

Mitteilungsblatt

der
Bundesanstalt für Wasserbau
Nr. 90

**Wasserbauliches
Versuchswesen**

Karlsruhe • Juli • 2007

ISSN 0572-5801

Herausgeber (im Eigenverlag):

Bundesanstalt für Wasserbau (BAW)
Kußmaulstraße 17, 76187 Karlsruhe
Postfach 21 02 53, 76152 Karlsruhe
Telefon: 0721 9726-0
Telefax: 0721 9726-4540
e-mail: info.karlsruhe@baw.de
Internet: <http://www.baw.de>

Übersetzung, Nachdruck oder sonstige Vervielfältigung – auch auszugsweise – ist nur mit Genehmigung des Herausgebers gestattet.

© BAW 2007

Titelbild: Alternierende Kiesbänke in einem hydraulischen Modell der Oder bei Hohenwutzen

Inhalt	Seite
GRIMM, E.; KEMNITZ, B.; SEITER, H.; SENGSTOCK, V.; VOIGT, A. Entwicklungsstand der physikalischen Modelluntersuchung von Schleusen und Wehren	9
HENTSCHEL, B. Hydraulische Flussmodelle mit beweglicher Sohle	25
FAULHABER, P. Neue Methoden der aerodynamischen Modellierung flussbaulicher Fragestellungen	47
MAAS, H.-G.; MULSOW, C.; PUTZE, T. Verfahren der optischen Triangulation zur räumlich-zeitlich aufgelösten Bestimmung von Wasserspiegellagen in hydraulischen Modellen	75
WEITBRECHT, V.; MUSTE, M.; CREUTIN, D.; JIRKA, G. H. Geschwindigkeitsmessungen mit Particle-Image-Velocimetry: Labor- und Feldmessungen	79
HENNING, M.; SAHRHAGE, V. HENTSCHEL, B. 3D-PTV – Ein System zur optischen Vermessung von Wasserspiegellagen und Fließgeschwindigkeiten in physikalischen Modellen	91
HENTSCHEL, B. Ein Finite-Differenzen-Verfahren zur Strömungsanalyse	101
ETTNER, B. Physikalische Modellierung von Kolkprozessen	107
WENKA, T.; KÖHLER, H.-J. Simultane Druck- und 3D-Geschwindigkeitsmessungen im Porenraum einer Kiessohle	119
SÖHNGEN, B.; DETTMANN, T.; NEUNER, H. Modelluntersuchungen zur Ermittlung der erforderlichen horizontalen Sicherheitsabstände von Binnenschiffen zu Uferböschungen	137
Gesamtinhaltsverzeichnis aller bisher erschienenen Mitteilungsblätter	151

Vorwort

Flussbauliche Fragen stellten sich den Menschen, seit sie ihre Siedlungen an den Ufern der Flüsse gründeten. Mit dem Segen des Elementes waren für die Menschen jedoch auch Schrecken verbunden, denen sie zunehmend durch vorsorgende Maßnahmen zu begegnen suchten. Der Schutz vor Hochwasser und insbesondere die Nutzung der Flüsse als Transportwege erforderten es schon früh, sich mit den flusshydraulischen Fragen auseinanderzusetzen. Jahrhunderte lang wurde Erfahrungswissen vornehmlich auf der Grundlage von Naturbeobachtungen gesammelt, weitergegeben und im Rahmen naturphilosophischer Systeme gedeutet. Am Übergang zur Neuzeit jedoch befassten sich Philosophen und Universalgelehrte nicht nur mit den Erscheinungsformen des Wassers, sondern suchten nach Erklärungen für komplexe hydraulische Phänomene. Hierzu wurden zunehmend Messungen und Experimente durchgeführt, die auf Ergebniswiederholbarkeit zielten – der Beginn des naturwissenschaftlichen Zeitalters. So war die Renaissance nicht nur für die schönen Künste, sondern auch für die Naturwissenschaften eine unvergleichliche Blütezeit, in der Universalgelehrte wie Leonardo da Vinci sich nicht nur mit den grundlegenden Phänomenen z. B. der Fluidströmung beschäftigten, sondern auch an praktischen wasserbaulichen Fragen, wie z. B. dem Bau von Schleusen und Wehren, arbeiteten. In den folgenden Jahrhunderten legten dann Physiker, Mathematiker und Ingenieure wie Torricelli, Newton, Bernoulli, Euler, Froude, Darcy, Reynolds und Prandtl die physikalischen und mathematischen Grundlagen zur experimentellen Untersuchung von Strömungen.

Die systematische wissenschaftliche Erschließung der experimentellen Untersuchungsmethoden für strömungsmechanische Fragestellungen führte schließlich Ende des 19. Jahrhunderts zur Einrichtung des ersten Flussbaulaboratoriums in Dresden durch Hubert Engels, dem Anfang des 20. Jahrhunderts Gründungen in Karlsruhe durch Theodor Rehbock und in Oberrhein durch Oskar von Miller folgten.

Die 1903 gegründete Königliche Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin – Vorgängerinstitution der Bundesanstalt für Wasserbau – führte ebenfalls bereits Anfang des Jahrhunderts flussbauliche, d. h. hydraulische Experimente mit beweglicher Sohle, durch Aufgabenstellungen, die bis heute in ihrer Aktualität nicht an Bedeutung verloren haben.

Die Modellgesetze von Froude, Reynolds, Euler, Weber und Mach sind die Basis für den experimentellen Zugang zur Modellierung ausgewählter Parameterkombinationen, sodass interessierende Phänomene aus der Simulation des „Ganzen“ mit seinen oft unüberschaubar zahlreichen physikalischen Prozessen und Phänomenen herausgearbeitet werden konnten. In den ersten zwei Dritteln des zurückliegenden Jahrhunderts erlebten die experimentellen Untersuchungen hinsichtlich ihrer Anzahl und Vielseitigkeit ihren Höhepunkt. Hydraulische und feststoffdynamische Aspekte, komplexe hydrotechnische Optimierungen von Bauwerksumströmungen bis hin zu fahrdynamischen Problemstellungen und der Interaktion zwischen Schiff und Strömung wurden im Labormaßstab untersucht. Mannigfaltige Wirkungszusammenhänge ließen sich simulieren und einzelne Prozesse identifizieren. So wurden z. B. die Grundlagen des Geschiebetransports durch Shields (1936) in physikalischen Modellen untersucht. Befruchtend wirkten dabei in dieser Zeit ebenfalls zahlreiche Versuche in Windkanälen für die Luftfahrt und die Automobilentwicklung. Das mit Wasser betriebene physikalische Modell – alternativ „hydraulische Modell“ – zeichnet sich insbesondere durch die hohe Anschaulichkeit aus und eignet sich daher auch hervorragend zu Lehrzwecken.

Mit Beginn des Computerzeitalters in den 70er Jahren des 20. Jahrhunderts wurde von Vielen das baldige Ende des physikalischen Experimentes prognostiziert. Mit der rasenden Entwicklung der hydronumerischen Methoden schien ein Zugang zu allen hydro- und morphodynamischen Fragestellungen möglich. Es zeigte sich aber, dass neben den stets limitiert vorhandenen Rechenkapazitäten auch die deterministische Prozessabbildung fortwährend an ihre Grenzen stößt. Mit zunehmendem Prozessverständnis wird auch die Auflösung der im mathematischen Modell abgebildeten, relevanten physikalischen Prozesse erhöht (z. B. Turbulenzmodelle: von konstanter Wirbelviskosität über Large Eddy Modelle bis hin zur Direkten Numerischen Simulation).

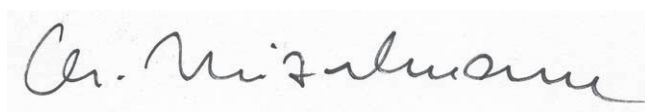
Heute sind wir in der Lage, auf Grund der messtechnischen Entwicklung und deren adaptierter Anwendung in hoch technisierten Laboren mit 3D-Particle-Tracking-Velocimetry, hochgenauer photogrammetrischer Methoden zur Sohlaufnahme, Automatisierungstechnik, Ultraschallsensorik, optischen Kraftmessverfahren, Laser-Doppler-Anemometrie, Particle-Imaging-Velocimetry und vieles andere mehr räumlich und zeitlich hoch aufgelöste strömungs- und feststoffdynamische Zustände aufzunehmen. Parameter wie statistische, turbulente Größen können direkt gemessen werden. Dies ermöglicht die präzise, zuverlässige Erhebung großer Datenmengen, die wiederum der Fortentwicklung mathematischer Verfahren dient. Immersive dreidimensionale Visualisierungstechniken erlauben gleichermaßen für mathematische und physikalische Modelle dem Betrachter das Eintauchen in die Strömung. So ergänzen physikalische und mathematische Verfahren einander: Die Ergebnisse des Experiments können bei der Entwicklung der mathematischen Methoden der Verifikation und Validierung dienen. Anfänglich haben mathematische Verfahren die Hydraulik und die Feststoffdynamik nur in Form von Beiwerten parametrisiert. Durch die inzwischen verfügbare Rechenleistung und neue numerische Ansätze können die mathematischen Verfahren – fortentwickelt mit Hilfe der physikalischen Modelle – inzwischen auch zum vertieften Prozessverständnis beitragen.

Physikalische Modelle werden auch in Zukunft einen erheblichen methodischen Anteil an der Untersuchung komplexer Fragestellungen haben. Ihre Anwendung wird sich weiter spezialisieren auf Bereiche mit stochastischen Eigenschaften (wie dies im Bereich der Morphologie der Fall ist) und auf Bereiche mit großer Komplexität, für deren hydronumerischen Zugang die Rechenkapazitäten noch auf absehbare Zeit nicht gegeben sein werden. Zudem wird mit Systemmodellen die effiziente Beantwortung grundlegender Fragestellungen möglich sein. Die Anschaulichkeit der gegenständlichen Modelle sichert ihnen weiterhin den Einsatz in der Lehre.

Das vorliegende Mitteilungsblatt informiert über den Entwicklungsstand der physikalischen Untersuchungsmethoden für wasserbauliche Fragestellungen in der Bundesanstalt für Wasserbau sowie in einigen mit ihr kooperierenden Universitätsinstituten. Hiermit verbunden ist die Hoffnung, dass diese Schrift die gezielte Weiterentwicklung und die effiziente Anwendung von physikalischen Modellen – gerade auch im Zusammenwirken mit mathematischen Methoden – fördert.

Denn nach wie vor gilt nach Leonardo da Vinci:

„Wenn Du Dich mit Wasser befasst, dann mache erst einmal Experimente, bevor Du Dein Urteil abgibst“.



Dr.-Ing. Christoph Heinzelmann
Direktor und Professor
der Bundesanstalt für Wasserbau

Entwicklungsstand der physikalischen Modelluntersuchung von Schleusen und Wehren

DIPL.-ING. EBERHARD GRIMM, DIPL.-ING. BERNHARD KEMNITZ, HEINZ SEITER, DIPL.-ING. (FH) JÜRGEN SENGSTOCK, DIPL.-ING. (FH) AXEL VOIGT, BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU, KARLSRUHE

1 Einleitung

Schleusen und Wehre sind hydraulisch bedeutsame Bauwerke in und an den Wasserstraßen, da sie durchströmt werden und mit Verschlussorganen zur Durchflusssteuerung ausgestattet sind. Diese Wasserbauwerke werden für eine Nutzungsdauer von 80 bis 100 Jahren gebaut und erfordern hohe Gestehungskosten, zusätzlich fallen Kosten für Betrieb, Unterhaltung und Instandsetzung an.

Bei der Konzipierung neuer Wasserbauwerke sind insbesondere bei Wehren und Schleusen Aspekte der äußeren Sicherheit zu berücksichtigen. Wehre müssen über ein ausreichendes Abfuhrvermögen verfügen, um auch im Störfall ((n-1)-Bedingung) ein Hochwasser ohne zusätzliche Beeinträchtigung der Oberlieger ableiten zu können. Bei Schleusen stehen die Sicherheit und Leichtigkeit des Schiffsverkehrs während der Schleusung sowie bei Ein- und Ausfahrt in und aus Schleuse und Vorhafen im Vordergrund.

Um die Kosten für Bau und Unterhaltung zu minimieren und um die erforderliche Sicherheit zu gewährleisten, ist es eminent wichtig, dass diese Anlagen nach hydraulischen Gesichtspunkten gestaltet und weitgehend optimiert werden. Da Wasserbauwerke wegen unterschiedlicher lokaler Randbedingungen und Anforderungen in ihren Gestaltungsformen eine große Vielfalt aufweisen und insofern meist individuell konstruiert wurden, stehen selten allgemeingültige Vorlagen für die hydraulisch günstige Dimensionierung eines Bauwerkes zur Verfügung. Auf Grund dessen ist die wasserbauliche Untersuchung und Begutachtung der Ausführungsentwürfe von Neubau- und wesentlichen Instandsetzungsmaßnahmen von Schleusen, Wehren und sonstigen Wasserbauwerken an den Bundeswasserstraßen ein Aufgabenschwerpunkt der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW).

Bisher waren die Basis der Begutachtung entweder Ergebnisse früherer Modelluntersuchungen ähnlicher Bauwerke, die mit Hilfe der BAW-Bauwerksdatenbank bzw. der WSV-Wasserstraßen-Datenbank WADABA identifiziert wurden, oder die Durchführung von physikalischen Modellversuchen. Im Hinblick auf wasserbauliche Modelluntersuchungen von Bauwerken kann die BAW auf eine mehr als 50 Jahre alte Tradition zurückblicken. Seit ihrer Gründung im Jahre 1948 wurden in der BAW Erfahrungen gesammelt und dokumentiert, welche heute über eine Gutachten-Datenbank verfügbar sind.

Physikalische Wasserbauwerksmodelle sind zumeist im gleichen Längen- und Höhenmaßstab von 1 : 10 bis 1 : 50 verkleinerte geometrisch ähnliche Nachbildungen der Naturausführung und werden mit Wasser als sogenannte „hydraulische Modelle“ betrieben. Hydraulische Bauwerksmodelle zur Untersuchung von Schleusen, Wehren, Kraft- und Pumpwerken sowie ganzer Stautufen sind in der Regel sogenannte kurze Modelle, bei denen der Einfluss der Zähigkeit und somit der Oberflächenrauheit auf das Strömungsgeschehen eine untergeordnete Rolle spielt gegenüber den Trägheitskräften, welche bei Formänderungen der Strömungsberandung erheblich auf die Strömung einwirken können. Es handelt sich um Modelle mit freier Oberfläche, bei welchen die Schwerkraft die Strömungsvorgänge nicht nur prägt, sondern in Gang setzt und aufrecht erhält. Deshalb kann die geometrische, kinematische und dynamische Ähnlichkeit dieser Modelle zur Natur durch Einhaltung der strömungsmechanischen Natur-Kennzahl nach Froude im Modell gewährleistet werden.

Seit wenigen Jahren ist es durch die inzwischen verfügbare Leistungsfähigkeit kommerzieller Hardware möglich, für die dreidimensionale Modellierung der hydrodynamischen Prozesse im Nahfeld von Wasserbauwerken numerische Modelle einzusetzen. Die BAW beteiligt sich an der Entwicklung von hydrodynamischer Software für die Lösung der spezifischen Probleme der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes (WSV) und gewährleistet mit dem Einsatz deterministischer Modellansätze eine zunehmend genauere und effizientere Abbildung und damit auch ein verbessertes Prozessverständnis der oftmals komplexen Strömungsverhältnisse. Im Rahmen von Grundsatzuntersuchungen wurden die Möglichkeiten und Grenzen der heute verfügbaren numerischen Verfahren erkundet sowie durch Paralleluntersuchungen von physikalischen und numerischen Modellen eine Qualitätssicherung betrieben. Bei der hydraulischen Untersuchung und Begutachtung von Schleusen, Wehren und anderen Wasserbauwerken werden in der BAW physikalische und numerische Verfahren in Abhängigkeit von der Problemstellung nebeneinander und in Kombination miteinander eingesetzt, sodass die Effektivität der Untersuchungen insgesamt erheblich gesteigert werden konnte.

2 Modellmesstechnik und Automatisierung

Bei physikalischen Bauwerksmodellen sind Steuerungen für die Modellzu- und -abflüsse und die untersuchten Bauwerke sowie Sensoren und Aufnahmegeräte für die Erfassung der verschiedenen Stell- und Messgrößen erforderlich.

Durch den Einsatz industrieller Automatisierungstechnik und Kommunikationstechnik wird ein hohes Maß an Flexibilität bei der Erfassung und Verarbeitung der messtechnischen Daten erreicht. Mit Standardprogrammen, wie z. B. Microsoft Excel oder Delphi (Pascal), können sehr komplexe Modellablaufsteuerungen einschließlich Messdatenvisualisierung und -aufzeichnung realisiert werden.

In diesem Abschnitt wird die messtechnische Grundausstattung für die physikalische Modelluntersuchung von Wasserbauwerken in der BAW erläutert.

2.1 Hard- und Software

Sämtliche Mess- und Steuersignale sowie alle regelungstechnischen Aktivitäten werden zentral mit einem industriellen Automatisierungssystem (SIMATIC S7) zyklisch eingelesen und bearbeitet. Die Daten werden mit einem integrierten Kommunikationsprozessor im TCP/IP-Protokoll in das Netzwerk (BAW-Intranet) übertragen (siehe Bild 1).

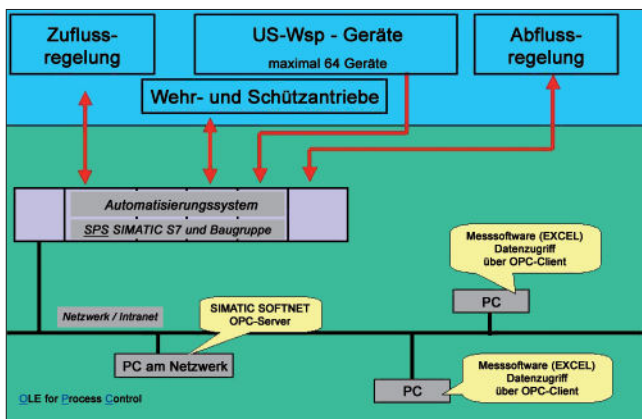


Bild 1: Gesamtübersicht der Modellmesstechnik mit Modellierungssystem

Der bidirektionale Zugriff auf die Daten im Netz ist mit einem speziellen Hardware-bezogenen Softwaretool "SOFTNET OPC¹-Server -Client" der Firma Siemens mit den meisten Programmiersprachen von jedem netzwerkfähigen Rechner aus möglich und ist Multi-

¹ OPC (OLE for Process Control) ist ein Industriestandard, der auf Microsoft's OLE (jetzt Active X), COM (Component Object Model) und DCOM (Distributed Component Object Model) Technologie basiert. OPC besteht aus einem Standardsatz von Interface, Eigenschaften und Methoden für Prozesskontrolle und Automatisierungsaufgaben.

user fähig. Das PC Softwaretool "SOFTNET" hat funktionell die Aufgabe, die Datenkommunikation zwischen der PC Ethernet-Netzwerkkarte und dem Automatisierungssystem herzustellen und über den integrierten OPC-Server die Daten mit einer OPC-Client Verbindung für andere Anwenderprogramme (z. B. Messprogramm) bereitzustellen. Der Datenaustausch zwischen OPC-Client und OPC-Server erfolgt direkt über Intranet mit TCP/IP, dabei muss der OPC-Client nicht auf demselben PC laufen wie der OPC-Server.

Der Einsatz der OPC-Technologie bringt für die Erfüllung der messtechnischen und datenkommunikativen Aufgaben im Bereich der physikalischen Modelle einige Vorteile:

- Nutzung der gesamten Netzwerkinfrastruktur für den Datentransport mit TCP/IP-Protokoll.
- Zugriff auf die Messdaten und die Modellaktivitäten von jedem netzwerkfähigen PC aus möglich.
- Messprogramme mit OPC-Client können mit mehreren OPC-Server gleichzeitig Datenverkehr aufbauen, somit ist der Datenaustausch über die Modellgrenzen hinweg möglich.
- Der SOFTNET OPC-Server ist in der Lage, mit einer begrenzten Anzahl von Automatisierungssystemen das Datenmanagement aufzubauen. Dadurch ist eine Redundanz durch Mehrfach-Installationen des Programms "SIMATIC SOFTNET" möglich.
- Zunehmend verfügbar sind Messsysteme, die mit der OPC -Technologie ausgestattet sind.
- Vorhandene Messsysteme können mit Hilfe des Software Tools "OPC Toolbox" der Firma Softing AG OPC tauglich gemacht werden. Diese Möglichkeit ist schon mehrfach genutzt worden und ist notwendig, um den OPC-Datenaustausch durchgängig für alle Modelldaten anzuwenden.

Die Einsatzgrenzen des Automatisierungssystems liegen in der erreichbaren Zykluszeit, die je nach Systemausbau und Anzahl der angeschlossenen Sensoren bei > 100 ms liegen. Der konsequente Einsatz der OPC-Server-Client Verbindungen bietet flexible Möglichkeiten der Modellsteuerung. In Verbindung mit Netzwerkkameras ist die Fernsteuerung der Modelle ebenso realisierbar wie ein Online-Zugriff auf die Messdaten von anderen Softwareapplikationen.

2.2 Modellzuflusssteuerung

Die Modelle werden zentral von einem niveaugeregelten Hochbehälter über ein Rohrsystem mit Wasser versorgt. Die erforderliche Wasserzuflussmenge liegt im Bereich von 2 l/s bis 350 l/s und wird im Zuflussbereich auf mehrere Rohrleitungen und Durchflussmesssysteme verteilt eingeleitet. Zum Einsatz kommen Durchflussmesssysteme in den Rohrnennweiten 100 mm, 200 mm und 300 mm; bestehend aus:

- Induktivem Durchflussaufnehmer (Fa. ABB)
- Messumformer (Fa. ABB)
- Elektro-Stellantrieb (Fa. AUMA)
- Reglerbaugruppe (Fa. Siemens Automatisierungssystem)

Das Installationsprinzip ist in Bild 2 dargestellt.

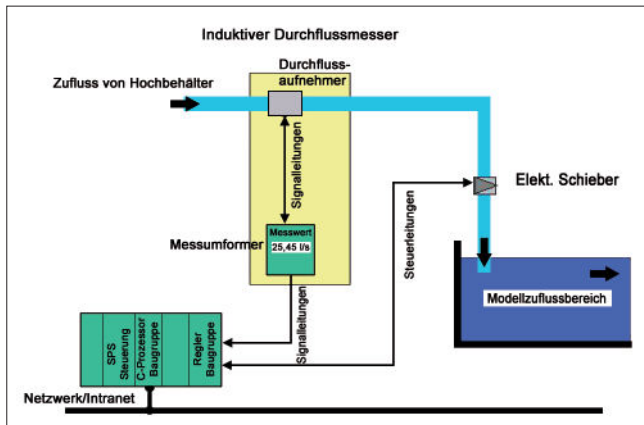


Bild 2: Installationsprinzip der Zuflussregelung

Die Messgenauigkeit der Durchflussaufnehmer liegt bei 0,25 % des Messwertes. Der Messumformer hat einen normierten Stromausgang mit der Skalierung 0 .. 20 mA. Dies entspricht 0 .. Messbereich in l/s (Messbereich ist parametrisierbar). Die Steuerung und die Regelung werden mit einem zentralen Automatisierungssystem durchgeführt, wobei die Sollwertvorgaben von einem modellspezifischen Messprogramm geliefert werden.

2.3 Modellauslaufsteuerung

Am Modellauslauf wird als untere Randbedingung der Wasserstand auf den jeweiligen Sollwert eingestellt. Modelltechnisch ist im Auslaufbereich eine elektrisch steuerbare Auslaufklappe eingebaut, die zusammen mit einer Wasserstandsmessstelle und einem digitalen Regler als Unterwasserspiegelregelung arbeitet. Die Sollwertvorgabe ist im weiten Bereich veränderbar und kann vom Messprogramm vorgegeben werden. Die Steuerung und Regelung wird mit dem zentralen Automatisierungssystem durchgeführt. Ein elektronischer Stellungsmelder zeigt die Stellung der Auslaufklappe als dimensionslosen Zahlenwert an und wird benutzt, um die Klappe auf eine reproduzierbare Position zu fahren.

2.4 Wasserstandsmessung

Im Untersuchungsbereich ist das kontinuierliche Messen von Wasserspiegellagen eine wichtige Standardaufgabe. Die Anzahl und die Lage der stationären Messstellen ist abhängig von der hydraulischen Notwendigkeit. Die Wasserspiegelmessstellen sind entsprechend einer Schlauchwasserwaage nach dem Prinzip der kommunizierenden Röhren aufgebaut. Ein

Schlauchende ist in der Modellsohle eingebaut, während die andere Schlauchseite über ein Absperrventil in einem Messzylinder endet (siehe Bild 3).



Bild 3: Messzylinder für Wasserstand

An dieser Stelle wird mit einem Ultraschallwasserspiegelmessgerät die Wasseroberfläche angetastet. Die Messgeräte sind Eigenentwicklungen der BAW und besitzen einen normierten Spannungsausgang von 0 .. 5 Volt für 0 .. 500 mm Messhub. Die Messgenauigkeit beträgt $\pm 0,1$ mm des Messwertes, der nutzbare Messbereich liegt bei ca. 350 mm. Bei einer Anzahl ab 20 Wasserspiegelmessstellen werden elektrisch-pneumatische Absperrventile eingesetzt, die vom Messprogramm gesteuert werden. Das Schließen dieser Absperrventile ist notwendig, sobald der Modellzufluss abgestellt wird, um das Leerlaufen der Messzylinder zu verhindern.

Die Messmethode beruht auf der Laufzeitmessung von Ultraschallimpulsen mit 220 kHz vom Sender bis zur Messfläche (Wasserspiegel) und zurück zum Empfänger, daraus lässt sich die Wegstrecke ermitteln. Die Ultraschallgeschwindigkeit ist abhängig von physikalischen Umgebungsbedingungen, wie z. B. der Lufttemperatur, weshalb für jeden Ultraschallimpuls mit einem mechanisch konstanten Referenzabstand eine Kompensation durchgeführt wird. Für die Korrektur der Laufzeitschwankungen werden die Laufzeiten der konstanten Referenzstrecke und der Messstrecke in Relation gesetzt. Die Signalverarbeitung und die Signalanalyse werden mit elektronischen Schaltungen und einem Mikrocontroller durchgeführt. Für die messtechnische Weiterverarbeitung der Messhöhe wird ein normiertes Spannungssignal von 0 .. 5 V für 0 .. 500 mm Messhöhe generiert. Die erreichbare Messfrequenz beträgt 10 Hz.

2.5 Betrieb von Wasserbauwerksmodellen

Die zu untersuchenden modelltechnisch naturähnlich nachgebildeten Wasserbauwerke wie Wehre und Kraftwerke sind in der Regel mit mehreren Wehrverschlüssen oder Turbinenstellenrichtungen ausgestat-

tet. Die Antriebe müssen funktionell verschiedenen steuerungs- und regelungstechnischen Anforderungen gerecht werden. Der Unterwasserstand wird, wie vorstehend erläutert, eingepegelt.

Besondere Bedeutung kommt den Wehrverschlüssen zu, die als Regelorgane den Oberwasserspiegel auf vorgegebenem Niveau halten. Dies wird mit einer regelungstechnischen Verknüpfung der Wehrbewegung und des Oberwassers erreicht. Geschwindigkeit und Hubhöhe der Wehrverschlüsse werden durch Linearantriebe realisiert, die mit Schrittmotoren ausgestattet sind. Die Hubhöhen der Linearantriebe werden durch Linearisierung an die unterschiedlichen Verschlussöffnungscharakteristiken angepasst. Die Steuerung und Regelung führt das zentrale Automatisierungssystem durch, alle benötigten Eingabe- und Ausgabewerte erfolgen vom Messprogramm aus.

Bei Wehruntersuchungen regelt und kontrolliert das Automatisierungssystem autark das Erreichen der vorgegebenen Sollwerte für den Modellzufluss und die Wasserstände. Auf Grund der teilweise vorhandenen hydraulischen Abhängigkeit des Oberwasserstandes (OW) vom Unterwasserstand (UW) ergibt sich für den OW-Regler und UW-Regler ein ungünstiges Verhalten der Regelstrecken. Aus den Bedingungen, dass der Modellzufluss und die Wasserspiegeländerung im OW mit großer Bandbreite betrieben werden, resultiert ein für die Regelstrecken verändertes Laufzeitverhalten. Die Optimierung der Reglerparameter allein führt nicht zur Stabilität des Regelverhaltens, die Regler neigen zum Überschwingen oder steuern die Stellglieder in die Endlagen. Dies muss aus modelltechnischer Sicht vermieden werden. Zwei Strategien sind im Messprogramm implementiert, um einen stationären Wasserspiegelzustand in OW und UW zu erreichen.

1. Der Modellwart hat die Möglichkeit, die Wasserspiegeländerungen online zu beobachten und die Stellglieder der Regelkreise durch Handbetrieb oder Automatikbetrieb im Messprogramm zu verändern.
2. Das Messprogramm steuert in Abhängigkeit von logischen Verknüpfungen und Bedingungen die Regelaktivität und die Sollwertvorgabe des OW-Reglers. Dabei wird schrittweise der dem Regler vorgegebene „OW-Sollwert“ so lange verändert, bis der angestrebte OW-Sollwert erreicht ist. Der Vorgang kann grafisch beobachtet werden und wird in einer Datendatei zyklisch protokolliert.

Programmtechnisch realisierte Verknüpfungen und Bedingungen:

- UW-Istwert liegt außerhalb einer parametrisierbaren Bandbreite des UW-Sollwerts
→ OW-Regler wird auf Handbetrieb gestellt, keine Regelaktivitäten.

- UW-Istwert liegt innerhalb der Bandbreite des UW-Sollwerts
→ OW-Regler wird auf Automatikbetrieb gestellt, Regelaktivitäten ein.
- OW-Istwert liegt außerhalb einer parametrisierbaren Bandbreite des aktuellen OW-Sollwert
→ aktueller OW-Sollwert wird nicht verändert.
- OW-Istwert liegt innerhalb der Bandbreite des aktuellen OW-Sollwert
→ aktueller OW-Sollwert wird schrittweise verändert

Durch die schrittweise Annäherung des OW-Sollwerts muss der OW-Regler nur kleine Regelabweichungen ausgleichen und ist so besser parametrisierbar. Dies wirkt sich auch günstig auf den UW-Regler aus, da nur geringe Schwankungen im UW zu erwarten sind.

