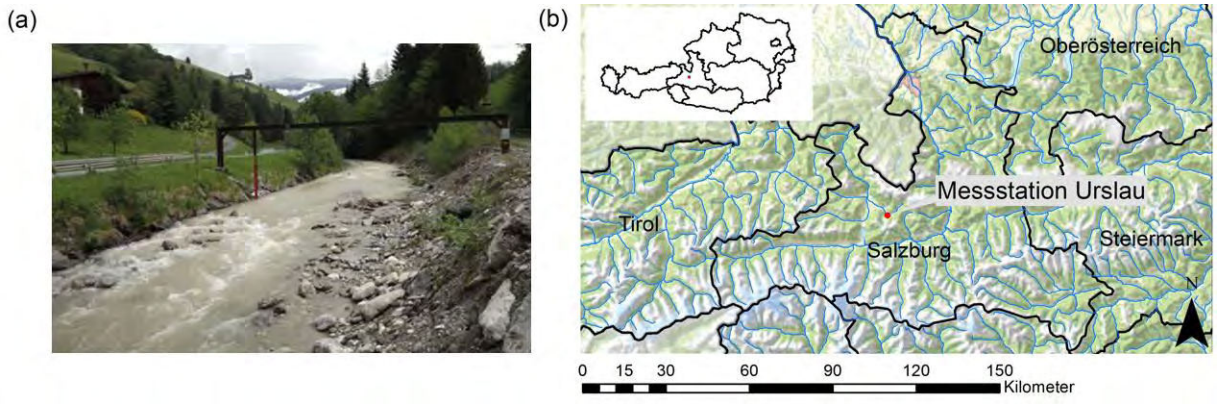


Abbildung 2: Foto der Messstation (a), Geografische Lage (b)

Das mittlere Gefälle der Urslau beträgt 4%. Im Bereich der Messstation weist der Bach ein Gefälle von rund 2% auf. Am Pegel Saalfelden, etwa 5 km flussab der Messstation beträgt der Mittelwasserdurchfluss (MQ) 4,41 m³/s (Hydrografisches

Jahrbuch 2008, Reihe 1951-2008). Das für das Geschiebemonitoring relevante Einzugsgebiet bis zur Geschiebemessstation weist eine Größe von 56 km² auf. Geologisch liegt das Einzugsgebiet im Ostalpin. Im Süden befindet sich die Grauwackenzone und im Norden die nördlichen Kalkalpen.

Messmethodik

Beim Geschiebemonitoring an der Urslau kommt ein integratives Geschiebemesssystem, bestehend aus direkten und indirekten Messmethoden, zum Einsatz. Die Anordnung der Messgeräte ist in Abbildung 3 ersichtlich.

Mit Hilfe der direkten Messmethoden (Geschiebefänger und Geschiebefalle) werden die Masse und die Textur des transportierten Geschiebematerials bestimmt. Diese Messungen geben zum Zeitpunkt der Messung Aufschluss über den vorherrschenden Geschiebetransport. Der eingesetzte Geschiebefänger beruht auf dem Konzept der mobilen Geschiebefalle von Bunte und Abt (2003). Die Messungen werden, wie in Abbildung 3 ersichtlich, mit Hilfe eines Kranwagens vom Bachufer aus an definierten Messlotrechten im Bachprofil durchgeführt. Die Geschiebefalle ist sohlgleich mit dem Bachbett eingebaut. Es handelt sich hierbei, vereinfacht beschrieben, um einen Behälter, welcher auf Wäge Zellen gelagert ist und mit einer Abdeckung inklusive Messschlitz verschlossen ist. Im Ereignisfall wird der Messschlitz über eine Hydraulikvorrichtung geöffnet und das Geschiebe wird im Fallenbehälter gesammelt und automatisch gewogen. Über den Massenzuwachs in der Geschiebefalle über die Zeit kann der vorherrschende Geschiebetrieb bestimmt werden. Während der Einsatz des Geschiebefängers sich an dieser Messstation auf niedere bis mittlere Durchflüsse beschränkt, kann die Geschiebefalle auf im Hochwasserfall eingesetzt werden. Die indirekte Geschiebemessung erfolgt an der Messstation über Geophone. Hierbei handelt es sich um Schwingungssensoren die ursprünglich aus der Seismik stammen. Für die Geschiebemessung werden die Sensoren an der Unterseite von Stahlplatten montiert und in einem Stahlprofil auf einer Ebene mit der Bachsohle eingebaut. Geschiebematerial, dass über die Stahlplatten transportiert wird, erzeugt Schwingungen welche von den Geophonen registriert und aufgezeichnet werden. Es können mit dieser Messmethode zeitlich und räumlich sehr hoch aufgelöste Daten über die Intensität des Geschiebetransportes gewonnen werden. Eine Kalibrierung der Geophondaten ist erforderlich und erfolgt durch direkte Geschiebemessungen, welche direkt flussab der Geophone durchgeführt werden (siehe Abbildung 3).

Die Kombination von direkten und indirekten Messgeräten im integrativen Geschiebemesssystem erlaubt Angaben zu Geschiebetransportraten, Geschiebefrachten,

Bewegungsbeginn, Textur des transportierten Materials und eine Analyse der zeitlichen und räumlichen Variabilität des Transportprozesses.



Abbildung 3: Anordnung der Messgeräte im integrativen Geschiebemesssystem Urslau (adaptierte Darstellung aus Kreisler et al., 2014)

2.2 Johnsbach

Projektsgeschichte

Die Errichtung der Geschiebemessstation am Johnsbach wurde durch die Kooperation von WLV und des vom FWF geförderten Projektes Sedyn-X (Interdisziplinäre Untersuchung von Sedimentströmen) ermöglicht. Im Projekt Sedyn-X arbeiten das IWHW und die Universität Graz, Institut für Geographie und Raumforschung zusammen, mit dem Ziel Sedimentmanagement-Strategien für das Johnsbachtal-Einzugsgebiet zu entwickeln. Der Einbau der Geschiebemessstation erfolgte im März 2014. Die Geschiebemessung erfolgt hier, wie bei der Urslau über das integrative Messsystem. Aus diesem Grund wird hier die Messmethodik nicht näher erläutert.

Beschreibung des Einzugsgebietes

Der Johnsbach liegt in der Steiermark im Nationalpark Gesäuse (Abbildung 4).

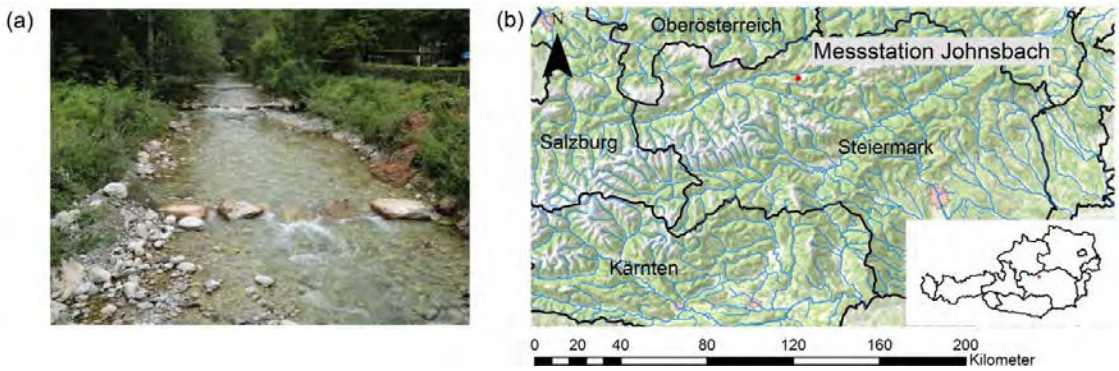


Abbildung 4: Foto der Messstation (a), Geografische Lage (b)

Das Einzugsgebiet weist eine Größe von 51.44 km^2 auf, er hat eine Lauflänge von 13.5 km sowie ein mittleres Gefälle von 6.8%. Er mündet bei rund 590 m.ü.A. bei Flusskilometer 128.8 in seinen Vorfluter die Enns ein. Der südliche Teil des Einzugsgebietes liegt in der Grauwackenzone. Hier überwiegen silikatische Gesteine. Im Norden des Einzugsgebiets findet man die geologische Großeinheit der Nördlichen Kalkalpen, wo vor allem Kalk und Dolomite vorliegen (Lieb & Premm, 2008).

2.3 Suggadinbach

Projektsgeschichte

Im Juni 2012 wurde vom ETZ-Alpenraum-Programm das transnationale Projekt „SedAlp – Sediment management in Alpine basins: integrating sediment continuum, risk mitigation and hydropower“ genehmigt. Das Ziel des Projektes „SedAlp“ – mit einer Laufzeit bis Juni 2015 – ist die gesamtheitliche Betrachtung des Sediment- und Wildholzmanagements in Alpinen Flüssen und Bächen unter ökologischen, ökonomischen und risikorelevanten Gesichtspunkten (Pichler 2012). Im Zuge dieses Projektes wurde im Suggadinbach eine Geschiebemessstation von der WLV und der Universität für Bodenkultur, Institut für Alpine Naturgefahren [IAN] errichtet.

Beschreibung des Einzugsgebietes

Der Suggadinbach entsteht durch die Vereinigung des Vergaldnerbaches und des Valzifenzbaches. Während ersterer das Vergaldnertal entwässert und unterhalb der Rotbühelspitze (2852 m) entspringt, sammelt letzterer die Gewässer des Wintertales, welche sich unterhalb des Valzifenzergrates vereinigen. Er hat zahlreiche Zubringer, von denen linksufrig bachabwärts aufgezählt, das Alptobel, das Rongtobel, das Röbitobel, der Sarotlabach, der Platinabach und der Gweilbach von Bedeutung sind. Rechtsufrig münden das Schafliegertobel, das Schmalzbergtobel, der Valiserabach und das Innere und Äußere Gampabingertobel in den Suggadinbach, um nur die wichtigsten zu nennen. Der flache Oberlauf, welcher mit der Vereinigung des Valzifenzbaches mit dem Vergaldnerbach beginnt, reicht bis zur Einmündung des Röbitobels. Die Länge beträgt ca. 1,5 km, das durchschnittliche Gefälle beträgt ca. 6 %. Der Mittellauf weist eine Strecke von 5, 9 km auf und reicht bis zur Einmündung des Gweilbaches; das Gefälle schwankt zwischen 5-20 %. Im oberen Teil überwiegen die Flachstrecken, im unteren Teil weist der Mittellauf sogar schluchtartige Strecken auf.

Der 700 m lange Unterlauf erstreckt sich von der Einmündung des Gweilbaches bis zum Bachbett des Vorfluters Ill. Der Suggadinbach hat ein Einzugsgebiet

von insgesamt 75 km² und ein $BE_{150\ inkl.\ Geschiebe}$ laut dem aktuellen Gefahrenzonenplan der Gemeinde St.Gallenkirch von 156 m³/s (WLV 2006).

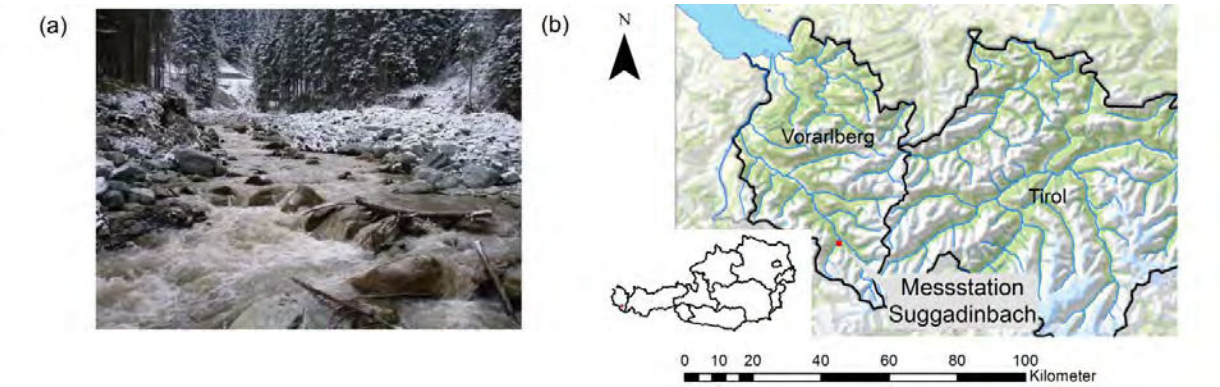


Abbildung 5: Foto der Messstation (a), Geografische Lage (b)

Geologisch gesehen befindet sich das Gemeindegebiet von St. Gallenkirch im Kristallin der Silvrettadecke, welches zur oberostalpinen Decke zählt. Man findet hier Biotit-Fleckengneise, Muskovit Granit-Gneise, Ampibolit und Hornblendegneise. Das Einzugsgebiet wird von verschiedenen Gneisen und Glimmerschiefern aufgebaut, die an einigen Stellen stärker verwittern und Jungschutt als Geschiebe liefern. Die Hauptgeschiebequellen bildet sowohl dieser Jungschutt als auch der vorhandene Altschutt. Am Schwemmkegel ist wegen des relativ hohen Gefälles auch mit Geschiebeanfall aus Uferanrissen und Erosionen zu rechnen (WLV, 2006).

Messmethodik

Im Retentionsraum der bestehenden Plantesch Sperre (Filterbauwerk) wurden zur Energieumwandlung weitere Konsolidierungswerke durch die Wildbach- und Lawinenverbauung Vorarlberg errichtet und in die unterste Konsolidierungssperre der Geophon- und Hydrophonbalken eingebaut. In der Abflusssektion befindet sich zusätzlich eine Niederwasserabflusssektion, damit dort ein konzentrierter Abfluss (Wasser – und Geschiebe) über die meiste Zeit im Jahr gewährleistet werden kann. Nur im Ereignisfall wird die gesamte Abflusssektion beaufschlagt. In die tiefere Abflusssektion wurde 7 Geophone und 3 Hydrophone eingebaut und in die darüber liegende Abflusssektion noch jeweils 3 weitere Geophone. Beide Systeme können in Zukunft miteinander verglichen und die jeweiligen Vor- bzw. Nachteile bzw. Anwendungsbereiche aufgezeigt werden.

Zusätzlich zur Messung des Sediment- bzw. Geschiebetransportes über die Konsolidierungssperre wurde nur wenige Meter oberhalb der Sperre unter eine Brücke, die über den Suggadinbach geht, eine Geschwindigkeits- und Abflussmessung installiert. Um ein eventuelles Hochwasserereignis besser dokumentieren

zu können, wurde orographisch rechtsufrig eine Webcam am Dach des Containers, in dem die Hard- und Software sämtliche Aufzeichnungen durchführt, angebracht. Nach größeren Ereignissen wird der Geschiebeauffangraum unterhalb des Messbalkens mittels lokalem Laserscan gescannt und die transportierte Geschiebemenge kann somit berechnet werden.



Abbildung 6: Bau bzw. fertiggestellte Konsolidierungssperre mit dem Geophon- und Hydrophonbalken

2.4 Status der Geschiebemessstationen

Geschiebemessstation Urslau

Das integrative Geschiebemonitoring an der Urslau läuft seit dem Frühjahr 2011. Der Einsatz des integrativen Messsystems an der Urslau hat sich in den Messjahren 2011, 2012 und 2013 bewährt. Der Zusammenhang der direkten Messergebnisse mit den indirekten Messdaten ist sehr gut. Diese Gegenüberstellung dient als Grundlage zur Kalibrierung der Geophondaten und ermöglicht die Geophondaten in Massen- beziehungsweise Volumenangaben umgerechnet werden. Eine Berechnung von Geschiebefrachten in beliebigen Zeiträumen ist dadurch an der Urslau möglich. Es konnten im Zuge des Monitorings kontinuierliche Daten des Geschiebetransportprozesses gewonnen werden und Angaben zu unterschiedlichen Transportintensitäten von Hochwasserereignissen und den Bewegungsbeginn des Transportprozesses gemacht werden.

Geschiebemessstation Johnsbach

Der Einbau der Geschiebemessstation Johnsbach erfolgte im März 2014. Die kontinuierliche Aufzeichnung der Geschiebetransportintensität mittels Geophonen und die direkten Geschiebemessungen werden ab April 2014 durchgeführt.

Suggadinbach

Nach dem Einbau im Herbst 2013 erfolgten im Winter bzw. Frühjahr 2014 die Kalibrierungen der Geophone und Hydrophone. Vom IAN wurde dabei in Zeiten der Niederwasserperiode ohne natürlichen Sediment- bzw. Geschiebetransport eine Holzrinne errichtet und über den einzelnen Geophonen bzw. Hydrophonen situiert. Damit auch größere Kornfraktionen transportiert werden konnten, wurde mit Sandsäcken und großen Steinen das Wasser konzentriert über die Holzrinne abgeleitet. Über der Holzrinne wurde eine provisorische Abflussmessung errichtet. Anschließend erfolgte über einen Betonkübel eine Geschiebezufuhr unterschiedlicher Korngrößenzusammensetzung. Über die Beziehung Wasser-Geschiebe und die daraus resultierenden Signalkurven konnten die Geophone und Hydrophone kalibriert werden. Somit können ab sofort kontinuierliche Aufzeichnungen über den Geschiebetransport, auch in Zeiten der Schneeschmelze mittels Geophonen und Hydrophonen durchgeführt werden.

2.5 Perspektiven und Ausblick

In den bisherigen 3 Messjahren konnten aufgrund kleinerer aber auch mittlerer Hochwasserereignisse an der Urslau gute Messdaten mit viel Geschiebetransport erfasst werden. Vom Charakter hinsichtlich Abflussfracht und –form waren die gemessenen Ereignisse sehr unterschiedlich. Beginnend von der Schneeschmelze mit einem eher kontinuierlichen Transport, kleineren kurzen Ereignissen bis hin zu langanhaltenden Regenereignissen wie im Juni 2013, herrschten sehr unterschiedliche Geschiebetransportraten vor. Die ersten Analysen bestätigen die Vermutung, dass eine kochrezeptartige Berechnung mit dem Parameter Abfluss allein den tatsächlichen Geschiebetransport nicht bestimmbar machen. Es ist deshalb umso wichtiger die Messungen weiterzuführen und auch – wie bereits erfolgt – auf andere Wildbachgerinne zu erweitern.

Mit den 3 errichteten Geschiebemessanlagen soll ein gemeinsames Monitoring angestrebt werden, die Auswertung der Daten soll vergleichbar und qualitätsgesichert erfolgen. Als zu analysierende Parameter sind der Bewegungsbeginn, der Geschiebetransport sowie die Geschiebefrachten interessant. Es wird durch die weiterführenden Messungen ein verbesserter Erkenntnisgewinn sowie Kalibrierung der indirekten Messmethoden mit verbesserten Datensätzen erwartet. Wichtig erscheint in diesem Zusammenhang auch die Intensivierung der Naturbeobachtungen hinsichtlich der mobilisierten Geschiebeherde – Von woher kommt´s und wohin geht´s? Zur Realisierung sind auch Messungen mittels Tracersteinen angedacht. Das Ziel für die Zukunft dieses Monitoring-Programms sind qualitätsgesicherte Daten in einer gemeinsamen Datenbank die dann auch im hydrographischen Jahrbuch veröffentlicht werden können.

3 Literatur

Habersack H., Aigner J., Kreisler A., Seitz H., Tritthart M. (2012): Geschiebemessungen an Drau und Isel 2007-2012. Endbericht. Studie im Auftrag des BMLFUW. Wien

Habersack H., Kreisler A., Aigner J., Tritthart M. (2013): Messung und Berechnung des Geschiebetransportes in Wildbachunterläufen am Beispiel der Urslau. Jahresbericht 2013. Studie im Auftrag des Bundesministeriums für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft WLV, Sektion IV, Abt. IV/5 und WLV, Sektion Salzburg. Wien

Janu St., Stocker E. (2013): Technischer Bericht zum Geschiebemessprogramm Johnsbach; Wildbach- und Lawinenverbauung Sektion Steiermark (unveröffentlicht)

Kreisler A., Moser M., Tritthart M., Aigner J., Rudolf-Miklau F., Habersack, H. (2014): Monitoring and calculation of bedload Transport at the mountain torrent Urslau. Interpraevent, Nara, 2014. In Conference Proceedings INTERPRAEVENT 2014

Lieb G. K., Premm M. (2008): Das Johnsbachtal – Werdegang und Dynamik im Formenbild eines zweigeteilten Tales. In Schriften des Nationalpark Gesäuse, Band 3, S.12-24

Pichler A. (2012): Startschuss für das ETC Projekt „SedAlp“; Wildbach- und Lawinenverbau; Zeitschrift für Wildbach-, Lawinen, Erosions- und Steinschlagschutz, 76. Jhg., September 2012, Heft Nr. 169

Forsttechnischer Dienst für Wildbach- und Lawinenverbauung – Gebietsbauleitung Bludenz (WLV 2006): Projekt Suggadinbach 2006, Technischer Bericht

4 Autoren:

DI Andrea Kreisler
Universität für Bodenkultur
Institut für Wasserwirtschaft, Hydrologie und konstruktiven Wasserbau
Muthgasse 107, 1190 Wien
andrea.kreisler@boku.ac.at

Univ.Prof. DI Dr. Helmut Habersack
Universität für Bodenkultur
Institut für Wasserwirtschaft, Hydrologie und konstruktiven Wasserbau
Muthgasse 107, 1190 Wien
helmut.habersack@boku.ac.at

DI Markus Moser
Forsttechnischer Dienst für Wildbach- und Lawinenverbauung
Fachbereich Wildbachprozesse
GBL Lungau
Johann Löcker Str. 3, 5580 Tamsweg
markus.moser@die-wildbach.at

DI Gerald Jäger
Forsttechnischer Dienst für Wildbach- und Lawinenverbauung
Fachbereich Wildbachprozesse
GBL Bregenz
Rheinstrasse 32/4, 6900 Bregenz
gerald.jaeger@die-wildbach.at

DI Stefan Janu
Forsttechnischer Dienst für Wildbach- und Lawinenverbauung
Fachbereich Wildbachprozesse
GBL Steiermark Nord
Schönaustraße 50, 8940 Liezen
stefan.janu@die-wildbach.at

Technische Universität Dresden – Fakultät Bauingenieurwesen
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

38. Dresdner Wasserbaukolloquium 2015
„Messen und Überwachen im Wasserbau und am Gewässer“

Einsatz eines Sedimentecholots für eine Bathymetrie einschließlich Sedimentkartierung

Stephan Heimerl
Beate Kohler

Die Aufnahme der Bathymetrie, also der Gewässersohle in Fließgewässern, Stauräumen oder Talsperren, bedingt immer öfters parallel auch die Ermittlung der Ablagerungen von Sedimenten oder der Untergrundverhältnisse für Gründungen o. ä. Fichtner Water & Transportation setzt für diese Aufgabenstellung ein firmeneigenes parametrisches Sedimentecholot bzw. einen sogenannten Sub-Bottom Profiler ein. Durch das Aussenden unterschiedlicher Frequenzen können verschiedene Eindringtiefen in den Boden erreicht werden, so dass sowohl die Gewässersohle als auch die darunter liegenden Schichtungen im Untergrund erfasst und zugeordnet werden können. Durch die Kombination mit einem GPS-System kann jede Wassertiefen- bzw. Schichtenmessung exakt lokalisiert und darauf aufbauen ein 3-D-Modell des Untergrundes zur Interpretation, z. B. hinsichtlich Schichtdicken oder abgelagerten Volumina etc., erstellt werden.

Stichworte: Bathymetrie, Echolot, Sedimentkartierung, Talsperren, Gewässersohle, Gewässeruntergrund, Gründung

1 Technik

1.1 Grundlagen

Aufgabenstellungen, wie die Aufnahme der Bathymetrie, also der der topographischen Gestalt der Gewässersohle in Fließgewässern, Stauräumen oder Talsperren, bedingen immer öfters parallel auch die Ermittlung der Ablagerungen von Sedimenten sowie der Untergrundverhältnisse.

Für die bathymetrische Aufnahme wird in Gewässern i. d. R. ein Echolot eingesetzt, welches Hochspannungs-Impulse erzeugt. Diese werden über einen Geber in Schallsignale gewandelt und von einem Boot aus nach unten gesendet. Dort wird das Signal vom Gewässerboden und dortigen Materialien, wie z. B. Pflanzen, Einbauten und Wracks, sowie Fische bzw. Fischschwärmen reflektiert. Der reflektierte Impuls wird durch einen Empfänger, der meist mit dem Geber zusammen in einem Gerät zusammen eingebaut ist, wieder aufgenommen. Aus der Laufzeit der Impulse kann die Wassertiefe berechnet werden.

Bei der Bathymetrie werden dabei je nach den Anforderungen insbesondere folgende Echolot-Techniken eingesetzt:

- Fächerecholot: Bei diesem Typ wird nacheinander ein Strahlenbündel mit einem Öffnungswinkel von etwa 1,5° ausgesendet, so dass je nach Verteilung der Strahlen quer zur Fahrtrichtung ein Fächer von 120° bis 150° Breite entsteht. Auf diese Weise wird ein Streifen der Gewässersohle entlang des Schiffskurses erfasst, dessen Genauigkeit insbesondere von der Wassertiefe, der Geschwindigkeit des Bootes sowie ggf. der Überdeckung der Streifen abhängt. Durch das Zusammenführen der Streifen entsteht schließlich eine topographische Karte. Eine einfachere Form dieses Echolots wird auch als sogenannter „Fischfinder“ zur Ortung von Fischen und insbesondere Fischschwärmen eingesetzt.
- Flächenecholot: Bei dieser Bauweise werden mehrere Schwinger an einem Rahmen mit definiertem Abstand befestigt, wobei diese Geber einen geringen Öffnungswinkel aufweisen und unterschiedliche Frequenzen ausstrahlen, damit die jeweiligen Signale der verschiedenen Geber sich nicht gegenseitig stören. Durch die parallel betriebenen Geräte wird eine hohe Genauigkeit erzielt, wobei allerdings der technische Aufwand gegenüber dem Fächerecholot größer ist.
- Sedimentecholot: Hierbei handelt es sich um ein Mehrfrequenzgerät, das i. d. R. zwei Frequenzen parallel nutzt, um bei einer linienhaften Aufnahme sowohl die Gewässersohle als auch den Gewässerboden aufzunehmen. Es liefert so zusätzliche Informationen über die Boden- bzw. Sedimentschichtung.

Aus den erhobenen Tiefendaten werden jeweils bathymetrische Karten erstellt, die die Grundlage für weitere Fragestellungen bilden.

Problematisch sind bei allen Echoloten unklare Trennschichten, z. B. bei dicken Suspensionen bzw. Schlamm, da dort das Signal diffus reflektiert wird. Des Weiteren stören bei Sedimentmessungen Gaseinschlüsse in Form von Luft- oder Methanblasen in Bodenschichten die Messung, da das Signal durch derartige Schichten nicht oder nur teilweise hindurch dringen kann.

Ist die Gewässersohle insbesondere in Fließgewässern flächenhaft genauer aufzunehmen, wird heute bevorzugt das Flächenecholot eingesetzt, sofern nicht weitergehende Fragestellungen anstehen. In vielen Fällen, darunter v. a. in Stauanlagen und natürlichen Seen, sind jedoch die Tiefenänderungen der Gewässersohle relativ ausgeglichen, so dass auch der Einsatz von Echoloten mit einer linienhaften Aufnahme und anschließender Kopplung der Daten zu einem flächenhaften Modell eine ausreichende Genauigkeit ergeben.

1.2 Sedimentecholot

Flächenhafte Sedimentkartierungen erfolgen heute mittels eines parametrischen Sedimentecholots bzw. eines sogenannten Sub-Bottom Profilers. Dieses spezielle Echolot verfügt über einen Schallwandler zum Senden und Empfangen der Primärfrequenzen sowie zum Empfang der Differenzfrequenzsignale (s. Abbildung 1).



Abbildung 1: Sonde (links) und Transmitter (rechts) des Sedimentecholots

Das Gerät kann mittels einer speziellen Halterung an einem Boot seitlich montiert werden. Bei der Auswahl des Bootes ist darauf zu achten, dass dies einerseits möglichst klein und wendig ist, andererseits muss es eine ausreichende Tragfähigkeit für mind. 2 Personen (Bootsführer und Messingenieur) sowie die technische Ausrüstung (Sonde mit Aufhängung, Transmitter, Stromaggregat, Messtechnik etc.) aufweisen. Des Weiteren ist es für eine gleichmäßige Messung empfehlenswert, ein motorbetriebenes Boot einzusetzen, wobei dann die Sonde in einem ausreichenden Abstand zum Motor installiert werden muss, damit die Signale nicht durch die Turbulenzen einschließlich der dabei entstehenden Bläschen aus dem Schraubenbetrieb gestört werden.

Durch das Aussenden unterschiedlicher Frequenzen können verschiedene Eindringtiefen in den Boden erreicht werden. Die höhere Frequenz (100 kHz) wird bereits an der obersten Bodenschicht reflektiert und damit die Wassertiefe ermittelt. Die Schallwellen mit einer niedrigeren Frequenz (4-15 kHz) werden hingegen erst an der festeren Sohle bzw. Schicht unterhalb der Sedimentablagerungen reflektiert, so dass durch diese die Bodenschichten erfasst werden können.

Der Einsatzbereich erstreckt sich vom Flachwasser in Ufernähe bis zu einer Wassertiefe von 400 m. Die Eindringtiefe, um die Sedimentmächtigkeit zu erhalten, kann je nach Sedimentart bis zu 40 m betragen.

Durch die Kombination mit einem GPS-System kann jede Wassertiefen- bzw. Sedimentmächtigkeitsmessung exakt lokalisiert werden. Zur direkten Steuerung

des Sedimentecholots während des Betriebes und zur Speicherung der gewonnenen Daten wird das System mit einem Laptop gekoppelt. Mit den dort installierten entsprechenden Programmen kann u. a. die aktuelle Abweichung der Fahrtroute vom erwünschten, vorgeplanten Pfad auf einem Bildschirm anzeigt werden, so dass der Bootsführer nachsteuern kann.

2 Messung mit dem Sedimentecholot

Für eine optimale Qualität der Ergebnisse werden Querschnitte in meist regelmäßigem Abstand abgefahren (s. Abbildung 2). Diese Querschnitte werden je nach Aufgabenstellung und den Vor-Ort-Gegebenheiten bereits vor Aufnahme der eigentlichen Messfahrten mittels einer speziellen Navigationssoftware, bei der digitale Vermessungskarten oder Luft- bzw. Satellitenbilder als Plangrundlage integriert werden können, festgelegt. Die Distanz zwischen den Querschnitten hängt vom notwendigen Detaillierungsgrad ab.

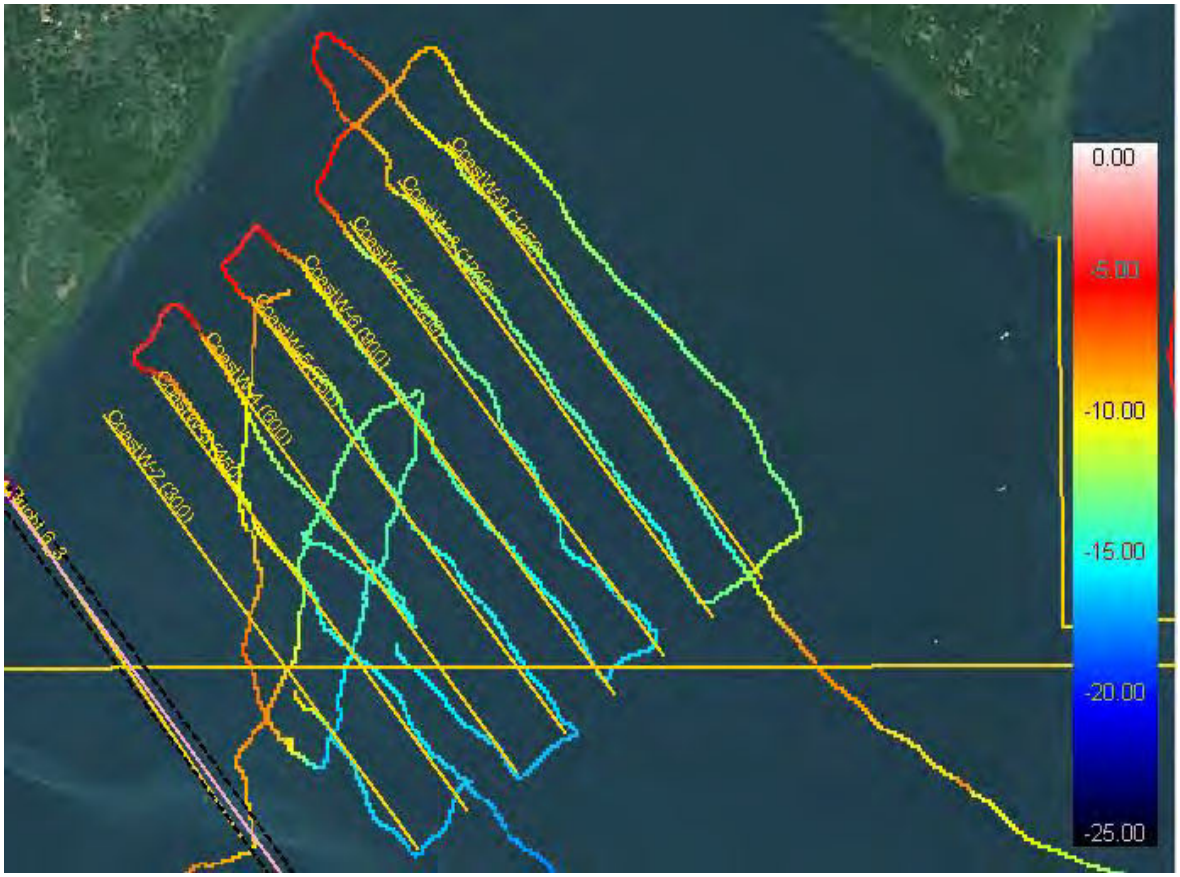


Abbildung 2: Beispiel einer Messung: geplante Messprofile als linienhaftes Raster und tatsächlich gefahrene Messstrecken einschließlich quer liegender Probefahrten

Während der Messfahrten müssen dann die natürlichen Gegebenheiten, wie Flachstellen, Sprünge in der Gewässersohle, im Gewässer liegende Bäume etc., sowie eine teilweise schwierigere Navigation durch z. B. Wind berücksichtigt werden.

Dabei ist es in der Regel sinnvoll, durch Probefahrten die natürlichen Gegebenheiten mit der Untergrundbeschaffenheit vor Ort zu prüfen, indem diese live auf dem Bildschirm des Messlaptops verfolgt wird, und die Einstellungen zu optimieren.

Die hohe Frequenz für die Aufnahme der Sohle bzw. Wassertiefe ist nicht variabel. Für die Ermittlung der optimalen tiefen Frequenz zur Aufnahme der Bodenschichtungen müssen jeweils einige Probefahrten mit unterschiedlichen Einstellungen gefahren werden. Die optimale tiefe Frequenz hängt von mehreren Faktoren, wie Sedimentart, Wassertrübung etc., ab und lässt sich nur durch derartige Fahrten vor Ort ermitteln.

Da die Schallgeschwindigkeit temperaturabhängig ist, muss diese zu Beginn der Messung erfasst und in die Betriebs- und Auswertungssoftware zur Kalibrierung eingegeben werden.

Für die Positionsbestimmung wird seitens Fichtner Water & Transportation ein GPS-System verwendet, das aus einem mobilen GPS-Rover, der direkt mit dem Sedimentecholot gekoppelt ist, und einer GPS-Basisstation besteht. Die Basisstation wird dabei an einem gut einsehbaren Punkt über längere Zeit positioniert und als Referenzstation für das mobile GPS-Gerät eingesetzt, um eine höhere Genauigkeit der Signale zu erzielen. Alternativ lassen sich auch Permanentstationen von Dienstleistern oder satellitenbasierte Korrektursignale, wie z. B. Omnistar, nutzen.

Durch die verwendete GPS-Technik steht bei den Messungen permanent die aktuelle Position zur Verfügung, so dass diese auch für die Navigation des Bootes herangezogen werden kann. Dabei werden dem Bootsführer auf einem zusätzlichen Bildschirm die geplante Route sowie die aktuelle Position einschließlich der bisher gefahrenen Strecke angezeigt, so dass der Bootsführer seine Fahrtstrecke in Echtzeit nachkorrigieren kann (s. Abbildung 2). Die Erfahrung zeigt, dass gute Bootsführer sich trotz stärkeren Winden und Wellengang rasch an das System gewöhnen und die Fahrtstrecken sehr genau abfahren.

Falls die Gewässersohle bzw. die Bodenschichtungen nur geringe Wechsel aufweisen, kann ggf. ein gröberes Messnetz gewählt werden, falls größere Sprünge anzutreffen sind, kann ggf. auch eine zusätzliche Fahrt zwischen vorgesehenen oder bereits aufgenommenen Querschnitten zur Verfeinerung der Ergebnisse gefahren werden. Auf diese Weise kann das vorgeplante Messraster permanent

geprüft und ggf. nachjustiert werden, um das bestmögliche Ergebnis unter Berücksichtigung von Nutzen und Aufwand zu erzielen.

Die Pingrate, also die Rate, mit der die Tiefendaten vom Echolot erfasst werden, liegt üblicherweise unter 1 s, so dass von einer ständigen Erfassung ausgegangen werden kann. Um die Datenlage nicht zu eng zu erhalten, sollte darauf geachtet werden, dass die Fahrtgeschwindigkeit zwischen 3 und 5 Knoten (ca. 5,5-9 km/h) liegt.

Während der Messung können die Messwerte live verfolgt werden. In Abbildung 3 sind auf der linken Seite die Messwerte der höheren Frequenz dargestellt, welche klar die Gewässersohle zeigen. Auf der rechten Bildschirmseite sieht man gut die Schichtung im Untergrund.

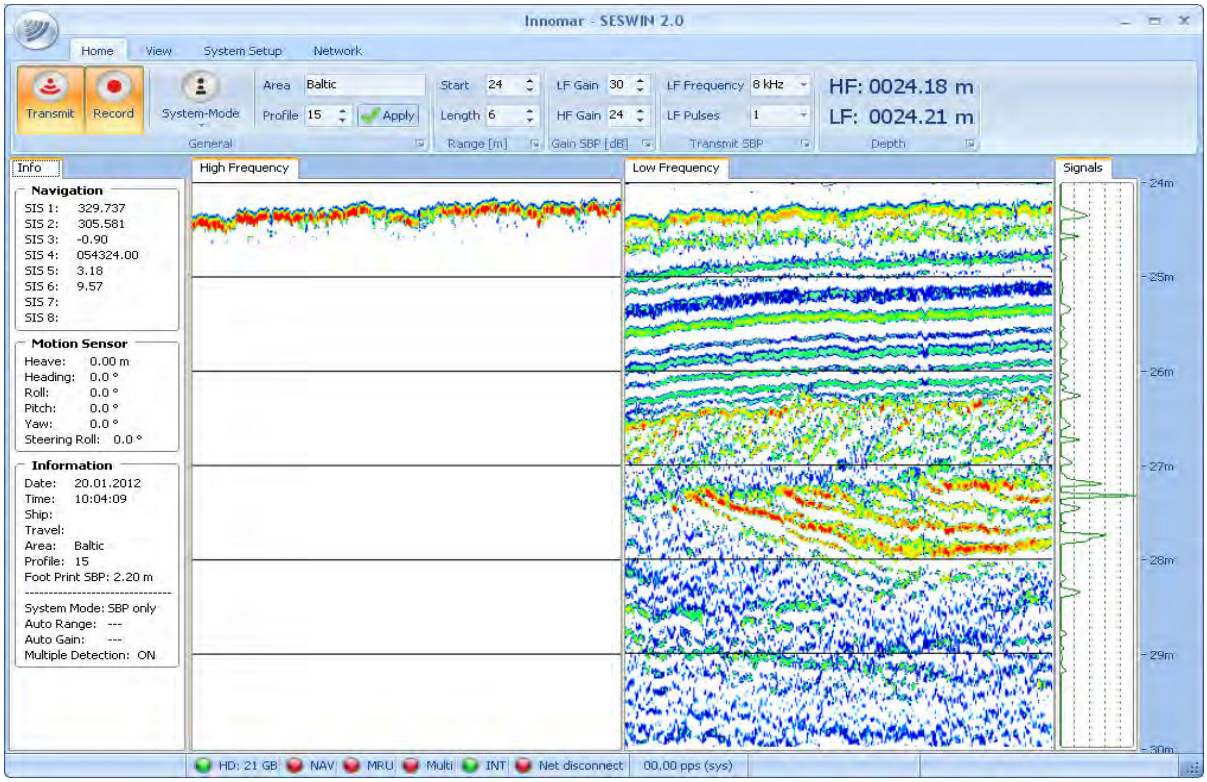


Abbildung 3: Live-Bildschirm bei einer Sedimentecholotmessung mit wesentliche Positions- und Messtechnikangaben (links und oben), Ergebnissen der Messung mit hoher Frequenz (Mitte) und der Messung mit tiefer Frequenz (rechts) (Quelle: Innomar)

3 Praktischer Einsatz

Anhand von Fallbeispielen soll im Folgenden gezeigt werden, mit welcher Technik und mit welchem Aufwand derartige Untersuchungen vorgenommen

werden und welche Ergebnisse dem Betreiber z. B. von Stauanlagen bei potenziellen Maßnahmenentscheidungen helfen.

3.1 Ermittlung der Sedimentmächtigkeit in einer Talsperre

An Talsperren und anderen Stauanlagen stellt sich aufgrund unterschiedlicher Anforderungen immer wieder die Frage nach der Sedimentmächtigkeit und dem Volumen der abgelagerten Sedimente, um beispielsweise über die Notwendigkeit einer Beräumung oder deren Erfolg entscheiden zu können.

Für eine derartige Sedimentkartierung ist eine Erfassung der Sedimentoberfläche und der Trennschicht im Boden zwischen ursprünglichem Verlauf und abgelagerten Materialien nach Einstau zur Ermittlung der Sedimentmächtigkeit notwendig. Je nach notwendigem Detaillierungsgrad werden für die Messung die Querschnitte bzw. Fahrtrouten vorgeplant.

Eine Herausforderung stellen immer die Flachwasserzonen dar, da in diesen zum einen das Boot aufgrund fehlenden Tiefgangs normalerweise nicht mehr navigieren kann und zum anderen die für die Messungen notwendige Mindestwassertiefe von ca. 1 m unterhalb der Sonde nicht mehr gewährleistet ist. Daher müssen derartige Bereiche später bei der Auswertung interpoliert werden. Mittels eines üblicherweise keilförmigen Ansatzes dieser Zone in den entsprechenden Auswerteprogrammen ist allerdings ein hinreichend genaues Ergebnis zu erzielen, zumal in den Flachwasserzonen in der Regel nur ein kleiner Anteil des gesamten Sedimentvolumens abgelagert ist. Die Ergebnisse einer derartigen Messung einschließlich Auswertung der Sedimentmächtigkeit sind exemplarisch in Abbildung 4 dargestellt.

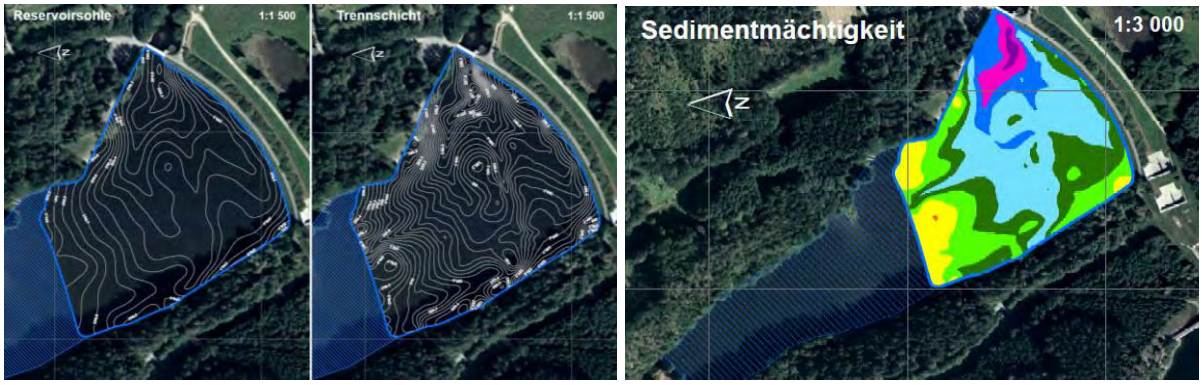


Abbildung 4: Exemplarische Ergebnisdarstellung: Höhenlinien der Reservoirsohle (links); Höhenlinien der Trennschicht (Mitte); Verteilung der Sedimentmächtigkeit (rechts)

Der Aufwand für eine derartige Messung an sich ist mir rund einem Tag überschaubar, hinzu kommen die detaillierte Vorbereitung und v. a. die Auswertung der Daten.

3.2 Lokalisierung einer Trinkwasserentnahmestelle

Im Zuge der Erweiterung des Wasserversorgungsnetzes Kampala, der Hauptstadt von Uganda, war es von besonderer Bedeutung, eine neue Trinkwasserentnahmestelle aus dem Viktoriasee zu finden. Dieser See stellt den zweitgrößten Süßwassersee der Welt und den größten See Afrikas dar. Er weist ein Einzugsgebiet von 193.000 km² bei einer Oberfläche von 68.800 km² auf, womit die Flächenausdehnung etwa derjenigen von Bayern entspricht. An seinen Ufern leben über 30 Mio. Menschen.

Grundvoraussetzung für die Trinkwasserentnahmestelle war eine Wassertiefe von mind. 10 m bei einem maximalen Abstand vom Ufer von 1 km. Zudem ist für den Einlauf eine Breite von ca. 700 m notwendig, auf welcher die beiden vorig genannten Bedingungen erfüllt sein müssen, um das Wasser in konstant gleicher Qualität aus dem See entnehmen zu können.

Vorab wurden von Fichtner Water & Transportation neun Gebiete aufgrund anderer Voraussetzungen (z. B. Einleitung von Verunreinigungen in den See, räumliche Nähe zum Wasserversorgungsnetz, Uferbeschaffenheit für die Leitungsanlandung und die Erstellung der Wasseraufbereitungsanlage etc.) ausgewählt (s. Abbildung 5), in denen dann die Bathymetrie durchgeführt wurde. Vorteil der Nutzung des Sedimentecholots war, dass parallel und ohne zusätzlichen Aufwand (dieser entsteht lediglich bei der Auswertung) auch die Tiefe der Sedimente bzw. die Bodenschichtungen ermittelt werden konnten. Somit können in der Bewertung der die Randbedingungen erfüllenden Gebiete gleich die notwendige Gründungsart und -tiefe für die weitere Planung als weiteres, v. a. die Realisierungskosten betreffendes Kriterium einbezogen werden.



Abbildung 5: Messstellen im Viktoriasee

Bei der Messung war an einigen Tagen insbesondere der Wellengang mit Wellen von bis zu 1 m eine Herausforderung. Dies lässt sich dies bei der Auswertung

mit Hilfe des Auswerteprogramms glätten (s. Abbildung 6), was zwar leichte Ungenauigkeiten zur Folge hat, jedoch bei der diesem Auftrag zugrunde liegenden Fragestellung unproblematisch war.

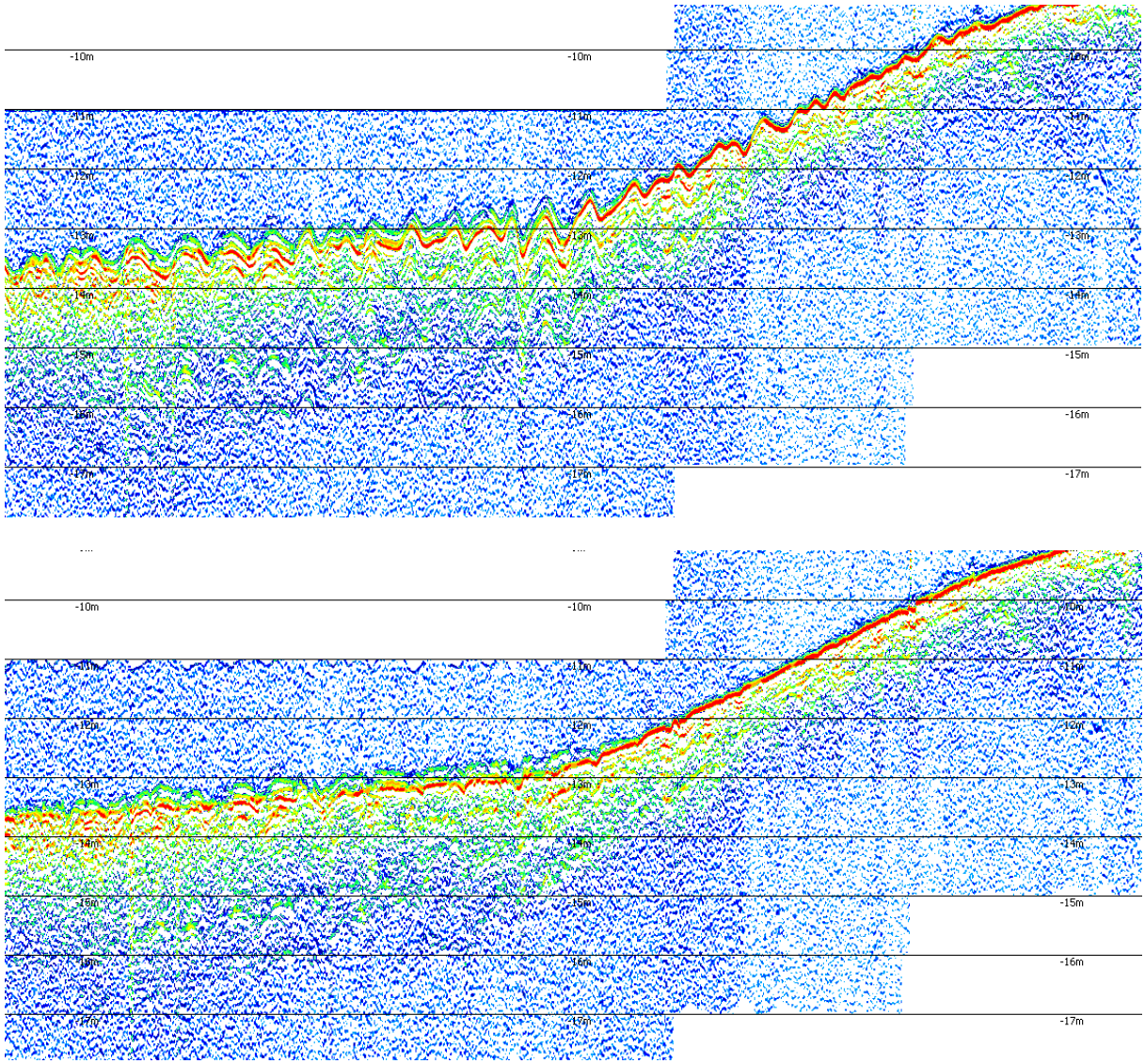


Abbildung 6: Messwerte während des Wellengangs (oben) und bearbeitete Daten (unten)

Auch hier war der Messaufwand an sich mit rund 5 Tagen in Abhängigkeit der Witterungsbedingungen und der notwendigen zusätzlichen Fahrtstrecken überschaubar. Die Vorbereitung und Auswertung waren hier jedoch weitaus umfangreicher.

3.3 Interpretation der Sedimentmessergebnisse

Bei der Auswertung und Interpretation der Messergebnisse ist vor allem eine vertiefte Erfahrung des Messingenieurs gefragt, da je nach Bodentyp und

Schichtstärken Echos auftreten, die herausgefiltert werden müssen bzw. nicht als Schichtgrenze interpretiert werden dürfen.

Im Idealfall wird die Aufnahme der Bodenschichten mittels Sedimentecholot von Probenahmen begleitet. Mittels dieser Proben, die sinnvollweise aus der Entnahme von Bohrkernen mit vollständigen Profilen bestehen sollten, können die Messergebnisse kalibriert werden. Hierzu ist es möglich, die Bohrergebnisse in der Auswertungssoftware mit Echolotmessungen zu koppeln und so die Schichtenverläufe der verschiedenen angetroffenen Boden- bzw. Sedimentarten eindeutig zu interpretieren und damit die entsprechenden Planungsgrundlagen zu erhalten.

Seitens Fichtner Water & Transportation werden diese Mess- und Planungsleistungen bewusst aus einer Hand erbracht, um die sonst doch immer wieder auftretenden Schnittstellenprobleme zu minimieren. Darüber hinaus erhöht sich die Flexibilität bei den Messungen an sich bedeutend, da der Messingenieur tiefere in die planerischen Überlegungen einbezogen ist und so der Fragestellung angepasste Messungen direkt vorgenommen werden können, womit auf eine zusätzliche fachliche Begleitung vor Ort verzichtet werden kann.

Autoren:

Dr. Stephan Heimerl

von der IHK Region Stuttgart ö. b. u. v.
Sachverständiger für Wasserbau und Wasserkraftanlagen sowie Fischaufstiegsanlagen

Fichtner Water & Transportation GmbH
Sarweystr. 3
70191 Stuttgart

Tel.: +49 711 8995 737
E-Mail: stephan.heimerl@fwt.fichtner.de

Dr. Beate Kohler

Fichtner Water & Transportation GmbH
Sarweystr. 3
70191 Stuttgart

Tel.: +49 711 8995 736
E-Mail: beate.kohler@fwt.fichtner.de

Technische Universität Dresden – Fakultät Bauingenieurwesen
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

38. Dresdner Wasserbaukolloquium 2015
„Messen und Überwachen im Wasserbau und am Gewässer“

Hangbewegung infolge Seiten- und Tiefenerosion in einem Fließgewässer

Olaf Düser

Eine flach geneigte Hangböschung in einer Ortslage an dem Fließgewässer Schussen, Bodenseekreis, ist in Bewegung. Zunächst wurde vermutet, dass Kanalbaumaßnahmen, die vor einigen Jahren am Fuß der Hangböschung im Nahbereich zum Fließgewässer ausgeführt wurden, verantwortlich für die Böschungsbewegungen sind. Zur Feststellung der Schadensursache wurden Baugrunderkundungen ausgeführt. Im Hang wurden zwei Inklinometer-Messstellen eingerichtet, um Bewegungsvorgänge auch zur Tiefe hin im Untergrund erfassen zu können. Die Messmethode ist vergleichsweise präzise und kann Verformungen bereits im 1/10 Millimeterbereich feststellen.

Es zeigte sich letztlich, dass ein Zusammenspiel von artesisch gespannten Grundwasserverhältnissen, im Untergrund anstehenden Feinsanden/Beckenschluffen und des Fehlens einer filterstabil aufgebauten Sohlsicherung im Gewässerbett für die Hangbewegung verantwortlich ist. Der Kanalbau konnte als Ursache für die Hangbewegung ausgeschlossen werden.

1 Veranlassung

In einem Prallhangbereich des Fließgewässers Schussen werden seit vielen Jahren Hangbewegungen beobachtet. Durch Anschüttungen im oberen Hangbereich wurde versucht, das Geländeniveau möglichst konstant zu halten. Die Uferböschung zum Fließgewässer ist mit Wasserbausteinen gesichert. Besondere Maßnahmen zum filterstabilen Aufbau der Wasserbausteinsicherung gegen das Erdreich am Ufer wurden bislang nicht ergriffen.

Im ufernahen Hangbereich wurde vor einigen Jahren ein Abwasserkanal neu verlegt. Der alte Kanalbestand hatte Lageveränderungen in horizontaler und vertikaler Richtung erfahren und war nur noch mit erheblichem Unterhaltungsaufwand in Betrieb zu halten gewesen. Inzwischen zeigt der Kanalneubau bereits wieder Lageveränderungen.

Es sollte zunächst die Ursache für die anhaltenden Böschungsbewegungen ermittelt werden. Abbildung 1 zeigt den in Bewegung befindlichen Hangabschnitt.



Abbildung 1: Blick auf den in Bewegung befindlichen Hangabschnitt entgegen der Fließrichtung der Schussen. Die obere Abbruchkante ist mit Pfeilen markiert.

2 Baugrund

Im betreffenden Hangabschnitt wurden zunächst im Bereich der sichtbar größten Böschungsverformungen Baugrunduntersuchungen in Form von Schweren Rammsondierungen und Bohrungen ausgeführt. In Abbildung 2 ist die Lage der Aufschlüsse wiedergegeben. Abbildung 3 enthält das festgestellte Baugrundprofil in Böschungsfallrichtung in einer Prinzipskizze.



Abbildung 2: Lage der geotechnischen Aufschlusspunkte

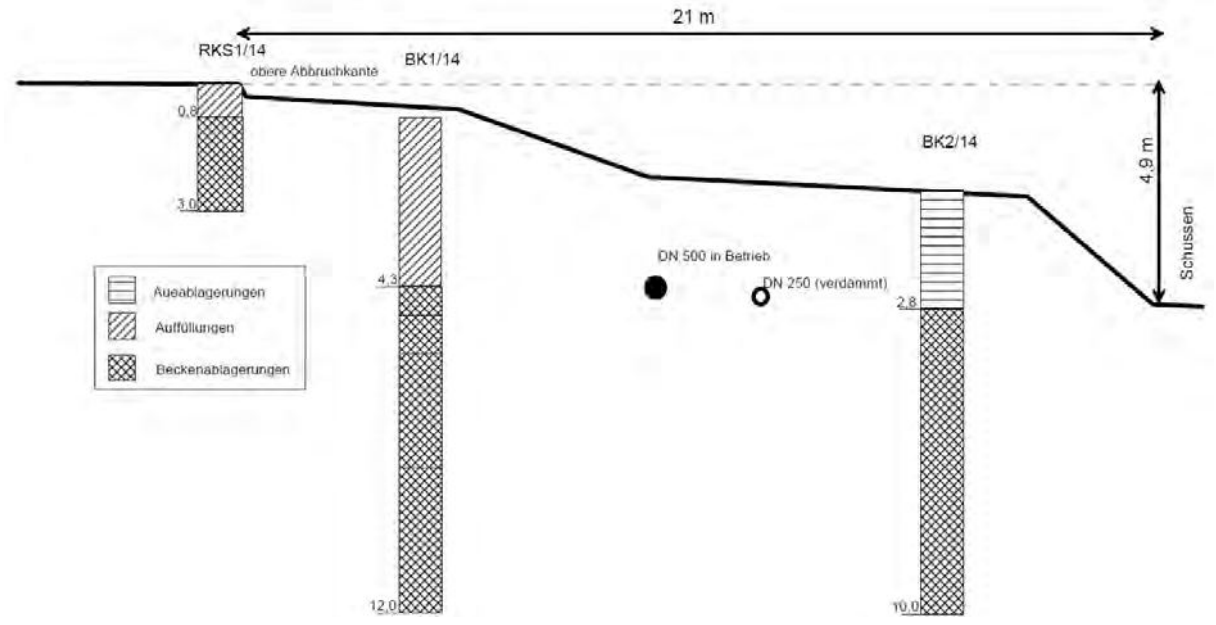


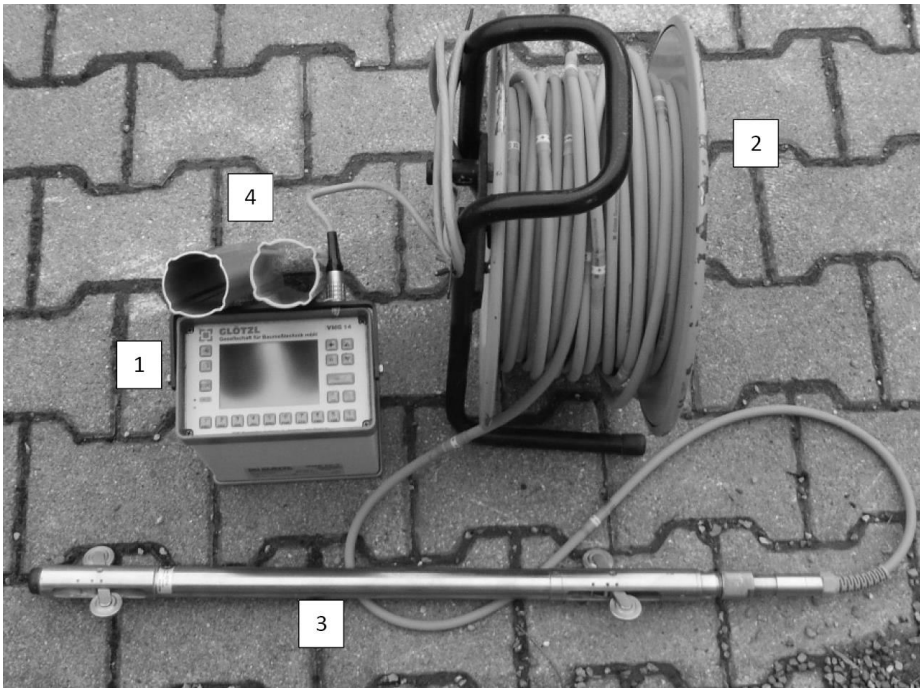
Abbildung 3: Vereinfachtes Baugrundprofil im Schnitt.

Die teilweise mächtigen Auffüllungen aus den früheren Geländemodellierungen wurden bis in Tiefen um 4 m festgestellt. Nahe der Schussen sind keine künstlichen Auffüllungen mehr vorhanden, sondern es stehen aus Hochwasserereignissen stammende Aueablagerungen an.

Grundwasser wurde im Zeitraum der Erkundungen nur in vereinzelten Aufschlüssen festgestellt. Die Bohrungen BK1/14 und BK2/14 wurden komplett bis in den Tiefenbereich um 10÷12 m zu Verformungsmessstellen ausgebaut. In der im Uferbereich der Schussen gelegenen Messstelle BK2/14 wurden über den Beobachtungszeitraum von Februar bis August 2014 Wasserstände über Geländeniveau festgestellt. Damit ist ein Hinweis auf artesisch gespannte Grundwasserverhältnisse gegeben.

3 Eingesetztes Messsystem

Zur Beobachtung vorwiegend horizontaler Deformationen von Hangböschungen mit Feststellung des Gleithorizonts im Untergrund werden unter anderem mobile Vertikalinklinometer eingesetzt. Das System besteht aus einem mobilen Neigungsmessgerät (Neigungsmesssonde, Datenerfassung, Messkabel) und einem im Baugrund installierten Messkanal. In Abbildung 4 ist als Beispiel eine Messeinheit zu sehen. Angaben zur Installation und Bedienung der Messeinrichtung, zur Messunsicherheit und zur Auswertung können z.B. *Blümel et al. 1991, Düser et al. 1994* sowie *DIN 4107-3* entnommen werden. Die Messunsicherheit je Messschritt liegt im Bereich von 0,1÷0,15 mm.



1: Messwerterfassung 2: Kabel mit Markierungen 3: Inklinometersonde 4: Messrohre mit Nuten

Abbildung 4: Inklinometer-Messeinrichtung.

Der Messkanal ist mit um 90° versetzt angeordneten Führungsnuten versehen, in denen die Richtungsführung der Inklinometersonde erfolgt. Der Messkanal wird so ausgerichtet, dass eine Nutachse in der zu erwartenden Hauptverschiebungsrichtung liegt. Diese Achse wird häufig mit A-A bezeichnet. Senkrecht dazu befindet sich ein weiteres Nutenpaar, welches als Messachse B-B bezeichnet wird. Die Tiefenpositionierung der Sonde erfolgt über Markierungen am Messkabel. Im Sondenkörper ist ein Neigungsaufnehmer in Richtung A-A und ggf. ein weiterer Aufnehmer in der Achsenrichtung B-B positioniert. Bei zwei installierten Neigungsaufnehmern können je Tiefenposition beide Messrichtungen A-A und B-B erfasst werden.

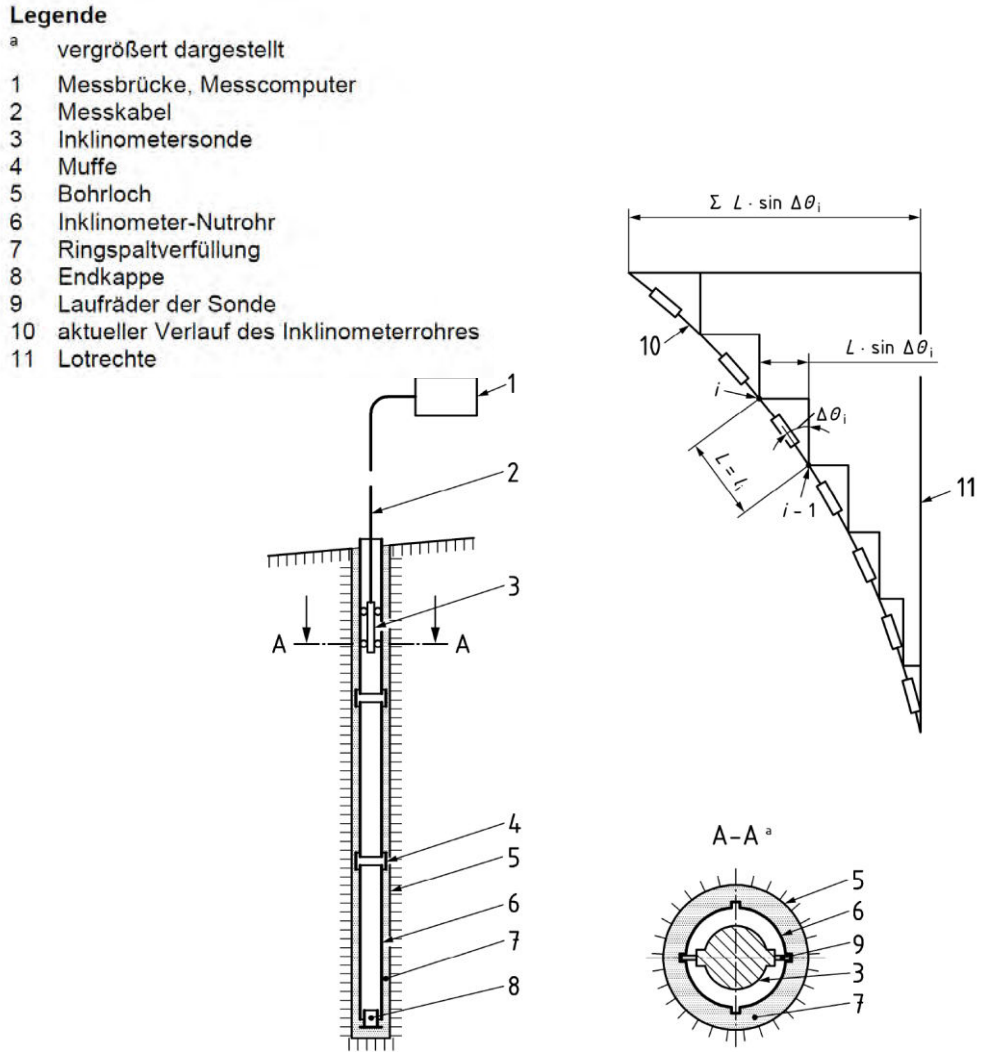


Abbildung 5: Messsystem und Auswerteprinzip, *DIN 4107-2*.

Nach Installation des Messkanals wird zunächst seine Ausgangslage bestimmt (sogenannte Nullmessung). Folgemessungen werden im zeitlichen Abstand zur Nullmessung ausgeführt. Die Zeitintervalle können je nach Verformungscharakteristik sehr stark variieren. Für jede Messebene werden die Neigungsdifferenzen zwischen Null- und Folgemessung berechnet. Die Differenzen werden in Polygonzügen aufsummiert und stellen die Verformungslinien dar. In Abbildung 5 sind das Messsystem und das Auswerteprinzip skizziert.

Parallelverschiebungen des Messsystems sind entweder über geodätische Einmessung des Kanalkopfs oder über die Positionierung des Fußpunkts des Messkanals in einem unverschieblichen Tiefenbereich zu erfassen. Über Differenzbildung einer Folge- und der Nullmessung werden die zwischenzeitlich entstandenen Verformungen bestimmt.

4 Messergebnisse

In den Abbildungen 6 und 7 sind die Horizontalverformungen in Böschungsfallrichtung der Messkanäle BK1/14 und BK2/14 im Zeitraum von 02.2014 bis 08.2014 zusammengestellt. Sehr deutlich ist der Gleithorizont der Hangbewegung zu sehen.

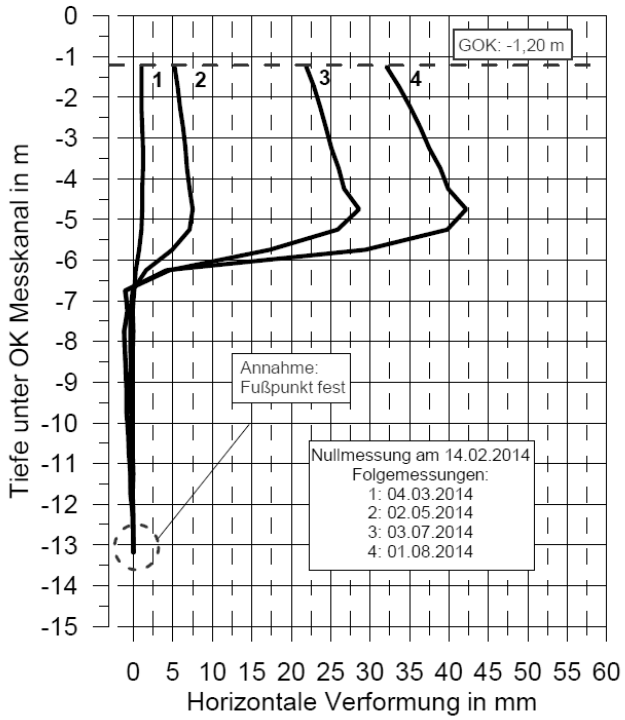


Abbildung 6: Verformungen im Bereich von Messstelle BK1/14.

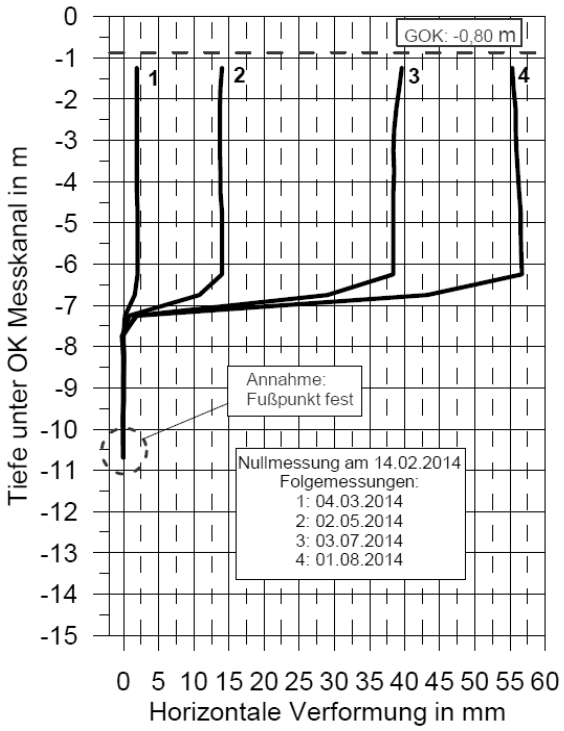


Abbildung 7: Verformungen im Bereich von Messstelle BK2/14.

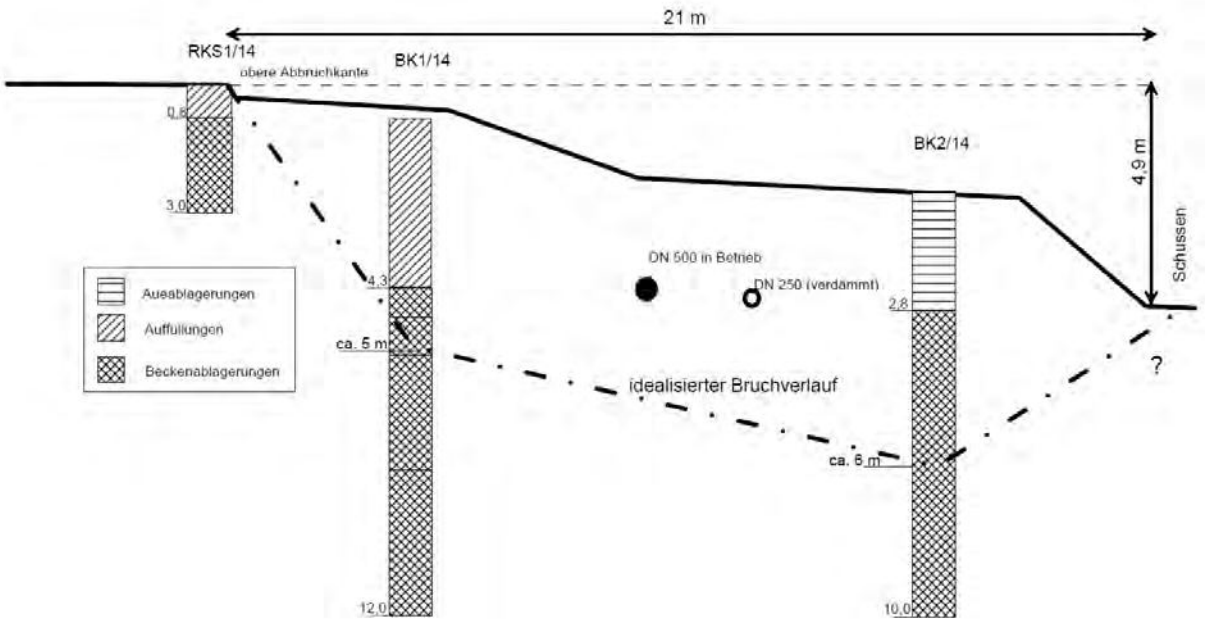


Abbildung 8: Baugrundprofil mit idealisiertem Bruchverlauf.

Die zeitabhängige Entwicklung der Verformungen im Bereich der Bruchebenen ist in Abbildung 9 wiedergegeben. Eine einfache statistische Auswertung mit linearem Regressionsansatz zeigt Verformungsgeschwindigkeiten im Bereich von 0,25÷0,35 mm/d.

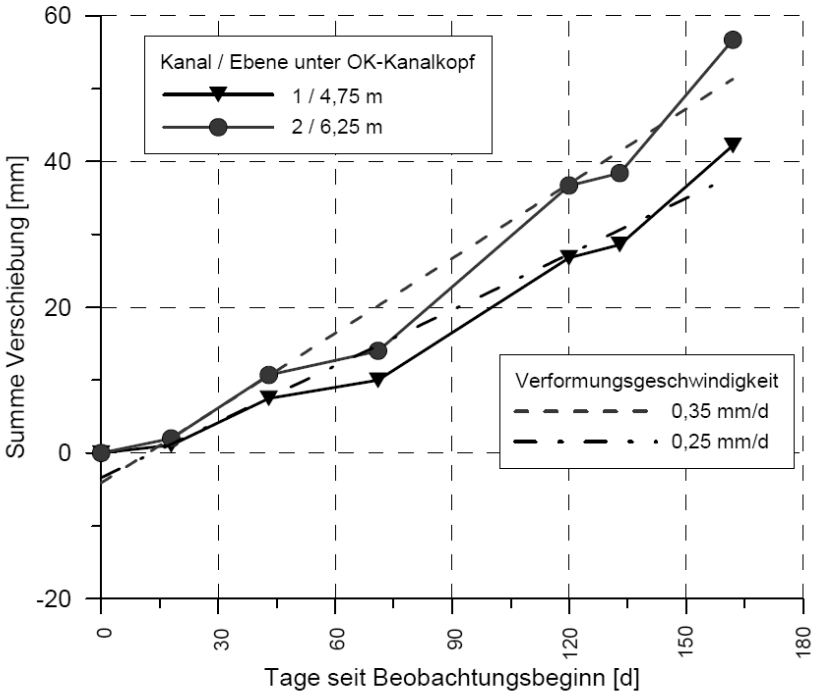


Abbildung 9: Verformungsgeschwindigkeiten in den beobachteten Bruchebenen.

5 Weitere Vorgehensweise

Es ist festzustellen, dass die Verformungen sowohl im oberen Hangabschnitt als auch nahe der Uferböschung sehr ähnlich verlaufen. Die zwischen den beiden Messstellen befindlichen Abwasserkanäle liegen deutlich oberhalb der festgestellten Bruchzone, s. Abbildung 8. Ursächlich für die Hangbewegungen können diese Kanäle somit nicht sein.

Infolge der seit Jahren stattfindenden Hangbewegungen in Richtung Gewässer hätten im Ufer- und Sohlbereich markante Verformungen (Ausbauchung der Ufersicherung, Anhebung der Gewässersohle etc.) zu erkennen sein müssen. Derartige Beobachtungen waren bislang nicht gegeben. Die Uferlinie verläuft weiterhin sehr regelmäßig, s. Abbildung 10.



Abbildung 10: Blick in Fließrichtung auf die Uferböschung mit dem in Bewegung befindlichen Hanganschnitt.

Die im Untergrund festgestellten Beckenablagerungen sind als stark erosiv gegenüber Gewässerströmungen einzustufen. Bei den im Gewässer herrschenden Fließgeschwindigkeiten um 1 m/s können die Beckenablagerungen erodiert werden. Es wird davon ausgegangen, dass diese erosiven Erdstoffe im Sohlbereich des Gewässers abtransportiert und in der Folge aus dem Hangbereich permanent nachgeliefert werden. Der Verformungsprozess wird damit aufrecht erhalten, ein neues Gleichgewicht kann sich nicht einstellen. Die festgestellten artesischen Grundwasserverhältnisse begünstigen diesen Verformungsprozess.

Zur Bestätigung dieser Annahme werden weitere geotechnische Untersuchungen erforderlich. Erst dann kann ein wirtschaftliches Sanierungskonzept z.B. in Form einer Kombination aus Sohlsicherung im Gewässer, ggf. Reduktion des artesisch gespannten Grundwasserdrucks (negative räumliche Auswirkungen müssen ausgeschlossen sein), Verringerung der Erdauflast im oberen Böschungsbereich entwickelt werden.

Eine massive Sicherung des Ufers z.B. mit einer rückverankerten Wandkonstruktion kommt bei den gering tragfähigen Baugrundverhältnissen nicht in Betracht.

6 Literatur

BLÜMEL, W., DÜSER, O, CELIS, E. (1991): Auswertung von Inklinometermessungen zur Böschungsüberwachung. Tiefbau – Ingenieurbau – Straßenbau, 07/1991

DÜSER, O., BLÜMEL, W. (1994): Zur Anwendung und zur Messunsicherheit von Inklinometern im Grundbau, Symposium Messen in der Geotechnik, TU-Braunschweig, 05.1994

DIN 4107-3 (03.2011): Geotechnische Messungen, Teil 3, Inklinometer- und Deflektormessungen, Beuth-Verlag, Berlin

Autor:

Dr.-Ing. Olaf Düser

Dr. Ebel & Co. Ingenieurgesellschaft für Geotechnik und Wasserwirtschaft mbH
St.-Ulrich-Straße 21
88410 Bad Wurzach

Tel.: +49 7564 9489710
Fax: +49 7564 9489799
E-Mail: dueser@geotechnik-ebel.de

Technische Universität Dresden – Fakultät Bauingenieurwesen
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

38. Dresdner Wasserbaukolloquium 2015
„Messen und Überwachen im Wasserbau und am Gewässer“

Feldexperimente und Messungen der Strömung um Buhnen

Ingo Schnauder
Nils Rüther
Christine Anlanger

Buhnen sind seit Beginn des technischen Flussbaus ein wichtiges Gestaltungselement zur Strömungs- und Sedimentkontrolle. Um ihre Auswirkungen auf die Strömung und Turbulenz zu quantifizieren, wurden Feldexperimente mit temporär eingebauten Versuchsbuhnen in der Müggelspree bei Berlin durchgeführt. Durch Kontrolle der Versuchsbedingungen konnten dabei um- und überströmte Buhnen sowie zwei unterschiedliche Längen / Breitenverhältnisse der Buhnenfelder untersucht werden. Analysen der Messungen mit ADV-Sonden ergaben ein differenziertes Bild der Geschwindigkeits- und Schubspannungsverteilungen, das zum Verständnis der Austauschprozesse und der Sedimentumlagerungen in Buhnenfeldern beiträgt.

Stichworte: Feldmessungen, Feldexperimente, Strömungsmessung, Buhnen, Buhnenfelder, ADV (Acoustic Doppler Velocimeter)

1 Einführung

Im Flussbau werden Buhnen seit Jahrhunderten zur Schiffbarmachung eingesetzt, insbesondere an großen Flüssen wie Elbe, Donau und Rhein (Abbildung 1). Sie engen den Fließquerschnitt ein, erhöhen damit die Fließgeschwindigkeit und führen so zu einer Eintiefung und Freihaltung der Fahrrinne. In den Buhnenfeldern wird Sediment zurückgehalten und die Ufer damit vor Erosion geschützt.

In letzter Zeit werden Buhnen auch vermehrt an kleineren Fließgewässern im Rahmen von Gewässerrenaturierungen eingesetzt. Dabei macht man sich ihre förderliche Wirkung auf die Struktur-, Strömungs- und Habitatvielfalt zu Nutze oder setzt sie als Initialmaßnahmen zur Remäandrierung der Laufform ein. Bauform und eingesetzte Materialien der Buhnen sind dabei sehr unterschiedlich, z.B. Wasserbausteine, Tot- oder Lebendholz und beeinflussen Strömungsmuster und Sedimentabsetzverhalten in den Buhnenfeldern.

In der Literatur wurden im Wesentlichen drei Faktoren identifiziert, die die Wirkung von Buhnen / Buhnenfeldern bestimmen:

- die Geometrie der Buhnenfelder, insbesondere ihr Längen / Breitenverhältnis [z.B. *Sukhodolov et al. (2002), Weitbrecht (2004)*]
- die Wassertiefe in Bezug zur Buhnenhöhe, wobei zwischen Umströmung und Überströmung der Buhnen unterschieden wird [z.B. *Uijttewaal (2005), Yossef (2005)*]
- die Form der Buhne (z.B. Hakenbuhnen, Kerbbuhnen, Knickbuhnen) und ihr Winkel zur Strömung (Inklinationswinkel) [z.B. *Weitbrecht (2004), Uijttewaal (2005)*]



Abbildung 1: Buhnenfeld im Rhein bei Duisburg (Quelle: Oceancetaceen / A. Chodura)

Im Fokus der vorliegenden Studie lag die Untersuchung der Unterschiede bei Um- / Überströmung und verschiedenen Längen / Breitenverhältnissen. Buhnenform und Inklinationswinkel wurden nicht variiert. Ziel war eine möglichst detaillierte Erfassung der Strömungsmuster, einschließlich der Schubspannungsverteilung, und eine Analyse der kohärenten Strukturen in Hinblick auf den Stoffaustausch zwischen der Hauptströmung und den Zirkulationsströmungen in den Buhnenfeldern.

2 Feldexperimente

2.1 Untersuchungsgebiet und -bedingungen

Die Experimente wurden an der Müggelspree bei Freienbrink im Sommer 2007 durchgeführt. An der IGB-Versuchsstrecke lagen eine vorhandene Infrastruktur und gut kontrollierbare Versuchsbedingungen vor. Dazu relativ konstant gehaltene Abflüsse durch die Wehrsteuerung Große Tränke oberstrom.

Entlang eines geraden Flussabschnitts wurden 7 Buhnen in der Spree eingebaut. Die Messungen erfolgten im vorletzten Buhnenfeld (Nr. 5), um eine voll entwickelte Anströmung / Hauptströmung zu gewährleisten. Dazu wurden die letzten drei Buhnen als dreidimensionale Volumenkörper gestaltet, d.h. ein Gerüst aus Dachlatten in der fließenden Welle errichtet und daraufhin mit Schaltafeln und Noppenbahnen verkleidet. Die ersten vier Buhnen, die zur Entwicklung der Strömung dienten, wurden als vertikale Wände mit Schaltafeln ausgeführt (Abbildung 2).



Abbildung 2: Experimentelle Buhnenfelder mit Messrahmen und ADVs (Experiment 2)

Die Buhnenkrone lag dabei unterhalb des Wasserspiegels, damit zunächst überströmte Zustände untersucht werden konnten. Für die Umströmung der Buhnen wurden Aufsätze konstruiert und damit die Buhnenhöhe über die Wasserspiegellage hinaus verlängert. Das Längen / Breitenverhältnis wurde variiert, indem in der zweiten und dritten Versuchsreihe eine Buhne (Nr. 6) entfernt wurde. Damit verdoppelte sich das Längen / Breitenverhältnis (Tabelle 1).

Tabelle 1 Versuchsbedingungen und hydraulische Kennwerte

Experiment	Längen / Breiten-verhältnis (-)	Abfluss Q (m^3/s)	Mittl. Fließ-geschwindigkeit U (m/s)	Mittl. Wassertiefe H (m)	Neigung WSP-Lage I ($\times 10^{-5}$)	Mittl. Sohlenschub-spannung u* (m/s)	Froude-Zahl Fr (-)	Reynolds-Zahl Re ($\times 10^5$)
1 - überströmt	1,3	7,0	0,43	0,95	0,81	0,03	0,14	4,1
2 - umströmt	1,3	7,5	0,46	1,05	1,00	0,03	0,14	4,4
3 - umströmt	2,9	9,3	0,48	1,15	1,40	0,04	0,14	5,0

2.2 Messtechnik

Den Schwerpunkt der Messungen bildeten punktuelle Geschwindigkeitsmessungen mit 5 parallel eingesetzten ADV-Sonden (Typ: Vectrino+ und ADV, NORTEK AS, Norwegen). Dazu wurde ein Messrahmen mit Messbrücke konstruiert und die ADVs durch justierbare Halter vertikal traversiert. Pro Experiment wurde ein Messraster mit 70 - 90 Messlotrechten und jeweils 10 Messpunkten über die Wassertiefe abgedeckt.

Die Punktmessungen gingen über 4 Minuten bei einer Messfrequenz von 25 Hz. Zeitreihen der drei Geschwindigkeitskomponenten wurden daraufhin gefiltert, statistisch ausgewertet (Software Explore ADV) und in Profil-, Vektor- und Isotachendarstellungen aufgetragen.

Zusätzlich erfolgten an wenigen ausgewählten Messpunkten am Buhnenkopf und im Buhnenfeld Langezeitmessungen über 50 Minuten, um statistische Korrelationen vornehmen zu können und die kohärenten turbulenten Strukturen und Austauschprozesse zu erfassen.

Ergänzt wurden die Messungen um Tracermessungen mit Farbstoff und Schwimmkörpern, sowie Vermessungen der Sohlenlage (siehe *Anlanger, 2008*).

3 Ergebnisse

3.1 Horizontale Geschwindigkeitsverteilung

Die Geschwindigkeitsverteilungen für den umströmten und überströmten Fall unterscheiden sich grundlegend. Bei der Umströmung bildet sich eine große horizontale Rezirkulationszelle aus, die fast das gesamte Buhnenfeld ausfüllt (Abbildung 3). Zum Zentrum der Zelle hin verringern sich die Geschwindigkeiten und eine Stillwasserzone entsteht. In den Randbereichen am Ufer bildet sich eine zweite, kleinere Rezirkulationszelle, die beim größeren Längen / Breitenverhältnis etwa ein Viertel der Buhnenfeldlänge einnimmt. Das Strömungsmuster ist quasi-zweidimensional, d.h. über die Wassertiefe konstant.

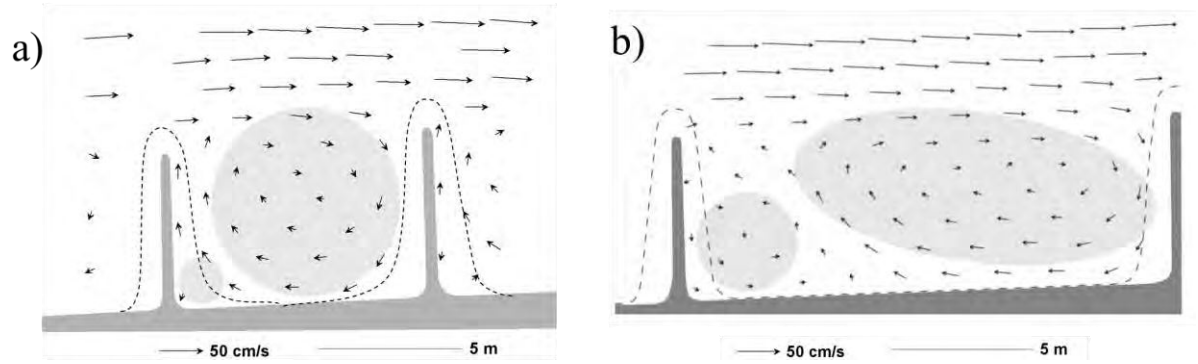


Abbildung 3: Tiefengemittelte Geschwindigkeitsverteilungen bei Umströmung; a) Experiment 2, b) Experiment 3. Grau hinterlegt sind die Rezirkulationszellen.

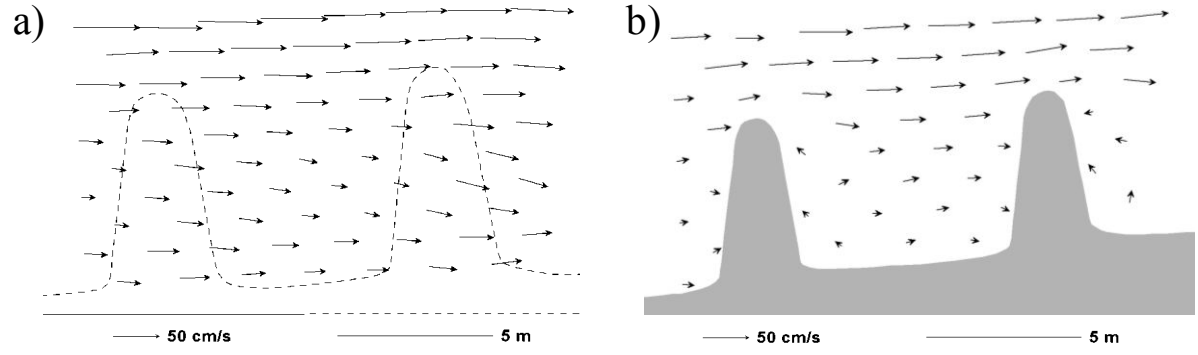


Abbildung 4: Geschwindigkeitsverteilungen bei Überströmung (Experiment 1); a) oberflächennahe Vektoren, b) sohlennahe Vektoren.

Bei Überströmung bilden sich keine horizontalen Zirkulationszellen (Abbildung 4). Stattdessen löst sich die Strömung an der Buhnenkrone ab und bildet im Nachlauf eine vertikale Rezirkulationsblase mit sohlennaher Rückströmung. Durch den Aufstau am Buhnenkopf wird die Strömung nach außen zum Ufer hin beschleunigt (Abbildung 4a). Die geringsten oberflächennahen Fließgeschwindigkeiten treten daher zentral im Buhnenfeld auf, etwa an der Stelle, an der die Strömung nach der Zirkulationsblase wieder an der Sohle anliegt.