Die Wehrhöhen beim Erreichen der stationären Wasserspiegellage entsprechen der Modellgesetzmäßigkeit und können auf die Natur übertragen werden. Die angewandten Reglerparameter des OW-Reglers sind nicht auf die Natur übertragbar, Gründe hierfür sind das dynamische Verhalten der Wehrelemente und die verwendete Antriebstechnik.

3 Schleusen

Schleusen dienen zur Überwindung von Fallstufen an natürlichen und künstlichen Wasserstraßen. Sie finden bereits frühzeitig Erwähnung und im Jahr 1492 skizziert Leonardo da Vinci am Mailänder Hof Schleusen für ein Kanalsystem zur Entwicklung und Verbesserung der Schifffahrtsverhältnisse.

Wie andere Verkehrsbauten haben Schleusen eine relativ lange Nutzungsdauer von 80 bis 100 Jahren. Ihr technisches Erscheinungsbild ist deshalb sehr vielfältig, was in der Bauform, im Baumaterial in der Maschinenteknik, im Stahlwasserbau und schließlich in der hydraulischen Funktionalität der Schleusen zum Ausdruck kommt.

Beim Entwurf einer neuen Schleuse rückt die Wahl des hydraulischen Füll- und Entleersystems (F/E-System) in den Mittelpunkt, wobei man sich zwischen End-, Seitenfüll- bzw. Grundlaufsystemen zu entscheiden hat. In der Reihenfolge ihrer Aufzählung steigen Leistungsfähigkeit und Güte der Schleusung, aber auch die Baukosten.

Wenn verschiedene technische Lösungen möglich sind, kommt es darauf an, einen möglichst günstigen Kosten/Nutzen-Faktor zu erzielen. Insofern entscheidet das für eine Wasserstraße geplante Verkehrsaufkommen (erforderliche Schleusungszeiten) und die Fallhöhe über das zweckmäßige F/E-System. Darüber hinaus ist bei großen Fallhöhen und künstlichen Wasserstraßen zu prüfen, ob Sparbecken zur Wasserein-

Datenblatt																			
Schleuse Bolzum, neu			Schleusentyp Sparschleuse			Füll-/Entleersystem Endsystem mit Sparbeckenanbindung im Drempel						Betriebsart Sparbeckenbetrieb							
Betrieb: Restfüllung			Verschlusscharakteristik: nichtlinear						Verschluss: Drehsegment										
Zeit-schritt	μ Beiwert	Kammer-fläche	Kammer-länge	Kammer-breite	Ober-wasser	Kammer-Wsp	Unter-wasser	Breite VS	Höhe VS	Geschw. VS	Zeit VS	A	c	Zeitpunkt: bei Qmax	Qmax	Gesamtzeit	mittel	smax	
[s]	[1]	[m ²]	[m]	[m]	[m+NN]	[m+NN]	[m+NN]	[m]	[m]	[m/s]	[s]	[m ²]	[m ² /s]	[s]	[m ³ /s]	[s]	[m/min]	[m/min]	
1	0,90	2025,00	162,00	12,50	73,60	64,90	64,90	12,50	0,23	0,0350	512,0	2,83		683,00	32,08	570,00	0,61	1,30	
Betrieb: Sparbeckenentleerung			Verschlusscharakteristik: linear						Verschluss: Schütz										
Zeit-schritt	μ Beiwert	Becken-fläche	Becken-länge	Becken-breite	Anfangs-druckhöhe	Rest-druckhöhe	Becken Nr.	Breite SBK	Höhe SBK	Geschw. SBV	Zeit SBV auf	A	c	Zeitpunkt: bei Qmax	Qmax	Gesamtzeit	mittel	smax	
[s]	[1]	[m ²]	[m]	[m]	[m]	[m]		[m]	[m]	[m/s]	[s]	[m ²]	[m ² /s]	[s]	[m ³ /s]	[s]	[m/min]	[m/min]	
1	0,80	2430,00	162,00	15,00	5,57	0,20	1	2,00	3,00	0,0150	200,0	6,00	0,030	181,00	30,24	328,75	0,53	0,91	
bearbeitet am : Dateiname: FüllungBolzumV23 aufgestellt am : 14.03.05																899	0,58		

Bild 4: Programm „Hydraulische Schleusenberechnung“ – Datenblatt der neuen Schleuse Bolzum, Sparbeckenbetrieb

sparung dienen oder Pumpen das Schleusungswasser zurück in die obere Haltung fördern sollen. Die Entscheidung für die eine oder andere Variante hängt wesentlich von den Energiepreisen und deren zukünftiger Entwicklung ab. Kann in einer Scheitelhaltung das Verlustwasser nicht natürlich durch einen ausreichenden Zufluss ersetzt werden, sind Sparbecken zweckmäßig, aber ein Pumpwerk unumgänglich.

Ist die Wahl auf eines der zuvor genannten Füllsysteme gefallen, so besteht auf der Grundlage konventioneller Berechnungsansätze die Möglichkeit – bevor mit Modelluntersuchungen für einen Schleusentwurf begonnen wird – eine Vordimensionierung des hydraulischen Systems mit Hilfe des PC-Programms „Hydraulische Schleusenberechnung“, welches in der BAW erstellt wurde, vorzunehmen. Dabei wird auf Abmessungen von Verschlüssen und Kanälen bestehender Bauwerke zurückgegriffen bzw. der Gesamtströmungsverlustbeiwert für das neue Bauwerk im Analogieschluss abgeschätzt. Hierbei ist die Bauwerksdatenbank der BAW bzw. die Wasserstraßen-Datenbank (WADABA) der WSV von Nutzen, da mit diesen Datenbanken Referenzobjekte mit den für eine Vordimensionierung relevanten Daten schnell ausfindig zu machen sind.

Das Ergebnis einer solchen Vorbemessung zeigen die Bilder 4 bis 6 am Beispiel der neuen Schleuse Bolzum im Stichkanal Hildesheim. Das PC-Programm ist so aufgebaut, dass unter Einbeziehung der Antriebsgeometrie auch eine nichtlineare Öffnungscharakteristik von Segmenttoren bzw. Segmentschützen realistisch berücksichtigt werden kann.

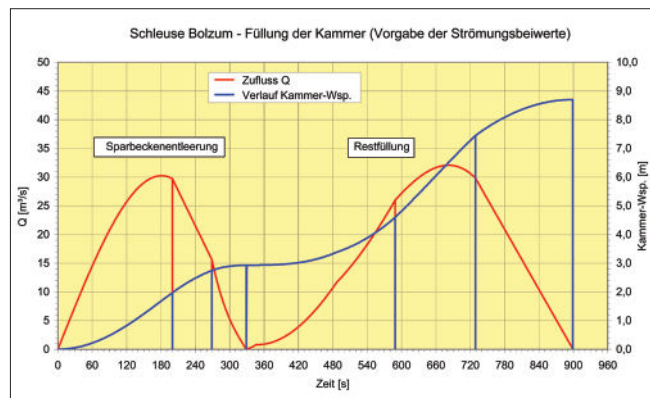


Bild 5: Programm „Hydraulische Schleusenberechnung“ – Anstieg des Kammerwasserspiegels und Entwicklung des Zuflusses über die Kammerfüllzeit

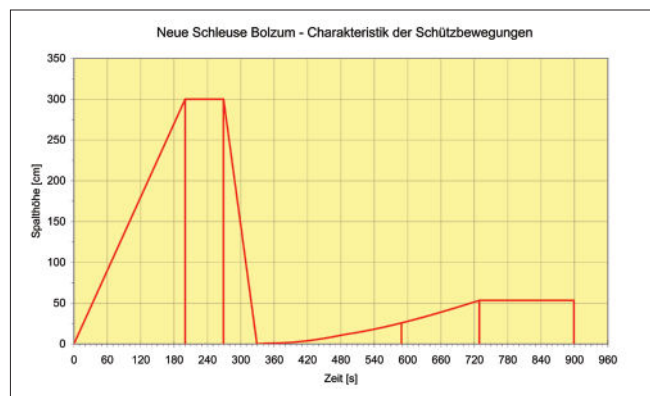


Bild 6: Programm „Hydraulische Schleusenberechnung“ – Schützbewegungen bei Kammerfüllung (Schützfahrplan)

Korrespondierende Schiffskräfte können mit diesem Programm nicht berechnet werden. Der Analogieschluss von einem in seinen Details im hydraulischen Modell untersuchten F/E-System auf ein vergleichbar anderes lässt aber die Folgerung zu, dass bei ähnlichem Anstieg des Kammerwasserspiegels und gleicher Fläche der Schleusenammern auch die Kräfte auf zu schleusende Schiffe in Größe und Verlauf annähernd gleich sein müssen. Ob eine solche Abschätzung genügt, ist im konkreten Fall zu entscheiden.

Der hydraulische oder auch physikalische Modellversuch dient der zeitlichen Optimierung der Füll- und Entleerprozesse unter Berücksichtigung zulässiger Längs- und Querkräfte (Schiffskräfte) auf das zu schleusende Schiff. Dies geschieht anhand der Entwicklung von Schützfahrplänen, Änderung der Füllquerschnitte und ggf. durch den Einbau von Einrichtungen zur Energieumwandlung des Füllstroms im Bereich des Oberhauptes. Obwohl die numerische Modellierung auch hier immer mehr infolge wachsender Leistungsfähigkeit der Computertechnik an Bedeutung gewinnt, hat der hydraulische Modellversuch auf Grund der instationären Interaktion von Schiffsbewegung und Strömung nach wie vor seinen festen Platz unter den Untersuchungsverfahren.

Als zweckmäßige Verkleinerung der Großausführung hat sich bei der Untersuchung von Schleusen ein Maßstab von M 1 : 25 herausgestellt. Da sich das Gesamtmodell jeder neuen Schleusenuntersuchung in seine Teile „oberer Vorhafen“, „Schleusenbauwerk“ und „unterer Vorhafen“ gliedern lässt, wurde, um einen Großteil des Aufwandes für den Modellaufbau einzusparen, ein Schleusenversuchsstand in der BAW Karlsruhe eingerichtet (Bild 7 und Bild 8).

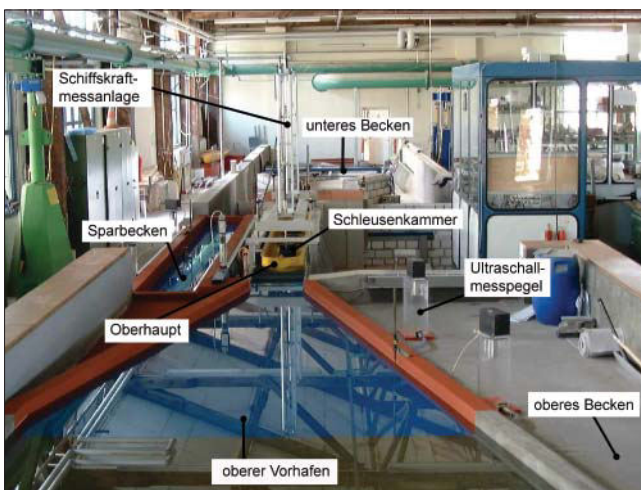


Bild 7: Schleusenversuchsstand in der BAW Karlsruhe mit dem Modell der Schiffsschleusenanlage der neuen Schleuse Bolzum

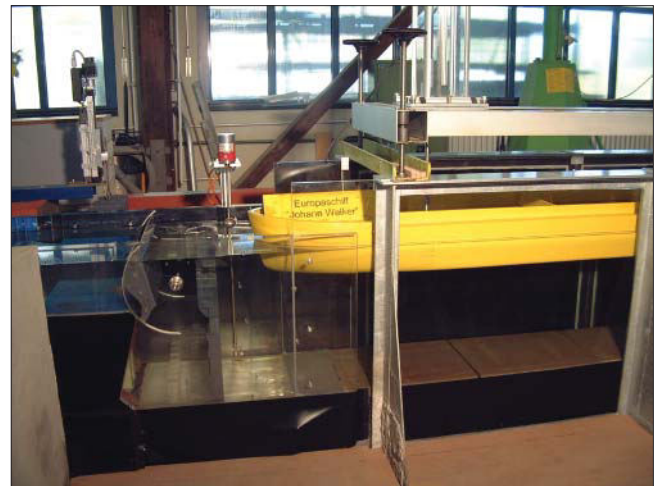


Bild 8: Blick auf das Oberhaupt der neuen Schleuse Bolzum mit Drucksegmenttor, zwei Störkörperreihen an der Sohle und abschließender Gitterwand (Energieumwandlungsanlage)

Bauliche Details sind:

- Ein oberes Becken mit Einrichtungen, die den Zufluss regeln bzw. die Wasserspiegelländerungen aus Schwall und Sunk im Oberwasser beim Füllen der Schleuse berücksichtigen,
- eine Kammer mit einem durchsichtigen vorderen Kammerabschnitt, der in seiner Breite durch eine einseitig verstellbare Wand flexibel und damit anpassungsfähig an unterschiedliche Schleusenammernbreiten ist, sowie ein hinterer Kammerabschnitt, der massiv gestaltet ist und jeweils der zu untersuchenden Schleusenammernlänge angepasst wird, und
- ein unteres Becken mit einer ggf. verstellbaren Klappe am Beckenende.

Die obere Beckensohle ist gegenüber der Kammer-sohle sehr hoch gelegt worden, damit große Fallhöhen eingerichtet werden können. Um eine beliebig kleinere Fallhöhe zu erzeugen, braucht nur die Kammer-sohle entsprechend angehoben zu werden. Im oberen Becken erfolgt dann nur noch der Einbau des jeweiligen Vorhafens in seiner Kontur, wobei der Übergang zum Schleusenoberhaupt zu modellieren ist. Soll auch der Entleervorgang bzw. eine Hochwasserentlastung durch die Schleuse untersucht werden, wird der untere Vorhafen sowie eine die Tiefe des Unterwassers regelnde Klappe am Ende des unteren Beckens des Schleusenversuchsstandes erforderlich. Ist nur der Füllvorgang von Interesse, reicht ein Schieber am Unterhaupt, um die Kammer nach dem Füllvorgang wieder bis auf den Unterwasserstand zu entleeren. Ein erneuter Füllversuch mit geänderten Parametern kann sich anschließen.

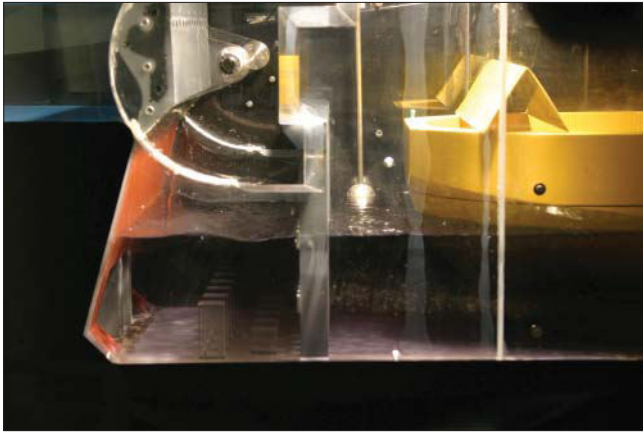


Bild 9: Füllung der neuen Schleuse Bolzum im Modell; Sparbeckenentleerung (Option), erste Füllphase – das Wasser fließt frontal aus drei Öffnungen des Sparbeckenkanals unterhalb des Drempels in die Energieumwandlungsanlage des Drucksegmenttores als Vorkopffülleinrichtung.

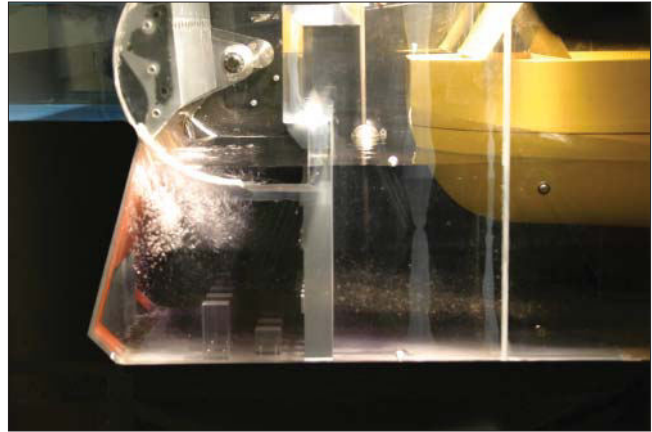


Bild 10: Füllung der neuen Schleuse Bolzum im Modell; Restfüllung der Kammer aus dem Oberwasser – Drucksegmenttor mit Füllmuschel zu Beginn der Füllquerchnittsfreigabe

Wichtiger Bestandteil des Schleusenversuchsstandes ist die Schiffskraftmessanlage (s. auch Bild 7). Mit Hilfe dieser Anlage werden die Längs- und Querkraften am Bug bzw. nur Querkraften am Heck eines Schiffmodells gemessen und die Einhaltung der Grenzwerte der Kraftgröße beim Füll- und Entleervorgang überprüft. Außerdem lässt sich die Trimmung des Schiffes während der Schleusung aufzeichnen. Die beim Schleusenbetrieb auftretenden vertikalen Bewegungen des Schiffes wirken sich nicht störend auf die Kraftmessungen aus. Eine Lasermesstechnik bestimmt die Biegeverformung zweier mit dem Schiff verbundener Stäbe als Maß für die Krafteinwirkung während des Schleusens. Vor Beginn der Schiffskraftmessungen ist deshalb die Messeinrichtung zu kalibrieren. Als Schiffmodelle stehen die Typschiffe Johann Welker (L = 80,00 m x B = 9,50 m x T = 2,50 m; Bruttoschiffsgewicht 13500 kN) und das Große Rheinschiff (110 m x 11,40 m x 2,80 m; Bruttoschiffsgewicht 20000 kN) zur Verfügung. Die zulässigen Schiffskräfte für die beiden hier genannten Typschiffe basieren auf Naturuntersuchungen bzw. Erfahrungswerten der BAW. Danach dürfen die Längskräfte für das Typschiff „Johann Welker“ umgerechnet auf die Großausführung max. 15 kN und für das „Große Rheinschiff“ max. 23 kN betragen. Es wird zugelassen, dass die Querkraften am Bug bzw. Heck bis zu 50 % der jeweiligen max. Längskraft während des Schleusungsprozesses ansteigen. (Bild 9 und Bild 10)

Die gesamte Ablaufsteuerung und Kontrolle des Schleusenmodells im Schleusenversuchsstand erfolgt von einem Messstand aus ferngesteuert bzw. über einen PC, der darüber hinaus alle Messdaten erfasst und speichert. Das betrifft das Öffnen und Regeln der Schieber, die Messung des Zuflusses, die Einstellung, Überprüfung und Erfassung der zeitlichen Wasserspiegellagen mittels Ultraschallmesspegel und induktiver Wasserspiegelsonden wie auch die Steuerung der Füllschütze mit der Möglichkeit, unterschiedliche Öffnungs- bzw. Schließgeschwindigkeiten vorzugeben. Auch die Schiffskräfte und die Positionen von Bug und Heck werden zeitabhängig erfasst.

Die Messergebnisse können nach einem Messzyklus in beliebiger Auswahl für eine Sofortanalyse ausgedruckt werden, bzw. stehen ohne zusätzlichen zeitlichen Aufwand strukturiert für die Erstellung des Gutachtens zur Verfügung (Bild 11).

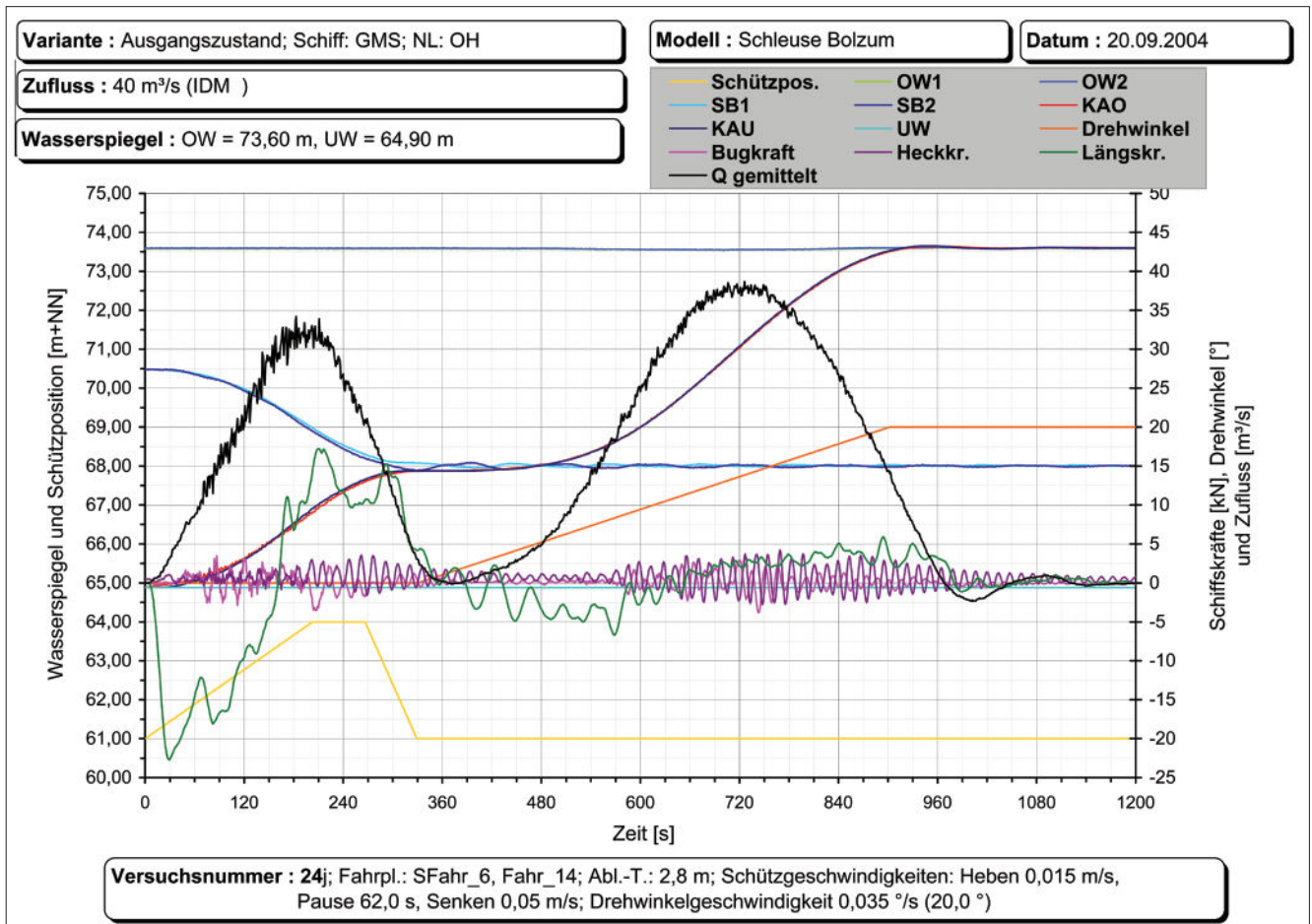


Bild 11: Ergebnisdarstellung der optimierten Füllung beim Sparbeckenbetrieb der im Modell untersuchten neuen Schleuse Bolzum (vgl. Bild 5)

4 Wehre

Physikalische Wehrmodelle dienen der Gestaltung von Wehrverschlüssen, der Dimensionierung von Verschlusskonstruktion und Antrieb, der Bestimmung des Abfuhrvermögens, der Erstellung von Wehrkennlinien und nicht zuletzt der Validierung numerischer Modelle. Hierfür werden je nach Fragestellung Voll- oder Teilmodelle in einem Maßstab von 1 : 40 bis 1 : 1 erstellt. In Ausschnitts- oder Teilmodellen wird die Strömungsbildung über die Breite als unveränderlich angenommen (2D-Modell) und Randeinflüsse werden vernachlässigt.

Hierfür stehen in der BAW zwei im Jahre 2001 neu gebaute Versuchsrinnen mit unterschiedlichen Abmessungen und Ausstattungen zur Verfügung, auf welche hier näher eingegangen wird (Bild 12). Konstruktive Einzelheiten der Rinnen sind der Tabelle 1 zu entnehmen.

	0,80-m-Rinne	3-m-Rinne
Nutzlängen L x B x H [m]	20 x 0,80 x 1,75	17 x 2,95 x 0,85
Konstruktion	Stahlrahmen mit Stahlboden und Glaswänden	Boden und Wände aus Stahlbeton
Zulaufleitungen	1 x DN 200 2 x DN 300	1 x DN 100 1 x DN 200 2 x DN 300
Durchflussmessung	Magnetisch-induktive Durchflussmessung (MID)	Magnetisch-induktive Durchflussmessung (MID)
Max. Zufluss	ca. 350 l/s	ca. 350 l/s

Tabelle 1: Kennwerte der Versuchsrinnen

Die Böden der Rinnen liegen erhöht gegenüber dem Hallenboden und sind im mittleren Bereich mit Glasplatten versehen, um für optische Untersuchungsverfahren – wie die Particle-Imaging-Velocimetry – einen Zugang von unten und von der Seite her zu ermöglichen.



Bild 12: oben: 0,80-m-Rinne mit Traversierung
unten: 3-m-Rinne mit Traversierung

4.1 Steuer- und Messeinrichtungen

Die Durchflussregelung in den Zuleitungen erfolgt über Plattenschieber mit Elektroantrieb, die Wasserspiegelnhöhen an den Rinnenausläufen werden mittels Auslaufklappen eingestellt. Die Regelung und Überwachung von Durchfluss und Wasserstand beider Rinnen erfolgt zentral über einen PC am Steuerstand. Einzelheiten sind Kapitel 2 „Modellmesstechnik und Automatisierung“ zu entnehmen.

Weiterhin sind die Rinnen mit Positionierungssystemen (Traversierung) ausgestattet (siehe Bild 12), die es ermöglichen, Messsonden oder Laserpointer automatisch an jede, durch X/Y/Z-Koordinaten definierte Stelle zu fahren. Die Steuerung der Traversierung wird ebenfalls vom Steuerstand aus vorgenommen. Die Traversierung kann auch mit vorgegebener konstanter Vorschubgeschwindigkeit entlang der 0,80-m-Rinne bewegt werden, um so Schleppversuche durchzuführen und z. B. Geschwindigkeitsmesssonden kalibrieren zu können.

4.2 Ausschnittmodelle in der 0,80-m-Rinne

Als Ausschnittmodelle werden hier Modelle bezeichnet, die von Bauwerken mit über eine größere Breite konstanten geometrischen und hydraulischen Verhältnissen einen schmalen Ausschnitt zwischen parallelen vertikalen Längswänden repräsentieren. Der zu wählende Modellmaßstab ist dabei u. a. durch die zur Verfügung stehende maximale Modelldurchflusswassermenge und die rinnenabhängige Länge der Beruhigungsstrecke begrenzt und liegt in der Größenordnung zwischen 1 : 5 und 1 : 10.

4.2.1 Beispiel Schlauchwehruntersuchung

Um die Eignung von Schlauchwehren für den Einsatz als Wehrverschlüsse an Bundeswasserstraßen zu prüfen, wurden im Rahmen eines FuE-Projektes Grundsatzuntersuchungen an einem 0,80 m breiten Schlauchwehrausschnitt in der Stahlrinne durchgeführt. Der Modellmaßstab, der auch unter Berücksichtigung von Ähnlichkeitskriterien und der Membrandicke des Modellschlauchs gewählt wurde, betrug dabei 1 : 5.

Der Modellschlauch, der für diese Versuche an den Rinnenwänden seitlich geschlossen war, wurde auf einer Stahlunterkonstruktion (Ablagetisch) befestigt und in der Rinne fixiert. Die Sohlhöhen im Ober- und Unterwasser waren entsprechend angepasst (Bild 13 und Bild 14).

Für die Untersuchungen am Ausschnittmodell kamen sowohl wassergefüllte wie auch luftgefüllte Schlauchwehrvarianten zum Einsatz. Ziel war es u. a., Erkenntnisse über die Ausbildung der Schlauchquerschnittsform in Abhängigkeit vom Schlauchinnendruck bei hydrostatischer Belastung (nicht überströmt) sowie Einflüsse des Einstaugrades durch das Unterwasser auf die Schlauchhöhe zu erhalten.

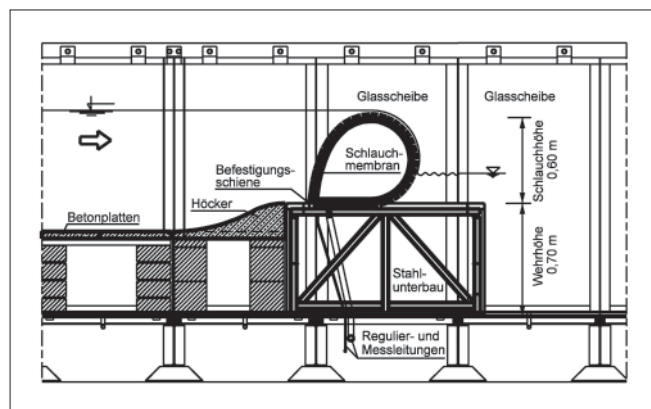


Bild 13: Längsschnitt durch die 0,80-m-Rinne mit Modellschlauchwehr (Ausschnitt)



Bild 14: Überströmtes Schlauchwehr in der 0,80-m-Rinne

Die Querschnittsform des Schlauches passt sich den Druckverhältnissen zwischen Innendruck und hydrostatischem Oberwasserdruck an, wobei auch Materialeigenschaften und Befestigungsart eine Rolle spielen. Mit induktiven Wegaufnehmern wurde deshalb an der wassergefüllten Schlauchwehrvariante bei hydrostatischer Belastung und unterschiedlichen Bemessungsinwendruckkoeffizienten α_0 die Querschnittsform abgetastet. Das Ergebnis der Messungen ist im Bild 15 beispielhaft dargestellt.

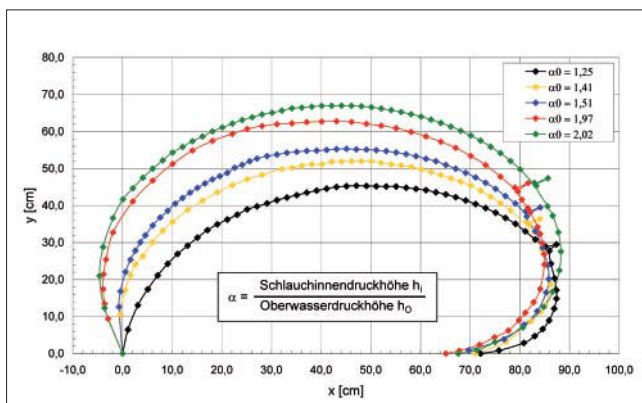


Bild 15: Gemessene Querschnittsformen bei verschiedenen Innendruckkoeffizienten α_0

4.2.2 Beispiel Absturzuntersuchung

Um Nahbereiche von Wasserbauwerken in kleinskaligen numerischen dreidimensionalen Modellen nachbilden und hydrodynamisch untersuchen zu können, wird derzeit ein Programm entwickelt, welches diesen Anforderungen entsprechen soll. Dabei ist es erforderlich, den Turbulenzeinfluss auf die Strömungscharakteristik mathematisch zu erfassen, um eine möglichst realitätsnahe Simulation der Strömungsvorgänge zu erreichen. Im Rahmen von hochauflösenden physikalischen Grundsatzuntersuchungen soll in einem Ausschnittmodell die Turbulenzmodellierung der Numerik kalibriert und verifiziert werden. Die 0,80 m breite Stahlrinne bietet durch ihre optische Zugänglichkeit auf Grund ihrer Glaswände und Glasböden und der integrierten Traversierung die Möglichkeit, anhand von ent-

sprechenden Einbauten, wie z. B. Sohlschwelle, Absturz oder Pfeiler, die oben erwähnten Studien mit präzisen und modernen Messverfahren durchzuführen.

Zunächst wurde die Rinne mit einer erhöhten Oberwasserohle versehen, welche über ein 0,55 m hohes Absturzbauwerk in den tieferen Unterwasserbereich übergeht. Durch die Auslaufklappe können durch Variation der Unterwassertiefe die unterschiedlichsten Überströmungsfälle eines Absturzes nachgebildet werden.

Die stationären Wasserspiegelhöhen im Ober- und Unterwasser des Absturzes werden mit elektrischen Schwimmerpegeln in Messzylindern, die mit dem Rinneboden verbunden sind, erfasst. Zur Aufnahme des Wasserspiegelverlaufs über die gesamte nutzbare Versuchsstrecke wird eine mobile Ultraschallsonde (Bild 16) verwendet, welche während der Messungen mit konstanter Vorschubgeschwindigkeit mittels der Traversierung über dem Versuchsfeld bewegt wird und eine kontinuierliche Messwerterfassung und Übertragung ermöglicht.



Bild 16: 0,80-m-Rinne mit eingebautem Absturz, LED-Licht, Messsonden und Highspeed-Kamera

Ein weiterer wichtiger zu erfassender charakteristischer Strömungsparameter ist die dreidimensionale Fließgeschwindigkeit. Deren Messung wird für die lokale und punktuelle Erfassung durch eine 3D-ADV-Sonde (ADV = Acoustic-Doppler-Velocimetry) (Bild 16) vorgenommen, welche nach dem akustischen Dopplerprinzip arbeitet und Geschwindigkeitsvektoren in allen drei Richtungen gleichzeitig aufnimmt. Da die turbulenten Strömungsvorgänge auch in einem größeren Ausschnittsbereich zeitgleich untersucht werden sollen, wird zu diesem Zweck das sogenannte PIV-Verfahren verwendet. Hierbei wird mit lichtstarken, in Reihe angeordneten LEDs (Bild 17) von unten eine wenige Zentimeter starke Lichtebene in der Strömung erzeugt und mit einer seitlich angebrachten Highspeed-Kamera (Bild 16 und 17) aufgezeichnet. Der Verwendung von Leuchtdioden wurde der Vorzug gegeben, da diese im Vergleich zu den erforderlichen lichtstarken



Bild 17: 0,80-m-Rinne mit überströmtem Absturz, LED-Lichtleiste (unten), Blick von der Seite

Lasern ein weit geringeres Sicherheitsrisiko darstellen und ein größerer Messbereich erfasst werden kann. Die im Wasser vorhandenen mikroskopischen Verunreinigungen oder Luftbläschen fungieren dabei als Tracer. Die Auswertesoftware setzt die Bilder der Sequenzanalysen in quantitative Geschwindigkeitsvektoren der Stromlinien um.

Ein Ausschnitt des Wasserspiegelverlaufs über die Rinnenlänge, der mit der mobilen Ultraschallsonde und der Traversierung während des Versuchs gemessen wurde, ist im Bild 18 dargestellt.

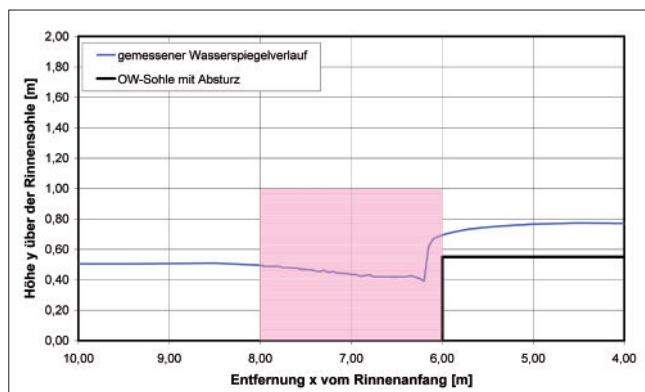


Bild 18: Gemessener Wasserspiegelverlauf

4.3 Teilmodelle in der 3-m-Rinne

Mit Teilmodellen sind hier Versuchsanordnungen gemeint, bei denen lediglich ein Teilobjekt vorrangig eine Wehranlage oder ein Wehrfeld einer Staustufe abgebildet wird. Hierfür ist die 2,95 m breite Betonrinne geeignet, welche die gleiche stationäre Infrastruktur wie die 0,80-m-Rinne aufweist. Der Modellmaßstab liegt hier üblicherweise zwischen 1 : 10 und 1 : 50.

4.3.1 Beispiel Schlauchwehrmodell

Als Ersatzneubauten für zwei abgängige Wehranlagen der WSV wurden Schlauchwehre gewählt.

Im Vorfeld von Planung und Realisierung waren zusätzlich zu den vorstehend erläuterten Untersuchungen am Ausschnittmodell Versuche an einem Teilmodell, welches ein vollständiges Wehrfeld umfasste, durchgeführt worden, um grundlegende Erkenntnisse über die hydraulischen Eigenschaften und Einsatzmöglichkeiten zu gewinnen. Es wurden verschiedene Varianten hinsichtlich des Füllmediums (Luft oder Wasser) und der Art der Schlauchbefestigung (1 oder 2 Schienen) als Schlauchwehrmodell im Maßstab 1 : 12,5 nachgebaut. Die Modelle wurden in Zusammenarbeit mit einem Schlauchwehrhersteller geplant und als auswechselbare Module gefertigt, um einschlägige Erfahrung nutzen zu können. Die Schlauchwehrmodule wurden in der 3-m-Rinne mit den erforderlichen Versorgungs- und Steuerleitungen nach Bedarf eingebaut (Bild 19).



Bild 19: Wassergefülltes Modellschlauchwehr bei Überströmung, M 1 : 12,5

Bei Schlauchwehren möglicherweise auftretende Schwingungen waren ebenfalls Gegenstand der Modellversuche. Mit Laser-Distanzmessgeräten wurde die Schlachoberfläche bei unterschiedlichen Abflüssen und Schlauchformen abgescannt und ihr Schwingungsverhalten analysiert, um eventuelle schwingungshemmende Maßnahmen daraus abzuleiten. Dies kön-

nen z. B. Strömungsabweiser (Fins) oder Strahlaufreiber, ähnlich wie bei Fischbauchklappen, sein.

4.3.2 Beispiel Wehrkennlinien für Neckarwehre

Die zentrale Fernsteuerung und Automatisierung von Wehren erfordern die Kenntnis der Wehrkennlinien. Sie stellt für jedes Wehr den spezifischen Zusammenhang zwischen der Stellung der Verschlüsse (Öffnungshöhe a bzw. Überfallhöhe h_U), dem Abfluss (Q) und dem Ober- und Unterwasserstand (h_O , h_U) her. Die verschiedenen Verschlussstypen (Walze, Schütz, Segment, Aufsatzklappen u. ä.) und die unterschiedliche Anzahl und Breite der Wehrfelder sind zu berücksichtigen. Als Grundlage für die systematische Erstellung der Wehrkennlinien werden Modelluntersuchungen repräsentativer Wehranlagen durchgeführt.

Um unter Umständen den Umfang der Versuche reduzieren zu können, wird zunächst in grundsätzlichen Vorversuchen in der 3-m-Rinne untersucht, inwieweit der strömungsrelevante Nahbereich der Wehre (Böschungen, Kraftwerk, Sohlgestaltung) reduziert bzw. vereinfacht dargestellt werden kann, ohne einen gravierenden Einfluss auf das Abflussverhalten der Wehrverschlüsse zu erhalten. Dadurch kann der Aufwand für den Aufbau der einzelnen bzw. die Anzahl der aufzubauenden Modelle minimiert und der Modellmaßstab größer gewählt werden. Zusätzlich hierzu wird die analoge Verwendung der Ergebnisse gleichartiger Modellversuche anderer Wasserstraßen geprüft.

Die Wehranlage selbst wird detailgetreu nachgebildet. Vorboden, Wehrschwelle und Tosbecken werden aus Betonfertigteilen oder Kunststoff hergestellt, die Wehrverschlüsse aus Metall (Alu, Messing) oder Kunststoff (siehe Beispiel Bild 20). Die Positionierung der Verschlüsse erfolgt mit Schrittmotoren, welche eine millimetergenaue Einstellung gewährleisten und zentral per Fernsteuerung anhand des Steuer- und Messprogramms vorgenommen wird. Die Wasserspiegelmessung erfolgt in gleicher Weise wie in den vorangegangenen Abschnitten erläutert.



Bild 20: Wehranlage im Modell, $M 1 : 33\%$, links und rechts: Rollschütz, Mitte: Versenkschütz

ung erfolgt in gleicher Weise wie in den vorangegangenen Abschnitten erläutert.

Anhand des Messprogramms können bei voreingestellten Verschlussöffnungen die Ober- und Unterwasserspiegelhöhen vorgegeben werden und durch die Regelorgane im Zulauf (Schieber) bzw. Auslauf (Auslaufklappe) wird der Zufluss bzw. die Auslaufklappenstellung automatisch solange schrittweise geregelt, bis die vorgegebenen Sollwerte für die Wasserspiegelhöhen erreicht sind. Der abflussabhängige Unterwasserstand muss bei der Steuerung interaktiv berücksichtigt werden, da er bei Unterströmung einen Einfluss auf das Abflussvermögen hat.

Am Beispiel von Modellversuchen für das Neckarwehr Deizisau mit drei Wehrfeldern, dessen Randfelder je mit einem Rollschütz und das mittlere Wehrfeld mit einem Versenkschütz ausgerüstet sind, werden einige Messergebnisse vorgestellt. Die Wehrfeldbreite beträgt jeweils 17,50 m. Für die Feinregulierung des Normalstauzieles bei kleinen Abflüssen ($< 70 \text{ m}^3/\text{s}$) durch ein Wehrfeld wird das Versenkschütz nach unten abgesenkt, sodass es überströmt wird. Der gemessene Zusammenhang zwischen Überfallhöhe h_U und Abfluss Q zeigt das Diagramm in Bild 21, welchem zu entnehmen ist, dass bei maximal abgesenktem Versenkschütz und einer Überfallhöhe von 1,50 m über Schützoberkante, welche dem Stauziel entspricht, ca. $65 \text{ m}^3/\text{s}$ abgeführt werden können.

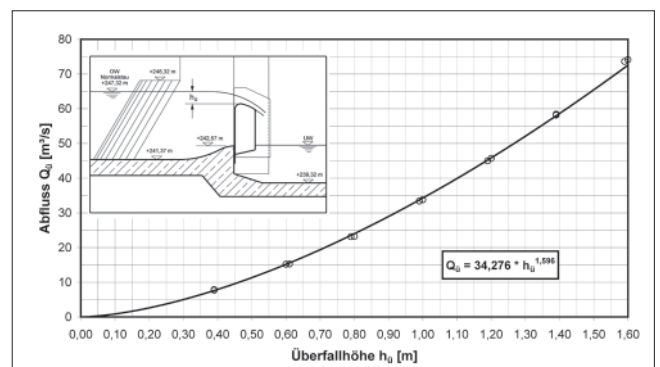


Bild 21: Abfluss über das 17,50 m breite Versenkschütz in Abhängigkeit von der Überfallhöhe

Bei größeren Abflüssen werden links und rechts Schütz angehoben, wobei der Abfluss unter den Rollschützen stets auch von der Unterwasserhöhe abhängig ist.

Wasserstraße						
Staustufe	Rhein		Mosel		Main	
	Abfluss		Abfluss		Abfluss	
	Iffezheim	Au-Neuburg	Lehmen	Grevenmacher	Schweinfurt	Knetzgau
Natur	7500 m ³ /s	7900 m ³ /s	4528 m ³ /s	2550 m ³ /s	2000 m ³ /s	2000 m ³ /s
Modell	75 l/s	79 l/s	256 l/s	144 l/s	198 l/s	406 l/s
Modellmaßstab	1 : 100		1 : 50		1 : 40	1 : 30

Tabelle 2: Kennzahlen einiger Staustufenmodelle

5 Staustufen

Gemäß Objektkatalog VV-WSV 1102 der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes ist die Staustufe ein "Anlagenkomplex an einer Fallstufe eines staugeordneten Flussabschnittes der im Wesentlichen nur den Fluss und nicht die ganze Talbreite absperrt". Zu einer Staustufe können als Absperrbauwerke einzeln oder kombiniert gehören:

- Wehranlage
- Schleusen- und/oder Bootsanlage
- Kraftwerksanlage

Physikalische Staustufenmodelle werden für die Dimensionierung neuer oder Verbesserung bestehender Absperrbauwerke – etwa hinsichtlich Hochwasserabfuhr oder Schifffahrtsverhältnisse – verwendet, wobei in der Regel sehr komplexe Strömungsverhältnisse zu untersuchen sind.

Im Folgenden werden Planung, Aufbau und Betrieb von Staustufenmodellen an ausgewählten Beispielen dargestellt und erläutert.

5.1 Modellaufbau

Für die Planung der Modelluntersuchung einer Staustufe sind umfangreiche geometrische, hydraulische und hydrologische Unterlagen erforderlich, wie Lagepläne, Bauwerkspläne, Querprofilaufnahmen, Luftbilder, Wasserspiegelfixierungen, Schlüsselkurven, Abfluss- und Wasserstandsganglinien. Die Wahl des Verkleinerungsmaßstabs des unverzerrten Modells wird bestimmt durch die vorhandenen technischen Randbedingungen (Laborfläche, Pumpenkapazität) und die hydraulischen Ähnlichkeitsbedingungen (Turbulenzkriterium, hydraulisch raue Strömung). Die in der BAW bisher verwendeten Maßstabszahlen für unverzerrte Staustufenmodelle liegen im Bereich von $L_r = h_r = 30$ bis 100 (Tabelle 2).

Ein Schwerpunkt beim Modellaufbau ist die Herstellung der Absperrbauwerke, welche in der Regel hydraulisch und mechanisch voll funktionsfähig sein müs-

sen, um naturähnliche Strömungsverhältnisse zu ermöglichen. Insbesondere die Wehre sind so zu gestalten und messtechnisch auszurüsten, wie in Kapitel 4 „Wehre“ erläutert.

Die Anfertigung der Massivbauteile und der beweglichen Verschlüsse erfolgt auf der Basis von CAD-Konstruktionsplänen (s. Bild 22). Von geometrisch komplexen Bauteilen werden digitale 3D-Modelle erzeugt, um mit diesen künftig über eine 3-Achsen-CNC-Fräsmaschine die Teile physisch herstellen zu können.

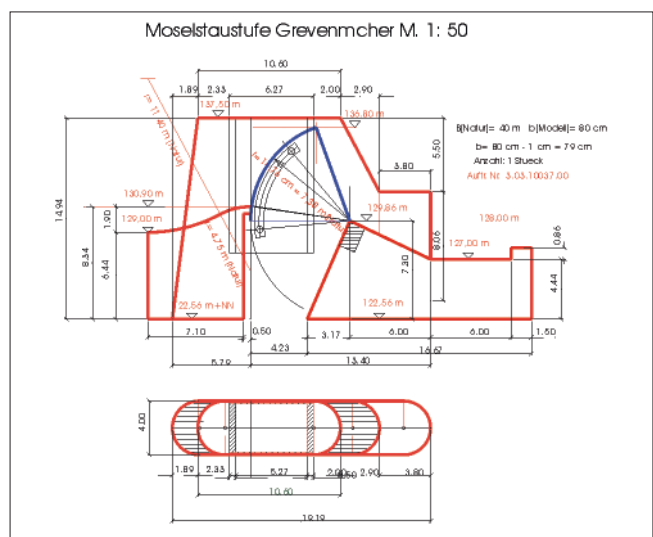


Bild 22: Wehranlage Grevenmacher – Werkstattzeichnung und eingebauter Modellwehrcörper

Nach Abschluss der Modellvorbereitung erfolgt der Aufbau der Flussstrecken im OW und UW mit der naturgetreuen detaillierten Nachbildung der Gewässersohle und allen in diesem Abschnitt vorhandenen Bauwerken.

5.2 Modelluntersuchung

Im Wesentlichen werden Untersuchungen an Staustufenmodellen durchgeführt, um Grundlagen zu schaffen für Begutachtungen auf den zwei Problemfeldern Hochwasserabfuhr und Schifffahrtsverhältnisse.

Hochwasseruntersuchungen an Staustufen sind ein wichtiges Hilfsmittel, um die Hochwasserneutralität von Neubau- und Umbaumaßnahmen im Bereich einer Staustufe im Vorfeld der Realisierung sicherzustellen, und sie ermöglichen eine wirtschaftliche Dimensionierung der Wehre, der Schleusenanlagen und der Kraftwerke. Bei bestehenden Anlagen dienen Hochwasseruntersuchungen der Analyse der Hochwasserabfuhr im Normalfall und der Überprüfung der Abfuhrsituation im (n-1)-Fall nach DIN 19700.

Am Modell der Moselstaustufe Grevenmacher (Bild 23) wurden sowohl die Hochwasserableitung im Normal- und (n-1)-Fall untersucht als auch der Einfluss des Neubaus einer zweiten Schleuse auf die Hochwasserabfuhr ermittelt. Aus Bild 24 wird deutlich, dass im (n-1)-Fall, wenn ein Wehrfeld blockiert ist, beim 100-jährlichen Hochwasser der OW-Spiegel um 1 m ansteigt.

Der zweite große Untersuchungskomplex für Staustufenmodelle sind die Schifffahrtsverhältnisse in den Ein- und Ausfahrten der Schleusenvorhöfen. Im Übergangsbereich vom durchströmten Gewässer zum nicht durchströmten Vorhafen erfolgt eine Strömungsumlenkung mit Quergeschwindigkeiten, welche die Sicherheit und Leichtigkeit des Schiffsverkehrs beeinträchtigen können. Deshalb sind die Strömungsverhältnisse mit einem Staustufenmodell zu überprüfen und ggf. Abhilfsmaßnahmen zu entwickeln. Diese können Uferabgrabungen, Sohlvertiefungen, Änderungen der Linieneinführungen, den Bau von Strömungsabweisern oder Öffnungen in der Trennmole umfassen.

Die Erfassung der Strömungssituation – meist bei Q (HSW) – geschieht zum einen mit Hilfe von Aufnahmen oder Messungen der Oberflächenströmung zur grundsätzlichen flächigen Strömungsbetrachtung und zum anderen durch punktuelle Geschwindigkeitsmessungen in Längs- und Querprofilen. Für diese Punktmessungen stehen magnetisch-induktive Messsonden mit halbautomatischem Traversierungssystem zur Verfügung, welche die horizontalen Fließgeschwindigkeiten in verschiedenen Tiefen in Längs- und Querrichtung aufnehmen.

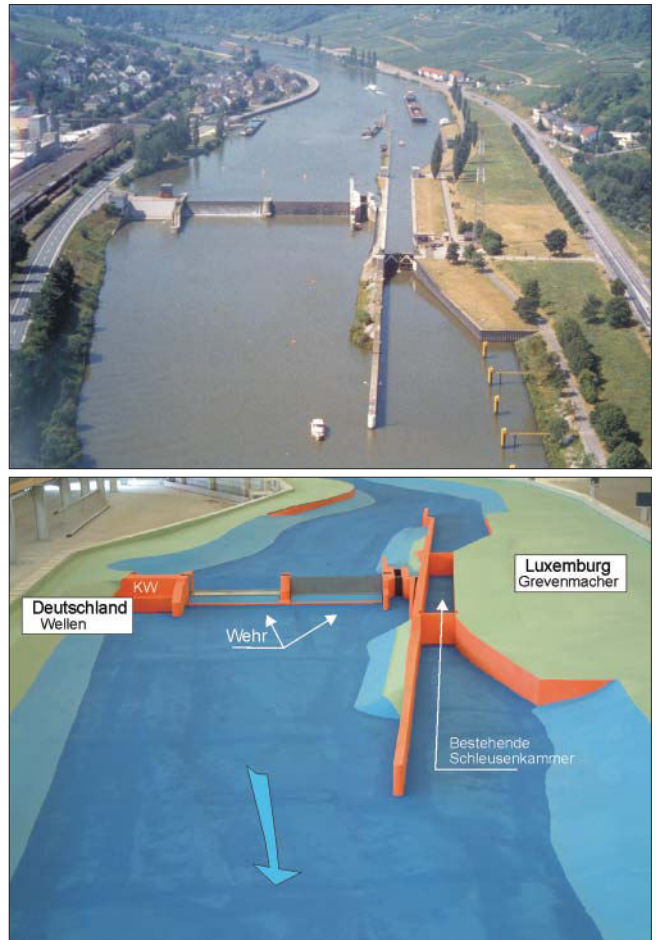


Bild 23: Moselstaustufe Grevenmacher M. 1 : 50

Als Beispiel einer Strömungsuntersuchung werden die Arbeiten im OW der Mainstaustufe Schweinfurt vorgestellt. Hier wird die Komplexität der Strömungsverhältnisse dadurch erhöht, dass sich am linken Ufer oberstrom der Vorhafeneinfahrt ein Auslassbauwerk befindet, durch welches bis zu 70 m³/s in einen Nebenarm des Mains abgeleitet werden können (Bild 25).

In Bild 26 ist exemplarisch eine Strömungsaufnahme dargestellt. Als ein Ergebnis der Modelluntersuchungen wurde empfohlen, bei Wasserständen bis zum höchsten Schifffahrtswasserstand das Auslassbauwerk nicht zu öffnen.

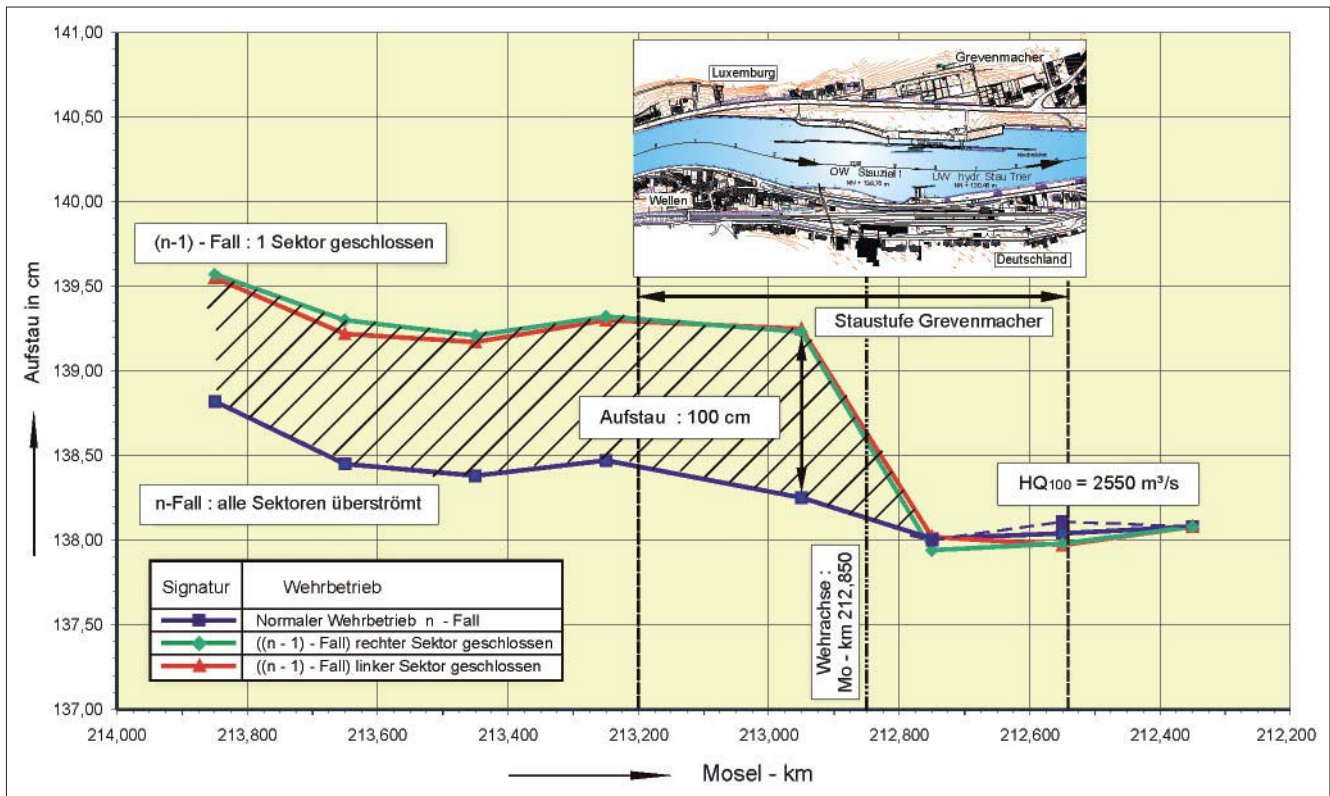


Bild 24: Staustufe Grevenmacher – Wasserspiegellagen beim $HQ_{100} = 2550 \text{ m}^3/\text{s}$ im heutigen Zustand

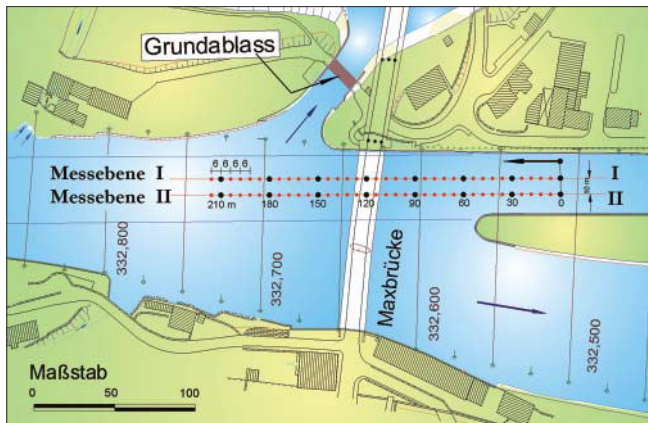


Bild 25: Anordnung der Messquerschnitte – Mainstaustufe Schweinfurt

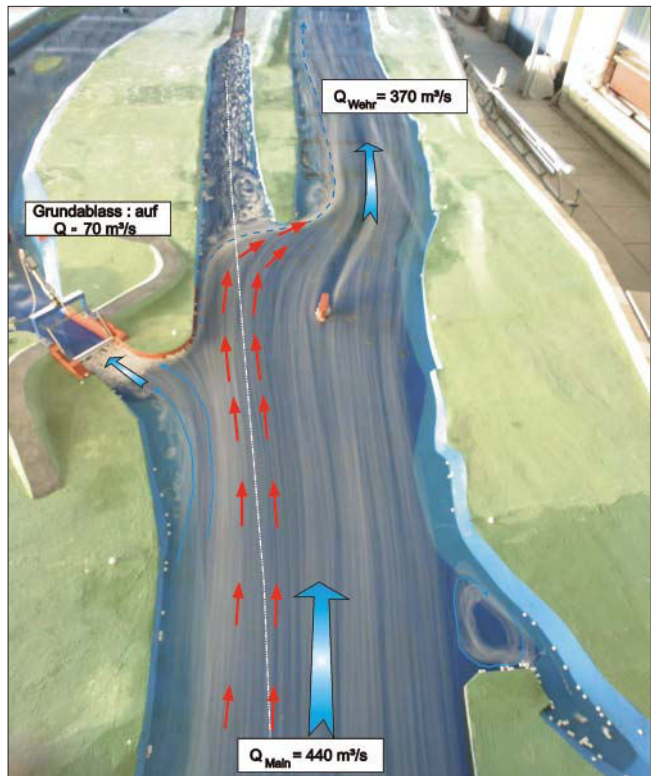


Bild 26: Momentbilder der Oberflächenströmungen für $Q_{\text{Main}} = 440 \text{ m}^3/\text{s}$ – Mainstaustufe Schweinfurt

6 Zusammenfassung und Ausblick

Durch konsequente Nutzung der kommerziell verfügbaren Ergebnisse der Forschung und Entwicklung auf den Gebieten der Mess- und Automatisierungstechnik konnte auch die Versuchstechnik im Bereich der Modelluntersuchung von Wasserbauwerken verbessert werden. Hierdurch und durch den Einsatz dreidimensionaler numerischer Verfahren ist heute ein tieferer Einblick als noch vor wenigen Jahren in die strömungsmechanischen Vorgänge im Nahfeld von Wasserbauwerken möglich. Dadurch können ganz gezielt Geometrie und Betriebsweise hydraulisch relevanter Bauwerke an den Wasserstraßen im physikalischen Modell optimiert werden.

Die vorgestellten Modelluntersuchungen von Schleusen, Wehren und Staustufen lassen erwarten, dass es wegen anstehender Ausbau- und Instandsetzungsmaßnahmen an den Bundeswasserstraßen auch zukünftig einen erheblichen Bedarf an hydraulischen Untersuchungen geben wird, welcher durch physikalische und zunehmend durch numerische Modelluntersuchungen gedeckt werden wird.

Hydraulische Flussmodelle mit beweglicher Sohle

DIPL.-ING. BERND HENTSCHEL, BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU KARLSRUHE

1 Einleitung

In alluvialen Flachlandflüssen bewegt sich an der Sohle beständig Geschiebe (Bild 1). Dabei ist die Menge und Form des Transportes stark abhängig von der Geometrie des Flussbettes. Um die komplexe Wechselwirkung zwischen unterschiedlichen Stromregelungselementen zu untersuchen und zu prognostizieren, betreibt die Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) hydraulische Feststofftransportmodelle. Zur naturähnlichen Simulation dieses Geschiebetransportes wird bei den Modellen das Naturgeschiebe durch feinen Sand oder durch ein Ersatzmaterial, zum Beispiel leichtes Kunststoffgranulat, ersetzt. Diese gegenständlichen Modelluntersuchungen werden durch Simulationsrechnungen mit numerischen Modellen ergänzt. Die Mess- und Steuerungstechnik im wasserbaulichen Versuchswesen hat dabei in den letzten Jahren erhebliche Fortschritte gemacht, sodass sich daraus neue Anwendungsgebiete ergeben. Die Prognosefähigkeit der Modelle bei der detaillierten Analyse von Stromregelungskonzepten konnte erheblich gesteigert werden. Neue Verfahren der fahrdynamischen Modellierungen von Schiffen in alluvialen Gewässern kommen zu Anwendung. Und nicht zuletzt stellen die umfangreichen und qualitativ hochwertigen Daten aus den Modellen hochwertige Validierungsdaten für numerische Verfahren dar.