3.2 Vertikale Geschwindigkeitsverteilung

Der quasi-zweidimensionale Charakter der horizontalen Rezirkulationszellen bei Umströmung zeigt sich in den vertikalen Geschwindigkeitsprofilen (Abbildung 5). Im Buhnenfeld ist die Geschwindigkeit fast über die gesamte Tiefe gleichverteilt, vom logarithmischen Wandgesetzt sind nur die unteren 5% der Wassertiefe beeinflusst. Nur direkt an den Buhnen treten auch kleinräumig dreidimensionale Strömungseffekte auf.

In den Geschwindigkeitsprofilen bei Überströmung lässt sich deutlich die vertikale Ablösezone hinter den Buhnen identifizieren. Hier zeigen die Vektoren eine Umkehr der Fließrichtung an (Abbildung 6a). Darunter bildet sich eine Rezirkulationsblase, die zum Ufer hin kleiner wird und damit stark dreidimensional ausgebildet ist.

Bei der Überströmung sind die Geschwindigkeiten im Buhnenfeld größer, damit nehmen auch die Geschwindigkeitsgradienten zur Sohle hin zu und das logarithmische Wandgesetz gilt für etwa 10-20% der Wassertiefe. Dies wird besonders bei den Profilen in Ufernähe deutlich (Abbildung 6b).

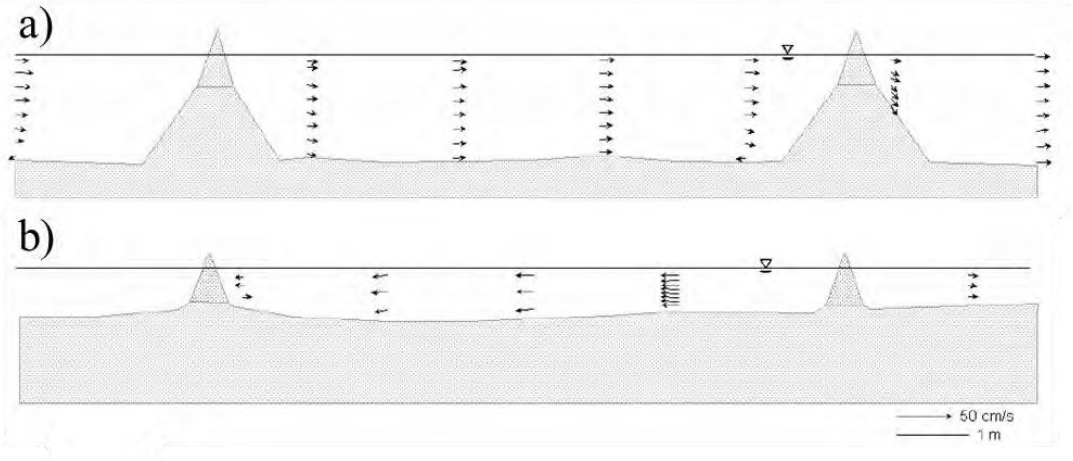


Abbildung 5: Vertikale Geschwindigkeitsverteilungen bei Umströmung (Exp. 2); a) Profilschnitt nahe der Buhnenköpfe; b) Profilschnitt ufernah.

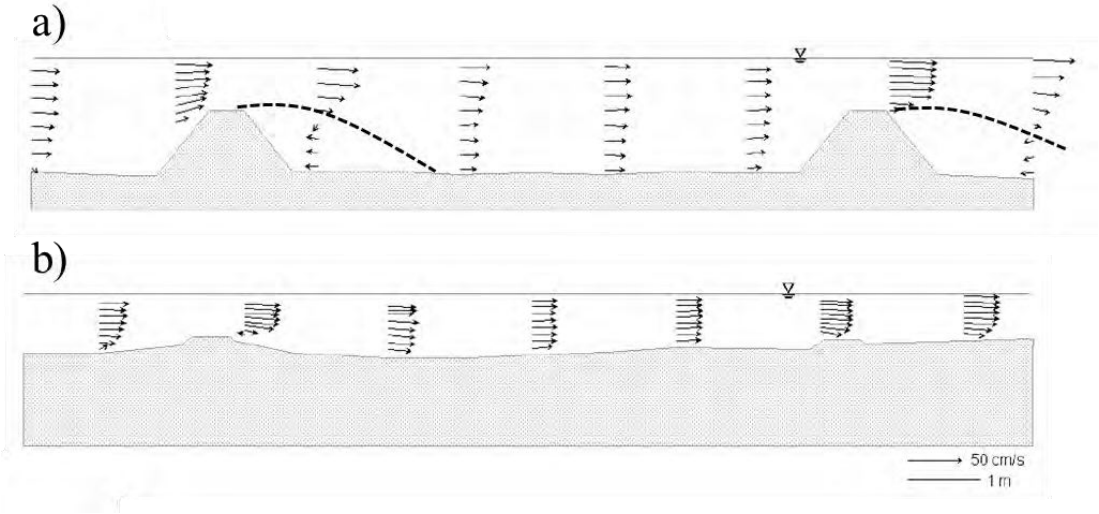


Abbildung 6: Vertikale Geschwindigkeitsverteilungen bei Überströmung (Exp. 1); a) Profilschnitt nahe der Buhnenköpfe mit angedeuteten Ablösezonen; b) Profilschnitt ufernah.

3.3 Schubspanungsverteilung

Die maximalen sohlennahen Schubspannungen <u’w‘> treten im Bereich der Strömungsablösung an den Buhnenköpfen außerhalb der Buhnenfelder auf (Abbildung 7). Sie korrespondieren mit den größten Geschwindigkeitsgradienten. Dabei liegen die Maxima mit 15 cm²/s² bei über- und umströmten Bedingungen nah beieinander. Im Buhnenfeld zeigen sich dagegen wesentliche Unterschiede. Im überströmten Fall tritt ein weiteres lokales Maximum mit 5 cm²/s² hinter der Buhne auf (Abbildung 7a). Ursache ist die starke Turbulenzproduktion in der Scherschicht der vertikalen Ablösung an der Buhnenkrone.

Daraus lässt sich ableiten, dass es bei umströmten Buhnen zur Kolkbildung nur direkt am Buhnenkopf kommt. Sediment, das über die Rezirkulationsströmung in das Buhnenfeld gelangt, setzt sich aufgrund der geringen Schubspannungen ab. Da die Schubspannungen zur Mitte der Zelle hin abnehmen, werden die abgelagerten Korngrößen zur Mitte hin immer feiner. Werden die Buhnen dann überströmt, kommt es zusätzlich zur Auskolkung im Buhnenfeld. Zuvor abgelagerten Feinsedimente können so mobilisiert und aus dem Buhnenfeld ausgetragen werden.

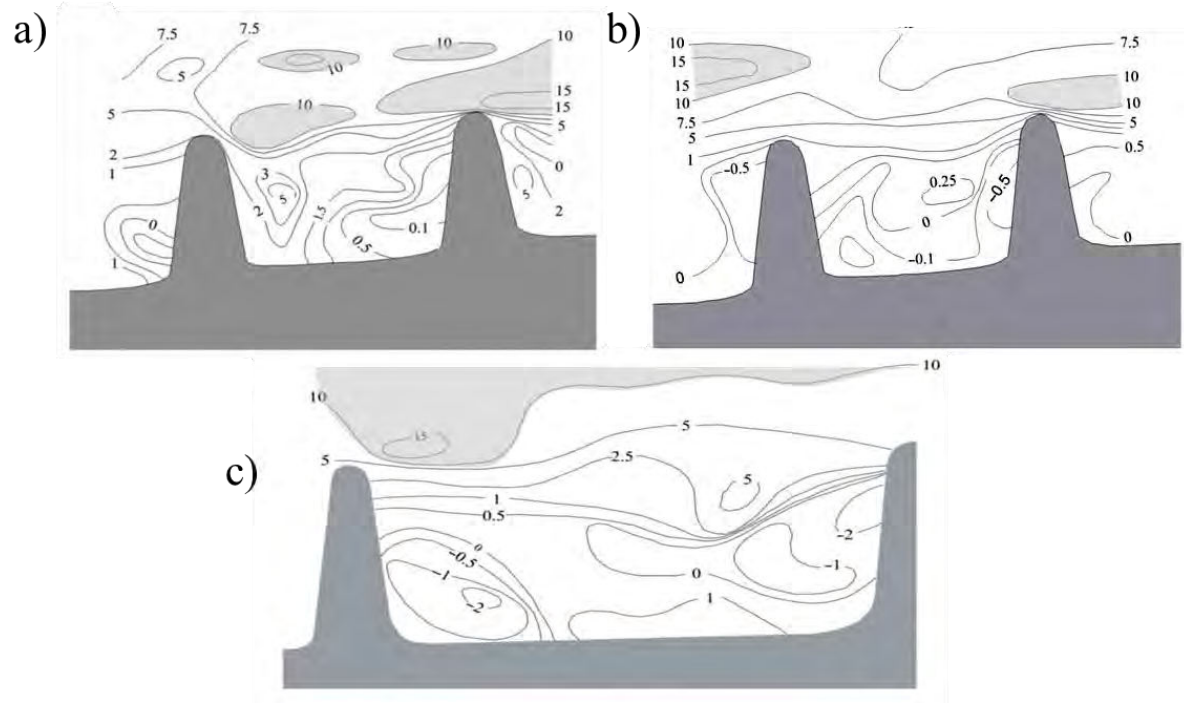


Abbildung 7: Sohlennahe Schubspannungsverteilungen <u'w'> (Einheit cm²/s²); a) Experiment 1 - überströmt, b) Experiment 2, c) Experiment 3 (verändert nach *Sukhodolov 2014*).

3.4 Kohärente Turbulenzstrukturen bei der Umströmung

Zusätzliche Langzeitmessungen wurden mit einer ADV-Sonde direkt oberstrom des Buhnenkopfes durchgeführt. Die gemessene Querströmungskomponente v ist in Abbildung 8 über die gesamte Messdauer (50 Minuten) aufgetragen. Die Autokorrelation der Zeitreihe ist in Abbildung 9 dargestellt.

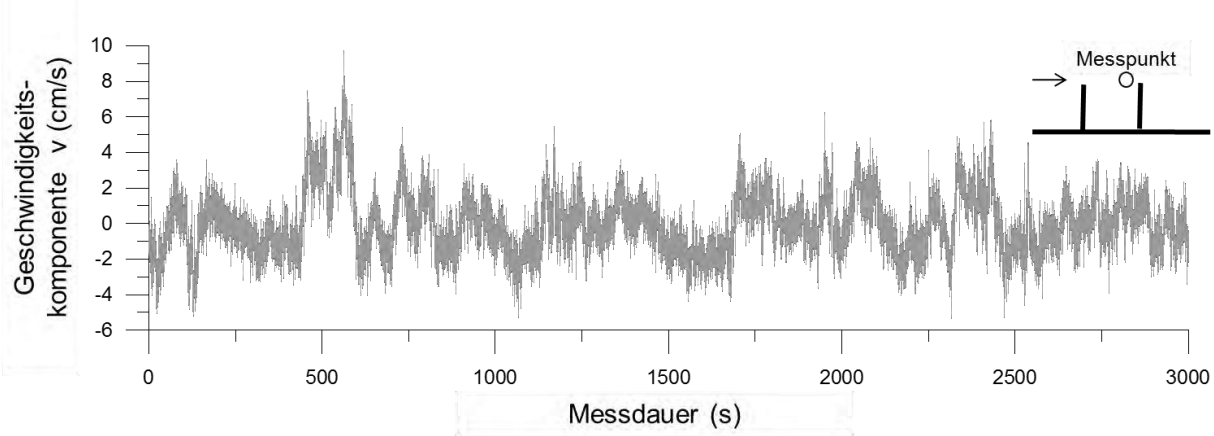


Abbildung 8: Fluktuation der Querströmungskomponente v in einer Langzeitmessung

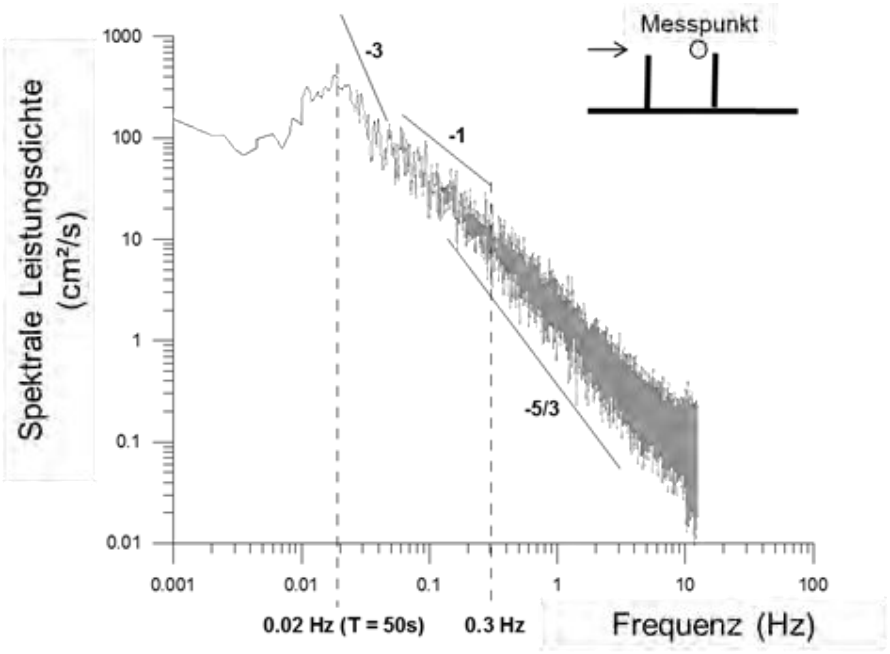


Abbildung 9: Autokorrelation der Querströmungskomponente aus der Langzeitmessung

Die Autokorrelation der Geschwindigkeitskomponente weist einen Peak im niederfrequenten Bereich bei etwa 0,02 Hz auf. Das bedeutet, dass Austauschprozesse zwischen Buhnenfeld und Hauptströmung nicht kontinuierlich, sondern periodisch etwa alle 50 Sekunden stattfinden. Dabei werden schnellere Fluidballen mit hohem Impuls aus der Hauptströmung in das Buhnenfeld eingetragen.

4 Zusammenfassung

In Feldexperimenten mit Buhnen wurden Ultraschall-Messsonden (ADVs) eingesetzt und über umfangreiche Punktmessungen der Geschwindigkeiten ein detailliertes Bild der Strömungsstruktur gewonnen.

Bei Umströmung bilden sich große horizontale Rezirkulationszellen im Buhnenfeld, die über die Wassertiefe konstant sind, d.h. quasi zweidimensional. Zur Kolkbildung kommt es dabei am Buhnenkopf, während im Buhnenfeld Sedimentablagerungen auftreten.

Bei der Überströmung ist die Strömungsstruktur stark dreidimensional und durch die Ablösung der Strömung an der Buhnenkrone entsteht eine vertikale Rezirkulationsblase. Die starke Turbulenzproduktion in diesem Bereich führt zu hohen Schubspannungen und damit auch zur Kolkbildung im Buhnenfeld.

5 Literatur

Anlanger, C. (2008): Field-scale experiments and analysis of turbulent flow structures in a river reach with groynes. Diplomarbeit an der Universität für Bodenkultur (BOKU), Wien.

Sukhodolov, A., Uijttewaal, W.S.J. & Engelhardt, C. (2002) On the correspondence between morphological and hydrodynamical patterns of groyne fields. Earth Surface Processes and Landforms 27, 289-305.

Sukhodolov, A. (2014): Hydrodynamics of groyne fields in a straight river reach: insight from field experiments. Journal of Hydraulic Research, 52(1), 105-120.

Uijttewaal, W.S.J. (2005) Effects of groyne layout on the flow in groyne fields: Laboratory experiments. Journal of Hydraulic Engineering-Asce 131, 782-791.

Yossef, M.F.M. (2005) Morphodynamics of rivers with groynes. Delft Hydraulics Selected Series, Delft University of Technology, Delft NL.

Weitbrecht, V. (2004) Influence of dead-water zones on the dispersive mass transport in rivers. Dissertation, Universität Karlsruhe (TH).

Danksagung

Die Feldmessungen wurden über das DFG-Projekt SU-405/1-2 finanziert. Dank geht an die Arbeitsgruppe, besonders Alex Sukhodolov und Achim Reiprich (IGB Berlin), Christiaan Erdbrink und Wim Uijttewaal (TU Delft), Wernher Brewis (IfH Karlsruhe).

Autoren:

Dr.-Ing. Ingo Schnauder

gerstgraser - Ingenieurbüro
für Renaturierung
Gaglower Straße 17/18
D-03048 Cottbus

Tel.: +49 355 48389 13
Fax: +49 355 48389 20
E-Mail: schnauder@gerstgraser.de

Dr. Nils Rüther

Norwegian University of Science and Technology, Department of Hydraulic and Environmental Engineering
S.P. Andersens Veg 5
N-7491 Trondheim, Norwegen
Tel.: +47 951 37746
Fax: +47 735 912 98
E-Mail: nils.ruther@ntnu.no

Dipl.-Ing. Christine Anlanger

Institut für Umweltwissenschaften
Universität Koblenz-Landau
Fortstraße 7
D-76829 Landau

E-Mail: anlanger@uni-landau.de

Technische Universität Dresden – Fakultät Bauingenieurwesen
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

38. Dresdner Wasserbaukolloquium 2015
„Messen und Überwachen im Wasserbau und am Gewässer“

Suspended Sediment and Bed Load Transport Monitoring Techniques

Ismail Albayrak
David Felix
Michelle Hagmann
Robert M. Boes

ABSRACT Continuous monitoring of suspended sediment and bed load is important for a better understanding and management of sediment related processes in rivers and hydraulic facilities such as reservoirs and hydropower plants. Selected results from recent real-time in-situ measurements of bed load and suspended sediment at two sites in the Swiss Alps using geophones as well as turbidimeters, an acoustic method and a laser diffractometer, respectively, are presented and the measuring capabilities of these techniques are evaluated.

Keywords: Bed load, suspended sediment, real-time monitoring, geophone, laser diffractometer, LISST, turbidimeter, acoustic

1 Introduction

Sediment yield in the Alpine region tends to increase due to glacier retreat under the strong impact of climate change. With respect to the sustainable use of hydropower, this adds to the challenges in terms of reservoir sedimentation and wear of turbines and steel hydraulics parts of hydropower plants (HPPs) and other hydraulic structures.

As an effective and sustainable measure against reservoir sedimentation, sediment bypass tunnels (SBTs) also restore the natural sediment continuity in the river system by diverting sediment-laden discharges (Sumi *et al.* 2012, Facchini *et al.* 2015). A major problem affecting nearly all SBTs is severe hydro-abrasion on tunnel inverts due to the high flow velocities and the large amount of coarse sediment transport (Auel and Boes 2011). Depending on site-specific operating conditions and sediment properties, i.e. size, hardness and shape, invert abrasion can cause considerable refurbishment costs.

Even with well-designed sand traps, desilting facilities or flushable reservoirs, mineral particles cannot be completely removed from the water which passes the turbines. At high- and medium-head HPPs substantial turbine wear may occur

which leads to significant maintenance cost and negative impact on power generation and revenues (Felix *et al*. 2013b).

For optimized design and operation of HPPs with respect to sustainable sediment management and cost efficiency, there is an increasing need for continuous real-time monitoring of both suspended sediment and bed load transport.

This paper presents measuring techniques employed in two on-going sediment transport monitoring studies at HPPs in the Swiss Alps. One study deals with suspended sediment in the penstock of a high-head HPP and the other focusses on bed load transport in a SBT. From the studies, the experimental set-ups and selected recent results are presented and the measuring capabilities of the techniques are evaluated.

2 Measuring techniques and devices

2.1 Suspended sediment concentration

Overview

Suspended sediment mass concentration (SSC, in g/l) of mineral particles can be determined by gravimetric laboratory analysis of bottle samples (discontinuous, non-real-time) or using mainly acoustic or optical instruments (continuous, real or non-real-time). A general overview on suspended sediment measurements for field applications is given by Wren *et al.* (2000).

Bottle samples

Bottle sampling can be manually or automatically made and is a direct, widely used and reliable technique. However, it has many disadvantages such as time-consuming laboratory analysis of the samples, effort of transporting bottles from the study sites to the laboratory, having poor temporal resolution and giving results not in real-time (Wren *et al.* 2000).

Turbidimeters

As an optical technique, turbidimeters are relatively inexpensive and widely used for suspended sediment monitoring (SSM) at rivers (e.g. Spraefico *et al.* 2005). These devices measure either the scattering (also called optical backscatter probes) or the absorption (transmission) of near infrared or laser light. Output values are given in optical units (e.g. Formazine Nephelometric Unit, FNU). For conversion to SSC, a calibration based on the particle properties (size, shape, colour and composition) is required. In general, a linear calibration curve (conversion factor) is assumed.

Laser Diffractometers

Devices based on laser diffraction such as Laser in-situ Scattering and Transmissiometry (LISST, Sequoia Scientific, USA) have become available for SSM (Agrawal and Pottsmith 2000). The working principle of a LISST is based on the mathematical inversion of the measured scattering pattern and transmission. SSC obtained from LISST have the advantage of being not or less dependent from temporally variable particle size, since particle size is considered. However, with highly non-spherical particles, a site-specific SSC-correction factor should be applied (Felix *et al.* 2013c).

Acoustic techniques

Furthermore, acoustic techniques can be employed for SSM. Among many possibilities such as using active sensors like Acoustic Doppler Current Profiler (ADCP, e.g. Haught *et al.* 2014) the method of measuring the attenuation of ultrasonic pulses sent through the sediment-laden water in penstocks or channels lends itself particularly in cases where installations for acoustic discharge measurement (ADM) already exist. Such facilities can be upgraded to be used for SSM. Similar to turbidimeters, the attenuation of the ultrasonic signal is correlated with SSC (Costa *et al.* 2012, Felix *et al.* 2013a).

2.2 Suspended sediment particle size distribution

Besides SSC, particle size distribution (PSD) is an important parameter for sediment dynamics and hydro-abrasive wear. The primary method to obtain PSDs is by sieve analysis of dried particles. Especially for smaller particles, laser diffraction has been used in laboratories for decades. However, as mentioned above, analysing collected samples in the laboratory has many disadvantages and limitations. With LISST, practical real-time monitoring devices for both SSC and PSD in field studies have become available.

2.3 Bed load transport monitoring

Overview

Bed load transport can be monitored either directly by sediment trapping, collecting moving particles and using tracer particles or indirectly by active and passive sensors. Active sensors are typically ADCP, radar and sonar. Passive sensors do not emit any signal but only register acoustic, magnetic or seismic signals (Bogen and Møen 2001, Gottesfeld and Tunnicliffe 2003, Møen *et al.* 2010). Such techniques are hydrophone, geophone or vibrational sensors (Rickenmann and McArdell 2007). Direct methods can provide accurate data during the sampling time but are often laborious and risky, whereas indirect methods allow continuous and real-time monitoring but require calibration.

Swiss plate geophone system

An indirect method using a passive sensor is implemented in the so called Swiss plate geophone (Rickenmann and McArdell 2007, Rickenmann *et al.* 2012, & 2014). It is a robust, submersible device developed at the Swiss Federal Institute for Forest, Snow and Landscape Research (WSL). The device consists of an elastically bedded steel plate installed flush to the channel bottom. A geophone sensor (GS-*20DX*) is mounted beneath the plate in a waterproof aluminium casing and registers the oscillations caused by gravel grains and stones impinging on the plate (**Fehler! Verweisquelle konnte nicht gefunden werden.**).

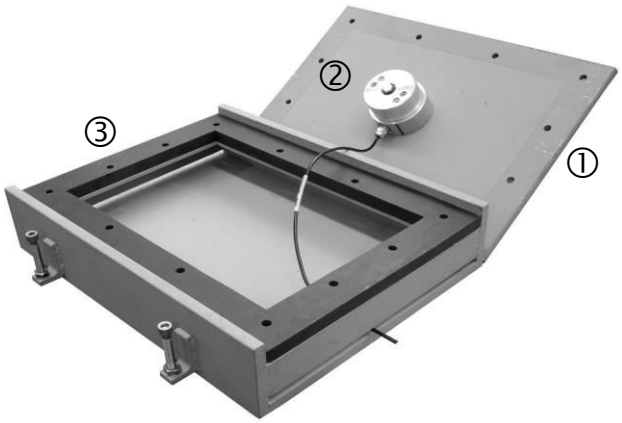


Figure 1: Swiss plate geophone system with steel plate ① (before assembly), geophone sensor ② and elastomer bearing ③ on the aluminum casing (VAW)

The number of impulses, defined as the signal exceeding a threshold, correlates linearly with the bed load volume (Rickenmann 1997, Rickenmann *et al.* 2012). The relation between impulses and bed load volume depends on site specific conditions like flow velocity, grain size and shape. A laboratory study demonstrated that smaller and a larger number of grains can be detected by inclining the geophone plate by 10 °against the bottom slope (Morach 2011). Recent investigations reveal that also the grain size distribution can be estimated based on the amplitude of the geophone signal (Wyss *et al.* 2014).

3 Methodology and set-up of field investigations

3.1 HPP Fieschertal

HPP Fieschertal is a high-head scheme located in Valais, Switzerland, at a tributary of the upper Rhone river in a highly glaciated area with relatively high yield of fine sediments. The HPP is equipped with gravel and sand traps at the intake to remove particles > 0.3 mm.

In this study, two in-line turbidimeters are used and relevant with respect to the results shown in this paper: (1) *AquaScat* from Sigrist Photometer, Switzerland, measuring light scattering at an angle of 90° at a free-falling jet and (2) *TF16-N* from Optek Danulat, Germany, measuring light attenuation over a path length of 10 mm in pressurized flow. The turbidimeters were installed in a valve chamber at the upstream end of the penstock in summer 2012 to quantify the suspended sediment load. They are fed from the penstock by a sampling pipe (d_i = 20 mm). The *LISST-100X* was installed in a bucket at the end of the sampling pipe. It has a nominal particle size measuring range from 2 to 380 µm in the calculation mode for so called ‘random shaped’ particles (Agrawal *et al.* 2008). Practically, particle sizes ≥ 5 µm can be measured. Furthermore, to extend the range of SSC, its optical path length was reduced from 50 to 5 mm with a glass cylinder.

Bottle samples were pumped from the bucket using an automatic sampler *Isco 3700*. The sampler was controlled by a program developed at VAW to take 0.5 liter samples every three days and more frequently if turbidity exceeded predefined threshold values.

Additionally, the existing ADM (from Rittmeyer) at the top of the penstock with four acoustic paths (each 2.27 m long) operating at 1 MHz was used for SSM.

Data from the turbidimeters and the acoustic method were recorded at 1 Hz, while the LISST was set to work at 1/60 Hz. The SSC time series in **Fehler! Verweisquelle konnte nicht gefunden werden.** were obtained by calibrating the devices’ output signals to the gravimetrically determined SSC from bottle samples.

3.2 SBT Solis

The Solis reservoir located in Grisons in the Swiss Alps lies in a gorge and has a length of about 2.7 km. To maintain the active storage, a SBT was constructed and has been commissioned in 2012. Its intake is located 500 m upstream of the dam. The design discharge of the SBT is 170 m^3/s, corresponding to a 5-year-flood.

As part of a research study dealing with the abrasion resistance of various invert materials, suspended sediment and bed load transport in Solis SBT are monitored using two submersible turbidimeter probes *TurbiMax W CUS41* (Endress+Hauser) installed in the right and left tunnel walls 0.22 m above the invert, and eight Swiss plate geophones installed at the outlet of the SBT, respectively. The geophones are placed across the whole tunnel width of 4.40 m and have an inclination of 10° against the invert slope. Furthermore, the water levels in the reservoir and in the tunnel as well as the tunnel intake gate position are

monitored. Data recording is triggered by the opening of the intake gate. The sampling rates are 1/60 Hz in general and 10 kHz for the geophone system.

The turbidimeter data were converted to SSC based on gravimetrically determined SSCs of bottle samples taken from the river at an existing gauging station1 km upstream of the reservoir. The geophone system was calibrated in the laboratory using natural stones with grain sizes similar to the field conditions.

4 Results and Discussion

4.1 HPP Fieschertal

From the suspended sediment measurements in the turbine water of HPP Fieschertal recorded from 2012 to 2014, an extract of four days is presented in **Fehler! Verweisquelle konnte nicht gefunden werden.**. The median particle size d_{50} stands for the diameter of graded particles, of which 50% by mass are smaller.

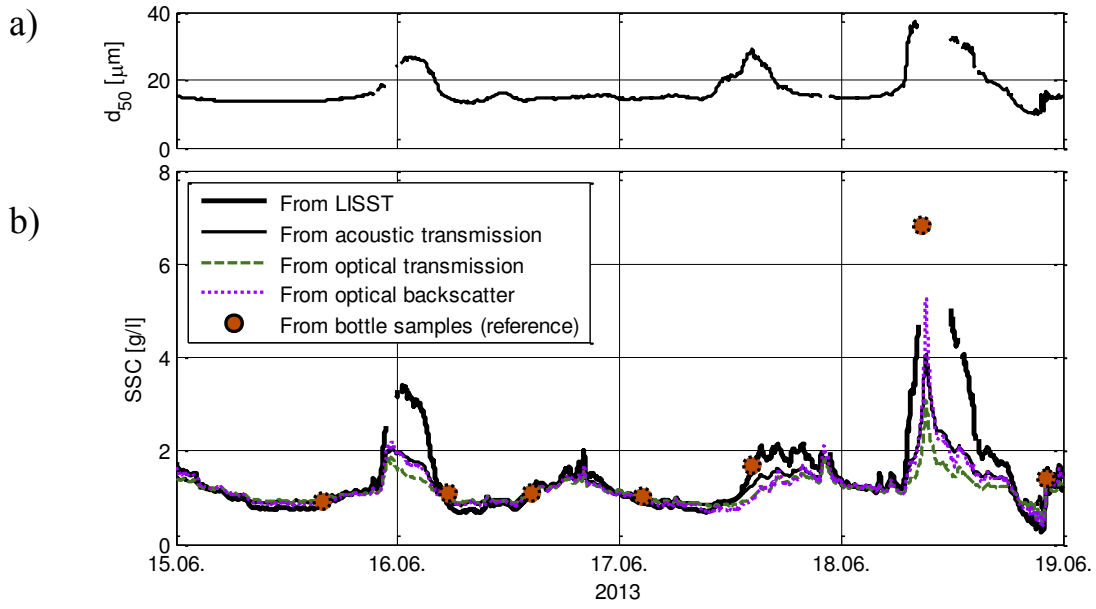


Figure 2: Time series of a) d_{50} from LISST and b) SSCs obtained from various methods after calibrating to bottle samples, measured in the turbine water of HPP Fieschertal

During these days in early summer 2013, the SSC occasionally rose to several g/l within a few hours. When the SSC was above 5 g/l, as captured by a bottle sample, no LISST results were available as the optical transmission was too low. The median particle size d_{50} had a base level of about 15 µm and rose up to ap-

prox. 35 µm at high SSCs. In many such events, the maximum d_{50} occurred after the SSC peak (time lag).

In periods of usual SSCs all devices yielded similar SSC values. During high SSCs, however, the acoustic method and the turbidimeters underestimated the SSCs. This is attributed to temporal changes in particle size. When particles are coarser than the normally prevailing ones, less damping or scattering occurs. This was also observed in laboratory investigations prior to the field study by Felix *et al.* (2013c).

4.2 SBT Solis

Since its commissioning in 2012, the Solis SBT was in operation four times during 11 hours on average and diverted sediment volumes between 20’000 and 80’000 m^3. The operating conditions varied from event to event and within one single run. Figure 3 shows the normalized spanwise distribution of bed load transport across the eight geophones. It is seen that bed load transport was concentrated on the orographic right side of the tunnel. This is related to a horizontal curve in the tunnel layout located 100 m upstream of the geophones. The bend induces secondary currents transporting bed load at the inner side.

Fehler! Verweisquelle konnte nicht gefunden werden. shows time series of volumetric suspended and bed load transport rates in the tunnel and the reservoir level during the largest flood event since the commissioning of the SBT. Monitoring data show that the lower the reservoir level, the coarser sediment material is transported into and through the tunnel. The geophone data revealed that during the drawdown, three peaks in bed load transport occurred at certain reservoir elevations (see arrows in Fig.4).Turbidity data showed a similar behavior for the suspended sediment transport rate, but the peaks occurred before those of the bed load (Fig. 4). In addition, suspended sediment transport in the tunnel occurred prior to the drawdown of the reservoir level.

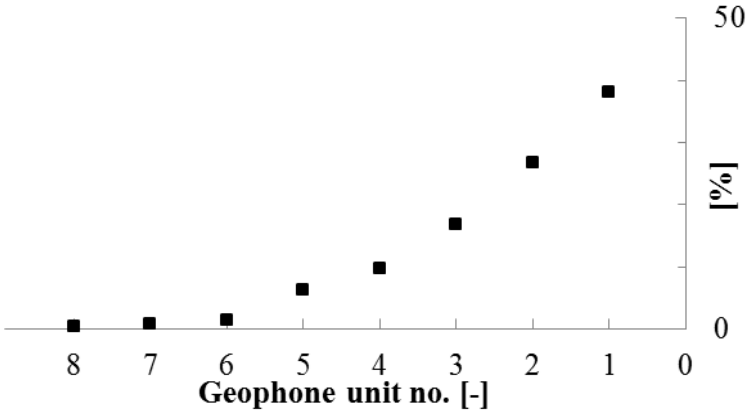


Figure 3: Distribution of the bed load transport in Solis SBT across the tunnel width, registered by the geophone units 1 to 8 at the outlet on 13th of August 2014

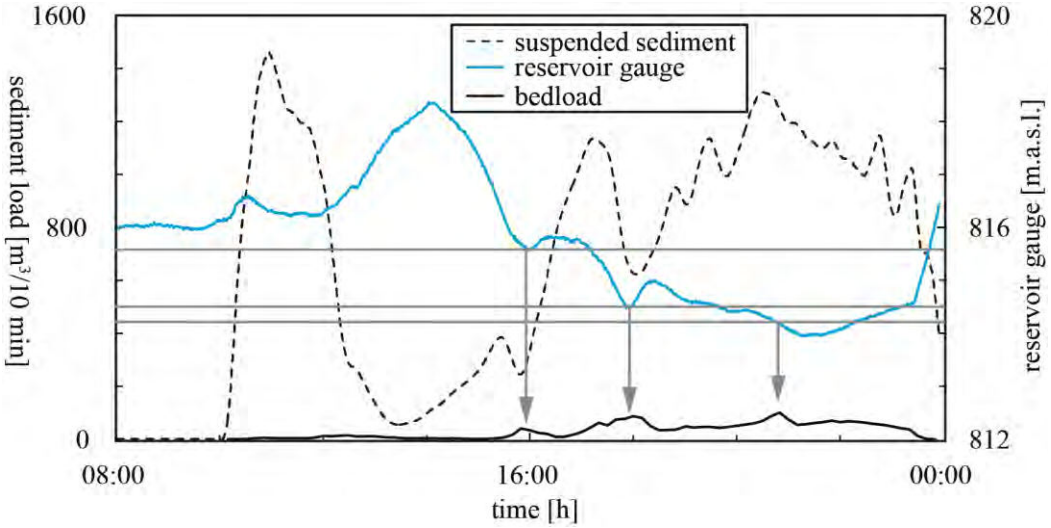


Figure 4: Time series of suspended and bed load transport in the Solis SBT as well as the reservoir level during the flood event on 13th of August 2014

5 Conclusion and Outlook

Selected state-of-the-art monitoring techniques and exemplary field data on suspended and bed load transport measurements were presented. The measuring capabilities of the devices during sediment transport events were evaluated.

In case of temporal variations in PSD, SSCs obtained from turbidimeters or single-frequency acoustic methods are less accurate than those from a calibrated LISST. In dynamic environments it is recommended to measure both SSC and PSD, and to combine continuous indirect measurements with automatic bottle sampling for calibration. In order to extend the SSC measuring range of LISST, devices with automatic dilution are an option (Agrawal *et al.* 2012).

As bed load transport may vary significantly in spanwise channel direction due to secondary currents, it is recommended to measure bed load across the channel width in such situations. Since suspended and bed load transports exhibit different temporal behaviors, it is recommended to measure both suspended and bed load to quantify total sediment transport in rivers and hydraulic schemes.

Measurements and data evaluation at both study sites are continued.

6 References

Agrawal Y.C., Pottsmith H.C. (2000). Instruments for particle size and settling velocity observations in sediment transport, Mar. Geol. 168: 89-114.

Agrawal Y.C., Whitmire A., Mikkelsen O.A., Pottsmith H.C. (2008). Light scattering by random shaped particles and consequences on measuring suspended sediments by laser diffraction, J. Geophys. Res., 113, C04023.

Agrawal Y. C., Mikkelsen O.A., Pottsmith H.C., Slade W.H. (2012). Turbine abrasion: one year’s experience in real-time sediment monitoring at Hidroagoyan HPP, Ecuador. *Proc. Hydro 2012 Conference*, Bilbao, Spain: Paper 14.08.

Auel C., Boes R. M. (2011). Sediment bypass tunnel design - review and outlook. Proc. ICOLD Symposium "Dams under changing challanges", (A. J. Schleiss & R. M. Boes, eds.), 79th Annual Meeting, Lucerne. Taylor & Francis, London, 403-412.

Bogen J., Møen K. (2001). Bed load measurements with a new passive ultrasonic sensor. Erosion and Sediment Transport Measurement: Technological and Methodological Advances, International Association of Hydrological Sciences: 19-21.

Costa L.I., Storti G., Lüscher B., Gruber P., Staubli T. (2012). Influence of solid particle parameters on the sound speed and attenuation of pulses in ADM, J. of Hydrologic Eng., 17(10): 1084-1092.

Facchini M., Siviglia A., Boes R.M. (2015). Downstream morphological impact of a sediment bypass tunnel – preliminary results and forthcoming actions. Proc. Intl. Workshop on Sediment Bypass Tunnels, Mitteilungen 232 (R.M. Boes, ed), VAW, ETH Zurich: in press.

Felix D., Albayrak I., Boes R.M. (2013a). Monitoring of Suspended Sediment – Laboratory Tests and Case Study in the Swiss Alps. Advances in River Sediment Research, Fukuoka S., Nakagawa H., Sumi T., Zhang H. (eds), Taylor & Francis, London: 1757-1766.

Felix D., Albayrak I., Boes R.M., Abgottspon A., Deschwanden F., Gruber P. (2013b). Measuring Suspended Sediment: Results of the first Year of the Case Study at HPP Fieschertal in the Swiss Alps. Proc. Hydro 2013 Conference, Innsbruck, Austria: paper 18.03.

Felix D., Albayrak I., Boes R.M. (2013c). Laboratory investigation on measuring suspended sediment by portable laser diffractometer (LISST) focusing on particle shape. Geo-marine Letters 33(6): 485-498.

Gottesfeld A. S., Tunnicliffe J. (2003). Bed load measurements with a passive magnetic induction device. IAHS Publication: 211-221.

Haught D.W., Venditti J.G., Church M. (2014). Acoustic sediment flux observations on the Fraser River, Canada. Proc. River Flow 2014 (A. Schleiss et al., eds.), Lausanne: 1943-1950.

Møen K., Bogen J., Zuta J., Ade P., Esbensen K. (2010). Bedload measurement in rivers using passive acoustic sensors. US Geological Survey Scientific Investigations Report 5091: 336-351.

Morach S. (2011). Geschiebemessung mittels Geophonen bei hohen Fliessgeschwindigkeiten - Hydraulische Modellversuche. Masterarbeit, VAW, ETH Zurich (unpublished).

Rickenmann D. (1997). Sediment transport in Swiss torrents. Earth Surface Processes and Landforms 22(10): 937-951.

Rickenmann D., McArdell B. W. (2007). Continuous measurement of sediment transport in the Erlenbach stream using piezoelectric bedload impact sensors. Earth Surface Processes and Landforms 32(9): 1362-1378.

Rickenmann D., Turowski J. M., Fritschi B., Klaiber A., Ludwig A. (2012). Bedload transport measurements at the Erlenbach stream with geophones and automated basket samplers. Earth Surface Processes and Landforms 37(9): 1000-1011.

Rickenmann D., Turowski J. M., Fritschi B., Wyss C., Laronne J., Barzilai R., Reid I., Kreisler A., Aigner J., Seitz H., Habersack H. (2014). Bedload transport measurements with impact plate geophones: comparison of sensor calibration in different gravel-bed streams. Earth Surface Processes and Landforms 39(7): 928-942.

Spreafico, M., Lehmann, C., Jakob, A., Grasso, A. (2005). Feststoffbeobachtung in der Schweiz – Ein Tätigkeitsgebiet der Landeshydrologie. Berichte des BWG, Serie Wasser Nr. 8, Bern.

Sumi T., Kantoush S., Suzuki S. (2012). Performance of Miwa dam sediment bypass tunnel: Evaluation upstream and downstream state and bypass efficiency. Q92 R 38. Proc. 24th ICOLD Congress Kyoto. 576-596.

Wren D., Barkdoll B., Kuhnle R., Derrow R. (2000). Field Techniques for Suspended-Sediment Measurement. J. of Hydraul. Eng., 126(2): 97-104.

Wyss C. R., Rickenmann D., Fritschi B., Weitbrecht V., Boes R. M. (2014). Bedload grain size estimation from the indirect monitoring of bedload transport with Swiss plate geophones at the Erlenbach stream. Proc. River Flow 2014 (A. Schleiss et al., eds.), Lausanne: 1907-1912.

Authors:

Dr.-sc. techn. Ismail Albayrak
Dipl.-Bauing. ETH David Felix
MSc ETH Bau-Ing. Michelle Hagmann
Prof. Dr sc. techn. Robert M. Boes

ETH Zürich
Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW)
HIT F23
Wolfgang-Pauli-Str. 27
8093 Zürich

Tel.: +41 44 632 97 44
Fax: +41 44 632 11 92
E-Mail: albayrak@vaw.baug.ethz.ch
felix@vaw.baug.ethz.ch
hagmann@vaw.baug.ethz.ch
boes@vaw.baug.ethz.ch

Technische Universität Dresden – Fakultät Bauingenieurwesen
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

38. Dresdner Wasserbaukolloquium 2015
„Messen und Überwachen im Wasserbau und am Gewässer“

Airborne Hydromapping - Hochauflösende Gewässervermessung „wie im Flug“

Markus Aufleger
Frank Steinbacher
Ramona Baran
Valerie Neisch

Die Vermessung von Gewässerläufen, Küstenstreifen und Flachwasserzonen von natürlichen oder künstlichen Stauseen erfolgt mit der luftgestützten Lasertechnologie Airborne Hydromapping in einer neuen Qualität. Das Verfahren zeichnet sich durch eine hohe räumliche Auflösung aus. Zudem ist es ist kostengünstiger und zeitsparender als traditionelle Vermessungsmethoden. Mittels eines Wasserdurchdringenden Lasers können sowohl Flachwasserzonen bis mehrere Meter Tiefe als auch das angrenzende Vorland in einem Messvorgang erfasst werden. Tiefere Gewässerbereiche können mit anderen Messmethoden ergänzt werden.

Die gewonnenen Punktwolken beinhalten große Datenmengen, die die Komplexität der Bathymetrie detailliert wiedergeben. Aus ihnen können daher hochaufgelöste, flächendeckende Berechnungsnetze beispielsweise für die Beschreibung von ökohydraulischen Zusammenhängen und Festtransportmodellen generiert werden. Dadurch ergeben sich auch für das Monitoring von Gewässern neue Möglichkeiten.

Stichworte: Airborne Hydromapping, Bathymetrie, luftgestützte Gewässervermessung, Wasser durchdringendes Lasersystem, hohe Auflösung

1 Airborne Hydromapping

1.1 Technologie

Airborne Hydromapping steht für die Vermessung von Gewässern aus der Luft. Durch die Verwendung einer neuen Generation an Laserscan-Geräten mit grüner Wellenlänge ist es möglich, aus einer Flughöhe von etwa 500 m sehr genaue (+/- mehrere Zentimeter) und sehr hoch auflösende (ca. 20 bis 30 Punkte/m²) Vermessungen der Landoberfläche aber auch des Gewässerbettes vorzunehmen (siehe Abb. 1). Hierdurch wird eine bis dato nicht erreichbare Informationsdichte möglich. Dort, wo die Eindringtiefe der Lasertechnik nicht ausreicht, können

die ´Wissenslücken´ beispielsweise mit Fächerecholot-Messungen gefüllt werden.

Die neue Messtechnik und die daraus gewonnenen umfassenden räumlichen Informationen stellen gegenüber der bisherigen querschnittsbasierten Gewässervermessung eine weitgehende Änderung dar. Die Palette der möglichen Anwendungen umfasst beispielsweise neben den ´üblichen´ Messkampagnen im Rahmen des Unterhaltes spezielle Grundlagenerhebungen zum Feststofftransport, zum Hochwasserschutz, zur Strukturvielfalt oder auch zur Habitatqualität.

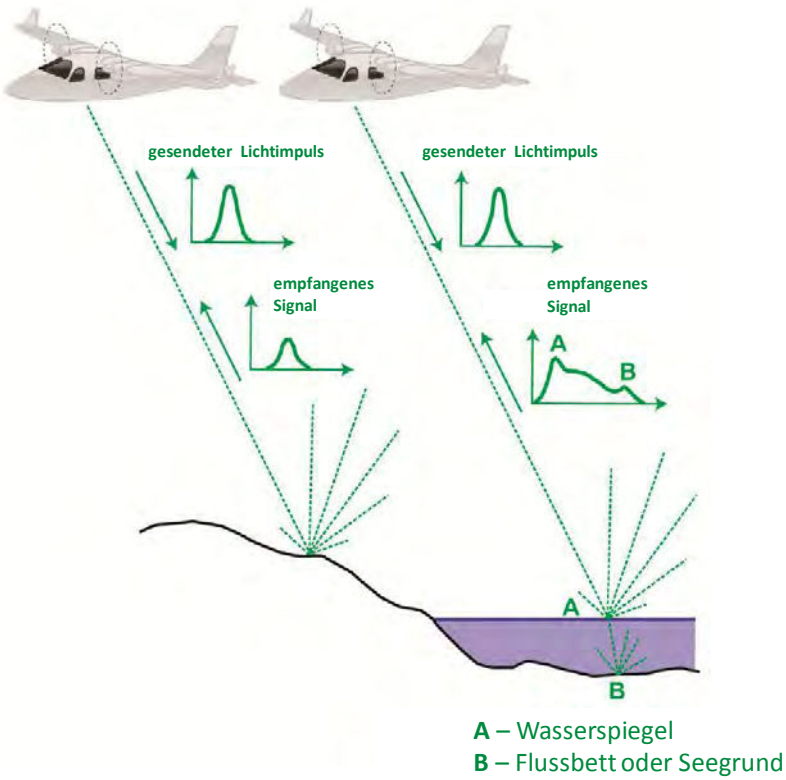


Abbildung 1: Darstellung der Geländevermessung, sowohl topographisch als auch bathymetrisch mittels der Laserscanmethode von Airborne Hydromapping

Die Entwicklung des Lasersystems wurde in entscheidender Weise in einem gemeinsamen Forschungsprojekt des Arbeitsbereichs Wasserbau der Universität Innsbruck und der Firma Riegl Laser Mesasurement Systems GmbH (Horn, Niederösterreich) in den Jahren 2007 bis 2011 vorangebracht. Im Rahmen eines weiteren Forschungsprojektes werden derzeit insbesondere die Auswertungsmethodik, das Datenmanagement und die wasserbauliche Umsetzung verbessert.

Die Technik ist auf einem Entwicklungsstand (Steinbacher et al., 2010; Pfennigbauer et al., 2011), welcher bereits seit geraumer Zeit die praktische Anwendung erlaubt. Zahlreiche Projekte belegen dies eindrucksvoll.

1.2 Datenerhebung und -aufbereitung

Gewässerabschnitte werden in sich überlappenden Streifen mehrmals überflogen, wobei der Laserstrahl die Erdoberfläche abscannt. Die Signalzeiten der reflektierten Laserstrahlen und ihre Frequenzänderung werden von der Empfangseinheit erfasst. Trifft der Laserstrahl auf die Wasseroberfläche, wird ein Teil seines Lichts reflektiert und liefert somit die Information der momentanen Wasserspiegellage, ein anderer Anteil dringt in das Wasser ein und liefert Informationen über die Höhenlage des Flussbettes und eventuellen Bewuchs. Bei getrübten Wasserverhältnissen dringt der Laserstrahl weniger tief ein, da er bereits vor Erreichen der Sohle zu stark von Schwebstoffen reflektiert wird und seine Intensität zu stark reduziert ist. Klare Wasserverhältnisse und möglichst niedrigere Abflüsse sind für die Befliegungen daher am günstigsten.

Um die Befliegungsdaten gut georeferenzieren zu können, werden im Projektgebiet Passpunkte definiert und mittels üblicher terrestrischer Verfahren vermessen. Diese werden bei der Befliegung mit aufgenommen, so dass die Punktwolke im Anschluss auf durch die Passpunkte definierte Passflächen (z.B. Dachflächen) eingepasst werden kann.

Die Gewässersohlenpunkte werden durch eine Korrektur der Wassertiefe, die durch die Brechung des Lichts verfälscht wurde, korrigiert. Dann erfolgt eine Filterung und anschließende Klassifizierung aller Laserscanpunkte nach den Bereichen Boden, Vegetation, Bebauung, usw.

Jedem Messpunkt sind Angaben wie seine Koordinaten, die Amplitudenstärke des Signals, Reflektanz und Intensität zugeordnet. Die Dateigröße einer Befliegungskampagne besitzt oft mehrere hundert Gigabyte und bedarf daher einer effizienten Datenverwaltung. Für die Verwaltung, Auswertung und Visualisierung dieser vielen Millionen Punkte wurde durch die AIRBORNE HYDROMAPPING GmbH (Innsbruck, Tirol), einem akademischen Spin off der Universität Innsbruck, ein komplexes Softwaretool (HydroVISH) entwickelt, um diesen hohen Anforderungen gerecht zu werden. HydroVISH setzt unter anderem einer Art der Darstellung auf, bei welcher die Punktwolke nach Linearität, Planarität und Spherizität unterteilt wird. Dieses Programmpaket befindet sich in einer intensiven Phase der Weiterentwicklung.

Die Punkte bieten eine ideale Grundlage für hochaufgelöste und sehr detaillierte digitale Geländemodelle. Unter Beachtung der praktischen Erfordernisse der Wasserwirtschaft lassen sich aus der enormen Datenfülle aber beispielsweise auch klassische Querschnittsdarstellungen extrahieren. In der Weiterentwicklung wird unter anderem daran gearbeitet, die bisher nicht umfassend genutzten Full-Waveform-Informationen auszuwerten.

2 Anwendungen

2.1 Überblick

Airborne Hydromapping zeichnet sich unter anderem durch folgende Eigenschaften aus:

- Sehr hohe Informationsdichte und gute Genauigkeit.
- Kurze Vermessungszeiten bzw. große Tagesleistungen (Vermessung langer Gewässerabschnitte bei gleichen Randbedingungen möglich).
- Umfassende Information über die Wasserspiegellage zum Messzeitpunkt im gesamten Vermessungsgebiet.
- Ökologisch vorteilhaft (kein Eindringen in ökologisch sensible Bereiche erforderlich, keine Lärmbeeinträchtigung durch Flugzeug, geringer Treibstoffverbrauch).
- Möglichkeit der zuverlässigen Vermessung von faktisch unzugänglichen bzw. hochkomplexen Gewässerlandschaften (z.B. verzweigte Rinnensystem, ausgedehnte und stark strukturierte Flachwasserbereiche).
- Umfassende und bisher in dieser Form nicht erreichbare Informationen über Gewässerstrukturen, Kiesbänke, Uferformen etc.
- Hohe Arbeitssicherheit (Vermeidung der Gefahren u.a. bei Gewässerdurchschreitungen bei konventioneller Vermessung).
- Generierung einer Datenbasis mit umfassenden Zusatzinformationen (z.B. Vegetationselemente, Leitungen, Bauwerkskonturen).

Die Einschränkungen bei der Anwendung des Airborne Hydromapping Verfahrens ergeben sich insbesondere aus den äußeren Randbedingungen. Die Vermessungsflüge sollten an Tagen mit guter Sicht und geringen Trübungen bzw. Schwebstofffrachten in den Gewässerläufen erfolgen. Die praktische Anwendung des Messverfahrens zeigt, dass es sehr vorteilhaft ist, ausreichend große Vorlaufzeiten für die Vermessungsflüge einzuplanen. Auf diese Weise können günstige Bedingungen abgewartet und gute Vermessungsergebnisse sichergestellt werden.

In größeren Flüssen und Seen ist es in der Regel nicht möglich, den gesamten Gewässerbereich mit dem luftgestützten Laserscan-Verfahren zu erfassen. Hier hat es sich unter vermessungstechnischen aber auch wirtschaftlichen Gründen als sehr vorteilhaft erwiesen, zunächst die Befliegung durchzuführen und anschließend in einer ersten Auswertung die nicht erfassten – in der Regel tiefen

oder durch Trübung beeinträchtigten – Bereiche zu identifizieren. Bei Bedarf können diese Zonen dann beispielsweise mittels Fächerecholot vermessen werden. Der Aufwand für diese konventionellen Vermessungsmethoden reduziert sich dann in erheblichem Umfang.

2.2 Gewässerlandschaften

Airborne Hydromapping kann in verschiedensten Gewässerlandschaften zur Anwendung kommen. Im Rahmen eines aktuell laufenden Forschungsvorhabens (Comet K-Projekt „Alpine Airborne Hydromapping“; Aufleger et al., 2013) werden die speziellen Randbedingungen hierbei näher untersucht.

Alpine Einzugsgebiete

Die Gewässerläufe in Alpinen Einzugsgebieten zeichnen sich unter anderem durch steile und sehr komplexe Geometrien und sehr unregelmäßige Feststofftransportprozesse aus. Die hohe Informationsdichte der luftgestützten Gewässervermessung kann dazu beitragen, die hydraulischen Randbedingungen (z.B. die tatsächliche Gerinnerauheit) direkt zu erfassen. Wiederholte Befliegungen erlauben Bilanzbetrachtungen bei großen Feststofftransportprozessen.

Kiesflüsse

Die typischen alpinen und voralpinen Kiesflüsse eignen sich in hohem Maße zur Anwendung des Airborne Hydromapping Verfahrens (s. Abb. 2). Beispielsweise lassen sich detaillierte Informationen über flussmorphologische Entwicklungen (u.a. eigendynamische Uferaufweitung, Sohleintiefung) in einer bis dato nicht möglichen Form gewinnen. In Hinblick auf gewässerökologische Fragestellungen (u.a. Gewässerstrukturkartierungen, Habitatmodellierungen) bietet sich eine neue Datenbasis.

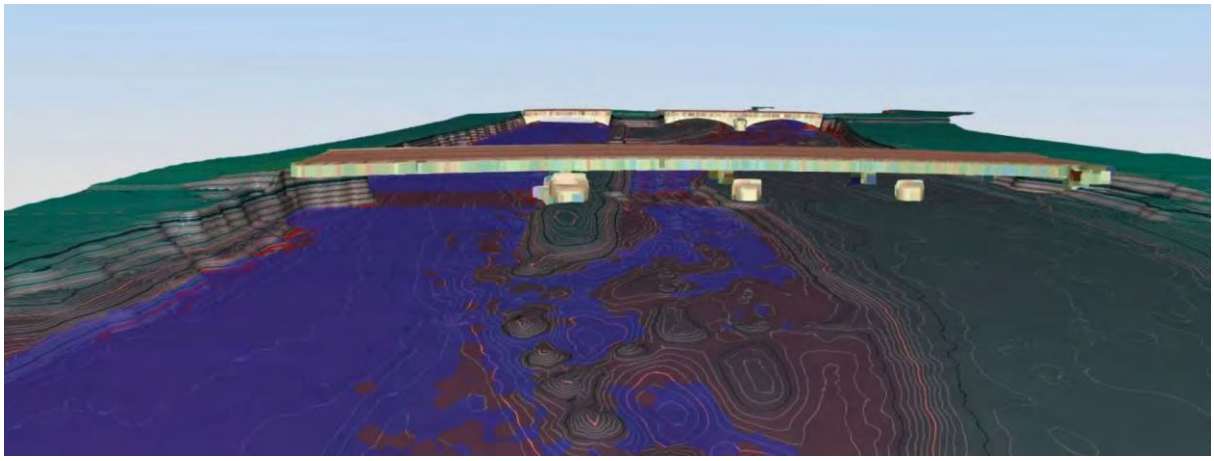


Abbildung 2: Das Gewässerbett und die Uferbereiche eines voralpinen Kiesflusses (Konturliniendarstellung)

Stauhaltungen

Die Kombination von Fächerecholot und luftgestützter Vermessung bietet an Staustufen umfassende Möglichkeiten. Die tieferen Bereiche typischer Flussstauhaltungen können üblicherweise nicht aus der Luft vermessen werden. Die Uferbereiche und die in vielen Stauhaltungen bereits sehr ausgedehnten Verlandungszonen (oft Flachwasserzonen mit hoher ökologischer Relevanz) sowie der Bereich der Stauwurzel lassen sich jedoch oft gut erfassen. Fragestellungen der Stauraumverlandung, des Hochwasserschutzes und der Ökologie sowie gegebenenfalls auch der Energiewirtschaft lassen sich mit diesen Informationen gut beantworten.

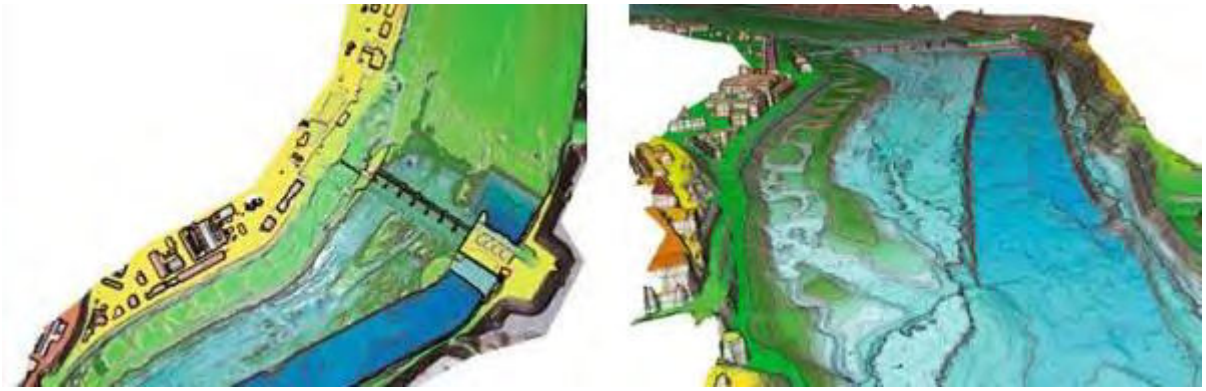


Abbildung 3: Die Wasserkraftanlage Rheinfelden, Datensatz aus miteinander verschnittenen Befliegungs- und Echolotdaten

Flussdelta in Seen

Flussdelta in Binnengewässern gehören – sofern sie von größeren Korrekturmaßnahmen in der Vergangenheit verschont blieben – zu den ökologisch sehr hochwertigen Gewässerlandschaften (siehe Abb. 4). Oft sind diese Bereiche mit umfassenden Betretungsverboten versehen. Nichtsdestotrotz ist die wiederholte Vermessung dieser Delta von hohem wissenschaftlichem, flussmorphologischem und ökologischem Interesse (siehe Abb. 5).



Abbildung 4: Mündungsdelta der Tiroler Aachen in den Chiemsee



Abbildung 5: Flussdelta – Datenerhebung mit Airborne Hydromapping ohne direkten Zugang in das geschützte Ökosystem (links: Foto, rechts: AHM-Höhenprofil)

Kleingewässer – und Grabensysteme

Kleine Gewässerstrukturen wie kleine Bäche oder ackerbaulich bedingte Grabensysteme können mittels Airborne Hydromapping gut erfasst werden. Gerade bei der Aufnahme von verzweigten, komplexen Strukturen zahlt sich die räumlich hohe Auflösung und Datendichte des Messverfahrens für eine möglichst naturgetreue und umfassende Abbildung aus. Mühevolle, terrestrische Arbeit kann hier eingespart werden. Sind solche Gebiete einmal vermessen, können sie in Datenbanken abgespeichert, bei späterem Bedarf näher betrachtet und ausgewertet werden. Nach und nach können so die verfügbaren Informationen für sehr unterschiedliche Aufgabenstellungen (Entwässerung, Ökologie, Wegebau u.v.m.) detailliert beurteilt werden.

Küstenbereiche

Küstenstreifen lassen sich sehr gut mit der Technologie von Airborne Hydromapping erfassen. Entlang flacher, sandiger Küsten können so beispielsweise Erkenntnisse über Sohlumlagerungen im Meer gewonnen werden. Tiefere Bereiche können mit Sonarmessungen ergänzt werden (siehe Abb. 6).



Abbildung 6: Küstenstreifen an der Ostsee (AHM-Datensatz)

Bei der Vermessung in der Fjordlandschaft an Norwegens Küste im Rahmen eines Pilotprojektes konnten ebenfalls gute Ergebnisse erzielt werden. An den steilen Fjordwänden konnte der Laserstrahl bis zu 9 m tief in den klaren Wasserkörper eindringen. So konnten sowohl die Sohle als auch die Unterwasserflora gut erfasst werden. Im Vergleich zu Sonarmessungen, bei denen das Signal bereits an der Oberfläche der Pflanzen zurückgeworfen wird und nicht weiter bis zum Meeresboden vorzudringen vermag, kann dieser mit Airborne Hydromapping dank der Inklination des Laserstrahls von 20° auch unterhalb dichterer Vegetation erfasst werden.

3 Ausblick

Die bisher mit der neuen Technologie erhobenen Datensätze sind sehr vielversprechend. Die Ergebnisse werden bereits für viele praktische Fragestellungen verwendet. Die jeweils erreichte Eindringtiefe hängt in hohem Maße von der Trübung des Gewässers ab und variiert zwischen wenigen Dezimetern und etwa zehn Metern. Es ist sehr zielführend, für die Vermessungsflüge Zeitfenster mit guten Randbedingungen (u.a. Abfluss und Trübung) abzuwarten.

Die Airborne Hydromapping-Daten bieten insbesondere auch eine exzellente Grundlage für numerische Simulationen. Hydraulische Prozesse können damit wesentlich genauer abgebildet werden. Durch die große Punktmenge, die bei der Vermessung aufgenommen wird, hat es sich als sinnvoll herausgestellt, den Umfang der Auswertung nach der jeweiligen Anwendung auszurichten.

Die Entwicklung der Datenaufbereitung wird unter anderem im Forschungsprojekt Alpine Airborne Hydromapping (mit Beteiligung der Universität Innsbruck, der TU Wien, Riegl Laser Measurement Systems, Airborne Hydromapping GmbH, VERBUND, TIWAG, E.ON, IKB, BEW und Revital) vorangetrieben.

Durch entsprechende Filter werden nur die Punkte ausgewertet, die für die erforderliche Darstellung benötigt werden. Das spart Zeit und Rechnerkapazitäten. Umfassende Programmpakete zu Management, Auswertung und Visualisierung der Daten sind bereits in einem sehr fortgeschrittenen Entwicklungsstadium.

Viele Flüsse und Stauhaltungen wurden schon beflogen. Nach und nach entwickelt sich die Technologie zu einem anerkannten Werkzeug bei der Vermessung von Gewässern.

4 Literatur

Aufleger, M., Steinbacher, F., Baran, R. and Woerndl, M., 2013: ‘Alpine Airborne Hydromapping‘. In: The Ministry of Water Resources, P.R. China and International Association for Hydro-Environment Engineering and Research (Ed.): *35th IAHR World Congress*. ISBN 978-7-89414-588-8.

Baran, R., Dobler, W., Steinbacher, F., Ritter, M., Niederwieser, M., Benger, W. and Aufleger, M., 2013: ‘Verschneidung von Airborne Hydromapping und Fächerecholotvermessung bei Rheinfelden‘. In: WasserWirtschaft - *Fachzeitschrift für Wasser und Umwelttechnik* 9/2013, P. 18 - 25.

Pfennigbauer, M., Steinbacher, F., Ullrich, A., and Aufleger M., 2011, ‘High resolution hydrographic airborne laser scanner for surveying inland waters and shallow coastal zones‘, *Proc. of SPIE* 8037, 8037-5, Orlando, Florida, USA.

Steinbacher, F., Pfennigbauer, M., Aufleger, M., and Ullrich A., 2010, ‘AirborneHydroMapping – Area wide surveying of shallow water areas‘. Proc. of 38th ISPRS Congres, ISPRS.

Steinbacher, F., Baran, R., Dobler, W., Aufleger, M. and Christiansen, L., 2013: ‘Combining Novel and Traditional Survey Technologies to Monitor Coastal Environments: Airborne Hydromapping and Sonar Data along the Baltic Sea Coastline, Schleswig-Holstein, Germany‘. In: The Ministry of Water Resources, P.R. China and International Association for Hydro-Environment Engineering and Research (Ed.): *35th IAHR World Congress*. ISBN 978-7-89414-588-8.

Autoren:

Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil.
Markus Aufleger

Arbeitsbereich Wasserbau
Universität Innsbruck
Technikerst. 13
A - 6020 Innsbruck

Tel.: +43 512 507 62200
Fax: +43 512 507 2912
E-Mail: markus.aufleger@uibk.ac.at

Airborne HydroMapping
Technikerstr. 21a
A - 6020 Innsbruck

Dipl. Ing. Frank Steinbacher
Dr. rer. nat. Ramona Baran

Airborne HydroMapping
Technikerstr. 21a
A - 6020 Innsbruck

Tel.: +43 512 50737800
Fax: +43 512 50737899
E-Mail: r.baran@ahm.co.at
f.steinbacher@ahm.co.at

Dipl.-Ing. Valerie Neisch

Arbeitsbereich Wasserbau
Universität Innsbruck
Technikerst. 13
A - 6020 Innsbruck

Tel.: +49 512 507 62251
Fax: +49 512 507 2912
E-Mail: Valerie.neisch@uibk.ac.at

Technische Universität Dresden – Fakultät Bauingenieurwesen
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

38. Dresdner Wasserbaukolloquium 2015
„Messen und Überwachen im Wasserbau und am Gewässer“

Projekt Tiefenschärfe - Die Neuvermessung des Bodensees

Frank Steinbacher
Ramona Baran
Wolfgang Dobler
Manfred Niederwieser
Martin Wessels

Bei der Neuvermessung des Bodensees im Rahmen des Projektes *Tiefenschärfe* werden zwei räumlich hochaufgelöste Datensätze – hydromapping Daten (topobathymetrische Laserscandaten) der Flachwasserzone und des angrenzenden Vorlandes sowie Fächerecholotung der tieferen Seebereiche – miteinander derart kombiniert, dass daraus ein detailliertes Gelände- und Seebodenmodell abgeleitet werden kann. Der Bodensee ist weltweit das erste größere Binnengewässer, das auf diese Art lückenlos vermessen wurde. Wir fassen hier die Durchführung der Vermessungsarbeiten und erste Ergebnisbetrachtungen zusammen.

Stichworte: Tiefenschärfe, Bodensee, Airborne Hydromapping, Echolotung, Geländemodell, Seebodenmodell

1 Einleitung

Institutionen, die mit hydrographischen Flächeninformationen umgehen und Unternehmen, die Werkzeuge zur Erhebung, Sammlung und Prozessierung dieser Daten entwickeln, fokussieren sich zumeist auf marine Bereiche. Darüber hinaus werden seit langem aber auch bathymetrische Flächendaten für Binnengewässer wie Flüsse und Seen erfasst. In diesem Beitrag fassen wir einige Ergebnisse der hochauflösenden Neuvermessung der Topobathymetrie des Bodensees im Rahmen des Projektes *Tiefenschärfe* zusammen, welche als Blaupause für künftige Vermessungen ähnlich großer Binngewässer dienen kann.

1.1 Die *Tiefenschärfe* des Bodensees

Der Bodensee als einer der größten Binnenseen Europas (536 km², 254m tief) liegt im Dreiländereck zwischen Deutschland, Österreich und der Schweiz nördlich der Alpen. Bereits seit dem späten 19. Jh. gibt es eine grenzüberschreitende Zusammenarbeit zwischen diesen Ländern. Im Jahr 1959 wurde die Internationale

Gewässerkommission für den Bodensee (IGKB) gegründet, nachdem eine zunehmend problematisch werdende Eutrophierung des Sees beobachtet wurde.

Trotz der langen Historie bathymetrischer Vermessungen des Bodensees bis zurück ins 19. Jh. (z.B. Zeppelin 1893; Braun & Schärpf, 1994), verdeutlichten hochauflösende lokale Vermessungen des Seegrundes in den letzten Jahren (z.B. Böder & Wessels, 2009) die Notwendigkeit einer Neuvermessung des gesamten Sees mittels moderner Technologien. Um Prozesse wie Erosion oder Klimawandel und deren Auswirkungen auf den See besser und im Detail zu verstehen, braucht es eine räumlich hochaufgelöste Datengrundlage. Diese wurde und wird derzeit im Rahmen des Projektes *Tiefenschärfe* realisiert (finanziert über IGKB und das Programm INTERREG IV der Europäischen Union). Zunächst wurde im Frühjahr-Sommer 2013 eine hochaufgelöste Fächerecholotung für die Bereiche tiefer als 5 m durchgeführt. Im Frühjahr 2014 erfolgte dann die topobathymetrische Laserscanvermessung der Flachwasserzone bis in eine Tiefe von ca. 7m sowie des angrenzenden Vorlandes. Aus der Kombination beider Datensätze wird ein vollständiges und detailliertes Geländemodell des Bodensees und seiner direkten Umgebung abgeleitet.

2 Methodik

2.1 Hydromapping (topobathymetrische Laserscanvermessung)

Das luftgestützte topobathymetrische Laserscanning (Airborne Hydromapping, Abb. 1) stellt ein neues und sehr effektives Konzept für die schnelle und ökonomische Kartierung großer Gebiete dar. Hierbei werden hochqualitative und hochauflösende Vermessungsdaten erfasst, die auf Grund der Informationsdichte (> 45 Punkte/m²) einen entsprechend detaillierten räumlichen Blick auf den Seeboden erlauben. Diese Daten kombinieren wir zudem mit hochaufgelösten Luft- (GSD < 10 cm/Pixel) und Wärmebildern.

Die topobathymetrische Befliegung entlang des Bodenseeufers wurde innerhalb von drei Tagen im März und Juni 2014 unter Verwendung des hydrographischen Scanners VQ820-G (Riegl LMS) abgeschlossen. Über einen Streifenabgleich wurde zuerst eine in sich konsistente Punktwolke erzeugt (Abb. 2 links). Hierbei wurden Versätze zwischen den einzelnen Scanstreifen mit einer relativen Genauigkeit von 0.07-0.10 m (Standardabweichung) korrigiert. Im Anschluss wurde die Punktwolke über terrestrisch vermessene und um den gesamten See verteilte Referenzflächen georeferenziert (absolute Genauigkeit 0.08-0.09 m, Standardabweichung). Bei Kombination aller Scanstreifen wurde eine Gesamtpunktdichte von 40-50 Punkten/m² erreicht. Die Punktdichte für die Gewässersohle

allein liegt dabei bei 20-30 Punkten/m² nahe der Uferlinie und fällt auf 10-20 Punkte/m² in 4-5 m Tiefe ab.

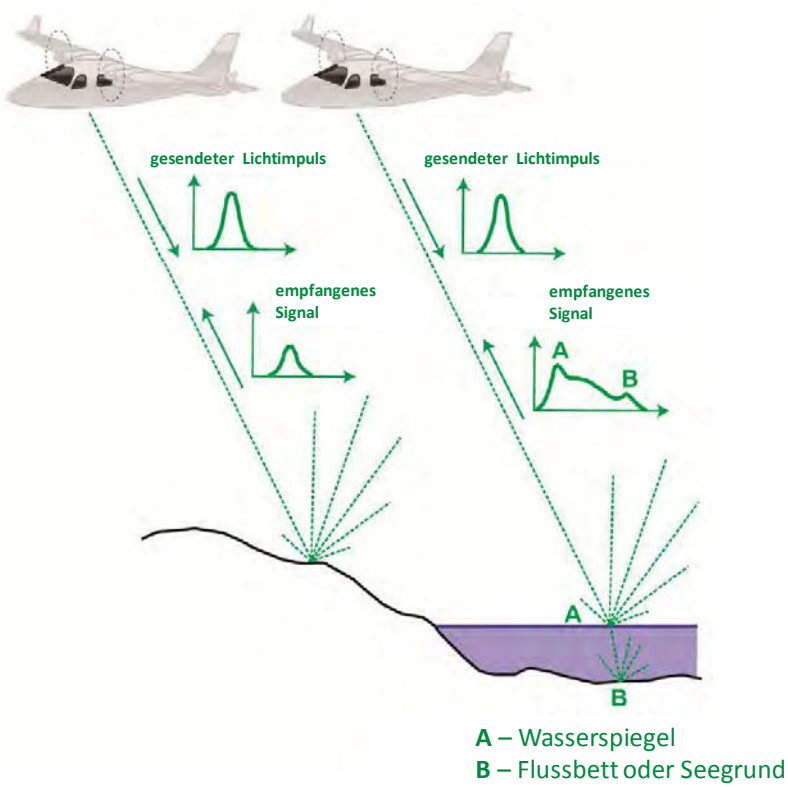


Abbildung 1: Darstellung der Geländevermessung, sowohl topographisch als auch bathymetrisch mittels der Laserscanmethode von Airborne Hydromapping

Die gesamte Punktwolke wurde nun in 11 Klassen (fester Boden, Gewässersohle, Vegetation etc.) klassifiziert und wo nötig werden Lücken interpoliert. In einem ersten Schritt wurden zunächst Fehlechos aus der Punktwolke automatisch herausgefiltert und die verbleibenden Fehlechos dann manuell korrigiert. In einem ca. 50 m breiten Streifen entlang der Uferlinie erfolgt die Punktklassifizierung manuell, um eine korrekte Kartierung der Uferlinie und korrekte Klassifizierung komplexe Bereiche wie Hafenanlagen zu gewährleisten. Das verbleibende Hinterland bis in eine Entfernung von 300 m zur Uferlinie und die Wasserseite wurden automatisiert klassifiziert. Hierfür wurden Algorithmen und Module verwendet, die in die Software HydroVISH implementiert sind. Die Korrektur der Laufzeit und Wassertiefe (Refraktion) wurden ebenfalls mit HydroVISH durchgeführt.

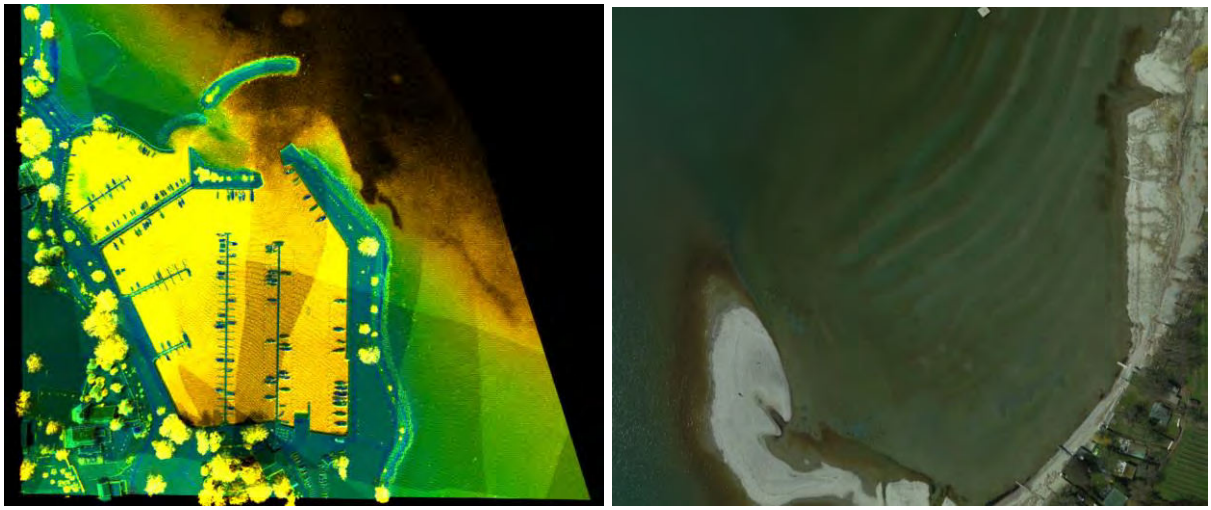


Abbildung 2: Ausschnitt topobathymetrische Laserpunktwolke visualisiert in HydroVISH, Hafen Romanshorn, Schweiz (links). Hochaufgelöstes Luftbild mit Megarippeln bei Wasserburg, Deutschland (rechts).

Während der Befliegung wurden ebenfalls ca. 22.000 (± 2%) Luftbilder mit einer Mittelformatkamera aufgenommen (Hasselblad H3DII-39; Abb. 2 rechts). Aus diesen Bildern wurde ein digitales Orthophotomosaik für die Uferzone des Bodensees abgeleitet. Die Luftbilder wurden mittels Aerotriangulation orientiert. Dafür wurden 60 Referenzpunkte und 20 Kontrollpunkte definiert, deren Koordinaten aus der Laserpunktwolke extrahiert wurden. Nach der Orthorektifizierung der Luftbilder auf Grundlage des offiziellen 1x1 m Geländemodells für Österreich, Schweiz, Bayern und Baden-Württemberg wurden die Bilder radiometrisch korrigiert, um die Farbverteilung des gesamten Bildblocks zu homogenisieren. Die Mosaikierung erfolgte entlang natürlicher Grenzen und eine Korrektur von Seamlines wurde nur für Bildgrenzen über Gebäude hinweg durchgeführt. Die Bodenauflösung der so erzeugten Orthophotos beträgt 7 cm/Pixel mit einer Genauigkeit von weniger als 1 m (CE90).

2.2 Fächerecholotung

Die tiefere Bathymetrie des Bodensees (ab ca. 5 m Tiefe) wurde mittels Fächerecholot über 76 Tage von April bis August 2013 erfasst (Abb. 3). Die Messungen wurden von F. Anselmetti und seinen Kollegen von der Universität Bern durchgeführt. Hierbei wurde ein Kongsberg EM2040 Multibeam Echosounder verwendet (1°x1° Strahlbreite, 300 kHz Standardmessfrequenz), der auf einem R/V Kormoran angebracht war. Energietransformatoren und weitere Sensoren wie Antennen zur RTK-GNSS-Positionierung oder GPS-Kompass waren auf einer tragbaren Vorrichtung am Bug des Schiffes befestigt. Für alle Bereiche tiefer als 40 m war eine doppelte Abdeckung nötig (~ 110%), um eine optimale Datenqualität zu erreichen. Für die Vermessung wurde der Dual-Swath-Mode

des EM2040 verwendet, um eine angemessene Geschwindigkeit der Vermessung, eine optimale Punktdichte und Abdeckung des Seebodens zu gewährleisten. Insgesamt wurde ein Gebiet von 460 km² abgedeckt. Es wurden 2961 Linien mit einer Gesamtlänge von 6001 km abgefahren, um in Summe ca. 7.21 Mrd. Peilungen zu erfassen.

Eine starke räumliche und zeitliche Variabilität der thermischen Schichtung der Wassersäule des Bodensees erschwerte die Verwendung eines allgemein gültigen Schallgeschwindigkeitsmodells für die Wassersäule. Daher musste eine große Zahl (602) individueller Schallgeschwindigkeitsprofile während der Echolotung ermittelt werden. Bei der Prozessierung der Daten stellte sich dann heraus, dass die Korrektur der Schallgeschwindigkeit ein kritischer Schritt innerhalb der Datenprozessierung ist. Zu Anfang sollten dabei Echtzeit-Positionskorrekturen verwendet werden, deren Bezug über eine netzwerkbasierte Internetverbindung mit NTRIP bewerkstelligt werden sollte. Auf Grund der unzureichenden Stabilität der Internetverbindung wurden dann aber postprozessierte RTK-Positionen verwendet.

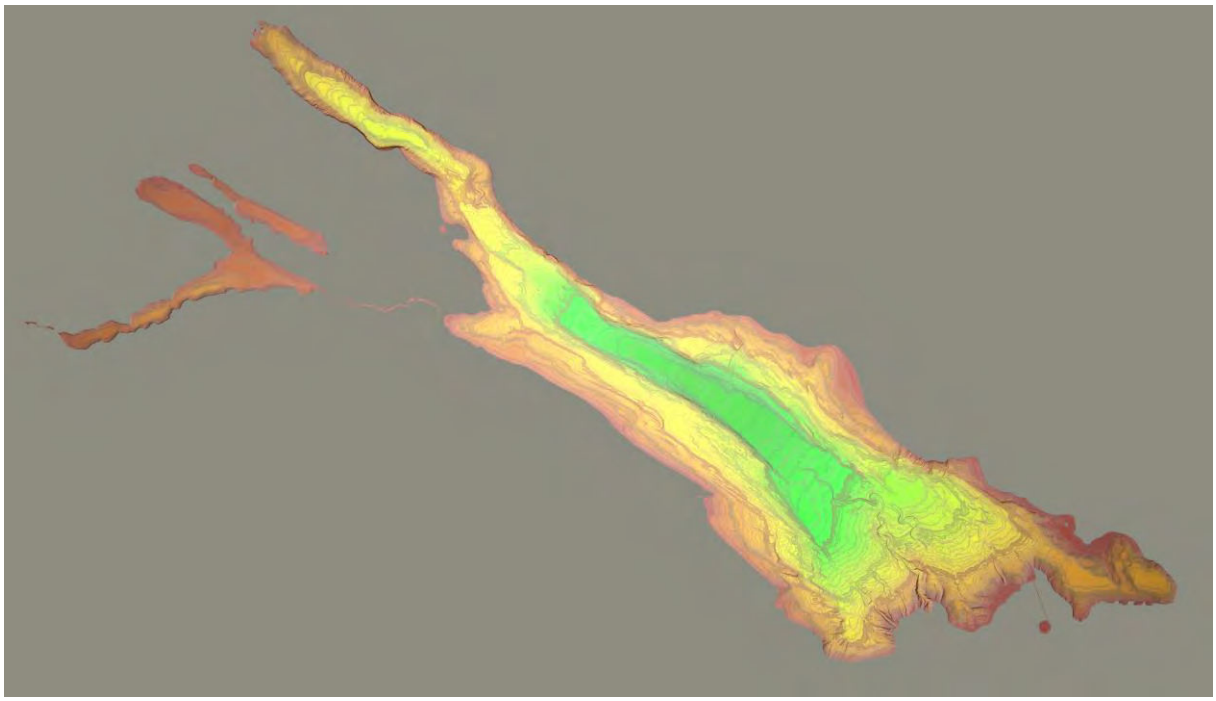


Abbildung 3: Visualisierung vorläufiger Echolotergebnisse des Bodensees in HydroVISH.

3 Erste Ergebnisse zur *Tiefenschärfe*

Schon jetzt erlauben die Daten einen vielversprechenden Blick auf Details am Seeboden. Im Folgenden gehen wir auf ausgewählte Beispiele ein, da derzeit noch die finale Datenprozessierung läuft und die weitere Evaluation eine gewisse Zeit benötigt.

3.1 Indikatoren für Bodensee-Grundwasser Wechselwirkungen

In tieferen Bereichen (80-100 m) des Überlinger Sees, dem fjord-ähnlichen Becken im nordwestlichen Teil des Bodensees, gibt es große und unregelmäßig geformte Mulden (Abb. 4). Der Rand dieser Mulden ist dabei unterschiedlich ausgeprägt. Der untere, seewärtige Rand ist eher diffus definiert, wohingegen der obere landwärtige Rand scharf hervor tritt (Abb. 4). Die Eintiefungen scheinen nicht durch Felsrutschungen oder Massenbewegungen verursacht zu sein. Derzeit gehen die Fachstellen davon aus, dass sie durch Grundwassereintrag in den See entstehen. In Rahmen eines Folgeprojektes soll untersucht werden, ob tatsächlich Grundwasserquellen (z.B. in den Molassesedimenten) zum Wasserhaushalt des Bodensees beitragen. Obwohl es zahlreiche Quellen in der Molasse gibt, ist ihr Beitrag zum Wasserhaushalt des Bodensees nicht bekannt. Die Eintiefungen sind auch deshalb von Bedeutung, da sie auch ein neues Licht auf den öffentlichen Diskurs zum Thema Fracking in der Umgebung des Bodensees werfen könnten.

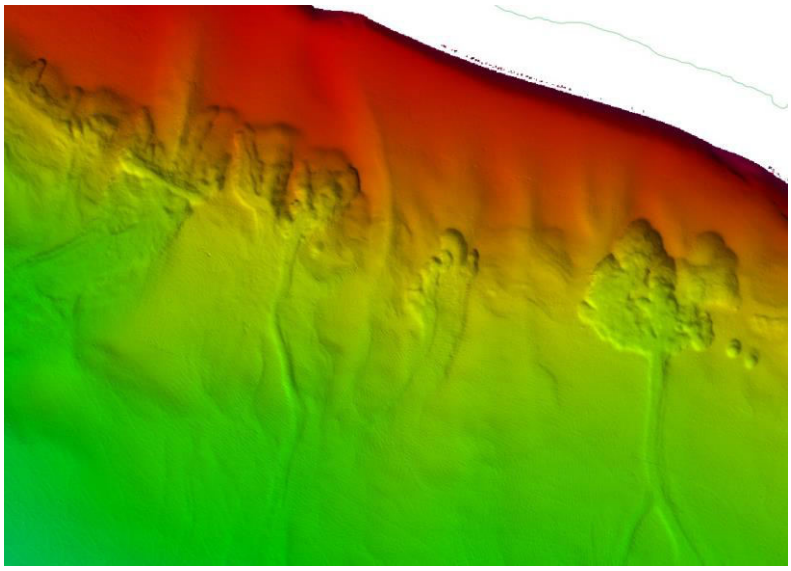


Abbildung 4: In den Echolotdaten sichtbare Eintiefungen des Seebodens im Hangbereich als Hinweis auf Grundwassereintrag in den Überlinger See am NW-Ende des Bodensees.

3.2 Topobathymetrie der Flachwasserzone

Der Wasserspiegel des Bodensees variiert gewöhnlich um 1.5 m, maximal 3 m. Wellen können eine Höhe von bis zu 2.5 m erreichen. Dies bewirkt einen hohen Grad an Erosion und Akkumulation am Seeboden, welcher durch Schiffswellen erhöht wird. Erosions- und Akkumulationsprozesse bedrohen dabei akut das kulturelle Erbe, das mit dem Bodensee verbunden ist (z.B. historische Pfahlsiedlungen). In den neuen Daten erkennt man deutlich die große morphologische Komplexität des Seebodens in der Flachwasserzone – beispielsweise Megarippeln nahe der Rheinmündung (Abb. 5). Diese Rippeln sind zwar bekannt und in Orthophotos sichtbar (Vergleich auch mit Abb. 2 rechts), aber ihre Dimensionen wurden nie im Detail untersucht. Die topobathymetrischen Daten des Bodensees werden wesentlich dazu beitragen, das Verständnis für Prozesse in der Flachwasserzone und deren Auswirkungen auf den gesamten See zu verbessern.

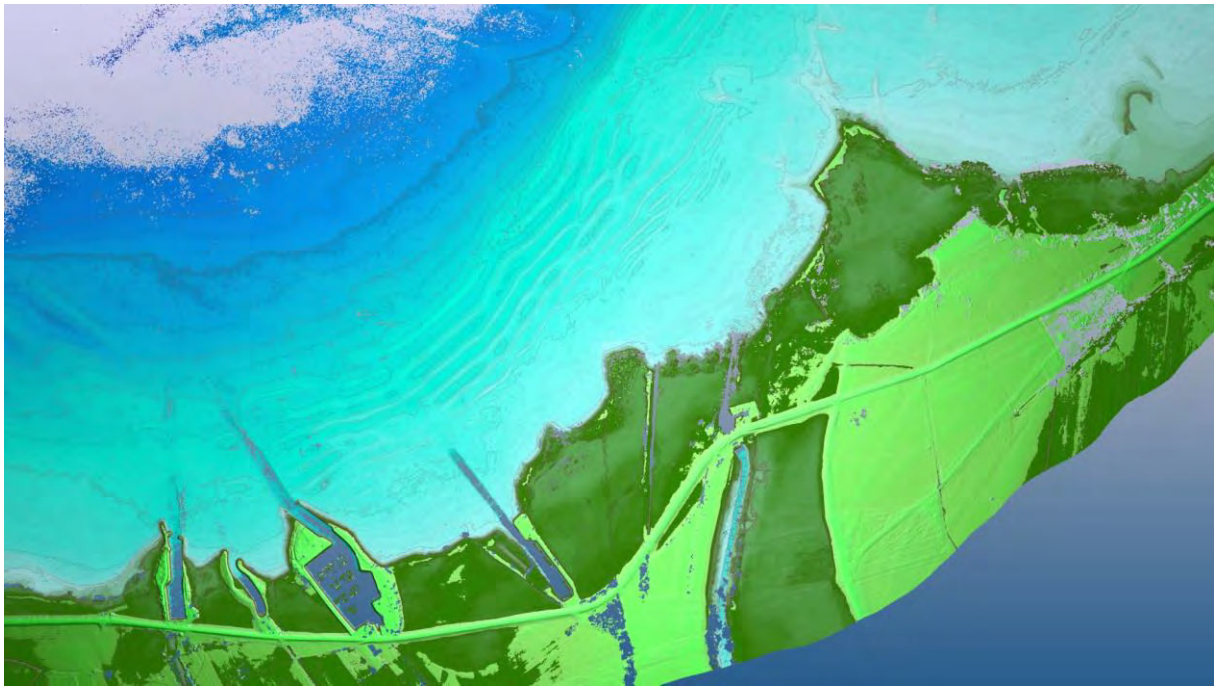


Abbildung 5: Topobathymetrische Daten der Flachwasserzone bei Rohrspitz westlich der Rheinmündung visualisiert in HydroVISH. Die komplexe Morphologie des Seebodens wird gut sichtbar und ist hier charakterisiert durch langgezogene, uferparallele Megarippeln (Vergleich mit Luftbild in Abb. 2 rechts).

4 Erfahrungen und Herausforderungen

Von der technischen Seite her betrachtet, bleibt festzuhalten, dass ein Projekt wie Tiefenschärfe schwer zu handhaben ist. Dies ist vor allen Dingen darauf zurückzuführen, dass sich Binnengewässer viel variabler darstellen als marine Systeme. So treten insbesondere im Frühling und Frühsommer im nahen Uferbereich des Bodensees starke zeitliche und räumliche Temperaturunterschiede auf, wenn sich der See zu dieser Zeit sehr schnell erwärmt. Daher mussten während der Echolotung insgesamt 602 Schallgeschwindigkeitsprofilen erfasst werden, deren geeignete Prozessierung mit leistungsfähigen Softwarepaketen wie CARIS Hips&Sips immer noch nicht ganz geklärt ist.

Mit topobathymetrischen Laserdaten lässt sich der Seegrund unterhalb dicht wachsender Unterwasservegetation neu abbilden, weshalb beispielsweise die Aussagekraft ökologischer Studien zu Makrophytenbeständen im Bodensee beeinflusst sein kann.

Auf Grund der Erfahrungen zur Neuvermessung des Bodensees im Rahmen des Projektes *Tiefenschärfe* können zukünftige nationale und internationale Vermessungen von ähnlich großen Gewässern besser geplant und durchgeführt werden. Gerade der Umgang, die Aufbereitung und vorallem die Visualisierung der Massendaten (Laserscandaten >4TB) stellt Hard- und Softwaresysteme vor neue Aufgabenstellungen. Gerade die Verwaltung und Kategorisierung topobathymetrischer Datensätze steht am Anfang seiner Entwicklungsgeschichte und wurde z.B. im Rahmen des Tiefenschärfeprojektes durch die Bereitstellung einer neuen Datenschnittstelle im HDF5-Format mit Blick in die zukünftige Datenweiterverarbeitung gelöst.

Die Projektblaupause „Tiefenschärfe“ scheint geglückt – so gibt es bereits Planungen in der Schweiz weitere topobathymetrische Laserdaten und Fächerecholotungen in hochaufgelöster Form zu kombinieren.

5 Literatur

Böder, V. & Wessels, M. (2009), Einsatz hydrographischer Sensoren und Verfahren zur Untersuchung von Pockmark-Strukturen im Bodensee. In: Geoinformationen für die Küstenzone, Band 2, 159 – 164.

Braun, E.; Schärpf, K. (1994): Internationale Bodensee-Tiefenvermessung 1990. - Landesvermessungsamt Baden-Württemberg (ed.), Stuttgart, pp. 1-98.

Zeppelin, E. (1893): Ältere und neuere Bodensee-Forschungen und –Karten mit Einschluß der Arbeiten der für die Herstellung der neuen Karte und die wissenschaftliche Erforschung des Sees von den fünf Ufer-Staaten eingesetzten Kommissionen nebst zwei Originalberichten. Schrr. Ver. Gesch. Bodensee, 22: 21-45.

Autoren:

Dipl. Ing. Frank Steinbacher
Dr. rer. nat. Ramona Baran
Dr. Wolfgang Dobler
MSc Manfred Niederwieser

Airborne HydroMapping GmbH
Technikerstr. 21a
A - 6020 Innsbruck

Tel.: +43 512 50737800
Fax: +43 512 50737899
E-Mail: f.steinbacher@ahm.co.at
r.baran@ahm.co.at
w.dobler@ahm.co.at
m.niederwieser@ahm.co.at

Dr. Martin Wessels

Landesanstalt für Umwelt, Messungen und Naturschutz Baden-Württemberg
Institut für Seenforschung
Argenweg 50/1
88085 Langenargen

Tel.: +49 7543 304171
Fax: +49 7543 304299
E-Mail: martin.wessels@lubw.bwl.de

Technische Universität Dresden – Fakultät Bauingenieurwesen
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

38. Dresdner Wasserbaukolloquium 2015
„Messen und Überwachen im Wasserbau und am Gewässer“

Erprobung der Laserbathymetrie an der Bundeswasserstraße Elbe

Robert Weiß

Die BfG erprobt neue Verfahren und Systeme zur Erfassung der Topografie von Land- und Gewässerbettflächen. In Zusammenarbeit mit dem Wasser- und Schifffahrtsamt Dresden wurden 2014 die bathymetrischen Airborne Laserscanning Systeme AHAB CHIROPTERA$_I$ und RIEGL VQ820G mit dem Ziel getestet, belastbare Aussagen zu den Möglichkeiten und Grenzen bathymetrischer ALS-Systeme zu erhalten. Als Untersuchungsgebiet wurde ein Streckenabschnitt der Elbe zwischen Torgau und der Lutherstadt Wittenberg sowie Altarme der Elbe ausgewählt.

Die erhofften Ergebnisse wurden mit beiden Scannersystemen nicht erreicht. Bedingt durch die Trübung der Elbe und den schlechten Reflektionseigenschaften des Gewässerbodens konnten die Laserimpulse die Elbe nicht durchdringen und somit war keine Erfassung des Gewässerbetts möglich. Für den Bereich der Altarme und der stehenden Gewässern lässt sich keine generell gültige Aussage treffen. Im Fall von klarem Wasser wurden Eindringtiefen erreicht, die der 1,3-fachen Sichttiefe entsprochen haben. Aktuelle Weiterentwicklungen der Auswertesoftware deuten darauf hin, dass die Eindringtiefe in trüberen Gewässern durch verbesserte Auswertealgorithmen der Rückkehrimpulse verbessert werden kann. Vergleiche mit Peilbeobachtungen in den Altarmen haben gezeigt, dass die ALS-Gewässerbettpunkte sehr stark streuten, im Mittel aber nahezu immer etwas über der dem Gewässerbettmodell liegen. Es hat sich weiterhin gezeigt, dass die Laserbathymetrie nur dann funktioniert, wenn der Gewässerboden frei von Vegetation ist. Sofern diese vorhanden ist, werden die Laserimpulse an deren Oberfläche reflektiert und er Gewässerboden damit nicht erfasst. Neben den Gewässerbettpunkten wurden auch Punkte an der Wasseroberfläche erfasst, die in einem Fall mit den Pegelbeobachtungen sehr gut übereinstimmen und im anderen Fall um wenige Zentimeter systematisch verschoben sind.

Stichworte: Laserbathymetrie, Bundesanstalt für Gewässerkunde, AHAB CHIROPTERA, RIEGL VQ820G, Elbe, Klöden, Pilotprojekt

1 Einleitung

Die Bundesanstalt für Gewässerkunde ist ein im Geschäftsbereich des Bundesministeriums für Verkehr und Digitale Infrastruktur angesiedeltes wissenschaftliches Institut. Ein wesentlicher Auftrag besteht insbesondere in der Beratung der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes. Im Rahmen dieses Auftrages erprobt und evaluiert die BfG neue Verfahren und Systeme zur Erfassung der Topografie von Land- und Gewässerbettflächen. In 2013 waren zwei

bathymetrische Airborne Laserscanning Systeme auf dem Markt verfügbar, deren angegebene Performance für Anwendungen im Bereich der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes ausreichend erschien. In Zusammenarbeit mit dem Wasser- und Schifffahrtsamt Dresden wurden 2014 die bathymetrischen ALS-Systeme AHAB CHIROPTERA$_I$ und RIEGL VQ820G mit dem Ziel getestet, belastbare Aussagen zu den Möglichkeiten und Grenzen zu erhalten. Als Untersuchungsgebiet wurde ein Abschnitt der Elbe zwischen Torgau und Wittenberg (km 184-203) sowie im Untersuchungsgebiet gelegene Altarme ausgewählt.

Im Rahmen des Projektes wurde ein umfangreiches Begleitprogramm mit ausgeführt. Dieses beinhaltete die Erfassung von Einflussparametern auf die Laserbathymetrie, sowie die Bestimmungen von Referenzflächen. Als Einflussparameter wurden dabei Wasserstand, Schwebstoffkonzentration und Sichttiefen erfasst. Eine Bestimmung der Wasserstände und Schwebstoffkonzentrationen erfolgt routinemäßig durch Dienststellen der WSV. Seit August 2013 bestimmt das WSA Dresden die Sichttiefe mithilfe von Secchischeiben an unterschiedlichen Standorten in der Elbe und den Altarmen. Die in Form und Aussehen normierten Secchischeiben werden dabei so tief ins Wasser abgelassen, bis diese mit dem bloßen Auge nicht mehr sichtbar sind. Eine so festgestellte Eintauchtiefe wird als Sichttiefe oder Secchitiefe bezeichnet. Bedingt durch die variierende Sonneneinstrahlung und die Erfahrung der Beobachter handelt es sich dabei um keinen objektiv messbaren Wert. Andere Ansätze zur Messung der Signaldämpfung bzw. der Sichttiefen sind in der Literatur (Guenther, Gary C. 1985) beschrieben. Für die Ableitung eines DGM-W und die Nutzung als weitere Referenzfläche erfolgten unmittelbar vor der ersten Befliegung eine flächenhafte Neuvermessung des Fahrwassers durch ein modernes Flächenpeilsystem und die flächendeckende Vermessung der Altarme mithilfe konventioneller Echolotsysteme.

2 Befliegung des Untersuchungsgebietes

2.1 Physikalische und technische Rahmenbedingungen

Bei der Laserbathymetrie handelt es sich um eine Modifizierung des klassischen Airborne Laserscanning (ALS). Abweichend zu herkömmlichen ALS-Systemen basiert die Laserbathymetrie auf Laserlicht im grünen Spektralbereich. Im Gegensatz zu NIR Laserlicht durchdringt grünes Laserlicht das Wasser und wird am Gewässerboden reflektiert, wohingegen NIR-Laserlicht an der Wasseroberfläche reflektiert wird. Bedingt durch die unterschiedliche Lichtgeschwindigkeit in Luft und Wasser muss auch die Höhe der Wasseroberfläche ermittelt werden.

Derzeit werden verschiedene konstruktive Ansätze realisiert. Einige Scanner (z.B. RIEGL VQ820G) nutzen ausschließlich grünes Laserlicht. In diesem Fall werden alle Echos eines einzelnen Laserschusses erfasst und die Höhe der Wasseroberfläche aus den Einzelechos abgeleitet. Andere Scanner (z.B. AHAB CHIROPTERA$_I$) kombinieren einen grünen Laser mit einem herkömmlichen NIR Laser, wobei mithilfe des NIR Lasers die Wasseroberfläche und mit dem grünen Laser Gewässerbodenpunkte erfasst werden. Die Ergebnisse und Leistungsfähigkeit des Verfahrens werden durch eine Vielzahl von Einflussfaktoren limitiert. Neben rechtlichen Rahmenbedingungen, wie etwa Flugparameter oder die maximale Energie der Laserpulse, ergeben sich auch Verfahrensgrenzen aus den instrumentellen Eigenschaften (z.B. Pulsrate, max. Flughöhe) der ALS Systeme. Hauptparameter für die Begrenzung des Verfahrens sind Gewässertrübung und Reflektionseigenschaften des Gewässerbodens. Die Gewässertrübung resultiert aus Schwebstoffteilchen im Wasser. Das einfallende Laserlicht wird an diesen Teilchen diffus in alle Richtungen gestreut, was zu einer starken Signaldämpfung führt. Darüber hinaus bewirken die diffusen Reflektionen eine Aufweitung des Footprints (Abbildung 1). Je nach Beschaffenheit des Gewässerbodens reflektiert dieser das Laserlicht mehr oder weniger gut. Verdeutlicht wird dieser Einfluss in Abbildung 2, wo dem sehr klaren Rhein bei Schaffhausen ein typisches Gewässer im Untersuchungsgebiet (Altarm Großer Streng/Elbe) gegenübergestellt wird. Im linken Foto (Altarm) ist der Gewässerboden im Gegensatz zum rechten Foto nicht zu erkennen. Einfallendes Sonnenlicht wird im Wasserkörper diffus gestreut und die verbleibenden Reflektionen des Gewässergrunds sind nicht so stark, dass beim Beobachter ein signifikantes Signal des Gewässerbodens ankommt. Praktisch bedeutet dies, dass ein Beobachter den Gewässerboden nicht sehen kann. Im Gegensatz zur linken Abbildung durchdringt das Sonnenlicht den sehr klaren Rhein bis zum Gewässerboden und wird dort bzw. an den einzelnen Fischen reflektiert. Das reflektierte Signal wird durch das klare Wasser kaum gedämpft und anschließend vom Beobachter erfasst bzw. dieser kann den Gewässerboden und die einzelnen Fische problemlos erkennen. Von Seiten der Hersteller wird die maximal erreichbare Eindringtiefe häufig über ein Vielfaches der Secchitiefe bzw. Sichttiefe beschrieben. Für den RIEGL VQ820G wird die einfache Sichttiefe, für den AHAB CHIROTERA die 1,3-fache Sichttiefe angegeben.

Das Untersuchungsgebiet (Abbildung 4) wurde Anfang März 2014 mit dem AHAB CHIROPTERA$_I$ zweimal aus einer Flughöhe von 300m gescannt. Auf diese Befliegung folgen Mitte März bzw. Anfang April weitere Befliegungen mit dem RIEGL VQ802G in einer Flughöhe von rund 400m. Neben den ALS-Punktwolken wurden auch Luftbilder und Full-Waveform Daten aufgezeichnet. Die Bewertung beider Systeme erfolgte auf Basis der erreichbaren Punktdichte,

der Eindringtiefe und der Genauigkeit gegenüber Referenzflächen. Die Wasserstände während der Befliegungen waren sehr niedrig bzw. lagen im Bereich des mittleren Niedrigwasserstands. Die zeitnah festgestellten Sichttiefen variierten zwischen 0,4m und 0,7m im Bereich der Elbe und zwischen 0,8m und 1,6m in den Altarmen.

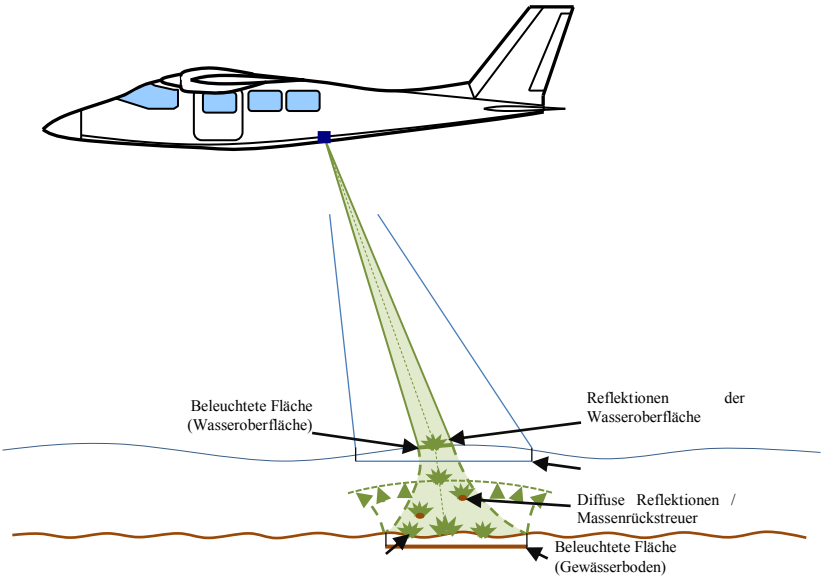


Abbildung 1: Diffuse Reflektionen und Aufweitung des Footprints



Abbildung 2: Gewässertrübung an einem Altarm der Elbe (links) und am Rheinfall bei Schaffhausen (rechts)

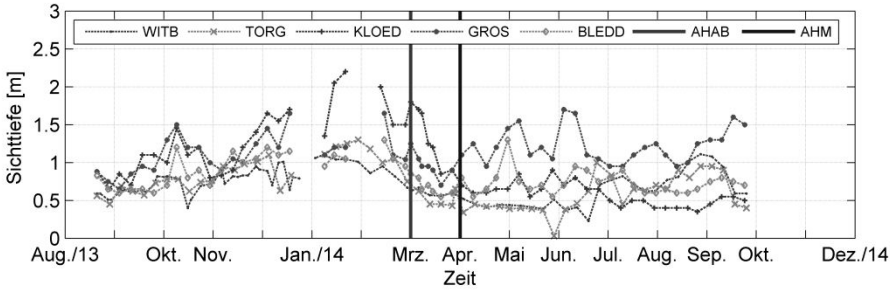


Abbildung 3: Im Untersuchungsgebiet erfasste Sichttiefen

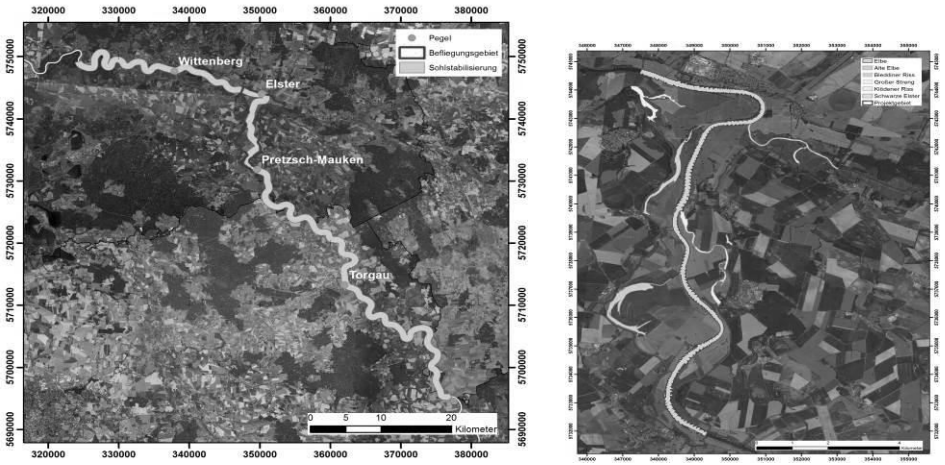


Abbildung 4: Untersuchungsgebiet

Mit dem AHAB CHIROPTERA$_I$ wurde nur eine relativ geringe Punktdichte am Boden erreicht, die zudem ungleichmäßig verteilt war. Ursache hierfür sind die geringe Pulsrate des bathymetrischen Kanals und die Bauart des Scanners (ellipsoidisches Bodenmuster). Die real erreichte Punktdichte lag erheblich unterhalb der theoretisch erreichbaren Punktdichte bei 35kHz. Als Ursache wurde von AHAB ein Problem in der Scannersteuerung ermittelt, welches mittlerweile behoben ist. Bei der Fluggeschwindigkeit von 230km/h ü.G. ergaben sich je Überflug Punktdichten von etwa 0,3Pkt/m² bis 0,6Pkt/m². Eine Aufteilung des Untersuchungsgebiets in 1m² große Zellen hat weiterhin ergeben, dass in ~64% der Zellen keine Beobachtungen und in weiteren 22% der Zellen nur eine Beobachtung vorhanden sind. Der RIEGL VQ820G ist konstruktiv für eine Pulsrate von bis zu 512kHz ausgelegt, wobei im Rahmen der Befliegung nur eine Pulsrate von 256kHz genutzt wurde. Bei einer einfachen Befliegung ergaben sich für die einzelnen Gewässer mittlere Punktdichten von 12Pkt/m² bis 24Pkt/m², die im Gegensatz zum AHAB CHIROPTERA$_I$ homogen verteilt waren (Abbildung 5).

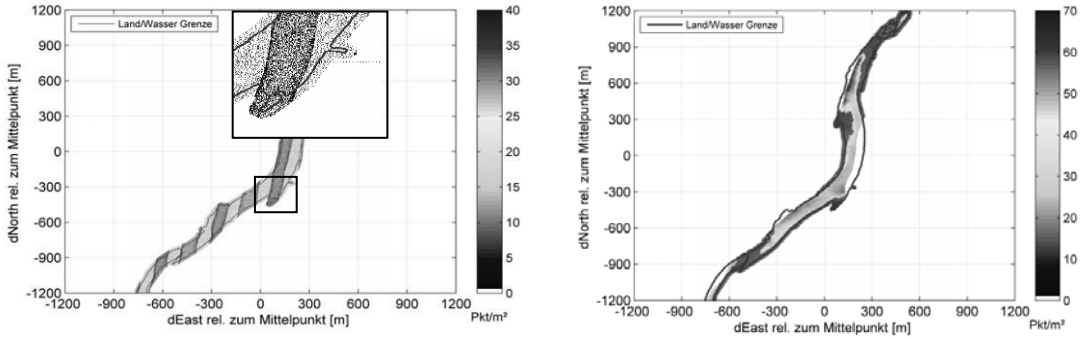


Abbildung 5: Punktdichte des AHAB CHIROPTERAI (links) und des RIEGL VQ820G (rechts)

Die Eindringtiefe der Systeme variiert je nach Gewässer sehr stark. Mit dem AHAB CHIROPTERA$_I$ konnten im Bereich der Elbe nur Eindringtiefen von

weniger als 0,4m erreicht werden. Aufgrund der real größeren Wassertiefe ist davon auszugehen, dass es sich bei den empfangenen Echos nicht um Punkte des Gewässerbodens, sondern vielmehr um Rückstreupunkte innerhalb der Wassersäule handelt. Die Eindringtiefen in den Altarmen variierten sehr stark, wobei die Bandbreite von einigen wenigen Reflektionen im Bereich der Wasseroberfläche bis hin zur nahezu flächendeckenden Erfassung des Gewässerbetts reicht. Mit wenigen Ausnahmen wurden nur Eindringtiefen von weniger als einem Meter erreicht. Häufig wurden auch Punkte erfasst und als Gewässerbettpunkte klassifiziert, deren Höhen zum realen Gewässerbettmodell sehr große Differenzen aufweisen. Bedingt durch die dort auftretende Unterwasservegetation ist davon auszugehen, dass in diesen Fällen die Vegetationsoberfläche und nicht der Gewässerboden erfasst wurde. In einem Fall wurde eine Eindringtiefe von ~2m erreicht, wobei die zeitgleich festgestellte Sichttiefe ~1,6m betrug.

Aktuell arbeitet die Herstellerfirma AHAB an einem verbesserten Auswertealgorithmus. Dieser soll insbesondere für trübe Gewässer geeignet sein und eine signifikante Steigerung der Eindringtiefe bzw. der Punktdichte am Boden erreichen. Für den Bereich des Klödener Risses lagen die Ergebnisse des neuen Auswertealgorithmus vor und diese sind in Abbildung 6 mit dargestellt. Mit dem RIEGL VQ820G wurden vergleichbare Ergebnisse erzielt (Abbildung 7). Die hohe Eindringtiefe im zuvor genannten Altarm konnte nicht reproduziert werden, da zum Zeitpunkt der Befliegung mit dem RIEGL VQ820G in diesem Bereich schlechtere Sichttiefen festgestellt wurden. Das Gewässerbett der Elbe wurde von keinem System erfasst.

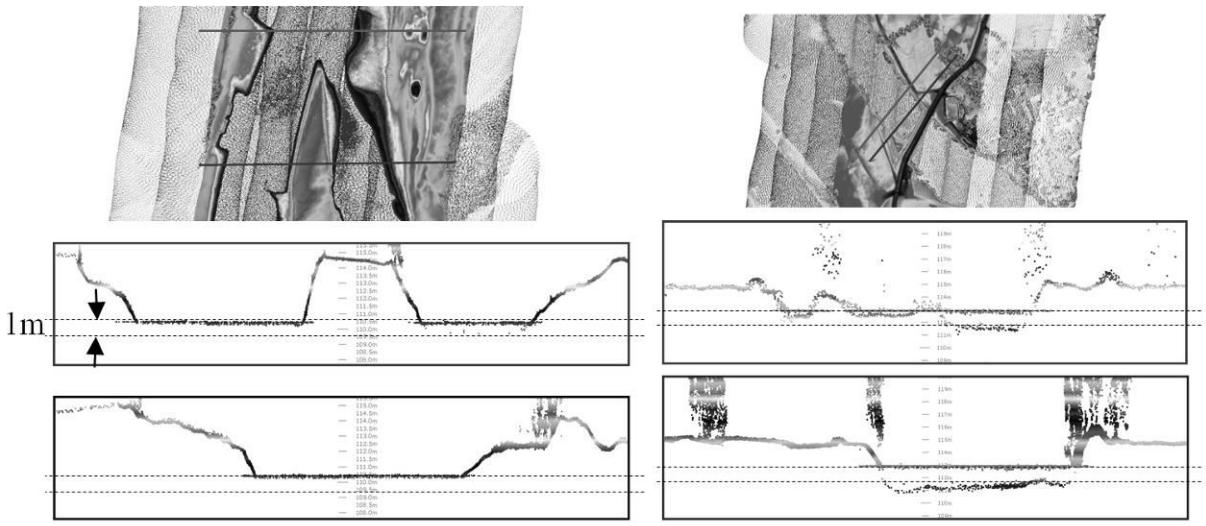


Abbildung 6: Eindringtiefen des AHAB CHIROPTERA$_I$ im Bereich der Elbe (links) und des Altarms Klödener Riss (rechts)

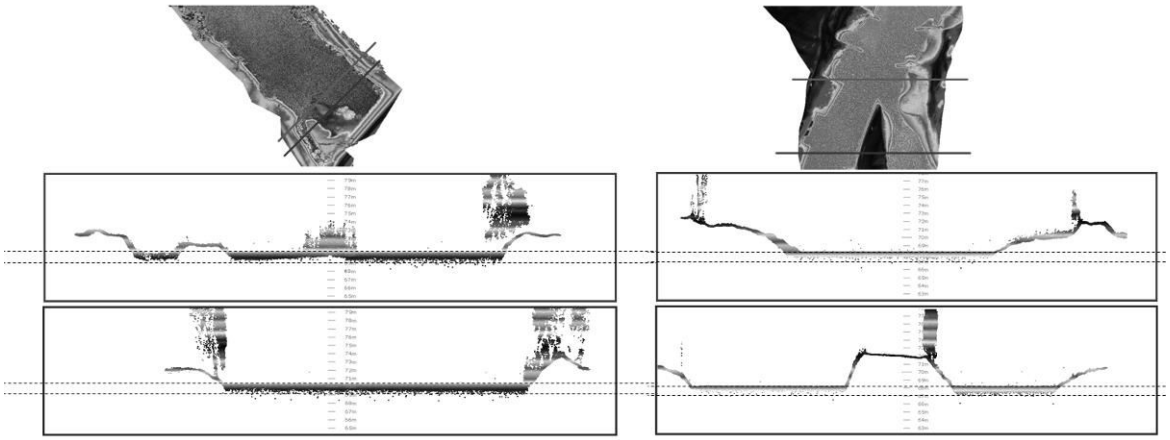


Abbildung 7: Eindringtiefen des RIEGL VQ820G im Bereich des Klödener Risses und der Elbe (rechts)

Die Genauigkeit beider Scanner konnte anhand von Referenzflächen überprüft werden. Aufbauend auf den Stützpunkten erfolgte eine Ableitung von Referenzflächenmodellen auf Basis bivariater Polynome, die den ALS-Beobachtungen gegenübergestellt wurden. Im Fall des AHAB CHIROPTERA$_I$ ergaben sich für alle großen Referenzflächen ähnliche Ergebnisse. Die Beobachtungen lagen zwischen 0,115m–0,128m (topografischer Kanal) und 0,105m-0,137m (bathymetrischer Kanal) über den Referenzmodellen, wobei die Standardabweichung der Differenzen zwischen 0,02m und 0,05m variierte. Die Differenzen basieren auf direkt georeferenzierten Beobachtungen bzw. es wurden keine Anpassungen an Referenzflächen vorgenommen. Von den festgestellten Abweichungen lassen sich 0,097m durch eine nicht korrekt berücksichtigte Antennenhöhe der Referenzantenne erklären. Mit dem RIEGL VQ820G wurde nur eine große Referenzfläche mehrfach überflogen, wobei sich mittlere Abweichungen von 0,03m mit einer Standardabweichung der Differenzen von etwa 0,02m ergeben haben. Die Ergebnisse sind in Abbildung 8 dargestellt.

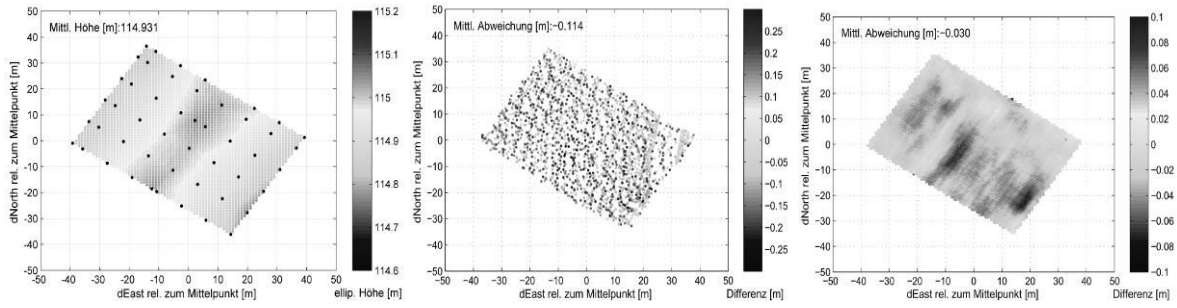


Abbildung 8: Referenzfläche (oben) und Differenzen der ALS-Beobachtungen zur Referenzfläche (unten links: AHAB CHIROPTERA$_I$, unten rechts: RIEGL VQ820G)

In den Altarmen wurden den erfassten Gewässerbettpunkten die Gewässerbettmodelle auf Basis konventioneller Messmethoden gegenübergestellt. Nach Korrektur

um -0,097m haben sich für den AHAB CHIROPTERA$_I$ je nach Altarm mittlere Differenzen von -0,05m – 0,07m bei Standardabweichungen von 0,13m – 0,18m herausgestellt (Abbildung 9). Bei den in Abbildung 9 dunkel dargestellten Punkten handelt es sich um fehlklassifizierte Punkte, die nicht in die Berechnung der mittleren Abweichungen oder Standardabweichungen eingeflossen sind. Für den RIEGL VQ820G liegen noch keine final klassifizierten Beobachtungen vor, weshalb keine Vergleiche mit den Ergebnissen der Gewässervermessung durchgeführt wurden.

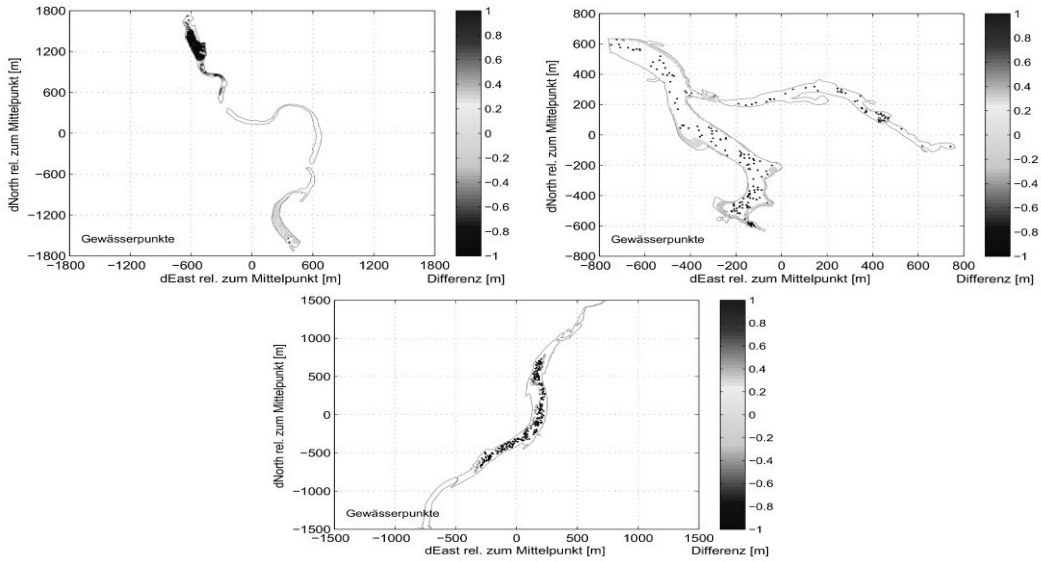


Abbildung 9: Differenzen zwischen den Ergebnissen der Gewässervermessung und den ALS-Beobachtungen (AHAB CHIROPTERA$_I$) in den Altarmen

Neben den Gewässerbettpunkten wurden durch beide ALS-Systeme auch Punkte auf der Wasseroberfläche erfasst. Vergleiche von georeferenzierten Pegelbeobachtungen und ALS-Beobachtungen in unmittelbarer Pegelnähe haben gezeigt, dass mit beiden Systemen die Höhe der Wasseroberfläche relativ gut erfasst werden konnte. Im Fall des AHAB CHIROPTERA$_I$ wurden um Umkreis von 50m rund um den Pegel Elster ALS-Punkte erfasst, wobei die Punktwolke im Mittel 0,091m über bzw. nach Korrektur um -0,097m um 0,006m über der Wasseroberfläche lag. Die Standardabweichung der Differenzen ist mit 0,03m relativ gering. Bedingt durch die höhere Pulsrate hat der RIEGL VQ820G im gleichen Umkreis wesentlich mehr Punkte erfasst. Bei mehreren Überflügen ergab sich im Mittel eine Abweichung von 0,078m, wobei die ALS-Punktwolke unterhalb der realen Wasseroberfläche lag (Abbildung 10). Die Standardabweichung betrug in diesem Fall ebenfalls 0,03m.

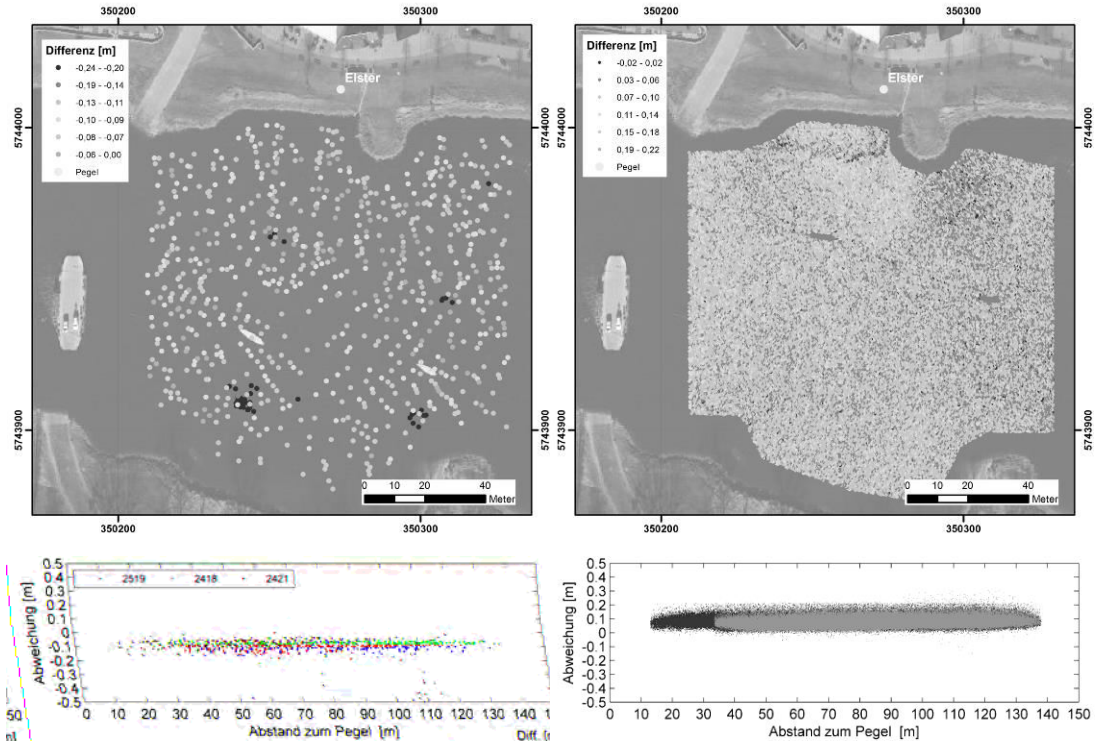


Abbildung 10: Differenzen der Wasseroberflächenhöhen mit den Pegelbeobachtungen (links: AHAB CHIROPTERA$_I$, rechts RIEGL VQ820G)

3 Zusammenfassung

Zusammenfassend lässt sich sagen, dass beide Systeme sowohl an Land als auch im Wasser funktionieren, die Erwartungen aber nicht erfüllt werden konnten. Die Ergebnisse an Land sind mit den Ergebnissen konventioneller ALS-Systeme vergleichbar. Bedingt durch die Trübung der Gewässer und den schlechten Reflektionseigenschaften des Gewässerbodens konnten die Laserimpulse die Elbe nicht durchdringen und somit war keine Erfassung des Gewässerbetts der Elbe möglich.

Für die Altarme lässt sich keine generell gültige Aussage treffen. Im Fall von klarem Wasser wurden Eindringtiefen erreicht, die den Herstellerangaben entsprochen haben. AHAB gibt für den CHIROPTERA$_I$ als Eindringtiefe die 1,3-fache Sichttiefe und RIEGL für den VQ820G die einfache Sichttiefe an, was im Rahmen des Projektes bestätigt wurde. Aktuell wird von Seiten der Herstellerfirma des AHAB CHIROPTERA$_I$ ein verbesserter Algorithmus zur Auswertung der Rückkehrimpulse in trüben Gewässern entwickelt. Erste Ergebnisse deuten darauf hin, dass damit eine gewisse Verbesserung der Eindringtiefe erreicht und somit mehr Bodenpunkte erfasst werden können. Inwieweit sich damit auch die Ergebnisse im Bereich der Elbe verbessern lassen, bleibt abzuwarten. Bedingt

durch die relativ starke Trübung der Elbe ist zu befürchten, dass die gesamte Energie der Laserimpulse auf dem Weg zum Gewässerboden absorbiert bzw. diffus reflektiert wird. Folglich sind im Rückkehrsignal keine Reflektionen vom Gewässerboden enthalten, wodurch dieser nicht erfasst werden kann.

Vergleiche mit Peilbeobachtungen in den Altarmen haben gezeigt, dass die ALS-Gewässerbettpunkte einer sehr starken Streuung unterworfen sind, im Mittel aber nahezu immer etwas über der dem Gewässerbettmodell lagen. Es hat sich weiterhin gezeigt, dass die Laserbathymetrie nur dann funktioniert, wenn der Gewässerboden frei von Vegetation ist. Im Fall von Vegetation wird das Laserlicht an deren Oberfläche reflektiert und der Gewässerboden nicht erfasst. Neben den Gewässerbettpunkten werden durch die Laserbathymetrie auch Punkte an der Wasseroberfläche erfasst. Vergleiche mit Pegelbeobachtungen haben gezeigt, dass beide Systeme zwar Punkte an der Wasseroberfläche erfassen, die resultierenden Punktwolken aber zum Teil gegenüber der realen Wasseroberfläche verschoben sind.

4 Literatur

Guenther, G. (1985): Airborne Laser Hydrography - System Design and Performace Factors . NOAA Professional Paper Series National Ocean Service 1

Autor:

Dr.-Ing. Robert Weiß

Bundesanstalt für Gewässerkunde
Referat Geodäsie
Am Mainzer Tor 1
56068 Koblenz

Tel.: +49 261 1306 5289
Fax: +49 261 1306 5088
E-Mail: weiss@bafg.de

Technische Universität Dresden – Fakultät Bauingenieurwesen
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

38. Dresdner Wasserbaukolloquium 2015
„Messen und Überwachen im Wasserbau und am Gewässer“

Charakterisierung von Bauteiloberflächen mittels Lasertriangulation bei der Instandsetzung

Nico Vogler
Gregor Gluth
Klaus Oppat
Hans-Carsten Kühne

Die Funktionalität und Dauerhaftigkeit von Instandsetzungs- und Verstärkungssystemen an Bauwerken hängt in einem hohen Maß von der Beschaffenheit der Bauteiloberfläche ab. Als aussagekräftiger Parameter bei der Instandsetzung dient hierbei die Rauigkeit oder Rautiefe. Die Bestimmung der Rautiefe wird im Baubereich seit vielen Jahrzehnten unter Verwendung des Sandflächenverfahrens durchgeführt. Dieses volumetrische Messverfahren hat sich als robust und sehr praktikabel erwiesen. Es ist vergleichsweise einfach und ohne größeren Kostenaufwand umsetzbar. Dennoch weist es einige Schwächen in der Anwendung auf. Der größte Mangel ist die Beschränkung auf horizontale, trockene Oberflächen. Sowohl auf vertikalen, geneigten oder gekrümmten Oberflächen als auch „über Kopf“ lässt sich dieses Verfahren nicht anwenden. Bedingt durch verschiedene nationale Normen und unterschiedliche Anwendungsbereiche, weichen sowohl die zu verwendenden Prüfmittel als auch die zu ermittelnden Kenngrößen stark voneinander ab. Dies macht eine genaue Kenntnis über die verschiedenen Vorschriften und deren Inhalte notwendig. Ein weiterer Nachteil ist die, durch das Verfahren bedingte, starke Streuung über den „Prüfereinfluss“ in den zu erzielenden Ergebnissen. Untersuchungen zur Wiederholgenauigkeit ergaben Schwankungen von bis zu 20 Prozent in Abhängigkeit von Prüfer und Prüfvorschrift.
An der BAM wurde deshalb ein automatisiertes Messsystem entwickelt, mit dem Rautiefen von Bauteiloberflächen in Anlehnung an bereits standardisierte Verfahren bestimmt werden können. Das handliche und einfach zu bedienende Gerät wurde für den Baustelleneinsatz konzipiert und arbeitet demzufolge auch unter baustellenüblichen Bedingungen zuverlässig. Durch das laserbasierte Verfahren sind Rauigkeitsmessungen in Bereichen möglich, die durch das Sandflächenverfahren nicht abgedeckt werden können. Die kurzen Messzeiten und der hohe Automatisierungsgrad reduzieren den systematischen Fehler und den Einfluss des Prüfers auf ein Minimum, was zu einer hohen Wiederholgenauigkeit führt. Aufgrund der Implementierung geeigneter Berechnungsalgorithmen entsprechen die vom System ausgegebenen Ergebnisse denen, der seit Jahrzehnten mit den volumetrischen Messverfahren erzielten Messwerte.

Stichworte: Instandsetzung, Rauigkeit, optische Messtechnik, Oberflächencharakterisierung

1 Rauigkeitsmessung

Die Oberflächenrauigkeit eines Bauteils hat einen signifikanten Einfluss auf den Haftverbund zwischen Bauwerken und Instandsetzungs- bzw. Verstärkungssystemen. Um eine widerstandsfähige und dauerhafte Verbindung realisieren zu können ist ein Mindestmaß an Oberflächenstruktur erforderlich. Diese weist der Baukörper im Idealfall bereits auf oder sie muss durch Oberflächenbehandlungsmethoden hergestellt werden. Im Regelfall sind diese Strukturen rein zufällig und besitzen keinerlei Regelmäßigkeiten. In diesen Fällen spricht man von der Rauigkeit einer Oberfläche. Nach *DIN 4760: 1982* gehört die Rauigkeit zu den Gestaltabweichungen und wird je nach Struktur in verschiedene Ordnungen unterteilt. An realen Oberflächen treten häufig mehrere Ordnungen gleichzeitig in überlagerter Form auf. Die genaue Definition der Rauigkeit hängt sehr stark vom jeweiligen Anwendungsbereich ab. Im Maschinenbau spricht man bei Strukturen im Mikrometer-Bereich bereits von Rauigkeiten während im Bauwesen Größenordnungen von einigen Millimetern erreicht werden können. Die möglichen Messmittel bei der Bestimmung der Rauigkeit variieren ebenfalls in Abhängigkeit des Anwendungsbereichs und damit von der Größenordnung der Strukturen. Bei sehr kleinen Rauigkeiten kommen sehr häufig taktile Systeme zum Einsatz. Bei diesen wird die Oberfläche mittels einer Tastspitze aus Stahl oder Diamant abgetastet und die Höhenposition der Nadel detektiert. Da der Tastspitzendurchmesser lediglich wenige Mikrometer beträgt und sehr empfindlich auf mechanische Krafteinwirkung reagiert, ist dieses Verfahren für den Baubereich eher ungeeignet. Stattdessen wird im Baubereich das sogenannte Sandflächenverfahren eingesetzt. Dieses eignet sich jedoch nur für horizontale, trockene Oberflächen und stößt somit sehr schnell an seine anwendungstechnischen Grenzen. Dank der starken Innovationen im Bereich der Optik verschiebt sich das Verhältnis der eingesetzten Verfahren sehr stark in den Bereich der berührungslosen, optischen Messtechnik. Besonders geeignet sind Methoden die nach photogrammetrischen oder laserbasierten Prinzipien arbeiten. Die Auswahl geeigneter Rauheitsparameter erweist sich ebenso schwierig wie die Definition der Rauheit selbst. In der *DIN EN ISO 13473-1* und *DIN EN ISO 4287* werden verschiedene Vorschläge für mögliche Rauheitsparameter gemacht. Die hier beschriebenen Parameter sind aus den zuvor zu ermittelnden Oberflächenprofilen abzuleiten.

1.1 Das Sandflächenverfahren

Zur Quantifizierung von Oberflächentexturen und Rauheiten im Baubereich wird seit Jahrzehnten das Sandflächenverfahren verwendet. Dabei handelt es

sich um ein volumetrisches Verfahren bei dem Oberflächenvertiefungen mit Hilfe eines Prüfmittels ausgefüllt werden. Als Prüfmittel ist in den meisten Normen eine genau festgelegte Menge Sand mit einer definierten Korngrößenverteilung vorgegeben. Diese wird mittels einer Kunststoff- oder Hartholzscheibe kreisförmig auf der Oberfläche verteilt.

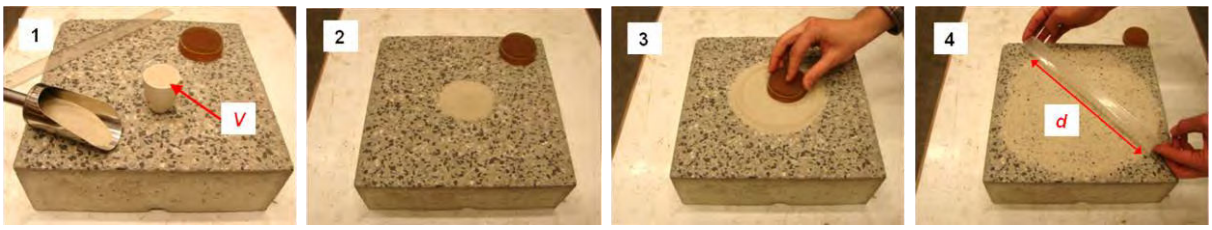


Abbildung 1: Durchführung des Sandflächenverfahrens; *Vogler (2003)*

Der sich daraus ergebende Kreisdurchmesser kann anschließend z.B. durch folgenden mathematischen Zusammenhang (1) in eine Rautiefe $Rt_{Kaufmann}$ umgerechnet werden.

$$Rt_{Kaufmann} = \frac{4 \cdot V}{\pi \cdot d^2} \tag{1}$$

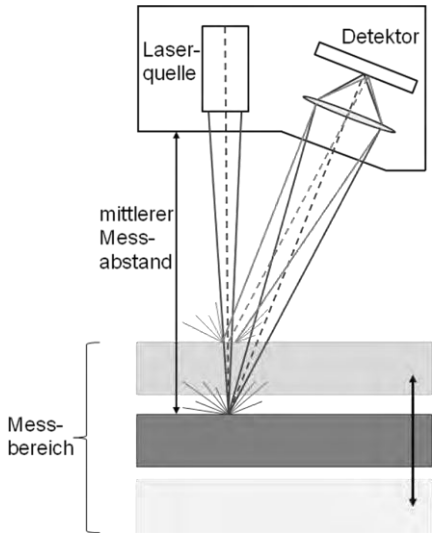
Damit entspricht die Rautiefe $Rt_{Kaufmann}$ der Höhe eines Zylinders mit dem Durchmesser d und dem Volumen V. Nach DIN EN ISO 13473-1 wird dieser Wert auch als mittlere Texturtiefe (MTD) bezeichnet.

Bedingt durch die Art des Verfahrens und den daraus resultierenden physikalischen Gegebenheiten ist diese Methode nur bedingt einsetzbar. Sowohl stark geneigte als auch gekrümmte Oberflächen bieten einen ungünstigen Untergrund für die Durchführung dieses Verfahrens. Zur Untersuchung von vertikalen Bauteiloberflächen bzw. von Deckenuntersichten ist dieses Verfahren gänzlich ungeeignet. Zur Lösung dieses Problems sind verschiedene Ansätze, wie etwa Pasten untersucht worden. Diese führten jedoch nicht zu einem zufriedenstellenden Ergebnis. Als praktikabler erwiesen sich Silikonabdrücke der Bauteiloberflächen zu erzeugen und anschließend das Sandflächenverfahren an diesen Negativformen durchzuführen. Diese Vorgehensweise ist jedoch kostenintensiv und nimmt zudem sehr viel Zeit in Anspruch.
Nach den verschiedenen Normen wird ein trockener Untergrund für die Messung vorausgesetzt, was den Präparationsaufwand erhöhen kann. Ein nicht zu vernachlässigender Faktor ist der Anwender selbst. Sowohl das Verreiben des Sandes als auch das Ausmessen des Kreisdurchmessers obliegt dem Empfinden

der ausführenden Person. So haben Untersuchungen von *Mellmann & Oppat* (2008) bzw. von *Gluth* (2010) gezeigt, dass es somit zu Abweichungen von bis zu 20 Prozent kommen kann, wenn Oberflächen mehrfach sowohl von einer als auch von mehreren Probanden untersucht werden.

1.2 Laserbasierte Rauigkeitsmessung

Die Ermittlung des Oberflächenprofils mit dem hier vorgestellten Messsystem basiert auf der Abstandsmessung mittels Lasertriangulation.
Dabei wird die zu untersuchende Oberfläche von einem Laserstrahl abgetastet und ein Teil des von der Oberfläche diffus reflektierten Lichtes mittels entsprechender Optiken auf einen CCD- bzw. PSD-Detektor gelenkt. Laser und Detektor sind so angeordnet, dass eine Änderung des Abstandes zwischen Laser und Bauteiloberfläche automatisch zu einer Änderung der Position des Signals auf dem Detektor führt. Über entsprechende trigonometrische Zusammenhänge kann anschließend aus der Position des Signals auf dem Detektor der Abstand zwischen Messsystem und Oberfläche berechnet werden.



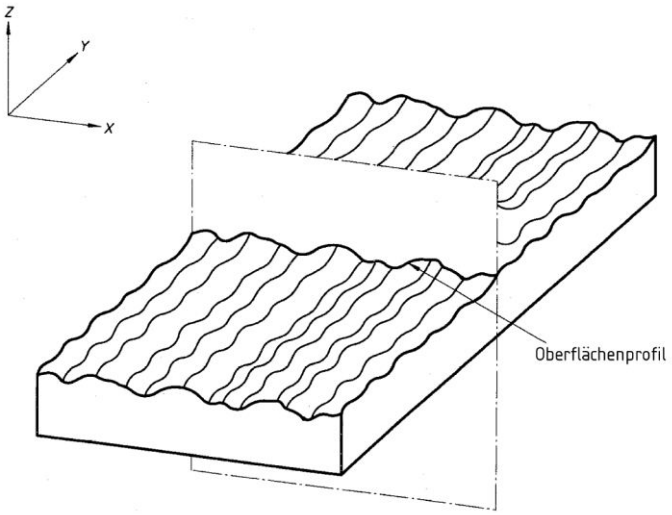


Abbildung 2: Funktionsprinzip der Lasertriangulation

Abbildung 3: Oberflächenprofil**;** *DIN EN ISO 4287:1998-10*

Dieser Abstand wird in Form einer Raumkoordinate (x, y, z) abgelegt und durch Bewegen des Laserstrahls über die Oberfläche die Topographie der Selbigen in einer oder zwei Raumrichtungen ermittelt. Durch die Verwendung zusätzlicher Optiken im Strahlengang kann die Form des Laserstrahls angepasst werden. So ist es möglich die Oberfläche mit einem linienförmigen Laserstrahl abzutasten, wodurch sich die Messzeiten noch einmal erheblich reduzieren lassen. Weiterhin

bedarf diese Messanordnung keinerlei mechanisch bewegter Teile, was zur Erhöhung der Stabilität und Funktionalität beiträgt.
Durch die Anordnung der einzelnen Komponenten ergibt sich ein Winkel zwischen dem vom Laser emittierten und dem von der Oberfläche reflektierten Strahl. Bei sehr ungünstigen Bedingungen können Graben- bzw. Porenstrukturen zu einer Verschattung des Laserstrahls führen, was die Detektion des reflektierten Lichtes verhindert. Um diese Effekte ausschließen zu können, ist ein Mindestabstand zwischen Detektor und Probenoberfläche erforderlich. Weiterhin müssen die erzielten Ergebnisse ständig überwacht, und fehlerhafte Messungen umgehend wiederholt werden. Über geeignete Auswertealgorithmen kann diese Überwachung jedoch automatisiert werden, wodurch nur unerheblich längere Messzeiten entstehen.

2 Das System

Versuche von *Mellmann & Oppat (2008)* haben gezeigt, dass die Länge der Messtrecke direkten Einfluss auf die Korrelation zwischen den Ergebnissen von Sandflächen- und laserbasiertem Verfahren hat. Auf Grundlage dieser Erkenntnis wird bei dem hier vorgestellten System ein Messkopf mit 640 Messpunkten, bezogen auf eine Messstrecke von 50 Millimetern, verwendet. Damit ergibt sich eine laterale Auflösung von ca. 0,08 mm bei einer Höhenauflösung von 0,01 mm.
Um einen repräsentativen Mittelwert für die zu untersuchenden Flächen generieren zu können, sind Mehrfachmessungen erforderlich. In Abhängigkeit der Untergründe sind mindestens 10 Messungen durchzuführen und die Ergebnisse im Anschluss zu mitteln. Bei sehr inhomogenen Strukturverteilungen ist die Anzahl der Messungen dementsprechend anzupassen. Dabei ist darauf zu achten, dass die Messstellen gleichmäßig auf der zu untersuchenden Oberfläche verteilt werden.

Das an der BAM entwickelte Messsystem soll eine Alternative zu dem bereits etablierten Sandflächenverfahren darstellen. Daher müssen die mit dem Lasersystem zu erzielenden Messergebnisse absolut vergleichbar mit denen des Sandflächenverfahrens sein. Zur Umsetzung dieser Anforderung wurden verschiedene Rauheitsparameter auf ihre Anwendbarkeit untersucht. Als besonders geeignet haben sich dabei der arithmetische Mittelwert der Profilordinaten *Ra* und ein bereits von *Oppat (2008)t* verwendeter Parameter, der hier als Rt_{Laser} bezeichnet wird, erwiesen.

Der in der Praxis am häufigsten verwendete Parameter ist der arithmetische Mittelwert der Beträge aller Ordinatenwerte des Oberflächenprofils. Dieser wird auch als *Ra* bezeichnet.

$$Ra = \frac{1}{l}\int_0^l |Z(x)|dx \tag{2}$$

Dabei ergibt sich Ra aus dem Integral alle Abstände der Profilwerte von der Mittellinie über die Messstrecke l.
Bereits im Jahr *2008* haben *Mellmann und Oppat* Versuche zur Bestimmung der Rauheit von Bauteiloberflächen unter Zuhilfenahme von laserbasierten Technologien durchgeführt. Dabei wurde die Oberfläche mittels eines Punktlasers linienförmig abgetastet. Als Rauheitsparameter wurde dabei die Kenngröße Rt_{Laser} eingeführt. Diese orientiert sich sehr stark an dem aus dem Sandflächenverfahren ermittelten Parameter $Rt_{Kaufmann}$

$$Rt_{Laser} = \frac{A}{l} \tag{3}$$

Zur Bestimmung dieser Kenngröße wird eine obere Berührlinie an den maximalen Ordinatenwert innerhalb der Messstrecke angelegt und parallel zur Mittelline des Profils ausgerichtet. Anschließend wird die Fläche zwischen Berührlinie und Profillinie ermittelt. Dementsprechend stellt Rt_{Laser} einen auf 2-Dimensionen reduzierten Ansatz des bereits in (1) beschriebenen 3-dimensionalen Körpers an der Stelle y mit der Länge l da.
Bedingt durch die technischen Gegebenheiten des Messsystems handelt es sich bei den ermittelbaren Profildaten lediglich um eine Anzahl von Messpunkten, die sich über die Messstrecke l verteilen. Aus diesem Grund ist eine entsprechende Anpassung der Gleichung (3) notwendig. Dazu wird die Gesamtfläche A in i Teilflächen untergliedert. Diese ergeben sich jeweils aus dem Ordinatenwert Z_i und dem Abstand zwischen zwei aufeinanderfolgenden Messpunkten Δx_i.

$$A_i = Z_i \cdot \Delta x_i \tag{4}$$

Über die Summe aller Teilflächen A_i kann anschließend die Rautiefe Rt_{Laser} ermittelt werden.

$$Rt_{Laser} = \frac{1}{l} \cdot \Sigma_{i=0}^{l-1} A_i \tag{5}$$

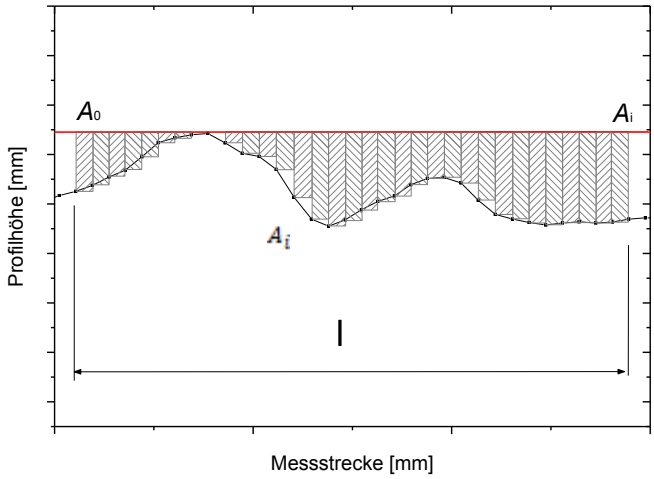


Abbildung 4: Bestimmung der Fläche zwischen oberer Berührlinie und dem ermittelten Oberflächenprofil

Bei Rt_{Laser} handelt es sich wie bereits beschrieben lediglich um eine Näherung an die im Bauwesen übliche Kenngrößen. Um die Ergebnisse beider Messprinzipien miteinander vergleichen zu können, muss anschließend eine entsprechende Umrechnung stattfinden. Die dafür erforderlichen Funktionen und Faktoren werden im Allgemeinen empirisch ermittelt.
Zur Berechnung der notwendigen Funktionen sind die Rautiefen an einer Vielzahl von Probekörpern zu ermitteln. Dabei unterscheiden sich die Oberflächen sowohl in ihrer Zusammensetzung als auch in ihrer Beschaffenheit.



Abbildung 5: Beispiele der Untersuchten Oberflächen, a) Rt = 2 mm, b) Rt = 1 mm, c) Rt = 0,3 mm

Bei der Durchführung der verschiedenen Sandflächenverfahren ist darauf zu achten, dass die in den jeweiligen Normen und Vorschriften vorgegebenen Prüfmittel verwendet werden (Tabelle 1). Zudem sind die Untersuchungen von einer größeren Probandenzahl durchzuführen und auch zu wiederholen. Somit können Abweichungen in den Ergebnissen durch Fehler bei der Durchführung

weitestgehend ausgeschlossen werden. Zudem wird die für das Sandflächenverfahren typische Streuung der Ergebnisse in die Betrachtung mit einbezogen.

Tabelle 1 Korngemenge zur Bestimmung der Rautiefe nach verschiedenen Vorschriften

Vorschrift	Korngemenge	Korngröße	Menge
ZTV-ING	trockener Quarzsand	0,1-0,5 mm	25-50 cm³
DAfStb Rili SIB	trockener Quarzsand	0,1-0,3 mm	25-50 cm³
Kaufmann	Normensand I fein (DIN 1164)[1)]	0,063-0,2 mm	14 g (entspricht ca. 10 cm³)
DIN EN 1766	trockener Quarzsand	0,05-0,1 mm	5-25 cm³
DIN EN 13036-1	Glassand (Rundheit ≥ 90 %)	0,177-0,25 mm	≥ 25 cm³[2)]

[1)] gemahlener Quarzsand
[2)] Bei sehr glatten Oberflächen (d > 305 mm) ist eine geringere Menge zu verwenden.

Die an den einzelnen Probekörpern ermittelten Rautiefen ergeben sich jeweils aus der Mittelung einer Doppelbestimmung.
Für die anschließenden Messungen mit dem Laserscanner sind auf jedem Probekörper mindestens zehn Einzelmessungen durchzuführen. Bei der Auswahl der Messstellen ist lediglich darauf zu achten, dass sich die einzelnen Messpunkte über die gesamte Oberfläche verteilen um am Ende repräsentative Ergebnisse zu erhalten. Die Durchführung der laserbasierten Messung sollte ebenfalls mehrfach durchgeführt werden um die durch das Messverfahren bedingte Streuung der Ergebnisse in die spätere Berechnung mit einfließen zu lassen. Da der Zustand der untersuchten Oberflächen während der Messungen nicht verändert wird, sind etwaige Abweichungen in den Ergebnissen der beiden Verfahren auf die unterschiedlichen Prinzipien und die damit verbundenen Messunsicherheiten zurückzuführen. Die Ergebnisse werden anschließend in Beziehung gesetzt und so die erforderlichen Funktionen bestimmt.

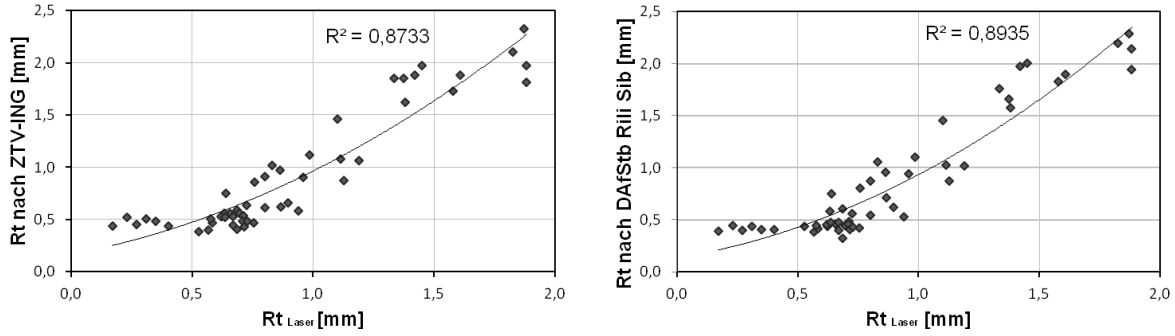


Abbildung 6: Gegenüberstellung der Ergebnisse aus Sandflächenverfahren nach ZTV-ING bzw. DAfStb Rili Sib und der laserbasierten Messung unter Verwendung von Rt_{Laser}

Durch die Implementierung dieser Funktionen in das Auswerteprogramm können die Ergebnisse der Lasermessungen mit den Ergebnissen der verschiedenen Sandflächenverfahren verglichen werden. Hierzu muss lediglich die gewünschte Vorschrift über ein entsprechendes Menü ausgewählt und die Messung gestartet werden. Der Prüfer erhält am Ende der Messung umgehend die gewünschten Kenngrößen.

3 Ergebnisse

Die Funktionalität des an der BAM entwickelten Rauigkeitmesssystems konnte schon mehrfach erfolgreich nachgewiesen werden. Dabei stimmen die mit dem Gerät erzielten Ergebnisse sehr gut mit denen der in Regelwerken erfassten Verfahren überein. Bedingt durch den hohen Automatisierungsgrad wird der Einfluss des Prüfers auf ein Minimum reduziert, was zu einer erheblich größeren Wiederholgenauigkeit führt. Untersuchungen zeigen eine um fünfzig Prozent geringere Streuung der Ergebnisse im Vergleich zu den Sandflächenverfahren (Abbildung 7). Messungen an vertikalen, geneigten und gekrümmten Oberflächen bzw. über Kopf sind mit diesem System einfach und unkompliziert möglich. Bei zehn Messpunkten liegt die Messdauer und Verarbeitungszeit des Systems bei unter einer Minute. Damit reduziert sich der zeitliche Aufwand im Vergleich zu den Sandflächenverfahren erheblich. Zudem werden für die Prüfung mit dem hier vorgestellten System keine weiteren Prüfmittel benötigt. Aufwendige und kostenintensive Kalibrierungen sind ebenfalls nicht notwendig, da bei der Realisierung auf bewegte mechanische Teile verzichtet wurde. Zur Überprüfung der Funktion sind lediglich Einzelmessungen an einem genau definierten Standard durchzuführen.

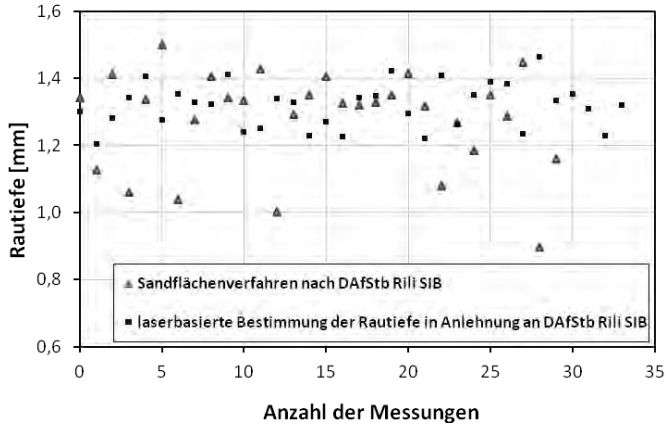




Abbildung 7: Untersuchung der Wiederholgenauigkeit von Sandflächenverfahren und laserbasierter Rauigkeitsmessung

Abbildung 8: Messsystem bestehend aus Mess- und Auswerteeinheit

4 Literatur

Gluth, G.J.G.; Oppat, K.; Vogler, N.; Kühne, H.-C.(2010): Vergleich unterschiedlicher Verfahren zur Messung der Oberflächenrauheit, 7. Internationales Kolloquium Industrieböden 2010, S. 135-141

DAfStb-Richtlinie Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen (Instandsetzungsrichtlinie), Ausgabe Oktober 2001

DIN EN 13036-1:2001-08, Oberflächeneigenschaften von Straßen und Flugplätzen - Prüfverfahren – Teil 1: Messung der Makrotexturtiefe mit Hilfe eines volumetrischen Verfahrens

DIN EN 1766:2000-03, Produkte und Systeme für den Schutz und die Instandsetzung von Betontragwerken-Prüfverfahren-Referenzbetone für Prüfung

DIN EN ISO 4287:1998-10, Geometrische Produktspezifikationen (GPS) – Oberflächenbeschaffenheit: Tastschnittverfahren – Benennungen, Definitionen und Kenngrößen der Oberflächenbeschaffenheit.

DIN 4760:1982-06, Gestaltabweichungen; Begriffe, Ordnungssystem.

Kaufmann, N.(1971): Das Sandflächenverfahren, Straßenbau-Technik, Jg. 24 (1971), H. 3, S. 131-135

Mellmann, G.; Oppat, K.(2008): Maß für Maß: Rautiefen-Bestimmung von Betonoberflächen mittels Laserverfahren, Bautenschutz + Bausanierung, Jg. 31 (2008), H.2 S.30-32

Momber, A. W.; Schulz, R.-R.(2006): Handbuch der Oberflächenbearbeitung Beton: Bearbeitung-Eigenschaften-Prüfung, Birkhäuser, 2006

Vogler, N.; Gluth, G.J.G..; Oppat, K.; Kühne, H.-C.(2013): Optical measurement techniques to determine the properties of surfaces for the repair in the field of construction, International Conference on Advances in Cement and Concrete Technology in Africa 2013, S. 1063-1071

Vogler, N.; Gluth, G.J.G..; Oppat, K.; Kühne, H.-C.(2013)*: Charakterisierung von Bauteiloberflächen mittels laserbasierter Rauigkeitsmessung, Tagung Werkstoffprüfung 2013, S. 291-296

Autoren:

Nico Vogler

Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung
Unter den Eichen 87
12205 Berlin

Tel.: +49 (0)30 8104 3226
Fax: +49 (0)30 8104 1717
E-Mail: Nico.Vogler@bam.de

Dr.-Ing. Gregor J.G. Gluth
Klaus Oppat
Dr.-Ing. Hans-Carsten Kühne

Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung
Unter den Eichen 87
12205 Berlin

Tel.: +49 (0)30 8104 1711
Fax: +49 (0)30 8104 1717
E-Mail: Gregor.Gluth@bam.de
Hans-Carsten.Kuehne@bam.de

Technische Universität Dresden – Fakultät Bauingenieurwesen
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

38. Dresdner Wasserbaukolloquium 2015
„Messen und Überwachen im Wasserbau und am Gewässer“

Hydrodynamische Modellversuche zur Versandungsproblematik in Fließgewässern der Böhmischen Masse

Petr Lichtneger
Tobias Mayer
Jacob Holzinger
Helmut Habersack
Christoph Hauer

Im Oberösterreichischen Mühlviertel bzw. Teilen des Bayerischen Waldes wird ein langfristiger Prozess einer zunehmenden „Versandung“ (Grobsand und Feinkies 1 mm – 10 mm) der Flüsse beobachtet. Das Flusssystem der Böhmischen Masse wird somit nachhaltig degradiert, da die Hohlräume im Flussbett fehlen und die gröberen Steine überdeckt werden. Die Auswirkungen betreffen Makrozoobenthos, Laichhabitate oder Flussperlmuschel (Abbildung: Schematische Darstellung der Überdeckung eine Kieslaichplatzes durch verstärkten Eintrag von Grobsand bzw. Feinkies). Zur Unterstützung eines großflächigen Monitorings wurden einerseits hydrodynamisch-numerische Untersuchungen durchgeführt, mit dem Ziel, den Versandungsprozess zu veranschaulichen und zu klären, welche weitere hydraulischen Auswirkungen die Versandung mit sich bringt (z.B. Hochwasserschutz) und mit welchen Maßnahmen eine nachhaltige Verbesserung zu erzielen wäre. Um die Grundlagen des Sedimenttransport unter diesen speziellen Verhältnissen besser zu verstehen wurde in der hydraulischen Versuchsrinne des IWHW daher ein Schnittmodell der rauen Sohle im Maßstab 1:1 nachgebaut und der Versandungsprozess mit den in Natur ermittelten Kornfraktionen simuliert. Im Zuge der Versuche wurden die Geschwindigkeitsprofile mittels Mikroflügel über die raue sowie versandete Sohle und die morphologischen Veränderungen des Modellflussbetts mit einem Laserprofilscanner zeitaufgelöst aufgenommen. Im Paper werden die Modellversuche, angewandten Messverfahren und erzielte Messergebnisse präsentiert und die resultierenden Überlegungen zur Maßnahmen, die zur Verbesserung oder Wiederherstellung des optimalen Zustands der Flusssohle führen könnten, dargelegt.

Stichworte: Hydrodynamische Modelluntersuchung, Morphologie, Versandung, Laichplätze, Böhmische Masse

1 Einleitung

Das nördlich der Donau gelegene Mühlviertel bzw. auch weite Teile des Bayerischen Waldes zeigen auf Grund der geomorphologischen Rahmenbedingungen

(Kristallin der Böhmischen Masse) einige flussmorphologische Besonderheiten bzw. spezielle Probleme im Vergleich zu alpinen Fließgewässern. Weite Strecken der Flüsse entsprechen dem so genannten „Flachbettflusstyp“ ohne nennenswerte Strukturierung im Längsverlauf (z.B. Furt-Kolk Sequenzen) bzw. besitzen keine Kiesbankstrukturen entlang der Ufer (Hauer *et al.*, 2013a). Der typische Aufbau der Deckschicht der Flusssohle erfolgt durch Kornverteilungen des Meso- (d_m = 6 cm – 20 cm) aber auch des Makrolithals (d_m = 20 cm – 40 cm) mit nur geringem Rundungsgrad der Sedimente. Die tlw. geringe bordvolle Abflusskapazität ermöglicht selbst bei außergewöhnlichen Hochwasserereignissen (z.B. HQ_{100}) in vielen Fließgewässerstrecken kaum ein Aufreißen der Deckschicht durch zu geringe Sohlschubspannungen auf Grund von Austauschprozessen (Energieverlusten) mit dem überfluteten Vorland. Weiters ist geeigneter Laichkies (d_m = 2 cm – 5 cm) limitiert und großteils in der Unterschicht nicht für die Reproduktion von Salmoniden (Salmo trutta, *Thymallus thymallus*) verfügbar (Hauer *et al.*, 2011).



Abbildung 1: Versandeter Bereich an der Großen Mühl (Oberösterreich); deutlich ist der Verschluss des Lückenraums durch die Sandfraktionen zu erkennen bzw. der geringe Rundungsgrad des Deckschichtmaterials in der Mesolithal-Kornfraktion.

(a)



(b)



Abbildung 2: Vergleich zweier unterschiedlicher Probestellen zur Erhebung der MZB-Biomasse bzw. Abundanz an der Aist (a) morphologische Referenz, (b) versandeter Abschnitt (Fotos zur Verfügung gestellt von Dr. Graf).

Spezifische Probleme in Zusammenhang mit dem Feststoffhaushalt entstehen in der Region Mühlviertel / Bayerischer Wald vor allem durch den zunehmenden Eintrag von „Granitgrus“ (Grobsand und Feinkies) aus den Zubringerbächen in die Fließgewässersysteme von z.B. Großer Mühl, Aist und Naarn. Durch das Verschließen des Schotterlückenraums (Kolmation) kommt es zu einer kontinuierlichen und nachhaltigen (in jenen Bereichen die stabil bleiben bei außergewöhnlichen HW-Ereignissen) Degradation der Gewässersohle und der damit verbundenen Lebensraumeigenschaften (Abbildung 1). Beispielsweise konnte an der Aist (Oberösterreich) in vergleichenden Untersuchungen festgehalten werden, dass in versandeten Bereichen (vollständig von Granitgrus bedeckt) eine Reduktion der Benthos-Biomasse von > 80 % im Vergleich zu morphologischen Referenzstellen nachzuweisen war (Abbildung 2) (Leitner *et al.*, 2015). Neben den ökologischen Problemstellungen gibt es auch schutzwasserwirtschaftliche Fragestellung, die sich vor allem in den Übergangsbereichen vom Hochland zu den flachen Bereichen des Machlands bzw. Ottensheimer Beckens (Oberösterreich) ergeben. Durch Verringerung der notwendigen Abfuhrkapazität des Fließgewässers durch Anlandungen (reduzierte Transportkapazitäten durch geringes Gefälle) besteht in diesen Bereichen ein zusätzliches Gefährdungs- und Schadenspotenzial im Falle von Hochwasserereignissen.

In einigen dieser Übergangsbereiche (vom Hochland hin zu den Überflutungsflächen der Donau) kommt zu starken Verlandungstendenzen. Durch die infolge von Anlandungen bedingte Verringerung der Abfuhrkapazität / Gerinne-Querschnittes besteht an manchen Standorten zwar keine unmittelbare Gefährdung von Infrastruktureinrichtungen, jedoch sind in einer gesamtwirtschaftlichen Betrachtung die Materialräumungen in sehr kurzen Zeitabständen als nicht nachhaltig anzusehen. Generell muss abgelagertes Material (Sand- und Feinkiesfraktionen) in weiten Teilen des Mühlviertels geräumt werden, um den entsprechenden Abflussquerschnitt freizuhalten. Aus diesem Aspekt leitet sich die Notwendigkeit ab, das Geschiebe flussauf zurückzuhalten bzw. die Möglichkeiten zu diskutieren, das Geschiebe gezielt zu entnehmen. Jedoch war zum bisherigen Zeitpunkt noch zu wenig Wissen über die Geschiebequellen und den Grund für die zunehmende Versandung der Fließgewässer in den letzten Jahren vorhanden und Grundlagenforschungen für ein zukünftiges Management wurden als notwendig erachtet. Vor allem in einer überregionalen und grenzüberschreitenden Betrachtung.

Ziel des vorliegenden Fachbeitrags ist es auf Grund eines physikalischen Modellversuchs grundlegende Erkenntnisse über das Sedimenttransportverhaltens (Grobsand / Feinkies) in den Fließgewässern der Böhmischen Masse zu erhalten. Die Versuchsergebnisse sollen in ein zukünftiges Management einfließen um einerseits die Aussagekraft von numerischen Sedimenttransportmodellierungen in

der Region zu überprüfen (z.B. Annahmen zum Bewegungsbeginn des Korns) bzw. anderseits sollen auch die Rahmenbedingungen und Grenzen einer eigendynamischen Sanierung von versandeten Abschnitten aufgezeigt werden.

Modellversuch

1.1 Modellaufbau

Für die Untersuchung des Sedimenttransportverhaltens bzw. Versandungsprozesses wurde in der hydraulischen Versuchsrinne am IWHW (Breite = 300 mm) ein Schnittmodel der rauen Sohle im Maßstab 1:1 aufgebaut. Das Modell wurde in drei Bereiche mit unterschiedlicher Rauigkeit aufgeteilt: Bereich „A“ mit mittlerer Kerngröße d_m = 140 mm, Bereich „B“ mit d_m = 70 mm und Bereich „C“ mit d_m = 30 mm, und mit einem glatten Vorlauf- und Nachlaufbereich. Der Versuchsaufbau wird im Längenschnitt in der Abbildung 4 dargestellt. Die hydraulische Versuchsrinne wurde am zentralen Wasserkreislauf des Wasserbaulabors angeschlossen und außer der Durchfluss- und Wasserstands- Regelung ermöglicht sie auch die Einstellung des Sohlgefälles in Fließrichtung.

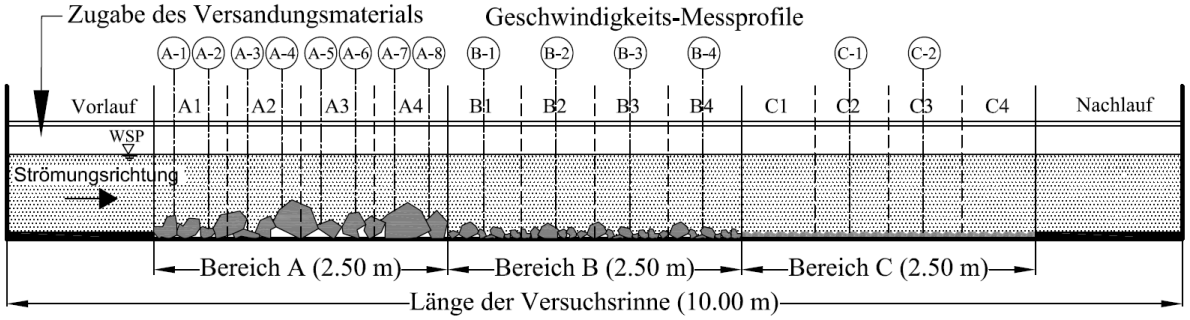


Abbildung 3: Versuchsaufbau.

1.2 Versuchsreihen und Versuchsablauf

Anhand von volumetrischen Proben (mehr als 600) an Fließgewässern im oberösterreichischen Mühlviertel und Korngrößenanalysen wurden als Versandungsmaterial zwei Korngrößenfraktionen (2 mm / 4 mm) gewählt und dementsprechend zwei Versuchsreihen mit jeweils drei Wiederholungen durchgeführt. Eine Übersicht über die Versuchsreihen gibt die Tabelle 1 wieder. Sie unterscheiden sich praktisch nur in der Größe der Schubspannung, die mit dem gleichen Fließquerschnitt, bzw. hydraulischen Radius R_h proportional nur zum Gefälle I ist:

$$\tau = \rho \cdot g \cdot R_h \cdot I, \qquad (1)$$

wo $\rho \cdot g \cdot R_h$ = konstant. Dadurch konnten ähnliche hydraulische Bedingungen mit nahezu gleicher Froude-Zahl Fr* für das Geschiebekorn simuliert werden.

Tabelle 1 Spezifikationen durchgeführter Versuchsreihen

Versuchsreihe	VR-I	VR-II
Korngröße des Sediments	d_s = 2 mm (Grobsand)	d_s = 4 mm (Feinkies)
Durchfluss	Q = 0,045 m^3/s	Q = 0,055 m^3/s
Spezifischer Durchfluss (q = Q/B)	q = 0,150 m^2/s	q = 0,183 m^2/s
Sohlgefälle	I = 0,3 %	I = 0,5 %
Wassertiefe	H = 0,3 m	H = 0,3 m
Wandschubspannung (1)	$\tau \cong 3$ N/m^2	$\tau \cong 5$ N/m^2
Froude-Zahl des Sedimentkorns	Fr* = 0,30	Fr* = 0,28

Während eines Modellversuchs wurde das Versandungsmaterial (Grobsand und Feinkies) im Vorlaufbereich auf die Sohle kontinuierlich zugegeben (ca. 40 kg / Stunde), so dass die gewählten Kornfraktionen gleichmäßig mit der Strömung weg transportiert wurden. Die sog. Versandungsfront passierte die ganze Versuchsstrecke (Bereiche A bis C) und die Hohlräume sowie flachere Bereiche wurden dabei mit Grobsand und Feinkies bedeckt (versandet). Um die Geschwindigkeit der Versandungsfront feststellen zu können, wurden die Bereiche A, B und C jeweils in vier kleinere Abschnitte unterteilt, und es wurde beobachtet, in welchen Zeitintervallen die wandernde Versandungsfront diese Unterbereiche (A1 bis C4, s. Abbildung 3) passiert.

Anschließend wurde die Sedimentzugabe eingestellt. Die nun vom Sediment ungesättigte Strömung hat die lose Sedimentschicht bis zu einem Gleichgewichtszustand (sog. Endzustand) wieder abgetragen. In jedem Versuch konnten also drei stabilisierte Zustände beobachtet und messtechnisch aufgenommen werden, s. Tabelle 2. Zusätzlich wurde die Strömung über eine eingebaute glatte Sohle als Referenzzustand eingenommen.

Tabelle 2 Definition der Gleichgewichtszustände während des Versuchsablaufs

Gleichgewichtszustand	Beschreibung
Raue Sohle	Raue Sohle ohne Sedimentschicht und ohne Sedimentzugabe, jeweils am Anfang des Versuchs
Versandete Sohle	Sohle bedeckt mit einer stabilisierter Sedimentschicht, gleichbleibende Sedimentzugabe
Endzustand	Endzustand nach Einstellung der Sedimentzugabe, die Sedimentschicht großenteils abgetragen und stabilisiert
Referenz	Glatte Sohle

1.3 Angewandte Messtechnik und Messprozedur

In der Längsachse der Versuchsrinne wurden insgesamt 14 Profile zur Messung der Geschwindigkeit definiert. Mit Rücksicht auf die sohlmorphologische Variabilität wurden im Bereich A insgesamt acht (A-1 bis A-8), im Bereich B vier (B-1 bis B-4) und im Bereich C zwei (C-1 und C-2) Messsenkrechten vorgesehen, s. Abbildung 3. In jedem Messprofil wurden typischerweise 7 örtliche Geschwindigkeiten in der Hauptfließrichtung aufgenommen, um die Geschwindigkeitsverteilung über die gesamte Wassertiefe zu bestimmen. Weil das Fließgeschwindigkeitsprofils mehrfach über Sohle mit qualitativ derselben Rauigkeit erfasst wurde, war es möglich die Variabilität des Geschwindigkeitsprofils anhand der somit realisierten Stichprobe X quantitativ durch ein Variationskoeffizient VK zu bewerten: VK(X) = Standardabweichung(X) / Mittelwert(X).

Für die Messung der örtlichen Geschwindigkeit wurde ein hydrometrischer Messflügel ZS 18 (in einer „Stab"-Ausführung) der Fa. Höntzsch verwendet. Die Messdaten aus dem Messflügel wurden direkt über ein Datenerfassungssystem ausgelesen, um die einzelnen Pulse des 4-schaufeligen Flügelrads auswerten zu können (4 Geschwindigkeitswerte pro Umdrehung). Die Messdauer in einem Punkt war 60 s und es wurde der Mittelwert V_m und die Turbulenzintensität $Tu = V_{std} / V_m \cdot 100\ \%$ ausgewertet, wo V_{std} die Standardabweichung der Geschwindigkeit darstellt. Der systematische Fehler, der durch die an Fließgeschwindigkeit abhängiger Flügelrad-Umdrehungsgeschwindigkeit entsteht, war bei der statistischen Auswertung zu berücksichtigen.

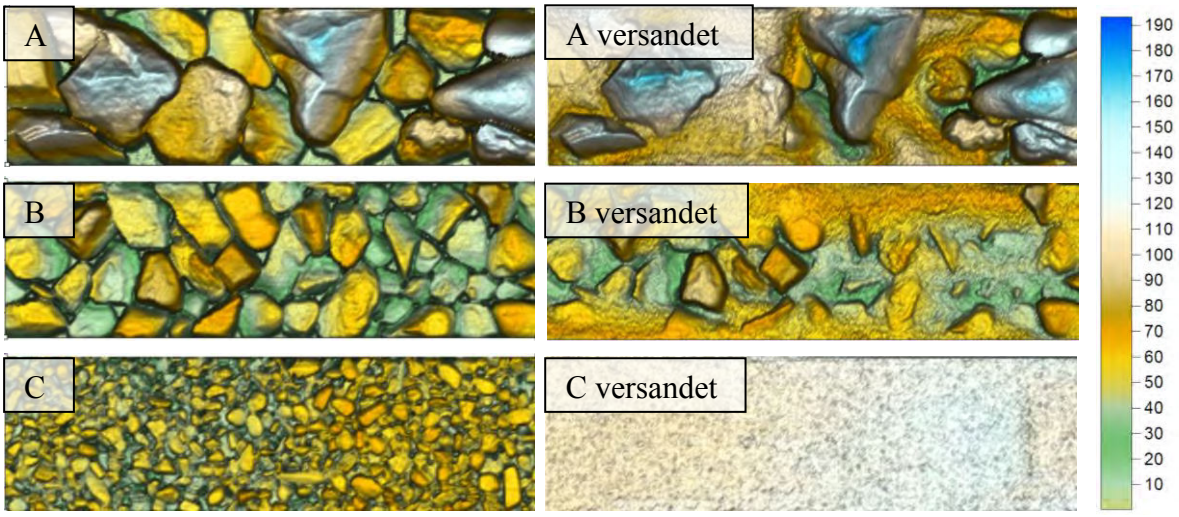


Abbildung 4: Visualisierung der Laser-Scan-Daten im Längenabschnitt von 1 m im Modellbereich A, B und C. Die Farbskala stellt die absolute Sohlenhöhe über Referenz. Sohlaufnahme der rauen (links) und versandeten (rechts) Sohle.

Zur Aufnahme der Sohlmorphologie, bzw. des digitalen Terrain-Modells (DTM), wurde ein Laser-Profil-Sensor (LPS) der Fa. Leuze verwendet. Dieses

basiert auf dem Triangulationsmessprinzip. Für eine Sohlaufnahme wurde die Versuchsrinne jedes Mal vom Wasser langsam entleert und mit dem LPS entlang der Rinne mehrfach vermessen. Die Verschiebung in der Längsrichtung (x) wurde mittels Reibrad mit inkrementalem Drehgeber mit Auflösung 0,5 mm aufgenommen. Die Rohdaten, die einzelne Messprofile (y,z) mit Auflösung << 1 mm, wurden ggf. gemittelt und interpoliert und auf einen regelmäßigen Gitter (x,y,z) mit definierten Abständen übertragen. Mit dieser Methode konnten präzise 3D-Sohlaufnahmen realisiert werden, wie bspw. in der Abbildung 4 dargestellt.

2 Ergebnisse

In der Abbildung 5 wird die Sohlmorphologie durch Verteilung der Sohlhöhen dargestellt, die mit dem Laserscann erfasst wurden. In den Diagrammen sind beide Versuchsreihen (VR-I und VR-II) nach der Versandung und in dem Endzustand sowie die raue Sohle vor dem Versandungsversuch abgebildet. Während des Versandungsprozesses wird die Sohle mit dem Sedimentmaterial überdeckt; die Verteilungskurven verschieben sich zu größeren Z-Werten. Nach Einstellung der Sedimentzugabe und Erreichung des Endzustands wurde entsprechend ein Teil der Anlandung wieder abgetragen. In allen Bereichen blieben allerdings die tiefsten Stellen (ΔZ = ca. 30 mm) dauerhaft mit dem feinen Sediment befüllt. Es ist ersichtlich, dass die dickste Schicht den Sohlbereich C betrifft, also genau den, wo die Laichplätze insbesondere relevant wären. Im Bereich mit Grobsteinsohle (Bereich A) sind die Folgen der Versandung hingegen nicht so gravierend und es bilden sich nur lokale Ablagerungen bis Z = 100 mm.

Tabelle 3 Festgestellte Volumen des Sediments (l/m^2) in Abhängigkeit von der Rauigkeit (Bereich A, B und C) und Versuchsreihe, bzw. Korngröße (d_s).

Rauigkeit (Sohlbereich)	Versandete Sohle [l/m^2]		Endzustand [l/m^2]		Differenz [%]	
	VR-I	VR-II	VR-I	VR-II	VR-I	VR-II
A	9.6	13.2	5.5	9.0	-43	-32
B	19.8	18.2	4.7	10.5	-76	-42
C	57.5	54.7	27.5	43.8	-52	-20

Die Sediment-Volumina, bzw. die Ablagerungen für die versandete Sohle und den Endzustand werden in Tabelle 3 zusammengefasst. Die kleinsten Ablagerungen finden in dem Bereich A statt, demgegenüber der Sohlbereich C wird mit vergleichsweise zu Bereich A ca. 5-fach so hoch belastet. Die Sohle im Bereich B

wird zwar wesentlich versandet, hat dennoch sehr gute Fähigkeit der Rekonvaleszenz, so dass der Endzustand praktisch dem des Sohlbereichs A gleicht.