Bild 1 : Wandernde Sandbank in der buhngeregelten Elbe bei Hitzacker (El-km 519)

Der Artikel zeigt an Beispielen aus der Praxis die von der BAW bei der Verwendung hydraulischer Geschiebetransportmodelle angewandten Methoden. Zunächst wird die Frage beantwortet, warum trotz Verfügbarkeit von immer mehr Rechenleistung und immer besserer Rechenverfahren weiterhin die Notwendigkeit der gegenständlichen Modellierung von Feststofftransportphänomenen besteht.

Bei der Beschreibung der verwendeten Untersuchungsmethoden wird insbesondere auf die flächige photogrammetrische Erfassung und Analyse der Sohlgeometrie eingegangen. Diese Methode ermöglicht die hochauflösende Vermessung der Modellsohle auch während des Versuchsbetriebes.



Bild 2: Hydraulisches Modell der Oder bei Hohenwutzen (MdL: 1:100, L = 78 m)

Dieser Beitrag beruht im Wesentlichen auf Untersuchungen der BAW, die an zwei hydraulischen Modellen von Elbe und Oder durchgeführt wurden (s. Bild 2 und Tabelle 1). In beiden Fällen handelt es sich um Flachlandflüsse mit einem ausgeprägten Geschiebetransport von Sand und Feinkies in Form von Dünen. Es wurden Untersuchungen zu Unterhaltungs- und Regelungsvarianten durchgeführt [BAW 1994; BAW 2001a; BAW 2001c; Hentschel und Witte 1999].

	Elbe	Oder
Untersuchungsbereich	Elbe - Reststrecke El-km 506,4 bis El-km 512,4	Oder Hohenwutzen Od-km 654,7 bis Od-km 662,5
Modellmaßstäbe	$L_r = 110$; $H_r = 40$	$L_r = 100$; $H_r = 40$
Modelllänge	ca. 60 m	ca. 78 m
Naturgeschiebe	Grobsand / Feinkies $d_m = 1,2$ mm	Grobsand / Feinkies $d_m = 0,9$ mm
Modellgeschiebe	Polystyrolgranulat, $d_m = 2,1$ mm, $\rho = 1,055$ g/cm ³	
Mittelwasserabfluss	713 m ³ /s Jahresreihe 1926/1996	525 m ³ /s Jahresreihe 1921/2002
Abflussspektrum	MNQ bis MHQ	
Laufzeit	1994 bis 1998	2001 bis 2008

Tabelle 1: Modelluntersuchungen der BAW

2 Einsatzgebiete hydraulischer Geschiebetransportmodelle

In der BAW werden hydraulische Modelle von Flüssen mit beweglicher Sohle zur Beantwortung von Fragestellungen an alluvialen Flüssen eingesetzt. Der Nutzen der hydraulischen Modelle liegt dabei in der Möglichkeit, physikalische Phänomene zu untersuchen, die mit numerischen Methoden zurzeit nicht oder nicht simulierbar sind:

- Die Zufälligkeiten der Sohlformen können in den Modellen ermittelt und berücksichtigt werden.
- Die Auswirkungen unterschiedlicher Stromregelungskonzepte auf die Sohlformen (Dünen/Transportkörper/Kolke/Querneigungen etc.) können untersucht werden.
- Untersuchungen zur Stabilität des Fahrrinnenverlaufes in Abschnitten mit über die Zeit veränderlichem Talwegsverlauf werden durchgeführt.
- Bei komplexen Veränderungen der Sohlform oder des Geschiebetransportes können Grundlagendaten für numerische Berechnungen erhoben werden (Änderung der mittleren Sohlhöhen, Veränderungen der Rauheit etc.) (Bild 3).
- Die Veränderungen der Rauheit durch andere Sohlformen in Folge von Änderungen des Stromregelungskonzeptes werden berücksichtigt und finden Eingang in begleitende numerische Simulationen.

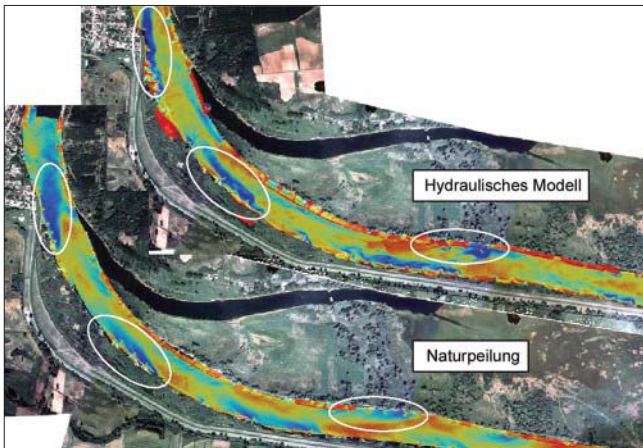


Bild 3: Ähnlichkeit der Sohlgeometrie Natur/Modell an einem Modell der Oder bei vergleichbarem Abfluss

In einem hydraulischen Modell ist bei Beachtung der Modellgesetze die Ähnlichkeit der räumlichen Strömungsstruktur und damit die Ausbildung der Zwei-Phasen-Strömung (Wasser und Sediment) weitgehend naturähnlich. Darüber hinaus unterliegen die Strömungsvorgänge in einem hydraulischen Geschiebetransportmodell, trotz Einhaltung gleicher Rand- und Anfangsbedingungen, einer mehr oder weniger großen Schwankungsbreite, ähnlich, wie es in der Natur der Fall ist (es gibt keine zwei exakt gleichen Versuchsabläufe). Die Bandbreite der möglichen Sohlhöhen und -formen kann somit in den hydraulischen Modellen erfasst und

statistisch ausgewertet werden. In den derzeit in der Anwendung befindlichen numerischen Modellen besteht hingegen in der Regel eine eindeutige Korrelation zwischen Rand- und Anfangsbedingungen auf der einen und Modellergebnissen in Form von Sohl- und Wasserspiegelhöhen auf der anderen Seite. (Bild 4)



Bild 4: Alternierende Kiesbänke (Modell Oder Hohenwutzen)

Weitere wesentliche Vorteile von hydraulischen Modellen bestehen darin, dass Unzulänglichkeiten der Naturerhebungen zum Teil ausgeglichen werden können. Flächige Sohlpeilungen aus der Natur sind z. B. in der Regel nur zu ausgewählten Zeitpunkten und nicht über die gesamte mögliche Abflussbandbreite verfügbar. Geschiebemessungen sind auch mit den modernsten Methoden in der Natur immer punktuell und zeitlich diskret und können, insbesondere bei alluvialen Flüssen mit einem ausgeprägten Transport in Form von Dünen, die Art und Menge des Transportes nur unzureichend darstellen. Hier können hydraulische Modelle ergänzende Informationen liefern, da summarische und zeitlich hoch aufgelöste Messungen kontinuierlich über einen langen Zeitraum erfolgen können.

3 Modelltheorie

3.1 Ähnlichkeitskriterien

Um die Möglichkeiten und die Grenzen des Einsatzes von hydraulischen Feststofftransportmodellen (FTM) beurteilen zu können, werden hier die Ähnlichkeiten, die für deren Betrieb relevant sind, zusammenfassend dargestellt.

Bezüglich der grundlegenden Eigenschaften von hydraulischen Geschiebetransportmodellen (GTM) wird auf die einschlägige Literatur verwiesen [Kobus 1984; DVWK-ATV 2003], in der insbesondere die Theorie der Ähnlichkeitsgesetze dargelegt wird. Hier wird nur insofern auf die Ähnlichkeitsgesetze eingegangen, als sie Besonderheiten der in der BAW in den letzten Jahren verwendeten hydraulischen Geschiebetransportmodelle

beinhalten. Die verwendeten Formelzeichen und Indizes sind in Kapitel 8 beschrieben.

3.1.1 Ähnlichkeit der Hydraulik

Ähnlichkeit der Geometrie

Die Ähnlichkeit der Geometrie ist die elementare Grundvoraussetzung und wird durch eine maßstäbliche Übertragung von Naturdaten in den Modellmaßstab erreicht. Um eine hinreichende Ähnlichkeit der Strömung zu erhalten, ist es jedoch oftmals erforderlich, bei der Transformation für die horizontalen und vertikalen Naturdaten unterschiedliche Maßstäbe zu wählen (Überhöhung, d. h. Höhenmaßstab ($1 : H_r$) > Längenmaßstab ($1 : L_r$)).

Ähnlichkeit des Verhältnisses von Trägheits- zu Schwerekräften (Froude-Zahl)

Bei Abflussvorgängen mit freier Oberfläche wird der Fließvorgang durch die Schwerkraft aufrecht erhalten. Der Energiegehalt der Strömung teilt sich auf in kinetische Energie (Geschwindigkeitshöhe) und potenzielle Energie (Wasserspiegelhöhe). Diese Energiearten sind durch die Froude-Zahl (Fr) verknüpft. Somit gilt als allgemeines Ähnlichkeitsprinzip die Froude-Ähnlichkeit. Durch die Einhaltung dieses Modellgesetzes ($Fr_N = Fr_M$) wird das Verhältnis von Trägheits- und Schwerekräften im Modell gleich dem in der Natur.

Ähnlichkeit des Wasserspiegel- und Energieliniengefälles

Für eine maßstäbliche Ähnlichkeit der Wasserspiegel- und Energieliniengefälle ist neben der Einhaltung des Froude-Modellgesetzes die Ähnlichkeit der Energieverluste infolge Rauheit erforderlich. Da zu der Rauheit sowohl die Kornrauheit als auch die Formrauheit (Sohlform/Querschnittsform etc.) gehört, ist dieser Punkt beim Betrieb von hydraulischen Geschiebetransportmodellen besonders zu beachten. Die aus der Sohlform resultierende Rauheit ist bei der Planung eines Modells nicht in jedem Fall theoretisch ableitbar, sodass Vorversuche in einer Rinne bei unterschiedlichen Abflüssen zur Auswahl des Modellgeschiebes und zur Wahl der Modellüberhöhung hilfreich sein können.

Das gesamte Spektrum der möglichen, für die Rauheit relevanten Sohlformen ergibt sich jedoch erst in dem fertig gestellten und mit dem gewählten Sohlmaterial gefüllten hydraulischen Modell. Dort sind dann die Möglichkeiten einer Kalibrierung jedoch extrem eingeschränkt.

Lokale Verluste durch z. B. Bauwerke wie Brücken oder Buhnen oder infolge Querschnittsaufweitungen oder -einengungen werden bei Beachtung der Froude-

Ähnlichkeit in den hydraulischen Modellen korrekt berücksichtigt.

Ähnlichkeit der Turbulenz

Das Verhältnis zwischen Trägheits- und Zähigkeitskräften wird durch die Reynolds-Zahl (Re) ausgedrückt. Dieses Ähnlichkeitskriterium für Turbulenzen ist maßgeblich für eine ähnliche Ausbildung von Wirbeln, Rückströmzonen, Ablösungen etc. zwischen Natur und Modell. Die vollständige Ähnlichkeit sowohl von Froude-Zahlen als auch von Reynolds-Zahlen zwischen Natur und maßstäblich verkleinerten Modellen ist nicht möglich. Daher wird beim Froudeschen Modellgesetz von der Ähnlichkeit der Turbulenzcharakteristik ausgegangen, d. h. dass die Strömung im Modell bei einer vollturbulenten Strömung in der Natur ebenfalls vollturbulent sein muss. Das ist gegeben, wenn die Re -Zahlen je nach Literatur größer sind als 3000 bis 5000 (Analog zur Turbulenzgrenze bei Rohrströmungen bei $Re = 2320$) [Kobus 1984; Dorer 1984; DVWK 2003]. Das ist im Flussschlauch der hydraulischen Modelle gegeben, in den Randbereichen (z. B. in Bühnenfeldern) erreicht man jedoch, insbesondere bei kleinen und mittleren Abflüssen Bereiche mit relativ kleinen Reynoldszahlen, sodass hier beurteilt werden muss, inwieweit diese Abweichung der Strömungscharakteristik für die jeweilige Fragestellung von Relevanz ist (s. dazu auch den Beitrag von [Faulhaber 2007] in diesem Heft).

3.1.2 Ähnlichkeit des Geschiebetransports

Ähnlichkeit des Geschiebetransportbeginns

Diese Ähnlichkeit ist für die Modellierung von Geschiebetransportvorgängen von großer Bedeutung. Da die hydraulischen Randbedingungen (Wassertiefen, Fließgeschwindigkeiten, Gefälle etc.) durch das Froude-Gesetz vorgegeben sind, ist die Ähnlichkeit des Geschiebetransportbeginns durch die Wahl eines geeigneten Sohlmaterials zu erreichen. Für den Bewegungsbeginn ist die Ähnlichkeit der Froude-Zahlen des Geschiebekornes (Fr_c) in Natur und Modell maßgeblich. Die Materialeigenschaften werden dabei durch die spezifische Kenngröße D gekennzeichnet (s. Bild 5; die schräg verlaufenden Linien zeigen die Materialkennlinien D^* für einen Natursand und mehrere mögliche Modellsedimente).

Ähnlichkeit des Geschiebetransports

Ein konstantes Verhältnis der Geschiebefracht zwischen der Natur und dem Modell über das gesamte untersuchte Abflussspektrum ist für den instationären Betrieb eines hydraulischen Geschiebemodels anzustreben. Die Geschiebefracht ist insbesondere abhängig von einem ähnlichen Verhältnis der Fr^* - und Re^* -Zahlen zwischen Natur und Modell. Die Re^* -Werte ge-

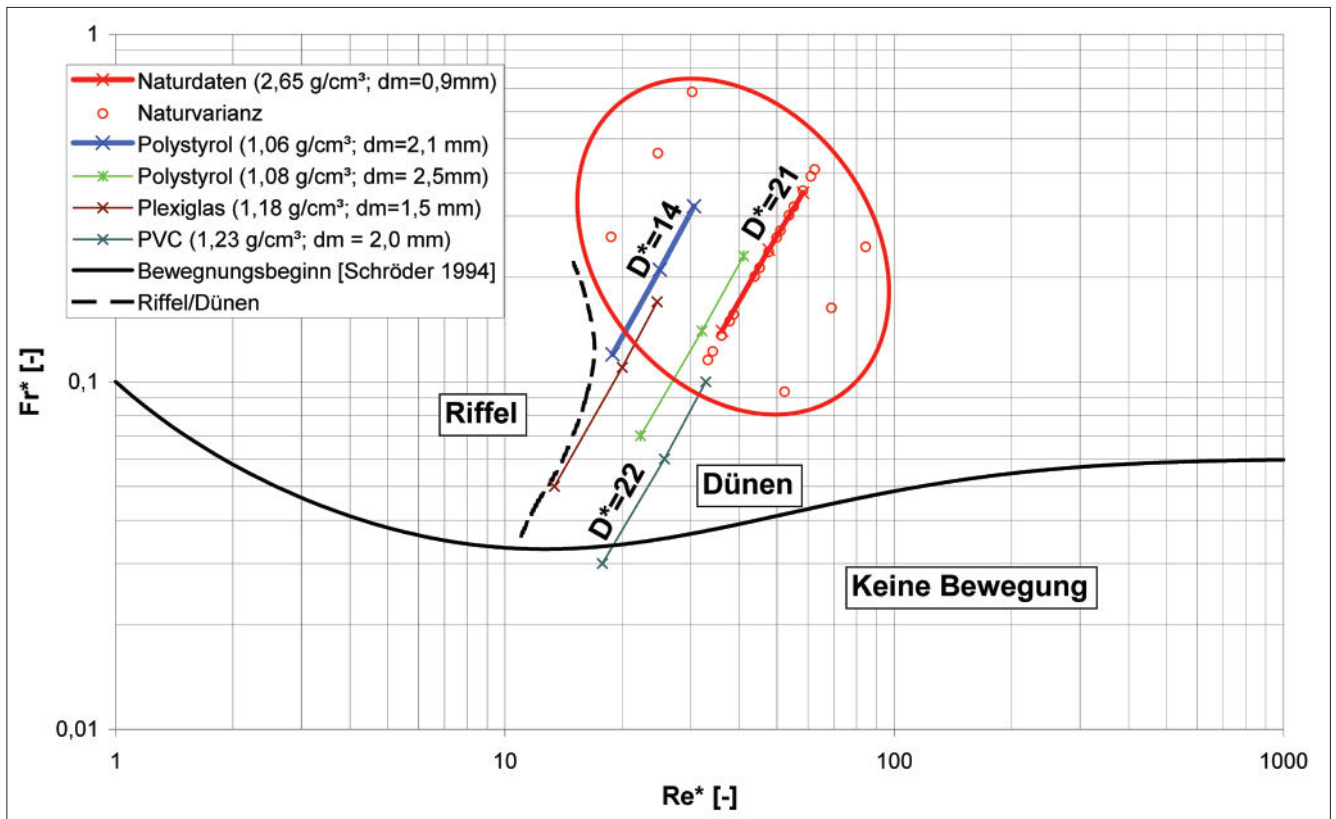


Bild 5: Shields-Diagramm mit sedimentologischen Kenngrößen (Naturdaten für die Oder bei Hohenwutzen, Modelldaten für unterschiedliche Modellsedimente)

winnen bei Werten $Re^* < 70$ an Bedeutung, wie sie bei sandigen und feinkiesigen Gewässern auftreten. Hier nimmt dann auch die Abhängigkeit der Sohlformen von der Fr^* -Zahl zu.

Die genaue Korrelation der Transportmengen zwischen Natur und Modell wird darüber hinaus durch den sedimentologischen Zeitmaßstab kalibriert (s. unten).

Ähnlichkeit der Sohlformen

Die Sohlformen (Dünen, Riffel, Kolke) sind bei vielen Fragestellungen nicht nur relevant für die Nachbildung der relativen Rauheit, sondern stellen direkt einen Untersuchungsschwerpunkt dar. Dazu gehört zum Beispiel die Untersuchung von Transportkörpern zur Ermittlung von Fahrrinntiefen oder der Stabilität von Fahrrinnenverläufen. Empirische Ansätze zur Errechnung von Transportkörperdimensionen (Länge, Höhe, Steilheit) beruhen oftmals lediglich auf vereinfachenden Rinnenversuchen oder vereinzelt Naturdaten und führen oft zu widersprüchlichen Ergebnissen.

Hinzu kommt, dass bei Modellen mit Ersatzmaterial die Korngröße überproportional zunimmt, sodass insbesondere Sohlformen in der Größenordnung des Korndurchmessers des Modellgeschiebes nicht mehr naturähnlich abgebildet werden können. Diese Kleinformen (Riffel und Dünenhöhen < 1 dm in der Natur) sind aber für die Untersuchungen der BAW für die Was-

ser- und Schifffahrtsverwaltung ohne Bedeutung. Die Ähnlichkeit größerer Formen ist demgegenüber gut erreichbar (s. Bild 3). Als wesentlicher Parameter für die Ähnlichkeit der Sohlformen ist neben den im Shields-Diagramm (s. Bild 5) aufgeführten Werten Re^* , Fr^* und D^* die Form der Kornverteilungskurve (z. B. über die Ungleichförmigkeit U von fraktioniertem Material als d_{60} zu d_{10}) zu nennen.

Der Bewegungsbeginn ist bei gegebener Dichte abhängig von der Korngröße, sodass unterschiedliche Anteile des Sedimentes bei unterschiedlichen Schubspannungen in Bewegung geraten. Da die Schubspannungsverteilung an der Sohle von Flüssen über Ort und Zeit extrem variabel ist, wodurch es zur Ausbildung vielfältiger Sohlformen kommt, wird bei den Untersuchungen der BAW versucht, die Kornverteilung des Modellgeschiebes (hier über den Ungleichförmigkeitsquotienten $U_{d60/d10}$) an die Kornverteilung des Naturgeschiebes anzupassen.

3.1.3 Nachweise der Ähnlichkeiten

Von den o. g. Ähnlichkeitsbedingungen lassen sich einige durch Berücksichtigung der Modellgesetze direkt einhalten. Andere sind nur im Rahmen ihres Gültigkeitsbereiches und weitere nur durch den Nachweis in Labor- oder Modellversuchen zu belegen.

Direkter Nachweis zur Einhaltung der Ähnlichkeitsgesetze möglich:

- Froude-Zahl (Fr)
- Sedimentologischer Korndurchmesser (D^*)
- Froude-Zahl des Einzelkorns (Fr^*)

Einhaltung von Gültigkeitsbereichen erforderlich:

- Reynolds-Zahl (Re)
- Reynolds-Zahl des Einzelkorns (Re^*)

Ähnlichkeitsnachweis nur im Rinnenvorversuch oder mit dem fertiggestellten Modell möglich:

- Ähnlichkeit der Formrauheit
- Ähnlichkeit der Sohlformen
- Ähnlichkeit der Transportmengen

Durch diese unterschiedlich belastbar einzuhaltenden Ähnlichkeitskriterien lassen sich die Modellmaßstäbe (Umrechnungsfaktoren zwischen Natur- und Modellgrößen) mehr oder weniger eindeutig festlegen. Während die Geometrie und die hydraulischen Maßstäbe feste Werte darstellen, sind die hydrologischen und morphologischen Zeitmaßstäbe oftmals erst am fertigen Modell im Rahmen der Kalibrierung genau zu definieren.

3.2 Zeitmaßstäbe

Bei der Analyse zeitabhängiger Vorgänge, wie sie der Geschiebetransport darstellt, ist die Kenntnis des Zeitmaßstabes, mit dem im Modell die Naturgeschehnisse simuliert werden, wichtig. Da das Geschiebetransportmodell die Naturabläufe vereinfacht, gelten nicht für alle auftretenden Phänomene die gleichen Zeitmaßstäbe. Bei instationären Untersuchungen muss das Modell aber entsprechend eines hydrologischen Zeitmaßstabes gesteuert werden.

Es werden hier folgende Zeitmaßstäbe unterschieden (Formel 1) (zu den Abkürzungen siehe Kap. 8):

Hydraulischer Zeitmaßstab (Froude-Gesetz):	$t_r = \sqrt{h_r}$
Hydrologischer Zeitmaßstab nach [Dorer 1984]:	$t_r = \sqrt{n \cdot L_r}$
Sedimentologische Zeitmaßstäbe:	
Zeitmaßstab für den Feststoff - Volumentransport nach [Dorer 1984]:	$t_{tr} = \frac{L_r^{3/2}}{d_r}$
Zeitmaßstab für die Entwicklung von Dünen nach [Yalin 1975]:	$t_{TKr} = h_r^2$

Nach dem hydraulischen Zeitmaßstab findet die Bewegung des Fluides statt (Maßstab für die Fließgeschwindigkeit). Er ist nach dem Froudeschen Modellgesetz direkt zu berechnen und liegt in der Regel zwischen 1 : 5 und 1 : 10.

Der hydrologische Zeitmaßstab ist relevant für den Ablauf von instationären Strömungsvorgängen (z. B. Hochwasserwellen). Er bestimmt zum Beispiel, mit welcher Geschwindigkeit sich Vorland- und Retentionsbereiche bei steigendem Abfluss füllen. Nach der oben genannten Gleichung von Dorer ergibt sich üb-

licherweise ein hydrologischer Zeitmaßstab zwischen 1 : 7 und 1 : 20. Bei Modellen mit fester Sohle, bei denen der Ablauf instationärer Vorgänge exakt nachgebildet werden soll, ist darauf zu achten, dass der hydraulische und der hydrologische Zeitmaßstab möglichst nahe bei einander liegen. Das ist bei Modellen mit einer beweglichen Sohle oft nicht erreichbar (s. unten).

Die sedimentologischen Zeitmaßstäbe kennzeichnen die Verhältnisse der Geschwindigkeiten des Geschiebetransportes. Hierbei muss unterschieden werden zwischen dem Geschiebetransport (Volumen pro Zeiteinheit) und der Bewegung von Sohlformen. Nach den Gleichungen oben ergeben sich Zeitmaßstäbe zwischen 1 : 1000 und 1 : 3000. Insbesondere die Gleichung für die Entwicklung von Dünen stellt auf Grund des noch unzureichenden Wissens über die Ähnlichkeitsgesetze zur Beschreibung von Dünenbewegungen in Modellen nur eine sehr grobe Näherung dar.

Während der hydraulische Zeitmaßstab bei Geschiebetransportmodellen unabhängig von den hydrologischen und sedimentologischen Zeitmaßstäben ist, sind letztere bei Untersuchungen mit instationären Abflusszuständen voneinander abhängig. Man ist hier gezwungen, einen Kompromiss einzugehen. So lässt sich der hydrologische Zeitmaßstab in der Regel deutlich verkleinern. Dabei ist zu beachten, dass durch eine zeitliche Stauchung einer Wasserstandsganglinie (Änderung des Modellzuflusses im hydrologischen Zeitmaßstabes) die Gefahr besteht, dass das Gefälle im Modellfluss bei einem zu stark zeitmaßstäblich verkürzten Anstieg des Abflusses zu groß bzw. bei dem Abfall zu klein wird und damit den Geschiebetransport erheblich verfälschen kann. Es ist also in Vorversuchen zu testen, in welchen Bereichen man den hydrologischen Zeitmaßstab ohne negative Veränderungen der Wassertiefen und der Gefälle variieren kann.

Eine Veränderung des sedimentologischen Zeitmaßstabes hat in der Regel weniger problematische Auswirkungen. Er hat bezüglich des Betriebes eines Modells nur Auswirkungen auf den Geschiebeeintrag am oberstromigen Modellrand. Er wird daher in der Regel während der Modellkalibrierung aus der Geschwindigkeit von Geschiebetransportprozessen im Modell ermittelt und dann auf die Randbedingungen übertragen. Zu beachten ist dabei, dass mit einem vergrößerten sedimentologischen Zeitmaßstab Sohlveränderungen im Modell in Relation zum hydrologischen Zeitmaßstab deutlich schneller ablaufen als in der Natur, was bei der Interpretation der Ergebnisse zu beachten ist.

Bei den in der BAW betriebenen Modellen von Elbe und Oder lagen die theoretischen hydrologischen Zeitmaßstäbe bei etwa 1 : 16 und die sedimentologischen Zeitmaßstäbe zwischen 1 : 1000 und 1 : 2500. Da in den Modellen keine extremen Hochwasserereignisse

mit großen Scheiteln oder steilen Anstiegen untersucht wurden (s. u. zum Problem des Überganges Geschiebe/Schwebstoff in sandig/feinkiesigen Flussabschnitten), war es möglich, mit hydrologischen Zeitmaßstäben zwischen 1 : 300 und 1 : 800 zu arbeiten. Die Abweichungen der Gefälle und Wassertiefen waren dabei relativ geringfügig (Abflussganglinien über zwei Jahre in der Natur bzw. 20 bis 30 Stunden im Modell entsprachen bezüglich der langfristigen Sohlentwicklung einem Zeitraum von etwa sechs bis zehn Jahren in der Natur).

Für Detailfragestellungen werden in der Bundesanstalt für Wasserbau neben den großen Modellversuchen auch relativ kleinformatige Rinnenversuche durchgeführt. Bei diesen sind die Ähnlichkeitskriterien und die jeweiligen Methoden der Untersuchungen jedoch sehr stark von der jeweiligen Aufgabenstellung abhängig, sodass sie hier nicht allgemeingültig beschrieben werden.

3.3 Grenzen der Modellähnlichkeit

Neben den genannten Möglichkeiten einer weitgehend naturähnlichen Simulation von Geschiebetransportvorgängen in hydraulischen Modellen gibt es nach wie vor deutliche Grenzen der Übertragbarkeit der beobachteten Phänomene. Im Folgenden sind einige Aspekte zusammengestellt, bei denen für die Übertragbarkeit keine Methoden bekannt sind oder die Realisierung zu aufwändig ist.

Schwebstofftransport

Bei Untersuchungen zum Schwebstoff treten neben den allgemeinen Problemen des Geschiebetransportes weitere Phänomene auf, die die Simulation in Flussmodellen erheblich erschweren oder unmöglich machen. Dazu gehört der abflussabhängige Übergang zwischen Geschiebe und Schwebstoff, die temporäre Ablagerung von Feinmaterial in strömungsberuhigten Zonen, die biologische Verfestigung der Sohle in diesen Bereichen und die Remobilisierung bei steigender Sohlschubspannung. Daher wurden in den letzten Jahren in der BAW keine Modelluntersuchungen zum Schwebstofftransport oder zu Schwebstoffablagerungen durchgeführt. In engem Zusammenhang damit steht der nächste Punkt.

Hohe Geschwindigkeiten bei kleinen Korndurchmessern

In alluvialen Gewässern mit Korngrößen um 1 mm oder kleiner kommt es bereits bei mittleren Hochwasserereignissen zu Fließgeschwindigkeiten im Fluss-schlauch, bei denen die Turbulenzen so groß werden, dass wesentliche Teile des Geschiebes nicht mehr an der Sohle, sondern in der fließenden Welle transportiert werden. Es gibt dann keine klar definierte Sohle mehr.

Dieser Zustand ist in der Natur messtechnisch kaum zu fassen und wurde in den von der BAW betriebenen hydraulischen Modellen nicht nachgebildet; das Untersuchungsspektrum endete bei mittleren Hochwasserereignissen. Bild 6 zeigt beispielhaft für einen Untersuchungsabschnitt der Oder den abflussabhängigen Übergang von Geschiebe zu Schwebstoff in der Natur. Bei einem mittleren Korndurchmesser von 0,9 mm wird mit der verwendeten Überschlagsgleichung nach Kresser [Dorer 1984] bei etwa 1,75 m/s ($Q = 1800 \text{ m}^3/\text{s}$) die Grenzgeschwindigkeit überschritten. Das Untersuchungsspektrum wurde aus diesem Grund auf mittlere Geschwindigkeiten bis maximal 1,5 m/s ($Q = 1100 \text{ m}^3/\text{s}$) beschränkt.