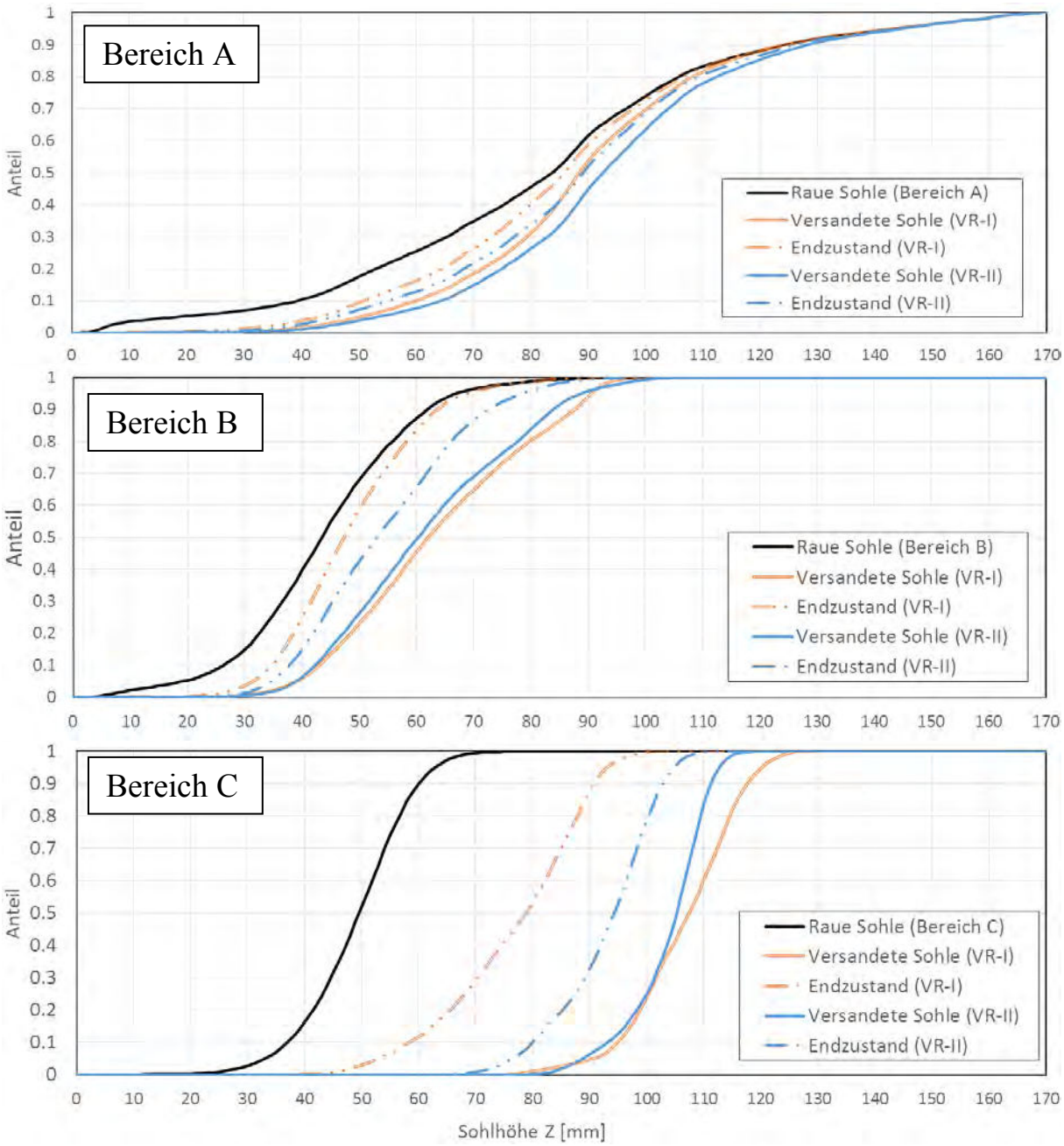


Abbildung 5: Kumulative Verteilung der Z-Ordinate des jeweiligen Sohlbereichs der rauen Sohle, versandeten Sohle und des Endzustands (definiert in Tabelle 2).

Die Dynamik des Versandungsprozesses wurde anhand Schubgeschwindigkeit der Versandungsfront bewertet, s. Tabelle 4. Die Versandung in dem Bereich A mit der größten Rauigkeit verbreitet sich am schnellsten, im Bereich C am langsamsten. Hingegen die Schubgeschwindigkeit einer kleinen Versandungsfront an einer glatten Sohle war die am größten.

Tabelle 4 Schubgeschwindigkeit der Versandungsfront in Metern pro Stunde, bzw. pro Tag in Abhängigkeit von der Rauigkeit (Bereich A, B, C und glatte Sohle).

Rauigkeit (Sohlbereich)	VR-I (d_s = 2 mm)	VR-II (d_s = 4 mm)
A	3.24 m/h (78 m/d)	5.49 m/h (132 m/d)
B	2.27 m/h (55 m/d)	3.13 m/h (75 m/d)
C	1.05 m/h (25 m/d)	1.32 m/h (32 m/d)
glatte Sohle	7.5 m/h (180 m/d)	13.7 m/h (329 m/d)

Die Schubgeschwindigkeit des Sedimentkorns soll der Schubspannung, bzw. dem Geschwindigkeitsgradient an der Sohle proportional stehen. In der Abbildung 6 wird das mittlere Geschwindigkeitsprofil über die raue Sohle (ohne Sediment) und über die Sohle im Endzustand (versandet und wieder abgetragen, s. Tabelle 2) für alle betrachteten Bereiche dargestellt (nur VR-I). Es ist ersichtlich, dass im Referenzfall (glatte Sohle) das wenn auch mit einfacher Flügelmessung ermittelte Geschwindigkeitsprofil den größten Gradient aufweist. Den zweitgrößten Gradient wurde interessanterweise im Bereich A (Grobstein-Sohle) ermittelt, der kleinste wiederum im Bereich C. Hier ist es zu betonen, dass insbesondere im Bereich A die Messprofile mit unterschiedlicher Sohlebene aufgenommen wurden - jeweils nach dem, wo der Flügel-Messstab die Sohle, bzw. den Stein erreicht hatte. In den Diagrammen ist die normalisierte Profilhöhe Z_n dargestellt, wo $Z_n = 0$ der Sohle, bzw. der Anschlagstelle, und $Z_n = 1$ dem Wasserspiegel entspricht.

Des Weiteren werden in der Abbildung 6 die Turbulenzintensität der örtlichen Geschwindigkeiten (Tu [%]) und die positionsabhängige Variabilität des Geschwindigkeitsprofils (Variationskoeffizient VK [%]) widergegeben. Im Vergleich zur Referenz (glatte Sohle) wurde in allen rauen Sohlbereichen deutlich höhere Turbulenzintensität ermittelt (15 – 20 %), diese fiel nach der Versandung und Erreichung des Endzustands adäquat ab. Da der Bereich B dem A folgte, wäre hierdurch die höchste Turbulenz im Bereich B zu klären. Die Turbulenzintensität über glatte Solle beträgt bis zu 7 %. Die relativen Differenzen zwischen den Sohlebereichen waren jedoch nicht so signifikant, wie die Differenzen beim Variationskoeffizient, siehe Abbildung 6 (VK). Im Bereich A wurde (logischerweise) eine sehr hohe Variation in dem Geschwindigkeitsprofil bis zu VK_{max} = ca. 55 % nachgewiesen, im Bereich B VK_{max} = ca. 23, bzw. 12 %, und im Bereich C VK_{max} = ca. 10, bzw. 5 % (raue Sohle, bzw. Endzustand). Über die glatte Sohle wurden VK-Werte von nur ca. 1 % festgestellt.

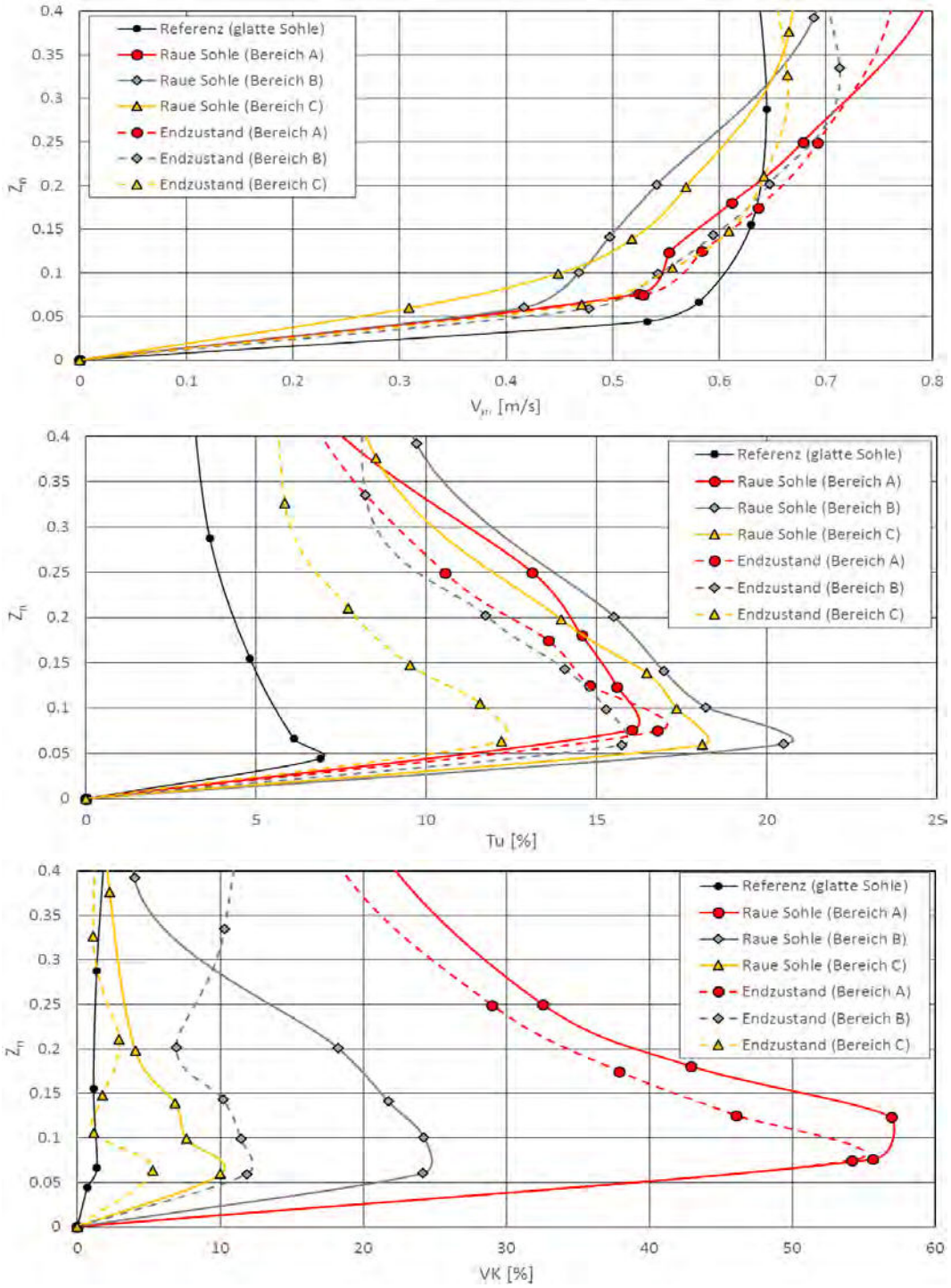


Abbildung 6: Mittleres Geschwindigkeitsprofil (V_m) mit entsprechender Verteilung der Turbulenzintensität (Tu) und des Variationskoeffizients (VK), (Versuchsreihe VR-I).

3 Diskussion

Aus gewässeröklogischer Sicht führen Veränderungen und Störungen des Sedimenthaushalts bzw. des longitudinalen Feststofftransports aus den Einzugsgebieten kontinuierlich und mitunter nachhaltig zu einer Veränderung (meist Degradierung) des Schotterkörpers und der Habitate im Kieslückenraum (Interstitial). Eine etwaige Degradierung kann auf zwei Arten erfolgen: Zum einen durch Geschiebedefizit in Wechselwirkung mit den natürlich auftretenden Hochwässern eine zunehmende Vergröberung der Sohle (Sohlauszehrung) im Zuge des selektiven Transports zu erwarten, welche über die Jahre gesehen zu einer starken Abpflasterung der Oberfläche des Schotterkörpers (ausgeprägte Deckschichtbildung) führt.

Zum anderen kann verstärkter Eintrag von Feinsedimenten (Sanden, Ton/Schluff-Kornfraktionen) auf Grund erosiver Landnutzung (z.B. Maiskulturen) wie etwa intensivierter Landwirtschaft in den Einzugsgebieten zu einer weiteren Beeinträchtigung der Lebensraumeigenschaften des Kieslückenraums führen (Pulg *et al.*, 2011, Sutherland *et al.*, 2000, Opperman *et al.,* 2005). Besonders die Feinbestandteile des Bodens (< 2 mm), inklusive Humus, Nähr- und Schadstoffen, werden durch niederschlagsabhängige Erosionsprozesse vielfach in die Flüsse verfrachtet. Aus diesem Grund kann dort die Bodenerosion zu erheblichen Veränderungen von Flora und Fauna führen (Hiller 2007). Beispielsweise wurde in Deutschland für derzeit ca. 14 % der ackerbaulich genutzten Fläche ein mittleren langjährigen Bodenabtrag von mehr als drei Tonnen je Hektar und Jahr infolge einer niederschlagsbedingten Erosion auf errechnet (UBA 2011).

Im Falle der untersuchten Fließgewässer der Böhmischen Masse sind die Rahmenbedingungen teils ähnlich, aber in vielen Teilen auch differenziert zur „klassischen“ Feinsedimentproblematik zu betrachten. Deutliche Unterschiede bestehen hinsichtlich der Korngrößen der Feinsedimente. Werden in der Literatur Feinsedimente meist mit Korndurchmessern < 2 mm ausgewiesen, so liegen jene Fraktionen, welche in den Gewässern der Böhmischen Masse ökologische und schutzwassertechnische Probleme verursachen, in den Bereichen d_s = 1 mm – 10 mm. Dies bedingt auch, dass erosive Niederschläge (z.B. Zunahme durch Globale Erwärmung) zwar den Sedimenteintrag begünstigen, aber auf Grund der Form des Transports als Geschiebe eine (periodische) hydraulische Verbindung zum Vorfluter mit einem $\tau > \tau_{cr.}$ bestehen muss. Feinsedimente der Ton, Schlufffraktionen können in Form von Schwebstoffen auch über Fließwege mit sehr geringem Gefälle in die Fließgewässer gelangen. Im Allgemeinen ist die Anreicherung und der Abtransport von Feinanteilen in der Gewässersohle jedoch als ein

natürlicher Prozess anzusehen, welcher auch an Laichplätzen in unbeeinflussten Einzugsgebieten dokumentiert wurde (Hauer *et al.*, 2013b). Entscheidend ist die Möglichkeit zur Neu- und Umbildung der Gewässersohle bei Hochwässern.

Hier lieferten die Ergebnisse des durchgeführten physikalischen Versuchs wichtige Erkenntnisse. Es konnte gezeigt werden, dass eine Verringerung bzw. Stopp des Materialeintrags zu einer deutlichen Verbesserung der Lebensraumeigenschaften (Heterogenität) der Gewässersohle führt (Tabelle 3). Dies ist sicherlich bedingt durch die nicht kohäsiven Eigenschaften des verwendeten Granitgruses (Korngrößen 1 mm – 10 mm). Für ein zukünftiges Management sind diese Aussagen wichtig, da hier die Möglichkeit einer eigendynamischen Verbesserung /Sanierung durch Maßnahmen im Einzugsgebiet (Reduktion des Materialeintrags durch z.B. Landnutzungsänderungen) in Aussicht gestellt wird.

Es wurde ein Zusammenhang zwischen der Sohlrauigkeit und der longitudinalen Geschwindigkeit des Sedimentprozesses nachgewiesen, d.h. eine raue Sohle mit mittlerer Korngröße größer als ca. 100 mm beschleunigt den Sedimenttransport wesentlich. Eine derartige granulometrische Verbesserung der Sohle in stark versandeten Gewässern (mit Feinkornmaterial d_s = 1 – 10 mm; im Versuch d_s = 2 und 4 mm getestet) würde entsprechend unseren Untersuchungen eine Rekonvaleszenz im Hinblick auf das Habitat wie Laichplätze usw. erwirken. Eine in-situ Validierung des Ergebnisses wäre jedoch erforderlich.

4 Schlussfolgerung und Ausblick

Die hydrodynamische Untersuchung des Versandungsprozesses hat im Wesentlichen eine interessante Kenntnis verdeutlicht: Eine „raue“ oder „grobe“ Sohle (im unseren Fall der Bereich A und ggf. auch B) beschleunigt oder sogar erst ermöglicht den Sediment (Ab-) Transport. Der Prozess wird offensichtlich durch die morphologische Variabilität und somit die Varianz des Strömungsfelds in der Sohlebene ermöglicht. Dadurch entstehen lokale Turbulenzgebiete mit im Mittel niedrigen Geschwindigkeiten neben Gebieten mit hohen Geschwindigkeitsgradienten. In dem Sinne eine raum- und zeit-aufgelöste Betrachtung der rauen Sohle kann künftig neue Informationen bringen, die beispielsweise für die numerische Modellierung der Sedimentprozesse oder Beantwortung der Fragen über Skalierbarkeit, bzw. richtige Übertragung der Modell-Ergebnisse in Natur von großer Bedeutung wären.

5 Literatur

Hauer, C., Unfer, G., Tritthart, M., Habersack, H. (2011) Effects of stream channel morphology, transport processes and effective discharge on salmonid spawning habitats. Earth Surface Processes and Landforms 36: 672-685.

Hauer, C; Unfer, G; Holzmann, H; Schmutz, S; Habersack, H (2013a): The impact of discharge change on physical instream habitats and its response to river morphology. CLIMATIC CHANGE. 2013; 116(3-4): 827-850.

Hauer, Ch; Unfer, G; Habersack, H; Pulg, U; Schnell, J (2013b): Bedeutung von Flussmorphologie und Sedimenttransport in Bezug auf die Qualität und Nachhaltigkeit von Kieslaichplätzen. KW–Korrespondenz Wasserwirtschaft, 4/13, 189-197; ISSN 1865-9926

Heine, K. (2002): Wenn die roten Rosen wieder blühen – oder die Abhandlung über die Biologie der Pflanzen. Neuer Verlag der Kunst am Stück, München 2002

Hiller, D.A. (2007) „Bodenerosion durch Wasser - Ursachen, Bedeutung und Umgang in der landwirtschaftlichen Praxis von NRW“, herausgegeben durch die Landwirtschaftskammer Nordrhein-Westfalen.

Meier, A. (2000): Die verrückte Datei im Zeichen der Zeit – wollen die Leute diese Hinweise nicht verstehen. Aufbau Verlag, Berlin 2000

Leitner, P., Hauer, C., Ofenböck, T., Pletterbauer, F., Schmidt-Kloiber, A. (2015): Fine sediment deposition affects biodiversity and density of benthic macroinvertebrates: 1: A case study in the freshwater pearl mussel river Waldaist (Upper Austria). Limnologica, accepted paper. doi:10.1016/j.limno.2014.12.003.

Opperman, J.J., Lohse, K.A., Brooks, C., Kelly, M.N., Merenlender, A.M. (2005) Influence of land use on fine sediment in salmonid spawning gravels within the Russian Rivers Basin, California. Canadian Journal of Fisheries and Aquatic Sciences 62: 2740‐2751.

Pulg, U., Barlaup, B.T., Sternecker, K., Trepl, L., Unfer, G. (2011) Restoration of Spawning Habitats of Brown Trout (Salmo trutta) in a Regulated Chalk Stream. River Research and Application. , published online DOI: 10.1002/rra.1594

Sutherland, A.B., Meyer, J.I., Gardiner, E.P. (2002) Effects of land cover on sediment regime and fish assemblage structure in four southern Appalachian streams. Freshwater Biology 47: 1791‐1805.

UBA (2011) Daten zur Umwelt Ausgabe 2011, deutsches Umweltbundesamt.

Autoren:
Dr. Petr Lichtneger, Tobias Mayer, Jacob Holzinger, Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. Helmut Habersack und Priv.-Doz. Dipl.-Ing. Dr.nat.techn. Christoph Hauer

Universität für Bodenkultur Wien (BOKU)
Institut für Wasserwirtschaft, Hydrologie und Konstruktiven Wasserbau (IWHW)
Muthgasse 18
A - 1190 Wien

Tel.: +43 1 47654 5507 E-Mail: petr.lichtneger@boku.ac.at
Fax: +43 1 47654 5549

Technische Universität Dresden – Fakultät Bauingenieurwesen
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

38. Dresdner Wasserbaukolloquium 2015
„Messen und Überwachen im Wasserbau und am Gewässer“

Messung von Topografie und Strömung in Buhnenfeldern der deutschen Binnenelbe

Petra Faulhaber
Jochen Rommel

In der Mittelelbe ist die Strukturierung der Flussufer durch Buhnen hydraulisch, morphologisch und ökologisch von Bedeutung. Offene Buhnenfelder dämpfen die Strömung und bieten Lebensräume in der Wasserwechselzone, die in den Flussauen selten geworden sind. Viele Buhnenfelder sind stark verlandet. Die geometrische Entwicklung der Buhnenfelder über Jahrzehnte ist unzureichend bekannt. Das Wissen darum ist aber bedeutsam, um im Rahmen der Unterhaltung geeignete Impulse zur Strukturausprägung geben und den ökologischen Zustand des Gewässers gezielt verbessern zu können. Messungen von Topografie und Strömung wurden im Auftrag der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) in 78 Buhnenfeldern der Elbe über einen Zeitraum von bis zu 13 Jahren durchgeführt. Wegen der Vielfalt der Einflussgrößen auf die Analysen, wurden die Buhnenfelder klassifiziert. Neben lokalen Auswertungen wird der Datenfundus so in geeigneten übergeordneten Analysen zugänglich gemacht.

Buhnenfeld, Naturmessung, Geometrie, Strömung, Elbe, Wasser-Wechsel-Zone

1 Untersuchungskonzept

Von der BAW werden derzeit Buhnenfeldmessungen, die seit dem Jahr 2000 im Rahmen verschiedener Aufträge an der Elbe durchgeführt wurden, in einer Zusammenschau bewertet. Es wurden flächenhaft Sohlenhöhen, Wasserspiegel und Geschwindigkeiten von einem Boot aus und ergänzend in benachbarten Querschnitten die Durchflüsse sowie die Wasserspiegel-Längsschnitte in der Flussmitte gemessen. Die Messungen wurden bei Abflüssen um Mittelwasser, häufig bei mittleren Hochwassern und gelegentlich bei Extremhochwasser durchgeführt. In einigen Buhnenfeldern wurden ergänzende Substrateigenschaften erhoben und geologische Sondierungen vorgenommen. An einigen Messstellen hat die Bundesanstalt für Gewässerkunde biotische Erhebungen beauftragt.

Die Buhnenfelder verteilen sich auf Buhnengruppen von 2 bis 15 Feldern zwischen Elbe-km 188 und 575 (siehe Tabelle 1). Für jede einzelne Messkampagne liegen Berichte vor (z. B. *IB Schmid, 2011*). Dort sowie in *Schmid, Niesler (2013)* werden die angewendeten Messverfahren beschrieben. An einzelnen

Standorten erfolgten bereits lokale Auswertungen über verschiedene Messkampagnen (Schönberg: *Henning, Hentschel, 2006 und 2013* sowie für die im Auftrag des Wasser- und Schifffahrtsamtes Dresden bei Gallin durchgeführten Messungen *siehe Helbig et al., 2007*). In *Henning, Hentschel,* 2013 werden Methoden für lokale Auswertungen erläutert.

Tabelle 1 Übersicht der Buhnenfeld-Messungen

Messstelle	El-km ca.	Anzahl der Buhnenfelder	Anzahl der Messkampagnen	Messungen seit
Klöden	188	5	3	09.10. 2007
Gallin	202	bis zu 9	bis zu 8	Mai 2003
Hohndorf	209	2	1	04.08.2011
Wittenberg	213	2	1	04.08.2011
Griebo	229	2	1	05.08.2011
Coswig	233	5	3	08.03.2009
Dalchau	410	4	1	09.03.2009
Havelmündung	432	4	4	10.03.2009
Schönberg	443	bis zu 15	bis zu 18	März 2000
Totholzbuhnen	450	8	6	12.03.2009
Lenzen	482	4	6	14.03.2009
Reststrecke	512	4	3	15.03.2009
Viehle	542	4	3	16.03.2009
Elbeseitenkanal	571	bis zu 10	bis zu 3	10.10.2007

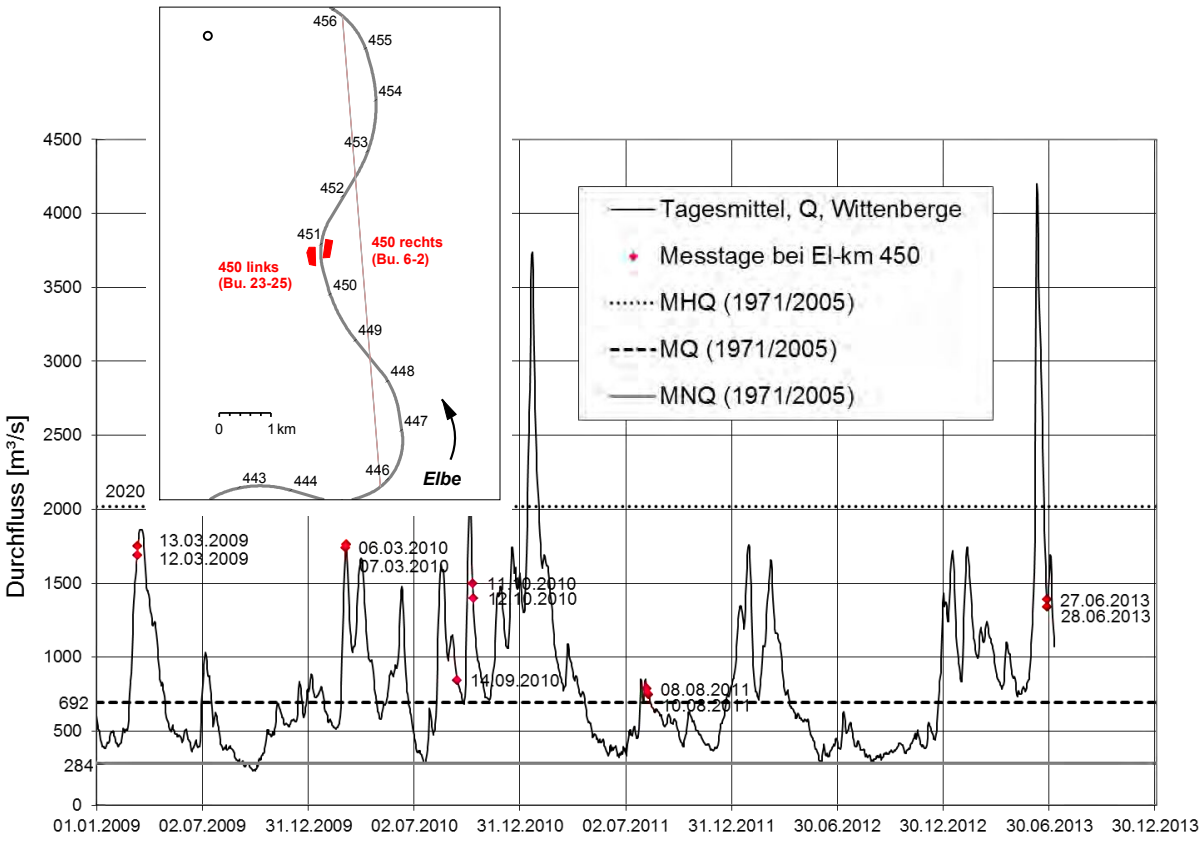


Abbildung 1: Messkampagnen bei El-km 450 über der Durchflussganglinie am Bezugspegel Wittenberge El-km 453,98 aufgetragen, Lage der Buhnenfelder (links oben)

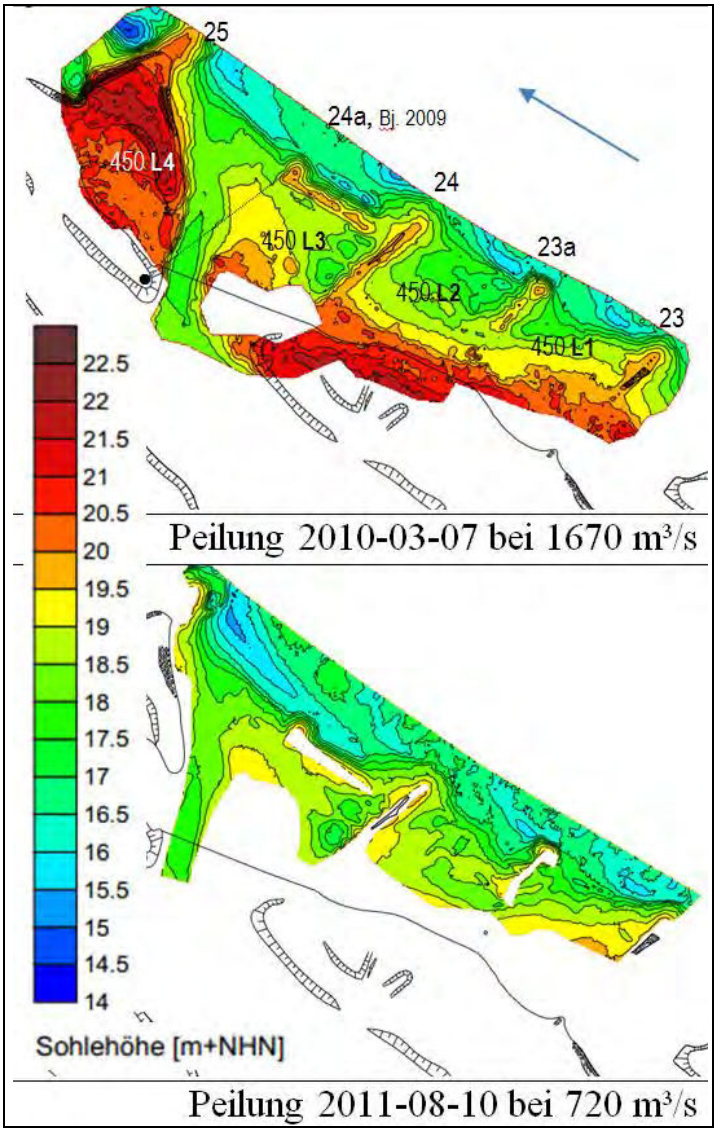


Abbildung 2: Lokale Auswertungen:
Sohlhöhen am Standort El-km 450

Da die Menge der Messkampagnen an den verschiedenen Standorten eine detaillierte Übersicht hier nicht zulässt, sei auf *Rommel, 2014* und *BAW, 2015* verwiesen. Es wird am Beispiel von Messungen der Buhnenfelder bei El-km 450 (Bezeichnung 450L für linkes Ufer) ein Eindruck von den Messungen gegeben. In Abbildung 1 werden alle Messtage an den acht Buhnenfeldern dieses Standorts der Durchflussganglinie am Bezugspegel Wittenberge zugeordnet.

Abbildung 2 zeigt für zwei Messkampagnen bei El-km 450 die Sohlhöhen für die Buhnenfelder am linken Ufer. Zwischen beiden Messungen liegt das große Winterhochwasser von 2011 (Abbildung 1). Die Änderungen der Sohlhöhen sind auf Umgestaltungen durch die Strömung und den Bau der Experimentalbuhnen 23a und 24a kurze Zeit (2009) vor den Messungen zurückzuführen. Es wird der am Messtag im Untersuchungsbereich gemessene Durchfluss angegeben. Im oberen Bild sind Buhnennummern, Feldbezeichnungen, virtueller Wurzelpunkt und Buhnenachse zur Abgrenzung von Feld 450L3 und L4 mit einer Hakenbuhne bezeichnet. Weiße Bereiche stellen Messlücken dar (z. B. in Bereichen mit höherem Bewuchs). Da die Messungen bei verschiedenen Abflüssen vom Boot aus durchgeführt wurden, überdecken die Messwerte unterschiedlich große Bereiche mit ausreichender Wassertiefe für das Messboot. Dadurch werden die über alle Messungen auswertbaren Areale eingeschränkt.

In Abhängigkeit von u. a. Anordnung und Typ der Buhnen, Größe der Buhnenfelder, Ufer- und Vorlandsituationen, Strömung, Hydrologie, Feststofftransport, Bodenart, Vegetation und ggf. vorgenommenen Baumaßnahmen ändert sich

Hydraulik und Topografie in den Buhnenfeldern auf unterschiedliche Weise. Um eine Grundlage für die Auswertungen der Entwicklung von Buhnenfeldern zu schaffen, waren diese vorab auf geeignete Weise zu beschreiben und zu klassifizieren. Nur durch die Einbeziehung der Rahmenbedingungen können Ursachen der Veränderlichkeit von Buhnenfeldern eingeordnet werden. Eine Bewertung der Messungen durch *Rommel (2014)* hatte zum Ziel, eine solche Klassifizierung vorzunehmen. Dazu wurde u. a. eine Basisauswertung der Topografiedaten vorgenommen, wobei davon ausgegangen wurde, dass die Analyse eines Zustandes innerhalb eines Jahrzehnts (überwiegend Messkampagne im März 2009) für die Charakterisierung als repräsentativ angesehen werden kann. Ergänzend führte Rommel an einigen Standorten geologische Sondierungen durch. Andere Auswertungen der *BAW (2015)* befassten sich mit den Strömungsmessungen.

2 Buhnenfeldcharakterisierung

Bei der Vielfalt der Randbedingungen, die die Eigenschaften eines Buhnenfeldes kennzeichnen, muss sich eine Charakterisierung der Buhnenfelder im Allgemeinen und der Situation während der Messung auf wesentliche Parameter, die die Strömung und die Topografie prägen, konzentrieren. Alle Auswertungen, die letztendlich der Beschreibung der räumlichen (Heterogenität) und zeitlichen (Dynamik) Variabilität dienen, erfordern eine standardisierte Festlegung der Auswertebereiche, um Parameterwerte an einem Standort über die Zeit oder an verschiedenen Buhnenfeldern vergleichen zu können.

Zur Charakterisierung der Buhnenfelder wurden hauptsächlich folgende Parameter berücksichtigt:

- Standort (Wasserspiegelgefälle, Normalbreite, Linienführung, Laufkrümmung, Lage der Buhnengruppen im Hochwasserbett, Breite des Hochwasserbetts, Geländehöhe des Ufers, Uferneigung, mittlere Korngröße im Flussschlauch, historische Situationen)
- Buhnenfeld (Lage, Bau- Unterhaltungsjahr und Art der Buhnen; Form, Größe, Substrat, Vegetation und Sedimentfüllung im Buhnenfeld; Topografie und Vegetation im Umfeld)
- Messungen (Messverfahren, Datum, Durchfluss vor und bei der Messung)

Viele der Parameter können aus Karten, vorhandenen Analysen des Flusses, Datenbanken und Messbeschreibungen übernommen werden. Schon die Definition

des Bereiches eines Buhnenfeldes lässt jedoch durch die Vielfalt der Strukturen unterschiedliche Lösungen zu.

Die Abgrenzung des Buhnenfeldes wird üblicherweise mit Blick auf die Bauausführung mit Parametern wie Buhnenlänge und -abstand in Fließrichtung (siehe Abbildung 3) vorgenommen. Letztere sind i. d. R. vereinfacht an idealisierten Buhnen abgeleitet worden, sodass die Parameter auf konkrete Naturgegebenheiten angepasst werden müssen. Dies gestaltet sich umso schwieriger, je weiter die konkreten Bedingungen von den idealen Vorgaben eines Regelungssystems (siehe Abbildung 2) abweichen, d. h. je naturnäher die Situation ist.

Wenn sich die Parameter in der Natur durch morphologische Umgestaltungen im Verlaufe der Zeit ändern, beschreiben formell abgeleitete Parameter (z. B. die Buhnenlänge als Abstand zwischen Buhnenkopf und -wurzel) die strömungsrelevanten Bedingungen mitunter nicht mehr ausreichend. Durch Materialauf- oder abtrag kann sich die funktionale Buhnenlänge gegenüber der formellen verändern. Um dies zu berücksichtigen müssen die Parameter aus Naturmessungen bestimmt werden. Dadurch werden gleichzeitig geeignete Grundlagen zur vergleichenden Auswertung über Zeit und Ort vorbereitet.

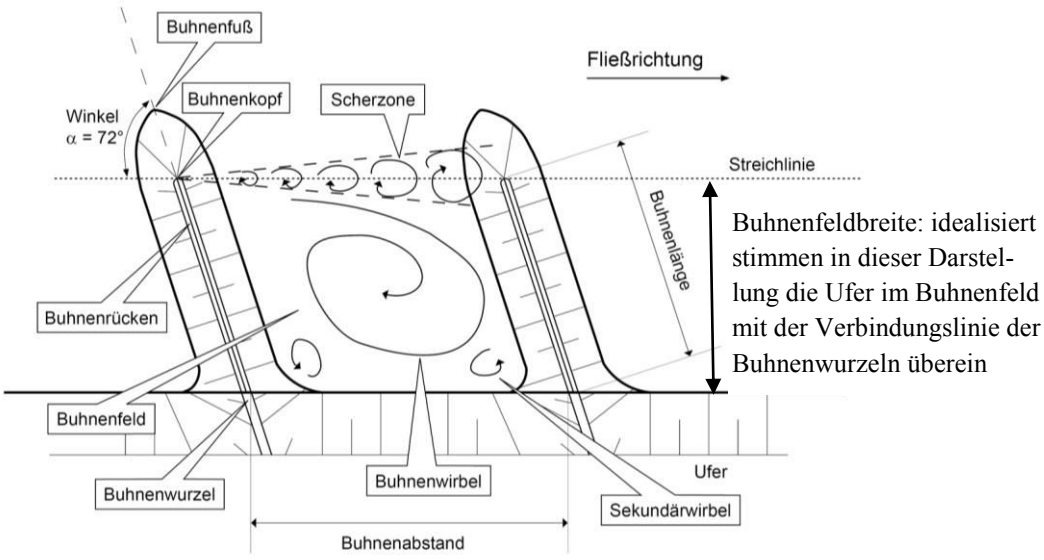


Abbildung 3: Begriffsdefinition an einem Buhnenfeld mit umströmten inklinanten Buhnen

Die Aussagekraft von Parametern hinsichtlich der Einschätzung von hydraulischen und morphologischen Prozessen ändert sich über das Abflussspektrum. Ganz besonders unterscheiden sich die Strömungsbedingungen von um- gegenüber überströmten Buhnen. Das Verhältnis von Buhnenabstand zu Buhnenlänge wurde beim Bau der Buhnen genutzt, um für den Fall umströmter Buhnen (an der Elbe i. d. R. bis Mittelwasser) diese so zu gestalten, dass möglichst ein großer, stabiler Buhnenwirbel entsteht. Die unterschiedlichen Ansätze empfahlen

meist ein Verhältnis zwischen 1:1 und 2:1. Obwohl diese Verhältniszahl die Strömungsbedingungen nicht ausreichend beschreibt, wird sie auch heute zur Kennzeichnung von Buhnenstrecken genutzt.

So werden in Abbildung 4 die Angaben aus der Wasserstraßendatenbank der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes (WADABA) als formelle Werte solchen aus Auswertungen der Messungen für einen repräsentativen Zustand gegenübergestellt. Dabei wurde eine sog. Buhnenfeldbreite aus den gemessenen Buhnenfeldflächen dividiert durch den Buhnenabstand berechnet. Die Buhnenfeldflächen wurden zwischen der Oberkante der Mittelwasser-Uferböschung einmal bis zur Verbindung der Buhnenköpfe (was der üblichen Definition entspricht) und zum anderen bis etwa zur Verbindungslinie der Buhnenfüße (20 m ab Buhnenkopf in Richtung zum Flussschlauch) ermittelt. Die Buhnen enden wasserseitig nicht am Buhnenkopf, sodass für die Charakterisierung der Bereich zwischen Ufer und Buhnenfuß als maßgebend angesehen wurde.

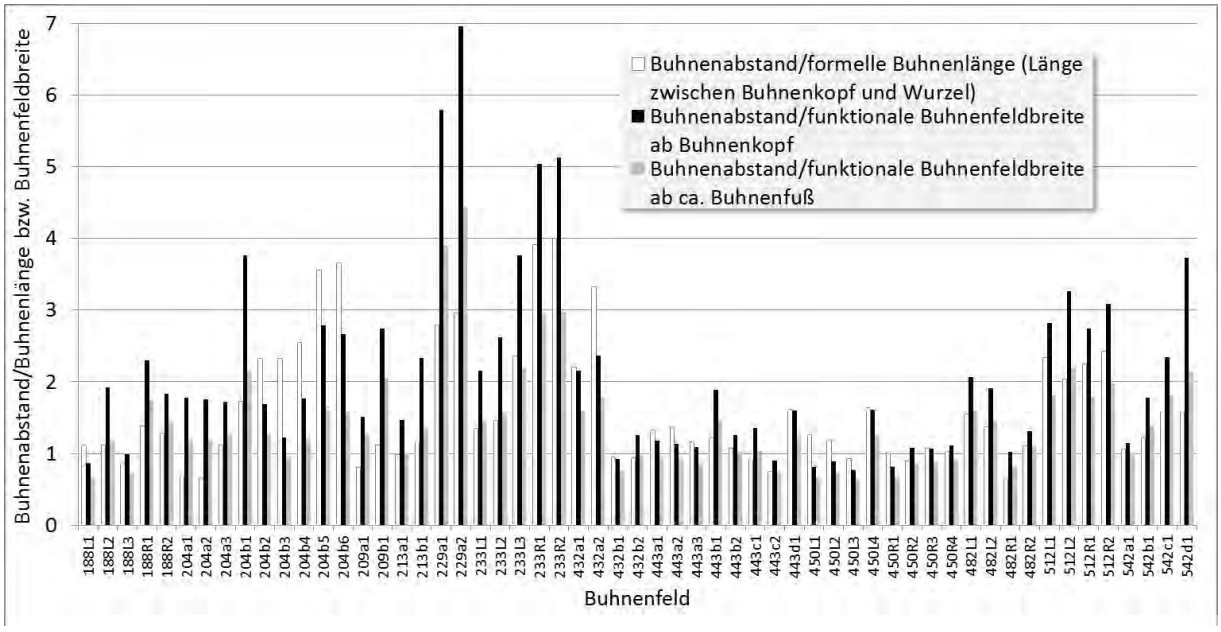


Abbildung 4: Buhnenabstand zu Buhnenlänge nach unterschiedlichen Definitionen für Buhnenfelder zwischen El-km 188 und 542

Analysen von Topografie und Strömung zur Charakterisierung von Buhnenfeldern unterscheiden sich von lokalen Auswertungen der Messdaten dadurch, dass nur ein repräsentativer Zustand dargestellt und eine Normierung angestrebt wird, um die Daten verschiedener Messorte vergleichen zu können. So wurde der Wasserstand beim Durchfluss-Median W(MeQ) zur Normierung genutzt (MeQ: Durchfluss, der im langjährigen Mittel genauso oft über- wie unterschritten wird). In Abbildung 5 wurden Mittelwerte bezogen auf W(MeQ) je Buhnenfeldgruppe eines Standortes getrennt für linkes und rechtes Ufer aufgetragen. Es ist

erkennbar, dass die Ausuferung ins Vorland bei einer Höhe über W(MeQ) von 1,2 bis 3,3 m erfolgt. Aus den hier untersuchten Buhnenfeldern ist kein Trend entlang der Fließstrecke der Elbe zu erkennen. Die mittlere Wassertiefe der Nassflächen unter W(MeQ) beträgt in den Buhnenfeldern 0,6 bis 2,5 m und in der Fahrrinne 2,1 bis 5,0 m.

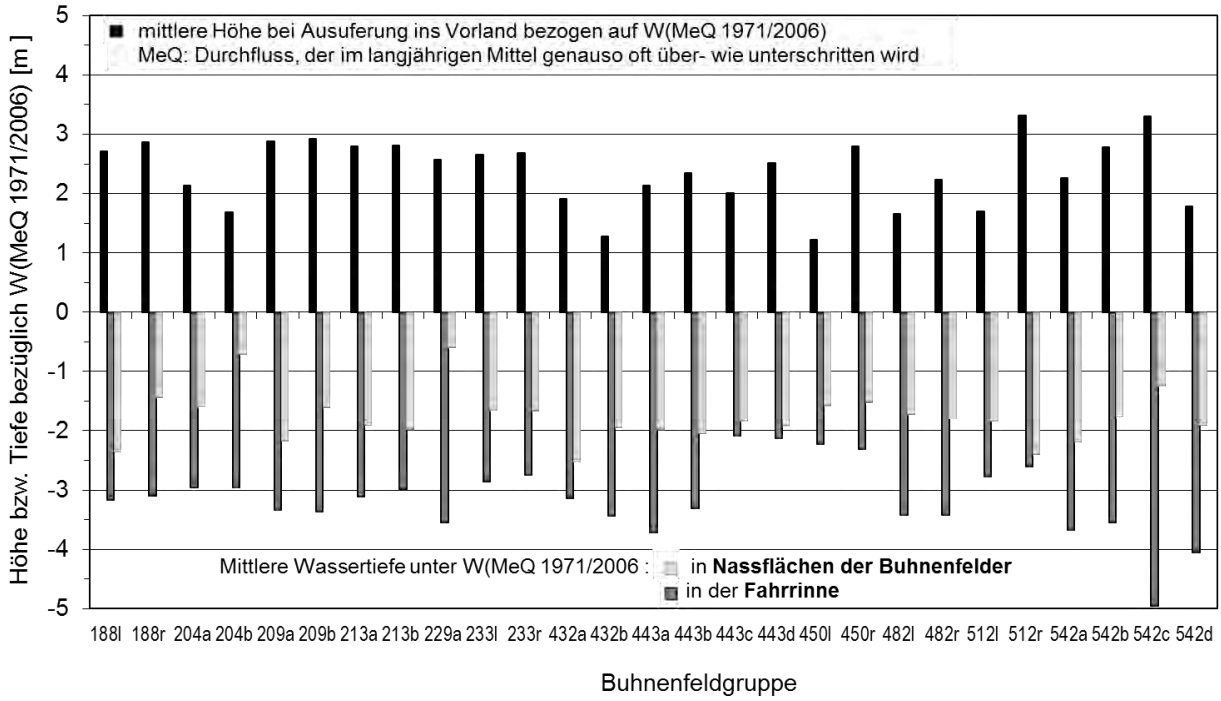


Abbildung 5: Mittelwerte von Höhen und Tiefen für Buhnenfeldgruppen

Um die Nassflächen von Buhnenfeldern unterschiedlicher Größe vergleichen zu können, wurden sie auf die formelle Buhnenfeldfläche (am Ufer abgegrenzt durch die Verbindung der Buhnenwurzelpunkte) normiert. Diese Werte geben an, welcher Anteil des formellen Buhnenfeldes bei W(MeQ) noch Nassflächen enthält (Abbildung 6). Entsprechend der Klassifizierungen nach *Rommel (2014)* ist das neu geschaffene Buhnenfeld 450L3 (Abbildung 2) ein mittelgroßes über W(MeQ) mittelbreit-schmal ansteigendes, stark bewachsenes Prallufer-Buhnenfeld mit unter W(MeQ) an das Vorland angebundenem mittelgroßem Querschnitt. Es weist bei flussseitigem Schutz durch eine Hakenbuhne 84 % Wasserfläche bei W(MeQ) − also durchschnittlich in der Hälfte des Jahres − auf. Diese Angaben zum Wasserflächenanteil bezogen auf ein formelles Buhnenfeld beschreiben die aktuelle Situation, liefern jedoch keine Angaben zum historischen Verlandungsverhalten, da das formelle Buhnenfeld nicht zwangsläufig beim Bau der Buhnen als unverlandet angenommen werden kann.

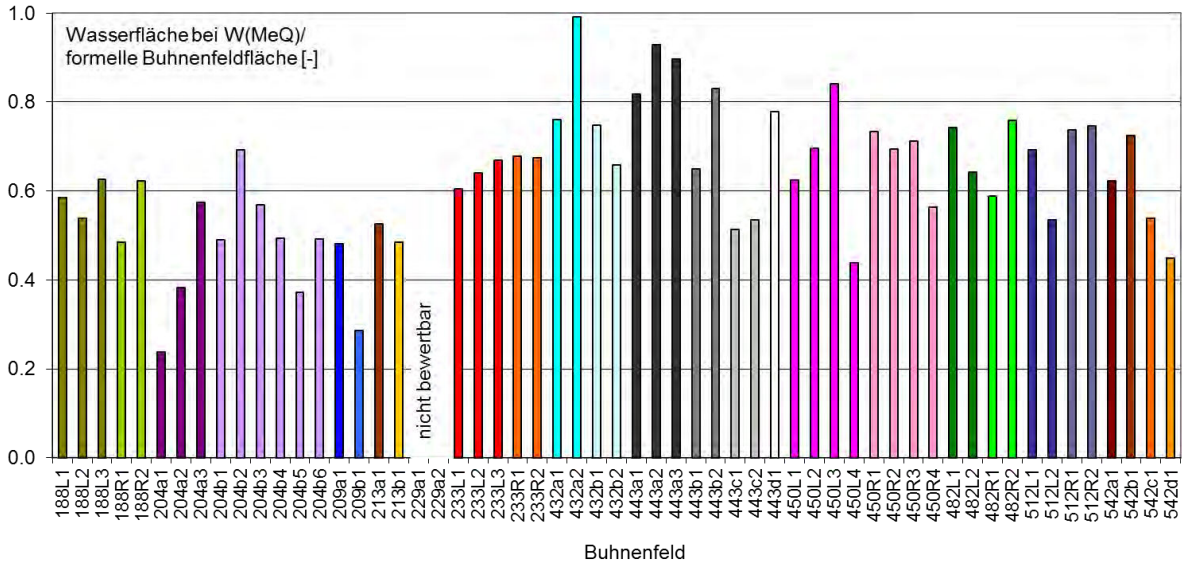


Abbildung 6: Verhältnis der Nassfläche bei W(MeQ) zur formellen Buhnenfeldfläche

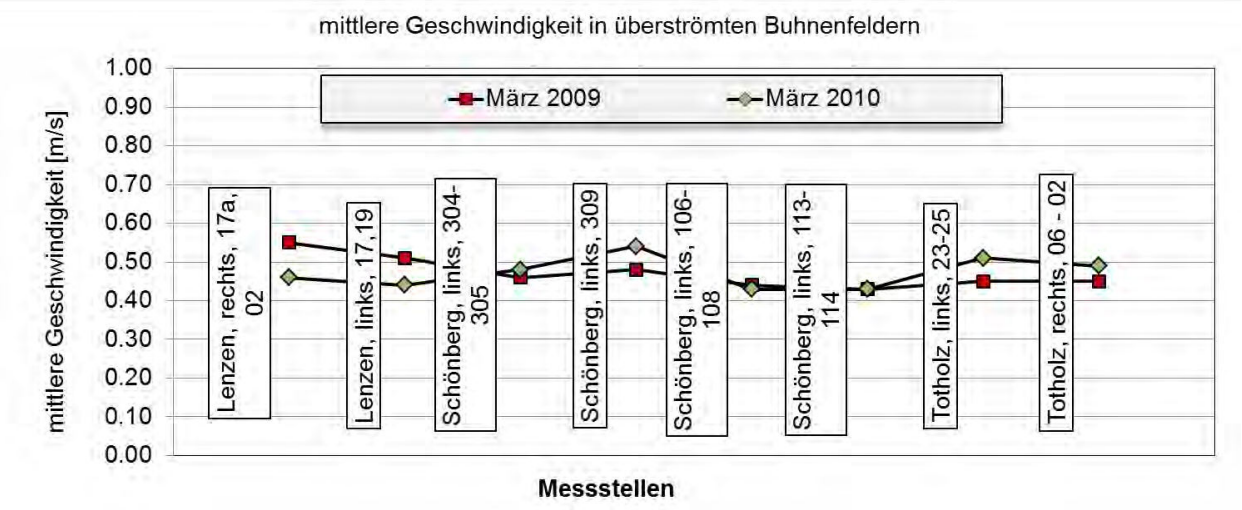


Abbildung 7: Vergleichende Auswertung von Strömungsmessungen etwa bei MHQ

Weitere Auswertungen berücksichtigten bereits mehrere Zustände (Messkampagnen), um zu prüfen, ob die ermittelten Parameterwerte im Sinne einer Charakterisierung repräsentativ sind (z. B. die Volumina der mit Wasser gefüllten Buhnenfeldflächen, die Standardabweichung der Höhen an diskreten Punkten über die Zeit oder das Verhältnis der mittleren Fließgeschwindigkeit in Buhnenfeldern zu denen im Flussschlauch). Dies stellt letztendlich den Übergang von der Charakterisierung der Buhnenfelder zur Analyse der Veränderlichkeit von beschreibenden Parameterwerten dar. Abbildung 7 zeigt am Beispiel der über die Wassertiefe und die Buhnenfeldfläche gemittelten Fließgeschwindigkeiten bei zwei Messkampagnen mit ähnlichem Abfluss (Abbildung 1), dass trotz vielfältiger Einflüsse plausible Naturdaten zur hydromorphologischen Charakterisierung

der Buhnenfelder vorliegen. Gleichwohl gestaltet sich die Zuordnung von Ursachen für die Veränderungen schwierig, da Einflüsse von Maßnahmen von einer „natürlichen“ Variabilität abzugrenzen sind (z. B. in Abbildung 7 bei Lenzen im Jahr 2009 ohne Öffnung der Deichschlitze bei einer Deichrückverlegung am rechten Ufer und im Jahr 2010 mit Öffnung).

3 Schlussfolgerungen und Ausblick

Die Messkampagnen zur Erfassung von Topografie und Strömung in Buhnenfeldern haben über 13 Jahre einen wertvollen Datenfundus geliefert, dessen Auswertung eine Chance und Herausforderung darstellt. Zum einen dienen die Daten der Erfolgskontrolle von Maßnahmen (z. B. Bau von alternativen Buhnenformen um El-km 443 oder 450). Zum anderen sollen mit ihnen charakteristische Größen an verschiedenen Orten und über die Zeit analysiert werden. Dazu müssen geeignete Definitionen und Normierungen vorgenommen werden. Auch bei standardisierten Analysen ist dafür Sorge zu tragen, dass lokale Besonderheiten ausreichend berücksichtigt werden. Für eine Zusammenschau aller untersuchten Buhnenfelder wurde aus Mess- und ergänzenden Daten im ersten Schritt eine Klassifizierung von Buhnenfeldern hinsichtlich Topografie und Strömung vorgenommen.

Im zweiten Schritt sollen über alle Buhnenfelder vergleichbare Darstellungen zur Veränderung von diesen und weiteren Parametern die lokalen Auswertungen ergänzen. Die Bewertung der Veränderlichkeit wird z. B. durch die unterschiedliche Ausdehnung der Messareale erschwert. Außerdem erfolgen Änderungen oft bei singulären Ereignissen (extreme Hochwasser, Unterhaltungsmaßnahmen – siehe *Henning, Hentschel, 2013*), was bei Mittelung der Änderungsgrößen über lange Zeiträume und zufälligen Erfassungszeiten nicht abgebildet wird. So ändern sich viele Buhnenfelder über lange Zeit nur wenig. Gerade die extremen Hochwasser von 2002, 2006, 2011 und 2013 führten jedoch zu starken Geometrieänderungen in den Buhnenfeldern, die sich auf die Strömung bei den nachfolgenden kleineren Abflüssen auswirken. Es war festzustellen, dass in den Buhnenfeldern sowohl Material auf- als auch abgetragen wurde (siehe Abbildung 2). Eine zusammenschauende Auswertung zur Veränderlichkeit der Parameter steht noch aus. Mit den bisherigen Messdaten können Änderungen im Bereich der Nassflächen bei W(MeQ) gut, im Bereich von Böschungen und Uferbereichen über der Mittelwasserlinie aber nur für weniger Messkampagnen und Teilflächen nachgewiesen werden.

Die Klassifizierung der Buhnenfelder ermöglicht bereits einen Einblick in unterschiedliche Eigenschaften der Buhnenfelder und die große Vielfalt der

hydromorphologischen Bedingungen und der sich daraus ergebenden Strukturvielfalt. Die Messungen und Auswertungen werden fortgeführt.

4 Literatur

BAW (2015): Naturmessungen in Seitenbereichen Elbe-km 188 bis 571, 2007 bis 2013, Zusammenschau mit Fokus auf Geschwindigkeitsmessungen in Buhnenfeldern, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, (unveröff. Bericht, in Vorbereitung)

BfG (2008): Auswertung digitaler Fernerkundungsaufnahmen des Elbe-Wasserlaufes Bundesanstalt für Gewässerkunde, BfG-Bericht 1580, Bearbeiter: Brockmann, H., Großkordt, U., Schumann, L., Koblenz

Helbig, U. et al. (2007): U. Helbig, D. Carstensen, H.-B. Horlacher, E. Kühne, Monitoring von flussbaulichen Maßnahmen an der Elbe im Abschnitt Gallin. In: HTG-Kongress 2007, Dresden, 14.09.2007

Henning, M.; Hentschel, B. (2006): Morphodynamik in Buhnenfeldern. Naturuntersuchungen an der Elbe. In: Wasserbaukolloquium 2006, Strömungssimulation im Wasserbau, Dresdener Wasserbauliche Mitteilungen. Dresden S. 179-189

Henning, M.; Hentschel, B. (2013). Sedimentation and Flow Patterns Induced by Regular and Modified Groynes on Elbe River, Germany, (13 pages), Ecohydrology Volume 6 Issue 4, August 2013, Wiley Online Library, United Kingdom, DOI 10.1002.eco.1398

Ingenieurbüro Schmid (2011): Bericht zu den Sondermessungen auf der Elbe bei MW in Messabschnitten im Bereich Elbe-km 188 bis 542, Schwerpunkt Buhnenfelder – Messungen vom August 2011, Kapsweyer, September 2011 (unveröffentlicht)

Rommel, J. (2014): Buhnenfeldcharakterisierung Elbe. Zusammenschau von Buhnenfeldsondermessungen, beschreibende Auswertung der Geländehöhen und Vergleich von Sondermessungsstandorten an der deutschen Binnenelbe. unveröffentlichter Bericht im Auftrag der Bundesanstalt für Wasserbau, Eschach

Schmid, R., Niesler, H. (2013): Durchführung und Aufbereitung von Naturmessungen im Bereich der Deichrückverlegung Lenzen. In: BAWMitteilungen Nr. 97, Karlsruhe, Bundesanstalt für Wasserbau, S. 99-108

Autoren:

Dipl.-Ing. Petra Faulhaber

Bundesanstalt für Wasserbau
Kußmaulstr. 17
76187 Karlsruhe

Tel.: +49 721 9726 2630
Fax: +49 351 9726 5340
E-Mail: petra.faulhaber@baw.de

Dipl.-Geol. Jochen Rommel

Geo-Rommel
Batschendorfer Str. 6
73569 Eschach

Tel.: +49 7175 922466
Fax:
E-Mail: geo-rommel@web.de

Technische Universität Dresden – Fakultät Bauingenieurwesen
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

38. Dresdner Wasserbaukolloquium 2015
„Messen und Überwachen im Wasserbau und am Gewässer“

Monitoring in Wildbächen mit besonderem Fokus auf Hochwasserrückhaltebecken

Rudolf Schmidt
Alfred Ellmer
Martin Schinnerl

Der vorliegende Beitrag gibt einen Überblick über derzeit übliche Messmethoden des Forsttechnischen Dienstes für Wildbach- und Lawinenverbauung an Wildbächen, mit besonderem Schwerpunkt auf Rückhaltebecken. Ausgehend von den gesetzlichen und technischen Grundlagen wird der derzeitig eingesetzte Stand der Technik der hydrologischen Messtechnik erläutert und dargestellt. Fallbeispiele stellen die einzelnen Möglichkeiten und Grenzen exemplarisch dar.

Stichworte: Messtechnik, Rückhaltebecken, Hydrologie, Monitoring

1 Grundlagen

Seit mehreren Jahren existiert in Österreich innerhalb des Forsttechnischen Dienstes für Wildbach- und Lawinenverbauung (WLV) ein loser Zusammenschluss interessierter Kollegen zum Thema Monitoring und Frühwarnung. 2010 erfolgte eine neue fachstrategische Ausrichtung des Dienstzweiges und im Zuge dessen, die Einrichtung des Fachbereiches „Monitoring“.

Die Tätigkeit erfolgt neben der hauptberuflichen Beschäftigung als Techniker im Dienstzweig, die Hauptaufgabe des Fachbereiches liegt also vor allem darin, den Stand der Technik mit zu verfolgen und im Dienstzweig abzubilden. Vereinzelt, vor allem im organisatorischen und regulativen Bereich bzw. bei einzelnen technischen Projekten in der Zusammenarbeit mit externen Partnern, werden Projekte auch operativ umgesetzt.

„Monitoring stellt einen Überbegriff für alle Arten der unmittelbaren systematischen Erfassung (Protokollierung), Beobachtung oder Überwachung eines Vorgangs oder Prozesses mittels technischer Hilfsmittel oder anderer Beobachtungssysteme dar. Dabei ist die wiederholte regelmäßige Durchführung ein zentrales Element der jeweiligen Untersuchungsprogramme, um anhand von Ergebnisvergleichen Schlussfolgerungen ziehen zu können.“ (nach Wikipedia).

Monitoring dient

- der Gewinnung von Daten und Wissen
- der Prüfung von Hypothesen
- dem besseren Verständnis der Prozesse/Phänomene

Eine Funktion des Monitorings besteht darin, bei einem beobachteten Ablauf bzw. Prozess steuernd einzugreifen, sofern dieser nicht den gewünschten Verlauf nimmt bzw. bestimmte Schwellwerte unter- bzw. überschritten sind.

1.1 Fallbeispiel - Entwicklung der mobilen Messeinrichtung MOSES

Kurz nach der Jahrtausendwende erfolgte durch die Sektion Vorarlberg des Forsttechnischen Dienstes für Wildbach- und Lawinenverbauung gemeinsam mit der Firma Sommer Messtechnik die Entwicklung der ersten mobilen Messeinheit, genannt „Notfallkoffer“. 2006 erfolgte dann unter Beteiligung der FH Dornbirn und des Fachbereiches eine Weiterentwicklung unter dem Namen MOSES (Mobiles Sicherheits-Einsatzsystem oder mobile security and emergency system). Im Wesentlichen handelt es sich dabei um einen mobilen Datenlogger der solar oder netzversorgt verschiedene Parameter aufzeichnen kann und die gemessenen Daten fernüberträgt. Eine Alarmierung per SMS aber auch mittels Sirene und Blinklicht vor Ort bei Überschreitung eines Grenzwertes ist möglich. Zu Beginn erfolgte ein Einsatz überwiegend zur Überwachung von Rutschungen mittels Fadenextensometern, Fissurometern und Reissleinensensoren. Die Einsatzdauer reichte dabei von wenigen Tagen (z.B. Baustellensicherungen bei kritischen Aushüben etc.) bis zu mehreren Jahren (z.B. Felssturz Ingelsberg, Gemeinde Bad Hofgastein, Rutschung Doren, Gemeinde Doren).

2013 erfolgte im Rahmen der letzten Bauetappe des Integralen Hochwasserschutzprojektes Thalgau in Salzburg eine Aufrüstung des Systems durch eine berührungslose Abflussmessung und eine Kamera inklusive Infrarotscheinwerfer.

Unter Punkt A) 2., „Auflagen in hydrografischer Sicht“ des wasserrechtlichen Bewilligungsbescheides wurde für die Bauzeit nicht nur ein Hochwasseralarmplan gefordert sondern war auch eine Person namhaft zu machen, die jederzeit die Information über einen allfälligen Hochwasserabfluss am Bach abzufragen hat.

Nach der Installation von MOSES können die Abflussdaten (Abfluss, Pegel, Geschwindigkeit) und ein Kamerabild jederzeit auch an arbeitsfreien Tagen von den Berechtigten (Partieführer, Bauleiter etc.) abgerufen werden und gegebenenfalls Maßnahmen ergriffen werden (Räumung der Baustelle, Warnung etc.)



Abbildung 1: Baustellensicherung am Oberlauf des Brunnbaches mittels MOSES

2 Überwachung von Hochwasserrückhaltebecken (HRB)

2.1 Grundlagen

Die Errichtung und der Betrieb von Hochwasserrückhaltebecken („künstliche Seeretentionsanlagen“) hat sich in den letzten Jahrzehnten zu einer wichtigen Technologie des Hochwasserschutzes entwickelt und wird auch seit Jahren erfolgreich in Wildbacheinzugsgebieten eingesetzt. Eine besondere Herausforderung ist die Minimierung des hohen Betriebsrisikos bei einer derartigen Anlage. Die hydrologische Messtechnik kann dem Betreiber wichtige Entscheidungshilfen für den Betrieb liefern. Mit Analysen von abgelaufenen Hochwässern (Regen, Beckenzu- und abfluß) werden Möglichkeiten zur Optimierung der Anlage geboten bzw. können diese prozeßhydraulischen Erkenntnisse in die Planung und Bemessung neuer Anlagen einfließen.

In den letzten Jahrzehnten hat die Anzahl von HRB in Österreich stark zugenommen, die überwiegende Mehrheit davon sogenannte ungesteuerte Becken. Derzeit existieren mehrere hundert klassische Hochwasserrückhaltebecken. Von der Bundeswasserbauverwaltung (BWV) wurden ca. 700 Anlagen und vom Forsttechnischen Dienst für Wildbach- und Lawinenverbauung (WLV) 106 Becken (Stand: April 2012) errichtet. Erwähnt werden muss in diesem Zusammenhang auch, dass die Anzahl von Rückhaltebecken die durch Straßenbetreiber oder private Bauherren errichtet werden stark zunimmt. Dabei handelt es sich

aber üblicherweise um Becken zur Kompensation einer Verschärfung des Oberflächenabflusses durch Bodenversiegelung.

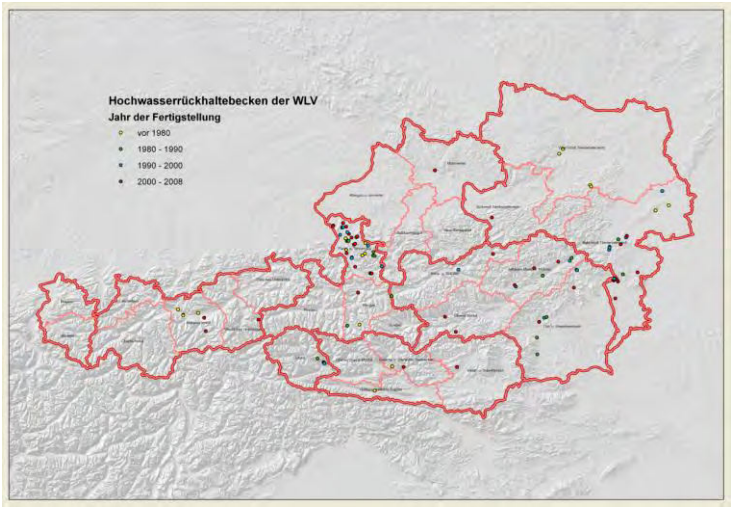


Abbildung 2: Verteilung der HRB in Österreich

In der Verteilung ist auch ein deutliches Ost-West Gefälle erkennbar, was die Anzahl der HRB betrifft. In den Bundesländern Salzburg, Steiermark und Niederösterreich wurden die meisten solcher Anlagen errichtet, was sich durch die natürlichen Topografieunterschiede erklären lässt (Alpenrandlagen). In klassischen Wildbächen des Hochgebirges sind Murgänge und stark feststoffbeladene Abflussvorgänge vorherrschend, wodurch die Errichtung von Hochwasserrückhalteanlagen technisch nicht mehr möglich ist. Darüber hinaus fehlt es in den Gebirgsregionen oft am notwendigen Rückhaltevolumen.

Tabelle 1 Volumen und Höhe von HRB der WLV in Österreich

Zusammenfassung HWRHB-Erhebung – Phase 1 – die.wildbach		**Stk. bzw. m³ und m**
Anzahl der Becken (Stk.)		**106**
Gesamtstauvolumen (m³)		**4.311.968**
Mittleres Volumen je Becken (m³)		42.000
Anzahl der Becken >100.000m³ (Stk.)		10
Mittlere Stauhöhe (m) je Becken (m)		**8,6**
Anzahl der Becken höher 10m (Stk.)		**24**
Anzahl der Becken höher 15m (Stk.)		11
Anzahl der Becken höher 20m (Stk.)		4

2.2 Gesetzliche und fachliche Basis

Hochwasserrückhalteanlagen sind Schlüsselbauwerke im Sinne der ONR 24800. Die laufende Überwachung von Schlüsselbauwerken ist gemäß ONR 24803 jährlich durchzuführen. Die Kontrolle hat in Zeitabständen von höchstens 5 Jahren zu erfolgen. In diesem Gesamtkontext ist die Bedeutung der hydrologischen Messtechnik bei Rückhalteanlagen zu sehen, die einen ordnungsgemäßen Betrieb ermöglicht und die Sicherheit der Anlage erhöht.

Grundlage für den Betrieb eines Rückhaltebeckens ist das Beckenbuch. Ein Beckenbuch ist eine geordnete Sammlung aller relevanten rechtlichen und technischen Unterlagen eines Hochwasserrückhaltebeckens. Es dient dem ordnungsgemäßen Betrieb und der Instandhaltung eines Hochwasserrückhaltebeckens. Im Beckenbuch sind folgenden Verantwortungsträger zu definieren: Beckenbetreiber, Beckenverantwortlicher, Beckenwärter sowie deren Stellvertreter.

Eine ausdrückliche gesetzliche Verpflichtung zum Betrieb von Monitoringsystemen gibt es nicht. Es liegt damit im Verantwortungsbereich des Beckenbetreibers zu entscheiden ob hydrologische Messsysteme einen Mehrwert bringen und errichtet werden sollen. Gerade bei schwer zugänglichen oder mehreren Becken im Einzugsgebiet wird aber eine Fernüberwachung eine deutliche Arbeitserleichterung im Betrieb mit sich bringen. Auch eine erschwerte (möglicherweise gefährdete) Erreichbarkeit im Hochwasserfall kann ein Argument für eine Fernüberwachung darstellen. Eine vermehrte Forderung von Monitoringanlagen seitens der Behörde im Zuge wasserrechtlicher Bewilligungsverfahren ist zu erwarten.

Unter Punkt A) 2., „Auflagen in hydrografischer Sicht“ des wasserrechtlichen Bewilligungsbescheides des Integralen Hochwasserschutzprojektes Thalgau heißt es zum Beispiel:

„Für das an den Betrieb der gegenständlichen Rückhaltebecken zu bindende, fortlaufende hydrometrische Monitoring, sowohl des Grundwassers als auch die Überwachung der jeweiligen Beckenfüllstände, ist ein Gesamtkonzept zu erstellen und den Sachverständigen […] im Wege der Behörde zur Abstimmung vorzulegen.“

2.3 Methodik hydrologischer Messtechnik

Folgende Punkte sind für ein komplettes hydrologisches Messsystem einer ungesteuerten Rückhalteanlage notwendig:

- Niederschlagsmeßstation im Niederschlagskessel
- Abflussprognose aus Niederschlagsmessung (kalibriertes Abflußmodell)

- Abflussmessung im Bereich des Beckeneinlaufes (Pegelmessung)
- Beckenstandsmessungen mit Warnmöglichkeit bei Erreichen von kritischen Beckenstände
- Abflussmessung im Bereich des Beckenauslaufes mit Warnmöglichkeit bei Erreichen von kritischen Abflüsse, z. B. im Überlastfall (=Anspringen der HW-Entlastung)
- Optische Informationssysteme

2.4 Datenerfassung

Sensoren für Wasserstand

Sensoren für die Wasserstandsmessung sind bei Rückhaltebecken und im Zu/Abfluss besonderen Belastungen ausgesetzt.

Verschlammen, Trockenfallen des Sensors, Einfrieren, Geschiebe (Steine und Holz), mechanische Gefährdung bei der Beckenräumung, Überspannungsgefahr durch Blitzschlag. Als besonders robust und langlebig haben sich im Beckenbereich Lufteinperl-Sensoren erwiesen, bei Geschiebe, Eis und Überspannungen sind diese Luftsysteme gegenüber Drucksonden vorzuziehen. Bei berührungslosen Radar-Pegelsensoren ist es notwendig den Sensor über der Wasseroberfläche zu platzieren, es können im Zu/Abflussbereich bestehende Brücken als Montagemöglichkeit genutzt werden.

Die Sensoren sollten prinzipiell so im Gerinne montiert werden, dass auch bei niedrigen Abflüssen Messwerte ermittelt werden können, somit ist zu jeder Zeit eine Funktionskontrolle durchführbar. Bei Sensoren die nur bei höheren Wasserständen (HQ10) ansprechen, ist eine Funktionskontrolle nur sehr beschränkt möglich.

Bei jeder Messstelle ist es erforderlich den gemessenen Pegelwert mit einem fixen Pegelbezugspunkt zu referenzieren. Es muss zu jeder Zeit möglich sein den vom System gemessenen Wert durch eine Kontrollmessung zu bestätigen (Lattenpegel, Kabellichtlotmessung, ...).

Bei der Messung des Beckenpegels stellt sich immer die Frage ob der Sensor für die Pegelmessung vor oder hinter dem Rechen montiert werden sollte. Hinter dem Rechen ist der Sensor vor Geschiebe und mechanischen Belastungen geschützt. Falls es jedoch zu einer Verklausung des Rechens kommt, wird der Beckenpegel falsch gemessen. Demzufolge ist die Messung im Becken (außerhalb des Rechens) vorzuziehen.

Sensoren für Niederschlagsintensität

Die Niederschlagsmessung im Einzugsgebiet des HRB liefert für die Abflussprognose die notwendige Datenbasis. Die Station kann frühzeitig bei Starkniederschlag Alarmmeldungen generieren und somit wertvolle Zeit für die Einsatzkräfte gewinnen. In der Nachbetrachtung eines Ereignisses benötigt man die Niederschlagssummen für die Hochwasserbemessung (HQ).

Anforderungen

- Messen von festem und flüssigem Niederschlag
- Geringe zeitliche Verzögerung der Niederschlagsintensität
- Möglichst Wartungsfrei

In der Praxis haben sich Niederschlagssensoren nach dem Wägeprinzip (Pluvio) und laser-optische Distrometer bewährt.

2.5 Datensammler, Stromversorgung, Datenübertragung

Die Stationen sind zumeist dezentral aufgebaut, die Messstation (Niederschlag, Zulaufpegel, Beckenpegel, Ablaufpegel) sind meist räumlich getrennt und jede ist für sich autonom. In den meisten Aufstellungsorten kommt eine Solar-Stromversorgung mit GSM/GPRS Datenübertragung zum Einsatz. Die Datenübertragung erfolgt auf FTP oder http –Server. Die Alarmmeldungen zumeist über SMS oder Sprachansage. Für sehr abgelegene Stationen können auch Funksysteme zum Einsatz kommen.

Der Datensammler an der Station erledigt die Datenerfassung und die Datenübertragung an die zentrale Datenbank. Zusätzlich kontrolliert er die Messwerte auf Grenzwertüberschreitungen und leitet gegebenenfalls eine Alarmierung ein. Eine automatische Zeit-Synchronisation aller Stationen sollte durchgeführt werden.

2.6 Datenbank / Datenvisualisierung / Datenauswertung

Ziel ist es, dem Beckenbetreiber, Beckenverantwortlichen und den Einsatzkräften jederzeit über das Abflussverhalten eines RHB aktuelle und zuverlässige Informationen bereit zu stellen. Um diese Informationen auch diesem Personenkreis zugänglich zu machen, bietet sich das Internet an. Diese Informationen können öffentlich oder Passwort geschützt, nur für einen bestimmten Personenkreis, auf einer Internetseite zugänglich sein.

Zeitgemäß ist eine grafische oder tabellarische Darstellung in einer Landkarte, die wesentlichen Messwerte sollten übersichtlich auf wenigen Seiten einen Gesamtüberblick bieten. Der Zeitraum für die Anzeige der Daten soll frei wählbar

sein. Der Zugriff auf die Daten soll unabhängig vom Endgerät sein, gleichgültig ob vom PC, Smartphone oder Tablett - Windows, Mac OS oder Android.

2.7 Wartung – Erfahrung aus der Praxis / Schwierigkeiten

Bei regelmäßig gewarteten Anlagen, kann ein reibungsloser Messbetrieb über einen langen Zeitraum erwartet werden, deshalb ist anzuraten einen detaillierten Wartungsplan festzulegen, in dem folgende Punkte zu berücksichtigt sind.

- Intervall der Wartungsarbeiten
- Kontrolle der Messwerte, Übereinstimmung mit der Referenz (Lattenpegel, …)
- Alarmliste, Aktualität der Grenzwerte und Alarmempfänger
- Aktualität der Datenbank/Datenausfälle
- Kontrolle Batteriespannungen, Batteriewechsel

In der Praxis hat sich gezeigt, dass die Telefonnummern der Alarmempfänger sehr häufig nicht aktuell sind, nach größeren Ereignissen sind die Sensoren im Beckenbereich zumeist durch Schotterumlagerungen und Geschiebe beeinträchtigt, eine rasche Räumung nach jedem Hochwasserereignis ist Voraussetzung für eine einwandfreie Funktion beim nächsten Hochwasser.

2.8 Fallbeispiel RHB Mittergrabenbach

Im Oktober 2007 erfolgte der Baubeginn für die Hochwasserverbauung am Mittergrabenbach. Neben umfassenden Linearmaßnahmen im Unterlauf wurden ein Hochwasserrückhaltebecken und ein vorgelagertes Geschieberückhaltebecken errichtet. Nach der Fertigstellung wurde 2010 ein hydrologisches Monitoringsystem installiert.

Datenerfassung

- Niederschlagsstation im Einzugsbereich ca. 2 km oberhalb des RHB
    - Erfassen von Lufttemperatur, Luftfeuchte und Minutenniederschlag
    - Alarmierung bei Überschreiten von gleitenden 10-Minuten-Summen
    - Übertragen der Daten 15-minütlich an die Internet-Plattform „Net-View“ und an die LR Steiermark
- Zuflussstation RHB ca. 400 m km oberhalb des RHB
    - Erfassen von Pegelstand mittels Radarsensor

- Übertragen der Daten 15-minütlich an die Internet-Plattform „NetView“ und an die LR Steiermark

- Beckenpegel im RHB
  - Erfassen von Pegelstand mittels Pegelsonde
  - Alarmierung bei Staubegin (>2 m) und bei erreichen von 8,5 m
  - Übertragen der Daten 15-minütlich an die Internet-Plattform „NetView“ und an die LR Steiermark



Abbildung 3: RHB Mittergrabenbach, Instrumentierung und Begehungssteg

Datenbereitstellung / Datenbank Alarmierung der Einsatzkräfte

Für die Bevölkerung, Beckenverantwortlichen und die Feuerwehr stehen alle Online-Darstellungen der Messdaten unter http://netview.ott.com/Region-Weisskirchen bereit. Diese Seite ist öffentlich ohne Passwort zugänglich. Es dient den Einsatzkräften zur Planung der Sicherungsmaßnahmen. Die Feuerwehr ist den Betrieb der Anlage eingebunden.

Die FF Weisskirchen verwendete bereits für die interne Alarmierung das System „Blaulicht-SMS“, dieses System wird auch durch die Datensammler der 3 einzelnen Messstationen unterstützt. Dabei ist die Messstation als Alarmgeber konfiguriert, und löst über das BlaulichSMS Gruppenalarme aus. Dadurch kann die

FF Weisskirchen die Alarmempfänger sehr einfach aktualisieren und je nach Alarmart die diensthabenden Personen alarmieren.

3 Ausblick

Mit steigender Anzahl von Monitoringanlagen, in Betrieb genommen durch die WLV, stellt sich unweigerlich die Frage nach der weitere Organisation dieser Systeme. Dabei stehen grundsätzlich drei Möglichkeiten zur Verfügung.

- Übergabe der einzelnen Anlagen an den jeweiligen Beckenbetreiber, d.h. Genossenschaften/Gemeinde etc.
- Übergabe an einen externen, bestehenden zentralen Datenmanagements-ervice (z.B. Hydrographischer Dienst, private Firmen)
- Aufbau eines eigenen, zentralen Datenmanagements

Die WLV befindet sich diesbezüglich gerade in der Entscheidungsfindung

4 Literatur

BMLFUW, (2012). Leitfaden „Hochwasserrückhaltebecken – Grundsätze für Planung, Bau und Betrieb“, Hrsg.BMLFUW, Sektion Forstwesen, 1030 Wien, April 2012

Czerny H., (2013). Neuerungen aus Sicht der Staubeckenkommission, Vortrag anläßlich der Tagung “Hochwasserrückhaltebecken – Stand der Technik”, Graz 30.1.2013

Hattenberger D., Wöllik A. (2007) Rechtsfragen im Zusammenhang mit Warn- und Messsystemen, – Universität Klagenfurt, Gutachten, erstellt im Auftrag des Forsttechnischen Dienstes für Wildbach- und Lawinenverbauung – Sektion Vorarlberg

Autoren:

DI Dr. Rudolf Schmidt

Forsttechnischer Dienst für Wildbach- und Lawinenverbauung Salzburg
Bergheimerstrasse 57, 5020 Salzburg

Tel.: +43 662 878154
Fax: +49 662 878154 250
rudolf.schmidt@die-wildbach.at

DI Alfred Ellmer

Forsttechnischer Dienst für Wildbach- und Lawinenverbauung Sektion Steiermark
Conrad-von-Hötzendorf-Straße 127, 8010 Graz
alfred.ellmer@die-wildbach.at

Ing. Martin Schinnerl

OTT Hydromet GmbH
Weidegut 76, 4223 Katsdorf
m.schinnerl@ott.com

Technische Universität Dresden – Fakultät Bauingenieurwesen
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

38. Dresdner Wasserbaukolloquium 2015
„Messen und Überwachen im Wasserbau und am Gewässer“

SonarINN – Entwicklung einer Methode zur Ermittlung wirklichkeitsnaher Schichtenprofile zur Sicherstellung der Wirtschaftlichkeit von Talsperren

Elena-Maria Klopries
Rudolf Bannasch
Klaus Buckup
Catrina Cofalla
Gerd Heller
Sebastian Hudjetz
Holger Schüttrumpf

Um der Verlandung von Talsperren entgegenzuwirken, ist eine genaue Kenntnis des Ausmaßes der Verlandung erforderlich. Das SonarINN-Verfahren bietet eine Möglichkeit, die vorhandene Verlandung an einer Talsperre mittels der Kombination aus geoakustischen und geophysikalischen Verfahren darzustellen. Weitere Einsatzbereiche stellt die Vermessung von Gewässern oder Bauwerken in diesen dar.

Stichworte: Schichtenprofile, Sonartechnik, INN-Verfahren, Talsperrenverlandung

1 Einleitung

1.1 Problemstellung

In Deutschland gibt es zurzeit 311 Talsperren (LE DELLIOU, 2001; DEUTSCHES TALSPERRENKOMITEE E.V., 2014). Das entspricht etwa 3,8 Talsperren pro 1.000.000 Einwohner. Im Vergleich zu anderen europäischen Ländern wie etwa Norwegen, wo pro 1.000.000 Einwohner 75,7 Talsperren existieren, ist dieser Wert zwar gering, dennoch sind der Schutz und die effiziente Bewirtschaftung der Talsperren eine wichtige volkswirtschaftliche Aufgabe. Die Talsperren inklusive der Speicherseen und sonstiger Anlagen erfüllen ein vielfältiges Aufgabenspektrum, welches unter anderem den Hochwasserschutz, die Trinkwasserversorgung und die Energieerzeugung umfasst (STROBL UND ZUNIC, 2006; DWA, 2006). Die verlässliche Erfüllung dieser Aufgaben ist jedoch prinzipiell durch die Verlandung der Speicherbecken gefährdet. Der kontinuierliche oder stoßweise Eintrag und Rückhalt von Sediment in das Speicherbecken führt dazu,

dass das Speichervolumen reduziert wird und so die Aufgabenerfüllung und die Lebensdauer der Talsperre sinken.

Für eine effiziente Planung der Räumung einer Talsperre ist es unerlässlich, die Verlandung genau zu kennen. Dazu zählen die Verlandungsrate sowie die Zusammensetzung und Schichtung der abgelagerten Sedimente. Die bisherigen Verfahren zur Bestimmung der Verlandung sind verhältnismäßig zeit- sowie kostenintensiv und können meist nur zur Beantwortung von einer der beiden Fragestellungen herangezogen werden. Von GEO-DV GmbH (Stendal), EvoLogics GmbH (Berlin) und DBM (Magdeburg) ist ein System zur Erstellung wirklichkeitsnaher Schichtenprofile entwickelt worden, das geoakustische und radiometrische Messverfahren miteinander kombiniert, und so die Bestimmung der Verlandung vereinfachen und wirtschaftlicher gestalten kann. Die beiden Messverfahren werden simultan genutzt und ergänzen sich aufgrund ihrer unterschiedlichen Funktionsweisen. Diese innovative Kombination beider Messverfahren bietet neben der Möglichkeit der Bestimmung der Verlandung von Talsperren ebenfalls die Möglichkeit des Einsatzes bei der Vermessung von Binnen- und Küstengewässern sowie der Vermessung von Bauwerken in einem Gewässer.

1.2 Zielsetzung

Ziel der hier vorgestellten Untersuchungen ist es, ein Messsystem aus Sonartechnik und Impuls-Neutron-Neutron-Technik zu entwickeln und zu validieren. Dieses soll in der Zukunft dafür genutzt werden, die Schichtung unterschiedlicher Sedimente in und am Gewässer zu untersuchen.

1.3 Vorgehensweise

Zunächst wurden die beiden Messsysteme getrennt voneinander entwickelt und optimiert. Anschließend erfolgt die Integration der beiden Systeme auf einem autonomen, unbemannten Messboot - dem Sonobot -, um eine kombinierte Nutzung der beiden Messtechniken zu ermöglichen. Abschließend erfolgt eine Abstimmung der Auswertungssoftware zur effizienten und detailgetreuen Darstellung der Messergebnisse.

In diesem Beitrag sollen zunächst die Problematik der Talsperrenverlandung erläutert sowie die Notwendigkeit neuer Messverfahren zur Bestimmung der Verlandung dargestellt werden. Anschließend wird die neue Messtechnik beschrieben und die bislang durchgeführten Versuche mit den Systemen werden erläutert.

2 Verlandung von Talsperren

2.1 Verlandungsproblematik

Das Speicherbecken einer Talsperre dient dem Ausgleich zwischen dem Wasserdargebot und dem Wasserbedarf in einem Einzugsgebiet (PATT UND GONSOWSKI, 2011). Da sowohl der Zufluss in eine Talsperre (Angebot) als auch der Abfluss aus der Talsperre (Nachfrage) zeitlichen Schwankungen unterliegen, kann es dazu kommen, dass die Nachfrage das Angebot übersteigt. Das Speicherbecken kann dazu genutzt werden, in Zeiten mit Angebotsüberschuss das überschüssige Wasser zu speichern und dieses in Zeiten von Wasserdefizit wieder abzugeben (PATT UND GONSOWSKI, 2011). Durch die Speichereigenschaften einer Talsperre können nach STROBL UND ZUNIC (2006) und DWA (2006) unterschiedliche wasserwirtschaftliche Aufgabenstellungen erfüllt werden: Hochwasserschutz, Bewässerung, Trinkwasserversorgung, Stromerzeugung, Niedrigwasseraufhöhung, Grundwasseranreicherung, Erholungsgebiet. Grundsätzlich gilt, dass die Zuverlässigkeit der Aufgabenerfüllung einer Talsperre mit der Größe des Speicherbeckens zusammenhängt. Je größer das Speichervolumen ist, desto mehr Wasser kann in Zeiten von Angebotsüberschuss gespeichert werden und desto mehr Wasser steht in Zeiten eines Wasserdefizits zur Verfügung. Für eine effektive Nutzung einer Talsperre sind eine funktionierende Talsperrenbewirtschaftung und eine vorausschauende Planung daher unerlässlich (SCHUMANN, 2012).

Neben Wasser führt jedes Fließgewässer auch Sedimente und andere Stoffe mit sich. Fließt dieses Sediment-Wasser-Gemisch in das Speicherbecken einer Talsperre, so wird neben dem Wasser auch ein Großteil des Sediments in dem Becken gespeichert (DWA, 2006; DETERING UND SCHÜTTRUMPF, 2014). Der Vorgang der Ablagerung von Sedimenten in einem Speicherbecken wird als Verlandung bezeichnet. Nach JENZER UND CESARE (2006) liegt die weltweite jährliche Verlandungsrate von Talsperren bei durchschnittlich 1 % bis 2 %. Die Auswirkungen einer Verlandung sind vielfältig und größtenteils negativ. Sie sind abhängig von dem Ausmaß der Verlandung und der Nutzung der Talsperre (DWA, 2006; KNOBLAUCH ET AL., 2007) (vgl. Abbildung 1:) und können bis zur unwirtschaftlichen Nutzung der Talsperre führen. Wie stark eine Talsperre im Laufe der Zeit verlandet und welche Sedimente sich im Speicherbecken absetzen, hängt von den Eigenschaften des Einzugsgebietes und des Stauraums der jeweils betrachteten Talsperre ab. Die Verlandung kann durch die beiden Parameter Verlandungsrate und Sedimentzusammensetzung beschrieben werden (vgl. Abbildung 2:). Die Kenntnis dieser beiden Parameter ist für einen kosteneffizienten und ökologisch sinnvollen Einsatz von Räumungsmaßnahmen essentiell.