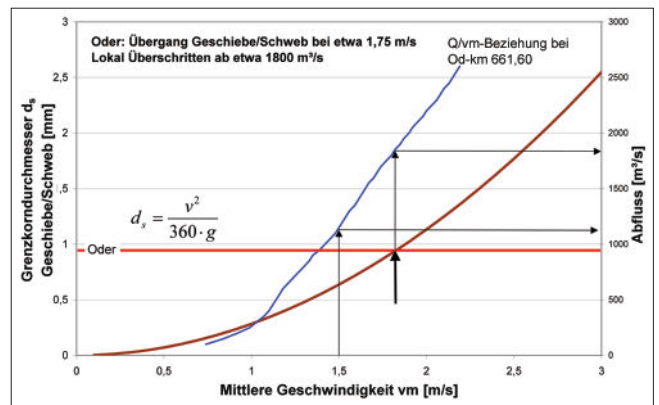


Bild 6: Übergang Geschiebe/Schwebstoff

Temperaturabhängigkeit des Geschiebetransports

Der Geschiebetransport ist über die Turbulenz (Re) abhängig von der Zähigkeit des Fluids (kinematische Viskosität). Diese ist wiederum abhängig von der Temperatur (s. Bild 7), sodass bei vergleichbaren Abflüssen erhebliche Unterschiede in Menge und Form in Abhängigkeit von der Temperatur, zum Beispiel zwischen Sommer und Winter, auftreten können.

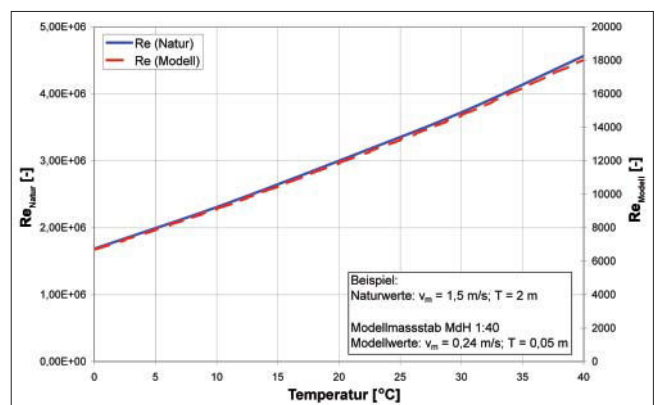


Bild 7: Abhängigkeit der Re -Zahl von der Temperatur bei MQ

Bei der Streubreite der Messwerte in der Natur in Verbindung mit einer in der Regel unzureichenden Datenmenge muss dieser Aspekt meistens vernachlässigt werden. Bei Untersuchungen in Modellen jedoch,

bei denen bei exakt gleichen Rand- und Anfangsbedingungen unterschiedliche Varianten untersucht werden, ist die Beachtung der Modelltemperatur von großer Bedeutung, da, wie die o. g. Untersuchungen zeigen, die Unterschiede im Geschiebetransport bei größeren Temperaturschwankungen im Labor ähnliche Größenordnungen wie die Auswirkungen der Varianten ergeben können.

In den hydraulischen Geschiebetransportmodellen der BAW wird daher die Temperatur des Modellwassers und des Wassers in den Messtöpfen (s. dazu Abschnitt Modelltechnik) permanent aufgezeichnet (s. Bild 8, Temperaturschwankung jeweils zum Beginn und zum Ende eines Versuchstages). Die Wassertemperatur in dem gezeigten Beispiel aus einem Modell der Oder schwankt etwa zwischen 11 und 17°C, an außergewöhnlichen Tagen zwischen 7 und 19°C. Daraus ergeben sich für das Modell nach dem Beispiel in Bild 7 temperaturbedingte Schwankungen der Reynoldszahl zwischen 9000 und 12000 bei Mittelwasser. Diese starke Abhängigkeit erfordert temperierte Laboratorien für Geschiebetransportuntersuchungen.

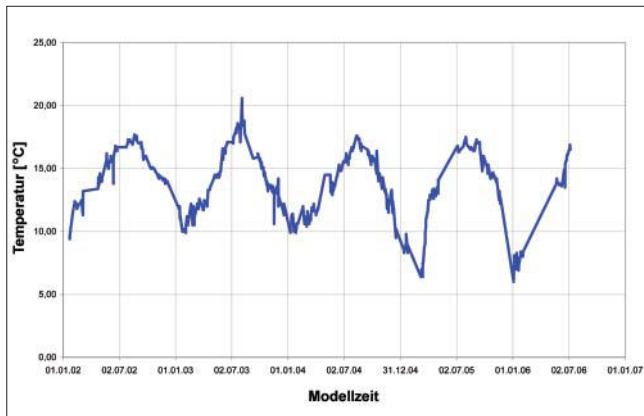


Bild 8: Temperaturverlauf in einem hydraulischen Modell

Unzulängliche Ähnlichkeit in Randbereichen

Wie aus Bild 7 ersichtlich, sind in hydraulischen Modellen die Reynoldszahlen deutlich kleiner als in der Natur (hier Faktor 250). In strömungsberuhigten Bereichen mit geringen Fließgeschwindigkeiten (z. B. Bühnenfeldern oder Vorland) kommt es daher, insbesondere bei kleinen und mittleren Abflüssen, zu Strömungen, bei denen die Reynoldszahlen sehr klein werden ($Re \ll 3000$), sodass hier die Strömung nicht mehr voll turbulent ist (s. Bild 9).

Untersuchungen zum Feststofftransport in Bühnenfeldern und auf dem Vorland sind daher Einschränkungen unterworfen. Neben dem Problem der unzureichenden Ähnlichkeit der Strömung kommt hinzu, dass es sich um Bereiche mit Ablagerungen von Feinmaterial, biologischen Verfestigungen und Remobilisierungen handelt. Diese Aspekte des Feststofftransportes können kaum mit vertretbarem Aufwand in hydraulischen

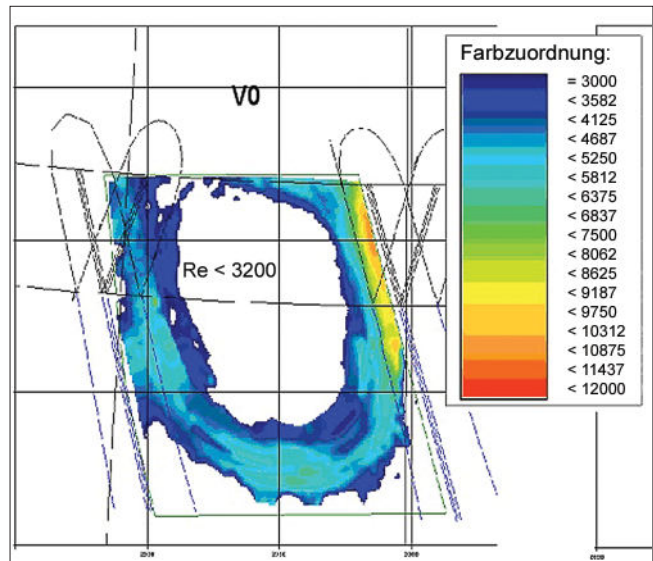


Bild 9: Reynoldszahlen in einem Bühnenfeld bei El-km 440, Maßstab 1 : 30

Modellen nachgebildet werden. Daher beschränkten sich die Untersuchungen der BAW zum Feststofftransport mit hydraulischen Modellen in den letzten Jahren auf Bereiche mit hinreichend großen Re-Zahlen bzw. auf den für die Schifffahrt relevanten Flussschlauch und dort auf den Geschiebetransport.

Sekundärströmungen sind durch die Modellüberhöhung nicht naturähnlich

Durch Modellüberhöhungen und verkleinerte Reynoldszahlen verändern sich die Wirbelstrukturen und Sekundärströmungen nicht in dem gleichen Maßstab wie die Geometrie, wodurch die Ähnlichkeit der Strömung und die der Ausbildung von Sohlformen eingeschränkt werden.

Zu dem Problem der veränderten Ablösewinkel in gegenständlichen Modellen siehe den Artikel [Faulhaber 2007] in diesem Heft, auf die Ähnlichkeit von Kolkbildungen in Modellen geht [Ettmer 2007] in seinem Beitrag ein.

Auswirkungen der Schifffahrt auf den Geschiebetransport

Zu diesem Themenkomplex liegen bisher aus der Natur nur wenige Untersuchungen und Analysen vor [BAW 1997; BAW 2004] und zur Untersuchung in hydraulischen Modellen wurden bisher keine Referenzen gefunden. Rinnenversuche wurden nach derzeitigem Wissen nur zur Hydraulik und zur direkten Wechselwirkung mit der Morphologie durchgeführt [Schankat 2006]. Problematisch ist hier die gleichzeitige Einhaltung der Ähnlichkeitsgesetze für den Geschiebetransport auf der einen und für die schiffsinduzierte Hydraulik auf der anderen Seite (Erfordernis der gleichzeitigen

Ähnlichkeit der Hydraulik, Sedimentbewegung, Schiffsumströmung und des Schraubenstrahls).

Fraktionierter Geschiebetransport

Fraktionierter Geschiebetransport ist in hydraulischen Modellen in der Regel gut nachbildbar. Die Verwendung einer weitgehend naturähnlichen Kornverteilung (s. Bild 10) ist bei vielen Untersuchungen Voraussetzung für die geometrische Naturähnlichkeit der Sohlformen im Modell (gleiche Ungleichförmigkeit). Wichtig ist dabei der Nachweis, dass es durch den Modellbetrieb nicht zu einer naturunähnlichen Entmischung des Sohlmaterials kommt.

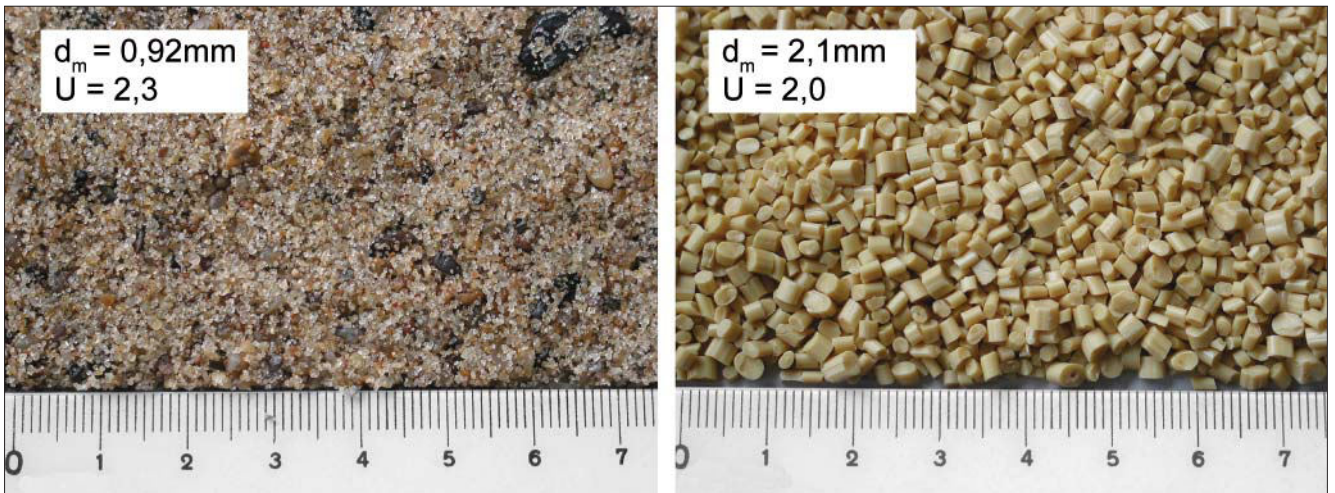


Bild 10: Natur- (Oder-Sand) und Modellgeschiebe (Polystyrol)

Problematisch ist bei fraktioniertem Geschiebetransport, dass die Korngrößen in der Regel nicht im Modellmaßstab verkleinert werden können (rolliges Material würde bindig und seine hydraulischen Eigenschaften gravierend verändern), sodass auf ein gröberes und leichteres Ersatzmaterial zurückgegriffen wird. Das extrem feine Sohlmaterial fehlt somit in der Regel in den im Modell verwendeten Fraktionen, wodurch u. a. keine kleinen Sohlformen (Riffel) nachgebildet werden können.

Modelle mit einem Schichtenaufbau des Untergrundes

Derartige Modelle sind erforderlich, wenn zum Beispiel Abpflasterungserscheinungen oder Grobkornanreicherungen untersucht werden sollen.

Modelle mit über die Tiefe oder Breite unterschiedlichem Sohlmaterial können zwar prinzipiell auch betrieben werden, setzen jedoch bei der Versuchsvorbereitung einen erheblichen Aufwand voraus, da der Sohl-aufbau vor jeder Versuchsserie erneut hergestellt werden muss. In der Bundesanstalt für Wasserbau wurden Schichtenmodelle für Untersuchungen größerer Flussabschnitte bisher nicht eingesetzt.

4 Modelltechnik am Beispiel des Odermodells bei Hohenwutzen

4.1 Allgemeines

Die Schwerpunkte bei der Anwendung von hydraulischen Geschiebetransportmodellen lagen in den letzten Jahren nicht in der Weiterentwicklung der Modelltheorie, sondern in der Entwicklung neuer Betriebs-, Mess- und Auswerteverfahren. Das war zum einen möglich durch die rasante Entwicklung im Bereich der industriell verfügbaren Messsysteme, zum Beispiel im Bereich der Photogrammetrie und Bildverarbeitung aber auch im Bereich der Rechentechnik. Es ergaben

sich darüber hinaus erhöhte Anforderungen an die Ergebnisse aus den Modellen (Auflösung, Genauigkeit, Zeitplan) sowohl von Seiten der Auftraggeber, als auch von Seiten der Entwickler numerischer Verfahren. Für diese stellen die in den Modellen erfassten Daten physikalischer Phänomene des Feststofftransportes wichtige Grundlagen zur Entwicklung von Algorithmen für numerische Verfahren dar.

4.2 Modellieren der Sohle, Füllen und Entleeren des Modells

Vor jeder Versuchsserie muss das Modell in einen definierten und reproduzierbaren Zustand gebracht werden. Dazu ist die Modellsohle auf ein dem gewählten Naturzustand entsprechendes Niveau zu modellieren. Die hohe Dynamik der hier beschriebenen Modelle von Elbe und Oder ermöglicht hier ein vereinfachtes Verfahren, bei dem mit einem Abziehschlitten die Sohle auf eine Ebene modelliert wird (s. Bild 11). Diese Ebene ist in Fließ- und Querrichtung geneigt. Die Sohlformen werden dadurch nicht abgebildet, das Volumen des Sohlmaterials ist jedoch im Mittel korrekt. Nach ca. 1/2 Stunde Modellbetrieb hat sich dann bei jedem Abfluss eine bezüglich der Form naturähnliche Sohle herausgebildet. Der wesentliche Vorteil dieses Verfahrens ist neben der starken Vereinfachung und der schnellen



Bild 11: Einebnen der Modellsohle

und unkomplizierten Herstellung eines Ausgangszustandes die hohe Reproduzierbarkeit des Sohlenniveaus. Die Methode der Sohlvermessung wird in Kapitel 4.6 beschrieben.

Für die Versuche wird ein Polystyrolgranulat mit einer Dichte von $1,055 \text{ g/cm}^3$ verwendet. Dieses Material ist nur unwesentlich schwerer als Wasser und schwimmt im trockenen Zustand auf der Wasseroberfläche. Daher ist es für das Füllen des Modells erforderlich, dass das Modell von beiden Seiten langsam gefüllt wird und dass die Oberfläche während des Füllvorganges beregnet wird (s. Bild 12).



Bild 12: Beregnen des Modells während des Füllvorganges

Das Flussbett wurde im Untergrund mit einem Drainagesystem zur vertikalen Modellentwässerung ausgerüstet. Beim Entleeren würde es sonst zu horizontalen Strömungen mit zum Teil sehr hohen Geschwindigkeiten kommen, welche die Sohlstrukturen verfälschen würden. Bild 13 zeigt die Drainageleitungen, die an mehreren Stellen aus dem Modell herausgeführt werden und verschlossen werden können. Daneben sind in dem Bild die Messstellen für die Modellwasserspiegel zu sehen und man erkennt, dass der gesamte Untergrund des Modells mit dem beweglichen Sohlmaterial aufgefüllt wird.

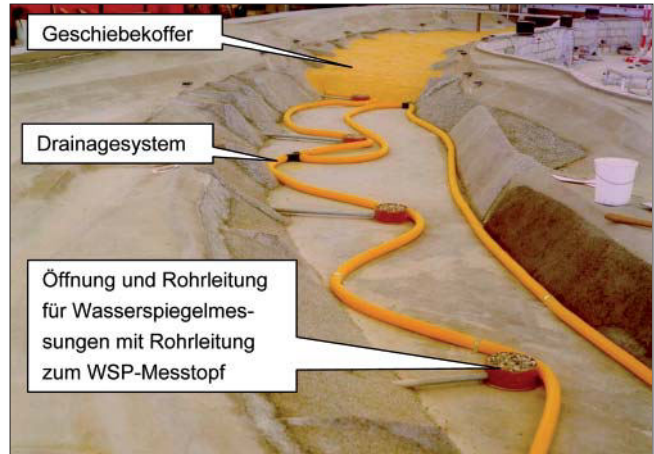


Bild 13: Drainagesystem im Flussschlauch zur Entwässerung, Wasserspiegel - Messstellen

4.3 Wasserstands- und Abflusssteuerung, Temperaturmessungen

Für die Beurteilung unterschiedlicher Untersuchungsvarianten spielt die genaue Kenntnis der Wasserstände ebenso eine Rolle, wie sie für die hydraulische Kalibrierung eine zwingende Voraussetzung ist. Die Wasserstände werden in den Modellen mit konventionellen Ultraschallpegeln außerhalb des Modells nach dem Prinzip der kommunizierenden Röhren mit einer Genauigkeit von ca. $0,1 \text{ mm}$ gemessen (s. Bild 14). Eine Besonderheit ergibt sich bei Geschiebetransportmodellen daraus, dass die Wasserstände auch bei stationären Abflusszuständen nicht konstant sind, sondern in Abhängigkeit von Sohlhöhenänderungen oder Sohlbewegungen deutlich variieren. Daher werden die Wasserstände alle 15 Sekunden gespeichert. Bei den Auswertungen stationärer Versuche werden bei Versuchsdauern zwischen 2 und 4 Stunden die Wasserstände der letzten halben Versuchsstunde zu einem resultierenden Wert gemittelt. Durch diese Mittelwertbildung werden Schwankungen des Wasserspiegels zum Beispiel infolge durchwandernder Transportkörper ausgeglichen, sodass diese mittleren Wasserspiegellagen zwischen Untersuchungsvarianten verglichen werden können.

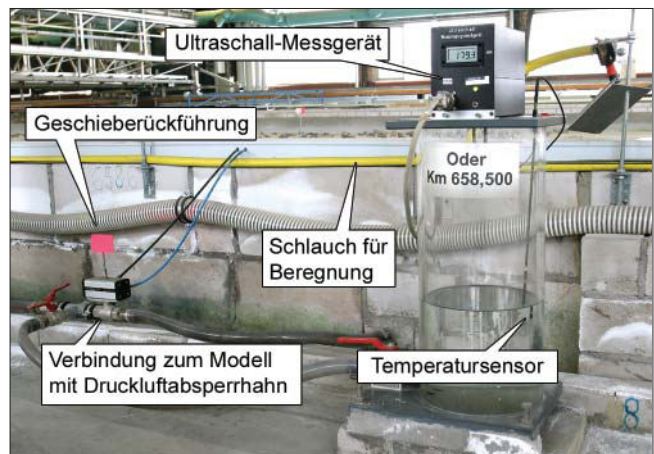


Bild 14: Ultraschall-WSP-Messstelle mit Temperatursensor

Neben den Wasserständen wird in zwei Messtöpfen ebenso wie im Modelleinlauf die Temperatur des Wassers gemessen (s. Bild 15) und ebenfalls alle 15 Sekunden gespeichert. Die Temperaturmessungen sind erforderlich, um zum Einen eine langfristige Konstanz der Versuchsabläufe ohne relevante Veränderungen der für den Geschiebetransport wesentlichen hydraulischen Eigenschaften des Wassers nachzuweisen, und zum anderen, um Fehler bei der Bestimmung des Wasserstandes durch temperaturbedingte Dichteunterschiede zwischen dem Modellwasser und dem Wasser in den Messtöpfen zu vermeiden.

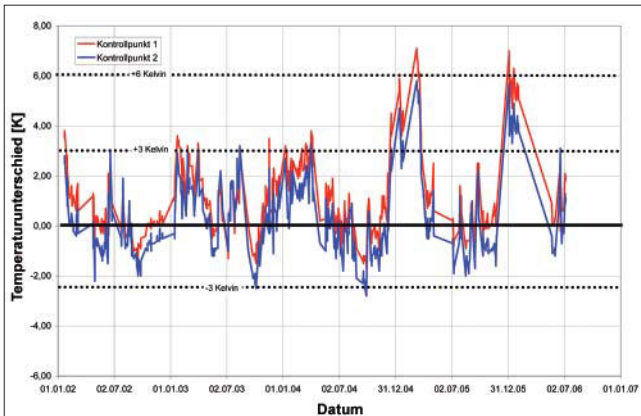


Bild 15: Temperaturunterschied zwischen Modellwasser und Wasser in den Messtöpfen

Bild 16 zeigt für unterschiedliche Wassertiefen in den Messtöpfen die temperaturabhängigen Abweichungen der Wasserstände durch Dichteunterschiede zwischen dem Modell und den Messtöpfen. Bei einer Wassertiefe von 30 cm sieht man, dass bei einem Temperaturunterschied von 3,3 K (entsprechend 3,3°C) eine Abweichung von 0,1 mm im Modell und damit eine Abweichung im Bereich der Messgenauigkeit des Systems auftritt (bei einem Höhenmaßstab von 1:50 entsprechen 0,1 mm im Modell 5 mm in der Natur). Die Wasserstände in den Messtöpfen bei den Modelluntersuchungen liegen etwa zwischen 15 und 30 cm.

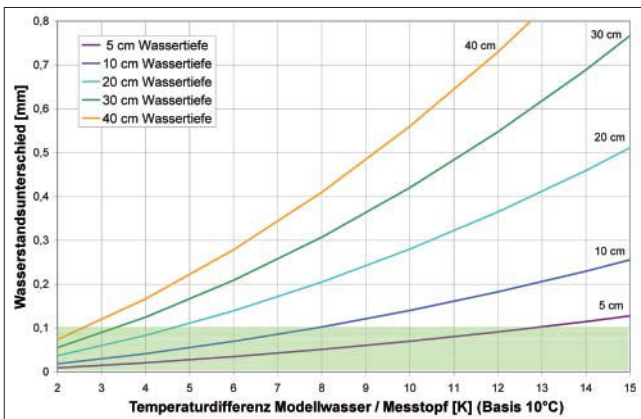


Bild 16: Wasserstandsabweichungen durch temperaturbedingte Dichteunterschiede

Bild 15 zeigt den Jahresgang aus einem in der BAW betriebenen hydraulischen Modell. Das Bild zeigt, dass im Frühjahr 2005 und 2006 der Temperaturunterschied zwischen dem Modellwasser und den Messtöpfen im Maximum bei etwa 7 Kelvin lag. Daraus folgt nach Bild 16, dass der Wasserstand auf Grund der temperaturbedingten Dichteunterschiede bei einem Wasserstand von ca. 20 cm in den Messtöpfen etwa 0,17 mm höher als im Modell war (Bei einem Höhenmaßstab von 1 : 40 ergibt sich daraus ein Messfehler von ca. 7 mm bezogen auf die Natur).

Bei Untersuchungen zum Geschiebetransport sind neben stationären Betrachtungen bei einigen Fragestellungen auch instationäre Untersuchungen erforderlich. Bei den betriebenen Modellen wird dafür der Zufluss zum Modell über einen rechnergesteuerten induktiven Durchflussmesser (IDM) mit motorbetriebenem Schieber geregelt.

Für die unterstromige Wasserstandssteuerung wurde ein Lamellenwehr entwickelt (s. Bild 17). Es handelt sich dabei um ein Regelorgan mit übereinander angeordneten horizontal verschiebbaren Lamellen, mit denen abflussabhängige Querschnitte und Widerstandsbeiwerte sehr genau eingestellt werden können. Damit erhält man ein festes Regelorgan, welches die unterstromige W/Q-Beziehung nach einer einmaligen Kalibrierung sehr genau nachstellt ($\pm 0,2$ mm). Im Gegensatz zu einem klassischen Überfallwehr benötigt man somit im Betrieb keine abflussabhängige Regelung oder Steuerung.

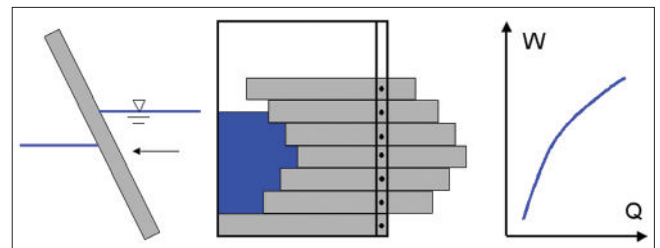


Bild 17: Systemskizze Lamellenwehr

4.4 Geschiebekreislauf

Am oberstromigen Modellrand muss das auch in der Natur in die Strecke hineintransportierte Geschiebe zugegeben und am unteren Modellrand das ausgetragene Material dem Modell wieder entnommen werden. Die Zugabemenge ist dabei abhängig vom Abfluss und auf der Grundlage von Naturdaten zu kalibrieren. Die ausgetragenen Mengen sind für die Analyse der Wirkung unterschiedlicher Regelungsvarianten zu quantifizieren.

Es kann bei den Untersuchungen der BAW zur Wirkung von Stromregelungskonzepten keinen Transport des ausgetragenen Geschiebes zum Modelleinlauf in einem geschlossenen Kreislauf geben, da in Abhän-



Bild 18: Übersicht Modelleinlauf

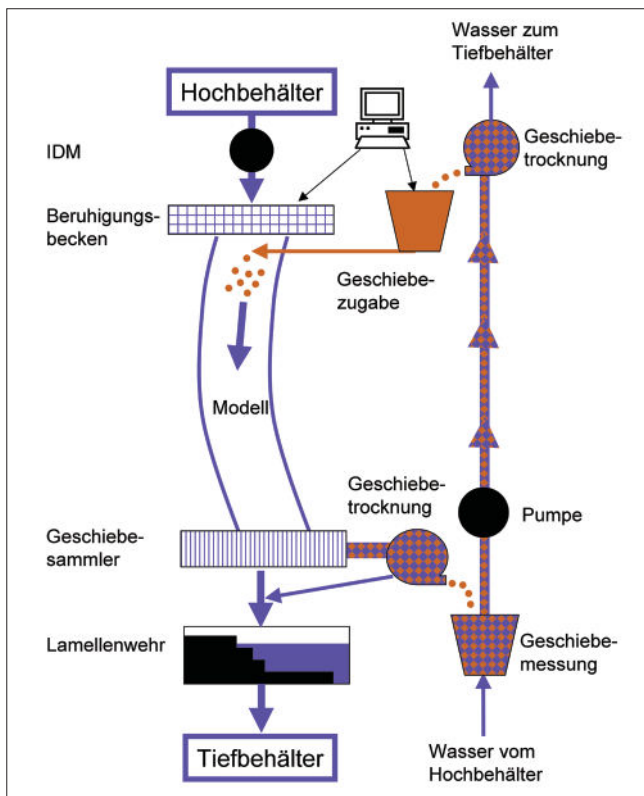


Bild 19: Systemskizze, Wasser- und Geschiebekreislauf

gigkeit vom Modellzustand ein Ungleichgewicht zwischen Ein- und Austrag besteht (die Sohle tiefen sich z. B. im Mittel durch eine Variante ein) (s. Bild 18 und Bild 19). Daher wird das Geschiebe am Modellauslauf aufgefangen und vom Wasserkreislauf getrennt, zum oberen Modellrand transportiert (Transport über einen

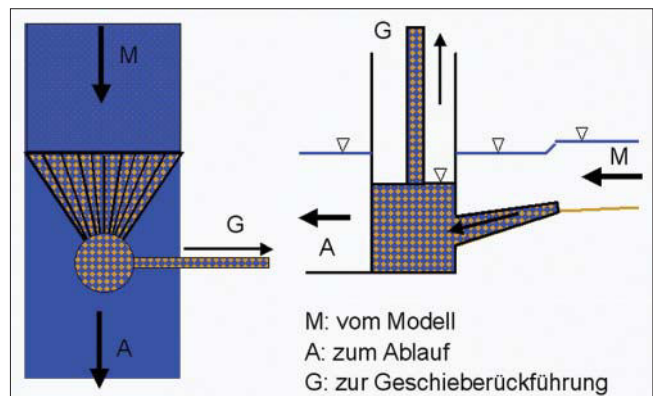


Bild 20: Systemskizze zur Geschiebeabsaugung

wassergefüllten Schlauch mit einer Exzenter-Schneckenpumpe; separater Wasserkreislauf). Dort wird es vom Transportwasser getrennt und über eine rechnergesteuerte Dosiereinrichtung mit Vorratsbehälter abflussabhängig dem Modell wieder zugegeben.

Am unteren Modellrand wird das Geschiebe sohnah über eine Unterdruckabsaugung dem Modell entnommen (Geschiebesammler) (s. Bild 20 und Bild 21). Bei diesem System wird durch eine Pumpe in mehreren parallelen Röhren in Sohlhöhe am Modellauslauf ein Unterdruck erzeugt, mit dem das Geschiebe sohnah über die Gewässerbreite abgesaugt wird. Der größte Teil des Wassers fließt oberhalb der Absaugung direkt zum Modellauslauf (Lamellenwehr). Das abgesaugte Wasser-/Geschiebegemisch wird über eine Trocknungsschnecke getrennt (Abtropfverfahren). Mit der Geschiebeabsaugung werden etwa 90 % des Geschiebes automatisch erfasst (95 % bei NW, 93 % bei

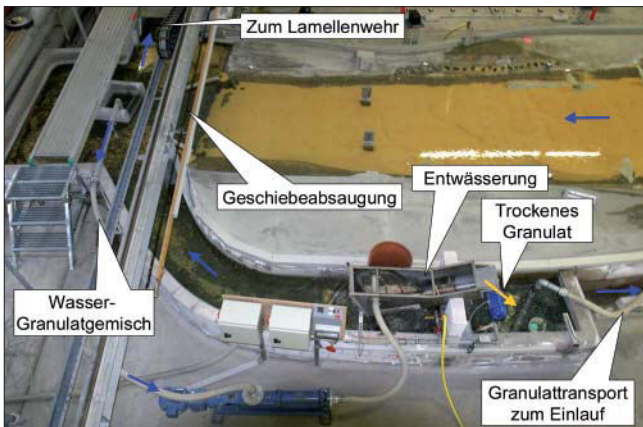


Bild 21: Auslaufbereich mit Geschiebesammler und -entwässerung

MW, 88 % bei 2 * MW). Der Rest, der sich während des Versuchslaufs in einem nachgeschalteten Sieb sammelt, wird nicht sohnah transportiert. Sein Volumen wird nach Versuchsende insgesamt bestimmt und über einen Korrekturfaktor dem gefangenen Geschiebeauftrag hinzugerechnet.