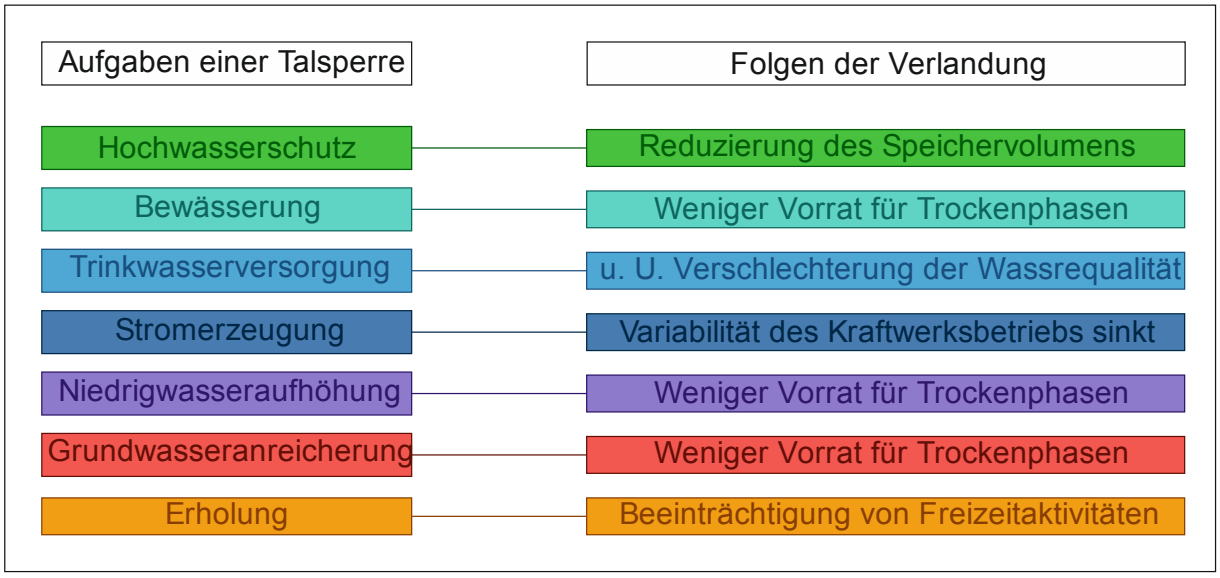


Abbildung 1: Aufgaben einer Talsperre und Folgen der Verlandung

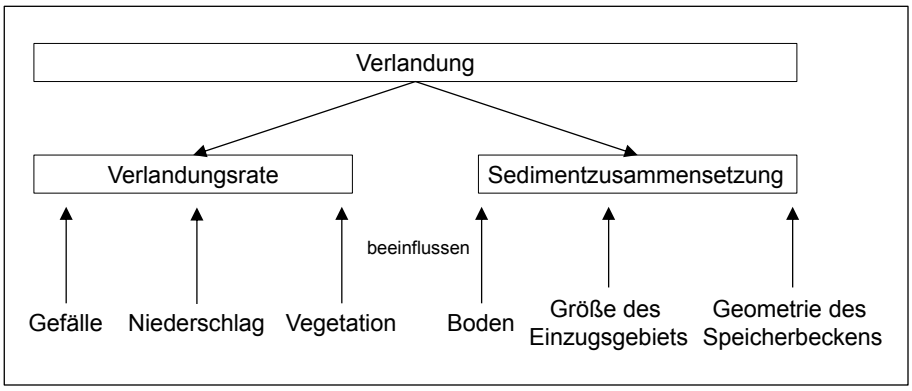


Abbildung 2: Einflussfaktoren auf die Verlandung einer Talsperre

2.2 Bisherige Messtechnik

Verlandungsrate

Die Verlandungsrate beschreibt die zeitliche Veränderung des Speichervolumens eines Stauraums aufgrund der Verlandung. Zur Bestimmung der Verlandungsrate kann daher der Vergleich des Stauraums an zwei aufeinanderfolgenden Zeitpunkten genutzt werden. Die Differenz zwischen den beiden Zeitpunkten gibt an, wie viel Verlandung in dem Zeitraum aufgetreten ist. Zur Bestimmung des Stauraums muss dieser möglichst genau in seiner Höhe und Ausdehnung aufgenommen werden. Hierfür bieten sich digitale Höhen- oder Geländemodelle an, die sowohl das landseitige Gelände als auch das Gewässerbett darstellen. Als Eingangsdaten zur Erstellung eines solchen Modells werden die Geländedaten des Untersuchungsgebiets benötigt. Hierfür stehen derzeit drei praxisreife Messverfahren zur Verfügung (GRIMM ET AL., 2013): Tachymetrie, Echolot und flugzeuggestützte Fernerkundung. Von den genannten Messverfahren

eignet sich für die Vermessung des Speicherbeckens einer Talsperre am besten das Echolot-Verfahren (GRIMM ET AL., 2013).

Sedimentzusammensetzung

Neben der Verlandungsrate ist auch die Art des abgelagerten Sediments von Bedeutung. Um die Art und Zusammensetzung des Sediments zu bestimmen, können Bohrkerne von der Sohle des Stausees entnommen werden. Dies kann beispielsweise mit Hilfe eines Stahlkernrohrs geschehen, das in den Boden getrieben wird (ROSENBAUM-MERTENS, 2003). Das Ergebnis einer solchen Bohrkernbohrung ist eine punktuelle Probe der tatsächlichen Zusammensetzung des Bodens in einer Tiefe von etwa 1 m. Anhand dieser Probe können der Schichtverlauf, die Schichtdicke, die Zusammensetzung der Schichten sowie der Anteil organischer Stoffe bestimmt werden. Zudem kann über die Altersbestimmung der Sedimente mittels der radioaktiven Nuklide Caesium und Blei näherungsweise die Verlandungsrate bestimmt werden. So kann festgestellt werden, wann sich welche Sedimentschicht im Talsperrenbecken abgesetzt hat.

Vor- und Nachteile

Die in den vorangegangenen Abschnitten vorgestellten Messtechniken lassen sich grundsätzlich miteinander kombinieren, sodass eine gesamtheitliche Aussage zur Verlandung an einer Talsperre möglich ist. Allerdings ist die Kombination der Ergebnisse zweier unterschiedlicher Messtechniken zeit- und arbeitsintensiv.

3 SonarINN

3.1 Genutztes Sonar

Das SonarINN-Verfahren basiert auf der kombinierten Nutzung der Daten eines Breitbandsonars mit der Bezeichnung Sub-Bottom-Profiler und eines Impuls-Neutron-Neutron-Verfahrens (INN) zur Erstellung wirklichkeitsnaher Schichtenprofile. Der Sub-Bottom-Profiler arbeitet in einem sehr niedrigen Frequenzbereich von 7 kHz bis 17 kHz. Aufgrund dieses Frequenzbereiches können die Schallimpulse des Sub-Bottom-Profilers tiefer als bei herkömmlichen Sonaren in das zu untersuchende Sediment eindringen und Schichten unterschiedlicher Dichte unterscheiden. Auf diese Weise kann der Sub-Bottom-Profiler strukturelle Informationen über die Zusammensetzung des Sediments liefern, womit die Mächtigkeiten der Schichten unterschiedlicher Dichten bestimmt werden können.

3.2 Genutzte INN-Sonde

Das Impuls-Neutron-Neutron-Verfahren (INN) nutzt eine niederfrequente Neutronenröhre zur kontrollierten Emission von schnellen Neutronen mit einer Frequenz von 20 Hz und einem Flux von 10^8 n/s (Neutronen pro Sekunde) bei einer Energie von 14 MeV (Megaelektronenvolt). Die emittierten schnellen Neutronen werden durch Reaktionen mit der Umgebung abgebremst und als thermische Neutronen mittels Helium-3(^{3}He) -Detektoren in Kanälen in einer festgelegten Entfernung (Spacing) von der Quelle registriert. Da ein Neutron eine Lebensdauer von etwa 2 ms hat, erfolgt die Registrierung über diese Zeit in definierten Zeitfenstern von je 32 µs. Es kann so eine mittlere Abklingkurve erstellt werden, die für das untersuchte Medium einen typischen Verlauf annimmt. Die Abklingkurve kann durch folgende Beziehung beschrieben werden:

$$N = N_0 \cdot e^{-t/\tau} \quad (1)$$

N = Zählrate zu einem ausgewählten Zeitpunkt t [cps]
N_0 = Ausgangszählrate [cps]
τ = Neutronenlebensdauer Tau [µs]

Um Tau für eine konkrete Abklingkurve wertmäßig zu bestimmen, kann die Tangente der Abklingkurve genutzt werden. Bei einem homogenen Medium entspricht die Steigung der Tangente dem Wert von Tau. Bei einem heterogenen Medium wird eine mittlere Abklingkurve über das Medium aufgenommen, für die ein zusammengesetzter Tau-Wert ermittelt werden kann (vgl. Gleichung 2). In der mittleren Abklingkurve werden alle Elemente des untersuchten Mediums abgebildet, allerdings wird deren Tangens zu einem Großteil von der dominierenden Komponente des Mediums bestimmt.

$$\tau = \sum_{i=1}^{n} K_i \cdot \tau_i \quad (2)$$

K_i=Anteilskoeffizient für die Einzelkomponente i [-]

τ_i=Tau-Wert für die Einzelkomponente i [µs]

Das INN-Verfahren hat eine Eindringtiefe von bis zu 7 m und reagiert auf stoffliche Faktoren. Es kann somit für Sedimentuntersuchungen eingesetzt werden und Aussagen über die stoffliche Zusammensetzung einer Sedimentschicht generieren.

3.3 Kombination der Sonartechnik und des INN-Verfahrens

Die Kombination der Sonartechnik mit dem INN-Verfahren erlaubt eine ganzheitliche Aussage über die Struktur und Zusammensetzung eines Bodens beziehungsweise eines Sedimentes. Informationen über den strukturellen Aufbau eines Bodens werden mit Sonar gewonnen und mit den Informationen über die

stoffliche Zusammensetzung, die von der INN-Sonde geliefert werden, verschnitten.

Das Kombinationsprinzip beruht darauf, dass der Sonobot der Firma Geo-DV GmbH als autonomes, unbemanntes Messboot genutzt wird, um die INN-Sonde sowie den Sub-Bottom-Profiler nacheinander über das zu untersuchende Gebiet zu schleppen. Über einen zwischengeschalteten Trailer erfolgt die Georeferenzierung der Messsysteme, um so die genaue Position der Messgeräte und schließlich die Zuordnung der Messdaten zu den genauen Punkten ermöglichen zu können (vgl. Abbildung 3:). Die Messdaten des Sonars und der INN-Sonde werden an den Sonobot weitergeleitet. Dieser dient als Ort der Datensammlung und als Schnittstelle zwischen den Messdaten und den Daten der Georeferenzierung. Auf dem Sonobot werden diese Daten in Echtzeit miteinander verknüpft und an eine mobile Kontrollstation am Ufer gesendet. Dort können die gewonnenen Daten quasi in Echtzeit einer Plausibilitätsprüfung unterzogen werden und so die Qualität der gewonnenen Daten überwacht werden.

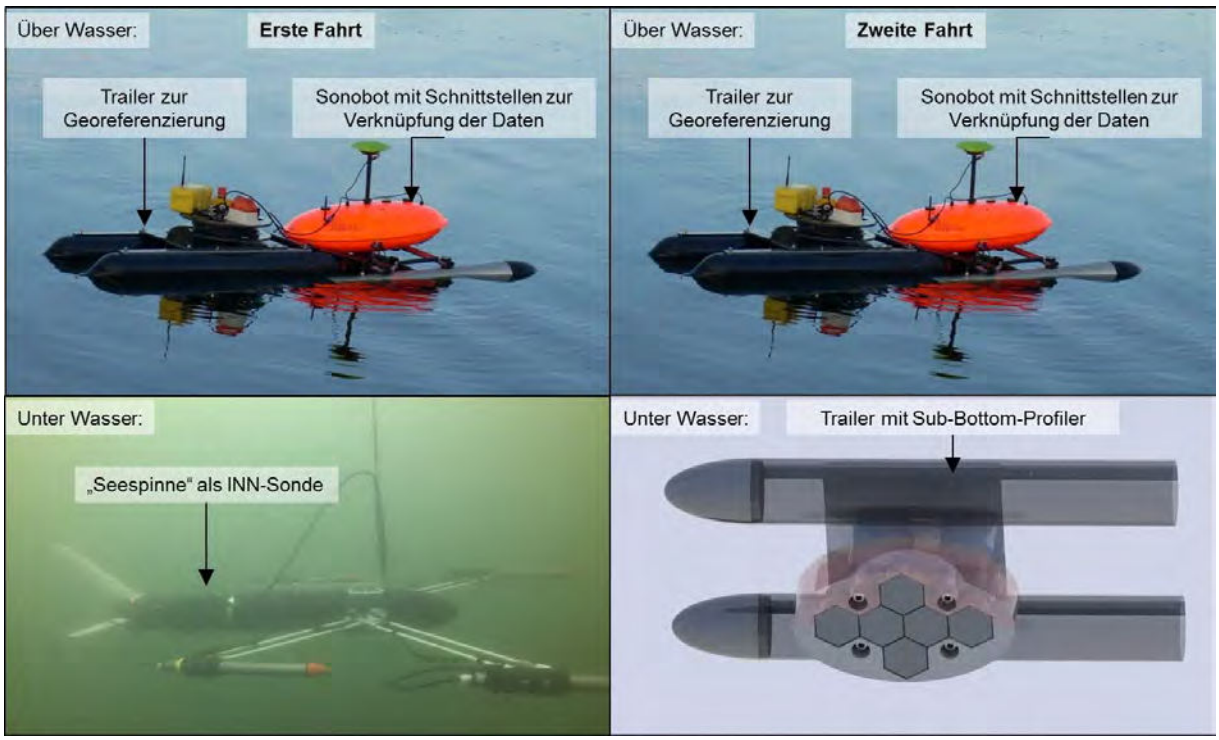


Abbildung 3: Gesamtsystem SonarINN im Einsatz

4 Bisherige und geplante Untersuchungen

4.1 Modellversuche in der Wasserbauhalle des IWW

Da es sich bei SonarINN um ein innovatives Verfahren handelt, das so in der Praxis noch nicht eingesetzt wird, ist es in einem ersten Schritt erforderlich, eine Validierung des Verfahrens durchzuführen. Zu diesem Zweck ist das neue Messverfahren in zwei großmaßstäblichen physikalischen Modellversuchen in der Versuchshalle des Lehrstuhls und Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft der RWTH Aachen University getestet worden (vgl. Abbildung 4:). In einer 28 m langen, 1,7 m breiten und 2 m hohen Strömungsrinne sind verschiedene Sedimentschichten aus Sand, Kies, Ton und organischem Material eingebaut worden. Dieser Aufbau ist unter klar definierten Bedingungen mit einem zuvor festgelegten Wasserstand mit dem SonarINN-Verfahren gemessen worden. Als Ergebnis der Modellversuche hat sich gezeigt, dass verschiedene Einbauten und Schichten mit dem SonarINN-Verfahren detektiert werden können.

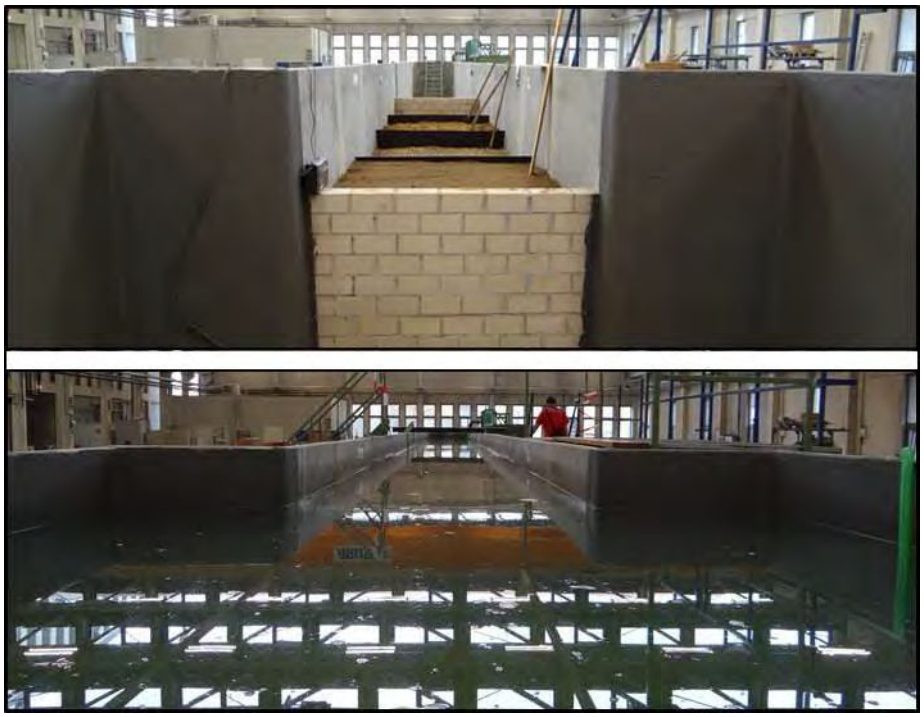


Abbildung 4: Oben: eingebaute Sedimentschichtungen, unten: wassergefüllte Versuchsrinne

4.2 Freilanduntersuchungen

Das SonarINN-Verfahren ist bereits so weit entwickelt, dass ein regulärer Feldeinsatz möglich ist. Die Einsatzfähigkeit und die Funktionalität konnten bereits bei diversen Untersuchungen in der Natur nachgewiesen werden. Beispiele einer solchen Freilanduntersuchung sind der Einsatz der Technologie zur Ermittlung

der Überdeckungshöhen über einen Stahldüker oder die Ermittlung der Eindringtiefe eines Betonbrückenpfeilers in den Baugrund. Diese Untersuchungen sind neben anderen Freilandtests im Verlauf des Jahres 2014 durchgeführt worden und haben gezeigt, dass das entwickelte System für diese Einsatzbereiche geeignet ist. Im Jahr 2015 sind zudem Freilanduntersuchungen in Stauräumen von Talsperren geplant, um die Eignung des Verfahrens zur Bestimmung der Verlandung zu validieren.

5 Zusammenfassung

Das SonarINN-Verfahren stellt eine innovative und neuartige Methode dar, wirklichkeitsnahe Profile ungestörter Sedimentschichten unter Wasser aufzunehmen. Durch die Kombination eines Breitbandsonars und einer Impuls-Neutron-Neutron-Technik kann sowohl der strukturelle als auch der stoffliche Aufbau einer Sedimentschichtung ermittelt werden. Über eine Georeferenzierung können die gewonnenen Messdaten miteinander verknüpft werden, sodass die Interpretation der Daten ermöglicht wird. Die Information über den Aufbau der Sedimentschichtung kann beispielsweise zur Feststellung der Verlandung einer Talsperre genutzt werden. Weitere Einsatzgebiete finden sich in der Vermessung von Küsten- und Binnengewässern sowie der Vermessung von Bauwerken in einem Gewässer.

6 Literatur

Detering, M.; Schüttrumpf, H. (2014): Verlandung und Lebensdauer von Talsperren. In: WasserWirtschaft 2014 (1/2), S. 30–33.

DWA (2006): Entlandung von Stauräumen. [Stand] Dezember 2006. Hennef: Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V. (DWA-Themen).

Grimm, C.; Bachmann, D.; Schüttrumpf, H. (2013): Auswirkungen von Klimawandel, Landnutzungsänderungen und ungedrosselten Misch- und Regenwassereinleitungen auf die Gewässer des Wasser- und Bodenverbandes der Mittleren Niers. Ermittlung hydrometrischer Grundlagendaten Teil 1. Lehrstuhl und Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft RWTH Aachen University.

Jenzer, J.; Cesare, G. de (2006): Möglichkeiten und Anwendung einer Datenbank bezüglich der Stauraumverlandung von alpinen Speichern. In: Wasser Energie Luft 2006 (3).

Knoblauch, H.; Hartmann, S.; De Cesare, G. (2007): Maßnahmen gegen die Verlandung von Stauräumen im Alpenraum. In: Peter Rutschmann (Hg.): 14. Deutsches Talsperrensymposium. 7th ICOLD European Club Dam Symposium. Beiträge zur Tagung am 17. bis 19. September 2007 in Freising, 17.-19. September. Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft TU München (115).

Patt, H.; Gonsowski, P. (2011): Wasserbau. Grundlagen, Gestaltung von wasserbaulichen Bauwerken und Anlagen. In: Wasserbau.

Rosenbaum-Mertens, J. (2003): Seesedimente als Schadstoffarchive - Veränderungen im Schwermetalleintrag in die Umwelt seit 1945. Hochauflösende Untersuchungen von Seeablagerungen in Industriezonen und naturbelassenen Bereichen. Dissertation. Universität Duisburg-Essen, Duisburg-Essen.

Schumann, A. (2012): Talsperrenbewirtschaftung unter veränderten gesellschaftlichen Anforderungen. Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik (35. Dresdner Wasserbaukolloquium 2012).

Strobl, T.; Zunic, F. (2006): Wasserbau. Aktuelle Grundlagen - neue Entwicklungen. 1. Aufl. Berlin: Springer.

Autoren:

Elena-Maria Klopries, M.Sc. RWTH
Dipl.-Ing. Catrina Cofalla
Dipl.-Biol. Sebastian Hudjetz
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Holger Schüttrumpf

Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft
RWTH Aachen University
Mies-van-der-Rohe-Straße 17
52056 Aachen

Tel.: +49 241 80 25263
Fax: +49 241 80 25750
E-Mail: klopries@iww.rwth-aachen.de
cofalla@iww.rwth-aachen.de
hudjetz@iww.rwth-aachen.de
schuettrumpf@iww.rwth-aachen.de

Dr. Rudolf Bannasch

EvoLogics GmbH
Ackerstraße 76
13355 Berlin

Tel.: +49 30 4679 862 0
Fax: +49 30 4679 862 01
E-Mail: bannasch@evologics.de

Dr. Klaus Buckup

DBM
Hohenwarther Str. 2
39126 Magdeburg

Tel.: +49 391 505715
Fax: +49 391 5057184
E-Mail: buckup@bohrlochmesser.de

Dipl.-Ing. Gerd Heller

GEO-DV GmbH
Hoher Weg 7
39576 Stendal

Tel.: +49 3931 212797
Fax: +49 3931 794851
E-Mail: geo-dv@t-online.de

Technische Universität Dresden – Fakultät Bauingenieurwesen
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

38. Dresdner Wasserbaukolloquium 2015
„Messen und Überwachen im Wasserbau und am Gewässer“

Innovative Systemlösungen für ein transdisziplinäres und regionales ökologisches Hochwasserrisikomanagement und naturnahe Gewässerentwicklung

Jürgen Stamm
Nadine Müller

Im Rahmen der Bekanntmachung des BMBF zur Förderung von Forschungsvorhaben auf dem Gebiet „Regionales Wasserressourcen-Management für den nachhaltigen Gewässerschutz in Deutschland“ (ReWaM) konnte der Verbundforschungsantrag „Innovative Systemlösungen für ein transdisziplinäres und regionales ökologisches Hochwasserrisikomanagement und naturnahe Gewässerentwicklung“ (In_StröHmunG), unter der Verbundkoordination des IWD erfolgreich platziert werden. Hauptziel dieses Verbundvorhabens ist die Entwicklung von Instrumenten der flussgebietsbezogenen Gewässerbewirtschaftung. Es werden innovative Systemlösungen entwickelt, die auf anwenderorientierten Fachgrundlagen basieren und einen integrativen Ansatz für die nachhaltige Bewirtschaftung von Fließgewässern verfolgen. Diese sollen zu einem systematischen Synergieeffekt bei der Umsetzung von ökologisch orientierten Maßnahmen zur Gewässerentwicklung im Sinne der Wasserrahmenrichtlinie (WRRL) und zur Umsetzung der Hochwasserrisikomanagement-Richtlinie (HWRM-RL) beitragen und damit zur öffentlichen Akzeptanzsteigerung dieser Maßnahmen und einer flächenhaften Zielerreichung beider EU-Richtlinien beitragen.

Der Forschungsverbund besteht aus den Projektpartner:

1) TU Dresden, Institut für Wasserbau und THM (IWD) sowie Institut für Hydrobiologie (IfH)
2) Technische Universität Braunschweig, Leichtweiß-Institut (LWI)
3) Hochschule Magdeburg Stendal, Institut für Wasserwirtschaft und Ökotechnologie (IWO)
4) Sächsisches Landesamt für Umwelt, Landwirtschaft und Geologie (LfULG)
5) Institut für ökologische Wirtschaftsforschung GmbH, Berlin (IÖW)
6) Stowasserplan, Radebeul
7) umweltbüro essen, Essen (ube)
8) DWA, Hennef

und den assoziierten Partnern:

9) Sächsischer Staatsbetrieb Landestalsperrenverwaltung (LTV)

10) Staatsbetrieb Sächsisches Immobilien und Baumanagement (SIB)
11) Städte Grimma, Colditz, Waldheim, Roßwein, Gemeinden Trebsen, Kriebstein, Stadt Celle
12) LAWA-Expertenkreis „Hydromorphologie“
13) Landesverband Sächsischer Angler (LVSA)
14) Bürgerinitiative HW Nünchritz 2013

Dieses Vorhaben wurde neben 26 weiteren Vorhaben aus insgesamt ca. 120 Skizzen ausgewählt sich in der Vollantragsphase zu bewerben. Vorbehaltlich des offiziellen Bewilligungsschreibens konnte sich das Forschungsprojekt als eines von 15 geförderten ReWaM-Projekten qualifizieren, die wiederum in einem Vernetzungsprojekt zusammengeführt werden sollen.

1 Zielsetzung des Verbundvorhabens

1.1 Problemlage

Die überwiegende Mehrzahl der Fließgewässer in Deutschland und Europa sind aufgrund weitreichender morphologischer Veränderungen und Abflussregulierungen in einem unzureichenden ökologischen Zustand. Zu dieser Erkenntnis gelangen sowohl das BMU (2010) als auch die Europäische Umweltagentur (EEA 2012) in Auswertung der ersten Bewirtschaftungspläne zur Umsetzung der Europäischen Wasserrahmenrichtlinie (**WRRL**) für Deutschland bzw. die Mitgliedsstaaten der Europäischen Union. Die Hauptgründe stellen die hydromorphologischen Veränderungen der Flüsse durch den Ausbau, die Begradigung und Befestigung von Ufer und Sohle, intensive Auennutzungen verbunden mit hohen Bevölkerungsdichten und deren Hochwasserschutzanforderungen an den Fließgewässern und deren Einzugsgebieten dar. Die Auswertung der EEA (2012) zeigt weiterhin, dass die hydromorphologischen Veränderungen der Flüsse und Bäche in Europa auch zu einem massiven Biodiversitätsproblem führen und die Zielerreichung der Fauna-Flora-Habitatrichtlinie (RL 92/43/EWG; FFH-RL) hinsichtlich des Schutzes gefährdeter Arten und Lebensräume beeinträchtigt. Daraus leitet sich ein vordinglicher Handlungsbedarf zur naturnahen Gestaltung der Fließgewässer in Deutschland ab.

Das zeitnahe Auftreten mehrerer Extremhochwasser hat zuletzt den Hochwasserschutz (HWS) sehr stark ins öffentliche Bewusstsein gedrängt und führte zur Europäischen Hochwasserrisikomanagement-Richtlinie (**HWRM-RL**). Gemeinsam stellen beide EU-Richtlinien die Basis für eine ökologisch ausgerichtete flussgebietsbezogene Gewässerbewirtschaftung und ein ökonomisch fundiertes Hochwasserrisikomanagement und ermöglichen Synergiepotenziale im Sinne einer nachhaltigen strategischen Kopplung der Bewirtschaftungsziele. Daher ist

es zielführend, die für die Erreichung der Ziele beider Richtlinien vorgesehenen Maßnahmen gegenüber zu stellen und auf potenzielle Synergie- bzw. Konfliktpotenziale mit den Zielen der jeweils anderen RL zu prüfen (LAWA 2013).

Für den Freistaat Sachsen besteht ein besonders großer Handlungsbedarf bezogen auf die dargestellte Problemlage, da Sachsen in 2002 und 2013 von Hochwasserextremereignissen in fast flächendeckendem Ausmaß und auch 2006 und 2010 von regionalen Hochwasserextremereignissen betroffen war. Die Analyse der Hochwasserereignisse von 2010 zeigten Schäden in Höhe von 850 Mio. € (LfULG 2013), die durch die Schadensumme des Hochwassers in 2013 mit 1,883 Milliarden € weit übertroffen wird. Ein großer Handlungsbedarf zeigt sich durch den Sachverhalt, dass mancherorts, wie z. B. in Nünchritz an der Elbe, Bürgerinitiativen für einen schnellen und wirksamen Hochwasserschutz eintreten.

Gleichzeitig stellten die ersten Bewirtschaftungspläne für die Anteile Sachsens an den Flussgebietseinheiten Elbe und Oder heraus, dass mehr als 95 % der Fließgewässer den guten ökologischen Zustand nicht erreichen (LfULG 2009; Spänhoff et al. 2012). Hauptgründe dafür sind die anthropogenen Veränderungen der natürlichen Fließgewässermorphologie durch Ausbau, Begradigung und Befestigung der Gewässer sowie durch die Regulierung des natürlichen Abflussregimes. Ein weiterer Grund sind die z. T. noch hohen Konzentrationen an Nähr- aber auch Schadstoffen in den Gewässern.

1.2 Stand von Wissenschaft und Technik

Zu Zielkonflikten zwischen WRRL und HWRM-RL kann es insbesondere auf Grund der morphodynamischen Langzeitwirkung von Maßnahmen im und am Gewässer kommen. Hochwasserereignisse führen aufgrund der verstärkt mobilisierten Geschiebefracht oft zur schnellen Auflandung von Vorländern und Flutmulden. Insbesondere buschartige Vegetation in den Auen wirkt wie ein Filter für die in der Hochwasserwelle mitgeführten Schwebstoffe, wodurch eine beschleunigte Sedimentation verursacht wird. Sowohl durch das Vorhandensein von Vegetation als auch durch die verstärkt hervorgerufene Sedimentation auf den Vorländern und in den Flutmulden werden die Abflussquerschnitte dauerhaft reduziert und es kommt zu Wasserstandsanhebungen, die insbesondere bei extremen Hochwasserereignissen eine lokale Verschärfung der Überflutungsgefahr zur Folge haben. Bestehende hydrodynamische Modelle sind nicht in der Lage, die komplexe Interaktion zwischen Strömung, Sediment und Vegetation oder den Einfluss von Abflussverzweigungen auf den Feststofftransport zu

quantifizieren und zu berechnen. Deshalb ist eine gezielte Gewässerbewirtschaftung hinsichtlich ihrer mittel- und langfristigen Auswirkungen bislang nicht möglich.

Dieses hochaktuelle Thema steht derzeit im Fokus verschiedener internationaler Forschungsarbeiten, da Fließgewässer heutzutage infolge des gestiegenen Umweltbewusstseins unserer Gesellschaft und gesetzlicher Vorschriften wie der EU-Wasserrahmenrichtlinie (EU-WRRL); Richtlinie 2000/60/EG), soweit möglich, naturnah umgestaltet und ökologisch aufgewertet werden (z.B. Maltby & Blackwell, 2005; Newson & Large, 2006). Hierbei kommen verstärkt ingenieurbiologische Methoden zum Einsatz, die auf dem Lebendverbau von Pflanzen basieren (z.B. Florineth, 2004; Hacker, 2005, 2010; Stowasser 2010). Ebenso verlangt der gesetzliche Auftrag an die Gewässerunterhaltung neben der Sicherung des ordnungsgemäßen Wasserabflusses gleichrangig die Erhaltung und Förderung der ökologischen Funktionsfähigkeit insbesondere als Lebensraum von Tieren und Pflanzen (WHG § 39) und damit eine stärker ökologisch ausgerichtete Gewässerunterhaltung.

Ein weiterer forschungsrelevanter Aspekt ist, dass die Wirkung ingenieurbiologischer Hochwasserschutzmaßnahmen auf ökologische Qualitätskomponenten (Fische, Makrozoobenthos, Phytobenthos) bisher kaum untersucht sind. Die Hydromorphologie von Fließgewässern und ihre anthropogenen Veränderungen haben einen unmittelbaren Einfluss auf die Zusammensetzung von Fischzönosen (Lamouroux et al. 1998) und Makrozoobenthos-Gemeinschaften (Dewson et al. 2007). Strömungsgeschwindigkeit und Habitatstrukturen stehen in engem Zusammenhang (Snelder & Lamouroux 2010) und wirken sich in vielfältiger Weise auf die Organismen im Gewässer aus (Cattaneo et al. 2001, Facey & Grossman 1992, Lampert & Sommer 2007, Lancaster & Downes 2010). Fische und benthische Makroinvertebraten sind daher wichtige Indikatoren für den hydro-morphologischen Zustand. Die hydraulische Habitatdegradation führt zur Abnahme der Artendiversität (Dewson et al. 2007). Strukturelle Renaturierungsmaßnahmen an vielen Gewässern zeigten bisher jedoch nur mäßige positive Effekte auf diese beiden Organismengruppen (Haase et al. 2013). Eine Ursache dafür können Wechselwirkungen zwischen der Hydromorphologie und anderen Einflussfaktoren, wie z. B. der Wasserqualität (Haase et al. 2013) oder ein mangelndes Wiederbesiedlungspotenzial sein. Daher wird bei der Prognose und Unterstützung der Wiederbesiedlung renaturierter Strecken zunehmend das Strahlwirkungskonzept (DRL 2008, LANUV 2011) angewandt, das die positive Wirkung von naturnahen Gewässerbereichen mit hohem Artenpotenzial in einer für die Organismen überbrückbaren Entfernung berücksichtigt.

Daraus ableitend, werden heutzutage von Wasserbauingenieuren und Umweltplanern im Rahmen von Umgestaltungsmaßnahmen oder der Entwicklung von

nachhaltigen Gewässermanagementstrategien detaillierte Aussagen zu den sich einstellenden hydraulischen und morphologischen Verhältnissen im Ist- und Planungszustand verlangt. Im Fortschrittsbericht zur Umsetzung der WRRL-Maßnahmenprogramme (LfULG 2012) werden typische Probleme in der Gewässerbewirtschaftung dargestellt. Fehlende Personal- und Finanzkapazitäten sowie fehlende Leistungsfähigkeit der Kommunen als primäre Umsetzungsakteure an den Gewässern zweiter Ordnung führten zu einer ernüchternden Bilanz des bisherigen Umsetzungsprozesses der WRRL. Die aktuellen Daten der Überwachungsprogramme zeigen nur unwesentliche Verbesserungen in der Zustandseinstufung der Gewässer (LfULG, unpubl. Daten). Diesen Herausforderungen stellt sich das Verbundvorhaben „In_StröHmunG“.

1.3 Projektziele

Strategische Projektziele

Hauptziel dieses Verbundvorhabens ist die Entwicklung von Instrumenten der flussgebietsbezogenen Gewässerbewirtschaftung. Es werden Systemlösungen entwickelt, die auf anwenderorientierten Fachgrundlagen basieren und einen integrativen Ansatz für die nachhaltige Bewirtschaftung von Fließgewässern verfolgen. Diese sollen zu einem systematischen Synergieeffekt bei der Umsetzung von ökologisch orientierten Maßnahmen zur Gewässerentwicklung (GE) im Sinne der WRRL und bei der Umsetzung von Maßnahmen zum HWRM beitragen und damit zur öffentlichen Akzeptanzsteigerung dieser Maßnahmen und einer flächenhaften Zielerreichung beider EU-Richtlinien beitragen. Somit hat das Verbundvorhaben eine hohe wirtschaftliche und gesellschaftliche Relevanz. Synergien sind sowohl bei der Zielerreichung beider Richtlinien selbst als auch in der Planung, Priorisierung und Umsetzung von Maßnahmen sowie bei der Einbeziehung der interessierten Stellen und der Öffentlichkeit zu erwarten.

Die Beiträge des Verbundes zum nachhaltigen Gewässerschutz in Deutschland und dem regionalen Wasserressourcen-Management in den Pilotregionen fächern sich in drei fachliche Teilprojekte auf, deren Arbeiten in höchstem Maße untereinander und durch ein wissenschaftliches und administratives Projektmanagement miteinander vernetzt sind:

Tabelle 1: Teilprojekte im Verbundforschungsvorhaben „In_StröHmunG“

	Teilprojekt 1 (TP 1): Morphologie
	Teilprojekt 2 (TP 2): Ökologie
	Teilprojekt 3 (TP 3): Umsetzung

Teilprojekt 4 (TP 4): Projektmanagement

Teilprojekt 1 erarbeitet die morphodynamischen und Teilprojekt 2 die ökologischen Fachgrundlagen für den Verbund. Schwerpunkt des TP 1 sind hydraulisch-sedimentologische Modellierungen verschiedener Fragestellungen der Gewässerunterhaltung und der Maßnahmenauswirkungen in den Projektgewässern und die Übertragung auf vergleichbare Gewässer. Neben den anwendungsorientierten Arbeiten mit engem Bezug zu den Problemstellungen der regionalen Akteure werden weiterführende Forschungsarbeiten betrieben, die durch Entwicklung innovativer Methoden und deren Anwendung das Wissensspektrum zum Themenkomplex „nachhaltige morphodynamische Entwicklung anthropogen beeinflusster Fließgewässer“ deutlich erweitern. Das TP 2 bearbeitet die regionalen Fragestellungen zum ökologischen Zustand der Projektgewässer im Status quo und erhebt dabei Daten zu relevanten biologischen Qualitätskomponenten in größerer räumlicher und zeitlicher Auflösung als es durch das Überwachungsmessnetz zur Umsetzung der WRRL möglich ist. Dadurch werden essentielle Datengrundlagen geschaffen, die Abschätzungen zum regionalen Wiederbesiedlungspotential und damit Prognosen zur räumlichen und zeitlichen Wirksamkeit von hydromorphologischen Verbesserungsmaßnahmen in den Gewässern ermöglichen. Da die Auswahl der Gewässer die wesentlichen Gewässertypen des Norddeutschen Tieflands und der Mittelgebirgsregionen mit typischen Problemschwerpunkten der regionalen Akteure erfasst, ist die Voraussetzung gegeben, dass die Ergebnisse auf die Vielzahl der kleinen bis mittelgroßen Gewässer in Deutschland übertragbar sind.

TP 3 ist schwerpunktmäßig auf die Erarbeitung innovativer Systemlösungen und Konzepte für die administrative Gewässerbewirtschaftung als ein Schlüsselelement für ein nachhaltiges regionales Wasserressourcenmanagement ausgerichtet. Dabei wird ein transdisziplinärer Ansatz unter Einbindung möglichst vieler regionaler und lokaler Akteure sowie einer intensiven Öffentlichkeitsarbeit in Zusammenarbeit mit TP 4 verfolgt. Durch eine enge interaktive Zusammenarbeit zwischen den Projektpartnern aus Wissenschaft, Landesbehörde und Ingenieurbüros sowie assoziierten regionalen Partnern aus zuständigen Vollzugsbehörden, Kommunen und Bürgerbeteiligung werden die entwickelten Systemlösungen und Konzepte anwendungsorientiert weiterqualifiziert. Kernpunkt des TP 3 ist die Planung und Umsetzung von beispielhaften Maßnahmen zur Verbesserung des ökologischen Zustandes in den Projektgewässern unter Berücksichtigung weiterer regional- und naturraumspezifischer Nutzungsanforderungen. Durch die Auswahl der Projektgewässer hinsichtlich der Naturräume (Tiefland und Mittelgebirge) und der spezifischen Problemsituationen regionaler Akteure wird die Übertragbarkeit der Systemlösungen und Konzepte auf andere Regionen in Deutschland ggf. auch darüber hinaus gewährleistet.

Pilotregionen und Modellgewässer

An den Modellgewässern in den Pilotregionen (siehe Tabelle 2) spiegeln sich die in Deutschland vorherrschenden Herausforderungen bei der Umsetzung und Zielkonfliktminimierung von HWRM-RL und WRRL wider und sind nicht allein aus diesem Grund als Modellgewässer für das Verbundforschungsvorhaben „In_StröHmunG“ gewählt worden. Die Auswahl der Pilotregionen und der Modellgewässer erfolgte nach mehreren Kriterien, die insbesondere eine Übertragbarkeit auf den Großteil der Fließgewässerlandschaften in Deutschland, aber auch die realistische Chance zur Umsetzung und wissenschaftlichen Begleitung von Maßnahmen in den Gewässern beinhalten.

Im Zuge bestehender Kontakte der Verbundpartner mit den Aufgabenträgern und den zuständigen Genehmigungsbehörden sowie durch bereits vorhandene Planungsansätze für Maßnahmen einer ökologisch ausgerichteten Unterhaltung und Verknüpfung von Hochwasserschutz und Gewässerentwicklung, werden Möglichkeiten eröffnet, die geplanten Systemlösungen direkt in der Praxis anzuwenden, um deren Wirksamkeit zu überprüfen. Gleichzeitig wird durch die Zusammenarbeit mit den Aufgabenträgern eine fortlaufende praxisorientiere Qualifizierung von Systemlösungen erfolgen, so dass die allgemeine Anwendbarkeit der Ergebnisse sichergestellt wird.

Die Gewässerauswahl erfolgte unter Berücksichtigung der in Deutschland häufigsten LAWA-Gewässertypen. Für die Mittelgebirgsregion wurden daher Gewässer des Typs 5: Grobmaterialreiche, silikatische Mittelgebirgsbäche, Typ 6: Feinmaterialreiche, karbonatische Mittelgebirgsbäche und Typ 9: Silikatische, fein- bis grobmaterialreiche Mittelgebirgsflüsse, für die Region des Norddeutschen Tieflandes die Typen Typ 14: Sandgeprägte Tieflandbäche, Typ 15: Sand- und lehmgeprägte Tieflandflüsse sowie Typ 16: Kiesgeprägte Tieflandbäche ausgewählt. Die Modellgewässer weisen typische Probleme in der Bewirtschaftung auf, die charakteristisch für die Regionen, die Aufgabenträger und die Gesamtproblemlage eines transdisziplinären nachhaltigen Wasserressourcenmanagements sind und verfehlen die bis zum Jahr 2015 gesteckten Ziele der WRRL.

Mit den assoziierten Projektpartnern in der Region Waldheim, Roßwein und Kriebstein sind kleine bis mittelgroße Kommunen und mit der Region Celle eine große Kommune mit dem vorrangigen Problem der Hochwasserschutzanforderungen von Ortslagen konfrontiert, die geeignete Systemlösungen unter Berücksichtigung der Gewässereinzugsgebiete benötigen. Zur Entwicklung von geeigneten Systemlösungen müssen die bestehenden Hochwasserschutzanforderungen, die Möglichkeiten zum Wasser- und Feinsedimentrückhalt im Einzugsgebiet und den Bedarf an ökologischer Aufwertung in den Gewässern analysiert werden. Die Tieflandregion ist repräsentiert durch die größte Flächenkommune

Sachsens, Grimma, sowie den Nachbarstädten Colditz und Trebsen und durch die niedersächsische Stadt Celle. Während die Region Grimma sowohl 2002 als auch 2013 sehr stark von den Hochwasserextremereignissen an der Mulde betroffen war, liegen Extremhochwasserereignisse in der Stadt Celle bereits mehrere Jahrzehnte zurück. Aufgrund der exponierten Lage der Aller in der Stadt und in der Region werden in Celle seit 2006 umfangreiche (ökologische) Hochwasserschutzmaßnahmen umgesetzt, deren Auswirkungen sich beispielhaft in der Hydromorphologie und in der Ökologie widerspiegeln.

Tabelle 2: Übersicht Pilotregionen

Pilotregion	Modellgewässer	Wasserkörper (OWK) nach WRRL	Gewässer-Typ (LAWA)	Länge OWK (km)	EZG	Größe TEG (km^2)
Waldheim, Roßwein, Kriebstein	Eulitzbach, Mortelbach	Eulitzbach-1	6	5	Mulde	10,6
		Eulitzbach-2	5	7,9	Mulde	18,6
		Mortelbach-1	5	5,1	Mulde	10,4
		Mortelbach-2	5	5,1	Mulde	6,8
Grimma, Trebsen, Colditz	Mutzschener Wasser, Launzige, *Kohlbach*	Launzige	14	10	Mulde	18,8
		Mutzschener Wasser-2	16	13	Mulde	34,2
		Kohlbach	*5*	6,9		
Chemnitz OT Einsiedel	Zwönitz	Zwönitz-2	9	17	Mulde	144
Celle	Aller	17002 Aller II	15	50	Weser	4300

2 Lösungsweg

Maßgeblich für die Erreichung der Projektziele ist die grundlegende Erfassung und Beschreibung morphodynamischer Veränderungen in Fließgewässern. Diese sind weniger durch die Parameter der Gewässerstrukturkartierung beschreibbar, sondern vielmehr durch dynamische Parameter. So werden Strömungswiderstände natürlicher Auenwald- und Ufervegetation sowie das Erosions- und

Ablagerungsverhalten von Sedimenten im Übergangsbereich von Hauptgerinne und Vorland, deren Einfluss auf den Geschiebetrieb im Hauptgerinne sowie die hydraulische und morphologische Anbindung von Flutmulden behandelt.

Aus biologischer Sicht gehören dazu die Wirkungen morphodynamischer Veränderungen auf die spezifischen Habitateigenschaften der betrachteten Gewässerabschnitte und damit indirekt auf das Artenspektrum und die Dominanzverhältnisse des Makrozoobenthos (MZB) und der Fischfauna. Es gilt die räumliche und zeitliche ökologische Wirksamkeit von Renaturierungsmaßnahmen mittels Monitoring zu untersuchen.

Die ökonomischen Effekte von Maßnahmen zur Verbesserung der Gewässermorphologie sollten die positiven Wirkungen auf regulierende, kulturelle und unterstützende Ökosystemleistungen einbeziehen. In der Praxis stellen sich ferner die unzureichende Fachinformationslage und fehlende eigentumsrechtliche Flächenverfügbarkeit für eine eigendynamische Gewässerentwicklung sowie die Flächennutzungen als die größten Hemmnisse für eine Zielerreichung dar. Hier ist die erforderliche flussgebietsbezogene Wirkungsbetrachtung von Maßnahmen zu betonen.

Zur Identifikation regional übertragbarer synergetischer Maßnahmen im Sinne der HWRM-RL und WRRL widmet sich das Verbundforschung „In_StröHmunG“ daher den drei ineinandergreifenden Themenkreisen „Morphodynamik – Ökologie – Umsetzung“.

Das Vorhaben soll planmäßig im Frühjahr 2015 starten und hat eine Laufzeit von drei Jahren.

3 Literatur

BMU. (2010). *Die Wasserrahmenrichtlinie - Auf dem Weg zu guten Gewässern.* Berlin: Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz und Reaktorsicherheit, 75 pp.

Cattaneo, E., Rigamonti, D., Goffredo, D., Zuccato, C., Squitieri, F., & Sipione, S. (2001). Loss of normal huntingtin function: new developments in Huntington’s. *Trends Neurosci. 24*, 182-188.

Dewson, Z. S., James, A. B., & Death, R. G. (2007). Stream ecosystem functioning under reduced flow conditions. *Ecological Applications 17(6)*, pp. 1797–1808.

DRL. (2008). *Kompensation von Strukturdefiziten in Fließgewässern durch Strahlwirkung.* H. 81 d. Schr. d. DRL.

EEA. (2012). *Europwa waters - assessment of status and pressures.* Copenhagen, Denmark: European Environment Agency, EEA Report No 8/2012, 96 pp.

EG. (2007). *Richtlinie 2007/60/EG des Europäischen Parlamentes und des Rates vom 23. Oktober 2007 über die Bewertung und das Management von Hochwasserrisiken.*

Facey, D. &. (1992). The relationship between water velocity, energetic costs, and microhabitat use in 4 North American stream fishes. *Hydrobiologia 239(1)*, 1-6.

Florineth, F. (2004). *Pflanzen statt Beton. Handbuch zur Ingenieurbiologie und Vegetationstechnik.* Berlin-Hannover: Patzer Verlag.

Haase, P., Hering, D., Jaehnig, S., Lorenz, A., & Sundermann, A. (2013). The impact of hydromorphological restoration on river ecological status: a comparison of fish, benthic invertebrates, and macrophytes. *Hydrobiologia 704(1)*, 475-488.

Hacker, E. (2005). Ingenieurbiologie im Wasserbau - zur Gliederung der Bauweisen an Fließgewässern. In *Mitteilungen der Gesellschaft für Ingenieurbiologie, 25* (S. 5-9).

Lamouroux, N., Capra, H., & Pouilly, M. (1998). Predicting habitat suitability for lotic fish: Linking statistical hydraulic models with multivariate habitat use models. *Regulated Rivers-Research & Management 14(1)*, 1-11.

Lampert, W., & Sommer, U. (2007). *Limnoecology. The Ecology of Lakes and Streams* . Oxford: Oxford Univ. Pr.

Lancaster, J., & Downes, B. (2010). Ecohydraulics needs to embrace ecology and sound science, and to avoid mathematical artefacts. *River Research and Applications 26*, 921-929.

LANUV. (2011). *Strahlwirkungs- und Trittsteinkonzept in der Planungspraxis.* LANUV-Arbeitsblatt 16.

LAWA. (2013). *Empfehlungen zur koordinierten Anwendung der EG-HWRM_RL und EG-WRRL.* Ständiger Ausschuss der LAWA "Hochwasserschutz und Hydrologie (AH)" Bund/Länderarbeitsgemeinschaft Wasser (LAWA).

LfULG. (2012). *Maßnahmenumsetzung WRRL in Sachsen.* Dresden: Sächsisches Landesamt für Umwelt, Landwirtschaft und Geologie.

LfULG. (2013). *Ereignisanalyse – Hochwasser im August und September 2010 und im Januar 2011 in Sachsen.* Dresden: Sächsisches Landesamt für Umwelt, Landwirtschaft und Geologie.

LfULG. (2014). *WRRL und FFH in Sachsen - Maßnahmenplanung.* Schriftenreihe Heft 10/2014, Sächsisches Landesamt für Umweltschutz, Landwirtschaft und Geologie.

LfULG, u. (kein Datum). *Untersuchung zur Auswirkung der Umstellung von konventionellen Gewässerunterhaltungspflegemaßnahmen auf ökologisch orientierte eigendynamische Gewässerentwicklung.* Werkvertragsprojekt im Auftrag des Sächsischen Landesamtes für Umwelt, Landwirtschaft und Geologie, Dresden.

Maltby, E., & Blackwell, M. (2005). Mangaging riverine environments in the context of new water policy in Europe. *Int. J. River Basin Management, 3(2)*, 133-141.

Newson, M., & Large, A. (2006). Natural rivers, 'hydromorphological quality' and river restoration: a challenging new agenda for applied geomorphology. *Earth Surface Process Landforms, 31*, 1606-1624.

Snelder, T., & Lamouroux, N. (2010). Co-variation of fish assemblages, flow regimes and other habitat factors in French rivers. *Freshwater Biol 55(4)*, 881-892.

Spänhoff, B., Dimmer, R., Friese, H., Harnapp, S., Herbst, F., Jenemann, K., et al. (2012). Ecological status of rivers and streams according to water framework directive in Saxony (Germany) ans prospects of improvement. *Water 4(4)*, 887-904.

Stowasser, A. (2010). *Potentiale und Optimierungsmöglichkeiten bei der Auswahl und Anwendung ingenieurbiologischer Bauweisen im Wasserbau, Dissertation.* Leibnitz-Universität Hannover.

4 Danksagung

Das Verbundvorhaben In_StröHmunG wird durch das BMBF im Rahmen der Ausschreibung ReWaM gefördert (Förderkennzeichen 033W017A), die durch den Projektträger Jülich koordiniert wird. Die „Project Scouts“ als Teil des Zukunftskonzeptes der TU Dresden, finanziert aus Mitteln der Exzellenzinitiative des Bundes und der Länder, leistete wirksame Hilfe für die Antragstellung durch personelle und administrative Unterstützung.

Dank gebührt schließlich allen Projektbeteiligten, die durch ihre offene und konstruktive wissenschaftliche Diskussion die inhaltliche Ausgestaltung des interdisziplinären Verbundprojektes In_StröHmunG erst ermöglichten. Ihre Textbeiträge sind Grundlage des vorliegenden Beitrages.

Autoren:

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Jürgen Stamm — Dipl.-Ing. Nadine Müller

Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik
Technische Universität Dresden
George-Bähr-Str. 1
01062 Dresden

Tel.: +49 351 463 34397
Fax: +49 351 463 37120
E-Mail: Juergen.Stamm@tu-dresden.de

Tel.: +49 351 463 32964
Fax: +49 351 463 37120
E-Mail: Nadine_Mueller@tu-dresden.de

Technische Universität Dresden – Fakultät Bauingenieurwesen
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

38. Dresdner Wasserbaukolloquium 2015
„Messen und Überwachen im Wasserbau und am Gewässer“

Berücksichtigung der biologischen Erfolgskontrolle bei Planung und Bau von Fischwanderhilfen

Daniel Schmidt
Elisabeth Meinel

Bei zahlreichen Fischwanderhilfen (FWH) werden nach der Fertigstellung biologische Erfolgskontrollen zur Bewertung der Funktionsfähigkeit der Anlagen durchgeführt. Dies wird von Behördenseite innerhalb des Genehmigungsbescheids insbesondere dann gefordert, wenn die Anlagen aufgrund der standörtlichen Rahmenbedingungen von dem gültigen technischen Standard abweichen. In der Regel wird der Leistungsumfang bzw. die Durchführung der Funktionskontrolle nicht genauer definiert. Dies hat zur Folge, dass bei vielen Anlagen die biologische Erfolgskontrolle konstruktiv nicht berücksichtigt wird, was zu erheblichen Schwierigkeiten bei der Umsetzung und in Folge davon zu Defiziten in der Beurteilung der Funktionsfähigkeit führt. Darüber hinaus kann der Arbeitsschutz für die mit der Durchführung betrauten Personen nur unzureichend gewährleistet werden. Aus diesem Grund ist es zwingend erforderlich, die Art des Monitorings und die dafür notwendigen baulichen Einrichtungen innerhalb der Planung der Bauwerke frühzeitig zu berücksichtigen und mit der Genehmigungs- sowie der zuständigen Fischereibehörde abzustimmen. Oft können mittels einfacher baulicher Modifikationen z.B. das Einbringen und die Leerung einer Reuse deutlich vereinfacht und die Effektivität des Fanggeräts verbessert werden. Vergleichbares gilt auch dann, wenn die Erfolgskontrolle nicht mit Reusenfängen sondern mit alternativen Methoden wie z.B. dem Einsatz von Transpondertechnik erfolgen soll. In dem nachfolgenden Artikel soll deshalb anhand von Beispielen aus der Praxis dargelegt werden, welche Schwierigkeiten bei fehlender Berücksichtigung der Funktionskontrolle resultieren können und wie diese mit geringem Aufwand und geringen Mehrkosten deutlich reduziert werden können.

Stichworte: Funktionskontrolle, Migrationspotential, Reuse, Transponder, Arbeitsschutz

1 Einleitung

Wenngleich mit dem Merkblatt DWA M-509 eine aktuelle Anleitung zur Gestaltung und Bemessung von Fischaufstiegsanlagen und fischpassierbaren Bauwerken vorliegt, so ergeben sich doch aufgrund der lokalen Rahmenbedingungen und technischer bzw. planerischer Zwangspunkte immer wieder Abweichungen von den geforderten allgemeingültigen Planungsgrundsätzen und Qualitätskriterien. Da eine Vielzahl von standortbezogenen Parametern, die im Vorfeld nicht vollständig prognostiziert werden können, für den tatsächlichen Fischaufstieg relevant sind, ist es für den Nachweis der Funktionsfähigkeit derartiger Anlagen wesentlich, eine entsprechende Überprüfung der Anlage durchzuführen (vgl. EBEL et al. 2007). Insbesondere können vorhandene Defizite (z.B. Arten- oder Größenselektivität) durch eine biologische Funktionskontrolle aufgezeigt

und mögliche Lösungen detailliert abgeleitet werden, so dass das vorhandene Optimierungspotential voll umfänglich genutzt werden kann. Dabei ist es zielführend, sich bereits auf einer frühen Planungsebene über eine ggf. durchzuführende Funktionskontrolle und die dafür erforderlichen technischen Voraussetzungen Gedanken zu machen (vgl. DWA 2014). Während an großen Querbauwerken wie z. B. den Standorten Geesthacht (Reusenkammer) aber auch Iffezheim (Beobachtungsraum mit Videoaufzeichnung) die Einrichtungen für die Funktionskontrolle bereits im Vorfeld berücksichtigt worden sind, wird dies bei Anlagen an kleinen Gewässern oder auch beim Rückbau von Wehranlagen, der häufig mit der Errichtung von Sohlengleiten verbunden ist, oft nur ungenügend bedacht. Bei der neu errichteten FWH Geesthacht am orographisch rechtsseitigen Elbeufer wurde die Reusenkontrolleinrichtung sogar im Vorfeld im Rahmen ethohydraulischer Untersuchungen optimiert (vgl. ADAM & LEHMANN 2011).

Im Folgenden soll für kleine und mittlere Fließgewässer dargestellt werden, wie die biologische Funktionskontrolle durch einfache bauliche Modifikationen optimiert und der Arbeitsschutz verbessert werden kann.

2 Möglichkeiten zur Durchführung biologischer Funktionskontrollen

Dazu soll zunächst ein kurzer, nicht vollständiger Überblick über mögliche Methoden bei der biologischen Erfolgskontrolle gegeben werden. Ziel ist es eigentlich immer zu erfassen, wie viele Fische (Arten und Größenklassen) die Fischwanderhilfe innerhalb eines bestimmten Zeitraums (i.d.R. die Hauptwanderzeit = Laichzeit) aufgefunden und passiert haben. Dies wird mit dem Bestand im Unterwasser (Migrationspotential) verglichen (vgl. hierzu auch EBEL et al. 2006).

2.1 Reusenfang

Die Erfassung der über die FWH aufsteigenden Fische mit Hilfe einer im Ausstieg installierten Reuse stellt vor allem an kleinen und mittleren Fließgewässern nach wie vor die am häufigsten zum Einsatz kommende Methode dar (vgl. EBEL et al. 2006). Sie setzt jedoch in Abhängigkeit von dem Gewässer, der Größe der FWH, dem vorkommenden Fischbestand sowie dem anfallenden Geschwemmsel einen hohen personellen und materiellen Aufwand voraus. Grundsätzlich können zwei Reusentypen (Netzreusen oder Kastenreusen mit Drahtgitter oder Lochblechwandungen) mit unterschiedlichen Vor- und Nachteilen eingesetzt werden, auf die hier nicht im Detail eingegangen werden soll (vgl. hierzu DWA 2014, SEIFERT 2012, GÖRLACH 2006). Eine Grundvoraussetzung ist jedoch für beide Reusentypen zum einen eine in Bezug auf die zu erwartenden Größenklas-

sen sowie die Anzahl von Fischen ausreichende Dimensionierung und zum anderen ist ein sicheres Setzen, Leeren und Reinigen der Reusen wesentlich. So ist beispielsweise eine 2 m x 1 m x 1 m große Kastenreuse zur Erfassung großer Arten wie beispielsweise des Welses (*Silurus glanis*) nicht zielführend. Bei Anlagen, deren Geometrie und Hydraulik auf den Wels oder gar den Stör (*Acipenser sturio*) ausgelegt sind oder bei denen mit einem Massen- oder Schwarmaufstieg zu rechnen ist, sind demzufolge großdimensionierte Reusen erforderlich. Insbesondere bei Kasten- oder Lochblechreusen ist eine entsprechende Hebevorrichtung aufgrund des hohen Eigengewichts erforderlich. Bei der Reusenbeprobung von Sohlgleiten an breiteren Gewässern kann ein modulares Reusen-Barrieren-System z.B. in Form eines dynamischen Fischwehrs eingesetzt werden (MÜHLBAUER et al. 2003, TOBIN 1994). Hier ist es von Vorteil, wenn bauliche Einrichtungen zum Verankern und Spannen der Anlagenteile vorgesehen werden.

2.2 Zählbecken nach Gebler

Das Zählbecken nach Gebler stellt eine Alternative zu der herkömmlichen Reusenerfassung dar. Die Fische werden innerhalb des Untersuchungszeitraums in einen parallel zur Fischwanderhilfe angeordneten Bypass geleitet. Die Entnahme der Tiere erfolgt dann durch das Absenken des Wasserstands (GEBLER 2010).

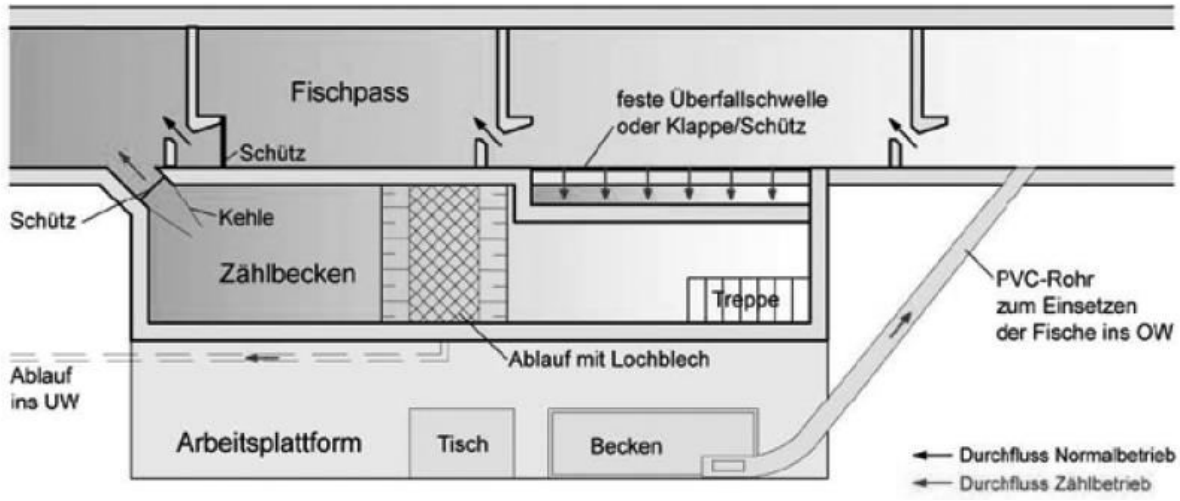


Abbildung 1: Zählbecken in der Draufsicht (GEBLER 2010)

Das Zählbecken wurde im Rahmen des Neubaus des Kraftwerks Rheinfelden umgesetzt und erfolgreich für das Monitoring genutzt (vgl. ULRICH 2013).

2.3 Transponder und HDX-Technolgie

Mit Hilfe der HDX-Technologie kann die Passage von Fischen, die mit sogenannten Pit-Tags oder Transpondern versehen wurden, durch eine Antenne dokumentiert werden. Das Funktionsprinzip beruht darauf, dass eine externe

Antenne mittels elektromagnetischer Koppelung den Transponder auf einer festgelegten Frequenz aktiviert. Der Transponder entsendet daraufhin seinen Code als Signal, das von der Antenne empfangen und an ein Lesegerät weitergeleitet wird. Der Code ist dabei weltweit nur einmal vergeben und erlaubt die sichere Identifikation von einzelnen Individuen. Da sie keine Batterie benötigen, erlauben Transponder eine lebenslang haltbare und unverwechselbare, individuelle Kennzeichnung. Die Fische werden nach der Markierung nicht durch den Transponder beeinträchtigt oder behindert. Die Markierung ist jedoch als Tierversuch einzuordnen für den zwingend eine tierschutzrechtliche Genehmigung erforderlich ist (vgl. ADAM et al. 2013). Die Qualität des Monitorings hängt wesentlich von Art und Anzahl der markierten Tiere ab. Vergleichbare Methoden werden z.Z. mit großem Erfolg im Rahmen des Monitorings an der Fischwanderhilfe in Geesthacht in Ergänzung zu den Reusenfängen eingesetzt.

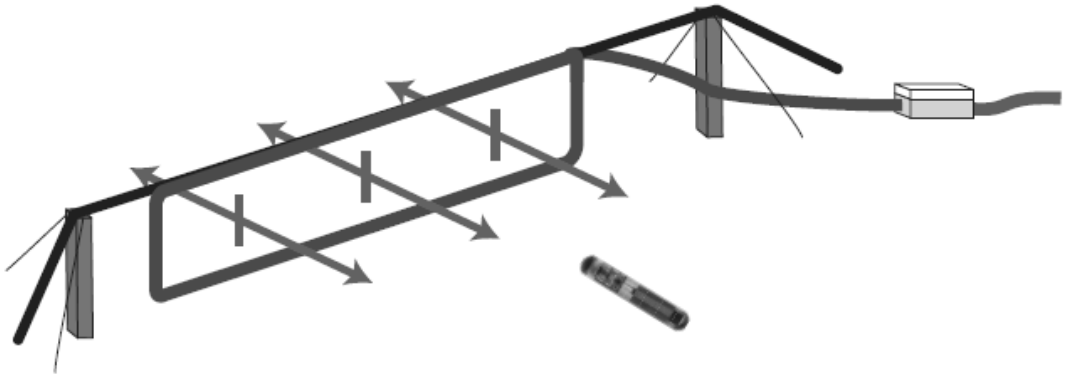


Abbildung 2: Schematische Darstellung des Aufbaus einer HDX-Antenne (OREGON RFID 2009)

Der Einsatz der HDX-Technologie sollte frühzeitig geplant werden, da die Kalibrierung der Antennen in Abhängigkeit des jeweiligen Standorts schwierig sein kann und vor allem in Abhängigkeit von der Anzahl der markierten Fische sehr große Datenmengen auflaufen.

2.4 Kamerasystem/Vaki-Counter

Herkömmliche Kamerasysteme sind zwar verhältnismäßig preisgünstig, liefern aber insbesondere bei Dunkelheit oder hoher Trübung eine nur ungenügende Auflösung. Beim VAKI Counter handelt es sich dagegen um ein kameraunterstütztes Infrarot-Sensorsystem. Eine Scannereinheit besteht dabei aus zwei einander gegenüberliegenden Platten. Bei der Passage eines Fisches setzt der Computer aus den erfassten Querschnitten (Fischsteaks) eine vollständige Silhouette zusammen. Die sichere Artbestimmung erfolgt dann aus dem Zusammenspiel mit dem Kamerasystem (vgl. LANDWÜST & MOCKENHAUPT 2013).

2.5 Markieren und Wiederfang (Mark recapture)

Für die Markierung von Fischen stehen heute neben den zuvor bereits erwähnten Transpondern zahlreiche interne und externe Methoden zur Verfügung, die alle mehr oder weniger invasiv auf den Fisch einwirken und als Tierversuch neben einer entsprechenden Anzeige- bzw. Genehmigungspflicht auch eine besondere Fachkunde (z.B. FELASA-Zertifikat) des eingesetzten Personals erfordern (vgl. ADAM et al. 2013). Bei der Farbmarkierung mittels eines Dermo- oder Panjets wird beispielsweise ein Farbstoff in die Unterhaut des Fisches eingebracht. Durch den Fang, die Markierung und das Zurücksetzen von Fischen im Unterwasser einer Anlage und deren anschließendem Nachweis im Oberwasser kann auf die Funktionsfähigkeit einer FWH geschlossen werden. Problematisch ist hierbei jedoch neben den tierschutzrechtlichen Anforderungen auch der in Abhängigkeit von der Wiederfangmethode erforderliche große Stichprobenumfang.

3 Bauliche Voraussetzungen für den Reuseneinsatz an Schlitzpässen

Im weiteren Verlauf werden einfache bauliche Modifikationen zum Einsatz von Kontrollreusen an Schlitzpässen vorgestellt. Wichtig ist dabei, dass die Reuse, unabhängig vom ihrem Typ (Garn- oder Kastenreuse) so im Einlauf/Ausstieg der FWH positioniert werden kann, dass einerseits die hydraulische Beeinflussung der Anlage durch die Reuse möglichst gering ist und gleichzeitig sichergestellt werden kann, dass alle aufsteigenden Fische, auch bodennah wandernde Kleinfische, sicher erfasst werden. Darüber hinaus dürfen die Fische in der Reuse zur Vermeidung von Verletzungen keinem erhöhten hydraulischen Stress ausgesetzt werden.

Neben der Gewährleistung eines bestmöglichen Fangergebnisses ist es aber gerade bei großen und schweren Reusen wie z. B. Kastenreusen wesentlich, dass ein ausreichender Arbeitsschutz für das Bedienpersonal gewährleistet werden kann. Dies wird durch eine gute Erreichbarkeit des Fanggeräts und durch eine sichere Hebetechnik erreicht. Gerade an Gewässern mit einem hohen Geschwemmsel- bzw. Laubtrieb ist es notwendig die Reuse ggf. mehrmals am Tag zu heben, zu leeren, zu reinigen und wieder in der FWH zu positionieren. Dieser Umstand wird nach Erfahrung des Autors häufig bei Planung von Fischwanderhilfen an kleineren Gewässern nicht ausreichend berücksichtigt, so dass zum Teil aufgrund von beengten Platzverhältnissen abenteuerliche Konstruktionen erforderlich sind und ein erhöhtes Unfallrisiko resultiert. In Abbildung 3 ist ein Schlitzpass dargestellt an dem eine Funktionskontrolle durchgeführt wurde. Dabei war oberhalb der ersten Schlitzpasstafel nur wenig Platz und die Sohle fiel

zum Stauraum hin steil ab. Zusätzlich waren die Platzverhältnisse durch den in der Abbildung nicht dargestellten Bediensteg stark begrenzt und es war keine sichere Aufstandsfläche für die eingesetzte Kastenreuse vorhanden.

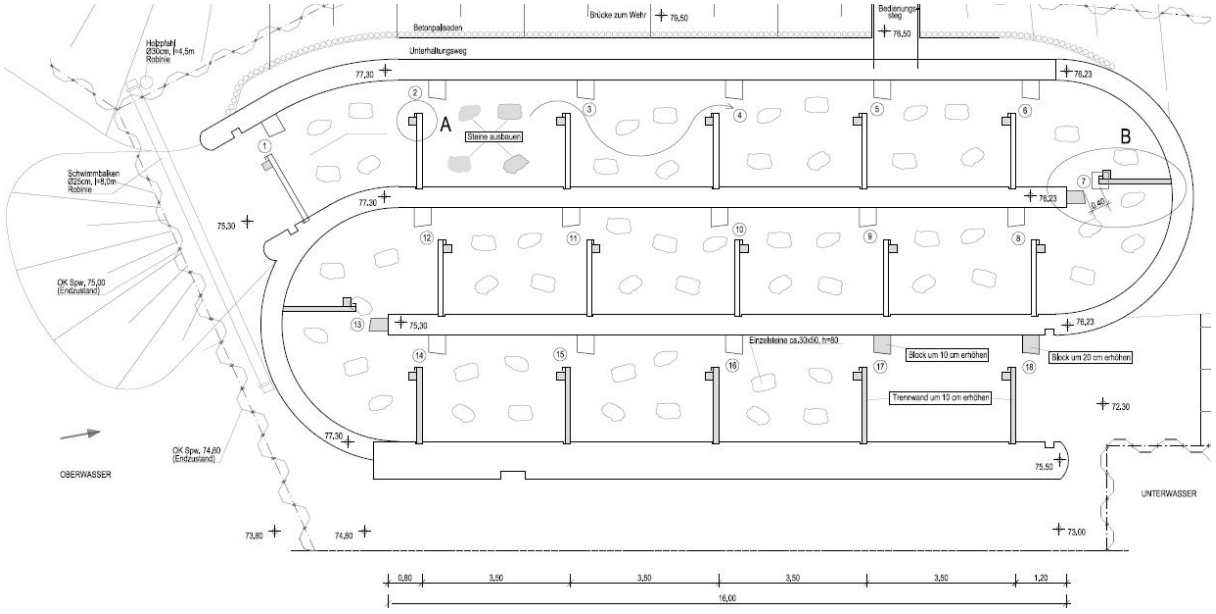


Abbildung 3: Schlitzpass an einem mittleren Fließgewässer mit sehr beengten Platzverhältnissen und schlechter Erreichbarkeit im Einlaufbereich





Abbildung 4: Einsatz eines mobilen, tragbaren Krans (18 kg Gewicht bei gleichzeitig 400 kg Zuglast) zum Setzen und Heben der Reuse an der in Abbildung 3 dargestellten Anlage

Wie in Abbildung 4 dargestellt wurde abschließend entschieden, einen mobilen Kran einzusetzen für den ein spezieller Fuß angefertigt wurde. Da der Kran schwenkbar war, konnte die Reuse mit einem unter den gegebenen Umständen

bestmöglichen Maß an Arbeitssicherheit eingebracht und gehoben werden Um eine derartige Situation zu vermeiden ist es zielführend, den Schlitzpass oberhalb der ersten Schlitzpasstafel weiterzuführen, wie in Abbildung 5 an einer anderen Anlage dargestellt. Dadurch erhält die Reuse eine gute Aufstandsfläche und kann seitlich über die Notverschlüsse dicht in den Schlitzpass gesetzt werden.

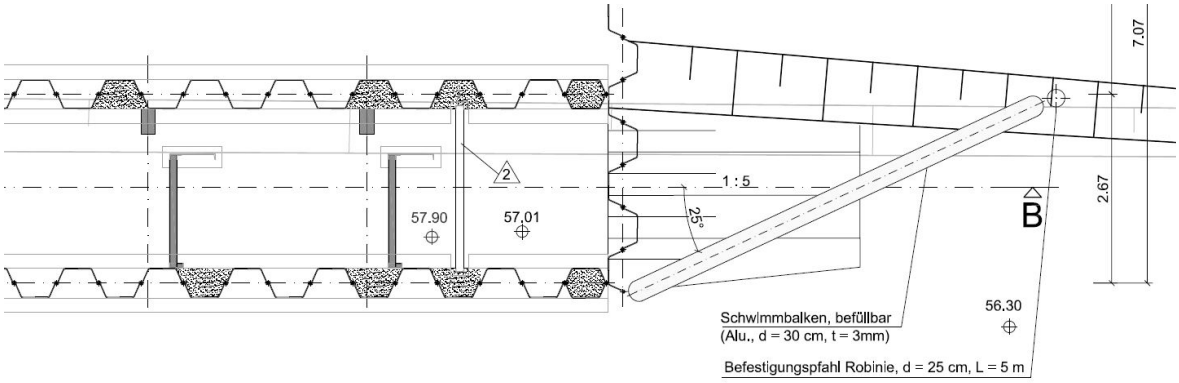


Abbildung 5: Schlitzpass mit ausreichend Platz oberhalb der ersten Schlitzpasstafel

Darüber hinaus sind die Notverschlüsse in einem ausreichenden Abstand von der ersten Schlitzpasstafel anzubringen, um die hydraulische Beeinflussung der FWH durch die Reuse zu vermindern. Bei der dargestellten, geringfügigen baulichen Modifikation können sowohl Kasten- als auch Netzreusen eingesetzt werden, wobei die Netzreusen durch einen angepassten Metallrahmen, wie in Abbildung 6 an einer anderen Anlage dargestellt, in die Notverschlüsse eingepasst werden. Für die gute Funktion des Fangeräts ist auch ein wie in Abbildung 5 dargestellter und richtig positionierter Schwimmbalken maßgeblich. Dadurch wird ein großer Teil des Geschwemmsels an der FWH vorbei geführt.



Abbildung 6: Netzreuse, die über einen Metallrahmen in den Notverschlüsse fixiert wird

Bei sehr großen Anlagen, die z. B. für den Wels bemessen sind und den Einsatz großer Reusen erfordern, empfiehlt es sich im Rahmen der Planung, wie in Abbildung 7 und Abbildung 8 dargestellt, eine vollständige Reusenfanganlage inklusive Reuse und geeigneter Hebevorrichtung zu konzipieren.



Abbildung 7: Wehranlage mit Schlitzpass (Vertical-Slot), der für den Wels dimensioniert wurde. Oben rechts die geplante Reusenkontrolleinrichtung (Visualisierung Lohmann und Robinski GbR).



Abbildung 8: Reusenfangeinrichtung mit Portalkran innerhalb des in Abbildung 1 dargestellten Schlitzpasses (Visualisierung Lohmann und Robinski GbR).

4 Zusammenfassung und Ausblick

Es sollte frühzeitig mit den maßgeblichen Behörden und Beteiligten abgestimmt werden, ob eine biologische Erfolgskontrolle nach der Errichtung einer Fischwanderhilfe durchgeführt werden und wenn ja mit welcher Methodik dies erfolgen soll. Innerhalb der Planung sind dann die erforderlichen baulichen Einrichtungen zu berücksichtigen, die eine hohe Funktionalität der Anlage bei gleichzeitiger geringer hydraulischer Beeinträchtigung und einem Höchstmaß an Arbeitsschutz gewährleisten. Gerade bei kleinen und mittleren Anlagen kann dies durch geringfügige bauliche Modifikationen erreicht werden, die gleichzeitig noch eine große Flexibilität innerhalb der Durchführung der biologischen Erfolgskontrolle ermöglichen.

5 Literatur

ADAM, B., LEHMANN, B. (2011): Ethohydraulik. Springer Verlag. Berlin. Heidelberg.

ADAM, B., SCHÜRMANN, M., SCHWEVERS, U. (2013): Zum Umgang mit aquatischen Organismen – Versuchtierkundliche Grundlagen. Springer Verlag. Berlin. Heidelberg.

DWA-– DEUTSCHE VEREINIGUNG FÜR WASSERWIRTSCHAFT, ABWASSER UND ABFALL E.V (2014): Merkblatt M 509: Fischwanderhilfen und fischpassierbare Bauwerke - Gestaltung, Bemessung, Qualitätssicherung. Meckenheim

DWA – DEUTSCHE VEREINIGUNG FÜR WASSERWIRTSCHAFT, ABWASSER UND ABFALL E.V (2006): Funktionskontrolle von Fischaufstiegsanlagen Auswertung durchgeführter Untersuchungen und Diskussionsbeiträge für Durchführung und Bewertung. Hennef 2006.

EBEL, G., FREDRICH, F., GLUCH, A., LECOUR, C., WAGNER, F. (2006): Methodenstandard für die Funktonskontrolle von Fischaufstiegsanlagen. BWK-Fachinformation 1/2006, Fraunhofer-IRB Verlag, Stuttgart.

EBEL, G., FREDRICH, F., GLUCH, A., LECOUR, C., WAGNER, F. (2007): Funktionskontrolle von Fischaufstiegsanagen – Notwendigkeit und Methodik. Wasser und Abfall 5, 2007.

GEBLER, R.-J. (2010): Zählbecken – eine Fisch schonende Methode zur Funktionskontrolle von Fischwegen. WasserWirtschaft 3/2010.

GÖRLACH, J. (2006): Funktionskontrolle von Fischwanderhilfen. In: Durchgängigkeit von Gewässern für die aquatische Fauna - Free Passage for Aquatic Fauna in Rivers and Water Bodies. DWA-Themen. Hennef.

Landwüst v., C., Mockenhaupt, B. (2013): Fischzählung an Fischaufstiegsanlagen nach dem Stand von Wissenschaft und Technik: Erfahrungen mit dem VAKI Counter. Unveröffentlichter Vortrag im Rahmen der 24. SVK-Fischereitagung, Künzell 2013.

MÜHLBAUER, M., TRAXLER, E., ZITEK, A., SCHMUTZ, S. (2003): Das dynamische Fischwehr - Ein hochwassersicheres Fischwehr zur Untersuchung der Fischwanderung in kleinen bis mittelgroßen Flüssen. Österreichs Fischerei, 56, 5/6, 136-148.

OREGON RFID (2009): Installation Guide. http://www.oregonrfid.com/pdfdocs /InstallationGuide.pdf

SEIFERT, K. (2012): Fischaufstiegsanlagen in Bayern – Praxishandbuch. Hrsg. Bayerisches Landesamt für Umweltschutz, Landesfischereiverband Bayern, München 2012.

TOBIN, J. H. (1994): Construction and performance of a portable resistance board weir for counting migrating adult salmon in rivers. Kenai, Alaska, U. S. Fish and Wildlife Service, Kenai Fishery Resource Office, Alaska Fisheries Technical Report Number 22.

ULRICH, J. (2013): Zwischenergebnis der Fischzählung am neuen Wasserkraftwerk Rheinfelden. WasserWirtschaft 6/2013.

Dipl.-Ing. (FH) Daniel Schmidt
IPP HYDRO CONSULT GmbH
Gerhart-Hauptmann-Str. 15
03044 Cottbus
Tel.: +49 355 75 70 05 19
Fax: +49 355 75 70 05 22
E-Mail: d.schmidt@ipp-hydro-consult.de

Dipl.-Ing. (FH) Elisabeth Meinel
IPP HYDRO CONSULT GmbH
Gerhart-Hauptmann-Str. 15
03044 Cottbus
Tel.: +49 355 75 70 05 18
Fax: +49 355 75 70 05 22
E-Mail: e.meinel@ipp-hydro-consult.de

Technische Universität Dresden – Fakultät Bauingenieurwesen
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

38. Dresdner Wasserbaukolloquium 2015
„Messen und Überwachen im Wasserbau und am Gewässer“

Überlegungen zur Gestaltung von Einstiegen in Fischaufstiegsanlagen

Stephan Heimerl
Marq Redeker
Roman Weichert

Im Rahmen der Planung einer Pilotanlage zur Untersuchung von Fragestellungen an Fischaufstiegsanlagen wurden innovative Lösungen im Zusammenhang mit der Auffindbarkeit der Anlage entwickelt. Diese werden mit Hilfe von Versuchen im gegenständlichen Modell sowie numerischer Simulationen an der Bundesanstalt für Wasserbau näher betrachtet, um zum einen konkrete Lösungen für die anstehenden Projekte zu finden und zum anderen generelle Baukastenlösungen zur Übertragung an andere Standorte zu entwickeln.

Stichworte: Fischaufstiegsanlage, Auffindbarkeit, Einstieg, Dotation, Leitströmung

1 Einleitung

Fischaufstiegsanlagen (FAA) werden weltweit seit über 300 Jahren und in deutschen Gewässern seit mehr als 130 Jahren an Querbauwerken und natürlichen Barrieren errichtet, um die stromaufwärts gerichtete Passage von Fischen und aquatischen Wirbellosen sicherzustellen.

In Anlehnung an die Definitionen von *Clay (1995)* und *Thorncraft & Harris (2000)* verstehen wir heute unter funktionsfähigen FAA prinzipiell Wasserwege bzw. Wanderkorridore, die von Fischen über einen möglichst großen Zeitraum des Jahres weitgehend ohne Zeit- und damit Energieverlust auffindbar, sowie ohne vermeidbaren Stress gefahrlos bis in das Oberwasser des Wanderhindernisses passierbar sind.

1.1 Planungspraxis nach Merkblatt DWA-M 509

Folgende Hauptfaktoren bedingen die Effektivität und Effizienz von Fischaufstiegsanlagen und fischpassierbaren Bauwerken:

- Auffindbarkeit
- Passierbarkeit
- Betriebsdauer/ -zeit

Für die Funktionsfähigkeit kommt der Auffindbarkeit der FAA die Schlüsselrolle zu. Dies wurde bereits von *Gerhardt (1904)* dokumentiert: „Von der größten Wichtigkeit bei der Anlage eines Fischweges ist die Lage und Beschaffenheit der unteren Ausmündung. Es sind nämlich bei jedem Fischwege zwei Aufgaben zu lösen: die erste ist die, den Fisch in den Weg hineinzubringen, die zweite, ihn darin aufwärts zu führen. Die erste Aufgabe ist wichtiger als die zweite, denn von ihrem Gelingen hängt der Erfolg der zweiten ab. Sie ist außerdem auch viel schwieriger, weil bei ihrer Lösung auf die Gewohnheiten der Fische sorgfältig Rücksicht genommen werden muß. Der Wert dieser Aufgabe wird meist unterschätzt, und hierin gerade ist die Erklärung dafür zu suchen, daß so viele Fischwege erbaut sind, die keinen Erfolg haben."

Das Merkblatt DWA-M 509 (*DWA, 2014)* repräsentiert den Stand des Wissens und der Technik zur korrekten Planung, baulichen Ausführung und dem Betrieb von FAA und fischpassierbaren Bauwerken. Eine Präzisierung einzelner für die Bundeswasserstraßen relevanter Aspekte ist in der Arbeitshilfe zur Planung und Bau von Fischaufstiegsanlagen der Bundesanstalten für Wasserbau (BAW) und Gewässerkunde (BfG) aufgeführt (*BAW/BfG, 2015*). Folgende wesentliche Einzelfaktoren der Auffindbarkeit sind in beiden Dokumenten konkret beschrieben:

- Großräumige Anordnung der FAA im Gewässer bzw. am Standort unter Berücksichtigung der Nutzung.
- Wahrnehmbarkeit der aus der FAA austretenden Leitströmung bezüglich Fließgeschwindigkeit, Abfluss und Eintrittswinkel.
- Kleinräumige Positionierung des Einstiegs der FAA und damit die Einbindung in das Unterwasser des Wanderhindernisses.
- Gestaltung des Einstiegs, z. B. Anpassung an schwankende Unterwasserstände und Anbindung an die Gewässersohle.

Die Empfehlungen im Merkblatt DWA-M 509 stellen einen Maßstab für ein einwandfreies technisches Verhalten dar. Allerdings kann das Merkblatt nicht alle Sonderfälle abdecken. Ferner gibt es Kenntnislücken bei gewissen Aspekten.

1.2 Forschungsbedarf

Insbesondere bei der Projektierung von FAA an Querbauwerken an großen Fließgewässern mit entsprechend hohen Abflüssen, großen Gewässerbreiten sowie komplexen Strukturen und Strömungsverhältnissen ist das Wissen über das Verhalten verschiedener Fischarten in solchen Situationen sowie die darauf ausgerichtete Ausgestaltung der Einstiegsbereiche von FAA noch unzureichend.

Prinzipiell ist z. B. bekannt, dass die Auffindbarkeit einer FAA umso besser ist, je höher der Leitstrom im Verhältnis zum Gesamt- bzw. Konkurrenzabfluss im

Gewässer ist. International gibt es jedoch nur wenige Empfehlungen zur Dotation von FAA (*Redeker, 2012*). Europäische Richtlinien und das DWA-M 509 empfehlen i. W. die Orientierungswerte von *Larinier et al.* (*1994*). Bei allen vorliegenden Angaben handelt es sich jedoch um Richtwerte mit gewissen Bandbreiten. Aus diesem Grund wurden im Auftrag der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung (WSV) von BAW/BfG Untersuchungen für den Standort Lauffen am Neckar durchgeführt, die zum Ziel hatten, die erforderliche Dotationsmenge für den Standort zu präzisieren. Aufgrund des großen Aufwands solcher Studien wurden die Untersuchungsergebnisse in *Weichert et al. (2013)* so beschrieben, dass sie auch für andere Standorte zur Anwendung kommen können. So wurde u. a. festgelegt, dass der Einstiegsquerschnitt von FAA an Bundeswasserstraßen so zu dimensionieren ist, dass für den Bemessungsfall Q_{330} der Gesamtabfluss der FAA im Einstiegsbereich 5 % des tatsächlichen Abflusses der FAA-nahen Turbine betragen soll. Es ist zu beachten, dass die Übertragbarkeit der Ergebnisse vom Neckar für jeden Standort einzeln zu prüfen ist. Des Weiteren ist die Frage der Einstiegsgestaltung zusammen mit der erforderlichen Dotationswassermenge ein zentraler Baustein im Forschungsprogramm von BAW/BfG.

Weitere aktuelle Fragstellungen sind z. B.:

- Herausforderungen an Wasserkraftanlagen im Bereich des Saugrohres mit dem daran i. d. R. anschließenden Krafthausgebäude;
- Lage/Platzierung von mehreren Einstiegen in Fischaufstiegsanlagen;
- Hydraulische Herausforderungen bei Zudotationen (mittels Bypassleitungen oder Dotationsturbinen) zur Gewährleistung einer gleichförmigen Leitströmung bei unterschiedlichen/schwankenden Unterwasserständen;
- Ausgestaltung der Sohlenanschlüsse.

1.3 Grundsätzliches Untersuchungskonzept

Das Konzept von BAW/BfG zur Untersuchung offener Fragen im Kontext der Fischaufstiegsanlagen ist mehrstufig. Das tatsächliche Fischverhalten an einer FAA kann erst nach deren Realisierung in Naturversuchen betrachtet werden. Um Forschung an einer FAA durchführen zu können, sind von Seiten der jeweiligen Planer in der Regel besondere bauliche Anforderungen in der Planung zu berücksichtigen. Der vorliegende Beitrag verdeutlicht, dass diese Anforderungen mit Herausforderungen einhergehen, die häufig in speziellen, innovativen Lösungen münden. Weiterhin sind die Planungen für eine Pilotanlage von einem Zusammenspiel zwischen dem aufgrund der individuellen Randbedingungen des Standorts Umsetzbaren und dem für das F&E Erforderlichen geprägt, was eine enge Zusammenarbeit zwischen den Planern und BAW/BfG bedingt.

Aufgrund des hohen Aufwands der vorgesehenen Naturuntersuchungen an den Pilotanlagen und der Tatsache, dass die Möglichkeiten, an einer realisierten Anlage verschiedene bauliche Varianten zu testen, begrenzt sind, werden ausgewählte Planungsansätze vorab in numerischen und gegenständlichen Modellen untersucht. Die Bewertung der in den Modellen untersuchten Varianten erfolgt dabei auf der Grundlage hydraulischer Kenngrößen, die fischbiologisch interpretiert werden. Weiterhin sind vor der Realisierung der Pilotanlagen ethohydraulische Untersuchungen geplant, bei denen einzelne Aspekte des Fischverhaltens im Labor gezielt untersucht werden können.

2 Entwicklung eines neuartigen Fischpasseinstiegs

Im Rahmen der Planung von einigen größeren Fischaufstiegsanlagen wurden zur Lösung vorgenannter sowie weiterer Fragestellungen einige innovative Konzepte entwickelt, die nachstehend exemplarisch kurz vorgestellt werden.

An Stauanlagen mit Wasserkraftanlagen herrschen unterwasserseitig im Bereich des Saugrohres nicht selten enge Platzverhältnisse, schwierige Topografien und/oder wasserbauliche Anlagen (z. B. Ufermauern, rückverankerte Spundwände u. dgl.) vor. Diese erschweren die Anordnung eines FAA-Einstiegs, der aufgrund der Turbinenströmung i. d. R. in diesem Bereich zu platzieren ist. Um den Leitstrom der FAA möglichst parallel zum Stromstrich einmünden zu lassen, sind dann i. d. R. 90°- oder 180°-Wendungen des Einstiegs erforderlich. Zusätzlich herausfordernd ist eine Zudotation im Einstiegbereich zur Gewährleistung eines ausreichenden Leitstroms, insbesondere wenn die Dotation ein Mehrfaches des eigentlichen FAA-Abflusses beträgt. Zudem muss ein Regulierorgan im Einstiegsbereich dann angeordnet werden, wenn bei den üblicherweise vorherrschenden Unterwasserstandschwankungen eine weitgehend konstante Leitströmungsgeschwindigkeit über die gesamte Betriebsdauer zwischen UW_{30} und UW_{330} gefordert wird, wie dies bei den Pilotstandorten vorgesehen ist.

Vor dem Hintergrund solch komplexer Randbedingungen entwickelten die Autoren als Planer (ARGE Fichtner Water & Transportation GmbH und ARCADIS Deutschland GmbH) und als Fachberater (BAW/BfG) für eine geplante F&E-Fischaufstiegsanlage (Pilotstandort) in Wallstadt an der Bundeswasserstraße Main eine Lösungsvariante, bei der die vorgesehene Zudotation i. H. v. ≤6,2 m³/s (max. 8-fache des FAA-Betriebsabflusses) über einen Gleichrichter und Horizontalfeinrechen in einem flachen Winkel seitlich in einen FAA-Einstiegskanal zugeführt werden wird, dessen Querschnitt sich zum Einstieg hin kontinuierlich vergrößert (Abbildung 1). Zur Minimierung hydraulischer Verluste ist als Regulierorgan ein Tor (mit der Strömung öffnend) vorgesehen, welches

vor der 180°-Wendung ins Unterwasser angeordnet wird (eine 90°-Variante ist analog realisierbar und kommt bei einem weiteren Einstieg eventuell zum Einsatz). Dessen Öffnungsquerschnitt ist in Abhängigkeit von Leitströmung (Abfluss und/oder Geschwindigkeit) und Unterwasserstand variabel einstellbar, so dass sich im Einstieg ein möglichst gleichförmiger Leitstrom ausbildet. Unmittelbar am Einstieg kann zusätzlich ein Revisionsverschluss angeordnet werden.

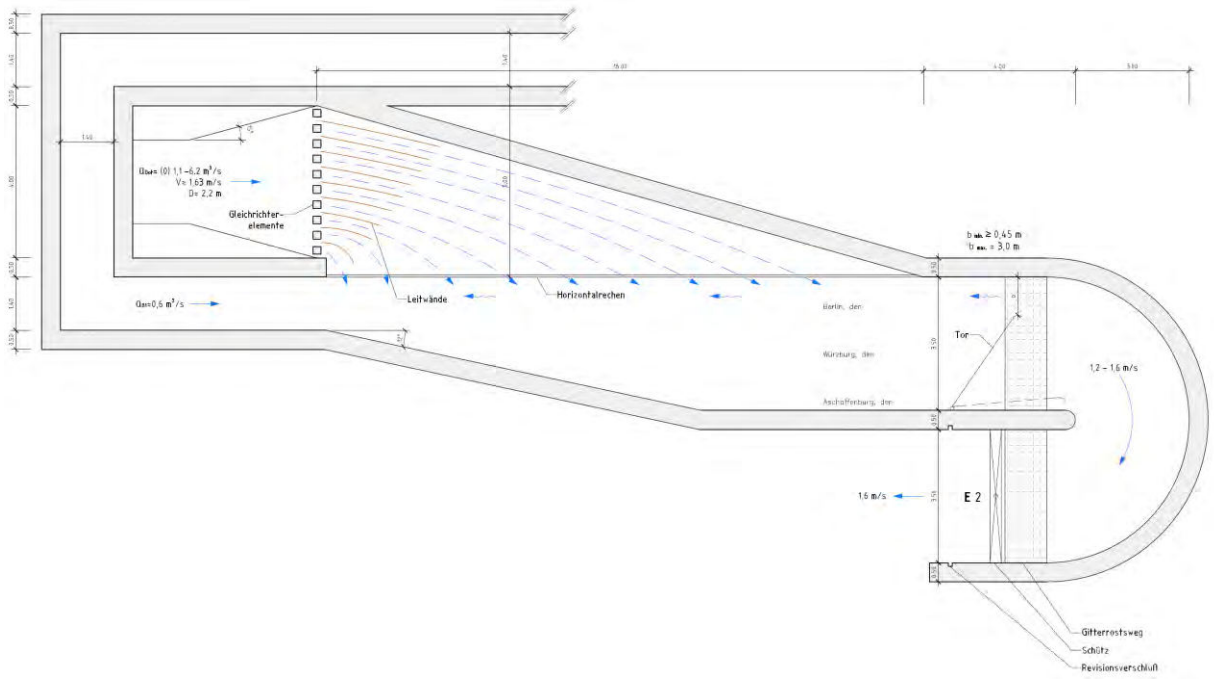


Abbildung 1: Skizze eines neuartigen Einstiegs in eine Fischaufstiegsanlage (Quelle: ARGE)

Vorstehend beschriebenes Konzept wird nunmehr mit seinen einzelnen Elementen im Rahmen hydraulischer Untersuchungen sowohl im gegenständlichen wie auch im numerischen Modell in der BAW betrachtet, um zum einen konkrete Lösungen für die anstehenden Projekte zu finden und zum anderen generelle Baukastenlösungen zur Übertragung an andere Standorte zu entwickeln.

3 Untersuchungen zur Einstiegsgestaltung

Für die Untersuchung offener Fragestellungen im Einstiegsbereich einer Fischaufstiegsanlage existiert an der BAW ein gegenständliches Modell im Maßstab 1:5. Neben der Möglichkeit verschiedene Fragestellungen der Passierbarkeit an diesem Modell zu betrachten, liegt ein Schwerpunkt in der Untersuchung der Zugabe des Dotationswassers in die FAA und der Beschreibung der Strömung im Umlenkbereich. Da an vielen Standorten Dotationswassermengen erforderlich sind, die weit größer sind als der eigentliche Abfluss in der FAA, muss dabei

die Zugabe so erfolgen, dass Fische nicht fehlgeleitet werden, sondern möglichst verzögerungsfrei den Dotationsbereich passieren.

Eine Konstruktionszeichnung des Labormodells mit den Außenmaßen 4,5 m x 11,0 m ist in Abbildung 2 dargestellt. In einem ersten Schritt wird die Geometrie gemäß Abbildung 1 im Modell realisiert. Das Modell ist dabei so konzipiert, dass Anpassungen in der Geometrie der Einbauten mit vergleichsweise wenig Aufwand möglich sind.

Verschiedene Wasserzuleitungen erlauben eine Zugabe von bis zu maximal 500 l/s in das Modell. Die wesentlichen Messgrößen für die fischbiologische Bewertung der zu untersuchenden baulichen Varianten sind Wassertiefen und Fließgeschwindigkeiten. Die Wasserspiegellagen werden mit Hilfe von Ultraschallsensoren an ausgewählten Stellen im Modell erfasst. Die Strömungsgeschwindigkeiten werden mittels ADV-Sonden aufgenommen, ein je nach Fragestellung anpassbares Messraster kann dabei über eine Traversierung automatisiert angefahren werden.

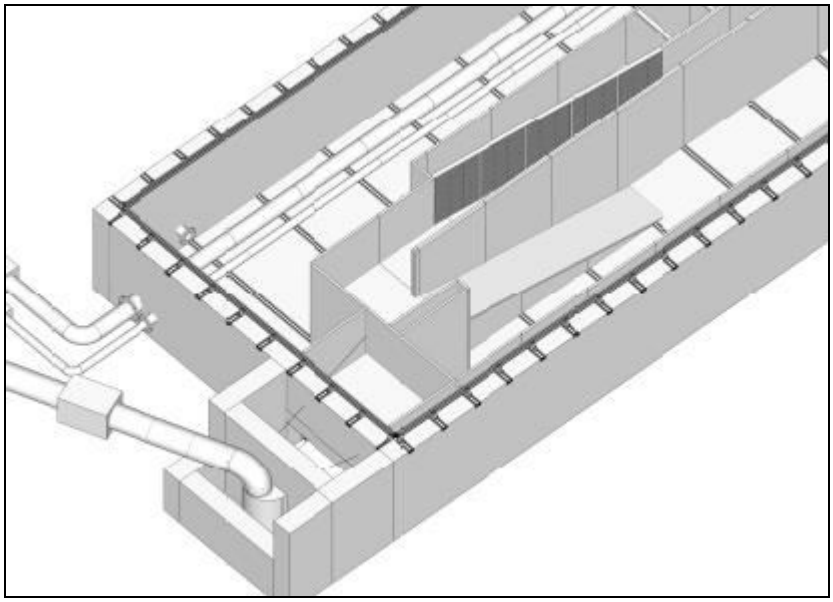


Abbildung 2: Konstruktionsskizze des gegenständlichen Modells (Maßstab 1:5) zur Untersuchung des Einstiegbereichs einer Fischaufstiegsanlage (Quelle: BAW)

Die gegenständlichen Modelluntersuchungen werden durch umfangreiche dreidimensionale numerische Modellierungen begleitet. Hintergrund für dieses Vorgehen ist das Bestreben, die an der BAW eingesetzten numerischen Modellverfahren für verschiedene Fragestellungen zu validieren. Eine gute Reproduktion der im gegenständlichen Modell vermessenen Strömungsfelder stärkt das Vertrauen in die numerischen Modelle und ermöglicht es, ähnliche Fragstellungen an anderen Anlagen mit oft standortspezifischen Herausforderungen numerisch zu untersuchen. Für die hier vorgestellten Untersuchungen kommt das Verfahren

OpenFoam zum Einsatz. Ein exemplarisches Bild der zurzeit laufenden Voruntersuchungen ist in Abbildung 3 dargestellt. Das Bild zeigt den Ausschnitt des numerischen Modells, bestehend aus Unterwasser, Umlenkbecken im Einstiegsbereich, den Bereich der Fischaufstiegsanlage, in den die Dotationswassermenge eingeleitet wird sowie den darüber liegenden Abschnitt des Fischpasses. Als Ergebnis ist der Geschwindigkeitsbetrag an der Wasseroberfläche dargestellt. Die Zudotation, im Beispiel die doppelte Menge des Basisabflusses aus dem Fischpass, wird über die schräge Fläche gleichmäßig zugegeben. Für den Unterwasserbereich existiert im gezeigten Beispiel keine Konkurrenzströmung aus dem Kraftwerk. Weitere Voruntersuchungen folgen, um den Einfluss verschiedener numerischer Randbedingungen zu testen, bevor die eigentlichen Untersuchungen für die im gegenständlichen Modell realisierte Variante durchgeführt werden.

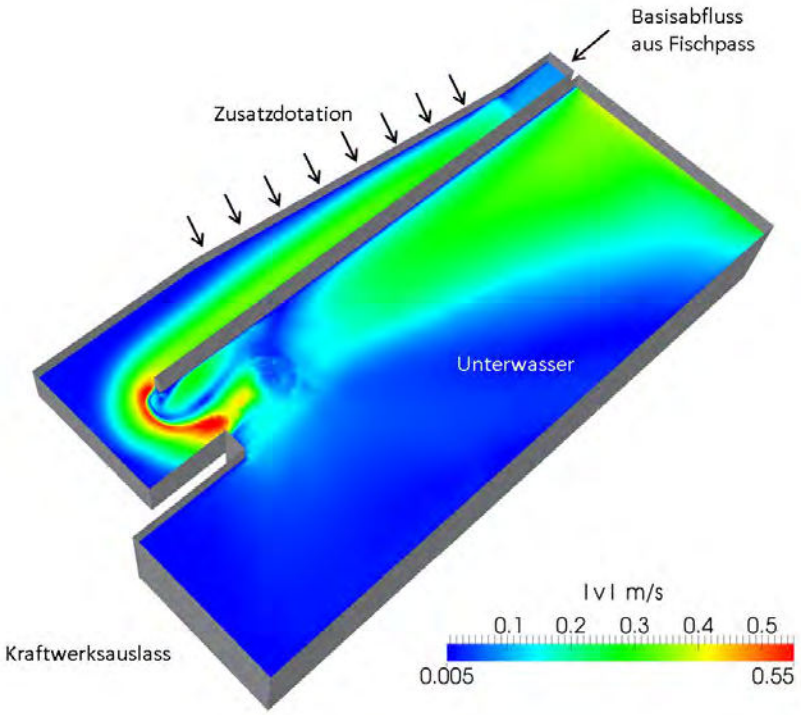


Abbildung 3: Beispiel aus numerischen Voruntersuchungen zum Thema Einstiegsbereich einer Fischaufstiegsanlage (Quelle: BAW)

4 Ausblick

Das Forschungskonzept von BAW/BfG verfolgt die Zielstellung, Wissensdefizite bezüglich der Gewährleistung der ökologischen Durchgängigkeit insbesondere

an großen Fließgewässern zu beheben. Grundsätzlich drehen sich dabei eine Vielzahl offener Fragen um

- Grundlagen zum Fischverhalten unter speziellen hydraulischen Bedingungen sowie
- die Eignung technischer Methoden zur Gewährleistung der Fischwanderung.

In einer ersten Stufe wird mittels hydraulischer und ethohydraulischer Untersuchungen und Modellierungen der aktuelle Kenntnisstand bewertet und weiterentwickelt. Explorative Untersuchungen an speziell errichteten Pilotanlagen, Studien zum Fischverhalten und die parallele Erfassung abiotischer Parameter bilden die zweite Stufe des Forschungskonzepts.

Die Beantwortung der o. g. Fragen unter Einbeziehung der Planer der ARGE setzt ein umfassendes interdisziplinäres Verständnis von Wasserbau und Biologie/Ökologie von Fischen voraus. Durch innovative Konzepte und Untersuchungen, wie vorstehend vorgestellt, werden weiteren Schritte hin zu gesamtheitlichen Lösungen entwickelt.

5 Literatur

BAW/BfG (2015): Arbeitshilfe Fischaufstiegsanlagen an Bundeswasserstraßen (AH FAA), Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) und Bundesanstalt für Gewässerkunde (BfG)

Clay, C. (1995): Design of fishways and other fish facilities. 2nd Edition, CRC Press Inc., Boca Raton, Florida (USA), 248 S.

Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V. (2014): Fischaufstiegsanlagen und fischpassierbare Bauwerke – Gestaltung, Bemessung, Qualitätssicherung. Merkblatt DWA-M 509, Mai 2014

Gerhardt, P. (1904): Fischwege und Fischteiche - die Arbeiten des Ingenieurs zum Nutzen der Fischerei. Verlag von Wilhelm Engelmann, Leipzig

Larinier, M.; Porcher, J. P.; Travade, F. & C. Gosset (1994): Passes à poissons - Expertises et conception des ouvrages de franchissement. Collection „Mise au point“, Conseil Supérieur de la Pêche, Paris, Frankreich, 336 p.

Redeker, M. (2012): Anforderungen an die Auffindbarkeit nach deutschen und internationalen Regelwerken. In: BAW und BfG „Herstellung der ökologischen Durchgängigkeit. Auffindbarkeit von Fischaufstiegsanlagen - Herausforderung, Untersuchungsmethoden, Lösungsansätze“, Karlsruhe, S. 13 ff.

Thorncraft, G. & J. H. Harris (2000): Fish Passage and Fishways in New South Wales: A Status Report. Cooperative Research Centre for Freshwater Ecology, Technical Report 1/2000, May 2000

Weichert, R.; Kampke, W.; Deutsch, L. & M. Scholten (2013): Zur Frage der Dotationswassermenge von Fischaufstiegsanlagen an großen Fließgewässern. Wasserwirtschaft 1/2 2013, S. 33 - 38

Autoren:

Dr.-Ing. Stephan Heimerl

Fichtner Water & Transportation GmbH
Sarweystr. 3
70191 Stuttgart

Tel.: +49-711/8995-737
Fax: +49-711/8995-666
E-Mail: stephan.heimerl@fwt.fichtner.de

Dipl.-Ing. Dipl.-Wirt. Ing. Marq Redeker

ARCADIS Deutschland GmbH
Johannisstraße 60-64
50668 Köln

Tel.: +49 221 89006-19
Fax: +49 221 89006-60
E-Mail: m.redeker@arcadis.de

Dr. sc. techn. Roman Weichert

Bundesanstalt für Wasserbau
Kussmaulstraße 17
76187 Karlsruhe

Tel.: +49 0721 9726-2660
Fax: +49 0721 9726-2610
E-Mail: roman.weichert@baw.de

Technische Universität Dresden – Fakultät Bauingenieurwesen
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

38. Dresdner Wasserbaukolloquium 2015
„Messen und Überwachen im Wasserbau und am Gewässer“

Hydraulische Untersuchungen zur ökologischen Umgestaltung von Pegelmessstrecken mittels Gabionen

Fabian Netzel
Christina Krüger
Ina Terlau
Bernhard Haber
Christoph Mudersbach

Um eine ökologische Durchgängigkeit zu gewährleisten wurden an zwei Pegeln im nördlichen und nordöstlichen Ruhrgebiet Gabionenkörbe zur Querschnittsgestaltung eingesetzt. Die den Messquerschnitt bildenden Steinkörbe stellen den „Wanderungskorridor“ in der sonst stark befestigten Pegelmessstrecke dar.

Im Rahmen bisheriger Messungen ist festgestellt worden, dass die Gabionen stark durchströmt werden. Durch die damit bedingte Verfälschung der Schlüssel- bzw. Abflusskurven sind die Messergebnisse in den Gewässern ungenau. In unterschiedlichen Labor- und Feldversuchen wurden die Abweichungen in Abhängigkeit des Abflusses untersucht und hydraulisch zweckmäßige Maßnahmen für einen fehlerfreien Messbetrieb abgeleitet.

Stichworte: ökologisch durchgängige Pegelmessstrecken, Gabionenkörbe, Maßnahmen für fehlerfreien Messbetrieb

1 Einleitung

Die Anforderung an eine Pegelmessstelle, eine stabile Beziehung zwischen Wasserstand und Abfluss aufzuweisen, bringt als klare hydraulische Randbedingung ein beständiges und somit befestigtes Quer- bzw. Messprofil mit sich. Um der Umsetzung der EG-Wasserrahmenrichtlinie in Nordrhein-Westfalen und der damit geforderten Durchwanderbarkeit eines Fließgewässers Folge zu leisten, wurden vom Betreiber an beiden untersuchten Pegeln Gabionenkörbe bei der Querschnittsgestaltung eingesetzt. Diese sollen neben der Sohle den Wanderungskorridor des Benthos in der sonst stark befestigten Messstrecke darstellen *(Elsholz, Sellheim 2000)*.

Die mit dem Einbau verbundene Durchströmung der Gabionenkörbe, bedingt durch die Gestaltung der Pegelmessstrecke, führte zu Abweichungen bei der Abflussmengenbestimmung.

Mittels Naturmessungen an beiden Pegeln sollte zunächst untersucht werden, wie groß diese Abweichungen in Abhängigkeit des Abflusses zu den Gerinneparametern in den Pegelmessstellen sind. Es wurden Wassertiefen, Wasserspiegelbreiten und anteilige Gabionendurchflüsse am Gesamtabfluss untersucht. Die Messungen ergaben Abflussabweichungen von bis zu 20 [%] *(LfW 2014)*. Ausgehend davon wurden Verbesserungsvorschläge beschrieben und diese im Auftrag der Emschergenossenschaft und des Lippeverbandes anschließend in hydraulischen Versuchen im Wasserbaulabor der Hochschule Bochum untersucht.

Dabei wurden die Durchströmungsmengen und Durchlässigkeitsbeiwerte, die Ausspülung von Abdichtungsmaterial sowie Maßnahmen zur Abdichtung der Gabionenkörbe untersucht.

Vorab werden nachfolgend die örtlichen Verhältnisse der untersuchten Pegelmessstrecken näher beschrieben, bevor anschließend auf die Modellversuche und Untersuchungen im Labor eingegangen wird.

2 Örtliche Verhältnisse

2.1 Pegel Heerener-Mühlbach

Der Pegel Heerener Mühlbach liegt hinter einem Hochwasserrückhaltebecken in einem renaturierten, ehemaligen Schmutzwasserkanal. Um auch für das Benthos eine Durchwanderbarkeit der Messstrecke zu gewährleisten, wurden an beiden Ufern Gabionen gesetzt; der Ausbauquerschnitt ist rechteckig. Zwischen den Gabionen und dem gewachsenen Boden ist an den Ufern ein Geotextil verbaut worden. Die seitlichen Kopfseiten der Gabionenkörbe bzw. deren Ein- und Ausströmbereiche sind durch Steinschüttungen und krautigen, strauchigen Bewuchs in das natürliche Flussbett eingebunden. Über die gesamte Länge des Pegels liegt Bewuchs in Form von Gräsern, Kräutern und Sträuchern vor. Die nachfolgende Abbildung 1 zeigt den Pegel Heerener-Mühlbach in der Draufsicht. Abbildung 2 zeigt den Unterlauf der Pegelmesstrecke mit Blick in Fließrichtung.



Abbildung 1: Pegel Heerener-Mühlbach



Abbildung 2: Unterlauf des Pegels

2.2 Emscherpegel-Phönixsee

Der Emscherpegel-Phönixsee liegt in einem neu angelegten, naturnahen Flussbett. Um auch hier für das Benthos eine Durchwanderbarkeit der Messstrecke zu gewährleisten, wurden an beiden Ufern und in der Sohle (mittig in der Messstrecke) Gabionen gesetzt. Der Ausbauquerschnitt ist rechteckig. Zwischen den Gabionen und dem gewachsenen Boden an den Ufern ist ein Geotextil verbaut worden. Die Kopfseiten der Gabionen bzw. deren Ein- und Ausströmbereiche sind auch hier durch Steinschüttungen und vereinzelten Bewuchs in das natürliche Flussbett eingebunden. Die nachfolgende Abbildung 3 zeigt den Emscherpegel Phönixsee in der Draufsicht. Abbildung 4 zeigt den Unterlauf der Pegelmesstrecke mit Blick in Fließrichtung.



Abbildung 3: Emscherpegel-Phönixsee



Abbildung 4: Unterlauf des Pegels

3 Aufbau des Versuchsstandes

Der Versuchsstand besteht aus einer etwa 9,00 [m] langen und 0,60 [m] breiten Glasrinne, in die mittig die eigentliche Untersuchungsstrecke auf einer Länge von 2,00 [m] mit den oben beschriebenen Gabionen im Maßstab 1:1 eingebaut wurde. Damit standen genügend lange Strecken ober- und unterhalb der Messstrecke zur Verfügung, in denen sich der natürliche, dreidimensionale Abfluss im eigentlichen Messbereich ausbilden konnte. Die örtlichen Verhältnisse im Unterwasser bis zum Modellende wurden damit ebenfalls erfasst. Im Zulauf der Versuchsrinne sind Beruhigungselemente eingebaut, die zu einer gleichmäßigen Anströmung der Gabionen führen. Zur Regulierung der Wasserstände ist am Ende der Versuchsrinne ein Schütz vorgesehen.

3.1 Versuchsanordnung 1(vollflächig eingebaute Gabionen)

In der ersten Versuchsanordnung sind die unterschiedlichen Steinfüllungen der Gabionen auf ihre Durchlässigkeit, die „Schluckfähigkeit“, sowie eine zweckmäßige Abdichtung hin untersucht worden. Dazu wurden die Gabionen über die gesamte Rinnenbreite mit konstanter Querschnittsfläche ($b = 0{,}60$ [m] und $h = 0{,}50$ [m]) auf einer Länge von 2,00 [m] in den oben beschriebenen Versuchsstand eingebaut. Der gesamte Drahtkorb besteht dabei aus zwei aneinandergesetzten, 1,00 [m] langen Gabionenkörben. Die Körbe wurden mit Schüttsteinen der am jeweils zu untersuchenden Pegel verbauten Wasserbausteinklasse befüllt.

Primäres Ziel der Untersuchungen war es, eine hydraulisch zweckmäßige Abdichtung und damit Vermeidung von Durchflüssen durch die Gabionen zu finden. Hierzu wurden nach den Untersuchungen zur Ermittlung der Durchströmungsmengen, der Durchlässigkeitsbeiwerte und der „Schluckfähigkeit“ ober- und unterhalb der Gabionenreihe Verziehungen als keilförmige Drahtgitterkörbe, die mit Vlies und bindigem Boden befüllt wurden, angeordnet. Diese sollen nach Einbau vor Ort abdichtend wirken und das Wasser an den Gabionenköpfen vorbeileiten, sowie vor Ort zu einer ablösungsfreien Ein- und Ausströmung an der Pegelmessstrecke führen. Zusätzlich ist in die Gabionen Sand eingespült worden, der die bestehenden Hohlräume zwischen den einzelnen Steinen füllen soll. An der so abgedichteten Gabionenreihe wurden Dichtheitsuntersuchungen durchgeführt.

Für die Untersuchungen der Durchlässigkeit und „Schluckfähigkeit“ der Gabionenkörbe wurden Schüttsteine der Wasserbausteinklassen CP 32/90 (Pegel 1) und CP 45/180 (Pegel 2) verbaut. Der Gabionenkörper wurde in 4 Messabschnitte

unterteilt um den Verlauf der Sickerlinie und damit das hydraulische Gefälle im Probekörper besser erfassen zu können. Die Messungen wurden mit einer Durchflusswassermenge von 2,00 [l/s] begonnen und schrittweise, bis zur vollflächigen (-ständigen) Anströmung der Stirnfläche der Gabionen erhöht. Für jede Wassermenge wurde jeweils das hydraulische Gefälle gemessen und der dazugehörige Durchlässigkeitsbeiwert berechnet.

Neben der Durchlässigkeit bzw. dem Durchfluss wurde ebenfalls die maximale „Schluckfähigkeit“ der Gabionen in Bezug auf die angeströmte Gesamtfläche überprüft (Q [l/s] zu A [m^2]). Hierbei ist die Wassermenge schrittweise um 5,00 [l/s] erhöht worden, bis die Gabionen überströmt wurden, der Zufluss aber noch vollständig durch die Gabionen aufgenommen (verschluckt) werden konnte. Es lag sodann die maximal mögliche Durchströmung der Gabione vor.

Nach Einbau der Verziehungen und vollständiger Sättigung der Probe wurde der Versuchsstand zur hydraulisch zweckmäßigen Abdichtung der Gabionen vollständig auf eine Höhe von 48,00 [cm] eingestaut. Anschließend wurde über einen Zeitraum von 30,00 [min] die Sickerwassermenge bestimmt. Farbversuche an der Austrittsstelle der luftseitigen Verziehung sollten Aufschluss über den Verlauf des Sickerwassers geben.

3.2 Versuchsanordnung 2(halbseitig eingebaute Gabionen)

Um weiterführende Erkenntnisse über die Dichtheit und Beständigkeit der Abdichtungsmaßnahmen zu erlangen, wurden die Gabionen in einer zweiten Versuchsanordnung nur über die halbe Rinnenbreite eingebaut, damit Wasser, wie in den Pegeln vor Ort, seitlich parallel vorbeifließen kann. Die zwei aneinandergereihten Gabionen haben somit Abmessungen von je 1,00 [m] Länge, 0,30 [m] Breite und 0,50 [m] Höhe.

Nach den Untersuchungen zur Ermittlung der Durchströmungsmengen wurde der Versuchsstand ebenfalls durch Abdichtungsmaßnahmen in Form von keilförmigen Verziehungen sowie eingespültem Sand in die Gabionen ergänzt. Diese Maßnahmen wurden auf ihre Wirksamkeit hin bei halbseitigem Einbau der Gabionen und damit paralleler Anströmung untersucht.

Für die Untersuchungen der Durchlässigkeit der halbseitig eingebauten Gabionenkörbe wurden wie in der ersten Versuchsanordnung Schüttsteine der Wasserbausteinklassen CP 32/90 und CP 45/180 (jeweils entsprechend der am Pegel eingebauten Steinklassen) verbaut. Um die genaue Abflussmenge durch die Gabionen zu messen, wurde 10,00 [cm] vor Ende der zweiten Gabione ein Leitblech angebracht, um den Anteil des durch die Gabionen abgeflossenen Wassers von dem, der durch den freien Querschnitt abfloss zu separieren. Über Geschwindigkeitsmessungen und magnetisch induktive Durchflussmessung (MID)

wurden nun Gesamtabfluss, Gabionendurchfluss und die Abflussmenge neben den halbseitig eingebauten Steinkörben für eine Wassermenge von 5,00 bis 100,00 [l/s] bei eingestautem Unterwasser bestimmt. Die Auswertung der Messung erfolgte mit einer Software.

Die in den vorangegangenen Untersuchungen beprobten Verziehungen wurden auch an den halbseitig eingebauten Gabionen angebracht. Zudem wurde, wie in Versuchsanordnung 1, ebenfalls Sand in die Gabionen eingespült (Abbildung 5). Um zu prüfen, ob eine langlebige Abdichtung mit den Verziehungen und dem eingespülten Sand möglich ist, wurde zuerst eine natürliche Ausspülung von dem vorher eingebrachten Sand simuliert. Um eine hohe Belastung zu erreichen, wurde der eingebrachte Versuchsaufbau in der Versuchsrinne über mehrere Stunden mit unterschiedlich großen Wassermengen und hohen Fließgeschwindigkeiten bei schießendem Abfluss beschickt (Abbildung 6). Dies wurde solange wiederholt, bis sichtbar kein Sand mehr ausgespült wurde und sich somit ein stabiles System eingestellt hatte.

Die Dichtheit der Gabionen aufgrund des nach den Ausspülversuchen stabilen Sandprofils und der angebrachten Verziehungen wurde zunächst über Strömungsversuche mit gefärbtem Wasser überprüft. Dazu wurde die Farblösung direkt vor der Verziehung, neben der Gabione und in den Gabionenkörper selbst bei unterschiedlichen Abflüssen und Fließgeschwindigkeiten dem Wasser zugegeben. Abschließend wurden erneut der Gesamtabfluss und die Abflussmenge neben den halbseitig eingebauten Gabionen über Geschwindigkeitsmessungen für Wassermengen von Q = 5,00 bis 100,00 [l/s] bei eingestautem Unterwasser ermittelt und über eine Software ausgewertet.



Abbildung 5: Abgedichtete Gabione



Abbildung 6: Ausspülversuche

4 Versuchsauswertung und Ergebnisse

Als Grundlage für die durchgeführten Untersuchungen zur Durchlässigkeit diente die DIN 18130 Teil 1. Dabei ist zu beachten, dass die DIN 18130, Teil 1, „Bestimmung des Durchlässigkeitsbeiwertes für Bodenproben“ in einem geschlossenen Zylinder bei vertikaler Durchströmung beschreibt. Im Versuchsstand für die horizontale Durchströmung wurden k-Werte für Steine/gebrochenen Fels in einer offenen Glasrinne bestimmt. Die DIN 18130 konnte daher in diesem Fall nur als Handlungsempfehlung dienen, um möglichst repräsentative, vergleichbare Messergebnisse zu erzielen.

4.1 Vollflächige Anströmung der Gabionen

Für beide untersuchten Steinklassen wurde festgestellt, dass je größer der Abfluss und das Energieliniengefälle werden, umso kleiner wird der Durchlässigkeitsbeiwert und damit auch der Abfluss durch die Gabionen. Die aus den vorangegangenen Naturmessungen festgestellten Abweichungen von bis zu 20 [%] wurden dabei bestätigt. Der Verlauf der jeweils ermittelten Durchlässigkeitsbeiwerte veranschaulicht diese Abhängigkeit zwischen Abflussmenge und Abweichung ebenfalls. Die Durchlässigkeitsbeiwerte für den ersten Pegel liegen für Abflüsse von 2,00-18,00 [l/s] zwischen k = 1,16 und 0,65 [m/s] und für den zweiten Pegel für Abflüsse von 2,00-22,00 [l/s] liegen diese zwischen k = 1,18 und 0,75 [m/s].

Die maximale „Schluckfähigkeit“ beträgt für die Wasserbausteinklasse CP32/90 0,0833 [m³/s] für einen Kubikmeter Gabionenfüllung. Für die Wasserbausteinklasse CP45/180 liegt diese bei 0,10 [m³/s] ebenfalls bezogen auf einen Kubikmeter Gabionenfüllung.

Die ermittelte Sickerwassermenge über einen Zeitraum von 30,00 [min] beträgt 0,034 [l/s]. Über die Zugabe einer Farblösung entlang der Austrittsfläche hinter der Verziehung konnte festgestellt werden, dass die Sickerwassermengen zwischen Probekörper und der Wandung der Versuchsrinne auftreten und nicht durch die Verziehung bzw. abgedichteten Gabionen selbst. Die Abdichtungsmaßnahme ist demnach zweckmäßig.

4.2 Seitliche Anströmung der Gabionen

Auch die Durchlässigkeitsversuche an den halbseitig eingebauten Gabionen ergaben, dass mit steigendem Gesamtabfluss, die Abflussabweichung durch die Gabionen sinkt. Die prozentualen Abweichungen waren jedoch deutlich höher als in den vorangegangenen Naturersuchen. So wurden für einen Gesamtabfluss von 5,00 bis 150,00 [l/s] Abweichungen für den ersten Pegel zwischen 28 und 16 [%], für den zweiten Pegel zwischen 40 und 16 [%] gemessen (Abbildung 7).

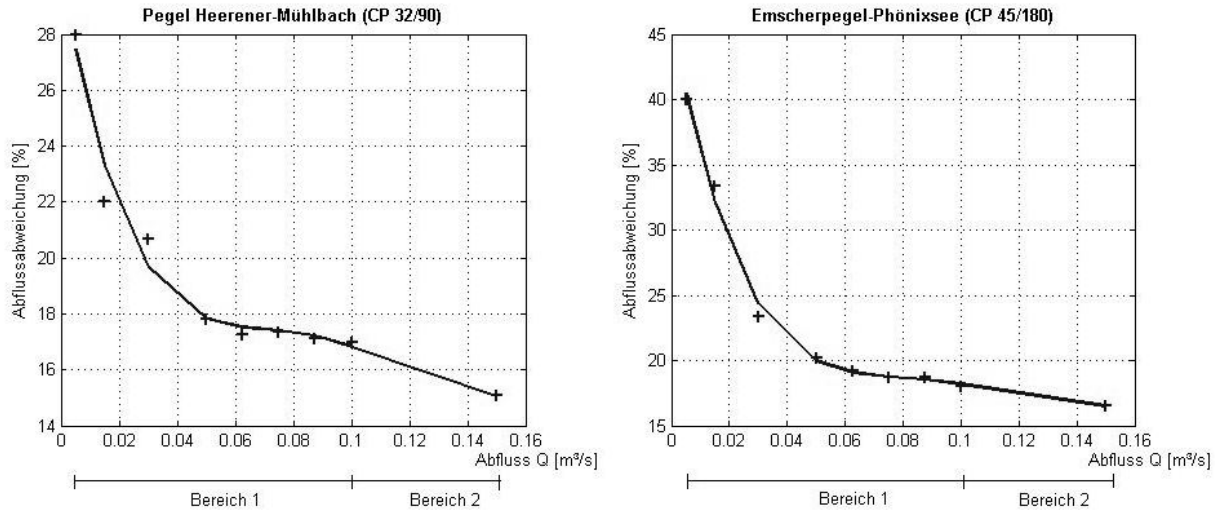


Abbildung 7: Prozentuale Abflussabweichung in Abhängigkeit des Gesamtabflusses

Die Ausspülversuche wurden über einen schichtweisen Rückbau des Modells überprüft. So konnte das im Gabionenkörper verbliebene, stabile Sandsystem genau bestimmt werden. Die 30,00 [cm] breiten Gabionen weisen eine Ausspülung des Sandes von ungefähr 50 [%] auf. Im Fußbereich der Gabionen wurde im Vergleich auffallend wenig ausgespült, da die Sohlgeschwindigkeiten geringer sind. Im Pegel vor Ort sollen zusätzlich 20,00 [cm] Oberboden auf die Verziehungen und die Gabionen aufgetragen und mit tief wurzelnden Pflanzen begrünt werden. Durch eine Durchwurzelung der gesamten Gabionen und Verziehungen wird so ein noch größerer Rückhalt des eingespülten Sandes erreicht.

Um eine Aussage über die unterschiedlichen Fließgeschwindigkeiten im Bereich der Freifläche und der damit bedingten Erosion treffen zu können, wurde die Analogie zweier im Zusammenhang stehenden Fließgeschwindigkeiten aufgestellt. Dazu wurde bei strömendem Abfluss die mittlere Fließgeschwindigkeit v_m [m/s] in Relation zu der Fließgeschwindigkeit unmittelbar neben der Gabione v_{Gab} [m/s] gesetzt. Diese beträgt nur noch 54% der mittleren Fließgeschwindigkeit und weist somit eine starke Reduzierung zur Wandung auf. Die Drosselung des Wassers bewirkt damit eine sehr langsame Strömung innerhalb des Gabionenkörpers, die innerhalb weniger Zentimeter schließlich auf null abfällt. Die Möglichkeit eines Stillstands des Wassers und die daraus resultierende Dichtheit der Gabione wurden durch die nachfolgenden Farb- und Geschwindigkeitsmessungen bestätigt. So ergab eine Zugabe der Farblösung direkt vor der Verziehung, dass das gefärbte Wasser immer neben der Gabione entlang floss und eine seitliche Einströmung in die Gabione nicht erfolgte. Beim Einbringen der Farbe im Gabionenkörper selbst, wurde die Lösung, unabhängig von Wasserstand und

Abfluss, unmittelbar an der Einbringungsstelle, zeitverzögert orthogonal zur Fließrichtung ausgespült.

Abschließende Abflussmengenmessungen im Freiquerschnitt neben den abgedichteten Gabionen ergaben nur minimale Abweichungen in Bezug auf den unbeeinflussten Abflussbereich von 2,5 [%]. Diese sind auf Messungenauigkeiten zurückzuführen und bestätigen wie auch die vorangegangenen Versuche die hydraulische Zweckmäßigkeit der Abdichtungsmaßnahmen.

5 Zusammenfassung und Fazit

Bei der ökologischen Umgestaltung von zwei Pegelmessstrecken wurden Gabionenkörbe zur Querschnittsgestaltung eingesetzt. Durch den Einbau in das Gewässer und die dadurch bedingte Durchströmung der Steinkörbe treten Abflussabweichungen im Pegel gegenüber dem Ober- bzw. Unterwasser von bis zu 20 [%] auf. Diese Abweichungen wurden durch Feldversuche und Untersuchungen im Labor bestätigt und zeigen deutlich, dass Maßnahmen entwickelt und durchgeführt werden müssen, welche die Abflussabweichung verhindern.

In ersten physikalischen Laborversuchen wurden geeignete Abdichtungsmaßnahmen unter verschiedenen Strömungs- und Abflussverhältnissen auf ihre hydraulische Zweckmäßigkeit hin untersucht.

Die Ergebnisse aus Geschwindigkeitsmessungen, Durchlässigkeits-, Farb- und Ausspülversuchen zeigen, dass das Abdichten der Steinkörbe mit dichten, keilförmigen Verziehungen und ein Einspülen von Sand in die Gabionen die eingangs festgestellten Abflussabweichungen verhindern. In Bezug auf die EG-Wasserrahmenrichtlinie bleibt die Zweckmäßigkeit der Steinkörbe trotz des Abdichtens mit Sand vorhanden, da ein genügend breiter Wanderungskorridor durch natürliche Ausspülvorgänge vorhanden bleibt.

Durch einen entsprechenden Umbau der betroffenen Pegelmessstrecken mit den vorgeschlagenen Maßnahmen kann also ein zuverlässiger und fehlerfreier Messbetrieb sichergestellt werden. Für weitere, die Gabionen betreffende Parameter müssen umfangreichere und detailliertere Versuche durchgeführt werden.

6 Literatur

Deutsches Institut für Normung (1998): DIN 18130 Teil 1: Baugrund, Untersuchung von Bodenproben – Bestimmung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwertes – Teil 1: Laborversuche

Elsholz, M., Sellheim, P. (2000): Pegel an kleineren Fließgewässern – Anforderungen aus hydraulischer und fließgewässerökologischer Sicht, Niedersächsiches Landesamt für Ökologie, Niedersachsen

LfW · Labor für Wasserbau GmbH (2014): Bericht über die Hydraulischen Untersuchungen zur Ermittlung der Durchlässigkeitsbeiwerte und von möglichen Abdichtungsmaßnahmen einschließlich Vermeidung von Ausspülungseffekten, Wülfrath

Autoren:

M.Sc., Fabian Netzel
Christina Krüger
Ina Terlau
Prof. Dr.-Ing. Bernhard Haber
Prof. Dr.-Ing. Christoph Mudersbach

Institut für Wasser und Umwelt
Lehrgebiet Wasserwesen, insb. Wasserbau und Hydromechanik (LWH)
Hochschule Bochum
Lennershofstr. 140
44801 Bochum

Tel.: +49 234 32 10 272
Fax: +49 234 32 14 125
E-Mail: fabian.netzel@hs-bochum.de

Technische Universität Dresden – Fakultät Bauingenieurwesen
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

38. Dresdner Wasserbaukolloquium 2015
„Messen und Überwachen im Wasserbau und am Gewässer“

Erfolgskontrolle einer großen Flussrenaturierung am Beispiel der Spreeaue bei Cottbus

Christoph Gerstgraser
Ramona Gassert
Steffen Giebler

Nördlich von Cottbus wurde die Renaturierung der Spreeaue fertiggestellt. Sie ist eine der größten Flussrenaturierungen in Brandenburg und ein wesentlicher Baustein des „Masterplans Spree“ des Landes Brandenburg. Die Renaturierung der Spreeaue ist eine naturschutzfachliche Kompensationsmaßnahme für die Trockenlegung der Lakomaer Teiche. Auf einer Länge von 11 km und einer Fläche von 400 ha erfolgte die Renaturierung der Spreeaue durch den Energiekonzern Vattenfall, in enger Abstimmung mit den Landesbehörden.

Da die Lakomaer Teiche als FFH-Gebiet gemeldet wurden, mussten neben den Maßnahmen zur Renaturierung der Spreeaue weitere naturschutzfachliche Kompensationsmaßnahmen zur Sicherung des Netzes Natura 2000 umgesetzt werden.

Seit dem Jahr 2007 erfolgt die Kontrolle der Wirkung der Kompensationsmaßnahmen durch ein komplexes Monitoringprogramm unter Einbeziehung verschiedene Fachgutachter. Das Monitoring umfasst sowohl Untersuchungen von Flora und Fauna als auch von abiotischen Faktoren Die Montioringberichte werden den zuständigen Behörden jährlich vorgelegt. Die Erfolgskontrolle erstreckt sich über fünf Jahre nach Abschluss der einzelnen Kompensationsmaßnahmen.

Stichworte: Renaturierung, Natura 2000, FFH-Gebiet, Erfolgskontrolle, Monitoring

1 Einleitung

Am Rand der Stadt Cottbus befindet sich der Tagebau Cottbus-Nord, wo seit 1981 Braunkohle gefördert wird. Jährlich werden durch die Vattenfall Europe Mining AG ca. 5 Mio. t Kohle aus dem Tagebau gefördert und im Kraftwerk Jänschwalde für die Stromerzeugung verwendet.

Innerhalb des genehmigten Abbaugebietes des Tagebaus Cottbus-Nord lag die Teichgruppe Lakoma. Sie bestand aus 22 Teichen mit einer Gesamtfläche von circa 69 ha. Die Teiche wurden zur Aufzucht von Karpfen, vor allem von jungen Fischen genutzt. Als Folge der über Jahrhunderte betriebenen Teichwirtschaft

entwickelte sich in und um die Teiche herum eine hohe Biotop- und Artenvielfalt. Insgesamt wurden im Gebiet 1320 Arten gefunden und 68 geschützte Biotope ausgewiesen.

Im Spätsommer 2003 wurden auch fünf Verdachtsbäume gefunden, die möglicherweise von der prioritären Art Eremit (Osmoderma eremita) besiedelt waren. Deshalb wurden die Lakomaer Teiche im Dezember 2003 durch das Land Brandenburg als FFH Gebiet vorgeschlagen und durch die Bundesregierung Deutschland an die europäische Kommission nachgemeldet. Da der Eremiten-Käfer eine prioritäre Art darstellt, musste Ende 2004 auch die Europäische Kommission in das Planfeststellungsverfahren mit einbezogen werden *(Freytag, Pulz, Neumann, 2007)*.

Als Ergebnis der geänderten rechtlichen Ausgangssituation musste das Kompensationskonzept mehrfach überarbeitet werden *(Gerstgraser, Zank, 2012)*. Zur Sicherung der Kohärenz von Lebensraumtypen und Arten mussten artspezifische Ausgleichsmaßnahmen in weiteren Kompensationsräumen geplant werden *(FUGRO, 2005; gIR, 2005)*. Im November 2006 teilte die Europäische Kommission schriftlich mit, dass mit dem überarbeiteten Ausgleichskonzept die Gesamtkohärenz des Netzes Natura 2000 gewahrt bleibt. Danach erging im Dezember 2006 der Planfeststellungsbeschluss durch das Landesamt für Bergbau, Geologie und Rohstoffe (LBGR) Brandenburg. Mit der Gewässerstilllegung der Lakomaer Teiche wurde erstmalig in Deutschland die vollständige Beseitigung eines FFH-Gebietes genehmigt *(Wiedemann, Arnold, Zick, 2008)*.

2 Die Renaturierung der Spreeaue

Durch die Stilllegung der Lakomaer Teiche wurden 130 ha des Kernbereiches des FFH-Gebietes Lakoma in Anspruch genommen. In unmittelbarer Nähe zum Eingriffsgebiet erfolgten umfangreiche Voruntersuchungen zur Auswahl geeigneter Kompensationsräume. Insgesamt erfolgt die Umsetzung der Kompensationsmaßnahmen in sieben verschiedenen Teilgebieten mit einer Gesamtfläche von über 530 ha *(Gerstgraser, Arnold, Dingethal, 2008)*.

Die größte Kompensationsmaßnahme ist die Renaturierung der Spreeaue bei Cottbus. Auf einer Länge von 11 km und einer Fläche von 400 ha erfolgte die Renaturierung der Spreeaue durch den Energiekonzern Vattenfall, in enger Abstimmung mit den Landesbehörden. Die Renaturierung der Spreeaue ist eine der größten Flussrenaturierungen in Brandenburg und ein wesentlicher Baustein des „Masterplans Spree“ des Landes Brandenburg. Die Renaturierungsarbeiten wurden im Zeitraum 2007 – 2014 umgesetzt.



Abbildung 1: Links – vor der Renaturierung, Rechts – 1,5 Jahre nach den ersten Maßnahmen

Im Kompensationsraum ist die Spree beidseitig eingedeicht. Vor der Renaturierung war die Spree ein monotones Gewässer mit einer hohen Strukturarmut. Fehlende Abflussdynamik durch Talsperren im Oberlauf und fehlende ökologische Durchgängigkeit führten zu einer Verarmung an Arten, so machten zwei Fischarten (Plötze, Ukelei) 75 % des gesamten Fischbestandes aus. Auf weiten Strecken fehlte die Vernetzung der Spree mit dem Umland, potentielle Feuchtstandorte wurden trocken gelegt, Ufer- und Auenwald fehlten weitgehend.

Durch umfangreiche Renaturierungsmaßnahmen wurde die Spree wieder in einen naturnäheren Zustand gebracht. Insgesamt kamen 49 verschiedene Bauweisen zum Einsatz. In der nachfolgenden Tabelle sind die Maßnahmen und Kennzahlen der Renaturierung der Spreeaue dargestellt.

Tabelle 1 Maßnahmen und Kennzahlen der Renaturierung der Spreeaue

Beschreibung	**Menge**	**Einheit**
Länge der Spreerenaturierung	11	km
Fläche der Renaturierung	400	ha
Bodentransporte für die Renaturierung	800.000	m^3
Gehölzpflanzungen für die Renaturierung	140.000	Stk
Länge - Neubau und Wiederanbindung des Spreelaufes	1,75	km
Länge - Neubau von Nebengerinne u. Bachläufen	6,0	km
Deichverlegung	2,8	km

Neue Uferstrukturierung durch Vorlandabsenkungen	7,6	km
Neue Überflutungsflächen durch Vorlandabsenkungen	14	ha
Neue Überflutungsflächen durch Deichverlegung	45	ha
8 neue Teiche mit einer Gesamt-Wasserfläche von	21	ha
Errichtung von Buhnen	65	Stk
Einbau von Inseln	14	Stk
Rückbau von Sohlenrampen	4	Stk
Errichtung von Sohlengleiten	3	Stk
Technische Bauwerke (Siele, Durchlässe, Deichscharten, Überfahrten)	12	Stk
Forstwirtschaftliche Nutzungsaufgabe	34	ha
Anlage und Extensivierung von Grünlandflächen	110	ha



Abbildung 2: Auf 2,8 km wurde der Deich verlegt und ein neues Gewässernetz geschaffen



Abbildung 3: Maßnahmen zur Erhöhung der Strukturvielfalt in der Spree. Links – Bau von Holzbuhnen, Rechts – Bau einer Flussinsel

3 Zusätzliche naturschutzfachliche Kompensationsmaßnahmen

Neben den umfangreichen Renaturierungsmaßnahmen für die Spreeaue mussten zur Sicherung des Netzes Natura 2000 für alle relevanten FFH- Lebensraumtypen (LRT) und Arten noch weitere Kompensationsmaßnahmen umgesetzt werden. In der nachfolgenden Tabelle sind die Maßnahmen zur Sicherung der Kohärenz für die FFH- LRT und Arten angeführt.

Eine wesentliche Maßnahme zur Sicherung der Kohärenz für Fischotter, Rotbauchunke sowie LRT 3130 und 3150 sind die Spreeauen Teiche. Sie bestehen aus acht Teichen mit einer Wasserfläche von 21 ha. Die Teiche haben eine mittlere Wassertiefe von 0,7 m. Sie wurden mit breiten Flachwasserbereichen und Inseln angelegt. Die Wasserversorgung erfolgt aus der Spree und wird über Zu- und Ablassbauwerke geregelt.

Zur Strukturierung der Teichanlage und zur Aufwertung des Umfeldes wurden umfangreiche Landschaftsbaumaßnahmen durchgeführt. In den Teichen wurden zur schnellen Entwicklung einer Teichvegetation Schilf-Rhizome und Teichboden aus dem Eingriffsgebiet aufgebracht. Entlang der Teiche wurden Baum- und Strauchgruppen gepflanzt und im Umfeld großflächig Bruchwald- und Landröhrichtflächen angelegt. Die Bewirtschaftung der Teiche erfolgt ähnlich wie in den Lakomaer Teichen.

Tabelle 2 Kompensationsmaßnahmen für FFH- LRT und Arten zur Sicherung des Netzes Natura 2000

LRT / Art	Kompensationsmaßnahmen zur Sicherung der Kohärenz
Lebensraumtyp 3130	Neubau einer 21 ha große Teichgruppe mit Initialisierung LRT 3130 u. 3150 sowie Umstellung der Bewirtschaftung einer vorhanden Teichgruppe auf 101 ha
Lebensraumtyp 3150	
Lebensraumtyp 6430	Neubau Teichgruppe, Spreeverzweigungen und Vernässungsflächen sowie lokale Absenkungen der Spreevorländer auf 11 km
Eremit	Umsiedlung sämtlicher Verdachtsbäume und Entwicklung Altholzbestände
Fischotter	Neubau Teichgruppe, Strukturierung der Spree auf 11 km und Neubau von Fließ- und Standgewässern, Anlage eines neuen, sicheren Wanderkorridors
Rotbauchunke	Neubau einer 21 ha große Teichgruppe, Umsiedlung sämtlicher Amphibien sowie Umstellung der Bewirtschaftung einer vorhanden Teichgruppe auf 101 ha 13,3
Große Feuerfalter	Umwandlung von Ackerflächen, Initialisierung der Futterpflanzen und Rückbau Entwässerungen
Teichfledermaus	Anlage von neuen Teichen und Verbesserung der Feuchteverhältnisse und Strukturen in der Aue
Grüne Keiljungfer	Umsiedlung der Larven und Schaffung neuer Gewässerstrukturen zur Habitatverbesserung

Die fachgerechte Umsetzung, im Verbund mit einer gezielten Pflege und Bewirtschaftung der Teiche, hat in kurzer Zeit einen neuen, eindrucksvollen Landschaftsraum in der Spreeaue entstehen lassen. Die Renaturierung der Spreeaue im Verbund mit den Spreeauen Teichen stellt einen wichtigen Baustein zur Sicherung des Netzes Natura 2000 dar. Darüber hinaus profitieren eine Vielzahl weiterer Tier- und Pflanzenarten von der Renaturierung der Spreeaue. Die ökologische Vernetzung in der Region wird gefördert und ein Ort der ruhigen Erholung für die Anwohner geschaffen.

Da im Umfeld der Lakomaer Teiche keine Ausweichquartiere für Amphibien vorhanden waren, mussten sämtliche Amphibien umgesetzt werden. Im Sommer 2007 und 2008 wurden Amphibienlarven in den Lakomaer Teichen gefangen. Alle Tiere wurden bestimmt, gezählt und in geeignete Teiche in der Spreeaue eingesetzt. Im September 2007 wurde mit der Umsiedlung von Alt- und Jungtieren begonnen. Bis zum Juni 2010 wurden jeweils im Frühjahr und Herbst über mehrere Wochen die Amphibien umgesiedelt. Insgesamt wurden über 180.000

Larven und Tiere davon 76.220 Rotbauchunken umgesiedelt. Davon wurden fast 150.000 Amphibien in die Spreeauen Teiche umgesetzt und über 30.000 Amphibienlarven dem Landesumweltamt Brandenburg zur Neuansiedlung übergeben *(gIR, 2012)*.



Abbildung 4: Die Spreeauen Teiche. Links – vor dem Bau Acker- und Grünlandflächen , Rechts – das Teichgebiet sechs Jahre nach Fertigstellung

4 Erfolgskontrolle

Seit dem Jahr 2007 erfolgt die Kontrolle der Wirkung der Kompensationsmaßnahmen durch ein komplexes Monitoringprogramm unter Einbeziehung verschiedener Fachgutachter. Das Monitoring umfasst sowohl Untersuchungen von Flora und Fauna als auch von abiotischen Faktoren (Tabelle 3). Die Montioringberichte werden dem LBGR als verfahrensführender Behörde sowie den Wasser- und Naturschutzbehörden jährlich vorgelegt. Die Erfolgskontrolle erstreckt sich über fünf Jahre nach Abschluss der einzelnen Kompensationsmaßnahmen. Sollte sich im Zuge des Monitorings herausstellen, dass die Kompensationsziele nicht erreicht werden, so kann das LBGR jederzeit ergänzende Maßnahmen festlegen.

Das Monitoring unterscheidet sich sowohl hinsichtlich des Inhaltes, der Örtlichkeiten sowie den Zeitpunkten erheblich. Pro Jahr werden bis zu 16 verschiedene, umfangreiche Berichte den Behörden vorgelegt. Durch eine gezielte Projektsteuerung wird gewährleistet, dass die einzelnen Erhebungen aufeinander abgestimmt sind. Alle Ergebnisse der Fachgutachter werden in digitaler Form verwaltet und in eine GIS-Datenbank eingearbeitet. So können gezielt Informationen aus den Fachberichten abgerufen und miteinander verschnitten werden. Diese Ergebnisse dienen der Qualitätssicherung bereits umgesetzter bzw. noch auszuführender Kompensationsmaßnahmen *(Gerstgraser, Zank, 2012)*.

Tabelle 3 Monitoring zur Erfolgskontrolle der Kompensationsmaßnahmen

Biotisches Monitoring	Art des Monitoring
Lebensraumtyp 3130	Flächige Kartierung der kennzeichnenden Pflanzenarten in den abgelassenen Teichen im November
Lebensraumtyp 3150	Flächige Kartierung der Wasserpflanzenvegetation in den Teichen im Sommer
Lebensraumtyp 6430	Flächige Kartierung der kennzeichnenden Pflanzenarten in der Spreeaue
Biotopkartierungen	Flächige Kartierung 400 ha Spreeaue sowie in 3 weiteren Kompensationsräumen als Nachweis der Habitatausstattung für Amphibien, Fischotter sowie Entwicklung und Erhalt geschützter Biotope
Eremit	Flächige Kartierung der Höhlenbäume auf Besiedlung im Kompensationsgebiet
Fischotter	Lineare Kartierung der Kompensationsräume und Durchlässe, Nachweis über Spuren, Losungen und Fotofallen, Losungsanalyse zum Nachweis der Nahrungsquellen
Rotbauchunke und weitere **Amphibienarten**	Kontrolle der Reproduktion durch Fänge, Nachweis der Rufer durch Verhören in den Teichgebieten, Kontrolle der Wanderbewegungen
Großer Feuerfalter	Kartierung der Futterpflanzen und Nachweis der Eiablage an den Futterpflanzen in den Kompensations- und angrenzenden Gebieten
Teichfledermaus	Kartierung durch Netzfänge, Automatische Lauterfassung (Voiceboxen, Batcorder), Detektorerfassung sowie Quartiersuche und Kastenkontrolle
Grüne Keiljungfer und weitere **Makrozoobenthosarten**	Ausgewählte Probestellen in der renaturierten Spreeaue und Nachweis des gesamten Artenspektrums
Sommerkiemenfuß	Probefänge und Sichtbeobachtungen in den Spreeauen Teichen
Fische	Probefänge des gesamten Artenspektrums in der Spree und angrenzenden Gräben sowie Nachweis der Durchgängigkeit der umgebauten Sohlgleiten
Vögel	Brutvogelkartierung nach SDB laut SPA und nach FLADE, Bestandskontrolle wertgebender Arten in der Friedensteichgruppe (Rohrweihe, Schellente, Tafelente, Zwergdommel, Beutelmeise, Knäkente, Schnatterente, Zwergtaucher)

Abiotisches Monitoring	
Grund- und Oberflächenwassermonitoring	Monatliche Messungen an 120 Messpegeln in verschiedenen Kompensationsräumen sowie in angrenzenden Gebieten zum Nachweis der Wirkung der Maßnahmen und Vermeidung von Schäden
pH-Wert Messungen	In den Teichen zum Nachweis der Wasserqualität
Erfolgskontrolle der Renaturierungsmaßnahmen in der Spree	Nachweise der Änderung der Breiten-, Tiefen-, Geschwindigkeits- und Strukturvarianz durch Messungen der Fließgeschwindigkeiten sowie der Veränderung der Sohllagen in der Spree auf 11 km Länge. Dokumentation der Bauwerke und Auswirkungen von Hochwässern.
Sonstiges Monitoring	
Teichbewirtschaftung	Dokumentation der regelmäßigen Bewirtschaftungsmaßnahmen, Besatz, Fütterung, Bespannungszeiten, etc.

Durch das bereits durchgeführte, umfangreiche Monitoring liegen fundierte Kenntnisse über die Entwicklung einzelner Arten vor. Die Ergebnisse zeigen, dass alle Kompensationsziele erreicht und das Netz Natura 2000 erhalten wurde. Darüber hinaus zeigen die Daten auch, dass es für einzelne FFH relevante Arten, wie z.B. die Rotbauchunke, zu einer wesentlichen Bestandvergrößerung infolge der Kompensationsmaßnahmen gekommen ist *(gIR, 2010, 2012)*. In Summe lassen die vorliegenden Monitoringdaten einmalige Schlüsse über die Wirkung und Entwicklung von Kompensationsmaßnahmen zu.

5 Literatur

FFH-Richlinie (1992): Richtlinie des Rates zur Erhaltung der natürlichen Lebensräume sowie der wildlebenden Tiere und Pflanzen (92/43/EWG) vom 21. Mai 1992.

Freytag, K.; Pulz, K.; Neumann, U. (2007): Braunkohletagebau Cottbus-Nord – Kompensationsmaßnahmen außerhalb der Bergbaufolgelandschaft. Glückauf 143. Nr.10.

FUGRO (2005): Antrag auf wasserrechtliche Planfeststellung des Vorhabens Gewässerausbau Cottbuser See, Teilvorhaben 1 Gewässerbeseitigung im Bereich der Teichgruppe Lakoma und eines Abschnittes des Hammergraben-Altlaufs 2. Ergänzungsband. Berlin 2005.

Gerstgraser, Ch.; Arnold, I.; Dingethal, H. (2008): Umsetzung der Kompensationsmaßnahmen für die Inanspruchnahme eines FFH-Gebietes durch den Braunkohletagebau Cottbus-Nord. Bergbau 8. 59 Jhg. Zeitschrift f. Rohstoffgewinnung, Energie, Umwelt. Hrsg. RDB Ring Deutscher Bergingenieure e.V. Essen. S.373-377.

Gerstgraser, Ch.; Zank, H. (2012): Kompensation der Beseitigung eines FFH-Gebietes. Naturschutz u. Landschaftsplanung 44 (10), Verlag Eugen Ulmer, Stuttgart 2012

gIR – gerstgraser Ingenieurbüro für Renaturierung (2005): Entwurfsplanung. Renaturierung der Spreeaue zwischen Cottbus und Schmogrow unter besonderer Berücksichtigung der Rotbauchunke. Cottbus 2005.

gIR – gerstgraser Ingenieurbüro für Renaturierung (2010): Monitoring Amphibien und deren Habitate in der Spreeaue nördlich von Cottbus, in der Friedensteichgruppe Peitz, im Mauster Dreieck und in der Willmersdorfer Kammerflur. Bericht 2009. Cottbus. 60 S.

gIR – gerstgraser Ingenieurbüro für Renaturierung (2012): Monitoring Amphibien und deren Habitate in der Spreeaue nördlich von Cottbus und in der Willmersdorfer Kammerflur. Bericht 2011. Cottbus. 27 S.

LBGR – Landesamt für Bergbau, Geologie und Rohstoffe Brandenburg (2006): Planfeststellungsbeschluß für das Vorhaben „Gewässerausbau Cottbuser See, Teilvorhaben 1 - Gewässerbeseitigung im Bereich der Teichgruppe Lakoma und eines Abschnittes des Hammergraben-Altlaufes“. Cottbus 2006.

Wiedemann, B.; Arnold, I.; Zick, H. (2008): Planfeststellungsverfahren für den Braunkohletagebau Cottbus-Nord – Besonderheiten und Lösungswege. World of Mining – Surface & Underground 60. Nr.2.

Autoren:

Dr.-Ing. Christoph Gerstgraser
Dipl.-Geogr. Ramona Gassert
Dipl.-Ing.(FH) Steffen Giebler

gerstgraser Ingenieurbüro für Renaturierung
Gaglower Str. 17/18
03048 Cottbus

Tel.: +49 355 483 89-0
Fax: +49 355 483 89-20
E-Mail: info@gerstgraser.de

Technische Universität Dresden – Fakultät Bauingenieurwesen
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

38. Dresdner Wasserbaukolloquium 2015
„Messen und Überwachen im Wasserbau und am Gewässer“

Hydraulische Messungen in Rundbeckenpässen

Ulf Helbig,
Jürgen Stamm, Christoph Seidel, Herbert Martin

Die Rundbeckenpasstechnologie stellt aufgrund ihrer Variabilitätsmöglichkeiten eine vielversprechende technische und wirtschaftlich günstige Lösung zur Gewährleistung der Durchgängigkeit von Fließgewässern für die aquatische Fauna dar. Die jedoch derzeitig zu dieser Technologie vorliegenden Parameter basieren größtenteils auf Annahmen und sind bislang nicht wissenschaftlich begründet. Mangels ausreichender Erkenntnisse fehlen auch im neuen Regelwerk *DWA M 509 (2014)* eindeutige, nachvollziehbare Berechnungs- und Bemessungsverfahren hinsichtlich einer fischökologisch wirksamen Hydraulik. Aufgrund dessen ist die Datengewinnung auf der Grundlage von In-Situ-Messungen in Referenzanlagen eine zwingend notwendige Basis für weitere hydraulische Berechnungen und Bemessungen. Der Beitrag spiegelt den aktuellen Untersuchungsstand wider.

Stichworte: Rundbeckenpass, Mäanderfischpass®, Hydraulik, Messwertaufnahme

1 Rundbeckenpass

1.1 Konstruktionstypen

Der Rundbeckenpass, auch als Mäanderfischpass® bezeichnet, stellt eine Fischaufstiegshilfe dar, die in den letzten Jahren v. a. im deutschsprachigen Raum zum Einsatz kam. Vorrangig gibt es drei Haupttypen in der Ausführung, nämlich den C-, J- und H-Typ, wobei die Bauform der Becken sowie deren Anordnung als namensprägend gelten (C-/J-förmig bzw. H als Halbmäander). Größtenteils erfolgt der Bau als C-Typ, mit deutlichem Abstand folgen J- und H-Typ.

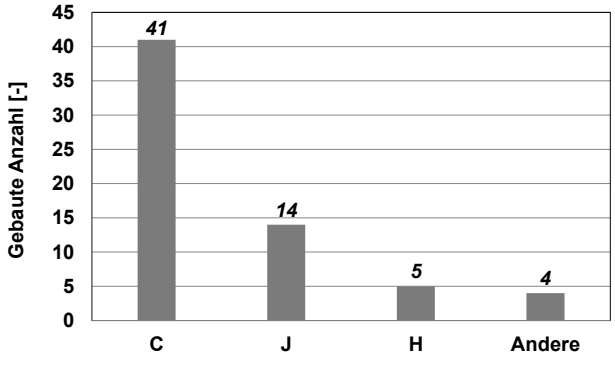


Abbildung 1: Anzahl der bereits errichteten Typen von Rundbeckenpässen in Deutschland und in der Schweiz, Stand Januar 2015



Abbildung 2: Oben: C-Pass mit Beckenanordnung; Anlage Höxter-Godelheim / Nethe bzw. Schleuse Hamburg / Fuhlsbüttel, mittig: J-Pass; Anlage Borkow / Mildenitz (Meck.-Vorp.), unten: H-Pass; Anlage Bahnitz / Havel (Brandenburg), Schlitze mit „Umlenkrohren", typische Sohlgestaltung (*Stamm, J. et al.,* 2015)

Daneben existiert noch eine geringe Anzahl von Sonderkonstruktionen (vgl. Abbildung 1). Konstruktive Details sowie Ausführungsbeispiele sind in der Abbildung 2 sowie Tabelle 1 aufgeführt.

Die Schlitze werden herstellerseits V-förmig und mit Hilfe von „Umlenkrohren" (längsseitig geschlitzt und auf Beckenelemente aufgeschoben) variabel einstellbar konzipiert. Die Schlitzbreite (s) und -gestaltung sollen sich dabei an der jeweiligen Fischregion und dem vorhandenen Leitfisch orientieren.

Der Sohlaufbau besteht aus einem oberseitigen PE-Wirrgewebe (20 mm), einer zwischenliegenden Rollkiesfüllung (ca. 80 mm) sowie einer unterseitigen Krallenmatte (20 mm) auf einer Betonestrichschicht. Der Gesamtaufbau wird mittels

verschraubter Rohrhalbschalen (d ≈ 100 – 140 mm) bzw. Kalotten auf der Sohle fixiert (vgl. auch Abbildung 2, oben rechts bzw. unten rechts).

Tabelle 1 Geometrische und hydraulische Konstruktionsparameter für C-, J- und H-Typ (Herstellerangaben, vgl. auch Abbildung 1, *Stamm, J. et al.*, 2014a)

Parameter		**C-Typ**	**J-Typ**	**H-Typ**
Längsgefälle	I [%]	17 – 30	8 – 17	4 – 8
Beckendurchmesser	d_B [m]	1,0 – 2,4	---	---
Beckenlänge	l_B [m]	---	1,5 – 3,5	1,5 – 3,5
Beckenbreite	b_B [m]	---	1,0 – 2,0	1,0 – 2,0
Beckenhöhe	h_B [m]	0,75 – 3,0	0,75 – 3,0	0,75 – 3,0
mittlere Beckenfallhöhe*)	Δh_B [m]	0,14 – 0,2	0,14 – 0,2	0,08 – 0,2
mittlere Schlitzweite	s [m]	0,075 – 0,25	0,1 – 0,25	0,1 – 0,3
Dotationsabfluss	Q [l/s]	50 – 1000	500 – 1000	500 – 1000

*) mittlere Beckenfallhöhe Δh_B als Quotient aus Gesamtfallhöhe Δh_{ges} und Schlitzanzahl n: $\Delta h_B = \Delta h_{ges} / n$

1.2 Berechnung und Bemessung gemäß Regelwerken und Standards

In der jüngeren Vergangenheit bildeten v. a. die Merkblätter DVWK M 232 (*DVWK, 1996*) / DWA M 509 sowie das Handbuch „Querbauwerke“ (*MUNLV, 2005*) die wichtigsten Grundlagen für den Entwurf und die Bemessung von Fischaufstiegsanlagen. Mit der Neuerscheinung des DWA M 509 (*DWA, 2014*) gilt dieses als maßgebliches Arbeitsblatt. Aufgrund mangels weiterer Erkenntnisse erfolgt derzeitig in diesem die Einordnung des Rundbeckenpasses als Sonderbauweise des „konventionellen Beckenpasses“ (Schlitzpass), wobei ausschließlich der C-Typ Beachtung findet. Dabei werden v. a. wesentliche geometrische und hydraulische Minimal- bzw. Maximalparameter gefordert (z. B. minimaler Beckendurchmesser: $d_{B,min} = 3 \cdot L_{Fisch}$, Abstand Beckenrand / Wanderkorridor: $d_f = 2…3 \cdot D_{Fisch}$, Abstand Beckenrand / Schlitz: $1 \cdot D_{Fisch}$; mit L_{Fisch} als Fischlänge und D_{Fisch} als Fischbreite, vgl. auch Abbildung 2 und Tabellen 2, 3).

Darüber hinaus verweist *DWA (2014)* darauf, dass im Vergleich zu anderen beckenartigen FAA bei gerichteter Hauptströmung in den Becken geringere Turbulenzen zu verzeichnen sind, wobei auf die typische mäandrierende, erhöhte äußere Beckenrandströmung verwiesen wird. Man geht i. A. davon aus, dass der Rundbeckenpass einen strömungsstabilen Abfluss besitzt und die Energiedissipation in den Becken gemäß der Strahltheorie (turbulente Dissipation, vgl. z. B. *Kraatz, 1989*) erfolgt. Auch wird erwartet, dass die maximalen Fließgeschwindigkeiten kontinuitätsbedingt im Schlitzbereich bzw. im schlitznahen Bereich auftreten. In diesem Zusammenhang wird daher empfohlen, die maximalen Fließgeschwindigkeiten v_{max} (kurz unterhalb des Schlitzes) mit Hilfe des Ansatzes

von TORRICELLI unter Berücksichtigung der Anströmgeschwindigkeit v_a zu bestimmen

$$v_{max,DWA} = \sqrt{2 \cdot g \cdot \Delta h_B + v_a^2} \quad [m/s]. \qquad [1]$$

In Gleichung [1] wird jedoch ersichtlich, dass die Schwierigkeit v. a. in der exakten Bestimmung der Anströmgeschwindigkeit v_a liegt. Der Hersteller bemisst seine Anlagen ebenfalls mit Gleichung [1], wobei dieser jedoch $v_a = 0$ ansetzt (*Seidel, Ch., 2014*), was aber nur für $v_a < 0{,}4$ m/s hinreichend genau ist.

In Analogie zum Schlitzpass ist momentan eine Abschätzung des Dotationsabflusses Q auf Basis der modifizierten POLENI-Formel für den Schlitz mit der Schlitzweite s zu

$$Q_{DWA} = \mu \cdot s \cdot \sqrt{g} \cdot h_o^{1,5} \quad [m^3/s] \qquad [2]$$

angegeben, die jedoch streng genommen nur für konventionelle Schlitzpässe gilt (*DWA M 509, 2014*, *Krüger, F. et al., 2010*). Dabei definiert μ einen Abflussbeiwert, der von der Wassertiefe h_o des Beckens unmittelbar oberhalb sowie von der Wassertiefe h_u unmittelbar unterhalb des jeweiligen Durchlasses abhängt ($\mu = f[h_u/h_o]$). Eine exakte Bestimmung der Größen h_u und h_o ist daher notwendig. Ähnlich zu Gleichung [2] bestimmt der Hersteller die Durchflussrate, wobei sich jedoch eine Abminderung um den Faktor 0,94 herleiten lässt ($Q_{Hersteller} \approx 0{,}94 \cdot Q_{DWA}$, *Seidel, Ch., 2014*). Die spezifische Leistungsdichte in einem Becken kann nach *DWA M 509* (*2014*) gemäß Gleichung [3] angegeben werden:

$$p_{D,DWA} = \frac{\rho_W \cdot g \cdot Q \cdot \Delta h_B}{V_B} \quad \left[W/m^3 \right], \qquad [3]$$

wobei ρ_W die Dichte von Wasser und V_B das spezifische Wasservolumen eines Beckens beschreiben. Für den Typ H lässt sich das Beckenvolumen näherungsweise zu $V_B \approx l_B \cdot b_B \cdot h_m$ und für den Typ C zu $V_B \approx 0{,}25 \cdot \pi \cdot h_m \cdot (d_B)^2$ abschätzen.

Das Regelwerk *DWA M 509 (2014)* geht ferner davon aus, dass zur Gewährleistung der geometrischen bzw. hydraulischen Grenzwerte in der Realität, deren Beträge bemessungstechnisch abgemindert werden sollen (sog. Design-Werte). Speziell sollen für die maximalen Fließgeschwindigkeiten der Ausdruck $v_{max,bem} = S_b \cdot S_v \cdot v_{grenz}$ und für die Leistungsdichte $p_{D,bem} = S_p \cdot p_{D,grenz}$ gelten. Für Rundbeckenpässe sind dann $S_b = 0{,}8 \ldots 1{,}0$ (wartungsintervallabhängig, Verklausungsgefahr, z. B. $S_b = 1{,}0$), $S_V = 0{,}9$ und $S_p = 0{,}9$ zu setzen (*DWA M 509, 2014, Stamm, 2014b*). Für die Geometrien werden die Beiwerte $S_g = 0{,}65$ und $S_b = 1{,}0$ berücksichtigt. In den Tabellen 2 und 3 sind die Beiwerte bereits inbegriffen.

Tabelle 2 Konstruktive Bemessungsgrößen nach *DWA M 509 (2014)* für den C-Typ entsprechend der Fischregion bzw. des vorhandenen Leitfisches (bereits mit Berücksichtigung der Sicherheitsbeiwerte $S_g = 0{,}65$ und $S_b = 1{,}0$)

Fließgewässerregion / Leitfisch	**min. Beckendurchmesser $d_{B,min}$ [m]**	**min. Schlitzweite s [m]**	**min. Wassertiefe im Schlitz h_m [m]**
Bachforelle	2,0	0,3	0,6
Äsche, Döbel, Plötze	2,5	0,45	0,8
Barbe, Zander, Meerf.	3,0	0,45	0,8
Hecht, Lachs, Huchen	3,6	0,55	0,9
Brachse, Karpfen	3,6	0,60	1,0

Tabelle 3 Hydraulische Bemessungswerte (maximale Leistungsdichte p_D, maximale Fließgeschwindigkeit v_{max}) in Abhängigkeit der Gesamtfallhöhe Δh_{ges} und Fischregion (bereits mit Berücksichtigung der Sicherheitsbeiwerte $S_p = 0{,}9$, $S_V = 0{,}9$ und $S_b = 1{,}0$; *DWA M 509, 2014*)

Kriterium	**p_D *) [W/m³]**	**v_{max} **) [m/s]**	**v_{max} **) [m/s]**	**v_{max} **) [m/s]**	**v_{max} **) [m/s]**
Fließgewässer-region	**alle Δh_{ges}**	**$\Delta h_{ges} \leq 3{,}0$ m**	**$3{,}0 < \Delta h_{ges} \leq 6{,}0$ m**	**$6{,}0 < \Delta h_{ges} \leq 9{,}0$ m**	**$\Delta h_{ges} > 9{,}0$ m**
obere Forellen-region	225	2,0	1,9	1,8	1,7
untere Forellen-region	203	1,9	1,8	1,7	1,6
Äschenregion	180	1,8	1,7	1,6	1,5
Barbenregion	135	1,6	1,5	1,4	Einzel-fallent-schei-dung
Brachsenregion	113	1,5	1,4	1,3	
Kaulbarsch-Flunder-Region	90	1,4	1,3	1,2	

*) ohne Zander und Hecht, **) unabhängig von der jeweiligen Gesamtabflusssituation des Gewässers

2 In situ-Messwerterfassung

2.1 Referenzanlagen

Bis dato wurden bzw. werden drei Referenzanlagen hydraulisch näher untersucht. Dabei handelt es sich jeweils um zwei H-Typen und einen C-Typ (vgl. Abbildung 3). Die Anlage Rothemühle liegt an der Oker nördlich von Braunschweig und ist der Barbenregion zuzuordnen. Die FAA Bahnitz befindet sich an der Havel nordwestlich der Stadt Brandenburg. Sie wird aktuell der Brachsenregion zugerechnet. Der C-Fischpass Höxter wurde an der Nethe im

Oberweserbergland in unmittelbarer Nähe zur Einmündung in die Weser errichtet. Dieser Bereich gilt als Äschenregion. Die Kenndaten der drei Anlagen sind in Tabelle 4 zusammengestellt.



Abbildung 3: Referenzanlagen, links: FAA Rothemühle / Oker H-Typ, mittig: FAA Bahnitz / Havel H-Typ, rechts: FAA Höxter / Nethe C-Typ

Tabelle 4 Kenndaten der drei hydraulisch untersuchten Referenzanlagen (Konstruktionsgrößen, hydraulische Messwerte, 3d-hydronumerische Simulationsdaten, Angaben nach Regelwerk *DWA M 509, 2014*)

Parameter		**H-Typ Rothemühle**	**H-Typ Bahnitz**	**C-Typ Höxter**
Fließgewässerregion		Barbenreg.	Brachsenreg.	Äschenreg.
Längsgefälle[(a)]	I [%]	4,44	4,0	20
Gesamtlänge[(a)]	l_{ges} [m]	67	24,4	24
Gesamtfallhöhe[(a)]	Δh_{ges} [m]	2,38 – 2,48[(1)]	0,62[(1)]/ 0,18[(2)]	4,20 – 4,40[(1)]
Beckenanzahl[(a)]	n [-]	21	4	27
Beckendurchmesser[(a)]	d_B [m]	---	---	1,40
Beckenlänge[(a)]	l_B [m]	2,26	3,75	---
Beckenbreite[(a)]	b_B [m]	1,40	2,50	---
Beckenhöhe[(a)]	h_B [m]	1,25	2,00	0,80
mittlere Beckenfallhöhe[*)]	Δh_B [m]	0,11[(1)]	0,04[(3)]	0,17[(1)]
mittlere Schlitzweite[(a)]	s [m]	0,22	0,475	0,11
mitt. Wassertiefe Becken[(e)]	h_m [m]	0,60[(1)]	1,60[(1)]	0,35[(3)]
Betriebsdurchfluss[(a)]	Q [l/s]	150[(1)]	500[(1)]/ 560[(2)]	≈ 80 – 100[(4)]
Betriebsdurchfluss[(b)]	Q [l/s]	156[(1)]	540[(1)]/ 590[(2)]	33,3
vorh. Betriebsdurchfluss[(c)]	Q [l/s]	138[(1)]	652[(3)]	49,5
Betriebsdurchfluss[(d)]	Q [l/s]	200[(1)]	---	56
max. Fließgeschwind.[(e)]	v_{max} [m/s]	1,63	1,60[(3)]	2,00
zul. Fließgeschwind.[(f)]	v_{max} [m/s]	1,60	1,50	1,70

Parameter	H-Typ Rothemühle	H-Typ Bahnitz	C-Typ Höxter
vorh. Leistungsdichte p_D [W/m³]	79 – 113(5)	17(3)	102 – 173(5)
zul. Leistungsdichte(f) p_D [W/m³]	135	113	180

*) mittlere Beckenfallhöhe Δh_B als Quotient aus Gesamtfallhöhe Δh_{ges} und Schlitzanzahl n: $\Delta h_B = \Delta h_{ges} / n$
(a) Hersteller-/Konstruktionsangabe, (b) Gleichung [2], (c) Messwert bzw. aus Messwerten, (d) 3d-hydronumerische Simulation mittels STAR CCM+, (e) Messwert, (f) DWA M 509 mit Sicherheitsbeiwerten und gerundet
(1) bei ≈ MW, (2) bei ≈ HW_1, (3) zwischen MW und HW_1 gemessen, (4) nur Schätzwert, (5) mit minimalem bzw. maximalem Betriebsdurchfluss abhängig von der Ermittlung

Die hydraulischen Messreihen sind in ausgewählten Becken und Schlitzen der Anlagen bei regulärem Betrieb vorgenommen worden, bei den Anlagen Rothemühle und Höxter im Bereich von ca. MW bzw. MQ. Die Messwerterfassung in der FAA Bahnitz erfolgte zwischen MW und HW_1. Die Untersuchungsreihen der FAA Rothemühle und Höxter wurden bzw. werden parallel durch 3d-hydronumerische Simulationsrechnungen mittels STAR CCM+ ergänzt.

2.2 Messtechnik und Messverfahren

Die hydraulischen Messungen basierten auf der Bestimmung von 3d-Fließgeschwindigkeiten an bestimmten Punkten sowie in ausgewählten Tiefenhorizonten, wobei definierte Messraster eingesetzt wurden. In den Becken der H-Typen (FAA Rothemühle, Bahnitz) kam jeweils ein rechteckiges Messraster mit sieben Tiefenhorizonten zum Einsatz (Abbildung 4), das in die Beckengeometrie eingepasst wurde. Bei der Messung im C-Pass (Höxter, vgl. Abbildung 5) erfolgte die Messwertermittlung mit Hilfe eines radialförmigen Rasters (spinnennetzartig) mit drei Tiefenhorizonten auf der Basis von vorher durchgeführten 3d-HN-Simulationen. Daraus resultierte, dass am Beckenaußenrand eine Verdichtung der Messpunkte vorgenommen wurde, um die charakteristische Beckenrandströmung optimal zu erfassen. Die höhenmäßige Einordnung der Tiefenhorizonte erfolgte dabei je nach vorhandener Wassertiefe so, dass die Strömungsverhältnisse über der Sohle (unterer potenzieller Wanderkorridor, ca. 30 cm), im Mittelbereich (mittlerer potenzieller Wanderkorridor / Freischwimmer, ca. 50 % h_m) bzw. wasserspiegelnah (oberer potenzieller Wanderkorridor / Freischwimmer, ca. 30 cm) gemessen werden konnten.

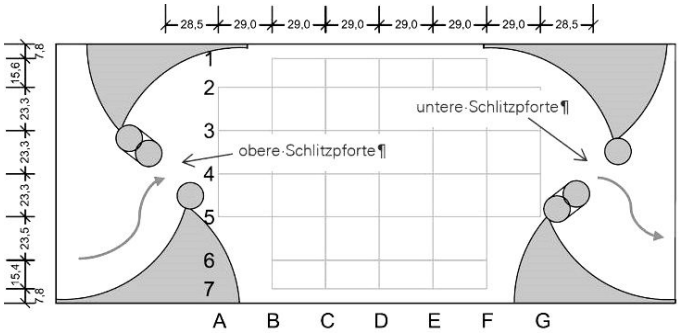


Abbildung 4: Messrasteranordnung bei den H-Typen, Beispiel FAA Rothemühle

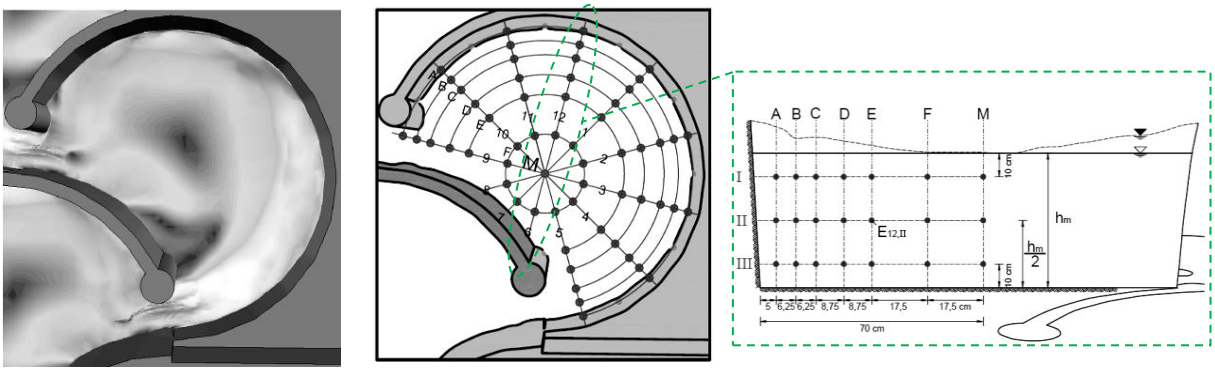


Abbildung 5: FAA Höxter, links: im Vorfeld durchgeführte 3d-HN-Simulationen, mittig: angepasstes Messraster, rechts: Messpunktanordnung und Tiefenhorizonte



Abbildung 6: Messwertaufnahme, links: FAA Rothemühle, Becken B4; mittig: FAA Bahnitz, Messung von Arbeitspodest über Becken B3; rechts: FAA Höxter mittels Hilfsgerüst und Dreharm im Becken B4

Eine Verwendung von ADCP-Technik zur Geschwindigkeitserfassung wurde wegen der hohen Reflexionsgefahr des Schallsignals im Pass nicht in Erwägung gezogen. Die Messung der Geschwindigkeitsgrößen erfolgte daher mit 3d-ADV-Sonden vom Typ NORTEK VECTRINO. Ergänzend kam bei der FAA Bahnitz eine 1d-Stangensonde des Typs OTT Nautilus C 2000 einschließlich Zählgerät SensaZ300 zum Einsatz, mit der 1d-Geschwindigkeitsgrößen erfasst werden können. Die Messgenauigkeit der Sonden betrug ±0,5 % (3d-Sonden) bzw. 1,0 % (1d-Sonde) vom Messwert. Die Messungen pro Messpunkt wurden über ein Zeitfenster von mindestens $t = 30$ s vorgenommen, so dass ein ausreichender Datensatz (> 1000 Messwerte pro Punkt) für die nachfolgende statistische Aufbereitung zur Verfügung stand. Die Abflussbestimmungen wurden hingegen

mittels Vielpunktmethode im oberwasserseitigen Zulaufkanal der FAA vorgenommen (gerichtete 1d-Zuströmung). Dabei kam ein 1d-Messflügel des Typs OTT C2 ‚’10.150‘ mit Zählgerät FAT Z400 (Messgenauigkeit ±2,0 %) zum Einsatz. Mangels adäquaten Zulaufkanals wurde in der FAA Bahnitz der Durchfluss mit der Stangensonde im Schlitz S3 bestimmt.

3 Aktueller Erkenntnisstand der Untersuchungen

Die Strömungsverhältnisse in Rundbeckenpässen weisen typisch alternierende, strömungsstabile und dreidimensionale Eigenschaften auf, wobei diese letztlich vom jeweiligen Bautyp abhängen (C-, J-, H-Typ). Eine gerichtete, stabile Hauptströmung existiert an der Beckenaußenseite. Diese erzeugt im Becken v. a. eine vertikal stehende Walze mit Rückströmungen auf der Beckeninnenseite. Im Beckenzentrum herrschen hingegen Fließgeschwindigkeiten von bis zu $v \approx 0$. Im Schlitzbereich kommt es zu ausgeprägten 3d-Strömungseffekten. Die Maximalgeschwindigkeiten treten unmittelbar unterhalb eines Durchlasses auf.

Die Auswertung der 1d- und 3d-Messungen in den FAA zeigen auch, dass v. a. bei der Tiefenprofilmessung starke Streuungen auftreten. Es wird jedoch vermutet, dass die Messung mittels 3d-Messsonde der 1d-Sonde überlegen ist, da deren Tiefenprofildarstellung qualitativ gut mit den bekannten Ansätzen aus Theorie und Literatur sowie mit 3d-Simulationen korreliert, hingegen die Ergebnisse der 1d-Sonde doch z. T. erheblich davon abweichen. Der Nachteil der 1d-Sonde besteht v. a. in der weniger exakten Erfassung der realen gerichteten Strömung in den Fischpässen, primär in tieferen Horizonten, in denen eine visuelle Beobachtung der Strömung und folglich eine exakte Sondenausrichtung in Hauptfließrichtung nur schwerlich möglich sind. In Fischpässen sollten daher ausschließlich 3d-ADV-Sonden zum Einsatz kommen.

Bei strenger Auslegung des *DWA M 509 (2014)* entspräche z. B. die FAA Höxter (C-Typ) nicht den geometrischen Forderungen. Darüber hinaus zeigen die Analysen, dass die hydraulischen Messwerte doch teils erheblich von den Herstellerangaben und den in den Regelwerken aufgeführten Berechnungsansätzen nach TORRICELLI bzw. POLENI abweichen (z. B. Q, v, vgl. Tabelle 4). Daher erscheint nach jetzigem Erkenntnisstand eine direkte Anwendung der Regelwerksansätze bei Rundbeckenpässen in dieser Form und ohne weitere Modifikationen als nicht sinnvoll. Der Nachteil der Gleichung [1] besteht v. a. in der Abschätzung der Anfangsgeschwindigkeit v_a, die jedoch im Normalfall unbekannt ist. Die Gleichung [2] erfordert wiederum eine exakte Ermittlung und Verortung der Wassertiefen h_u und h_o, da diese einen erheblichen Einfluss auf die Genauigkeit der Abflussbestimmung haben. Insgesamt lässt sich auch sagen, dass auf-

grund der abweichenden Berechnungsansätze die Herstellerangaben bezüglich v_{max} und Q die Grenzwerte der zitierbaren Regelwerke unterschreiten.

Die Untersuchungen werden fortgesetzt.

4 Literatur

DVWK (1996): DVWK-Merkblatt M 232, Fischaufstiegsanlagen. Bemessung Gestaltung Funktionskontrolle.

DWA (2014): DWA-Merkblatt M 509, Fischaufstiegsanlagen und fischpassierbare Bauwerke – Gestaltung, Bemessung, Qualitätssicherung.

Kraatz, W. (1989): Flüssigkeitsstrahlen. In: Technische Hydromechanik 2. Bollrich G. (Hrsg.), Verlag für Bauwesen, Berlin.

Krüger, F. et al. (2010): F. Krüger, S. Heimerl, F. Seidel, B. Lehmann, Ein Diskussionsbeitrag zur hydraulischen Berechnung von Schlitzpässen. In: Wasserwirtschaft, 100/3, S. 30 – 36.

MUNLV (2005): Ministerium für Umwelt, und Naturschutz, Landwirtschaft und Verbraucherschutz des Landes Nordrhein-Westfalen, Handbuch Querbauwerke. ISBN 3-9810063-2-1.

Seidel, Ch. (2014): Vergleichende Untersuchungen verschiedener Typen von Maänderfischpässen® mittels 3d-hydronumerischer Simulation. Diplomarbeit, unveröffentlicht, TU Dresden, IWD.

Stamm et al. (2014a): J. Stamm, U. Helbig, C. Schulz, Meander-type fish pass – construction systems, hydraulic characteristics and functionality. River Flow 2014 – Schleiss et al. (Eds), 2014 Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-1-138-02674-2, S. 2437-2443.

Stamm, J. (2014b): J. Stamm, Fischaufstiegsanlagen – Schlitzpassdimensionierung, Vorlesungsskript ‚Naturnahe Gestaltung von Fließgewässern', TU Dresden.

Stamm et al. (2015): J. Stamm, U. Helbig, Ch. Seidel, R. Zimmermann, H. Martin, Hydraulische Charakteristik von Rundbeckenpässen. 45. IWASA, RWTH Aachen, Aachen, 08./09. Januar 2015.

Autoren:

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Jürgen Stamm

Institut für Wasserbau und THM
Technische Universität Dresden
George-Bähr-Straße 1
01069 Dresden

Tel.: +49 351 463 34397
Fax: +49 351 463 37120
E-Mail: Juergen.Stamm@tu-dresden.de

Dr.-Ing. Ulf Helbig, Christoph Seidel M.Sc., Dipl.-Ing. Herbert Martin
Institut für Wasserbau und THM
Technische Universität Dresden
George-Bähr-Straße 1
01069 Dresden

Tel.: +49 351 463 37527
Fax: +49 351 463 37120
E-Mail: Ulf.Helbig@tu-dresden.de
Herbert.Martin@tu-dresden.de

Technische Universität Dresden – Fakultät Bauingenieurwesen
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

38. Dresdner Wasserbaukolloquium 2015
„Messen und Überwachen im Wasserbau und am Gewässer“

Das Urbane Observatorium Dresden - Integriertes Monitoring für ein verbessertes Systemverständnis in der Siedlungswasserwirtschaft

Björn Helm, Stefanie Schiffner, Thomas Krause, Stefan Grüner, Steffen Weber, Thomas Käseberg, Jin Zhang, Peter Krebs

Das Institut für Siedlungs- und Industriewasserwirtschaft der TU Dresden betreibt seit 2012 ein Urbanes Observatorium im Stadtgebiet von Dresden. Das Monitoringsystem erfasst mit hoch aufgelösten Online-Messungen und Beprobungskampagnen Wasser- und Stoffflüsse auf urbanen Flächen, im Kanalnetz und ihre Entlastung in die Gewässer. Die erhobenen Daten bilden die Grundlage für eine Analyse von Emissions- und Transportprozessen, die Modellierung von Entwässerungssystem und Fließgewässern sowie die Bewertung der Auswirkungen etablierter und neuartiger Belastungen auf die Gewässer.