4.5 Messbrücke

Eine automatisierte Messbrücke dient der Positionierung der Messgeräte. Die Messbrücke wird auf fest installierten Schienen über das Messareal verfahren (Bild 22). In der BAW sind zwei Systeme mit ähnlichem Funktionsumfang im Einsatz, die je etwa 3000 m² Laborfläche abdecken.



Bild 22: Übersicht Oder-Modell Hohenwutzen mit Messbrücke im Hintergrund

Ein zweiachsig bewegbarer Laser-Pointer, der durch die Messbrücke positioniert wird, dient der schnellen, genauen und reproduzierbaren Bestimmung von Lagekoordinaten beim Modellaufbau und bei Umbauten. Während das Einmessen eines großflächigen Modells mit vielen Geometriedetails in der Vergangenheit mit einem Tachymeter mehrere Tage in Anspruch nahm, erfolgt es nun mit der Messbrücke innerhalb weniger Stunden. Die reproduzierbare Positionsgenauigkeit des Systems liegt unter 2 mm.

In beide Fahrrichtungen sind Kameras für 2D-PTV-Messungen (Particle-Tracking-Velocimetry zur Messung der Geschwindigkeit an der Wasseroberfläche) montiert. Im Innern der Brücke befindet sich ein photogrammetrisches Messsystem zur räumlichen und berührungslosen Vermessung der Modellsohle [Godding et al. 2003] und zur räumlichen Erfassung des Wasserspiegels und der Oberflächengeschwindigkeiten (3D-PTV), s. [Henning et al. 2007] in diesem Heft und [Hentschel 2007].

4.6 Sohlaufnahmen

Das photogrammetrische System besteht aus einem Diaprojektor, der ein Raster auf die Modellsohle projiziert und drei hochauflösenden Videokameras, die das Raster aus drei Richtungen filmen (s. Bild 23) [Godding et al. 2003].

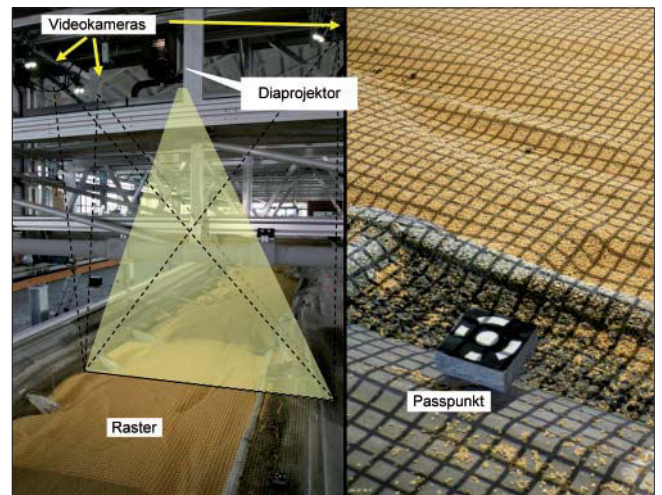


Bild 23: Innenansicht der Messbrücke mit Projektor und Kameras; an der Sohle das projizierte Raster

Die Kameras orientieren sich im Raum mit Hilfe von am Modell angebrachten Passpunkten. Diese sind genau eingemessen und lagestabil. Sie unterscheiden sich eindeutig durch einen kreisförmigen Code. Die aktive Orientierung der Kameras vor jeder Aufnahme gewährleistet die hohe Genauigkeit des Systems unabhängig von systembedingten Lageveränderungen der Kameras (z. B. Verformungen der gesamten Messbrücke durch Temperaturschwankungen).

Der Abstand der projizierten Rasterlinien wurde mit 2,5 cm als Kompromiss aus Messareal, Kameraauflösung, Rechnerkapazität und Bearbeitungszeit gewählt. Die Bestimmung von Lage und Höhe erfolgt jeweils an den Schnittpunkten der Rasterlinien. Bei einem Längenmaßstab von 1 : 100 beträgt damit bezogen auf die Natur der Datenabstand etwa 2,5 cm mal 2,5 cm, d. h. bei einem Modell mit einer Länge von 78 m und einer mittleren Breite von 2 m werden bei einer Überlappung der Messfelder > 50 % ca. 400.000 Koordinatentripel aufgenommen.

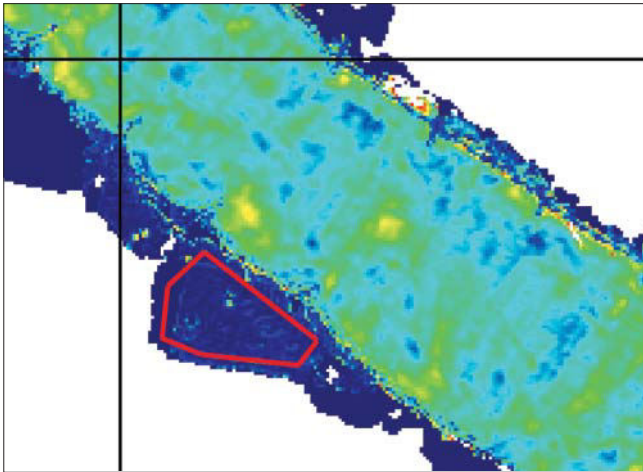


Bild 24: Sohlhöhen im Bereich eines Referenzfeldes (Beton)

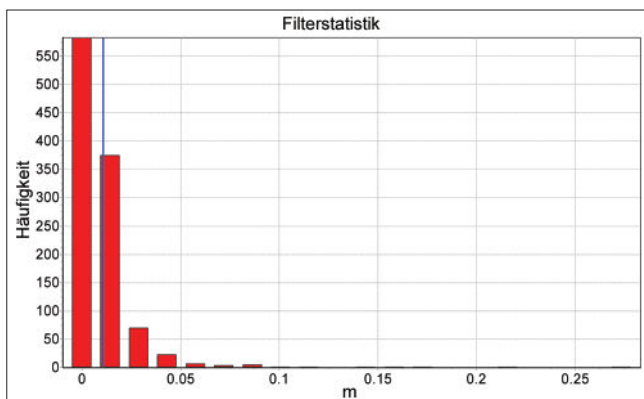


Bild 25: Streuung der Höhenfehler (Angaben in umgerechneten Naturhöhen) in der Referenzfläche aus 11 Sohlaufnahmen

Beim Einsatz des Systems war zu klären, wie reproduzierbar die Geometrievermessungen sind, und ob die Sohlstrukturen in der erforderlichen Feinheit aufgelöst werden können. Wesentlich ist bei dem Modellbetrieb, dass der Anfangszustand der Versuchsserien reproduzierbar auf einem Sollniveau ist, damit die Startbedingungen für jeden Versuchslauf gleich sind (s. Kap. 4.2). Die eingeebnete Sohle wird in zeitlich regelmäßigen Abständen und nach jedem Modellumbau vermessen und mit vorher aufgenommenen Sohlen verglichen.

Um die Messgenauigkeit des Systems nachzuweisen, befinden sich im Randbereich gekennzeichnete Flächen aus Beton, die bei jeder Sohlaufnahme mit vermessen werden (s. Bild 24). Bild 25 zeigt die Streuung der Höhen in diesen Referenzflächen über 11 zeitlich unabhängige Vermessungen. Die Systemgenauigkeit ist bei 94 % der Messungen besser als 2 cm in der Natur, entsprechend 0,5 mm im Modell. Der mittlere Fehler der Höhenmessung liegt bei 1 cm in der Natur, entsprechend 0,25 mm im Modell und damit deutlich unter der Korngröße des verwendeten Granulates mit einem d_m von 2,1 mm. Dieser Nachweis belegt die hohe Reproduktionsgenauigkeit des optischen berührungslosen Messsystems.

Bei dieser Art der Sohlvermessung ist zu beachten, dass mit einem Messraster von ca. 2,5 cm im Modell, entsprechend 2,5 m in der Natur gearbeitet wird. Strukturen, die in der Länge kleiner als 5 m sind, können somit nur unzureichend abgebildet werden, da dann für die Bild einer Struktur weniger als drei Messpunkte in Längsrichtung verfügbar sind. Strukturen mit Längen unter 2 m (Riffel) sind in einem derartigen Modell physikalisch nicht ähnlich abbildbar (Strukturhöhe in der Größenordnung des Modellkorndurchmessers). Die in dem hydraulischen Modell der Oder untersuchten und für die Schifffahrt relevanten Strukturen bestehen im Wesentlichen aus Transportkörpern mit einer Länge zwischen 30 m und 800 m, sodass diese mit hinreichender Genauigkeit vermessen werden können.

Bild 26 zeigt bei einer kleinen Düne (ca. 25 m Länge) die Mess- bzw. Interpolationsfehler, die durch die Rasterung der Geometrie auftreten können. Die Länge wird hier um ca. 1 m falsch gemessen, der Fehler in der Bestimmung der absoluten Höhe ist vernachlässigbar. Der größte Fehler entsteht bei der Bestimmung der vorderen Front der Sohlform. Deren Bestimmung ist jedoch für die für die Wasser- und Schifffahrtsverwaltung zu bearbeitenden Fragestellungen irrelevant. Für wissenschaftliche Fragestellungen, für die die genaue Form der Sohle von Interesse ist, wurde das Verfahren dahingehend erweitert, dass das Raster über der Sohle in

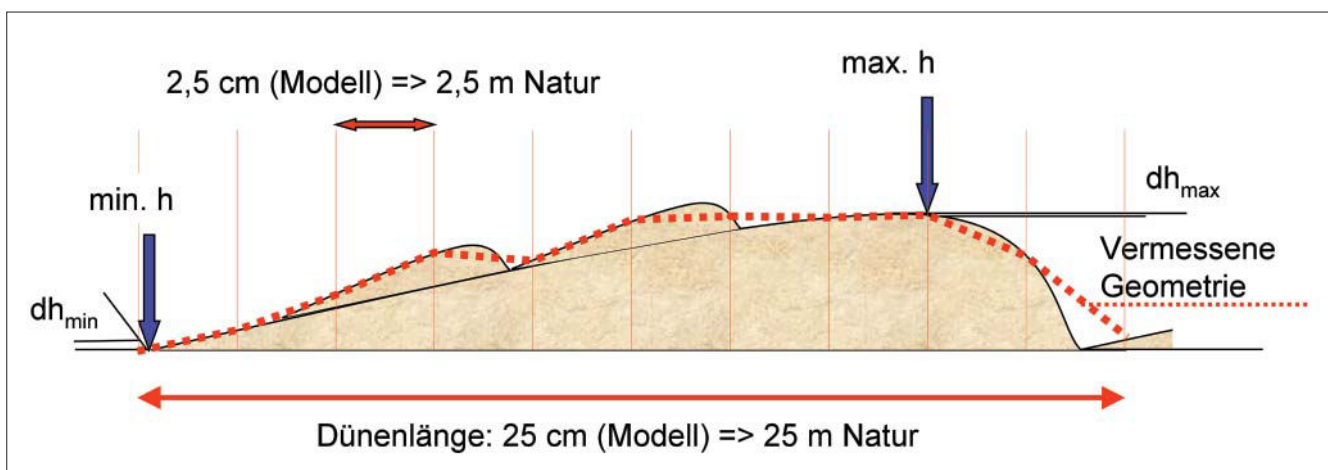


Bild 26: Messfehler durch Geometrierasterung

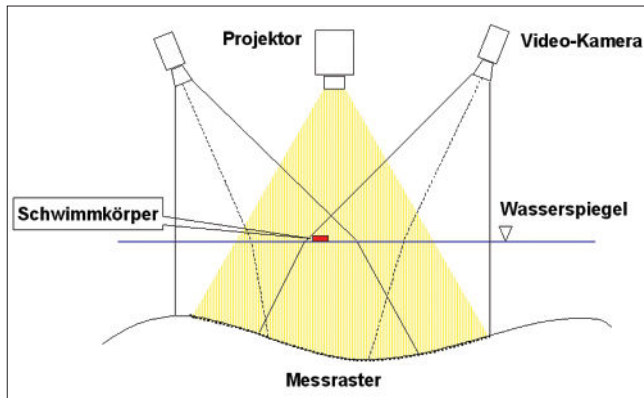


Bild 27: Sohlvermessung unter Wasser

Schritten von etwa 3 mm (Natur etwa 30 cm) in x- und y-Richtung verschoben wird, wodurch die Datendichte etwa um den Faktor 64 ansteigt. Zwischen zwei Messpunkten des Längsschnittes in der Bild 26 werden somit etwa sieben Zwischenpunkte vermessen, wodurch die Auflösung des Messsystems nahezu im Bereich der Korngröße liegt. Dieses Verfahren ist jedoch für die Routine-Messungen auf Grund der hohen Messzeit und der großen Datenmengen ungeeignet.

Das photogrammetrische Messsystem wurde in den letzten Jahren dahingehend erweitert, dass räumliche Messungen von Einzelpunkten möglich sind. Dadurch wurde es zum einen möglich, die Lage von auf dem Wasser schwimmenden Partikel im Raum zu bestimmen, wodurch Wasserspiegel und Oberflächengeschwindigkeiten erfasst werden können (3D-PTV, s. dazu den Beitrag von [Henning et al, 2007] in diesem Heft). Durch die Kenntnis der Höhe des Wasserspiegels zum Zeitpunkt der Messung können nun auch Sohlgeometrien durch den Wasserspiegel hindurch während eines laufenden Versuches vermessen werden (Bild 27).

Mit Hilfe eines Schwimmkörpers bekannter Dicke und Eintauchtiefe kann die Lage des Wasserspiegels bestimmt werden. Damit kann die Brechung des Lichtes am Wasserspiegel bei der Strahlverfolgung berücksichtigt werden. Diese Methode geht von folgenden Voraussetzungen aus:

- Der WSP stellt eine geometrische Ebene dar und liegt parallel zum Bezugshorizont.
- Der Schwimmkörper repräsentiert die Höhe des Wasserspiegels.
- Alle Kameras lösen zeitgleich aus und die Bilder werden zeitgleich gegrabbt (hohe Anforderungen an die Hardware).

Daneben gibt es noch das Problem, dass Turbulenzen im Wasser den Kontrast verringern und den Strahlengang ablenken. Dadurch ist der räumliche Messbereich eingeschränkt und die Messgenauigkeit verringert sich.

Vergleichsmessungen im trockenen und im nassen Zustand zeigten, dass mit dieser Methode die Messgenauigkeit unter Wasser auf Grund der oben genannten Einschränkungen etwa um den Faktor 10 geringer ist, als bei Messungen ohne Wasser, d. h. wenn der mittlere Höhenfehler im trockenen Zustand bei etwa 0,25 mm liegt, liegt er unter Wasser bei etwa 2,5 mm (hier etwa 10 cm in der Natur).

Diese Methode ermöglicht in enger zeitlicher Folge Aufnahmen der Sohle während des Versuchsbetriebes. Bisher wurden im Modell der Oder bei Hohenwutzen die in Tabelle 2 dargestellten Messungen durchgeführt:

Nr.	Messfeld		Messintervall		Aufnahmen	Messpositionen
	Modell	Natur	Modell	Natur		
A	2 x 2 m	200 x 200 m	14 Sekunden	15 Stunden	450	1
B	9 x 2 m	900 x 200 m	3 Minuten	1 Woche	150	8
C	30 x 2 m	3000 x 200 m	8 Minuten	3 Wochen	150	13

Tabelle 2: Im Modell der Oder bei Hohenwutzen durchgeführte Messungen

Die Messungen A wurden bei stationären Untersuchungen an einer einzelnen Messposition durchgeführt (450 Einzelmessungen über etwa zwei Stunden im Modell ohne das Messsystem zu bewegen). Sie ermöglichen eine präzise räumliche Vermessung von Transportkörperbewegungen. Die Messungen B und C wurden bei instationären Versuchen durchgeführt (Simulation einer Zeitreihe von zwei Jahren, 150 Einzelmessungen) und ermöglichen die Analyse abflussabhängiger Veränderungen der Sohlparameter (Messbereich bei Od-km 659,5; zum Beispiel mittlere Sohlhöhe und Standardabweichung der Sohlhöhe; s. Bild 28).

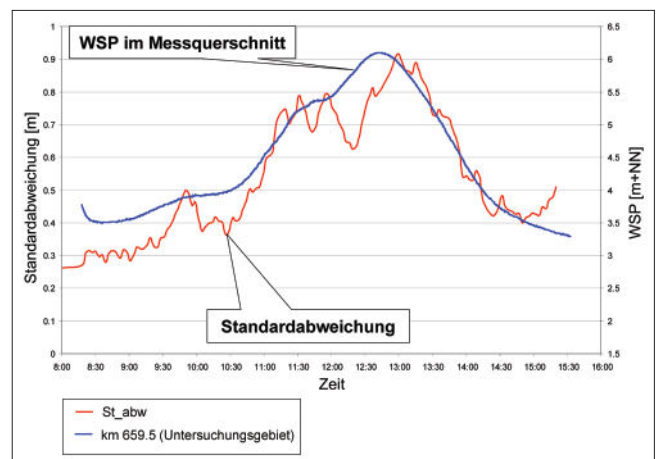


Bild 28: Instationärer Modellversuch; Standardabweichung der Sohlhöhe und Wasserspiegel als Funktion der Zeit

Bei den Messungen B und C musste für die Aufnahme eines größeren Areals das Messsystem bewegt werden. Bild 29 zeigt exemplarisch zwei Aufnahmen. Zwischen zwei Messungen benötigt die Traversierung und Orientierung etwa 30 Sekunden. Für den bei beiden Aufnahmen vermessenen Überlappungsbereich liegen somit Daten im Abstand von 30 Sekunden für den ex-

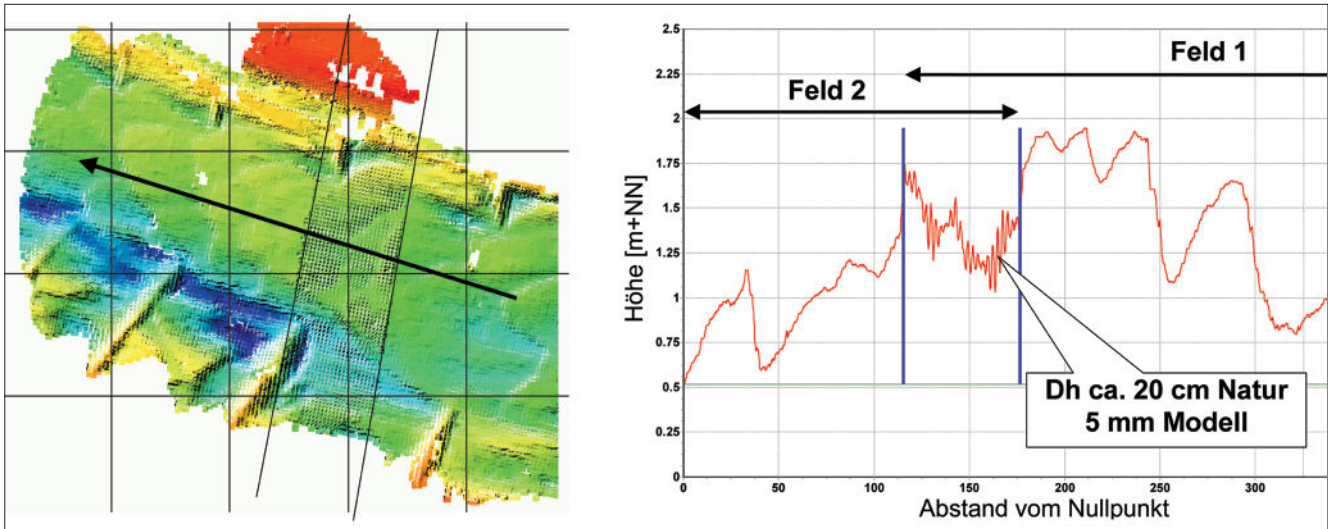


Bild 29: Zwei Sohlaufnahmen im Abstand von 30 Sekunden (in den Bildmitten jeweils der Überlappungsbereich von zwei Aufnahmefeldern)

akt gleichen Bereich vor. Da die Sohle sich während dieser Zeit verändert, lassen sich für diesen Bereich nur statistische Kennwerte (min/max/mittel der Sohlhöhe) analysieren. Die räumliche Auflösung von Sohlstrukturen ist hier reduziert. Mit Hilfe von Verfahren aus der geometrischen Datenauswertung (lokaler räumlicher Ausgleich) lassen sich allerdings auch diese Bereiche auswerten.

4.7 Geschwindigkeitsmessungen

Es gibt unterschiedliche Methoden, um an hydraulischen Modellen Geschwindigkeiten zu messen. Bei Modellen mit beweglicher Sohle besteht bei Punktmessungen (z. B. LDA) das Hauptproblem darin, dass sich die Modellgeometrie während der Messung verändert, wenn für die Aufnahme an vielen Einzelpositionen ein längerer Zeitraum benötigt wird. Punktmessungen werden daher nur angewendet, um in kleinen Teilbereichen des Modells Geschwindigkeiten oder Abfluss-

anteile zu bestimmen (z. B. hinter Parallelwerken oder auf dem Vorland).

Bewährt haben sich flächige Messungen der Oberflächengeschwindigkeit (2D- oder 3D-PTV, s. Bild 30, [Henning et al. 2007] in diesem Heft und [DVWK 2003]). Bei diesen Verfahren werden Treibkörper auf der Wasseroberfläche von einer oder mehreren Videokameras verfolgt und über Passpunkte referenziert. Über eine hinreichend große Anzahl Treibkörper erhält man dabei ein geschlossenes Bild der Oberflächengeschwindigkeiten in einem Modell als Mittelwert über den Messzeitraum von in der Praxis etwa 1 bis 5 Minuten bei einem typischen Messfeld von ca. 4 m² bei der 3D-PTV und ca. 10 m² bei der 2D-PTV.

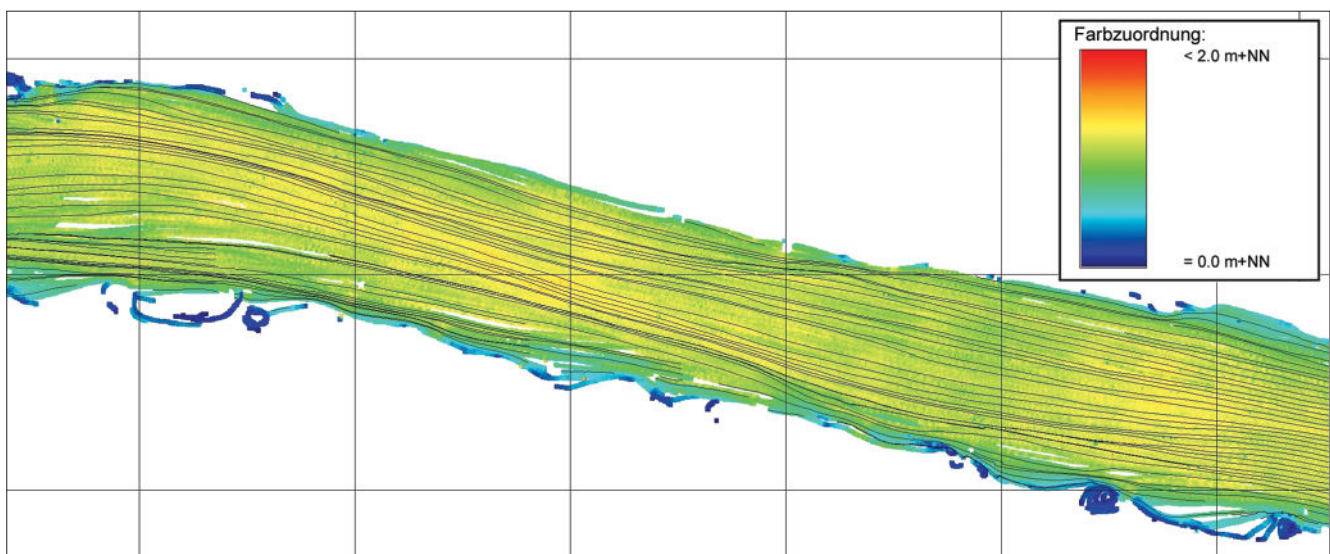


Bild 30: 2D-PTV, gemessene Oberflächengeschwindigkeiten und daraus berechnete Treibkörperbahnen

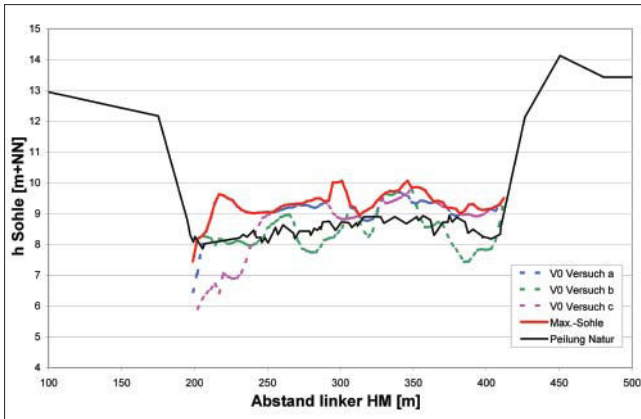


Bild 31: Modell- und Natursohlhöhen

5 Versuchsbetrieb, beispielhafte Analysen

5.1 Instationärer Geschiebetransport bei stationärem Abfluss

Bei stationären Untersuchungen (konstanter Abfluss) mit gleichen Rand- und Anfangsbedingungen stellt sich trotzdem ein instationärer Geschiebetransport ein. Bei stationärer Hydraulik können die Modelle gut genutzt werden, um mittlere Veränderungen von Sohle und Wasserspiegel einer Variante nach einer hinlänglich langen Versuchsdauer zu analysieren. Damit sind statistisch belastbare Variantenvergleiche dieser primären Kenngrößen möglich. Darüber hinaus ist es

durch den instationären Geschiebetransport möglich, auch die Dynamik dieser Größen über die Zeit zu erfassen. Bild 31 zeigt für eine Untersuchung an der Elbe im Modell gemessene Querprofile (in der Grafik als V0 bezeichnet) und eine Naturpeilung im gleichen Querprofil. Der Versuch "b" entspricht dabei relativ gut der Naturmessung, während die Versuche "a" und "c" zum Teil erheblich davon abweichen. Die Versuche zeigen somit die Dynamik der Flusssohle; jede einzelne Messung repräsentiert die Sohlstruktur nur zu einem konkreten Zeitpunkt. In den hydraulischen Modellen weisen die einzelnen Versuchsläufe bezüglich der Ausbildung der Sohlgeometrie eine ähnliche Streuung auf wie in der Natur. Diese Unterschiede in der Sohlgeometrie sind bei Prognoseuntersuchungen von großem Interesse, da sie zeigen, welche Sohldynamik bei der Umsetzung in der Natur zu erwarten wäre. Die in der Grafik dargestellte Linie "Max.-Sohle" zeigt die maximal an jeder Position auftretende Höhe der Sohle über alle Versuche in dem Modell und somit für jede Position im Querschnitt die minimal zu erwartende Wassertiefe in Abhängigkeit von unterschiedlichen Sohlformen, wie sie infolge der natürlichen morphologischen Dynamik auftreten.

Trotz gleicher Anfangs- und Randbedingungen verläuft jeder Versuch anders, sodass die beobachteten Sohlgeometrien, ähnlich wie in der Natur, mehr oder weniger zufällig sind. Nur die statistischen Summenparameter (mittlere Sohlhöhe, Standardabweichung etc.) sind zwischen den Versuchen weitgehend gleich. Das

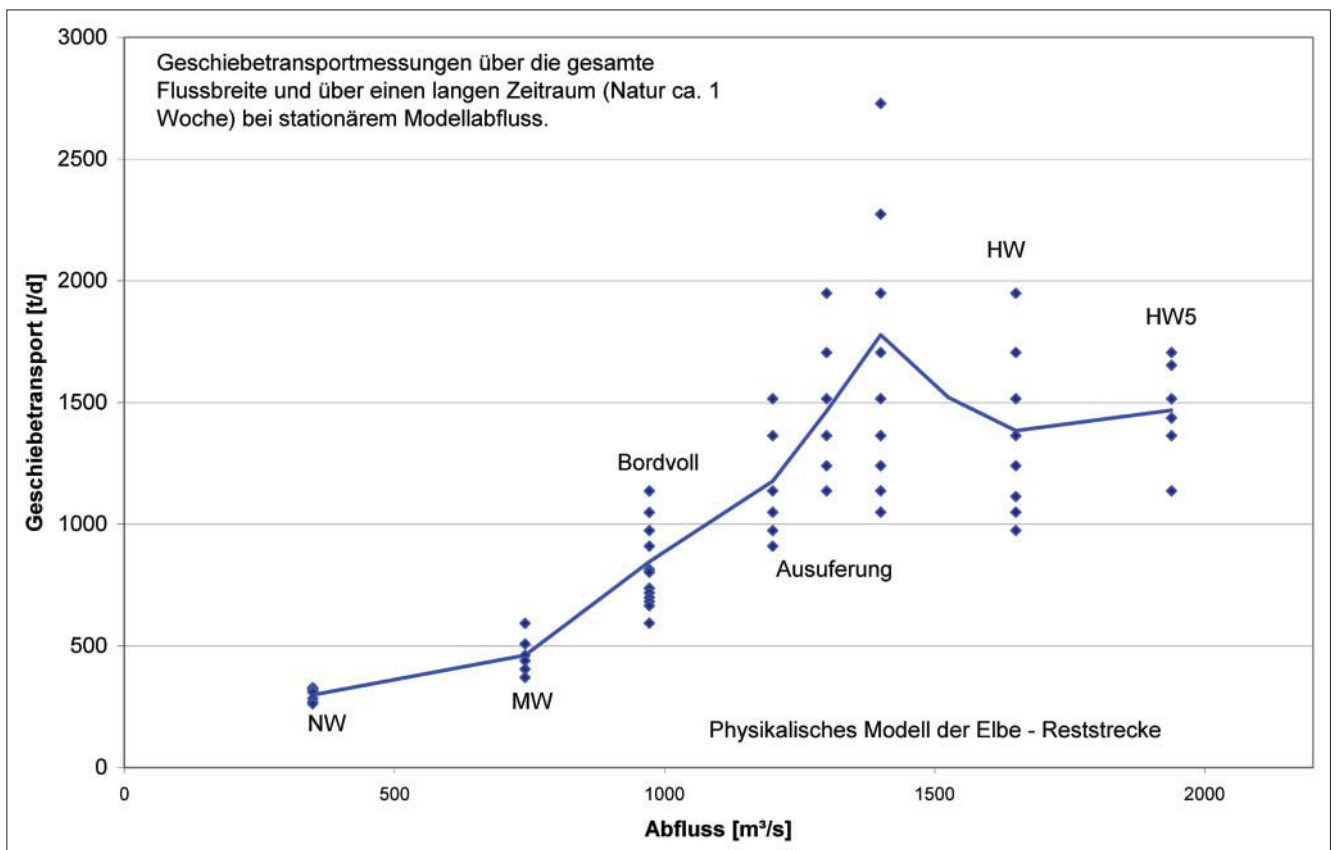


Bild 32: Variabilität des abflussabhängigen Geschiebetransportes bei stationärem Abfluss

resultiert daraus, dass Geschiebetransportvorgänge auch bei stationären Randbedingungen (Abfluss, Geschiebeeintrag in die Untersuchungsstrecke) instationär erfolgen. Das trifft insbesondere auf Strecken mit Dünenbildung zu. Bild 32 zeigt für Messungen an einem Modell der Elbe, dass bei stationären Randbedingungen die Geschiebetransportrate erheblich schwanken kann. Hier wurde der gesamte Geschiebeaustag um unterstromigen Modellrand über die gesamte Flussbreite und über einen Zeitraum gemessen, der etwa einer Woche in der Natur entspricht. Bei diesen Idealbedingungen, die so in der Natur nie einzuhalten sind, variiert der Transport bei einem bordvollen Abfluss etwa um den Faktor 3.