Stichworte: Monitoring, Energiemanagement, Schmutzstoß, first flush, Antibiotika, Partikeltransport

1 Das Messnetz

Das Urbane Observatorium umfasst zurzeit drei standortspezifisch konfigurierte Messstationen im Kanalnetz von Dresden (Abbildung 1). Es soll im Jahr 2015 um zwei weitere Messstellen erweitert werden, um auch die Auswirkungen auf die Gewässer zu erfassen. Ziel des Messnetzes ist es, Emmissions- und Transportprozesse durch die verschiedenen Kompartimente des urbanen Wasserkreislaufs zu verfolgen und ihre Auswirkungen auf die Gewässer immissionsorientiert zu erfassen.

Bereits 2012 wurde die erste Messstation an der „Flensburger Straße“ eingerichtet. Das 80 ha große Einzugsgebiet ist durch stark frequentierte Verkehrsflächen und einen hohen Sedimenttransport im Kanalnetz charakterisiert. Im Mischwasserkanal am Auslass des Einzugsgebietes wurde die Messstation mit hoch aufgelösten Sonden der physiko-chemischen Wasserqualität (Ammonium (NH4), Nitrat (NO3), Leitfähigkeit (LF), Trockensubstanz (TS), abfiltrierbare Stoffe (AFS), chemischer Sauerstoffbedarf (CSB), Temperatur (Temp.), Trübung) und einem Durchflussmessgerät ausgestattet.

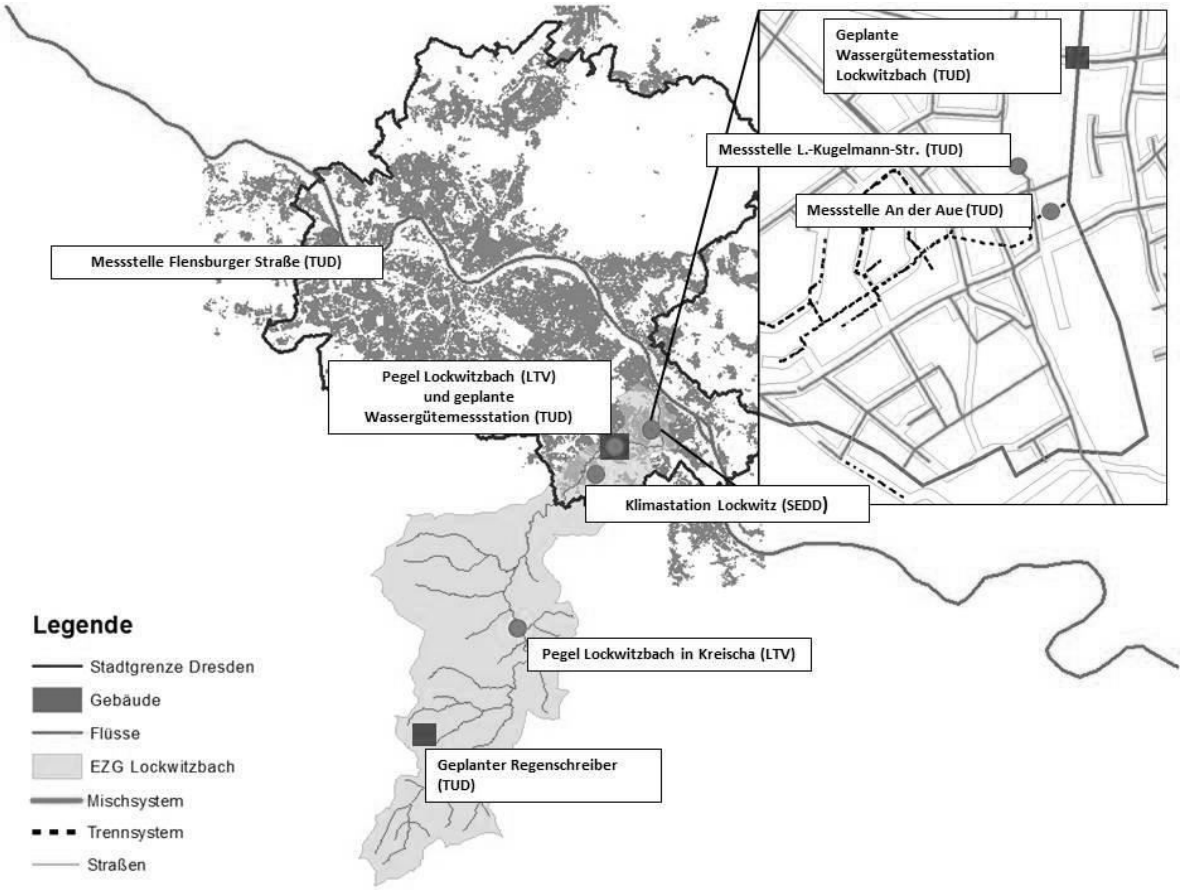


Abbildung 1: Lage der Messstellen des Urbanen Observatoriums in Dresden. Punkte zeigen bestehende Messeinrichtungen an, Quadrate zeigen für 2015 geplante Messungen.

Ein besonderer Fokus der Untersuchungen liegt auf dem Einzugsgebiet des Lockwitzbaches. Der Lockwitzbach, ein Gewässer erster Ordnung, fließt aus dem Erzgebirgsvorland in das Stadtgebiet von Dresden und mündet dort in die Elbe. Dabei nimmt er das Abwasser der Kläranlage Kreischa auf, welche die Abwässer einer der größten Rehabilitationskliniken in Deutschland mit über 1000 Betten behandelt. Das Entwässerungsnetz ist im Einzugsgebiet von Dresden in Misch- und Trennsysteme unterschiedlicher topographischer und hydraulischer Randbedingungen gegliedert und entlastet an 12 Einleitstellen in das Gewässer. Um den Einfluss der Entlastungen auf das Ökosystem abschätzen zu können, wurden zwei Messstellen im urbanen Entwässerungsgebiet Großzschachwitz angelegt. Dieses gut eingrenzbare Einzugsgebiet von 144 ha Größe umfasst sowohl ein Trenn- als auch Mischsystem. Seit 2013 werden an der „Ludwig-Kugelmann-Straße“, kurz nach einer Mischwasserentlastung, verschiedene physiko- chemische Wasserqualitätsparameter (NH4, LF, AFS, TS, CSB, Temp.) kontinuierlich erhoben. Der Durchfluss wird sowohl vor als auch nach der Mischwasserentlastung aufgenommen, um über Bilanzierungsrechnungen

auf die Frachten, der durch Mischwasserentlastungen in den Lockwitzbach eingeleiteten Stoffe, schließen zu können. Seit 2014 wird in der Regenwasserentlastung des Trennsystems, kurz vor der Einmündung in den Lockwitzbach, eine weitere Messstelle betrieben. Diese befindet sich an der Straße „An der Aue“ und ist ebenfalls mit Wasserqualitätssonden für LF, AFS, CSB, NO3, Temp. sowie zusätzlich pH-Wert und Redox-Potential ausgestattet. Auch an dieser Messstelle wird der Durchfluss erfasst. Beprobungskampagnen finden begleitend zu den kontinuierlichen Sensormessungen statt. Für die Erfassung repräsentativer Mischproben und ereignisbezogener Einzelproben, z. B. während Entlastungsereignissen, kommen automatische Probenehmer zum Einsatz. Die Proben werden genutzt um die Messungen der online Sensoren zu validieren (s. Abschnitt 4.1), aber auch um sensorisch nicht erfassbare Analysen durchführen zu können (vgl. *Käseberg et al. (2014b)*). Neben den Proben der Wasserphase werden auch Untersuchungen zu Sedimenten an der Oberfläche (*Zhang et al. 2015*) und im Kanalnetz, sowie im Biofilm der Sielhaut und des Gewässers (*Gyenes et al. 2014*) durchgeführt.

Für das Jahr 2015 ist die Erweiterung der Messungen auf zwei Messtellen im Gewässer vorgesehen. Am Zufluss des Lockwitzbachs in das Stadtgebiet von Dresden soll die Belastung des Gewässers vor der urbanen Beeinflussung beschrieben werden. Mit einer zweiten Gewässermessstelle, unterhalb der Mischwasserentlastung der Messstelle Ludwig-Kugelmann-Str, wird ein Großteil der Regen- und Mischwasserüberläufe erfasst

2 Aufbau und Energiemanagement der Messstationen

Die online Sensoren messen direkt in der Kanalisation. Im Gegensatz zu Ansätzen zur onsite Messung, z.B. in *Bertrand-Krajewski 2008*, mit kontinuierlicher Entnahme eines Abwasserteilstroms, kommt es so nur zu minimalen Verzögerung der Messwertaufnahme und die Untersuchung von partikulären Stoffen wird nicht durch die Pumpstrecke beeinflusst.

Die Geräte befinden sich, in Abhängigkeit vom Umfang der Messungen und den Bedingungen vor Ort in einem Messschrank oder Messanhänger. Die mobile Konfiguration hat sich dabei bewährt, um die Messausrüstung bspw. bei Bauarbeiten oder unvorhergesehenen Ereignissen, wie dem Hochwasser 2013, umsetzen zu können.

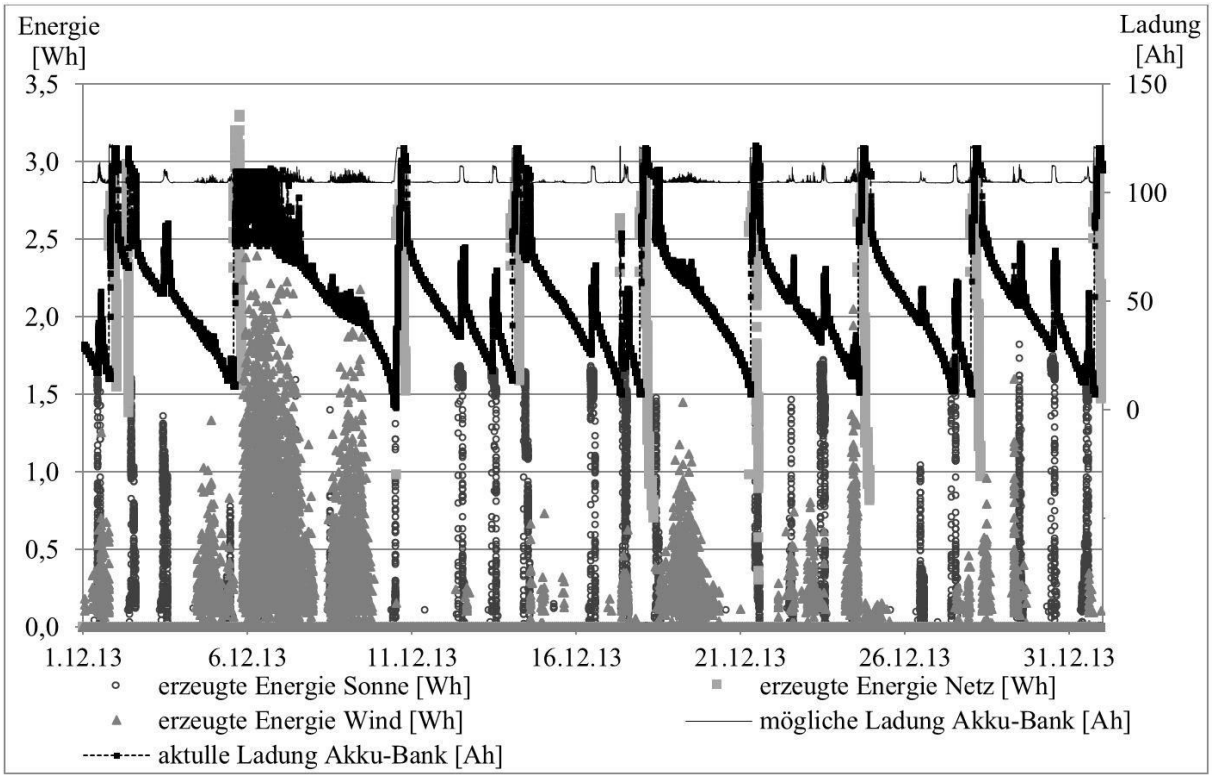


Abbildung 2: Zu erwartende Solarenergieausbeute bei minimal und maximal möglichen Energiebedarf an der Messstelle Flensburger Straße, *Thaute (2013)*

Der optionale autarke Betrieb war ein weiteres Ziel bei der Konzeption der Messstationen. Dadurch wird ein möglichst kontinuierlicher Messbetrieb sichergestellt und die Auswahl der Messstandorte kann frei erfolgen. Die Energieversorgung kann über Netzstrom, ein Photovoltaikmodul oder einen windgetriebenen Generator erfolgen. Zwei in Reihe geschaltete Akkumulatoren gewährleisten die Energiebereitstellung bei Versorgungsschwankungen oder bei Stromausfall. In Testuntersuchungen konnten mit der Wind-generierten Energie am Standort Flensburger Str. 5 – 30 % des Bedarfs gedeckt werden, so dass ein Einsatz nur zur Unterstützung anderer Energiequellen sicher möglich ist. Mit den Photovoltaikmodulen kann dagegen in den Sommermonaten auch bei maximalem Energiebedarf eine autarke Stromversorgung sichergestellt werden. Eine detaillierte Bilanzierung des Energiehaushalts der Messstelle Flensburger Str. für Dezember 2013 ist in Abbildung 2 dargestellt.

Die Messungen der einzelnen Kenngrößen erfolgen teilweise redundant, nach unterschiedlichen Messprinzipien und Sensorherstellern. Die Messung von anorganischen Stickstoffspezies (NO3, NH4) kann ionenselektiv (Hach Lange AN-ISE oder WTW VARiON), für NO3 zusätzlich spektrometrisch (s::can spectro::lyser) erfolgen. Für AFS, TS und CSB, wird ebenfalls der spectro::lyser

Sensor verwendet. Die Leitfähigkeit wird über induktive (Hach-Lange 3700sc) und potentiometrische Messung (onset HOBO U24-001) erfasst.

Der Durchfluss wird nach den Erfordernissen der Messstationen mit Kombinationssensoren von Nivus erfasst. Dabei wird der Wasserstand über piezoresistive Sensoren und die Fließgeschwindigkeit über eine Ultraschall-Kreuzkorrelation gemessen. Für die Durchflussmessung An der Aue wird eine Kombination aus Ultraschallecholot für den Wasserstand und Radar-erfasster Fließgeschwindigkeit (Marsh McBriney Flo-Dar) verwendet. Zusätzlich misst den Wasserstand ein kostengünstiger keramischer Drucksensor (onset HOBO U20L), beide Methoden sollen bei unterschiedlicher Abflussdynamik verglichen werden.

3 Datenmanagement

Die Messstationen werden online betrieben, sodass die Sensoren über Fernzugriff (Remote Access) gesteuert und ausgelesen werden können. Zurzeit wird ein SCP-Server zur automatisierten, zentralen Verwaltung der Daten eingerichtet. In diesen werden auch die durch die Stadtentwässerung zur Verfügung gestellten meteorologischen Daten, die hydrologischen Messwerte der Landestalsperrenverwaltung (LTV), sowie die Gewässergütedaten des Sächsischen Landesamtes für Umwelt, Landwirtschaft und Geologie (LfULG) eingebunden. Das ermöglicht eine integrierte Betrachtungsweise der Emission- und Transportprozesse durch die verschiedenen Kompartimente des urbanen Wasserkreislaufs.

4 Untersuchungsschwerpunkte

Die umfassenden Messungen im Urbanen Observatorium bilden die Grundlage für die Identifikation und Analyse der ablaufenden Prozesse bei Niederschlag-Abflussereignissen und stofflichen Transportvorgängen in den urbanen Gebieten, sowie um ihre Auswirkung auf die Gewässerökosysteme zu untersuchen. Im Folgenden sollen exemplarisch einige der Untersuchungsansätze vorgestellt werden.

4.1 Validierung von Online Messtechnik

Neben den zurzeit bestehenden Testmessungen zu den Methoden der Wasserstandbestimmung, wurde bereits eine vergleichende Analyse von ionenselektiven Sonden verschiedener Hersteller zur Erfassung der Ammoniumkonzentration im Projekt KoPiGe durchgeführt (*Krebs et al. 2014)*. Die Bewertungsgrundlage bildeten die Richtlinien aus dem Merkblatt *DWA-M 269*.

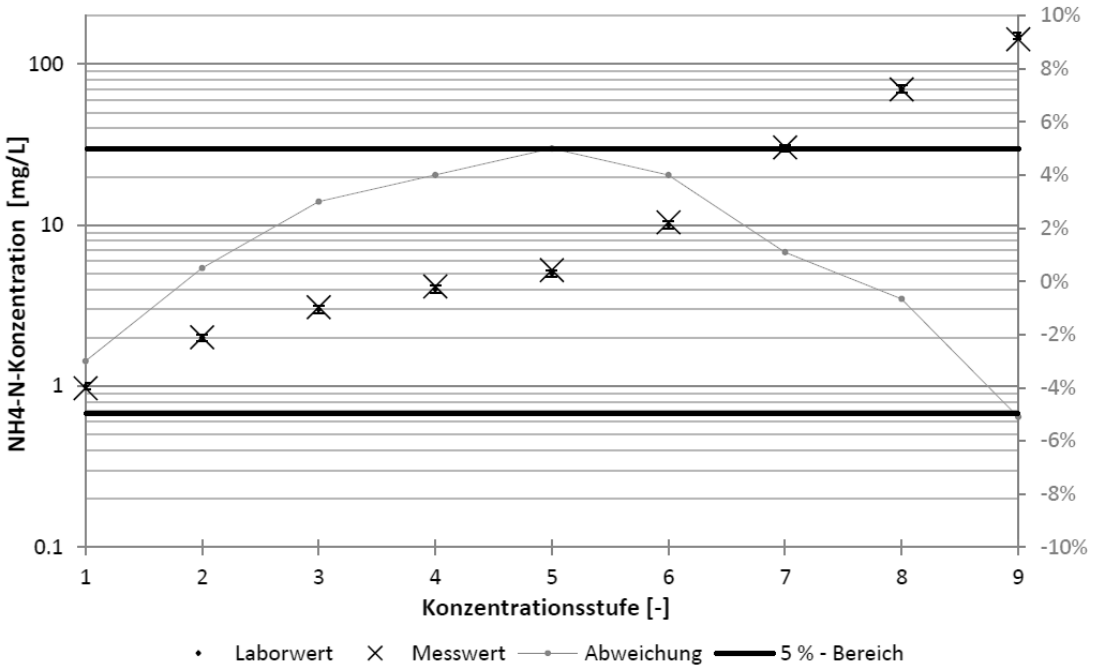


Abbildung 3: Gegenüberstellung Messwert und Laborwert der ionenselektiven Sonde der Firma Hach-Lange mit Verdünnungsreihen für NH4-N [mg/l]

Es wurden die ionenselektiven Sonden Hach-Lange und WTW untersucht. Große Unterschiede traten dabei bei der Kalibrierung auf. Bei Hach-Lange wird eine 1-Punkt oder 2-Punkt-Matrix-Korrektur direkt im Messmedium durchgeführt, während bei WTW Standardlösungen bei der Kalibrierung zum Einsatz kommen. Trotz der vereinfachten Kalibrierung des WTW-Produkts werden bei Versuchen zur Messgenauigkeit mit Verdünnungsreihen bei beiden Produkten gute Messergebnisse mit einer Abweichung ≤ 5% erreicht. In Abbildung 3 sind die Ergebnisse für die Sonde der Firma Hach-Lange dargestellt, die in den Messstationen des Urbanen Observatoriums Anwendung findet.

Spektrometrische Messungen haben sich im Bereich der Abwasserbehandlung als ein kompaktes Messverfahren mit hoher Messgenauigkeit bewährt. Mit der Möglichkeit im Online-Betrieb gleichzeitig mehrere Abwasserqualitätsparameter zu erfassen, besitzt die Messtechnik das Potential ebenfalls im Monitoring-Einsatz in einer Mischwasserkanalisation verwendet zu werden.

In Mischwasserkanälen stoßen statische Kalibrierfunktionen, auf Grund der schwankenden Abwasserzusammensetzung bei Regen- und Trockenwetterverhältnissen, an ihre Genauigkeitsgrenzen. Ein Forschungsansatz verfolgt für diesen Einsatz die Entwicklung dynamischer Kalibrierfunktionen, die Zusatzinformationen nutzen, um die Messgrößen unter den spezifischen Abflussbedingungen präziser zu erfassen.

In Abbildung 4 ist ein Beispiel für die Bestimmung der Trockensubstanzkonzentration unter verschiedenen Abflussbedingungen dargestellt.

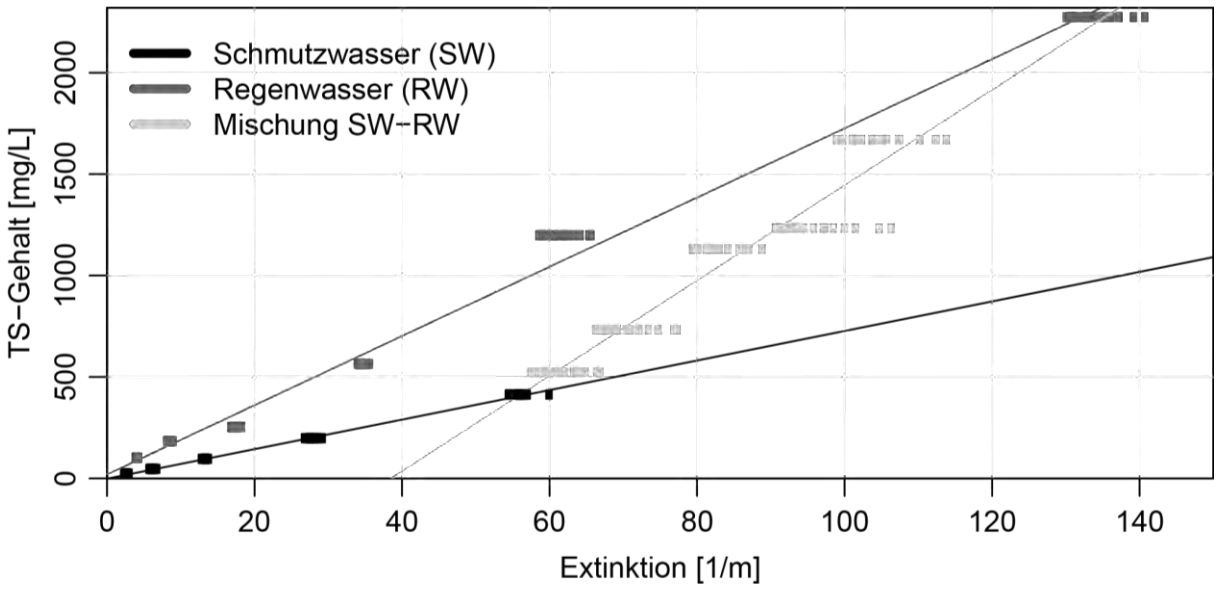


Abbildung 4: Kalibrierfunktionen für die spektrometrische Messung des Feststoffgehalts in Abhängigkeit von der Zusammensetzung des Abwassers.

4.2 Analyse von Schmutzfrachttransportphänomenen

Ein wichtiger Aspekt der Datenauswertung ist die Untersuchung der Schmutzstoßphänomene (first flush). Dieses Phänomen kennzeichnet einen signifikanten Anstieg der Schmutzstoffkonzentrationen zu Beginn eines Ereignisses mit erhöhten Abflussbedingungen. Erst im weiteren Verlauf des Ereignisses tritt ein Verdünnungseffekt ein. Kommt es in der Anlaufphase bereits zu einer Entlastung in die Vorfluter, führt dies zu einer erhöhten Belastung der Gewässerökozönose. Der Verlauf solcher Ereignisse kann, neben der Analyse der Hysterese, auch durch die Berechnung von Stofffracht- Abflussvolumen- Zusammenhängen (M(V) Kurven) erfolgen. In diesen wird das kumulative Abflussvolumen durch die gesamte Abflussmenge zu der kumulativen Schadstofffracht durch die Gesamtfracht aufgetragen (*Krajewski 1997).*

$$\frac{\sum_{i=1}^{j} Q_i \Delta t_i}{\sum_{i=1}^{N} Q_i \Delta t_i} = \frac{\sum_{i=1}^{j} c_i Q_i \Delta t_i}{\sum_{i=1}^{N} c_i Q_i \Delta t_i} \qquad (1)$$

Anhand der vorliegenden online Messungen für partikuläre und gelöste Schmutzstoffe sollen die Messstationen hinsichtlich ihrer unterschiedlichen Charakteristik ausgewertet werden. Erste Analysen erfolgten für die Ammoniumfrachten für die Messstation an der Flensburger Straße und an der Ludwig-Kugelmann-Straße in dem Zeitraum von September 2013 bis August 2014.

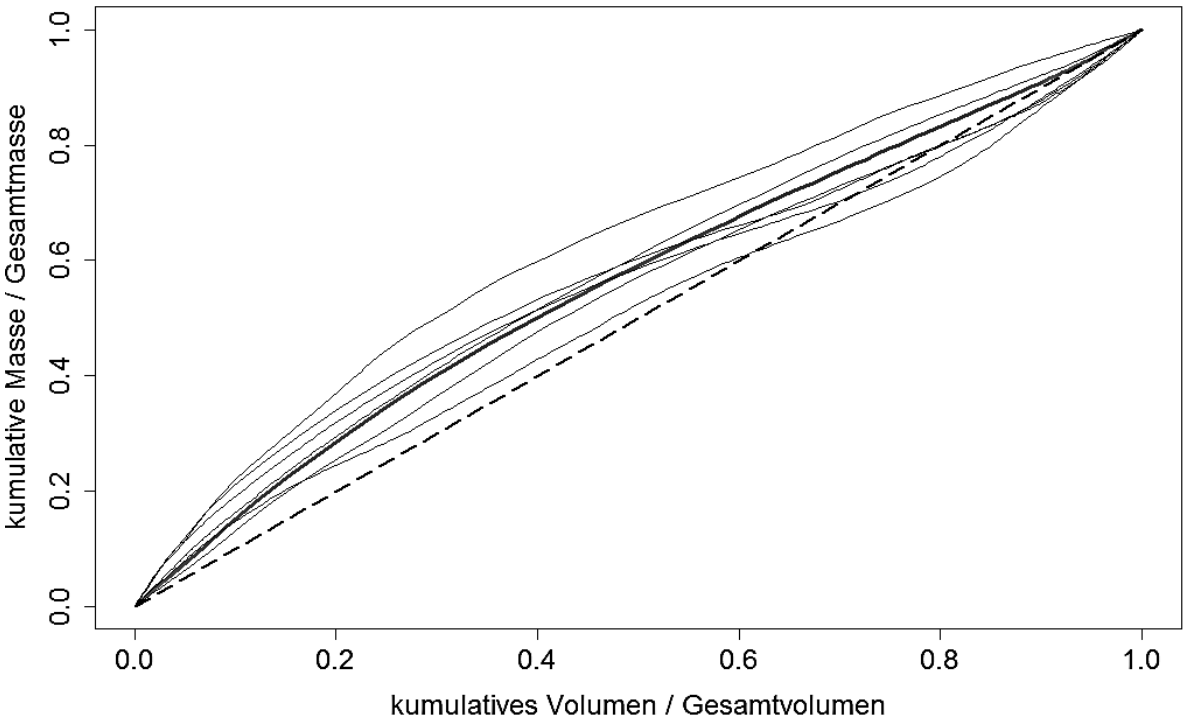


Abbildung 5: M(V) Kurve für Niederschlagsereignisse im Juli und August 2014 an der Messstation Flensburger Straße. Hervorgehoben ist das Ereignis am 15.08.2014.

In Abbildung 5 sind die M(V) Kurve für Niederschlagsereignisse im Juli und August 2014 dargestellt. Die Winkelhalbierende (gestrichelte Linie) beschreibt dabei einen durchflussproportionalen Schadstofftransport aus dem Einzugsgebiet. Das Ereignis vom 15.8.2014 beschreibt dabei, durch die Lage über der Winkelhalbierenden und den aufgesteilten Verlauf bei Ereignisbeginn, eine typische first flush Charakteristik. Die Varianz der Kurvenverläufe für die unterschiedlichen Ereignisse verdeutlicht den Einfluss der Ereignisdynamik und von vor-Ereignis Randbedingungen.

Es zeigt sich, dass die Flensburger Straße durch ein durchschnittlich größeres Kanalgefälle und erhöhte Schmutzstoffakkumulation während Trockenwetterphasen eher zu einer Ausbildung von first flush Ereignissen neigt. Von 49 betrachteten Regenereignissen an der Flensburger Straße führten 19 zu einem first flush Ereignis, während an der Kugelmannstraße von 38 Regenereignissen nur 8 zu einem first flush Ereignis führten, die auch nur sehr schwach ausgeprägt waren. Neben der direkten Belastung durch die Stickstoffspezies, können sich zusätzliche Risiken durch anhängende Schadstoffe ergeben. *Käseberg 2014* beschreibt die Möglichkeit der Schadstoffbelastung durch gelöste Antibiotika und verwendet die Ammonium-Stickstoff Konzentration an der Messstelle Flensburger Straße als Proxygröße für den ausgeschiedenen Urin und damit der

Möglichkeit von gelöst vorliegenden Antibiotika. Da Antibiotika nicht oder nur schwer biologisch abbaubar sind, sind Entlastungen bei first flush Ereignissen zu vermeiden.

4.3 Partikeltransport

In einem weiteren Ansatz soll der Transportpfad oberflächendeponierter Partikel in seinen einzelnen Kompartimenten erfasst werden. Neben der Beprobung von Oberflächen mit unterschiedlicher Belastungscharakteristik (*Zhang et al. 2015*) wurde ein Beprobungsverfahren in den Schmutzfangkörben von Einlaufschächten der Straßenentwässerung entwickelt und optimiert. Zusätzlich erfasst der ereignisgesteuerte automatische Probenehmer Partikelproben in der Messstation der Regenwasserkanalisation An der Aue während Durchflussereignissen. Somit kann der Emissions-, Akkumulations- und Transportprozess dieser Partikel erstmals kontinuierlich und ereignisspezifisch im Zusammenhang untersucht werden. Erste Ergebnisse deuten auf die herausgehobene Bedeutung der feinen Partikelfraktionen für die Adsorption und den Transport von Mikroverunreinigungen in das Entwässerungssystem hin.

5 Zusammenfassung

Mit dem Urbanen Observatorium entsteht in Dresden ein Monitoringsystem, dass es erlaubt mit integrierten Messungen von Wasserqualität und Wassermenge ein verbessertes Verständnis für die Prozesse in der Siedlungshydrologie und ihre Auswirkungen auf die Gewässer zu entwickeln. Für den operativen Betrieb der Messstationen werden robuste Verfahren der Energieversorgung und –autarkie verfolgt, für die online Sensoren werden verbesserte Kalibrierungsansätze entwickelt. Die räumlich differenzierte und kompartimentspezifische Erfassung von Eintrags- und Transportvorgängen ermöglicht eine Analyse im Hinblick auf Ereignis- wie auch Gebietscharakteristika und somit auf besonders kritische Randbedingungen der Gewässerbelastung. Dabei stehen etablierte Belastungsparameter wie Ammoniumkonzentration und Sauerstoffdefizit ebenso im Blickpunkt wie die Auswirkung neuartiger Belastungskenngrößen.

6 Literatur

Bertrand-Krajewksi, J.-L., Chebbo, G., Saget, A. (1997). Distribution of pollutant mass vs volume in stormwater discharges and the first flush phenomenon, Water Res., 2341-2356

Bertrand-Krajewski, J. L., Barraud, S., Gibert, J., Malard, F., Winiarski, T., & Delolme, C. (2008). The OTHU case study: integrated monitoring of stormwater in Lyon, France. Data Requirements for Integrated Urban Water Management, 303-314.

DWA (2008). Merkblatt 269, Prozessmessgeräte für Stickstoff, Phosphor und Kohlenstoff in Abwasserbehandlungsanlagen, DWA-Regelwerk, A. u. A. e. Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft

Käseberg, T., Blumensaat, F., Zhang, J., Krebs, P. (2014a). Spülstoßeffekt gelöster und feststoffgebundener Antibiotika und resultierendes Umweltrisisko bei Mischwasserentlastungen, Prävention und Gesundheitsförderung, DOI 10.1007/s11553-014-0450-5

Käseberg, T., Blumensaat, F., Zhang, J., Krebs, P. (2014b). Assessing antibiotic resistance of microorganisms in sanitary sewage. Wat. Sci. & Tec., DOI 10.2166/wst.2014.467

Krebs, P., Krause, T., Weber, S. (2014). Konzeption und beispielhafte Realisierung einer Pilotstation zum Gewässermonitoring bzgl. radiologischer und chemisch-toxischer Inhaltsstoffe für nachhaltige, umwelteffiziente Entwicklungen in dem Bereich „Nachhaltiges Wassermanagement“: Regionales Wasserressourcenmanagement, Gewässersanierungstechnologien, Abschlussbericht, KoPiGe, Institut für Siedlungs- und Industriewasserwirtschaft, TU-Dresden

Zhang, J., Wang, J., Hua, P., Krebs, P. (2015). The qualitative and quantitative source apportionments of polycyclic aromatic hydrocarbons in size dependent road deposited sediment. Science of the Total Environment, 505, 90-101.

Autoren:
Dipl. Ing., Dipl. Hydrol. Björn Helm[1],
Dipl. Hydrol. Stefanie Schiffner[1]
Dipl. Ing Thomas Krause[1,2]
Dipl. Ing. Stefan Grüner[1]
Dipl. Ing. Steffen Weber[1]
Dipl. Ing. Thomas Käseberg[1]
M.Sc. Jin Zhang[1]
Prof. Dr. Peter Krebs[1]

1 Institut für Siedlungs- und Industriewasserwirtschaft
Technische Universität Dresden
01062 Dresden

2 Institut für Grundwasserwirtschaft
Technische Universität Dresden
01062 Dresden

Korrespondierender Autor:
Bjoern.Helm@tu-dresden.de

Technische Universität Dresden – Fakultät Bauingenieurwesen
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

38. Dresdner Wasserbaukolloquium 2015
„Messen und Überwachen im Wasserbau und am Gewässer“

Monitoring der Einträge und stofflichen Belastungen in Fließgewässern am Beispiel der Erft

Ekkehard Christoffels

Um die Vielschichtigkeit der Stoffeinträge und Wirkungen auf Fließgewässer erfassen zu können, ist es wesentlich, einen systematischen Überblick zu den Stoffeinträgen zu gewinnen. Der Eintragspfad schafft die Verbindung zwischen Emission und Immission. An einem Fallbeispiel für ein Emissionsmonitoring wird eine Methode zur Erfassung der Entlastungen aus der Mischwasserkanalisation in die Fließgewässer vorgestellt. Der Verbleib der in die Fließgewässer eingetragenen Stoffe kann an Hand der Ergebnisse aus den Gewässeruntersuchungen überprüft werden. Dabei muss nach dem jeweiligen Kompartiment (Wassersäule, Gewässersediment), welches untersucht wird, die Aussagekraft unterschiedlich bewertet werden. Neben manuellen Untersuchungen werden an ausgewählten Standorten automatische Messstationen zur Erlangung kontinuierlicher Informationen eingesetzt. Emissions- und Immissionsuntersuchungen unterscheiden sich je nach Art der Untersuchungsstrategie deutlich hinsichtlich der räumlichen und zeitlichen Auflösung. Ein integrales Systems aus Emissions- / Immissions-Monitoring macht sich die jeweiligen Vorteile der eingesetzten Methoden zu Nutze und ermöglicht damit belastbare Aussagen, wie sie heute und künftig in der Flussgebietsbewirtschaftung gefordert werden.

Stichworte: Stoffeintrag, Eintragspfad, Emission, Immission, Mischwasserentlastung, Gewässergütemessstation

1 Stoffeinträge und Eintragswege

Fließgewässer nehmen auf ihrem Verlauf Stoffe aus dem sie umgebenden Raum auf und geben auch wieder Stoffe an diesen ab. Den Übergang der Stoffe aus der an die Gewässer angrenzenden Kulturlandschaft, aus den Siedlungsgebieten und aus der Atmosphäre in die Fließgewässer beschreibt man als Stoffeintrag. Der Stofftransport in die Gewässer kann an einem räumlich definierten Punkt erfolgen oder die Stoffe gelangen ohne eine eindeutige räumliche Abgrenzung in die Gewässer. Man unterscheidet deshalb punktförmige und diffuse Einträge (Tabelle 1).

Tabelle 1 Unterscheidung der Stoffeinträge in die Fließgewässer nach räumlichen Kriterien

Stoffeintrag	
punktförmig	**diffus**
Kommunale Kläranlage	Abschwemmung
Industrielle Direkteinleiter	Erosion
Mischwasserentlastung	Dränung
Regenwasserkanal	Grundwasser
	Urbane Fläche
	Atmosphärische Direktdeposition

In der Regel wird mit dem Begriff *Stoffeintrag* mehr verbunden als nur der Übergang der Stoffe aus dem unmittelbar angrenzenden Raum in das Gewässer. Deshalb spricht man in diesem Zusammenhang auch vom Eintragsgeschehen. Gemeint ist dabei das Freisetzen der Stoffe am jeweiligen Herkunftsbereich, der Transport bzw. der Rückhalt der Stoffe auf dem Weg zum Gewässer und letztlich der Übergang der Substanzen in das Gewässer. Da die Stoffe eine Wegstrecke zurücklegen, bevor sie in das Gewässer gelangen, verwendet man den Begriff *Eintragspfad* (Abbildung 1).

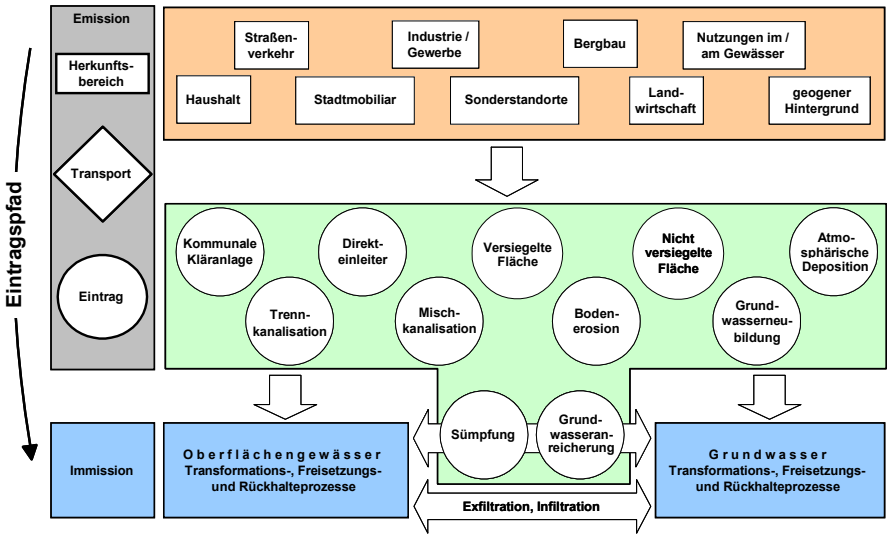


Abbildung 1: Eintragspfade in die Gewässer, *SAFE (2005)*

Der Eintragspfad schafft die Verbindung zwischen Emission und Immission. Unter Emission versteht man die Freisetzung von Stoffen an einem definierten Herkunftsbereich. Je nach Eigenschaft des Transportmediums und der Einflüsse auf der Transportstrecke gelangen mehr oder weniger der freigesetzten Stoffe

häufig in veränderter Form in die Gewässer und können dort Wirkungen (Immissionen) entfalten.

Im Folgenden werden Beispiele vorgestellt, wie mit Monitoringmaßnahmen Stoffeinträge und die sich einstellenden Zustände im Gewässer erfasst werden können.

2 Monitoring zur Erfassung der Emissionssituation

Nähere Kenntnis über die Art der Stoffe und die Stofffrachten, die in die Gewässer eingetragen werden, können mit Hilfe von Monitoringmaßnahmen gewonnen werden. Monitoringmaßnahmen zur Erfassung der Stoffeinträge z.B. aus Kläranlagen, Mischwasserentlastungen oder aus dem Landschaftswasserhaushalt sind entweder gängige Praxis oder auf ihre Praxistauglichkeit hin erprobt. An Hand der Entlastungen aus dem System der Mischwasserkanalisation soll ein Beispiel für ein Monitoringsystem zur Erfassung der Emissionssituation vorgestellt werden.

2.1 Monitoring der Mischwasserentlastungen zur Erfassung der Stoffkonzentrationen

Monitoringmaßnahmen zur Feststellung der Stoffkonzentrationen an den Entlastungsbauwerken der Mischwasserkanalisation sind sehr selten, *Appel, Pl., Hudak, Pf. (2001)*. Grundsätzlich lässt sich dies damit begründen, dass Entlastungsereignisse

- unvorhersehbar,
- in einem engen Zeitfenster,
- mit hoch instationärem Entlastungsverhalten,
- dynamisch hinsichtlich der Stoffkonzentrationen,
- mit stark wechselnder Intensität,
- und unterschiedlicher Ergiebigkeit

vonstatten gehen. Nur eine automatisierte Technik ist in der Lage, adäquate Probenahmen von Entlastungsereignissen zu ermöglichen (Abbildung 2). Damit ergeben sich folgende Anforderungen an ein Probenahmesystem:

- Der Beginn der Probenahme muss zur Erfassung möglicher First-Flush-Effekte exakt mit dem „Anspringen“ des Entlastungsereignisses übereinstimmen.

- Der Probenahmezyklus muss wegen der zu erwartenden dynamischen Konzentrationsverläufe so konfiguriert werden, dass die Gewinnung zeitlich hoch aufgelöster Mischproben möglich ist.
- Die Probenahmedauer ist so auszulegen, dass die Mehrheit der Entlastungsereignisse in ihrer Gänze erfasst werden kann.
- Eine weitere Bedingung ist, dass mit dem Beginn eines Entlastungsereignisses eine qualifizierte Meldung fernübertragen werden kann.

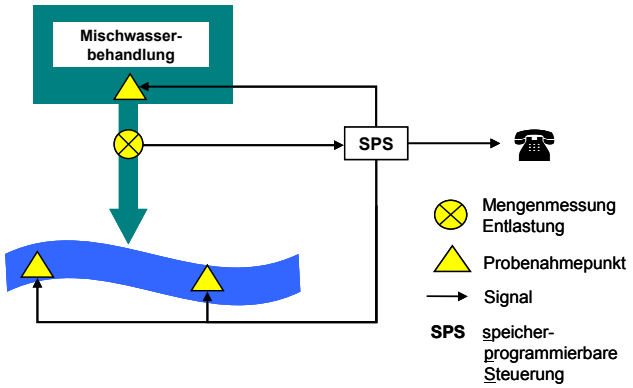


Abbildung 2: Monitoringsystem zur Erfassung der Stoffkonzentrationen in Mischwasserentlastungen

In der Abbildung 2 sind die wesentlichen Merkmale einer automatischen Probenahmeeinrichtung zur Erfassung der Mischwasserentlastungen dargelegt. Das „Anspringen“ des Beckenüberlaufs wird an der Mengenmesseinrichtung des Mischwasserabschlags registriert. Das Signal wird aufgenommen und zu einer Steuereinrichtung (SPS) übertragen. Dieses Steuerelement aktiviert eine Vakuumpumpe. Die Pumpe entnimmt ausschließlich das Mischwasser aus dem Entlastungsstrom des Bauwerks. Das Probengut wird von der Probestelle zu den jeweiligen Auffanggefäßen geführt. Die Gefäße sind in einem Probenschrank angeordnet, der zur Steigerung der Haltbarkeit der Probe abgedunkelt und gekühlt ist. Die Probenahmeschränke sind zum Beispiel so programmiert, dass in jedem von 12 vorgesehenen Probenahmegefäßen eine 2 Liter-Mischprobe eines 12-Minuten-Zeitintegrals aufgefangen wird. An den ausgewählten Entlastungsbauwerken können z. B. zwei Probenahmeschränke hintereinander geschaltet angeordnet sein. Damit können 24 x 12-Minuten-Mischproben eines Entlastungsereignisses gewonnen werden und Ereignisse mit einer Dauer von 288 Minuten vollständig erfasst werden. Zeitgleich mit dem Beginn der Probenahme erfolgt eine qualifizierte Meldung (Ort der Probenahme, Datum und Uhrzeit des Ereignisses) über den mobilen Telefonfunk (SMS) an das Probenahmeteam. Die Proben können dann rasch abgeholt und im Labor analysiert werden. Optional werden korrespondierend zu den Entlastungsereignissen im aufnehmenden

Gewässer unterhalb nach Durchmischung und oberhalb der Einleitung ebenfalls automatisch Proben gewonnen.

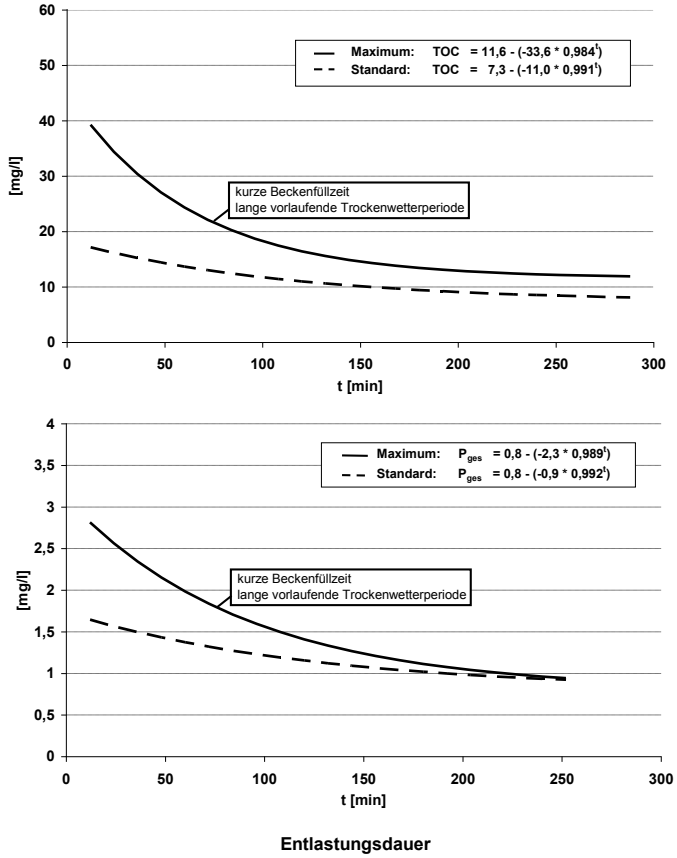


Abbildung 3: Zeitlicher Verlauf der Stoffkonzentrationen in Mischwasserentlastungen am Beispiel TOC und P_{gesamt}, Regenüberlaufbecken Flerzheim, Methode: Σ min. quadratische Abweichung je Zeitintervall (12 min.) aus 16 Entlastungsereignissen

Das Ergebnis einer Monitoringkampagne (Zeitraum 2002 bis 2005) ist in Abbildung 3 für das Regenüberlaufbecken Flerzheim im Flussgebiet Swist dargestellt. Für das Regenüberlaufbecken wurden von 16 Mischwasserentlastungen die Stoffkonzentrationen zeitlich hoch aufgelöst registriert. First-flush-Effekte konnten für wasserwirtschaftlich bedeutsame Parameter regelmäßig beobachtet werden. In der Abbildung sind die Parameter TOC (gesamter organischer Kohlenstoff) und $Phosphor_{gesamt}$ dargestellt. Die First-flush-Effekte waren umso ausgeprägter, wenn die Beckenfüllzeiten sehr kurz (<2 Stunden) waren. Außerdem sind die Höhen der Anfangskonzentrationen des Entlastungswassers im Zusammenhang mit den Dauern der Vorregenperioden zu betrachten. Als Worst-Case-Szenario mit den maximalen Stoffkonzentrationen zu Beginn der Mischwasserentlastungen ist folgender Fall anzusehen: Starkregenereignis mit kurzen Beckenfüllzeiten nach einer langen Trockenwetterperiode in einem Kanalnetz mit

geringem Gefälle. Aus diesem Grund werden bei der Auswertung der Monitoringergebnisse ein Basisszenario (Standardentlastungsfall) und ein Worst-Case-Szenario unterschieden.

3 Monitoring zur Erfassung der Immissionssituation

Aussagen über den Verbleib der in die Fließgewässer eingetragenen Stoffe und die Stoffumsatzprozesse stützen sich in der Regel auf Gewässeruntersuchungen im Rahmen von Monitoringprogrammen. Zur Feststellung der Immissionssituation, die sich durch Stoffeinträge und aufgrund von Stoffumsetzungsvorgängen einstellt, werden biologische und chemisch-physikalische Untersuchungen durchgeführt. Biologische Untersuchungen der Fließgewässer geben Hinweise auf die Effekte, häufig auf summarische Effekte bei wassergebundenen Lebewesen, die auf vorherrschende oder bereits länger zurückliegende Milieubedingungen zurückzuführen sind. Eine Ursache-Wirkungsbeziehung, die durch Stoffeinträge ausgelöst wird, lässt sich aber meist nur eindeutig nachzuweisen, wenn zum Zeitpunkt einer Wirkung auf die Wasserorganismen parallel zu biologischen Untersuchungen gezielte chemisch-physikalische Untersuchungen durchgeführt werden.

Bei den Gewässeruntersuchungen kann man unterscheiden nach dem Kompartiment, welches untersucht wird. Für die chemisch-physikalischen Untersuchungen im Rahmen von Routinemessungen werden meist Wasserproben verwendet, die aus der durchflossenen Wassersäule stammen. Streng genommen besitzen diese nur eine Aussagekraft für den Zeitraum, in welchem die Proben geborgen werden. Die Untersuchungen im Fließgewässer, die an einem Medium durchgeführt werden, welches sich im Bereich der Probestelle über einen längeren Zeitraum entwickelt hat, z.B. die Gewässersedimente, ermöglichen Aussagen zur Wasserbeschaffenheit über länger zurückliegende Zeiträume. Zur Feststellung von Wirkungen im Fließgewässer können Untersuchungen der Gewässersedimente die entscheidenden Informationen liefern. Viele Schadstoffe adsorbieren nämlich an die im Gewässer transportierten Feststoffe. Je nach Strömungsbedingungen lagern sich die mit Schadstoff beaufschlagten Feststoffe am Gewässerboden ab. Schadstoffe können dort noch längerfristig nach einem Eintragsereignis nachgewiesen werden. Dabei ist zu bedenken, dass das Sand-Lückensystem am Gewässerboden für die meisten Fließgewässerbewohner der bevorzugte Lebensraum darstellt. Das jeweilige Zeitfenster, welches mit den verschiedenen Gewässeruntersuchungen erfasst werden kann, ist in Abbildung 4 dargestellt.

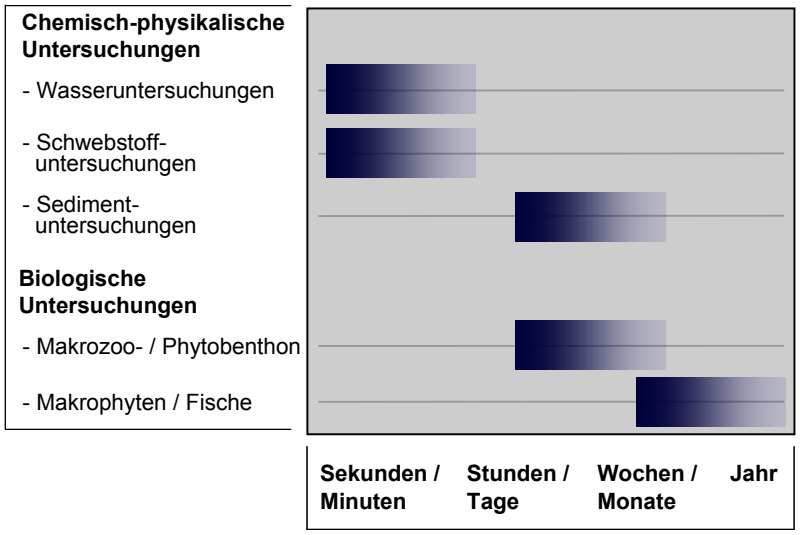


Abbildung 4: Zeitliche Repräsentativität von Gewässeruntersuchungen

Neben den in der Abbildung 4 aufgeführten manuellen Untersuchungen werden auch automatische Messstationen eingesetzt (Abbildung 5). Im Betrieb von Gewässergütemessstationen werden ständig Wasserproben aus der freien Wassersäule mit Hilfe von automatischen Analysengeräten oder Messsonden untersucht.

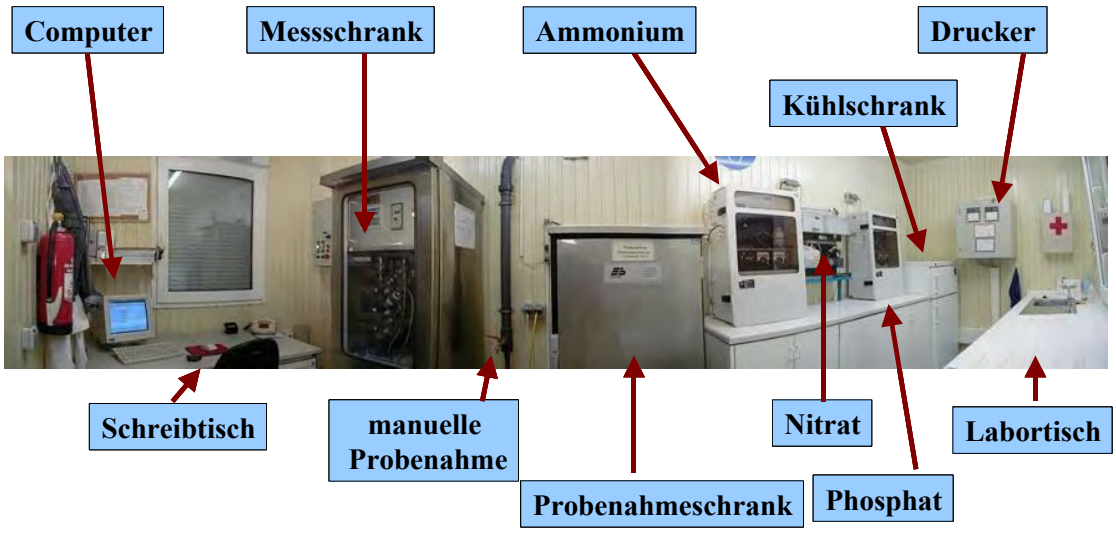


Abbildung 5: Innenansicht (360° Rundumblick) der Gewässergütemessstation Münchrath, *Christoffels (2008)*

Die Messergebnisse können als kontinuierliche Konzentrationsverläufe angegeben werden. Die Ergebnisse der kontinuierlich betriebenen Einrichtungen besitzen eine hohe zeitliche Repräsentativität und geben für den Ort der Messungen wichtige Hinweise auf die von oberhalb der Messstelle gelegenen Einleitungen

und die sich einstellenden Milieubedingungen. In Abbildung 6 sind beispielhaft die Häufigkeitssummen für den Sauerstoffgehalt der Erft aus dem Jahr 2003 dargestellt. Die sauerstoffarmen Sümpfwassereinleitungen im Zusammenhang mit dem dort betriebenen Braunkohlentagebau haben den Sauerstoffgehalt im Mittel- und Unterlauf der Erft deutlich beeinflusst. Die in der Fischgewässerverordnung festgelegten Sauerstoffgehalte sind zur Orientierung eingetragen. Demnach ist eine Wirkung auf die Lebensansprüche der Fischfauna im Mittel- und Unterlauf der Erft für das Beobachtungsjahr nicht in jedem Fall auszuschließen.

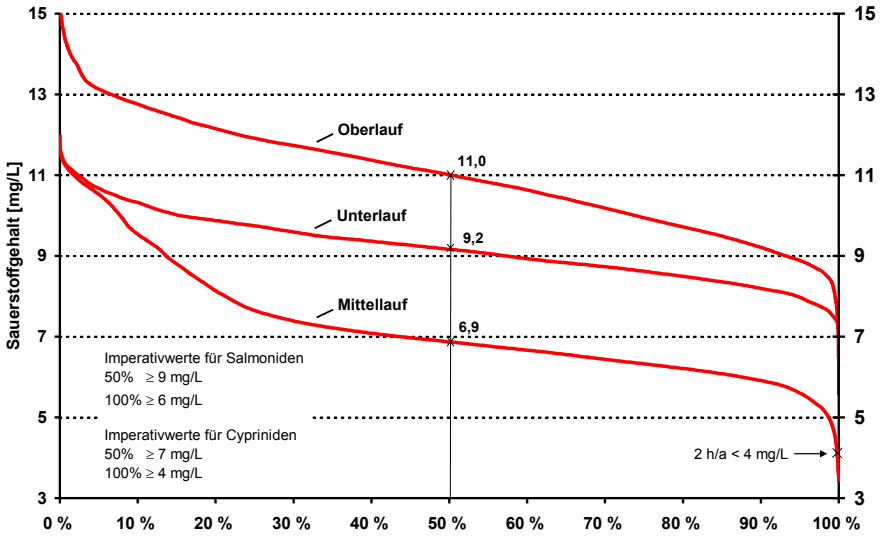


Abbildung 6: Häufigkeitssummen für den Sauerstoffgehalt im Ober-, Mittel- und Unterlauf der Erft für das Jahr 2003 mit Konzentrationsangaben zum Sauerstoffgehalt gemäß *Fischgewässerverordnung, NRW (2006)*

4 Fazit

Die Stoffeinträge und Wirkungen auf Fließgewässer lassen sich mit Hilfe von verschiedenen Monitoringmaßnahmen abschätzen. Jedes einzelne Monitoringinstrument besitzt seine methodischen Vorteile und ermöglicht spezifische Aussageinhalte. Die verwendeten Werkzeuge haben aber auch ihre jeweiligen Nachteile. Nachteil bei Gewässergütemessstationen ist zum Beispiel der begrenzte Parameterkanon. Nachteil bei den Stichproben der üblichen Messkampagnen ist, dass die gewonnenen Aussagen nur für ein enges Zeitfenster repräsentativ sind. Ein integrales Systems aus Emissions- / Immissions-Monitoring, welches gegebenenfalls durch die Modellierung der Gewässerbeschaffenheit unterstützt wird, macht sich die jeweiligen Vorteile der eingesetzten Methoden zu Nutze und ermöglicht damit belastbare Aussagen, wie sie heute und künftig in der Flussgebietsbewirtschaftung gefordert werden.

5 Literatur

Appel, Pl., Hudak Pf. (2001): Automated sampling of stormwater runoff in an urban watershed, north-central Texas. J. Environ Sci Health Part A Tox Hazard Subst Environ Eng. 2001; 36(6):897-907

Christoffels, E. (2008): Monitoring und Modellanwendung – Entwicklung eines Immissionsinventars am Beispiel der Erft, Erftverband Bergheim 2008, ISBN 978-3-00-024445-2

Fischgewässerverordnung, NRW (2006): Verordnung zur Umsetzung der Richtlinie 78/659/EWG des Rates vom 18. Juli 1987 über die Qualität von Süßwasser, das schutz- und verbesserungsbedürftig ist, um das Leben von Fischen zu erhalten, 27.08.1997 GV NRW S. 286 zuletzt geändert am 10.02.2006 GV NRW S. 52

SAFE (2005): Stoff- und Datenmanagement in Flusseinzugsgebieten am Beispiel von Schwermetallen in der Erft (SAFE), BMBF-Forschungsvorhaben der RWTH Aachen und des Erftverbands, Förderkennzeichen 0330063 / 0330063A

Autor:

Dr. rer. nat. Dipl.-Ing. Ekkehard Christoffels

Erftverband
Am Erftverband 6
50126 Bergheim

Tel.: +49 2271 881109
Fax: +49 2271 881210
E-Mail: ekkehard.christoffels@erftverband.de

Technische Universität Dresden – Fakultät Bauingenieurwesen
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

38. Dresdner Wasserbaukolloquium 2015
„Messen und Überwachen im Wasserbau und am Gewässer“

Untersuchungen und Messmethoden zur Reinfiltration in sandigen Aquiferen bei Einsatz der Düsensauginfiltrationstechnik

Stefan Ebneth
Barbara Snacken
Yulan Schaffer-Jin

DSI (Düsensauginfiltration), ist eine innovative Technik zur Reinfiltration von Wasser in sandigen Aquiferen. Im Gegensatz zur herkömmlichen Reinfiltration werden dabei vergleichsweise hohe Wassermengen punktuell in den Aquifer eingebracht. Die bisherigen Erfahrungen und praktischen Anwendungen haben gezeigt, dass es für die Reinfiltration besonders aufnahmefähige Horizonte bzw. Schichten in einem Aquifer gibt. Zum Verständnis dieses Phänomens wurden umfangreiche Untersuchungen und Pumpversuche insbesondere am Standort Plötzin (Brandenburg) durchgeführt. Die Interpretation der dabei gewonnenen Ergebnisse beruht auf der einfachen Modellhypothese, dass am DSI-Punkt eine Schicht angetroffen wird, die relativ zu den umgebenden Schichten durchlässiger ist. Die vertikale Schichtung berücksichtigt eine durchlässige DSI-Schicht und begrenzende, weniger durchlässigere Schichten darüber und darunter. Der Abgleich mit den am Standort Plötzin durch Siebanalysen aus einer Linerbohrung gewonnenen Informationen über die Bodenschichtung bestätigt die Arbeitshypothese vom Vorliegen einer relativ durchlässigeren Schicht im DSI-Niveau. Die Modellierung und Auswertung der durchgeführten Versuche zeigt, dass keine drastischen Änderungen der hydraulisch wirksamen Parameter zur Erzeugung des DSI-Phänomens nötig sind. Änderungen der hydraulischen Durchlässigkeit um den Faktor 3 in einer Schicht von einem Meter Mächtigkeit können für den DSI-Effekt ausreichend sein. Um DSI und hydrogeologische Gegebenheiten an einem Standort in Zusammenhang zu bringen ist daher der Einsatz von hochauflösenden Messmethoden notwendig. Bisher steht für solche Untersuchungen eine speziell entwickelte Bohrmesstechnik von Hölscher Wasserbau zur Verfügung. Um Niveaus mit erhöhter Infiltrationskapazität aber auch im Rahmen von ingenieurgeologischen Felduntersuchungen messtechnisch erfassen bzw. ein differenziertes hydraulisches Profil erstellen zu können wurde durch Fa. Fugro für das HPT-Messverfahren eine neue Messsonde entwickelt und erste Versuche durchgeführt. Die Ergebnisse weisen eine gute Korrelation zu den mit der DSI-Bohrmesstechnik gewonnenen Daten auf.

Stichworte: Düsensauginfiltration, Infiltrationsversuch, HPT-Messverfahren

1 Grundlagen der Düsensauginfiltration

Bei der Düsensauginfiltration (hw-DSI®) handelt es sich um eine patentgeschützte, technische Anwendung zur Reinfiltration von großen Wassermengen in einen unbedeckten Aquifer. Das Phänomen, das beim Einbohren oder Einspülen von Bohrrohren oder Spüllanzen die Spülflüssigkeit plötzlich ganz oder weitgehend vollständig im Boden verbleibt ist den meisten Brunnenbauern bekannt. Der Punkt bzw. die Teufe in der das Phänomen auftritt wird als DSI-Punkt bezeichnet. In Abbildung 1: ist links die typische Einspülsituation zu sehen. Durch die Spüllanze (im Bild 85 mm Durchmesser) wird das Spülwasser (im Bild ca. 40 m^3/h) gepumpt und damit die Lanze in den sandigen Boden eingespült. Im Bild rechts ist die Situation an einem DSI-Punkt zu sehen. Das Spülwasser wird vollständig im Boden reinfiltriert.



Abbildung 1: Konventioneller Spülversuch mit Spüllanze (links: normal, rechts: am DSI-Punkt)

Für die technische Anwendung der DSI wurden zwei Reinfiltrationseinheiten entwickelt. Mit der DSI-Einheit Typ Glindow (links in Abbidung 2) wird das zu infiltrierende flüssige Medium über den vollen Querschnitt der Einheit in das Niveau des DSI-Punktes geleitet und dort über eine Düse in das poröse Medium infiltriert. Mit der DSI-Einheit Typ Brandenburg (rechts in Abbildung 2), einem DSI-Brunnen, wird das Förderwasser durch eine spezielle Unterwassermotorpumpe in das Niveau des DSI-Punktes geleitet und dort ebenfalls über eine Düse infiltriert. Die Einheit wird zur Grundwasserabsenkung verwendet. Es findet dann keine Grundwasserhebung und –ableitung statt.

Zur Bemessung von DSI-Einheiten wurden umfangreiche Modellierungen von *Holzbecher et al. (2011)* und *Jin et al. (2014)* durchgeführt. Zur Abbildung der DSI-Infiltration wurde ein 2D achsen-symmetrisches Modell in Zylinderkoordinaten mit den Randbedingungen erstellt, dass sich die geologischen Schichten

homogen in horizontalen Richtungen erstrecken und es keine regionale Grundwasserströmung von Einfluss gibt.

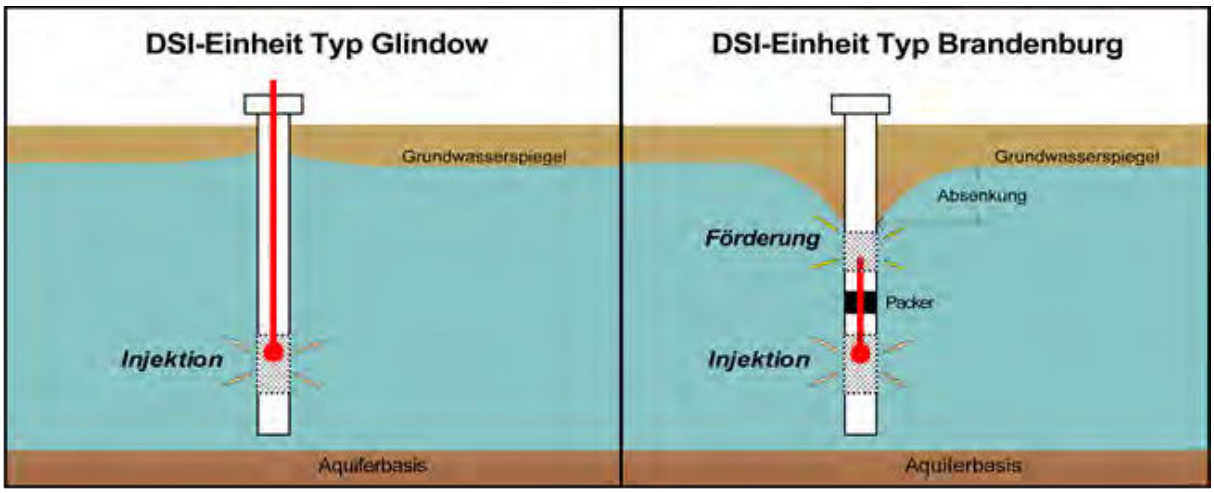


Abbildung 2: Funktionsmodell der DSI-Einheiten Typ Glindow und Typ Brandenburg

2 DSI-Infiltrationsmessungen

Zur Feststellung von DSI-Punkten wurden Feldversuche insbesondere auf dem Versuchsgelände in Plötzin (Brandenburg) durchgeführt und dokumentiert. Die genaue messtechnische Erfassung erfolgte mit einem von Hölscher Wasserbau entwickelten Bohrgerät mit entsprechender Bohrmesstechnik (Abbildung 3:).



Abbildung 3: Bohranlage für DSI-Bohrarbeiten mit spezieller DSI-Messtechnik

Die Bohrdatenerfassung ist so programmiert, dass im Abstand von 10 cm Bohrtiefe automatisch eine Messung und Speicherung der Bohrparameter erfolgt. Die Messdaten werden gegen die Bohrtiefe aufgetragen. In der Auswertung werden die Messdaten des Spüldrucks (*pressure*; in gelb), der Pumprate (*pumping*; in

hellblau) und des Rückflusses (*backflow*; in dunkelblau) sowie die sich rechnerisch ergebende Versickerungsrate (*Infiltration*; in grün) und der Infiltrationsanteil (Infiltrationsrate; in rot) erfasst.

Der Spüldruck ist bei einem offenen Bohrloch im Wesentlichen durch den linear ansteigenden hydrostatischen Druck und den gerätespezifischen Druckwiderstand gekennzeichnet. Die gerätespezifischen Widerstände bzw. Reibungsverluste sind bei Bohrtiefen bis 20 m annähernd gleichbleibend und messtechnisch nicht signifikant. Stärkere Druckanstiege dokumentieren einen erhöhten Widerstand beim Bohrgestängevortrieb oder einen erhöhten Widerstand im Bohrloch, z.B. durch das Zufallen des Bohrlochs bzw. des Spülkanals.

Die Pumprate wird manuell am Bohrgerät eingestellt. Der Arbeitsbereich der Kreiselspülpumpe reicht von 0 bis max. 60 m^3/h. Die Spülwasserrate wird entsprechend des anstehenden Bodens eingestellt und angepasst, um insbesondere die Bohrgutförderung zu gewährleisten. D.h., bei feinkörnigen Bodenformationen wie Feinsanden werden geringere Spülwasserraten verwendet als bei kiesigen Böden. Da die Größe des freien Bohrringraumes die Fließgeschwindigkeit und damit die Transportkapazität des Spülwassers wesentlich beeinflusst, umfasst die Bohrausrüstung des Bohrgerätes unterschiedlich große Spülköpfe, Bohrgestänge und Standrohre. Der Rückfluss der Bohrspülung wird an einem Überlaufwehr gemessen, das in einem speziellen Messbecken installiert ist. Rechnerisch ergibt sich als Differenz zwischen der Pumprate und dem Rückfluss die Versickerungsrate sowie als Quotient von Pump- zu Infiltrationsrate der Infiltrationsanteil. Letzterer hat bei 100%-iger Infiltration den maximalen Wert “1,0“.

Ein typisches Beispiel für die Bohrdatenerfassung in einem unbedeckten Aquifer mit DSI-Punkt ist in Abbildung 4: für die Lokalität Alkmaar im nördlichen Holland dargestellt. In der homogenen Feindsandabfolge wurden bei ungestörtem Bohrverlauf Infiltrationsanteile von 0,1 bis 0,4 gemessen. Dies entspricht den zu erwartenden Spülwasserverlusten bei einer wassergestützten Bohrung. Im Teufenbereich von ca. 4,5 bis 5,5 m unter Gelände steigt der Infiltrationsanteil plötzlich signifikant auf max. 0,6 an. Dabei bleibt der Spüldruck unverändert im Verlauf des hydrostatischen und gerätespezifischen Mindestdrucks. Hier handelt es sich um ein DSI-Niveau mit einer außergewöhnlichen Infiltrationskapazität – es können punktuell bis zu 7 m^3/h reinfiltriert werden.

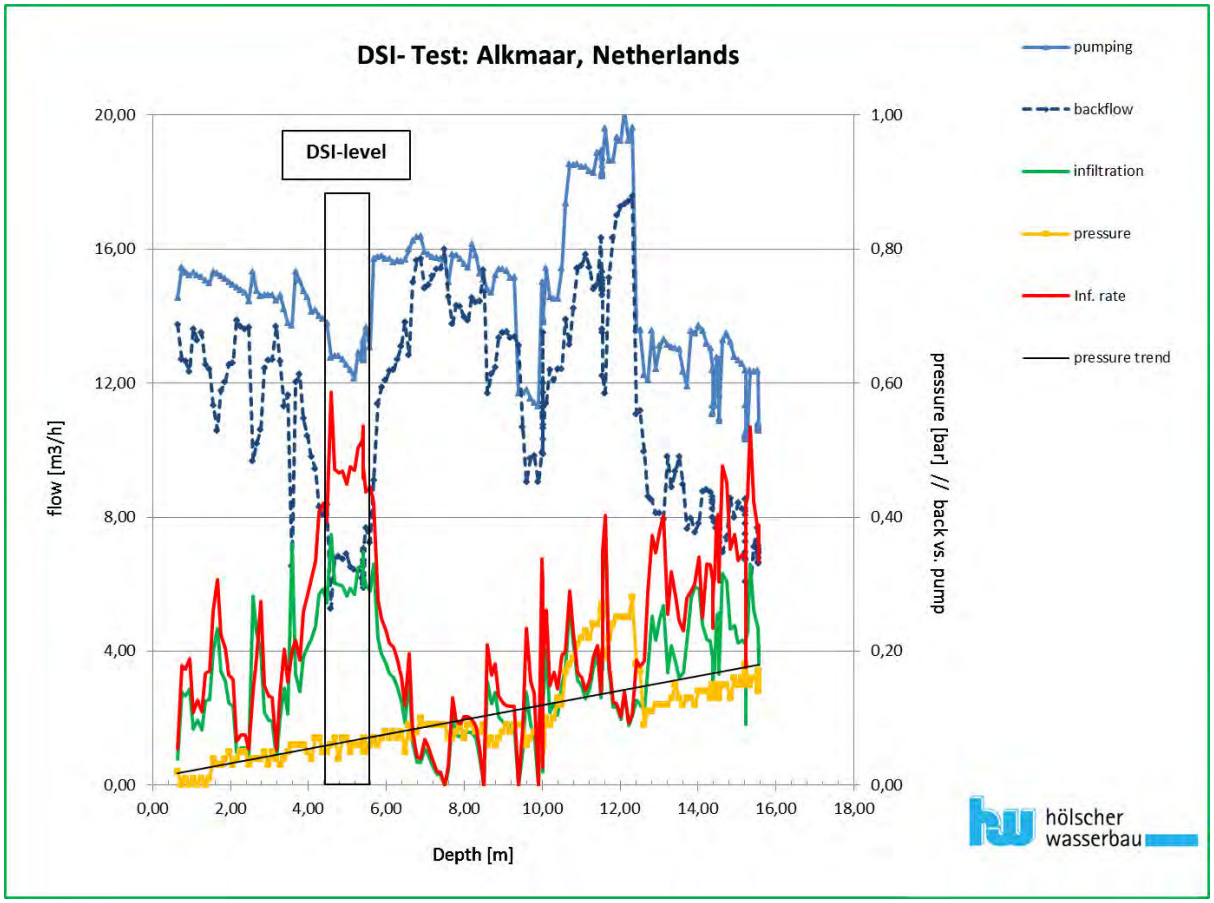


Abbildung 4: DSI-Infiltrationsprofil Lokalität Alkmaar, Niederlande

Bei den Experimenten zum DSI-Punkt in Plötzin wurden mit der vorgenannten Messtechnik drei DSI-Punkte gefunden. Die DSI-Punkte und ihre Position in der vorliegenden Schichtung sind in Abbildung 5: dargestellt.

Ein Bezug der DSI-Punkte zu den Bodenformationen lässt sich anhand der Bodenansprache aus der Spülbohrung, die eine weitgehend homogene Abfolge von Fein- bis Mittelsanden zeigt nicht ableiten. Daher wurde eine Linerbohrung abgeteuft und es wurden Siebanalysen durchgeführt. Die untersuchten Tiefenhorizonte liegen bei 6,5 – 7,0 m sowie 12,5 – 13,0 m. Diese repräsentieren die DSI-Schichten sowie Nicht-DSI-Schichten. Abbildung 6: zeigt vergleichend die Korngrößenverteilung von DSI- und Nicht-DSI-Schichten. Beide Schichtenklassen lassen sich dem Bereich der Mittelsande zuordnen. Aber die absolute Verteilung zeigt deutliche Unterschiede der Schichten bei der Klasseneinteilung, vor allem im mittleren Korngrößenbereich: In der DSI-Schicht dominieren Partikel mit signifikant größeren Durchmessern als bei den angrenzenden Nicht-DSI-Schichten. Aus Abbildung 6: lässt sich grob der Faktor zwei zwischen den beiden Kurven ablesen. Dabei wurde festgestellt, dass die Horizonte mit DSI-Eigenschaften eine zwei bis dreimal höhere Durchlässigkeit gegenüber angrenzenden

Horizonten haben. Daran ist erkennbar, dass die Lage der DSI-Punkte an das Auftreten von durchlässigen Lagen des Aquifers gebunden ist bzw. das lokale Inhomogenitäten im Aquifer für das Auftreten von DSI-Punkten ausschlaggebend sein könnten.

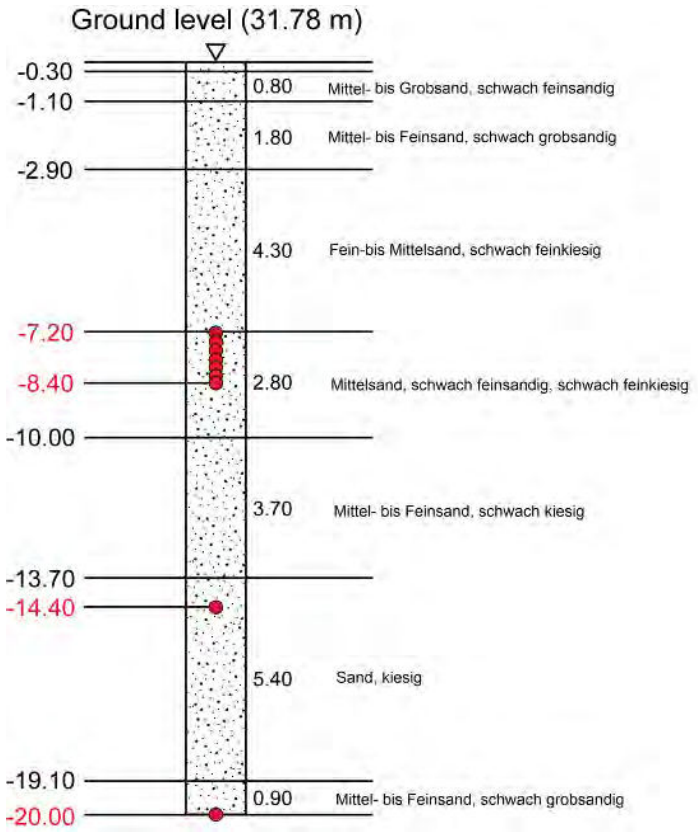


Abbildung 5: Schichtenverzeichnis und gemessene DSI-Punkte (rote Punkte) in Plötzin

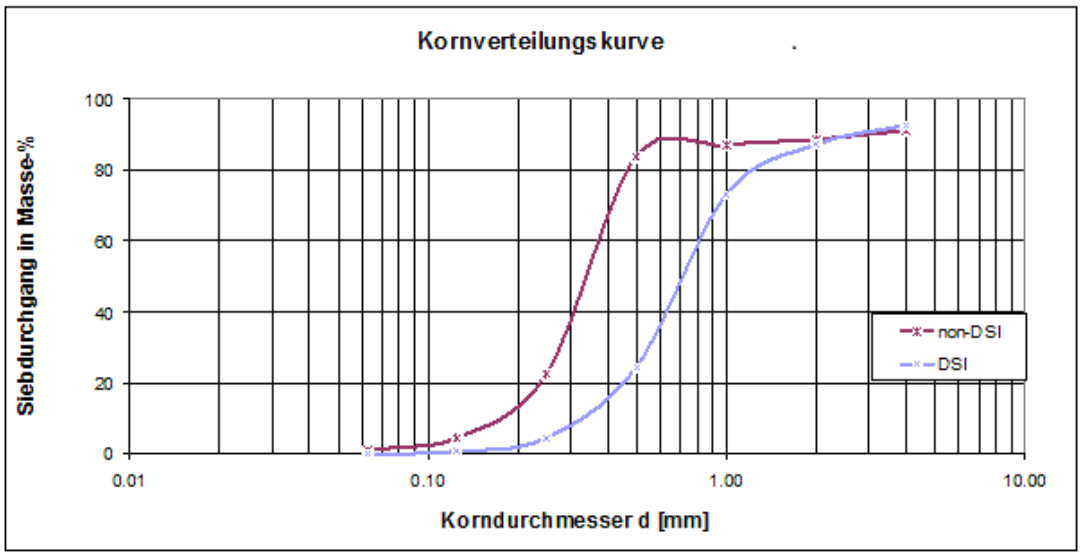


Abbildung 6: Ergebnisse der Siebanalysen für DSI- und Nicht-DSI Schichten in Plötzin

3 Einsatz der kombinierten CPT-HPT Messtechnik

Zum Einsatz alternativer Untersuchungsmethoden zur Feststellung von DSI-Punkten wurde von Fa. Fugro ein kombiniertes Untersuchungsverfahren mit Einsatz des Cone Penetration Test (CPT) in Kombination mit einem neu entwickelten Sondensystem, dem Hydraulic Profiling Tool (HPT) entwickelt (siehe Abbildung 7:) und zum Vergleich mit den DSI-Infiltrationsmessungen am Standort Plötzin (Brandenburg) eingesetzt. Die Methode ist aufgrund der leichten Untersuchungsgeräte flexibel einsetzbar, erlaubt aber keine Aussage zur möglichen Infiltrationsmenge

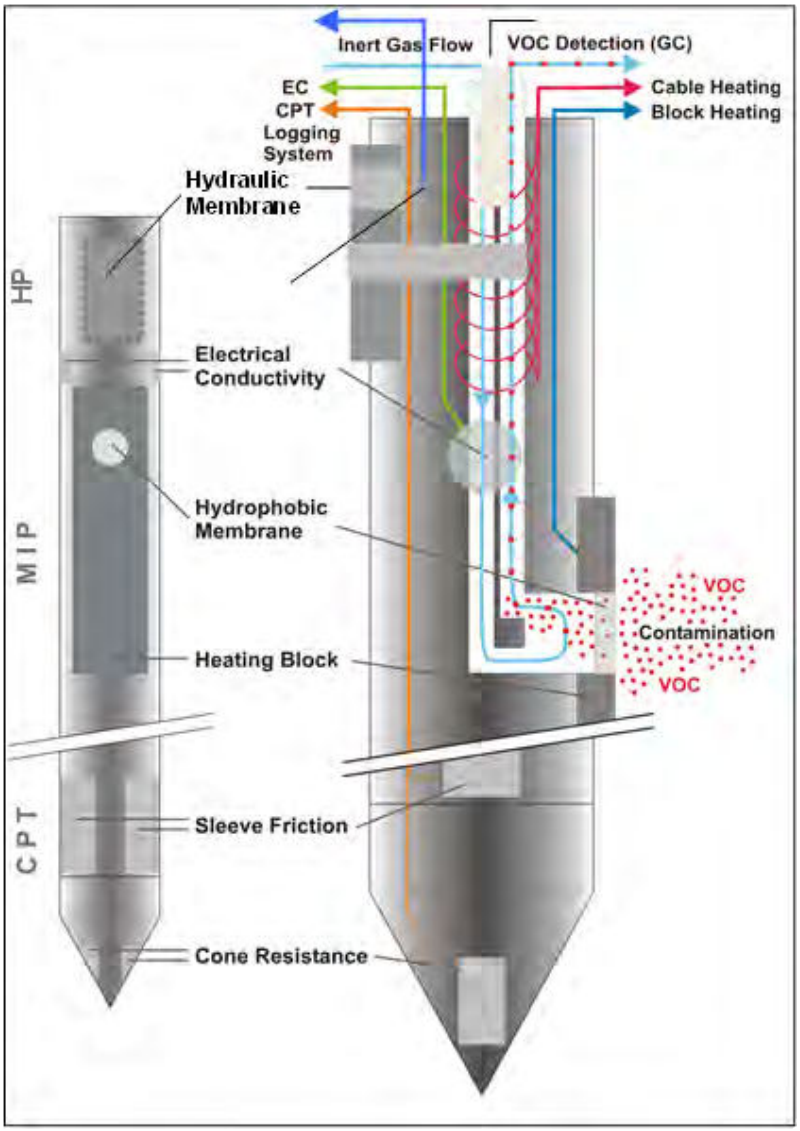


Abbildung 7: Schema der HPT-CPT-MIP Sonde. (MIP steht für Membrane Interface Sonde, die zur Erkennung und Messung von Kontaminationen in Boden und Grundwasser dient).

Das Hydraulic Profiling Tool (HPT) wurde entwickelt um die hydraulischen Eigenschaften des Untergrundes über die gesamte Länge eines Untersuchungsprofils abzubilden. Zur Untersuchung wird die Sonde vertikal in den Untergrund gedrückt. Dabei wird Wasser mit einer konstanten Rate von bis zu 4.000 ml pro Minute durch eine seitliche Membran der Sonde in den Boden injiziert.

Die Wasseraufnahme in der jeweiligen Untersuchungstiefe ist abhängig von den hydraulischen Eigenschaften des Bodenniveaus. Mit einem integrierten Drucksensor wird die spezifische Druckreaktion p (kPa) des Boden-Grundwasser-Systems auf die Wasserinjektion gemessen. Eine niedrige Druckreaktion belegt die Fähigkeit des Boden-Grundwasser-Systems leicht Wasser aufnehmen zu können und damit eine hohe hydraulische Durchlässigkeit. Eine hohe Druckreaktion belegt demgegenüber die verminderte Wasseraufnahmefähigkeit und damit eine niedrige hydraulische Durchlässigkeit.

Druck und Injektionsrate werden beide gegen die Tiefe aufgetragen. Um potentielle Effekte der Variabilität der Injektionsrate zu eliminieren erfolgt die Interpretation anhand der auf Q/p normierten relativen hydraulischen Durchlässigkeit bzw. -Index.

Die kombinierte HPT-CPT-Untersuchung auf dem Untersuchungsfeld in Plötzin wurde mit einer Injektionsrate von 750 ml pro Minute bis in eine Tiefe von 27 m unter Ansatzniveau durchgeführt (Abbildung 8:). Die roten Punkte auf der Abbildung zeigen die DSI-Infiltrationspunkte bzw. DSI-Infiltrationsniveaus, die bei den Versuchen mit der DSI-Bohrmesstechnik in ca. 5 m Entfernung festgestellt wurden. Im Teufenbereich des DSI-Niveaus 1 (rote Punkte von ca. 7,2 – 8,4 m unter Ansatzniveau) kann ein deutlicher positiver Peak in der relativen hydraulischen Durchlässigkeit (bei ca. 8,1 – 8,5 m unter Ansatzniveau) festgestellt werden. Der DSI-Punkt wird hier durch eine hoch permeable Schicht charakterisiert, die von geringer durchlässigen Schichten über- bzw. unterlagert ist. Die beiden anderen DSI-Niveaus bei ca. 14,2 und 20,0 m unter Ansatzniveau die mit der DSI-Bohrmesstechnik angesprochen wurden haben nur eine Mächtigkeit von ca. 10 cm und konnten mit dem HPT-System nicht eindeutig identifiziert werden.

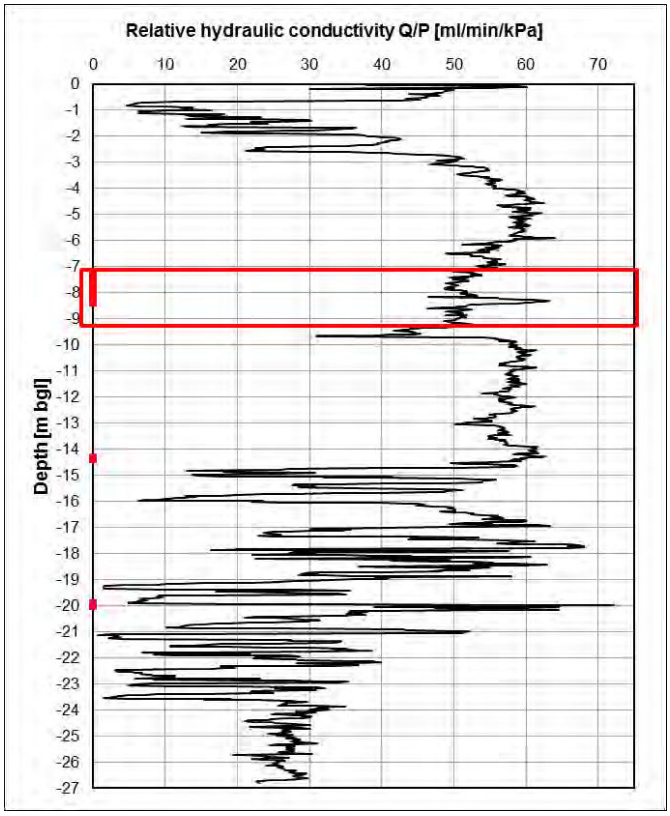


Abbildung 8: *HPT-Untersuchungsergebnis zu DSI-Punkten auf dem Untersuchungsgelände in Plötzin.*

Das HPT-System kann auch dazu verwendet werden Profile von statischen Wasserdrücken zu messen. Dies kann als Grundlage zur Aufnahme von statischen Grundwasserlevel dienen und um vertikale hydraulische Gradienten zu erkennen. Mit Einsatz von horizontorientierten Slugtests können auf Grundlage der HPT-Ergebnisse die spezifischen hydraulischen Gegebenheiten am Standort validiert werden und unter guten Bedingungen die absoluten hydraulischen Durchlässigkeitsbeiwerte durch Übertragung der relativen HPT- in absolute kf-Werte erfolgen.

In Kombination mit dem Cone Penetration Test (CPT) kann mit dem HPT-Verfahren eine umfängliche Datenbasis der Boden- und Grundwasserverhältnisse bei minimaler Aufschlussinvasivität erreicht werden. Durch die Messung des Spitzendrucks, der Mantelreibung und des Reibungsverhältnis in Verbindung mit der elektrischen Leitfähigkeit, dem dynamischen Porenwasserdruck und der relativen Durchlässigkeit können die Untergrundzusammensetzung, Verdichtung und hydraulische Verhältnisse genau abgebildet werden. Die Methode erlaubt einen schnellen, kontinuierlichen Echtzeitaufschluss.

4 Literatur

Holzbecher, E., Jin, Y., und Ebneth, S. (2011): Borehole pump & inject: an environmentally sound new method for groundwater lowering. International Journal of Environmental Protection (IJEP), Vol.1 (4).

Jin, Y., Holzbecher, E. und Sauter, M. (2014): A novel modeling approach using arbitrary Lagrangian-Eulerian (ALE) method for the flow simulation in unconfiend aquifer. Computers & Geosciences, Vol 62, 88-94.

Autor:

Dr. Stefan Ebneth
Hölscher Wasserbau GmbH
Petzower Straße 4
14542 Werder/Havel

Tel.: +49 3327 4898 18
Fax: +49 3327 4898 19
E-Mail: ebneth@hoelscher-wasserbau.de

Barbara Snacken
Fugro GeoServices B.V.

Veurse Achterweg 10
2264 SG Leidschendam
Niederlande

Tel.: +31 70 31 11433
Fax: +31 70 32 77091
E-Mail: b.snacken@fugro.nl

Dr. Yulan Schaffer-Jin
University of Göttingen
Geoscience Centre(GZG)
Goldschmidtstr. 3
37077 Göttingen

Tel.: +49 551 39 9333
Fax: +49 551 39 9379
E-Mail: yjin@gwdg.de

Technische Universität Dresden – Fakultät Bauingenieurwesen
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

38. Dresdner Wasserbaukolloquium 2015
„Messen und Überwachen im Wasserbau und am Gewässer“

AIS-Messung auf Bundeswasserstraßen

Tim Feierfeil
Christoph Hungershöfer
Bernhard Söhngen
Andreas Orlovius

Das Automatic-Identification-System (AIS) dient zur Erhöhung der Sicherheit in der Schifffahrt, mithilfe des Systems werden Daten aller in einem Gebiet befindlichen Fahrzeuge untereinander ausgetauscht, so dass Schiffsführer über das sie umgebende Verkehrsgeschehen informiert sind. Diese Daten können jedoch auch zur Erstellung von Verkehrsstatistiken und zur Analyse des Nutzungsverhaltens auf Bundeswasserstraßen genutzt werden.

Die Bundesanstalt für Wasserbau führt Untersuchungen zum Fahrrinnenbreitenbedarf an Bundeswasserstraßen durch, hierzu werden realistische Daten zum Verkehrsaufkommen und der Nutzung der Wasserstraße benötigt. In einem Kooperationsprojekt mit der Universität Duisburg-Essen konnten AIS-Daten gesammelt und ausgewertet werden.

Auf diese Weise konnten Verkehrsstatistiken hinsichtlich der Schiffsflotte, des Nutzungsverhaltens, des Einflusses von Tageszeiten und Hochwasserphasen auf die Schifffahrt erstellt und zahlreiche neue Erkenntnisse gewonnen werden.

Stichworte: Automatic Identification System, AIS, Verkehrsstatistik, Bundeswasserstraßen, Binnenschifffahrt

1 Einführung

Die Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) überprüft die vorhandenen Fahrrinnenbreiten entlang des frei fließenden Rheins und führt hierzu Beobachtungen des gewerblichen Binnenschiffsverkehrs auf Bundeswasserstraßen durch. Hiermit können wertvolle Hinweise auf das tatsächliche Verkehrsaufkommen und das Nutzungsverhalten der Binnenschifffahrt gewonnen werden, die in die Fahrrinnenbemessung einfließen.

Offiziell verfügbare Statistiken zur Binnenschifffahrt enthalten i.d.R. nur Angaben zur Anzahl der in Deutschland verkehrenden Schiffsgefäße und der transportierten Tonnagemenge. Dies lässt leider nur grob angenäherte Rückschlüsse auf die räumliche und zeitliche Verteilung der Schiffe, deren Anteil an Leerfahrern,

die Zusammenstellungen von Verbänden und vielen weiteren Größen zu, die für die konkrete Bemessung von Verkehrswegen vonnöten sind.

Im Sinne der zu lösenden Fachaufgabe wurde zur Erstellung detaillierter Verkehrsstatistiken und zur Bestimmung des Nutzungsverhaltens eine Messkampagne am frei fließenden Rhein durchgeführt, bei der an 7 Standorten für jeweils mindestens 2 Wochen der Schiffsverkehr mit Video- und AIS-Technik beobachtet wurde (Abb. 1).



In einem Kooperationsprojekt der BAW mit dem Institut für Schiffs- und Meerestechnik der Universität Duisburg-Essen wurde ein Konzept zur Analyse der AIS-Daten hinsichtlich Flottenstatistiken, Durchfahrtshäufigkeiten, Begegnungen und Überholungen, Schiffsgeschwindigkeiten, Abständen der Schiffe untereinander oder zum Ufer und vielem mehr erstellt und eine Software zur Auswertung dieser Daten entwickelt.

Abbildung 1: Beobachtungsstandorte entlang des frei fließenden Rheins

2 AIS-Daten

Das AIS (Automatic-Identification-System) ist eine relativ neue Technik, die aus der Seeschifffahrt entstammt und in Form des Inland-AIS auf Binnenbereiche angepasst wurde. Es sendet die eigene Position, Richtung und Geschwindigkeit und empfängt diese Daten von anderen Teilnehmern, die sich in der Reichweite befinden.

Der Zweck von AIS liegt im Wesentlichen in der Erhöhung der Sicherheit in der Schifffahrt, wenn alle in einem Gebiet befindlichen Fahrzeuge mit der Technik ausgestattet sind und der Schiffsführer das gesamte, ihn umgebende Verkehrsgeschehen über die Reichweite von Sicht, Radar und Funk hinaus auf seinem Monitor vor sich erkennen kann. Hierzu kann das AIS im sogenannten Informationsmodus mit einer elektronischen Wasserstraßenkarte gekoppelt werden, so

dass dem Schiffsführer alle in der Nähe befindlichen Fahrzeuge mit einem räumlichen Bezug dargestellt werden.

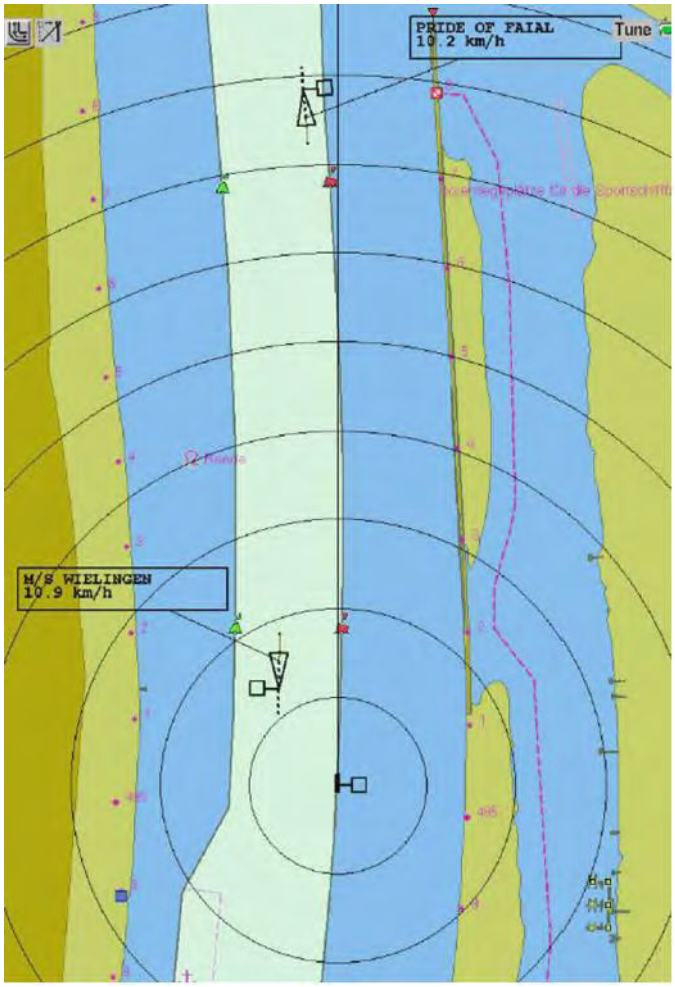


Abbildung 2 zeigt beispielhaft die Darstellung von AIS-Daten und ECDIS-Karten im Informationsmodus. Zu erkennen ist das eigene Schiff im Zentrum der Kreise, die Entfernungen zum eigenen Schiff darstellen sowie zwei weiteren Fahrzeugen mit Angabe zu deren Kurs und Geschwindigkeit, die sich in der Nähe des Schiffes befinden.

Die schiffseitige Technik, die zum Empfang und Senden von AIS-Signalen notwendig ist, besteht aus einem AIS-Transponder, der mittels GPS-Empfang die Position des eigenen Schiffes ermittelt und einem Datenfunkgerät, das diese Position an andere Verkehrsteilnehmer übermittelt und deren Informationen empfängt.

Abbildung 2: AIS und ECDIS im Informationsmodus im Steuerstand eines Tankschiffes (Quelle: Zentralkommission für die Rheinschifffahrt, ccr-zkr.org)

Neben den Positionen der Schiffe werden zudem die folgenden Größen in dem mit einem Zeitstempel versehenen Datensatz übertragen:

- Geschwindigkeit über Grund
- Kurs über Grund
- Drehgeschwindigkeit/-rate
- Art und Genauigkeit der Positionsbestimmung
- Abmessungen des Fahrzeugs, bzw. Verbandes
- Schiffstyp, bzw. Verbandsgattung
- Navigationsstatus
- Bezugspunkt für die Positionsinformation

Außerdem können schiffseitig weitere Informationen wie Zielhafen, Tiefgang und vieles mehr übertragen werden. Da die korrekte Eingabe dieser Größen jedoch nicht vorgeschrieben ist, sind diese Daten auch nicht verlässlich und können nicht für statistische Auswertungen herangezogen werden.

Die Übertragungsfrequenz der Informationen erfolgt abhängig von der vorhandenen Schiffsgeschwindigkeit, bei Geschwindigkeiten, die im Binnenbereich üblich sind, liegt diese etwa bei 0,5-0,1 Hz.

Nach einer mehrjährigen Testphase ist die Ausrüstung mit AIS seit dem 01.12.2014 für die gewerbliche Binnenschifffahrt auf dem Rhein vorgeschrieben.

3 Ermittelte Größen

In den jeweils etwa 2 Wochen andauernden Messungen wurden Videoaufnahmen während der Tageslichtphasen angefertigt und die AIS-Daten über den gesamten Zeitraum aufgezeichnet. Vor der Auswertung und Nutzung der AIS-Daten und der Analyse des Verkehrsgeschehens wurden die aufgezeichneten Daten anonymisiert, um Anforderungen aus dem Datenschutz erfüllen zu können. Den Schiffen wurde dazu eine zufällige Kennung zugeordnet, die jedoch über die gesamte Messkampagne erhalten blieb, so dass Mehrfachdurchfahrten erkannt werden können.

Die Videoaufnahmen wurden genutzt, um die Ergebnisse aus der AIS-Auswertung später validieren zu können, es wurden stundengenaue Verkehrszählungen anhand beider Medien erstellt, die anschließend zur Plausibilisierung miteinander abgeglichen wurden, wodurch die Daten validiert und Extrapolationsfaktoren für den Anteil von Schiffen ohne AIS-Ausrüstung ermittelt wurden.

4 Messtechnik

Die Messungen erfolgten mit einem in der BAW entwickelten, auf die jeweils ortspezifischen Anforderungen anpassbaren, Messsystem (Abb. 3 und 4).

Während die Videoaufnahmen mit handelsüblichen Überwachungskameras durchgeführt wurden, die entweder auf einer internen Speicherkarte oder bei hohem Datenvolumen auf einem externen Datenträger aufzeichnen, konnten die AIS-Daten teilweise von der Fachstelle für Verkehrstechnik der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes angefordert oder teilweise selbst aufgezeichnet werden.



Abbildung 3: Videokamera und Schaltschrank mit eingebauter Messtechnik und Energieversorgung

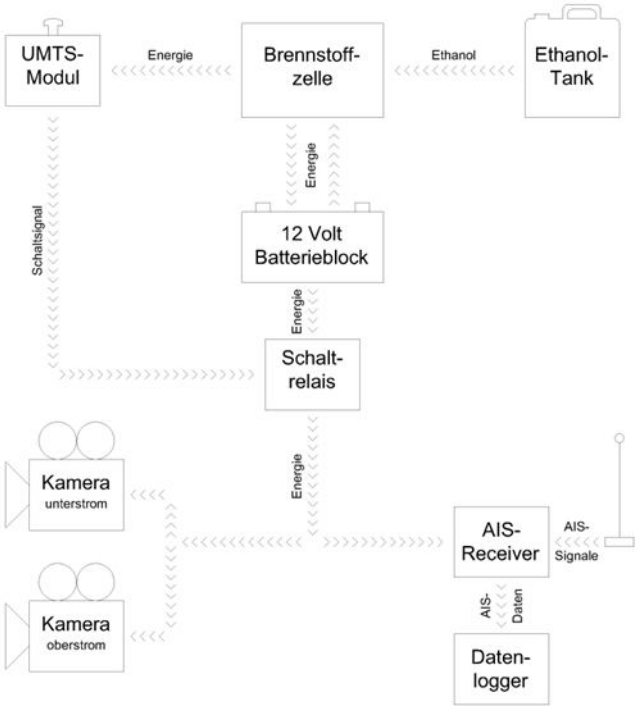


Abbildung 4: Skizze des Messaufbaus

Für Standorte ohne Anschluss an das 220V-Netz wurde eine technische Lösung mit einer Brennstoffzelle mit Energiespeicher entwickelt, die sich zudem über das Mobilfunknetz steuern lässt. Dies ermöglicht den Einsatz der Technik für eine AIS- und Videomessung selbst an schwer zugänglichen Orten in Verbindung mit einem Ereignis wie einer Hochwassersituation, deren zeitlicher Eintritt im Voraus nicht einzuschätzen ist.

5 Aufbereitung und Validierung der AIS-Daten

Die anonymisierten AIS-Daten, welche in Form von Textdateien vorliegen, müssen von der Software zunächst aufbereitet werden. Bei dieser Aufbereitung

handelt es sich hauptsächlich um Umrechnungen der Werte vom codierten Format der AIS-Nachrichten in gängige Größen. Anschließend werden die Daten in eine neue Datenstruktur überführt und in einem Datenbanksystem gespeichert, aus dem sie von den verschiedenen Auswertungsroutinen je nach Bedarf geladen werden können.

Um die AIS-Erkennungsrate zu bestimmen, wurden die Ergebnisse der Videoauswertung mit den AIS-Daten der Tageslichtphase verglichen (Tabelle 1). Im Folgenden sind die Erkennungsraten für einige Standorte der Messkampagne dargestellt.

Tabelle 1 Erkennungsraten der AIS-Auswertung

Standort	Erkennungsrate	Extrapolationsfaktor
Gernsheim	96,30%	1,038
Voerde	94,35%	1,06
Bornheim	98,82%	1,012

Der Extrapolationsfaktor ermöglicht eine ungefähre Berücksichtigung der nicht mit AIS ausgestatteten Fahrzeuge während der Dunkelphase. Die Ergebnisse der Videodaten erlauben außerdem die Bestimmung weiterer Faktoren für die AIS-Auswertung, um beispielsweise den Anteil der Containerschiffe darzustellen oder eine Aufteilung der Verbände in Schub- und Koppelverbände zu ermöglichen.



AIS-Erkennung:

Zeitstempel	Abstand				
	Schiffs-ID	Geschw.[m/s]	Kurs [°]	Typ	Klasse
	Schiffs-ID	Geschw.[m/s]	Kurs [°]	Typ	Klasse
2013-05-15 08:46:41	46m				
	35093690	3.29244	311.8	FGS	ÜGMS
	1063043079	2.16067	316.0	Tanker	GMS
2013-05-15 08:47:33	52m				
	35093690	3.29244	315.2	FGS	ÜGMS
	16197679656	5.96756	130.9	Cargo	GMS
2013-05-15 08:47:48	111m				
	1063043079	1.852	311.0	Tanker	GMS
	16197679656	5.96756	136.1	Cargo	GMS

Abbildung 5: Stichprobenartiger Vergleich der AIS-Ereigniserkennung mit den Videoaufnahmen

Die Validierung der Auswertungsroutinen erfolgt sowohl durch einen generellen Vergleich der Ergebnisse von AIS- und Videoauswertung, als auch durch eine stichprobenartige Überprüfung einzelner erkannter Ereignisse wie z.B. Begegnungen und Überholungen mit den Videoaufnahmen, wie beispielhaft in Abbildung 5 zu erkennen.

6 Durchgeführte Auswertungen

Anhand der ausgewerteten AIS-Daten konnten folgende Größen bestimmt werden:

- Anzahl Schiffe pro Stunde
- Flottenstatistik hinsichtlich von Schiffstypen und -klassen
- Schiffsgeschwindigkeiten
- Trajektorien der betrachteten Schiffe
- Typische Abstände bei Begegnungen, Überholungen und zum Ufer
- Verbandszusammenstellungen

Neben einer ortsspezifischen Abbildung des Verkehrsaufkommens können diese Daten für vielfältige Auswertungen eingesetzt werden, die die Bemessung von Verkehrswegen und angrenzenden Anlagen unter Berücksichtigung des tatsächlichen Nutzungsverhaltens ermöglichen. So können anhand der Trajektorien aller erfassten Fahrzeuge Nutzungshäufigkeiten einzelner Fahrrinnenbereiche betrachtet werden, was Rückschlüsse für die Bewertung der Fahrrinnenlage innerhalb des Flussschlauchs erlaubt. Durch die Gesamtschau von Schiffsabständen bezogen auf die jeweiligen Schiffsgrößen und abhängig von Fließverhältnissen können Anteile der benötigten Fahrrinnenbreite abgeleitet werden, die sich durch rechnerische Bemessung nicht abbilden lassen, da diese zu einem großen Teil auf dem sogenannten „human-factor“ beruhen.

Schiffsgeschwindigkeiten und deren Veränderung entlang eines Flussabschnittes lassen Rückschlüsse auf eventuell vorhandene Breiten- oder Tiefenengstellen zu, in deren Reichweite zum Beispiel Begegnungen vermieden oder unter erhöhter Vorsicht durchgeführt werden. Vergleiche mit Wasserständen, die während der Messungen vorherrschten, erlauben zudem die Bestimmung der Veränderung von Flottenzusammenstellung und Nutzungsverhalten bezogen auf Niedrig- und Hochwasserphasen.

7 Ergebnisse für den Rhein

Durch die Betrachtung der aufgezeichneten AIS-Daten ist die Erstellung von Verkehrsstatistiken hinsichtlich von Schiffsgrößen und –typen abhängig von vielen Einflussgrößen ermöglicht worden. Der Vergleich der standortspezifisch erstellten Statistiken zeigt die Veränderung der Flotte entlang des Rheins.

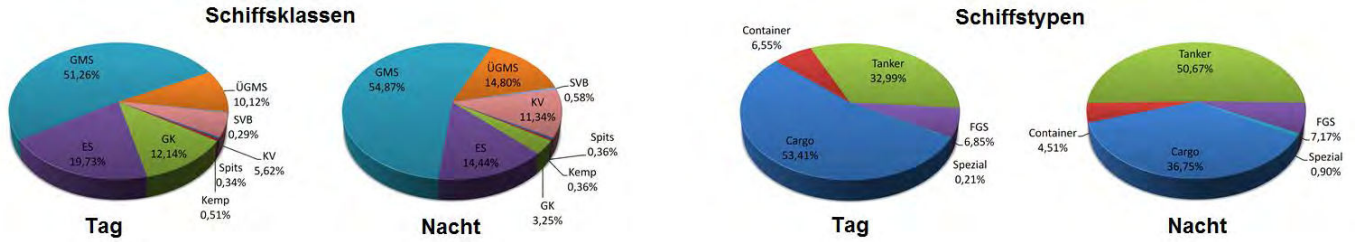


Abbildung 6: Vergleich der Flottenstruktur bei Tag und Nacht für den Standort Gernsheim

Zudem sind, wie in den Abbildungen 6 und 7 erkennbar, Veränderungen der Flottenstruktur von Tageslicht- zu Dunkelheitsphasen erkennbar. So nimmt der Anteil kleinerer Fahrzeuge in der Nacht stark ab, dies betrifft, aufgetragen nach Ladungsgut, vor allem Massenguttransporte. Dies sind neue Erkenntnisse, die aus bisher verfügbaren Statistiken nicht abgeleitet werden konnten.

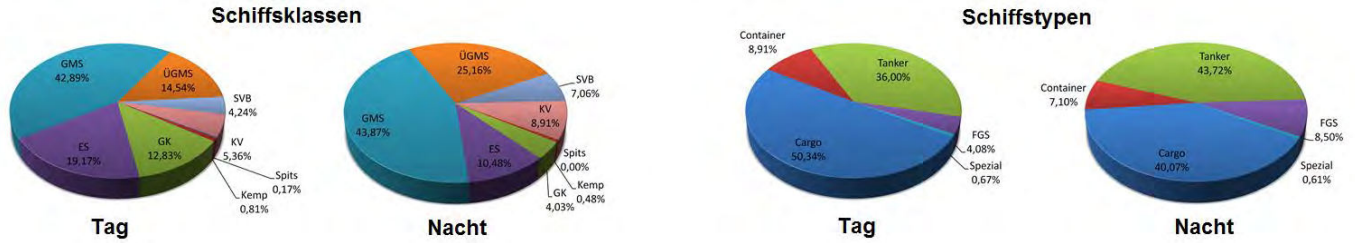


Abbildung 7: Vergleich der Flottenstruktur bei Tag und Nacht für den Standort Voerde

Die Auswertung der AIS-Daten zeigt, dass die tatsächliche Nutzung teilweise stark von den Erwartungen abweicht. Beispielsweise fahren viele Schiffe auch außerhalb der Fahrrinne oder die Streuung der Schiffskurse ist viel größer als es die Fahrwasser- bzw. Strömungsverhältnisse nahelegen würden. Offenbar spielt der „human-factor“ für die verkehrswasserbauliche Bewertung der beobachteten Kurse eine größere als erwartete Rolle.

Unter anderem konnten bemessungsrelevante Verkehrssituationen für die Ermittlung des Fahrrinnenbreitenbedarfs, beispielsweise die Begegnungshäufigkeit von großen Schubverbänden auf dem Niederrhein, erkannt werden (Abb. 8).

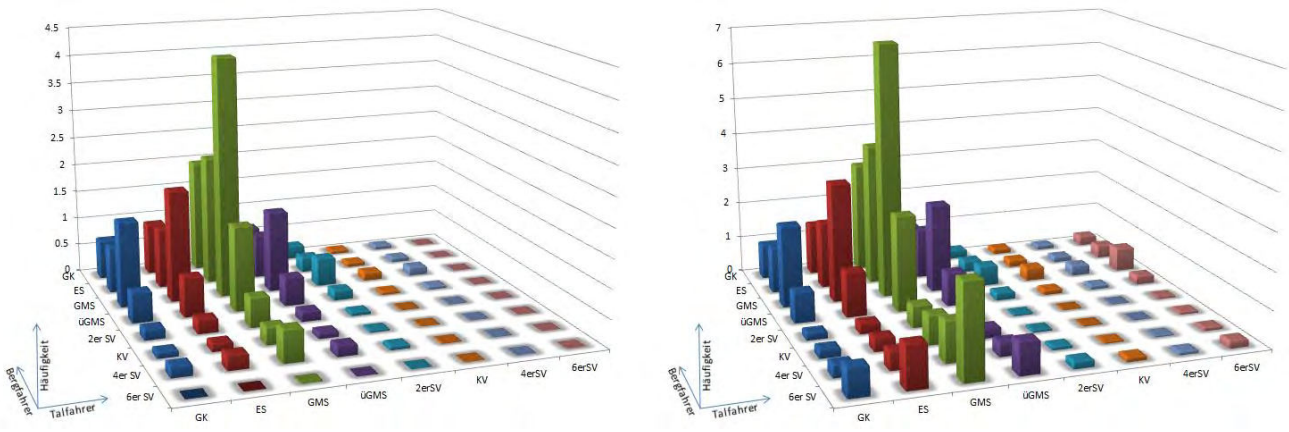
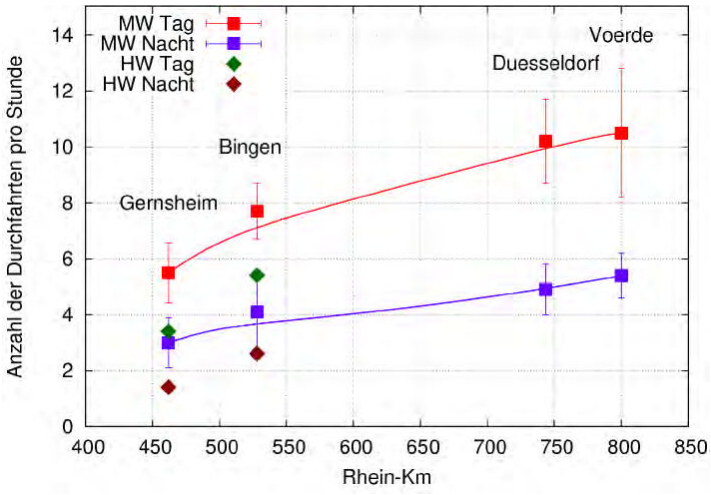


Abbildung 8: Stichprobenartiger Vergleich der AIS-Ereigniserkennung mit den Videoaufnahmen



Durch Messungen in verschiedenen Zeiträumen mit variierenden Pegelständen am selben Standort konnten Änderungen des Nutzungsverhaltens bei Hochwasserereignissen quantifiziert werden. So reduziert sich die Anzahl der Schiffe bei Hochwasser deutlich. Das Verhältnis der Durchfahrtsraten von Tag und Nacht verändert sich jedoch kaum.

Abbildung 9: Darstellung der Durchfahrtsraten entlang der Rheinstrecke für Hoch- und Mittelwasserzeiträume sowie Tages- und Nachtzeiten

Weitere Verwendungsmöglichkeiten der Software zeigten sich in der Verknüpfung von Wellenmessungen mit aufgezeichneten AIS-Signalen. Beispielsweise konnten für den Standort Bornheim anhand von AIS-Daten einzelnen Schiffspassagen Wellenereignissen zugeordnet werden, die mit Drucksonden am Ufer gemessen wurden.

Da für die Schiffspassagen neben den Schiffsabmessungen auch die Geschwindigkeiten über Grund bekannt waren, konnten in Verbindung mit einem zweidimensionalen hydronumerischen Strömungsmodells, das die Ermittlung der Schiffsgeschwindigkeiten durchs Wasser ermöglicht, die die Wellenhöhen bestimmen, Validierungsrechnungen der gemessenen Wellenhöhen durchgeführt

werden, so dass anschließend eine Extrapolation der entstehenden Wellenhöhen auf einen nicht beobachteten Wasserstand möglich war.

Autoren:

Tim Feierfeil
Bernhard Söhngen
Andreas Orlovius

Bundesanstalt für Wasserbau
Referat W4
Kußmaulstraße 17
76187 Karlsruhe

Tel.: +49 721 9726 4465
Fax: +49 721 9726 4540
E-Mail: tim.feierfeil@baw.de
bernhard.söhngen@baw.de
andreas.orlovius@baw.de

Christoph Hungershöfer

Institut für Schiffstechnik, Meerestechnik und Transportsysteme
Universität Duisburg-Essen
Bismarckstraße 69
47057 Duisburg

Tel.: +49 203 379 1811
Fax: +49 203 379 2779
E-Mail: christoph.hungershoefer@uni-due.de

Technische Universität Dresden – Fakultät Bauingenieurwesen
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

38. Dresdner Wasserbaukolloquium 2015
„Messen und Überwachen im Wasserbau und am Gewässer“

Vergleich von Bestimmungsverfahren der Wasserspiegellagen von Hochwässern mit Berücksichtigung des Klimawandels

Benno Bjarsch

1 Größenbestimmung und Berechnungsformeln der Wasserspiegellagen

Von den Hochwasserereignissen (HWE) hat die zutreffende Größenbestimmung aus den Hochwasserabflüssen (HQ) zur Bestimmung der Wasserspiegellagen (WspL) in der Praxis wesentliche Bedeutung. Berechnungen und Darstellungen zu den HWE erfolgen oft unterschiedlich, in der Hydrometrie als Wasserstand-Durchfluss -Beziehungen (WQB) und in der Hydraulik über Fließformeln.

Bei der weiteren Umsetzung der Europäischen Hochwasserrisikomanagement-Richtlinie (EG-HWRM-RL) ist die zutreffende Bestimmung der WspL, bezogen auf die Jährlichkeit und Häufigkeit der HW-Ereignisse als HQT und HWT seit dem Klimawandel mit Vergleichen zu aufgetretenen HW-Ereignissen, besonders zum Ausweisen der Überschwemmungsgebiete, ein grundlegendes Erfordernis.

Die Tabellenkalkulation kann zu den bestehenden HW-Bestimmungsverfahren ergänzend und alternative einen wirkungsvollen Beitrag leisten.

Als Arbeitsmappe ABG wurden die Berechnungsvorlagen BV_Hy in MS-Excel weiter entwickelt und angewendet. In MS-Excel werden entsprechend dem Stand der Rechentechnik mit den unterlegten Formeln einfache leicht durchführbare und übersichtliche Berechnungen ermöglicht. Hydrometrisch werden Daten als der Wasserstand (W) und WspL-Messungen mit geringeren Unsicherheiten eingesetzt. Bei diesen Größen erfolgen Messungen der Zeit und der Längen mit hoher Präzision. Bereits die Zuordnung zu Durchfluss (Q) und dem HWQ sowie zur mittleren Fließgeschwindigkeit vm ist aber problematisch, weil die Größen auf verschiedenen hydromechanischen Eigenschaften basieren und entsprechende Bedingungen, wie die Druckausbreitung u = (g*h)0,5, und Überlagerungen von Einflussgrößen in die Formeln oft nur unzureichend einbezogen sind.

Bei der Regressionsanalyse, wie sie für die WQB verwendet wird, gelten die logarithmischen Trendgeraden als Potenzformeln, die in hydrologischen und hydraulischen Berechnungen zu zutreffenden Ergebnissen und Vergleichen

führen. In den Messquerschnitten der WQB sind Stau- und Senkungseinflüsse enthalten.

Für den Fließwiderstand in den Fließstrecken gilt nach dem quadratischen Widerstandsgesetz mit dem Widerstandswert Wf(h) höhenbezogenen

$$Wf(hDh) = Q^2/ Dh \quad (1)$$

oder relativiert mit der Streckenlänge DL als Gefälle I

$$Wf(hI) = Q^2/ I. \quad (2)$$

Bezogen auf Q ist:

$$Q = Wf(hI)0,5* I0,5 \quad (3)$$

In der Regressionsanalyse gelten als logarithmische Trendgeraden Potenzformeln, wie sie auch für die WQB in der Form Q = C * (W + a)x häufig verwendet werden.

Wird h auf Pegelnull (PN) bezogen, ist als Berechnungsgröße h = W/100 sonst wird zur Höhe der Bezugssohle zusätzlich die Länge a verwendet. Die Strömung in den Streckenabschnitten ist mit veränderlichem I dabei meistens ungleichförmig.

Für jeden Streckenabschnitt mit etwa gleichem I als Dh/DL und Q ist Wf(hI) hydrometrisch bestimmbar und gilt höhenbezogen für das Fließprofil bei stationärer Strömung. Gleiches I kennzeichnet gleichbleibende Profilwiderstände.

Damit gilt für

$$Wf(hI)\ 0,5 = BWfI * hxWfI. \quad (4)$$

Profiländerungen und Gefällewechsel führen zu Stau- und Senkungshöhen hs der stationär ungleichförmigen Strömung. Die Länge L der Stau- und Senkungskurven ist etwa der Quotient

$$L = (hgleichförmig + - hs)/I. \quad (5)$$

Dabei ist hgleichförmig + - hs = h oder W/100. Als Stau- und Senkungskurve wird L mit abnehmenden hs länger und geht bei 0 gegen Unendlich. Deshalb liegen das Ende der Staukurven bei 1,01 h und das von Senkungskurven bei 0,99 h.

In wesentlich kürzeren Streckenabschnitten ist I als Mittelwert des Gefälles von Stau- und Senkungskurven etwa eine Gerade, da die Bogenhöhen gering bleiben. Bei der Flussentwicklung ändern sich die Profilgrößen in den Streckenabschnitten mit Schwankungen von I bei etwa geradlinigem Verlauf.

Die WspL und h in den Knotenpunkt sind, wie das W der WQB, maßgeblich durch den Profilwiderstand im unteren Fließabschnitt bestimmt, wobei ungleich-

förmige Strömungsverhältnisse als Stau- oder Senkungseinfluss aber in der Strecke oberhalb, abhängig von Q, zu Änderungen des I führen.

Zweckmäßig wird mit I in ‰ als Dh in m und DL in km bei gleichen Ergebnissen gerechnet. Für Q gilt A*vm.

Hydraulisch ist mit der als allgemein eingeführten Fließformel für vm

$$Wf(hI)0,5 = A*(2g*d * I / \square d)0,5 / I0,5 = A*(d *2g/ \square d)0,5. \quad (6)$$

Zur Größenbestimmung in den Fließformeln erfolgten bisher umfassende Modifizierungen, wobei für die mittlere Fließgeschwindigkeit vm meistens die GMS-Formel verwendet wird. Statt d als maßgebender Länge für die Größe und Form des Querschnittes A wird der hydraulische Radius als 4*R eingesetzt. R ist A/U mit U als benetztem Umfang. Als Rauheitsfaktor gilt *(2g/□d)0,50= kst*R1/6.

Damit ist

$$Wf(hI)0,5 = Q/ I0,5 = A* kst* R2/3 \quad (7)$$

hydraulisch einfach zu berechnen und als Potenzformel auch für Referenz- oder Regelprofile der Strecken bezogen auf h einsetzbar. Da kst und R mit größeren Unsicherheiten behaftet sind, ist die Zusammenfassung der 3 Faktoren in Gleichung 7 vorteilhaft.

Im Fluss- und Ausuferungsbereich ergeben sich unterschiedliche Steigungen der logarithmischen Trendgeraden. Deshalb sind 2geteilte Trendgeraden zweckmäßig. Aus Q/Wf(hI)0,5 = I0,5 ist aber bei ungleichförmiger Strömung mit etwa gleich bleibender Größe auch das Gefälle und damit die WspL bestimmbar. Dafür gilt:

$$I =(((Q/h)/BwfI)1/xwfI)^2 \quad (8)$$

Aus aufgenommenen Querprofilen und mit den Abständen der Profile erfolgten quasi-stationäre Gefälle- und Wasserspiegelberechnungen hydraulisch auch als Staffelrechnung. Bei Planungsarbeiten mit Regelprofilen wurde die Berechnung der WspL aber als Bestimmung der stationär gleichförmigen Wasserstände hgleichförmig der Regelprofile und der Stau- und Senkungskurven durchgeführt.

Durch Modellrechnungen der WplL sind diese Verfahren inzwischen abgelöst.

Modellmäßig ist die Diskretisierung mit Knotenpunkten und etwa gleichem I der Streckenabschnitte erforderlich. In den Knotenpunkten werden auch die Q-Änderungen aus seitlichem Zufluss und der Retention berücksichtigt.

Die WspL-Berechnungen sind mit Q/I0,5 und Wf(hI)0,5 auch hydraulisch mit geringeren Aufwand als mit programmierten hydraulischen Modellen jedoch einfacher und übersichtlicher durchzuführen. Dazu kann Wf(hI)0,5 über

A*kst*R2/3 auch für ausgewählte h zunächst bestimmt und damit die Potenzformel gebildet werden. Mit hydrometrischen Messdaten werden die WspL-Berechnungen als Tabellenrechnung nachfolgend am Beispiel Donau erläutert.

2 Wasserspiegellagenberechnung im Donauabschnitt Isarmündung bis Hofkirchen

Aus einer anderen Bearbeitung und Veröffentlichungen liegen von der Donau ab Isarmündung bis Hofkirchen hydrometrische Messdaten und mehrere Wasserspiegelfixierungen der Bundesanstalt für Gewässerkunde (BfG) vor. Diese sind als HW in m NN in die Arbeitsmappe ABG übertragen. Nachfolgend ist die Grafik von der Tabelle Übersichtslängsschnitt aus der Arbeitsmappe ABG dargestellt.

Das Gefälle I = Dh/DL und Fehler aus Eingaben und Berechnungen sind damit gut erkennbar. Als Knotenpunkte wurde h mit W/100 für die Pegel Hofkirchen, Loh und Niederalteich sowie mit W/100 – 0,70 m für Mühlham und W/100 + 0,20 m für Halbmeile bei relativ langen Streckenabschnitten eingesetzt.

Aus den in den WspL-Fixierungen angegebenen W in m NN ist mit + in der Grafik für HQ = 2890 m³/s das HQ Hofkirchen vom 17.03. 2009 bei HW 666 cm und das darunter liegende HQ = 1690 m³/s bei HW 492 vom 14.2004 mit o dargestellt. Am 17.03. 2009 ist bei W = 411 cm, als x in der Darstellung das Q = 1142 m³/s .

Zu den WspL ist die Berechnungssohle damit annähernd parallel.

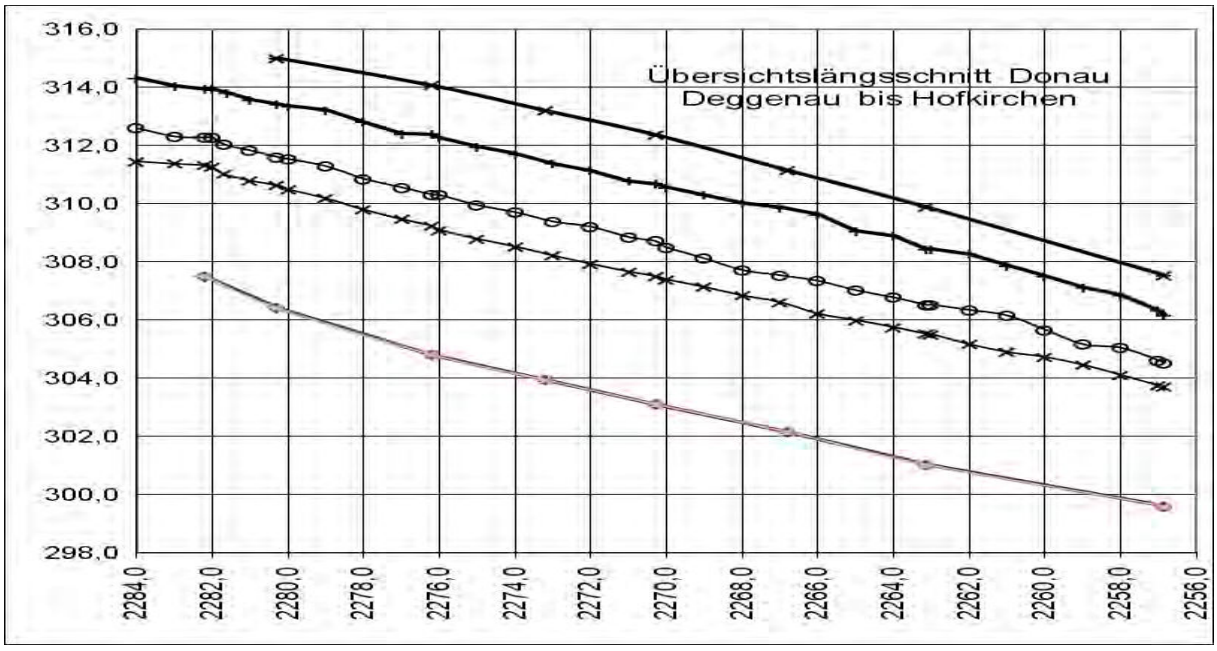


Bild 1 Übersichtslängsschnitt von WspL-Spiegelfixierungen

Mit h als Länge zwischen W und PN oder der Berechnungssohle und Q/I0,5 werden Wertepaare gebildet, die als Regressionsbeziehungen in Bild 2 mit y = Bwf und h statt x mit hxWf die Potenzformeln der Wf(hI)0,5 sind:

$$Wf(h)I^{0,5} = B_{wf} * h^{xWf} \quad (9)$$

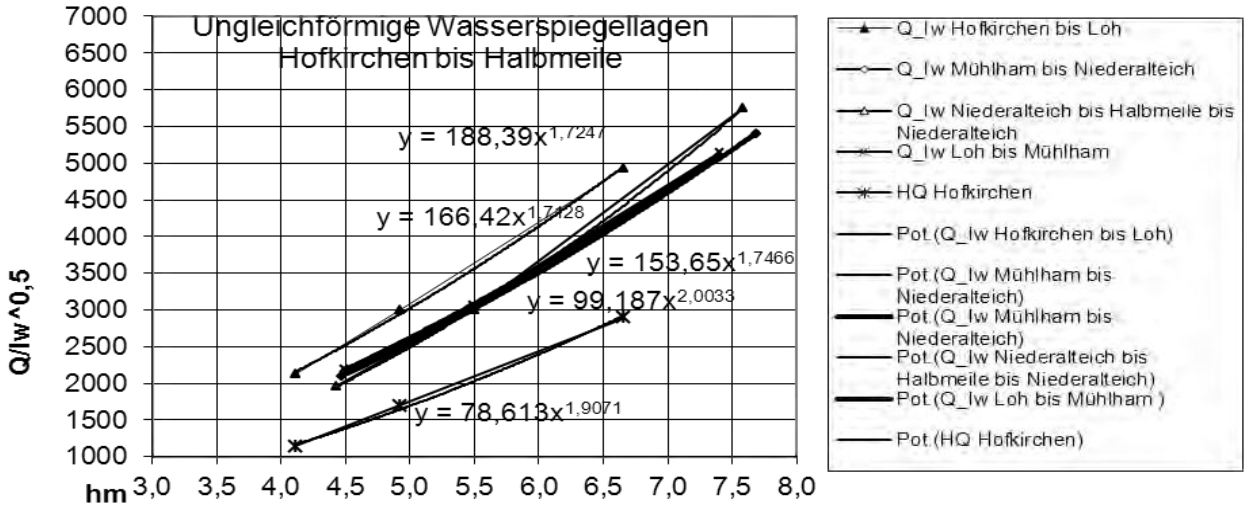


Bild 2 Wf(hI) 0,5 aus HW-Spiegelfixierungen

Die mit x dargestellte WspL für HW100 Hofkirchen in Bild 1 oben wurde zu HQ100 = 4100 m³/s aus den Angaben des Bayerischen Landesamtes für Umwelt von 1999 bestimmt. Mit Gleichung 8 ist in den Streckenabschnitten I und damit Dh für die Höhe der oberen Knotenpunkte berechnet.

Das HQT Hofkirchen von 2013 mit 3420 m³/s wird in anderen Veröffentlichungen als die provisorische Widerkehr mit 200 Jahren angegeben und ergibt deutlich niedrigere WspL. Zutreffende Größenbestimmung sind daher erforderlich.

3 Verfahren zur Bestimmung von HW- Ereignissen als HQT und HWT beim eingesetzten Klimawandel mit Tabellenrechnung des Elbe-Pegels Dresden und des Donau-Pegels Hofkirchen

Mitte des vergangenen Jahrhunderts wurden zur Bemessung wasserwirtschaftlicher Anlagen und der Bewertung von Hochwasser-Ereignissen (HWE) als maßgebender Größenwerte das HQT als Scheitelwert mit den Jährlichkeiten T als Zeitspanne des Auftretens eingeführt. Damit ist die Wirtschaftlichkeit der Maßnahmen zum HW-Schutz besser zu bewerten. Für die HQT -Bestimmung liegen von den HWE die HQ-Werte direkt aus Q-Messungen oder aus den WQB meistens zum Zeitpunkt des Auftretens oder als Tagesmittelwert vor. Die HQ-

Scheitelwerte werden auch mit Niederschlag-Abfluss (NA)-Modellen sowie über Daten der Regionalisierung berechnet. Das HWT ist gleichartig zu bestimmen und sollte mit zutreffender WQB auch das T des HQ bei den HWE sein.

Das Bild 3 zeigt als x die stochastisch aufgetretenen jährlichen HQ Dresden. Diese sind als HWE schwierig zu quantifizieren.

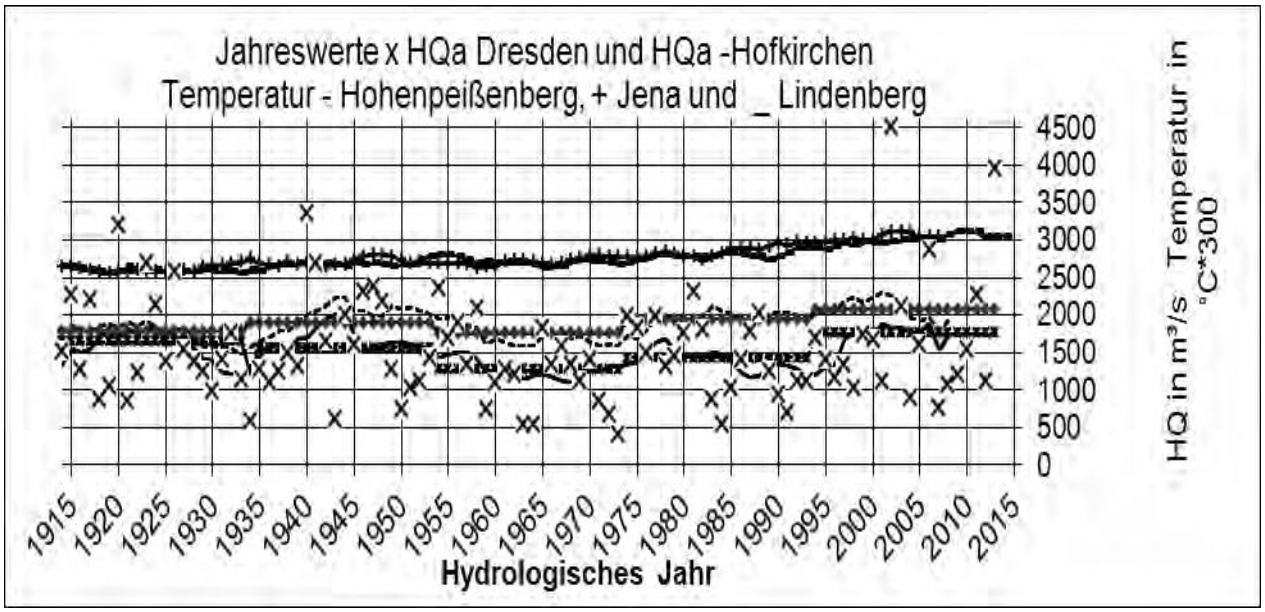


Bild 3 HWa-und HQa mit gleitenden Mittelwerten auch von Jahres-Temperaturen

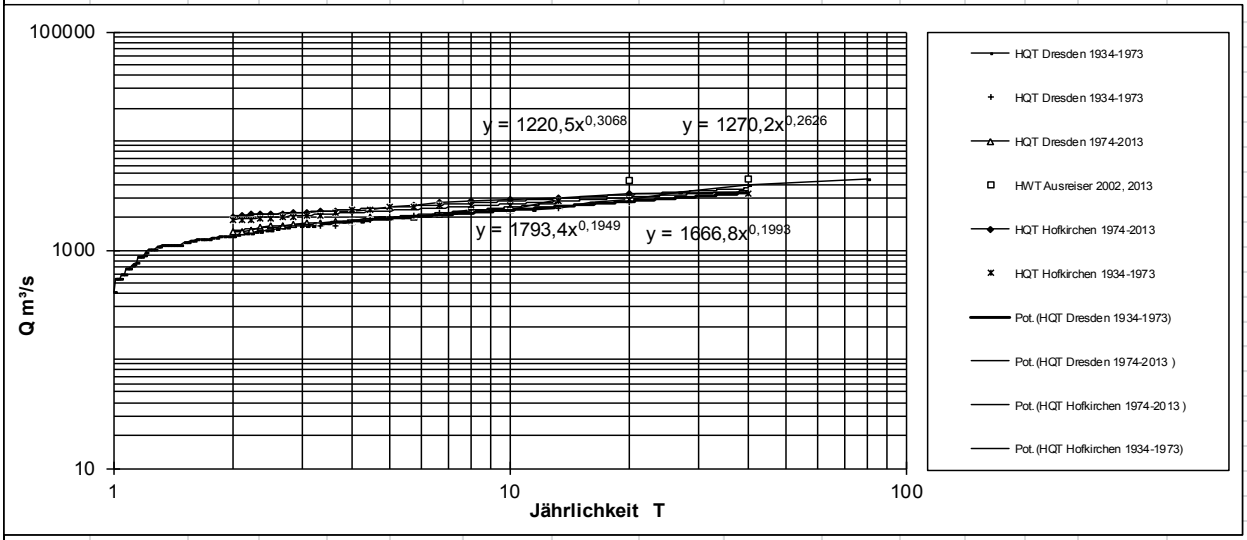
Die zusammengesetzten Größenwerte des HW oder HQ mit der Jährlichkeit T als Zeitspane für die Häufigkeit des Auftretens sind das HWT und HQT.

Bei der Einführung der HQT sowie der HWT-Bestimmung erfolgten diese bei den damals wenigen als homogen vorausgesetzten hydrologischen Daten auf wahrscheinlichkeitstheoretischer Grundlage. Zur Größenbestimmung wurden analytische Verteilungsfunktionen aufgestellt. Wie es aus Bild 4 hervorgeht ergeben sich aber langzeitlich erhebliche Änderungen der Größen von HQT.

Zusammmenstellung Hochwasserabflüsse Elbe Dresden und Donau Hofkirchen

Pegel: Dresden Mestellennummer : 501010 Einzugsgebiet: 53096 km² HWT_Trends

Pegel: Hofkirchen Mestellennummer : 10088004 Einzugsgebiet: 47496 km²



Berechnung mit Potenzformeln

Potenzformel	Q ber = BQ * h^xQ		A ber = Bv * h^xv		(Bv = BQ / BA)	(xv = xQ - xA)
$HQ_T = BQ * T^{xQ}$	40 =T Dresden	80 =T Dresden	40 = T Hofkirchen		40 = T Hofkirchen	
	2013 - 1974		1973 - 1934	2013 - 1974	2013 - 1934	
BQ =	1221		1272	1793	1667	
xQ =	0,307		0,263	0,195	0,199	
1/xQ =	3,26		3,81	5,13	5,02	

Sortier- wert k	Datum	HQ = in m³/s	für Jahre T =	HQ_{Pf}	T_{Pf}	Überschreitungs- $HQ^{T/HQPf}$	häufigkeit	Sortier- wert k	Datum	HQ = in m³/s	Jahre T =	HQ_{Pf}	T_{Pf}	Überschreitungen $HQ^{T/HQPf}$	häufigkeit
HQ Dresden 1974 bis 2013						Abflußspende		HQ Hofkirchen 1974 bis 2013						Abflußspende	
			100,0	5013	5013	94,4	l/(s*km²)				100	4400	4400	92,6	l/(s*km²)
			80,0	4682	4682	88,2	l/(s*km²)				80,0	4213	4213	88,7	l/(s*km²)
1	17.08.2002	4497	40,0	3785	70,2	1,188	2	1	06.06.2013	3420	40,0	3681	27,4	0,929	
2	06.06.2013	4350	20,0	3060	63,0	1,422	2	2	23.02.1999	3300	20,0	3215	22,8	1,026	2
4	17.01.2011	*2340*	10,0	2474	*8,3*	0,946	3	4	23.03.2002	2900	10,0	2809	11,8	1,032	5
8	26.08.77	1989	5,0	2000	4,9	0,995	7	8	21.06.1979	2500	5,0	2454	5,5	1,019	8
10	01.01.75	1831	4,0	1867	3,8	0,980	9	10	23.07.1981	2280	4,0	2350	3,4	0,970	8
20	19.03.1979	1453	2,0	1510	1,8	0,962	18	20	02.03.2012	2012	2,0	2053	1,8	0,980	18
												Mittelwert		0,993	
HQ Dresden 1934 bis 1973						Abflußspende		HQ Hofkirchen 1934 bis 1973						Abflußspende	
			100	4263	4263	80,3	l/(s*km²)				100	4173	4173	87,9	l/(s*km²)
			80,0	4021	4021	75,7	l/(s*km²)				80,0	3992	3992	84,0	l/(s*km²)
1	17.03.1940	3360	40,0	3352	40,4	1,002	1	1	13.07.1954	3320	40,0	3477	31,7	0,955	
2	10.04.1941	2700	20,0	2794	17,6	0,966	1	2	15.06.1965	2930	20,0	3028	17,0	0,968	1
4	12.07.1954	2350	10,0	2329	10,3	1,009	4	4	28.11.44	2600	10,0	2637	9,3	0,986	3
8	09.04.1944	2010	5,0	1941	5,7	1,035	8	8	23.03.42	2520	5,0	2297	8,0	1,097	10
10	13.06.1965	1830	4,0	1831	4,0	1,000	10	10	12.07.46	2310	4,0	2197	5,1	1,051	10
20	26.07.1957	1330	2,0	1526	1,2	0,871	15	20	19.01.1968	1860	2,0	1914	1,7	0,972	17
												Mittelwert		1,005	

Bild 4 HQT Dresden und Hofkirchen für 1934 bis 1973 und 1974 bis 2013

Die Datenreihe 1934 bis 2013 ist durch Schwankungen des Klimas und deren Veränderungen aus Treibhausgasen mit größerem CO2 -Eintrag, durch wasserbauliche Veränderungen, Bewuchs und Aufhöhung der Vorländer, der Eisbildung, oder den Rückhalt in Talsperren, Speichern und Flutpoldern als Scheitelkappung, durch Abflüsse in Flutrinnen und durch Deichbrüche mit den dabei entstehenden Umläufen inhomogenen. Damit ergeben sich größere Unsicherheiten bei der Größenbestimmung der HWE als HWT und HQT.

Die Umsetzung der EG-HWRM-RL zur Vorsorge vor HW-Schäden erfordert zutreffende Quantifizierungen des HWET zur Bestimmung der Wasserspiegellagen auch in den Hochwassergefahren- und Hochwasserrisikokarten, besonders beim vorgegebenen HQ100. Zur Bestimmung der Verteilungsfunktionen sind dafür zeitbezogen homogene Datenreihen erforderlich.

Zutreffende Quantifizierungen der HWE als T erfolgen, wie es Bild 1 zeigt, am geeignetsten über die Mittelwerte mit den Trends der gleitenden und langzeitlichen Mittelwerte von Temperatur, HWa-und HQa in den 20jährigen und den 40jährigen Zeitperioden von 1934 bis 1973 und von 1974 bis 2013.

Längere Zeitreihen sind durch Retention und den Klimawandel inhomogen.

In der Zuordnung von T zu den sortierten HWE sind wahrscheinlichkeitstheoretische Berechnungen und statistischen Häufigkeitsanalysen anwendbar.

Sie beruhen auf verschiedenen Prämissen und führen zu unterschiedlichen Größenangaben der HWT- oder HQT-Werte. Bei solchen Zuordnungen der HQ oder HW zu T sind aber die Klima- und Retentionswirkungen sowie die wasserbaulichen Veränderungen mit deren Trendverhalten bereits einbezogen.

Für die zusammengesetzten Größenwerte des HWT und HQT ist

$$T = n / k. \qquad (8)$$

mit der Länge n der verwendeten Jahresreihen und dem Sortierwert k als Anzahl der HWE, die in dieser Zeitperiode HQ oder HW erreicht und überschritten haben.

Die zunehmende Anzahl k der HWE, mindert dabei den stochastischen Einfluss. Für die stochastisch auftretenden HW-Ereignisse wurde wie bei Glücksspielen postuliert, dass aus der größeren Anzahl der HWE die mathematisch gebildeten Verteilungsfunktionen zeitinvariant gelten. Deshalb wurden zuerst auch die Monats-HW verwendet. Dem Prognosezeitraum mit den Analysewerten der HWE wird dabei das gleiche stochastische Auftreten der HW oder HQ zugeordnet und n entsprechend verlängert. In mehreren Forschungsberichten, Programmen und Regelwerken wurde für die theoretisch aufgestellte Verteilungsfunktionen die Anwendung der empirischen Eintragungsstellen P zwischen $P = k /(n+1)$ und

$P = (k-0,5)/n$ mathematisch begründet.

Mit Rechenprogrammen werden damit unterschiedliche HQT bestimmt und den Analysewerten der HWE angepasst. Dabei ist der subjektive Einfluss groß.

Bei statistischen Häufigkeitsanalysen sind die zusammengesetzten Größenwerte HWT und HQT absteigend sortierte Wertepaare von T und HW oder HQ. Der Sortierwert ist k als Anzahl der HWE in der verwendeten homogenen Zeitperiode.

Für den Elbe-Pegel Dresden und den Donau-Pegel Hofkirchen erfolgte mit der an die Entwicklung der Rechentechnik angepassten Excel-Arbeitsmappe ABG die Bestimmung von HWT und HQT als Tabellenrechnung.

Aus den in der Tabelle mit Datum und Scheitelwert zeitlich aufgelisteten Daten wurden von den Zeitperioden 1934 bis 1973 und 1974 bis 2013 das HQ mit Datum in die Spalten der 2. Seite kopiert und danach absteigend sortiert.

Der Verlauf der Wertepaare des Pegels Dresden der Zeitperiode von1934 bis 2013 in Bild 4 zeigt, wie schwierig Verteilungsfunktionen für solche inhomogenen Zeitperioden aufzustellen sind.

Im logarithmischen Diagramm sind, für homogenen Zeitperioden von 40 Jahren mit den größeren Wertepaaren, die Trendgeraden als Potenzformeln für y mit BQT und statt x mit TxQT gebildet als

$$HQT = BQT * TxQT. \quad (9)$$

Bei Umformung ist:

$$TQPf = (HQ / BQT)1/xQT \quad (10)$$

Ab T = 2 nehmen die Abweichungen durch Ausbleiben der HWE über mehrere Jahre zu. Es treten in einem Jahr aber häufiger mehrere HWE auf.

Für HQT Dresden ergeben sich in der Zeitperiode 1974 bis 2013für 2013 und 2006 große Werte. Deshalb sind sie als Ausreiser dargestellt und in die Trendgerade nicht einbezogen. Nach der manuellen Übertragung der Formelwerte erfolgte mit Gleichung 9 und 10 die in Bild 4 gezeigte Berechnung von HQPf und TQPf. Mit ganzzahligen T sind HQT zu HQPf und T zu TQPf vergleichbar. Abweichungen als Differenz von k zur Häufigkeit zeigen das stochastisch bedingte Auftreten und beim HW Hofkirchen den Retentionseinfluss vom Deichbruch Fischerdorf.

Für den Elbe-Pegel Dresden erfolgten auch mit HWT die Berechnungen. Bei den HWE waren die Abweichungen der T gering und bestätigen die verwendete WQB im HW-Bereich. Das kursiv dargestellte HQ Dresden von 2011 wurde über TWPf mit Gleichung 9 berechnet.

Das HQT hat inzwischen doppelte Bedeutung erlangt. Einerseits werden aus Analysedaten der HQ durch Zuordnung von T als zusammengesetzte Größenwerte die Zeitspannen für das Auftreten bestimmt. Andererseits wird die Häu-

figkeit des Auftretens größerer HWE mit T bezeichnet. beispielsweise als Jahrhundert-Flut oder Jahrtausend-Flut.

Die HW-Vorsorge und der HW-Schutz werden aber wesentlich gemindert, wenn dem HWE vom Juni 2013 ein T = 100 und mehr zugeordnet wird.

4 Ergebnisse, Schlussfolgerungen und Anwendungsmöglichkeiten sowie deren wirtschaftliche Bedeutung

Klimatisch und stochastisch bedingt treten größere HWE in kürzeren Zeitperioden auf oder bleiben über mehrere Jahre aus. Weitere HW-Ereignisse innerhalb der Jahre schließt die Verwendung des Verfahrens mit den höchsten Jahreswerten bei der Größenbestimmung aber aus. Dadurch ergeben zwischen T und der Häufigkeit des Auftretens Differenzen.

Andere Grundlagen ergebenen mit wahrscheinlichkeitstheoretischen Verfahren und statistische Häufigkeitsanalysen unterschiedliche Werte für HWT und HQT.

Möglichst lückenlose Beobachtungsreihen der höchsten Jahreswerte HQ werden bei den wahrscheinlichkeitstheoretischen Berechnungen gefordert, die mit empirischen Eintragungsstellen der Analysedaten über Dichtefunktionen mehreren Verteilungsfunktionen angepasst werden. Die kleineren Jahres-HW haben aber für die Größenbestimmung keine Bedeutung. Mit den empirischen Eintragungsstellen der als Prognose verlängerten Jahresreihen ergeben meistens zu große T, etwa das 1,5 bis 2fache des größten aufgetretenen HWE mit nachteiligen Auswirkungen für die HW-Vorsorge. Beim HW-Schutz sind nur die großen HWE bedeutsam.

Bedingt durch Klimawandel sind, wie aus Bild 1 hervorgeht, die langen Zeitreihen inhomogen. Bei annähernd gleichen Verlauf an den Messstellen Hohenpeißenberg im Vorraum der Alpen, Jena im Saale- Elbe- Gebiet und Lindenberg im Warschau-Berliner Urstromtal ist aus den gleitenden Mittelwerten der Jahres-Temperaturen der Klimawandel ersichtlich. Infolge des Klimawandels betragen homogene Zeitperioden etwa 40 Jahre. Für größere HQT sind Extrapolationen erforderlich. Die 20Jahres-Mittelwerte des Elbe-Pegels Dresden und des Donau-Pegels Hofkirchen zeigen in den 40jährigen Zeitperioden von 1934 bis 1973 und von 1974 bis 2013 veränderte Trends. In den Regressionsgeraden sind diese Trends in den Potenzformeln einbezogen. Das HQ80 und HQ100 wurde mit HQPf extrapoliert. Damit sind in Bild 4 die Zahlenwerte HQ80 und HQ100 in die leeren Felder der Tabelle kopiert und mit den Größen der Einzugsgebiete das q in l/(s*km)² bestimmt. Zu früheren Bemessungsgrößen sind damit einfachere Vergleiche möglich.

Die Einflüsse des Klimawandels, der Retentionswirkungen und die Änderungen der Flussprofile werden bei den Größenangaben von HWT- oder HQT überlagert. Durchgängig homogene Reihen erfordern, wenn diese Einflüsse im Trendverhalten nicht bleiben, die Bereinigung um diese Einflüsse. Auch gebietlich sind die in Bild 3 mit den Trendgeraden ausgewiesenen HQPf unterschiedlich.

Mit den als Tabellenkalkulation durchzuführenden statistischen Häufigkeitsanalysen sind einfache leicht durchführbare und übersichtliche Berechnungen auch mit wenigen aber zuverlässig bestimmten Daten aus der Regression für HQT und HWT möglich. Zutreffendere Ergebnisse sind bei dem stochastisch auftretenden HWE durch die Häufigkeit der Überschreitungen in den Zeitperioden nachweisbar.

Mit Gleichung 9 erfolgte ausgehend vom HW Hofkirchen die Berechnung der WspL mit I =Dh/DL der 4 bis 7 km langen Streckenabschnitte, wobei Dh die Wasserspiegeldifferenz der Knotenpunkte ist. Die Wasserspiegellagen sind in Bild 3 dargestellt. Das Wf(hmI)0,5 ist auf die unteren Knotenpunkte bezogen und gilt als stationär ungleichförmige WspL der Strecke. Die Profiländerungen und Gefällewechsel führen, wie die Auswertungen der HW-Spiegelfixierungen zeigen, zu unterschiedlichen Stau- und Senkungshöhen in den Streckenabschnitten.

Die Entwicklungen in der Messtechnik ermöglichen Einmessungen der WspL über Satellit, die im Übersichtslängsschnitt darstellbar sind. Der Vermessungsaufwand kann damit erheblich reduziert werden.

Hydraulische WspL-Berechnungen sind in der Arbeitsmappe ABG als Tabellenkalkulation einfach und übersichtlich durchzuführen. Auch mit vorliegenden Markierungen und Daten können die Berechnungswerte ermittelt und damit WspL von früheren HWE nachgerechnet werden. Einfache Modell-Kalibrierungen für Variantenrechnungen bei Planungsarbeiten sind damit auch möglich.

Maßgebend für HWT und HQT ist die Übereinstimmung von T der Verteilungsfunktion mit der Häufigkeit k beim stochastischen Auftreten in den Zeitperioden.

Unsicherheiten und Fehler bei der Größenzuordnung können aus Vergleichen der Sortierwerte und der Häufigkeiten des Auftretens in den gewählten Zeitperioden mit den in den Verteilungsfunktionen bestimmten HWT und HQT ermittelt werden. Längere Zeitperioden ergeben keine homogene Datenreihen, verändern aber die Größen der HWT und HQT. Deshalb erfolgt die Größenbestimmung zweckmäßig mit Berücksichtigung des Klimawandels aus gleichen Datenreihen der Zeitperiode von 1974 bis 2013 als direkte Zuordnung der HW zu T mit den absteigend sortierten HWE.

Zur Prüfung der Bemessungsgrößen für Maßnahmen des HW-Schutzes ist die Tabellenkalkulation mit geringem Aufwand einsetzbar.

Autor:

Dipl.-Ing. (FH) Benno Bjarsch

eMail: benno.bjarsch@t-online.de
Telefon: 030 6514898
Homepage:www.b-bjarsch.de

Förderverein

Im Internet unter http://www.iwd.tu-dresden.de

Zur Unterstützung der wasserbaulichen Forschung und Lehre wurde von Hochschullehrern und Mitarbeitern des Institutes am 24. Mai 1991 ein gemeinnütziger Förderverein, die Gesellschaft der Förderer des *Hubert-Engels*-Institutes für Wasserbau und Technische Hydromechanik an der TU Dresden, gegründet. Der Verein unterstützt die Herausgabe der seit 1990 wieder erscheinenden Dresdner Wasserbaulichen Mitteilungen und nimmt aktiv an der Vorbereitung und Durchführung des nach wie vor alljährlich stattfindenden Wasserbaukolloquiums sowie der begleitenden Fachausstellung teil. Darüber hinaus wurden vom Förderverein Studentenexkursionen finanziell unterstützt.

S A T Z U N G

der

Gesellschaft der Förderer des
Hubert-Engels-Institutes

für Wasserbau
und Technische Hydromechanik

an der Technischen Universität Dresden e.V.

Postadresse:	01062 D r e s d e n,
Besucheradresse:	George-Bähr-Straße 1, 01069 Dresden
Telefonnummer:	0351 – 463 35693
Vereinsregister:	VR 1335, Amtsgericht Dresden
Bankverbindung:	Ostsächsische Sparkasse Dresden IBAN: DE27 8505 0300 3120 1856 20 BIC: OSDDDE81XXX

§1

Name und Sitz

Der Verein führt den Namen

"*Gesellschaft der Förderer des Hubert-Engels-Instituts für Wasserbau und Technische Hydromechanik der Technischen Universität Dresden e.V.*"

Der Sitz des Vereins ist Dresden. Er ist im Vereinsregister unter der Nummer VR 1335 registriert.

Das Geschäftsjahr ist das Kalenderjahr.

§2

Zweck

Der Verein verfolgt ausschließlich und unmittelbar gemeinnützige Zwecke im Sinne des Abschnittes "Steuerbegünstigte Zwecke" der Abgabenordnung. Er dient der Förderung wissenschaftlicher Forschungsarbeiten auf gemeinnütziger Grundlage, der Information seiner Mitglieder und der Öffentlichkeit über die Forschungs- und Versuchsarbeiten des Instituts, der Förderung von Aus- und Weiterbildung sowie der Förderung des Umwelt- und Landschaftsschutzes.

Der Satzungszweck wird insbesondere verwirklicht durch:

1. Durchführung wissenschaftlicher Veranstaltungen und Forschungsvorhaben zu Themen des umweltverträglichen Wasserbaus, der Renaturierung von Gewässern, der Verbesserung der Wasserversorgung und Abwasserbehandlung, des Verkehrswasserbaus (mit dem Ziel umweltfreundlicher Transportdurchführung auf Wasserstraßen), sowie des Hochwasser- und Küstenschutzes.
2. Werbung in den interessierten Fachkreisen für den Wasserbau und das hydraulische Versuchswesen
3. Koordinierung der Arbeiten und Zusammenarbeit auf wasserbaulichem und hydraulischem Gebiet mit anderen Instituten
4. Unterstützung von hydraulischen Modellversuchen
5. Unterstützung der Durchführung von Kolloquien und Symposien in den Fachgebieten Wasserbau und Technische Hydromechanik
6. Förderung der Publikation von wissenschaftlichen Arbeiten, Institutsberichten und Informationsmaterial

7. Unterstützung von Reisen zu Fachvorträgen und zur Besichtigung von wasserbaulichen Objekten
8. Durchführung von Informationsveranstaltungen an Schulen und Gymnasien
9. Unterstützung von besonders förderungswürdigen in- und ausländischen Studierenden des Wasserbaus
10. Würdigung herausragender Leistungen von Absolventen und Studierenden in den Fachgebieten des Wasserbaus und der technischen Hydromechanik.

Der Verein ist selbstlos tätig und verfolgt nicht in erster Linie eigenwirtschaftliche Zwecke.

§3
Mitgliedschaft

Ordentliche Mitglieder können natürliche und juristische Personen sowie Körperschaften jedweder Rechtsform des In- und Auslandes werden, die den Zweck des Vereins nach §2 unterstützen.

Jungmitglieder können Studenten werden, die an einer Hochschuleinrichtung mit wasserbaulich-wasserwirtschaftlicher Ausbildung immatrikuliert sind.

Korrespondierende Mitglieder können vom Vorstand ernannt werden, wenn sie auf dem Gebiet des Wasser- und Grundbaus, der Wasserwirtschaft und der Hydrologie forschend tätig sind.

Ehrenmitglieder können von der Mitgliederversammlung ernannt werden, wenn sie sich besondere Verdienste bei der Förderung des Vereins erworben haben.

§4
Organe des Vereins

Die Organe des Vereins sind

a) die Mitgliederversammlung

b) der Vorstand.

Die Mitglieder des Vorstands sind ehrenamtlich tätig.

§5
Mitgliederversammlung

Eine ordentliche Mitgliederversammlung findet einmal im Jahr (in der Regel in Verbindung mit dem Wasserbaukolloquium des Instituts) statt. Ihre Einberufung erfolgt mindestens vier Wochen vorher schriftlich durch den Geschäftsführer im Auftrag des Vorstandes unter Mitteilung des Termins, des Ortes und der Tagesordnung.

Zusätze zur Tagesordnung können innerhalb einer Frist von 14 Tagen beim Geschäftsführer beantragt werden.

In der Mitgliederversammlung werden geschäftliche Angelegenheiten in Verbindung mit Vorträgen oder Mitteilungen und deren Beratung behandelt und erledigt.

Die Mitgliederversammlung beinhaltet:

1. den Bericht des Vorsitzenden über das Geschäftsjahr
2. den Bericht der Rechnungsprüfer
3. Genehmigung der Berichte und Entlastung des Vorstandes
4. Beschlüsse über vorliegende Anträge und über Änderungen der Satzung
5. Wahl von zwei Rechnungsprüfern
6. Verschiedenes

Der Vorstand kann jederzeit binnen 14 Tagen eine außerordentliche Mitgliederversammlung einberufen. Er ist dazu verpflichtet, wenn mindestens ein Zehntel der Mitglieder dies unter Angabe des Zwecks und der Gründe fordert.

Der Vorsitz der Mitgliederversammlung wird vom 1. Vorsitzenden oder vom Stellvertreter des Vorstandes geführt.

Die Mitgliederversammlung fasst ihre Beschlüsse mit einfacher Mehrheit der anwesenden Mitglieder. Sie ist bei satzungsgemäßer Einladung in jedem Falle beschlussfähig. Bei Stimmengleichheit entscheidet die Stimme des Vorsitzenden.

Satzungsänderungen erfordern eine 3/4-Mehrheit der anwesenden Mitglieder.

Anträge auf Änderung der Satzung, die nicht vom Vorstand ausgehen, können nur dann beraten werden, wenn sie mindestens vier Wochen unter Angabe der Gründe beim Vorstand eingereicht worden sind.

Jedes Mitglied hat nur eine Stimme. Stimmübertragungen sind durch schriftliche Vollmacht auf ordentliche Mitglieder nur bis zu zwei möglich.

Die Beschlüsse der Mitgliederversammlung werden vom Geschäftsführer in ein Protokollbuch eingetragen und vom Vorsitzenden und dem Geschäftsführer unterzeichnet.

§6
Vorstand

Der Vorstand wird von der ordentlichen Mitgliederversammlung für die Dauer von fünf Jahren gewählt und bleibt bis zum Ablauf der ordentlichen Mitgliederversammlung zur Neuwahl im Amt.

Der Vorstand besteht aus vier gewählten ordentlichen Mitgliedern

- dem 1. Vorsitzenden
- dem Stellvertretenden Vorsitzenden
- dem Geschäftsführer
- dem Schatzmeister.

Vom Vorstand kann ein Ehrenvorsitzender bestellt werden.

Die Mitgliederversammlung kann durch einfache Mehrheit beschließen, darüber hinaus noch bis zu zwei Mitglieder zur Vertretung des Vereins in den Vorstand zu bestellen.

Der Vorstand kann einzelnen Personen Vollmachten für Zweige der Geschäftsführung erteilen.

Sitzungen des Vorstandes sind beschlussfähig, wenn mehr als die Hälfte der Vorstandsmitglieder anwesend sind.

Der Vorstand ist mit der Führung aller laufenden Geschäfte beauftragt und sorgt für die Durchführung der Beschlüsse der Mitgliederversammlung. Er kann selbständig Maßnahmen treffen, die dem Vereinszweck förderlich sind.

§7
Aufnahme oder Beendigung der Mitgliedschaft

Die Aufnahme als ordentliches Mitglied oder als Jungmitglied ist schriftlich beim Vorstand zu beantragen. Dieser entscheidet über die Aufnahme. Der Aufnahmebeschluss ist dem Antragsteller mitzuteilen. Bei Zurückweisung des An-

trages kann der Antragsteller eine Entscheidung durch die Mitgliederversammlung beantragen, deren Zustimmung eine 2/3- Mehrheit voraussetzt.

Die Mitgliedschaft kann beendet werden

a) durch schriftliche Austrittserklärung eines Mitglieds zum Ende des laufenden Geschäftsjahres (mindestens drei Monate vor Ablauf des Geschäftsjahres) oder auf Beschluss des Vorstandes, wenn 3/4 der Mitgliederversammlung dem Ausschluss zustimmen,

b) bei Vereinigungen oder Gesellschaften mit deren Auflösung,

c) bei natürlichen Personen mit dem Tod

§ 8

Rechte und Pflichten der Mitglieder

Die Mitglieder des Vereins haben das aktive und passive Wahlrecht können Anträge an den Verein stellen. Jungmitglieder können an den Veranstaltungen des Vereins teilnehmen, Anträge stellen, haben jedoch kein Stimmrecht.

Die Mitglieder des Vereins haben das Recht auf Information über die vom Institut durchgeführten und laufenden Arbeiten sowie zur Besichtigung des Instituts und seiner Versuchseinrichtungen soweit das betrieblich möglich ist und die Interessen der Auftraggeber nicht beeinträchtigt werden.

Die Mitglieder haben Anspruch auf Überlassung von geförderten veröffentlichten Materialien.

Die Mitglieder sind verpflichtet, die Fördervereinigung entsprechend der Satzung bei der Erfüllung ihrer Aufgaben nach besten Kräften zu unterstützen.

Die Mitglieder sind zur Zahlung eines jährlichen Beitrags verpflichtet. Die Höhe des jährlichen Beitrags wird in der Mitgliederversammlung bestimmt und soll in der Regel nicht niedriger sein als

a) für persönliche Mitglieder 20,- Euro

b) für Jungmitglieder 10,- Euro

c) für Firmen, Behörden, Verbände, Institute und andere Einrichtungen 150,- Euro

Die Beiträge sind bis 31. März des jeweiligen Jahres zu entrichten.

Ehrenmitglieder und korrespondierende Mitglieder sind beitragsfrei.

§9

Auflösung des Vereins

Der Verein kann nur auf Beschluss von 2/3 der anwesenden stimmberechtigten Mitglieder einer ordentlichen Mitgliederversammlung aufgelöst werden.

Sind in dieser Mitgliederversammlung weniger als 1/3 der stimmberechtigten Mitglieder erschienen, so muss eine neue Mitgliederversammlung einberufen werden, die dann entscheidet.

Im Falle der Auflösung oder Aufhebung des Vereins oder bei Wegfall seines bisherigen Zwecks fällt sein Vermögen an das Hubert-Engels-Institut zur ausschließlichen Verwendung für wissenschaftliche Forschungsarbeiten.

§10

Gemeinnützigkeit

Etwaige Mittel aus der Arbeit des Vereins dürfen nur für die satzungsgemäßen Zwecke verwendet werden. Die Vereinsmitglieder dürfen keine Gewinnanteile und in ihrer Eigenschaft als Mitglieder auch keine sonstigen Zuwendungen aus Mitteln des Vereins erhalten.

Die Mitglieder des Vorstandes erhalten keine Vergütung für ihre Tätigkeit. Auslagen im Interesse des Vereins werden auf Antrag ersetzt, wenn sie der Vorstand vorher genehmigt hat und der Verein dazu in der Lage ist.

Der Verein darf keine Personen durch Verwaltungsausgaben, die dem Zweck der Gesellschaft fremd sind, oder durch unverhältnismäßig hohe Vergütungen begünstigen.

Die Satzung wurde in der Gründungsversammlung am 24. Mai 1991 in Dresden angenommen.

Gesellschaft der Förderer des
HUBERT-ENGELS-INSTITUTs für
Wasserbau und Technische Hydromechanik e.V.

✂

AUFNAHMEANTRAG

Die Firma
Frau/Herr……...
Anschrift ……...
Tel/Fax……...
E-Mail……...
erklärt hiermit die Bereitschaft zum Beitritt zur

"Gesellschaft der Förderer des *Hubert-Engels*-Institutes für Wasserbau und Technische Hydromechanik e.V."

Ich / Wir zahle(n) einen jährlichen Beitrag in Höhe von

_____ €

(ab 20.-- €uro für persönliche Mitglieder, ab 150.-- €uro für Firmen, Behörden, Körperschaften)

Die Beitragszahlung erfolgt auf das Konto des Vereins: Ostsächsische Sparkasse Dresden
IBAN: DE27 8505 0300 3120 1856 20, BIC: OSDDDE81XXX

_____ _____
(Datum) (Unterschrift - Stempel)

Die Aufwendungen zur Förderung der Gesellschaft sind steuerlich abzugsfähig.

Einzugsermächtigung zum Einzug von Forderungen mittels Lastschrift

Die Gesellschaft der Förderer des Hubert-Engels-Institutes für Wasserbau und Technische Hydromechanik an der TU Dresden e.V. wird von mir widerruflich ermächtigt, den Jahresmitgliederbeitrag in Höhe von …… Euro bis zum 1. Mai des jeweiligen Beitragsjahres von dem

Konto IBAN: ……..……..... BIC: …….…….....

bei der Bank: .....

Kontoinhaber/in: …….....einzuziehen.

……..…., am …… ……..……
Ort Datum Unterschrift

WIDERRUFSRECHT:
Diese Vereinbarung kann von mir innerhalb von einer Frist von einer Woche, gerechnet ab dem Zeitpunkt der Unterzeichnung dieser Vereinbarung, schriftlich widerrufen werden. Zur Wahrung der Frist genügt die rechtzeitige Absendung der Widerrufserklärung an die Anschrift des Fördervereins. Hiermit bestätige ich, dass ich vom Widerrufsrecht Kenntnis genommen habe.

……..…., am …… ……..……
Ort Datum Unterschrift

BESTÄTIGUNG DER MITGLIEDSCHAFT:
Der Vorstand stimmt im Namen des Vereins der Mitgliedschaft von _____ zu.

Dresden, den ……

(Unterschrift-Stempel)

Amtsgericht Dresden, lfd. Nr. 336 steuerbegünstigter Körperschaften, FA Dresden-Süd Steuer-Nr. 203/140/04346

✉ **Aufnahmeantrag bitte senden an:**

Gesellschaft der Förderer des
Hubert-Engels-Institutes
für Wasserbau und THM
an der TU Dresden e.V.

01062 D r e s d e n

Bisher erschienene Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen

Heft 1 (vergriffen)	1989	**Klaus Römisch** Empfehlung zur Bemessung von Hafeneinfahrten **Eberhard Lattermann** Bemessungsgrundlagen für Dichtungen und Deckwerke im Wasserbau
Heft 2 (vergriffen)	1990	**Frank Krüger** Schubspannungsverteilungen in offenen, geradlinigen Trapez- und Rechteckgerinnen **Helmut Martin, Reinhard Pohl** Überflutungssicherheit von Talsperren
Heft 3 (vergriffen)	1990	**Reinhard Pohl** Die Entwicklung der wasserbaulichen Lehre und Forschung an der Technischen Universität Dresden **Reinhard Pohl** Die Berechnung der auf- und überlaufvermindernden Wirkungen von Wellenumlenkern im Staudammbau
Heft 4 (vergriffen)	1991	**Ellen Haufe** Hydromechanische Untersuchungen von Mischungs-, Flockungs- und Sedimentationsprozessen in der Trinkwasseraufbereitung
Heft 5	1994	**Wasserbaukolloquium 1993** Die Elbe – Wasserstraße und Auen
Heft 6 (vergriffen)	1995	**Wasserbaukolloquium 1994** Wasserkraft und Umwelt ISBN 3-86005-154-7
Heft 7	1995	**Wasserbaukolloquium 1995** Hydromechanische Beiträge zum Betrieb von Kanalnetzen ISBN 3-86005-155-5
Heft 8	1996	**Detlef Aigner** Hydrodynamik in Anlagen zur Wasserbehandlung ISBN 3-86005-164-4
Heft 9 (vergriffen)	1996	**Wasserbaukolloquium 1996** Wellen: Prognosen - Wirkungen – Befestigungen ISBN 3-86005-165-2
Heft 10	1997	**Wasserbaukolloquium 1997** Sanierung und Modernisierung von Wasserbauwerken, aktuelle Beispiele aus Deutschland, Polen, der Slowakei und Tschechien ISBN 3-86005-185-7
Heft 11 (vergriffen)	1997	**Reinhard Pohl** Überflutungssicherheit von Talsperren ISBN 3-86005-186-5

Heft 12	1998	**Reinhard Pohl** Die Geschichte des Institutes für Wasserbau an der Technischen Universität Dresden ISBN 3-86005-187-3
Heft 13	1998	**Wasserbaukolloquium 1998** Hydraulische und numerische Modelle im Wasserbau, Entwicklung – Perspektiven ISBN 3-86005-201-2
Heft 14	1998	**Uwe Müller** Deformationsverhalten und Belastungsgrenzen des Asphaltbetons unter den Bedingungen von Staudammkerndichtungen ISBN 3-86005-213-6
Heft 15	1999	**Wasserbaukolloquium 1999** Betrieb, Instandsetzung und Modernisierung von Wasserbauwerken ISBN 3-86005-223-3
Heft 16	1999	**Dirk Carstensen** Beanspruchungsgrößen in Fließgewässern mit geschwungener Linienführung ISBN 3-86005-236-5
Heft 17 (vergriffen)	1999	**Ehrenkolloquium Prof. Martin** anlässlich des 60. Geburtstages von Herrn Univ. Prof. Dr.-Ing. habil. Helmut Martin ISBN 3-86005-237-3
Heft 18	2000	**Wasserbaukolloquium 2000** Belastung, Stabilisierung und Befestigung von Sohlen und Böschungen wasserbaulicher Anlagen ISBN 3-86005-243-8
Heft 19	2001	**Seleshi B. Awulachew** Investigation of Water Resources Aimed at Multi-Objective Development with Respect to Limited Data Situation: The Case of Abaya-Chamo Basin, Ethiopia ISBN 3-86005-277-2
Heft 20	2001	**Stefan Dornack** Überströmbare Dämme Beitrag zur Bemessung von Deckwerken aus Bruchsteinen ISBN 3-86005-283-7
Heft 21	2002	**Wasserbaukolloquium 2002** Innovationen in der Abwasserableitung und Abwassersteuerung ISBN 3-86005-297-7
Heft 22	2002	**Zelalem Hailu G. Chirstos** Optimisation of Small Hydropower Sites for Rural Electrification ISBN 3-86005-304-3

Heft 23	2002	**Ehrenkolloquium Prof. Wagner** Zur Emeritierung von Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Harold Wagner ISBN 3-86005-307-8
Heft 24	2003	**Wasserbaukolloquium 2003** Gewässer in der Stadt. ISBN 3-86005-358-2
Heft 25	2003	**Toufik Tetah** Numerische Simulation des dynamischen Verhaltens von Caisson-Wellenbrecher-Gründungen unter Einwirkung brechender Wellen ISBN 3-86005-363-9
Heft 26	2003	**Ehrenkolloquium Prof. Horlacher** Zum 60. Geburtstag von Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Hans-B. Horlacher ISBN 3-86005-376-0
Heft 27 (vergriffen)	2004	**Wasserbaukolloquium 2004** Risiken bei der Bemessung und Bewirtschaftung von Fließgewässern und Stauanlagen ISBN 3-86005-414-7
Heft 28	2004	**Reinhard Pohl** Historische Hochwasser aus dem Erzgebirge ISBN 3-86005-428-7
Heft 29 (vergriffen)	2005	**Wasserbaukolloquium 2005** Stauanlagen am Beginn des 21. Jahrhunderts ISBN 3-86005-461-9
Heft 30	2005	**Nigussie Teklie Girma** Investigation on Sediment Transport Characteristics and Impacts of Human Activities on Morphological Processes of Ehiopian Rivers:Case Study of Kulfo River, Southern Ethiopia ISBN 3-86005-483-X
Heft 31	2006	**Matthias Standfuß** Druckwellenausbreitung in erdverlegten Rohrleitungen aus PE-HD ISBN 3-86005-495 - 3
Heft 32	2006	**Wasserbaukolloquium 2006** Strömungssimulation im Wasserbau ISBN 3-86005-473-2
Heft 33	2006	**Antje Bornschein** Die Ausbreitung von Schwallwellen auf trockener Sohle unter besonderer Berücksichtigung der Wellenfront ISBN 3-86005-523-2

Heft 34 2007 **Torsten Frank**
Hochwassersicherheit in sielbeeinflussten Gewässersystemen am Beispiel des Bongsieler Kanals
ISBN 978-3-86780-019-8

Heft 35 2007 **Wasserbaukolloquium 2007**
Fünf Jahre nach der Flut
ISBN 987-3-86005-571-7

Heft 36 2008 **Aktuelle Forschungen 1993 – 2008**
Zum 65. Geburtstag von Herrn Prof. Horlacher
ISBN 978-3-86780-083-9

Heft 37 2009 **Dirk Carstensen**
Eis im Wasserbau – Theorie, Erscheinungen, Bemessungsgrößen
ISBN 978-3-86780-099-0

Heft 38 2009 **Reinhard Pohl, Antje Bornschein, Robert Dittmann, Stefano Gilli**
Mehrzieloptimierung der Steuerung von Talsperren zur Minimierung von Hochwasserschäden im Unterwasser
ISBN 978-3-86780-100-3

Heft 39 2009 **Wasserbaukolloquium 2009**
Wasserkraftnutzung im Zeichen des Klimawandels, angepasste Strategien – neue Technologien
ISBN 978-3-86780-101-0

Heft 40 2010 **Wasserbaukolloquium 2010**
Wasserbau und Umwelt – Anforderungen, Methoden, Lösungen
ISBN 978-3-86780-101-0

Heft 41 2010 **Ralf Tackmann**
Erosion 2008 – Ein numerisches Modell zur Prognose des Bodenaustrages von kohäsiven Böden unter Berücksichtigung der Rillenerosion
ISBN 978-3-86780-158-4

Heft 42 2010 **Ulf Helbig**
Tragverhalten und Berechnung von mehrschichtigen Verbundrohren
ISBN 978-3-86780-159-1

Heft 43 2010 **Stefano Gilli**
Die Wirkung von Flussaufweitungen auf Hochwasserwellen – Parameterstudie einer Deichrückverlegung im Flussmittellauf
ISBN 978-3-86780-160-7

Heft 44 2010 **Negede Abate Kassa**
Probabilistic Safety Analysis of Dam – Methods and Applications
ISBN 978-3-86780-161-4

Heft 45	2011	**Wasserbaukolloquium 2011** Wasserkraft Mehr Wirkungsgrad + Mehr Ökologie = Mehr Zukunft ISBN 978-3-86780-198-0
Heft 46	2011	**Torsten Heyer** Zuverlässigkeitsbewertung von Flussdeichen nach dem Verfahren der logistischen Regression ISBN 978-3-86780-197-3
Heft 47	2011	**Wasserbaukolloquium 2012** Staubauwerke - Planen, Bauen, Betreiben ISBN 978-3-86780-261-1
Heft 48	2013	**Wasserbaukolloquium 2013** Technischer und organisatorischer Hochwasserschutz –Bauwerke, Anforderungen, Modelle ISBN 978-3-86780-318-2
Heft 49	2013	**Vinzent Sturm** Simulation der Fluid-Struktur-Interaktion mit freier Oberfläche am Beispiel des Schlauchwehres unter Anwendung von Ansys/CFX ISBN 978-3-86780-348-9
Heft 50	2014	**Wasserbaukolloquium 2014** Simulationsverfahren und Modelle für Wasserbau und Wasserwirtschaft ISBN 978-3-86780-349-6
Heft 51	2014	**Holger Haufe** Zwischenauslässe an Talsperren - Beispiele, Bemessung, Konstruktion, Nachrüstung ISBN 978-3-86780-393-9
Heft 52	2014	**Reinhard Pohl, Antje Bornschein et al.** Effect of very oblique waves on wave run-up and wave overtopping ISBN 978-3-86780-392-2
Heft 53	2015	**Wasserbaukolloquium 2015** Messen und Überwachen im Wasserbau und am Gewässer ISBN 978-3-86780-420-2

Die **Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen** können bezogen werden über:

TU Dresden
Institut für Wasserbau und THM
Frau Junikajtes
01062 Dresden

Telefon: +49 351 463 33837
Fax: +49 351 463 37141
E-Mail: Katrin.Junikajtes@tu-dresden.de
URL: www.iwd.tu-dresden.de

Ein großer Teil unserer Hefte ist in digitalisierter Form in der Verkehrswasserbaulichen Zentralbibliothek der Bundesanstalt für Wasserbau in Karlsruhe einzusehen.
http://vzb.baw.de/digitale_bib/dwm.php

DESOI®



HERSTELLER VON INJEKTIONSTECHNIK

„Der Tradition bewusst, der Zukunft verpflichtet" diesem Leitsatz entsprechend handeln wir seit über 30 Jahren und haben uns weltweit als einer der führenden Hersteller für Injektionstechnik etabliert.

Durch die eigene Fertigung garantieren wir eine termingerechte Lieferung. Das Zusammenspiel der einzelnen Fachabteilungen ermöglicht Sonder- und Spezialanfertigungen in kurzer Zeit.

DESOI GmbH | Gewerbestraße 16 | D-36148 Kalbach/Rhön
Tel: +49 6655 9636-0 | Fax: +49 6655 9636-6666 | info@desoi.de

desoi.de

ISSN 0949-5061
ISBN 978-3-86780-420-2