Mit der Dynamik der Geschiebetransportrate ist in Strecken mit Dünenbildungen auch eine Dynamik des Wasserspiegels verbunden. Modellmessungen zeigten hier Veränderungen der Wasserstände beim Durchgang größerer Dünen im Bereich von bis zu 5 cm (Natur). Da eine derartige Schwankungsbreite auch für die Natur zu erwarten ist, sind Aussagen bezüglich der Wasserstände in alluvialen Flussstrecken maximal in dieser Größenordnung möglich (Fixierungen bei NW variieren durch die Transportkörperdynamik bei nahezu gleichem Abfluss in dieser Größenordnung).

5.2 Sohlformen bei instationärem Abfluss

Untersuchungen mit einer instationären Zuflusssteuerung mit Simulationszeiträumen von mehreren Jahren ermöglichen die Analyse von langfristigen Sohlentwicklungen und der Wechselwirkung von Abflussänderungen und der Sohlform.

Bild 33 zeigt exemplarisch die Wasserstands- und Sohlentwicklungen in einem Modellversuch über einen Zeitraum von etwa sieben Stunden im Modell (hydrologisch ca. 8 Monate, morphologisch ca. 21 Monate in der Natur) bei dem eine größere Baumaßnahme (Erhöhung und Vorstreckung von Buhnen) zu einer Eintiefung der mittleren Sohlhöhe führt. Der hier betrachtete Untersuchungsabschnitt liegt oberhalb einer Engstel-

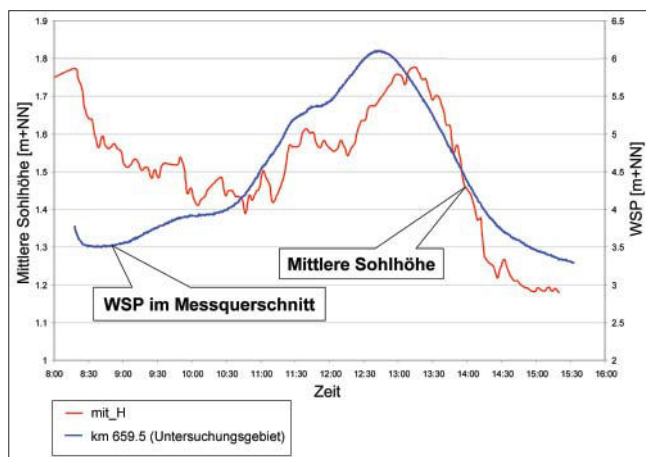


Bild 33: Entwicklung der mittleren Sohlhöhe über die Zeit

le, wo es infolge des Rückstaus bei höheren Abflüssen zu Sedimentationen kommt. Im Mittel tieft sich hier die Sohle um etwa 60 cm ein, während des steigenden Astes der Abflusskurve kommt es jedoch zu einer Aufhöhung der Sohle. Bild 28 zeigt die Auswertung der Standardabweichung aus dem gleichen Versuchslauf. Das Bild zeigt, wie sich die Standardabweichung mit steigendem Abfluss erhöht, d. h. die relative Dünenhöhe nimmt deutlich zu, wie es auch in der Natur beobachtet werden kann. Dieses Phänomen wird derzeit in Kooperation mit der Universität Braunschweig mit dem Ziel der Verallgemeinerung vertieft untersucht [LWI 2005].

Die Entwicklung der Dünengeometrie folgt den Abflussveränderungen mit einer Verzögerung (Hysterese). Bild 34 zeigt zu diesem Versuch den Zusammenhang zwischen dem simultan aufgezeichneten Wasserspiegel und den Sohlformen (die blaue Linie zeigt einzelne Messwerte, die rote eine Ausgleichsfunktion) über die Zeit. Gut zu unterscheiden ist hier der ansteigende und der abfallende Ast der Kurve, d. h. bei gleichem Wasserstand hat die Sohle bei steigendem und bei fallendem Abfluss eine andere Form und damit auch eine andere Rauheit.

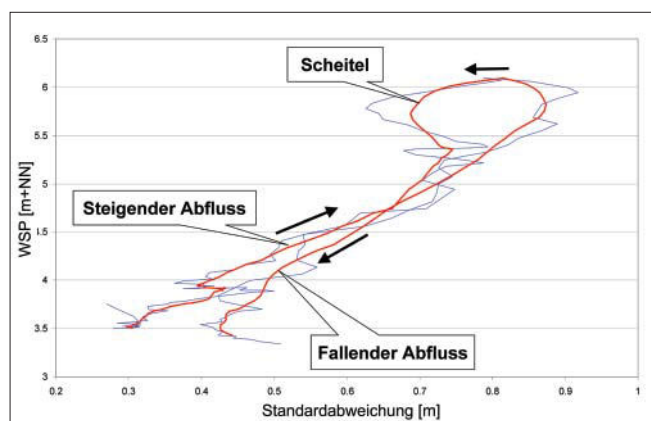


Bild 34: Standardabweichung als Funktion des Abflusses

Die Auswertung der Sohlhöhen und -formen bei instationären Untersuchungen ermöglicht eine umfangreiche Analyse der über die Zeit und den Abfluss nicht konstanten Wechselwirkungen zwischen den jeweiligen Untersuchungsvarianten (hier die Strömungsbehandlung in Form von Buhnen) und der Sohlgeometrie. Diese Phänomene sind in dieser Qualität erst durch jüngste Entwicklungen der Messtechnik beobachtbar geworden, sodass die wissenschaftliche Aufarbeitung der Ergebnisse noch aussteht [LWI 2005].

5.3 Trassierung der Fahrrinne bei beweglichem Flussbett

Der Nutzen einer Unterhaltungs- oder Ausbauvariante kann nicht immer direkt durch die ermittelten Veränderungen der Wasserstände oder der mittleren Sohlhöhen nachgewiesen werden. In Gewässern mit einer beweglichen Sohle muss die Veränderung der Form und

der Dynamik der Sohle bei der Beurteilung der Varianten berücksichtigt werden. In der Vergangenheit standen dafür keine standardisierten oder automatisierten Methoden zur Verfügung. Neue Methoden zur Berechnung der Fahrdynamik ermöglichen es jedoch, potenzielle Fahrrinnenverläufe aus den Geometriedaten zu berechnen. Dabei kann durch Vergleich mehrerer Versuche einer Serie mit gleichen Rand- und Anfangsbedingungen auch die Veränderlichkeit der Fahrrinne über die Zeit beurteilt werden.

Die in der BAW entwickelte Trassierungs-Software (PeTra - Pegelabhängige Trassierung, [BAW 2001d]) berücksichtigt die Flussgeometrie, die Wasserstände und Fließgeschwindigkeiten sowie die nautischen Aspekte der gewählten Schiffstypen für die Analyse. Dabei wird zwischen Berg- und Talfahrern unterschieden. Begegnungs- und Überholverkehr kann berücksichtigt werden.

Bild 35 zeigt für einen Modellabschnitt der Oder bei Hohenwutzen den mit dem Programm PeTra errechneten idealen Verlauf der Fahrrinne für ein Europaschiff (Länge 82 m, Breite 11,40 m) aus fünf unabhängigen Modellversuchen mit gleichen Rand- und Anfangsbedin-

gungen bei einem mittleren Niedrigwasser für den heutigen Naturzustand (V0). Bild 36 zeigt demgegenüber den Verlauf der Fahrrinnen mit der größt möglichen Wassertiefe bei einer Untersuchungsvariante (hier wurden die Buhnen verändert, die Veränderungen der Geometrie sind in den Grafiken nicht sichtbar). Deutlich erkennbar sind die hohe Variabilität des Fahrrinnenverlaufes im Ausgangszustand und die Konstanz des Verlaufes bei der Variante. Insbesondere im Krümmungsbereich auf der linken Seite ist die Veränderung auffällig. Mit dieser Variante wird die Lagevariabilität der Fahrrinne deutlich eingeschränkt, wodurch der Verkehrssicherungsaufwand für die Wasser- und Schifffahrtsverwaltung erheblich reduziert würde [Hentschel 2007].

Die Bilder 35 und 36 zeigen jeweils einen Verlauf der Fahrrinne mit maximaler Tiefe. Sie zeigen jedoch nicht die dabei für die Schifffahrt nutzbare Wassertiefe. Diese liegt hier im Ist-Zustand (Variante V0) bei etwa 1,30 m unter MNW und bei der hier beschriebenen Buhnenvariante bei etwa 1,90 m unter MNW. Deutlich wird der Unterschied aus Bild 37. Diese zeigt für die Variante V0 einen optimierten Fahrrinnenverlauf mit einer nutzbaren Tiefe von 1,30 m unter MNW und für die



Bild 35: Fahrrinnen aus fünf unabhängigen Sohlgeometrien im Modell (V0)



Bild 36: Fahrrinnen bei einer Untersuchungsvariante (Buhnenvariante)

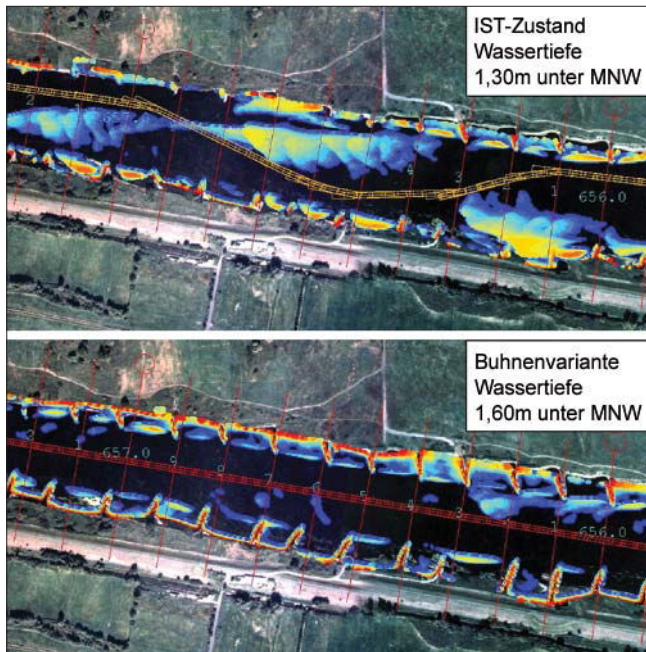


Bild 37: Trassierungsverläufe bei zwei Modellvarianten (PeTra)

hier untersuchte Buhnenvariante den Fahrrinnenverlauf für eine Tiefe von 1,60 m unter MNW. Gut erkennbar ist die unterschiedliche Qualität der Fahrrinnen. Im Ist-Zustand ist es dem Schiffsführer selbst mit einem erheblichen Peilaufwand nicht möglich, den optimalen Weg zu finden, während bei der Buhnenvariante die Trasse in der Mitte des Flusses verlaufen würde und somit ohne Probleme befahren werden könnte.

In einem hydraulischen Modell mit beweglicher Sohle kann die natürliche Dynamik einer alluvialen Flusssohle mit den entsprechenden Geschiebetransportvorgängen mit guter Ähnlichkeit untersucht werden. Damit sind detaillierte und stochastische Analysen der Wirksamkeit unterschiedlicher Stromregelungskonzepte hinsichtlich der Tiefe und Stabilität von nautisch nutzbaren Fahrrinnen möglich.

6 Kopplung von hydraulischen und numerischen Modellen

6.1 Vorbemerkung

Es ist die Regel, dass zu jedem aufwändigen hydraulischen Modell zur Vorbereitung und Begleitung numerische Modelle parallel betrieben werden. Je nach Aufgabenstellung und Komplexität können damit Varianten numerisch vor ausgewählt werden oder ergänzende Berechnungen durchgeführt werden (z. B. extreme Hochwasserereignisse).

Daneben gibt es aber auch direkte Kopplungen zwischen hydraulischen und numerischen Modellen, bei denen zum Beispiel variantenabhängige Veränderungen der Sohlform in den hydraulischen Modellen als geänderte Rauheitswerte in den numerischen Mo-

dellen Verwendung finden. Daneben können die Ergebnisse aus den hydraulischen Modellen auch für die Weiterentwicklung numerischer Verfahren verwendet werden.

6.2 Synergieeffekte

In hydraulischen Modellen mit beweglicher Sohle ist es schwierig oder unmöglich, ausgedehnte Gewässerabschnitte (> 10 Kilometer), sehr lange Zeiträume (Jahrzehnte) oder extreme Hochwasserereignisse zu untersuchen, sodass für diese Fragestellungen in jedem Fall mindestens ein numerisches Modell neben dem hydraulischen Modell betrieben wird. Numerische Modelle ohne hohen Detaillierungsgrad werden darüber hinaus für Voruntersuchung des Naturzustandes (Modellplanung) oder von Varianten verwendet.

An einem Untersuchungsabschnitt der Elbe (Elbereststrecke, El-km 508 bis 521) [BAW 2001] wurde neben dem hydraulischen Geschiebetransportmodell (El-km 506,4 bis 512,4) ein hydraulisch-numerisches 1D-Feststofftransportmodell (1D-FTM; El-km 480 bis 536; 15 Jahre Simulationszeit) und ein hydraulisch-numerisches 2D Modell (2D-HN; El-km 505 bis 521 für Hochwasseruntersuchungen) betrieben. Während in dem 1D-FTM mittlere Veränderungen der Sohlhöhe berechnet werden konnten, handelte es sich bei dem 2D-Modell um ein Modell ohne Feststofftransport. Daraus ergaben sich folgende gegenseitige Ergänzungen und Plausibilisierungen zwischen dem hydraulischen und den numerischen Modellen:

- Vergleich der Ergebnisse der Sohlveränderungen aus dem hydraulischen Modell mit denen des 1D-FTM,
- Übernahme der Sohlveränderungen aus dem 1D-FTM in das 2D-HN,
- Berücksichtigung der im hydraulischen Modell ermittelten abflussabhängigen Sohlrauheiten im numerischen 2D-HN-Modell,
- Berücksichtigung der im hydraulischen Modell ermittelten geänderten Sohlrauheit in beiden numerischen Modellen.

Für das 2D-HN-Modell lagen für die Hochwasserkalibrierung keine ausreichenden Daten vor, um die Abflussaufteilung zwischen dem Flussschlauch und den Vorländern zu bestimmen. Daher wurde das Modell bei einem kleinen Abfluss im Flussschlauch kalibriert (Bestimmung der Sohlrauheit bei NW) und für die größeren Abflüsse wurden die veränderten abflussabhängigen Rauheiten über einen Faktor aus den im hydraulischen Modell gemessenen Sohlrauheiten (Standardabweichung der Sohlhöhe) bestimmt (s. Bild 38 und Bild 39). Die mit dieser Anpassung errechneten Wasserspiegel passten nun über das gesamte Abflussspektrum gut mit Naturmessungen überein.

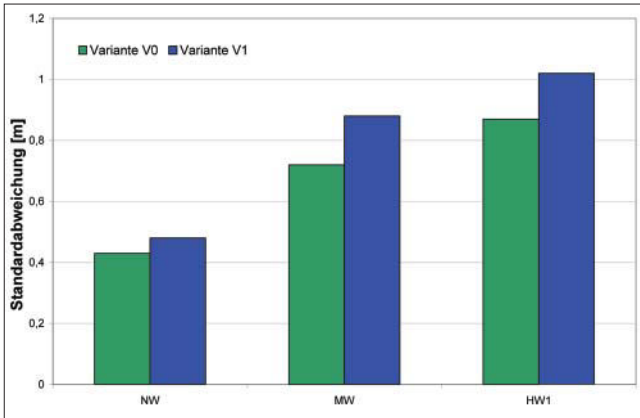


Bild 38: Varianten und abflussabhängige Sohlrauheit (mittlere Standardabweichung der Sohle über drei Versuche)

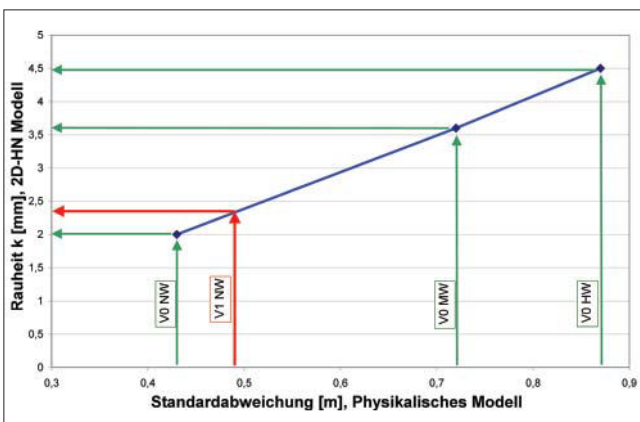


Bild 39: Rauheitswerte im hydraulischen und im numerischen Modell

Die veränderten Sohlrauheiten im hydraulischen Modell bei den Untersuchungsvarianten (Variante 1 mit einer deutlichen Veränderung der Buhnengeometrie in Bild 38) wurden ebenfalls für die numerischen Berechnungen übernommen, sodass neben den Veränderungen der Geometrie auch die Veränderungen der Sohlrauheit berücksichtigt werden konnten. Bild 39 zeigt exemplarisch für einen Niedrigwasserabfluss, wie sich aus der geänderten Sohlstruktur im hydraulischen Modell eine Änderung des k-Wertes für das numerische Modell auf Grund der Variante (Veränderung der Strömungsberandung durch Buhnenänderungen) ergeben. Die lineare Abhängigkeit der Rauheit im numerischen Modell von der Standardabweichung im hydraulischen Modell basiert hier auf der Art der Kalibrierung des numerischen Modells, bei der diese Abhängigkeit vorausgesetzt wurde (s. oben). Hier liegt in jedem Fall noch weiterer Untersuchungsbedarf und an dieser Stelle soll nur aufgezeigt werden, welche prinzipiellen Möglichkeiten der Kopplung der unterschiedlichen Verfahren bestehen.

7 Ausblick

Bei der Lösung flussbaulicher Fragestellungen nehmen hydraulische Modellversuche mit beweglicher Sohle eine zentrale Rolle ein. Insbesondere durch erhebliche Fortschritte im Bereich der Mess- und Automatisierungstechnik konnte der Anwendungsbereich und die Aussagetiefe der Modellversuche erheblich gesteigert werden. Dabei seien hier insbesondere die Prognostizierbarkeit von nautisch nutzbaren Fahrrinnenverläufen in geschiebeführenden Flüssen bei unterschiedlichen Unterhaltungs- oder Ausbauvarianten erwähnt.

Die bei den Modellen zur Anwendung kommenden Theorien der Ähnlichkeitsgesetze und des Geschiebetransportes beruhen zu einem großen Teil auf relativ spärlichen oder stark vereinfachten empirischen Natur- und Modelluntersuchungen aus dem letzten Jahrhundert. Insbesondere die in den aktuellen Modellen gewonnenen Daten zur Instationarität des Geschiebetransportes in so bisher nicht verfügbarer Qualität und Quantität verlangen eine vertiefte wissenschaftliche Aufbereitung und Verallgemeinerung. Hierbei arbeitet die Bundesanstalt für Wasserbau erfolgreich mit Universitäten zusammen. Schwerpunkte der künftigen gemeinsamen Forschung sollen in der grundlegenden Analyse von Geschiebetransportvorgängen, insbesondere von Dünen, aber auch in der Entwicklung besserer Modellgesetze für den Geschiebetransport zur Übertragung dieser komplexen Naturvorgänge in die Wasserbaulaboratorien liegen.

8 Verzeichnis der verwendeten Abkürzungen und Symbole

Indizes

M	Modell
m	Mittelwert
N	Natur
r	Relation (Maßstab Natur / Modell)
s	Sediment
w	Wasser

d	Dicke; Länge	[m]
d _{ch}	charakteristischer Korndurchmesser	[m; mm]
d _m	mittlerer Korndurchmesser	[m; mm]
d _r	Maßstab der Korngröße	[-]
D	sedimentologischer Korndurchmesser	[m; mm]
$d_* = \left(\frac{\Delta \cdot g}{\nu^2} \right)^{1/3} \cdot d_m$		
Fr	Froudezahl	[-]
	Verhältnis von Trägheits- zu Schwerekräften	
Fr*	Froudezahl der Kornes	[-]
	Verhältnis der treibenden zu den haltenden Kräften	
$Fr_* = \frac{v_*^2}{\Delta \cdot g \cdot d_m}$		
h	Wassertiefe	[m]
H	Dünenhöhe	[m]
h _r	Maßstab der Höhen	[-]
h _{r(TK)}	Höhenmaßstab der Sohlformen (Transportkörper)	[-]
I _e	Energieliniengefälle	[-]
L	Dünenlänge	[m]
L _r	Maßstab der Längen	[-]
Q	Abfluss	[m ³ /s]
Re	Reynoldszahl	[-]
Re	Verhältnis von Trägheits- zu Zähigkeitskräften	
Re*	Reynoldszahl des Kornes	[-]
$Re_* = \frac{v_* \cdot d_m}{\nu}$		
t _r	Zeitmaßstab	[-]
t _{sr}	sedimentologischer Zeitmaßstab	[-]
t _{TKr}	Zeitmaßstab der Entwicklung von Dünen/Transportkörpern	[-]
T	Temperatur	[°C oder K]
U	Ungleichförmigkeit der Kornverteilung	[-]
$u = \frac{d_{60}}{d_{10}}$		
v	Geschwindigkeiten	[m/s]
v*	Schubspannungsgeschwindigkeit	[m/s]
$v_* = \sqrt{g \cdot h \cdot I_e}$		
W	Wasserstand am Pegel	[cm]
ρ'	spezifische Dichte	[-]
$\rho' = \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w}$		
τ	Schubspannung	[N/m ²]
ρ _s	Dichte des Sohlmaterials	[g/cm ³]
ρ _w	Dichte des Wassers	[g/cm ³]
λ	Verlustbeiwert	[-]
ν	kinematische Viskosität	[m ² /s]

9 Literatur

- BAW 1994: Gutachten über Regelungsmaßnahmen in der Elbe-Reststrecke (Elbe-Kilometer 505 - 524) auf der Grundlage von Modelluntersuchungen: Teil 1: Voruntersuchungen für das physikalische Teilmodell (Elkm 506-512)
- BAW 1997: Einfluss stärker motorisierter und längerer Schiffe auf die Sohlenerosion des Rheins; BAW 31.6355
- BAW 2001a: Gutachten über Regelungsmaßnahmen in der Elbe-Reststrecke (Elbe-Kilometer 505 - 524) auf der Grundlage von Modelluntersuchungen, Teil 4: Morphologische Untersuchungen im physikalischen Modell (Elbe - km 506,4 - 512,4)
- BAW 2001b: Untersuchungen zur Verbesserung der Hochwasserabfuhr in der Engstelle bei Hohenwutzen, Zwischenbericht September 2001, BAW-Nr.: 302-10044-00
- BAW 2001c: Oder Hohenwutzen, Untersuchung von Unterhaltungs- und Regelungsmaßnahmen, Teil 1: Voruntersuchung für das physikalische Modell, Gutachten, Karlsruhe 2001, BAW-Nr. 302.10038.00
- BAW 2001d: Tätigkeitsbericht der BAW 2001; FuE-Projekte Wasserbau im Binnenbereich, Optimierung der Befahrbarkeit von Flüssen unter Beachtung hydrodynamischer, fahrdynamischer und morphodynamischer Kriterien
- BAW 2004: Grundlagen zur Bemessung von Böschungs- und Sohlensicherungen in Binnenwasserstraßen; Mitteilungen der BAW, Nr. 87, 2004
- DORER 1984: Ähnlichkeit bei flussbaulichen Modellen; in Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, Heft 54
- DVWK 1988: Feststofftransport in Fließgewässern, Berechnungsverfahren für die Ingenieurpraxis, Schriften Heft 87, Verlag Paul Parey
- DVWK 2003: Feststofftransportmodelle für Fließgewässer. ATV-DVWK Arbeitsbericht, Arbeitsgruppe WW-2.4 „Feststofftransportmodelle“, März 2003
- ETTNER 2004: Untersuchungen zu Kolkvorgängen hinter dem unterströmten Schütz, Dissertation, Fachbereich Bauingenieurwesen der TU Carola-Wilhelmina zu Braunschweig, 2004
- ETTNER 2007: Physikalische Modellierung von Kolkprozessen, Mitteilungsblatt Nr. 90 der BAW, 2007
- FAULHABER 2007: Neue Methoden der aerodynamischen Modellierung flussbaulicher Fragestellungen; Mitteilungsblatt Nr. 90 der BAW, 2007
- FÜHRBÖTER 1980: Strombänke (Großriffel) und Dünen als Stabilisierungsformen; Mitteilungen des Leichtweiß-Institutes für Wasserbau, TU Braunschweig, Heft 67
- GLAZIK 1964: Veränderungen der Wasserspiegel- und Sohlenlage der Oder. Wasserwirtschaft - Wassertechnik, 14, H.11, 1964, Berlin
- GODDING; HENTSCHEL; KAUPPERT 2003: Videometrie im wasserbaulichen Versuchswesen; Wasserwirtschaft, Wassertechnik; 4/200
- HENNING; SAHRHAGE; HENTSCHEL 2007: 3D-PTV – Ein System zur optischen Vermessung von Wasserspiegellagen und Fließgeschwindigkeiten in physikalischen Modellen, Mitteilungsblatt Nr. 90 der BAW, 2007
- HENTSCHEL 2006: Physikalisches Geschiebetransportmodell der Oder zur Untersuchung der Wechselwirkung von Stromregelungsbauwerken, Sohlformen und nautischen Bedingungen; Dresdener Wasserbauliche Mitteilungen; Heft 32
- HENTSCHEL; WITTE 1999: Morphologische Untersuchungen zur Verbesserung der Schifffahrtsverhältnisse zwischen Dömitz und Hitzacker, HTG-Kongress 1999, Magdeburg
- JÄGGI 1983: Alternierende Kiesbänke; Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie and ETH Zürich; Nr. 62; Zürich
- KOBUS 1984: Wasserbauliches Versuchswesen; Verlag Paul Parey, 2. Auflage
- LWI 2005: Auswertung sedimentologischer Daten an der Oder - Machbarkeitsstudie; Leichtweiss-Institut für Wasserbau, TU Braunschweig, Bericht 911, September 2005
- SCHANKAT 2006: Literaturstudie zu morphologischen Rinnenversuchen, Technischer Bericht Nr. 06/2006 des Lehrstuhles für Wasserbau und Wassermengenwirtschaft, Universität Stuttgart im Auftrag der Bundesanstalt für Wasserbau; 28.04.2006
- SCHRÖDER 1994: Technische Hydraulik, Kompendium für Wasserbau, Springer-Verlag Berlin, Heidelberg, New York
- ZANKE 1982: Grundlage der Sedimentbewegung, Springer Verlag, Berlin, Heidelberg, New York

Neue Methoden der aerodynamischen Modellierung flussbaulicher Fragestellungen

DIPL.-ING. PETRA FAULHABER, BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU, KARLSRUHE

Kurzfassung

Für frei fließende Gewässer haben sich in der Vergangenheit aerodynamische Analogiemodelle (Luftmodelle) bei der Bearbeitung wasserbaulicher Fragestellungen durch ihre hohe Effizienz (geringe Modellabmessungen, kurze Auf-, Umbau- und Messzeiten) bewährt. Sie bieten vielfältige Möglichkeiten der Analyse der Strömungsvorgänge sowohl durch Messung der Strömungsparameter (Druck, Fließgeschwindigkeit, Durchfluss) als auch durch die Sichtbarmachung schwer abbildbarer Strömungsstrukturen wie z. B. der für den Geschiebetransport maßgeblichen Sohlstromlinien. Es wird eine Einführung in die Grundlagen und Methoden der aerodynamischen Modellierung gegeben und Neuerungen in Modellmethodik, Modellaufbau, Messtechnik und Versuchsauswertung vorgestellt. Da sich der Einsatz von Luftmodellen in den letzten beiden Jahrzehnten in der Bundesanstalt für Wasserbau auf aerodynamische Flussmodelle konzentrierte, werden insbesondere diese Erfahrungen vorgestellt.

1 Einleitung

Zur Planung flussbaulicher Maßnahmen werden bei komplizierten Fragestellungen Modelle eingesetzt. Zur Untersuchung der Oberflächenströmung und deren Wirkung auf das Gewässerbett kommen in Abhängigkeit von der jeweiligen Fragestellung numerische und/oder Maßstabs- (physische, gegenständliche, physikalische) Modelle (englisch: scaled models) zur Anwendung. Im Bereich der Maßstabsmodelle unterscheidet man Wasser- (hydraulische) und Luft- (aerodynamische) Modelle ¹.

Die Wahl der geometrischen Maßstäbe ist bei hydraulischen Flussmodellen besonders durch die Notwendigkeit, sowohl die FROUDE-ÄHNLICHKEIT $Fr_r = 1$ als auch die REYNOLDS-ÄHNLICHKEIT ($Re_m > Re_{grenz}$) einhalten zu müssen, eingeschränkt (siehe KOBUS 1984 und HENTSCHEL 2007a, im vorliegenden Heft). Deshalb ist ein Modellierungsverfahren besonders verlockend, bei dem die erstgenannte Bedingung entfällt, da man die geometrischen Maßstäbe verkleinern kann, wenn die FROUDE-Zahl nicht als Ähnlichkeitskriterium berücksichtigt werden muss. Diese Möglichkeit ist gegeben, wenn die Freispiegelströmung durch eine Druckströmung ersetzt wird. Wird das freie Wasserspiegelniveau der Naturströmung durch eine Abdeckung simuliert, kann die Modellströmung unter Druck erfolgen. Das strömende

Medium Wasser wird durch Luft ersetzt. Das so entstandene Analogiemodell bezeichnet man im wasserbaulichen Versuchswesen als aerodynamisches oder Luftmodell. Die Luft wird mittels leistungsfähiger Ventilatoren durch das Modell gesaugt.

Die Geometrie des Untersuchungsgebietes wird bei aerodynamischen Modellen grundsätzlich wie bei hydraulischen Modellen maßstäblich verkleinert (Tabelle 1). Die Kalibrierung der Modelle erfolgt ebenfalls durch Anpassung der Sohlrauheit, so dass das Druckgefälle für einen bekannten Naturzustand ähnlich dem Wasserspiegelgefälle abgebildet wird (siehe Kapitel 3).

	Luftmodell aerodynamisches Modell	Wassermodell hydraulisches Modell
Strömungsmedium	Luft	Wasser
Strömung	Druckströmung	Freispiegelströmung
Wesentliche Ähnlichkeitskriterien	Eu (EULER), Re	Fr, Re
Längenmaßstab	1:150 bis 1:2000	1:15 bis 1:200
Fließgeschwindigkeit	bis 50 m/s (10 bis 40 m/s)	bis 1m/s (0,05 bis 0,5 m/s)

Tabelle 1: Charakteristika von aerodynamischen und hydraulischen Modellen

Folgende Besonderheiten und Randbedingungen sind beim Einsatz von Luftmodellen zu berücksichtigen:

- Der Einsatz von Luftmodellen erlaubt kleinere Maßstäbe (größere Maßstabszahl) als bei hydraulischen Modellen zu nutzen (siehe Tabelle 1), wodurch geringe Materialkosten entstehen und der Umbau für Varianten schneller zu realisieren ist. Wegen der kleineren Maßstäbe können Luftmodelle auf Tischen aufgebaut werden (Bild 1), wodurch sich gute Arbeitsbedingungen gewährleisten lassen.
- Wegen der kleinen Modellmaßstäbe werden hohe Genauigkeitsanforderungen an die Modellierung der Geometrie und die Messgeräte gestellt. Messgeräte müssen exakt im Modell positioniert werden können.
- Im Luftmodell darf die Kompressibilität der Luft nur eine untergeordnete Rolle spielen (MACH-Zahl vernachlässigbar), was für Strömungsgeschwindigkeiten $v_m < 50$ m/s (GILJAROV 1973) der Fall ist.
- Die FROUDE-Zahl muss vernachlässigbar gering (LJATCHER und PRUDOWSKIJ 1984) oder örtlich bekannt sein. Der Wasserspiegel wird in Luftmodellen üblicherweise durch eine durchsichtige Deckplatte simuliert (Bild 1, Verfahren siehe Kap. 2.2). Damit die Deckplatte horizontal angeordnet werden kann, wird der Fluss entsprechend des Talgefälles so geneigt, dass die Flusssohle annähernd parallel zur Tischebene liegt.

¹ Einige Begriffe sind im Glossar am Ende des Artikels erläutert; außerdem befindet sich dort ein Symbolverzeichnis.

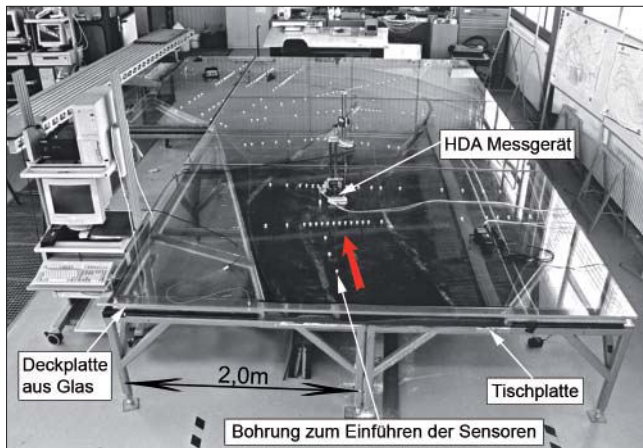


Bild 1: Luftmodell Elbe bei Klöden

- Da der Wasserspiegel durch eine starre Deckplatte simuliert wird, kann mit einem Luftmodell nur eine begrenzte Anzahl stationärer Durchflüsse untersucht werden.

2 Aerodynamische Modellierungsverfahren

Grundlegende Erläuterungen zu aerodynamischen Modellierungsverfahren findet man u. a. in LJATCHER und PRUDOVSKI (1971), GILJAROV (1973), FAULHABER (1983 und 1986), NESTMANN und BACHMEIER (1987). In diesem Artikel werden hauptsächlich Neuerungen beschrieben, die im Versuchsbetrieb der BAW bei der Untersuchung von Flussabschnitten eingeführt wurden.

2.1 Klassifizierung

Man unterscheidet wie bei hydraulischen Modellen in

- **Strömungsmodelle** (Modelle mit fester Sohle, ohne Sohlreaktion) zur Untersuchung der hydraulischen Parameter der Strömung und
- **Geschiebetransport-Modelle** (Modelle mit beweglicher Sohle, mit Sohlreaktion) zur Untersuchung des Geschiebetransportes und der Änderung der Sohlgestalt.

Darüber hinaus stehen entsprechend der zu untersuchenden Fragestellungen unterschiedliche Phänomene im Mittelpunkt und sind verschiedene Modellabstraktionen möglich, wodurch sich drei verschiedene Modelltypen ergeben:

- **Dreidimensionale Modelle**, bei denen neben der Geländegeometrie auch die vertikale Geschwindigkeitsverteilung naturähnlich abgebildet wird. Sie dienen der Simulation räumlicher Strömungsverhältnisse.
- **Übersichtsmodelle**, bei denen entweder auf Grund der starken Überhöhung oder wegen der geringen Modellabmessungen Abweichungen in der Ausbildung der vertikalen Geschwindigkeitsverteilung ge-

genüber der Naturströmung zu erwarten sind. Die Geometrie ist zwar dreidimensional abgebildet, die Untersuchungen werden aber nur in der Ebene ausgewertet (sogenannte quasi zweidimensionale Luftmodelle).

- **Systemmodelle**, die man zur Untersuchung grundsätzlicher Wirkzusammenhänge mit stark auf das Wesentliche vereinfachter Geometrie betreibt. Darunter sind Rinnenversuche oder idealisierte Flussmodelle zu verstehen. Letztere werden auch als geometrisch zweidimensionale Modelle betrieben, die nur in der Horizontalen eine veränderliche Geometrie aufweisen, während die Fließtiefe konstant ist (z. B. für Untersuchung von Bühnenfeldern konstanter Tiefe oder Kolkuntersuchungen in einem gekippten Längsschnitt durch den Kolk).

Die langjährigen Erfahrungen mit aerodynamischen Untersuchungen von Flüssen führten dazu, dass im Rahmen der oben aufgezeigten Modelltypen neue Modellierungsverfahren etabliert wurden. Je nach Aufgabenstellung waren Modelloptimierungen erforderlich, um mit möglichst geringem Aufwand die wesentlichen physikalischen Phänomene ausreichend ähnlich abzubilden. Eine Neuerung, die im Kapitel 2.2 beschrieben wird, besteht in der Verwendung einer „variablen zusätzlichen Überhöhung“. Andere finden sich in den Kapiteln 5 und 6 (Modellaufbau und Messtechnik).

2.2 Aerodynamische Strömungsmodelle

Ein wesentlicher Unterschied der Strömung in Flüssen und in aerodynamischen Modellen besteht darin, dass im Modell das Strömungsmedium Luft anstatt Wasser genutzt wird. Durch die Druckmodellierung bilden sich unterschiedliche Kräfte- und Geschwindigkeitsverteilungen aus. In der Druckströmung des Luftmodells muss die Grenzfläche zwischen Wasser und Luft der zu untersuchenden Natur-Freispiegelströmung auf geeignete Weise simuliert werden. Die Naturähnlichkeit der vertikalen Geschwindigkeitsverteilung kann auf verschiedene Weise erreicht werden.

Am konsequentesten wäre der Einsatz eines an der Wasseroberfläche gespiegelten Modells (Bild 2b). Da **Spiegelmodelle** äußerst aufwändig in der Untersuchungspraxis sind, kommen sie bei den komplizierten Geometrien flussbaulicher Untersuchungen in der BAW nicht zum Einsatz.

In der Regel wird eine durchsichtige Modellabdeckung aus Kristall- oder Acrylglas zur Simulation der Grenzfläche zwischen Wasser und Luft der zu untersuchenden Natur-Freispiegelströmung im Luftmodell genutzt. Durch diese Deckplatte kommt es zu einer Verfälschung der vertikalen Geschwindigkeitsverteilung gegenüber der Naturströmung, da die Reibung an der Grenzfläche Luft-Deckplatte im Modell größer ist als die an der Grenzfläche Wasser-Luft in der Natur (Bild 2 a und c).

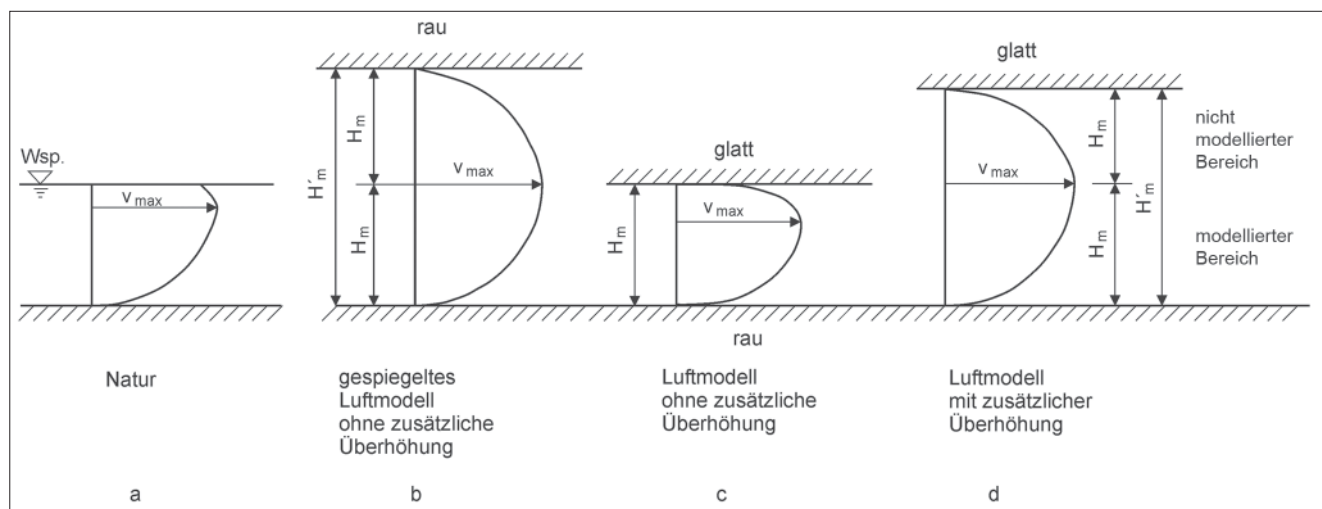


Bild 2: Vertikale Geschwindigkeitsverteilung in Natur und im Luftmodell

Bei der Methode der aerodynamischen Modellierung **ohne zusätzliche Überhöhung** (Bild 2c) wird die Deckplatte in der geometrisch übertragenen Höhe des Naturwasserspiegels aufgelegt. Sie ist in der praktischen Ausführung sehr einfach. Bei dieser Methode wird die vertikale Geschwindigkeitsverteilung insofern nicht ähnlich abgebildet, als durch die Reibung an der Deckplatte das Geschwindigkeitsprofil in der Nähe des Wasserspiegels verfälscht wird. Es kann durchaus eine ähnliche Ausbildung des sohlennahen vertikalen Geschwindigkeitsprofils erreicht werden, die mittleren Geschwindigkeiten werden jedoch etwas zu gering abgebildet (Korrekturfaktor erforderlich). Im Rahmen der Modellkalibrierung können die horizontalen Geschwindigkeitsverteilungen – und damit die Verhältnisse von Durchflüssen verschiedener Querschnittsbereiche – jedoch naturähnlich abgebildet werden. In Luftmodellen ohne zusätzliche Überhöhung können vertikale Geschwindigkeiten nur sohlennah und nicht im Bereich des Wasserspiegels ausgewertet werden. Bei der Untersuchung flächiger Geschwindigkeiten sollten die Messebenen nicht in der Nähe der Deckplatte, sondern in der unteren Modellhälfte liegen.

Um ohne Spiegelmodelle Verfälschungen des vertikalen Geschwindigkeitsprofils im Bereich des Naturwasserspiegels auf Grund der unterschiedlichen Bedingungen bei Freispiegel- und Druckströmung auszugleichen, wird eine zusätzliche Überhöhung des Luftmodells vorgenommen (Bild 2d); die Deckplatte wird höher gelegt, als es der geometrischen Übertragung des Wasserspiegels mit dem gewählten Höhenmaßstab entspräche. Die größte Vereinfachung durch eine **konstante zusätzliche Überhöhung** – Höherlegen der Modelldeckplatte um einen festen Wert für das gesamte Modell – findet bei Flussabschnitten mit wenig differenzierter Geometrie oder bei Übersichtsmodellen häufig Anwendung (Bild 4, links).

Die Methode hat dort ihre Grenzen, wo die Geometrie in der Natur sehr stark wechselnde Wassertiefen

hervorrufft. Durch die konstante zusätzliche Überhöhung werden in einem Querschnitt die Gesamt-Strömungstiefen H_m' der flachen Bereiche vergleichsweise stärker vergrößert als die der tiefen Bereiche, da der nicht modellierte Bereich in flachen und tiefen Abschnitten gleich groß ist ($\Delta H = \text{const.}$, siehe Bild 4, links). Sollen die Durchflussanteile verschiedener Querschnittsbereiche für eine Variantenbewertung verglichen werden (z. B. Verhältnis der Durchflussanteile von Vorland und Flussbett), führt die konstante zusätzliche Überhöhung zu Fehlschlüssen, auch wenn nur der modellierte Querschnittsbereich (Bild 2) unter dem angenommenen Wasserspiegel zur Auswertung herangezogen wird. Das ist darauf zurückzuführen, dass an Engstellen (z. B. Erhebungen der Sohle als Querriegel), die den Zufluss in Seitenbereiche (z. B. Vorlandrinnen) begrenzen, im Modell ggf. eine größere Durchflussmenge in den Seitenbereich eingeleitet wird als in der Natur. Ohne entsprechende Berücksichtigung dieser Einflussgrößen (z. B. Ausführung der Schwelle im Modell nicht nach geometrischer Ähnlichkeit, sondern entsprechend des erforderlichen Durchflussanteils) werden Durchflussanteile der Seitenbereiche überschätzt.

Bei der Methodik der zusätzlichen Überhöhung ist darauf zu achten, dass die Uferländer vom modellierten Wasserspiegel bis zur Deckplatte in der Art hoch gezogen werden, dass nur die Geländebereiche überströmt werden, die beim zu modellierenden Durchfluss auch in der Natur unter Wasser liegen. Dazu werden die nicht überströmten Bereiche durch „Abklebungen“ (z. B. mit Gummistreifen oder -platten) von der Strömung ausgeschlossen (Bild 15).

Soll bei Flussgeometrien mit recht einheitlicher Vorlandgeometrie nur die Ähnlichkeit der Durchflussverteilung gewährleistet werden und kann auf eine Ähnlichkeit der vertikalen Geschwindigkeitsverteilung über dem Vorland verzichtet werden, so wird dies mit einer Erhöhung der Vorland- gegenüber der Bettauheit im Rahmen der Modellkalibrierung erreicht (Bild 3c).

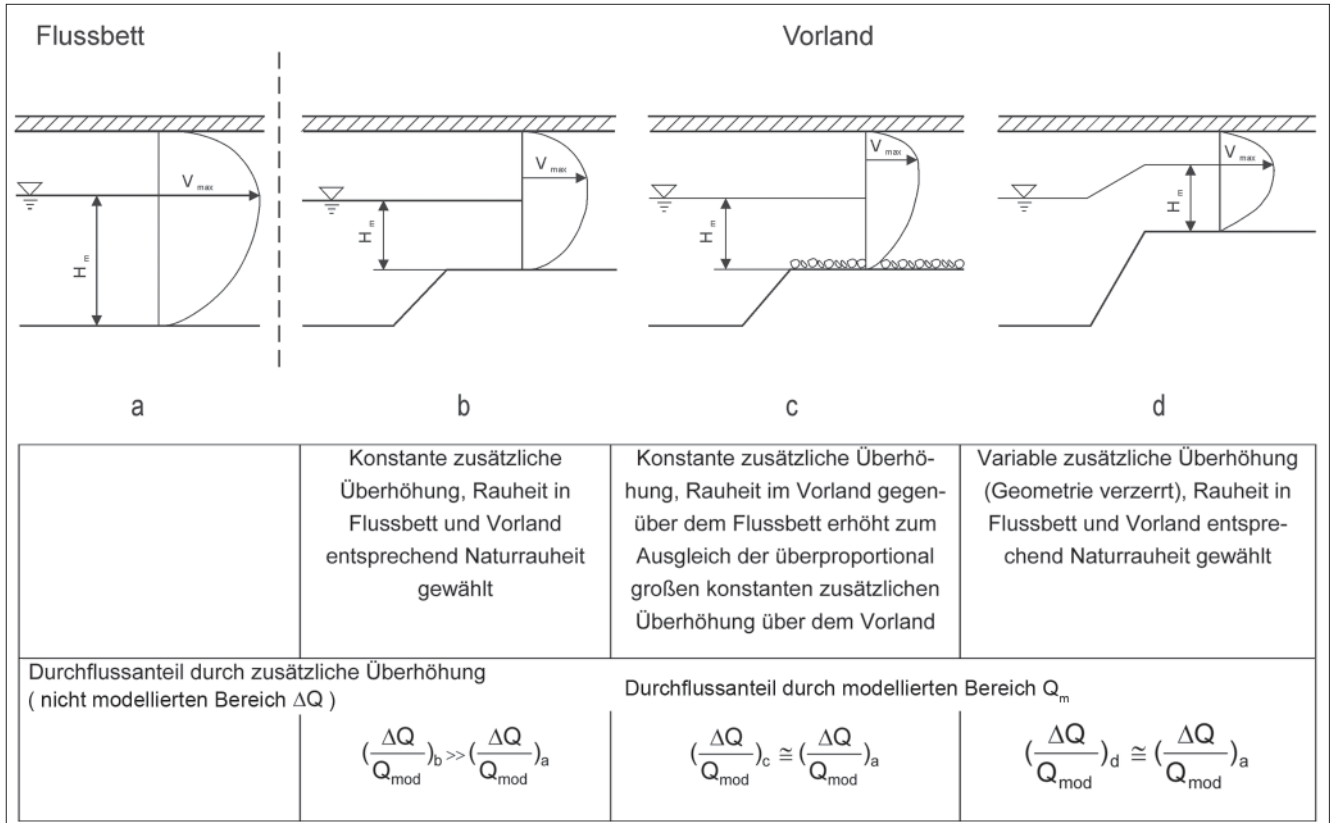


Bild 3: Möglichkeiten der ähnlichen Simulation von Durchflussverteilungen im Luftmodell unter Berücksichtigung des Einflusses unterschiedlicher Durchflusstiefen im Querschnitt bei ebener Modellabdeckung

Ein neues Modellierungsverfahren wurde bei stark strukturierten Querschnitten (z. B. bei Flussabschnitten mit Gräben, Altgewässern und stark in der Höhe veränderlichem Vorland) eingeführt, wenn Maßnahmen sowohl im Flussschlauch als auch in den strukturierten Seitenbereichen untersucht werden sollen. Dann können Luftmodelle mit **variabler zusätzlicher Überhöhung** (Bild 4, rechts) eingesetzt werden, deren Nutzung nur mit rechentechnischer Unterstützung möglich ist.

Dabei wird die Geometrie für den Aufbau des Luftmodells in der Weise verzerrt, dass, ausgehend von einer feststehenden ebenen Modellabdeckung, die den Naturdurchfluss modellierende, maßstäbliche Modelltiefe ergänzt um die zusätzliche Überhöhung (zur Einhaltung

der Ähnlichkeit der vertikalen Geschwindigkeitsverteilung) nach unten aufgetragen wird, um die Modellsohlpunkte zu erhalten. In Abhängigkeit von der Sohlrauheit in Natur und Modell wird ein prozentualer Anteil der modellierten und der zusätzlichen Strömungstiefe an der Gesamtströmungstiefe bei der Modellplanung ermittelt. Bisher wurden Luftmodelle betrieben, bei denen für das gesamte Modell – unabhängig von kleinräumigen Rauheitsänderungen – eine prozentuale Aufteilung gewählt wurde (siehe Kapitel 4.2).

Da die variable zusätzliche Überhöhung entsprechend ihrer Abhängigkeit von Modelltiefe und angenommener Modellrauheit für jeden Profilpunkt errechnet wird, ist gewährleistet, dass sich das Geschwindigkeitsmaximum im Modell an jeder Stelle in der relativ gleichen

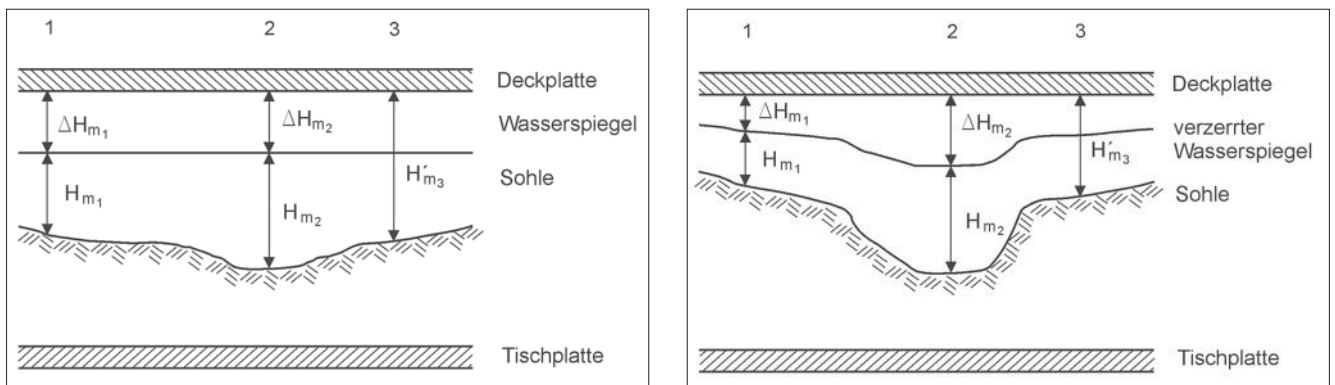


Bild 4: Querschnittsdarstellung bei konstanter (links) und variabler (rechts) zusätzlicher Überhöhung

Höhe ausprägt wie in der Natur, da tiefe Bereiche eine entsprechend größere absolute zusätzliche Überhöhung ($\Delta H = f(\text{Rauheit, Fließtiefe})$) erhalten als flache.

Probleme mit der Ähnlichkeit der Durchflussanteile bei stark strukturierter Geometrie können durch dieses Modellierungsverfahren vermieden werden. Allerdings erhöht sich durch diese Methode die geometrische Überhöhung, da die zusätzliche Überhöhung in die Geometrie einbezogen wird (Tabelle 2). Die Modellgeometrie wird – zusätzlich zur ursprünglich gewählten geometrischen Überhöhung – nochmals verzerrt.

Konstante und variable zusätzliche Überhöhung können bei Bedarf ergänzend angewendet werden.

	Konstante zusätzliche Überhöhung	Variable zusätzliche Überhöhung
Längenmaßstab	1:350	1:350
Höhenmaßstab	1:175	1:175
Geometrische Überhöhung ohne zusätzliche Überhöhung	1:2	1:2
Zusätzliche Überhöhung	8 mm	variabel: 35% der Gesamthöhe H_m
Geometrische Überhöhung mit zusätzlicher Überhöhung	variabel	1:114
Für die Strömung relevanter Höhenmaßstab	1:175	1:114
Für die Strömung relevante Überhöhung	1:2	1:3

Tabelle 2: Beispiel für geometrische Maßstabsverhältnisse bei konstanter und variabler zusätzlicher Überhöhung

Da mit der variablen zusätzlichen Überhöhung zwar die Ähnlichkeit hinsichtlich vertikaler – mit Fokus auf den Nahbereich des Wasserspiegels – und horizontaler Geschwindigkeitsverteilung gewährleistet werden kann, ggf. aber Ähnlichkeitsprobleme (z. B. in der Nähe von Bauwerken) aus einer zu großen Überhöhung entstehen, muss bei der Wahl des aerodynamischen Modellierungsverfahrens sorgfältig abgewogen werden, welche physikalischen Phänomene das Strömungsgeschehen im Untersuchungsgebiet bei der jeweiligen Fragestellung dominieren.

2.3 Aerodynamische Geschiebetransport-Modelle

Für Untersuchungen des sohlennahen Feststofftransports werden einerseits aerodynamische Modelle mit fester Sohle als „Tracermodelle“ eingesetzt, da über geeignete Methoden zur Strömungssichtbarmachung die für den Geschiebetransport maßgebende sohlennahe Strömung qualitativ analysiert werden kann (NESTMANN und BACHMEIER 1987). Andererseits stellten LJATCHER und PRUDOVSKI (1984), HINCU und FINKELSTEIN (1963), SUMBAL (1966) und MATOUŠEK et al. (1983) umfangreiche Untersuchungen an Luftmodellen mit Geschiebetransport vor.

Voraussetzung für den Einsatz von aerodynamischen Modellen zur Untersuchung der Geschiebebewegung

in Flüssen ist die Annahme, dass der Geschiebetransport in druckloser Wasserströmung und Druckströmung mit Luft ähnlich erfolgt. Prinzipielle Vergleiche des Transportverhaltens in Wasser und Luft wurden unabhängig von der speziellen Anwendung der aerodynamischen Modellierung von Freispiegelströmungen mehrfach angestellt (z. B. ALLEN 1968, BAGNOLD 1978 und ZANKE 1982). Für den Geschiebetransport in Flüssen wurden vergleichende Untersuchungen von Naturströmung, hydraulischem und aerodynamischem Modell u. a. von LJATCHER und PRUDOVSKI (1984), SUMBAL (1966) und FAULHABER (1986) durchgeführt. Für Projektuntersuchungen kamen Luftmodelle mit beweglicher Sohle bei Problemstellungen des Pfeilerkolkes, bei Wasserentnahmen und Flussregelungsmaßnahmen zum Einsatz. Einige Rinnenversuche mit Luftströmung (SUMBAL 1966, IKEDA 1982, FAS 1985 und 1987) lieferten systematisch auswertbare Ergebnisse, die teilweise mit Versuchen in Wasserrinnen verglichen wurden.

Aerodynamische Modelle lassen sich zur Untersuchung des Geschiebetransports leicht einsetzen, weil der Geschwindigkeitsmaßstab nicht direkt mit den geometrischen Maßstäben verbunden ist. Er kann somit in Abhängigkeit von der Geschwindigkeit bei Geschiebebewegungsbeginn des Modellsediments gewählt werden.

Aerodynamische Geschiebetransport-Modelle werden überwiegend zur qualitativen Untersuchung der Geschiebetransportprozesse eingesetzt (u. a. FAS 1988, BAW 1997).

Beispiel Luftmodell Lenzen an der Elbe

An einem Beispiel soll die Einsatzmöglichkeit eines aerodynamischen Geschiebetransport-Modells für flussbauliche Untersuchungen aufgezeigt werden. Es war eine optimale Variante zur Schlitzung des Altdeichs bei einer Deichrückverlegung zu finden.

Zur Untersuchung der zu erwartenden Tendenzen der Sohlenentwicklung nach der Deichrückverlegung wurde ein Luftmodell des Abschnitts Elbe-km 474,2 bis 484,1 mit fester Sohle (Längenmaßstab 1:1000, Höhenmaßstab 1:500, variable zusätzliche Überhöhung 40 % der Gesamtmodelltiefe) zum Geschiebetransportmodell umgebaut (BAW 2000). Dazu wurde die Flusssohle im Abschnitt der geplanten Deichrückverlegung im Gewässerbett entfernt und statt derer ein körniges Material in Höhe der mittleren Sohle eingebracht („Geschiebekoffer“). Nachdem verschiedene Materialien getestet worden waren, erwies sich Sand ($d_m = 0,57$ mm, $U = 2,0$) als geeignet (Bild 5). Das Sohlenmaterial in der Natur (entspricht dem Geschiebe) weist einen mittleren Korndurchmesser d_m von 1,13 bis 1,8 mm und eine Ungleichförmigkeit $U = 2,16$ bis 3,53 auf (BfG 1994).

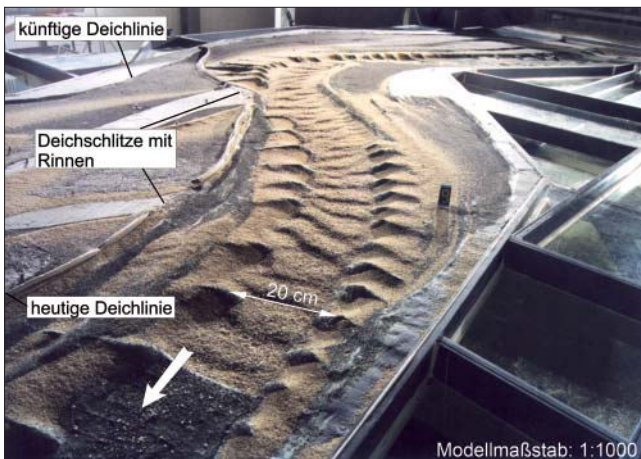


Bild 5: Luftmodell Elbe bei Lenzen: Sohle des Geschiebekoffers nach dem Versuch mit geschlitztem Deich

Die Versuche wurden jeweils ausgehend von einer in Höhe der mittleren Sohle eingeebneten Sohle durchgeführt. Es wurde ein stationärer Durchfluss von der Größe eines 3 bis 4-jährlichen Hochwassers eingestellt. Das Modell wurde so gefahren, dass deutlicher Geschiebetransport nur bei gleichzeitiger Materialzugabe über einen geeichten Dosator stattfand. Bei den Versuchen wurde das Modell 20 Minuten mit insgesamt 5 kg Zugabe betrieben (anschließend 26 Minuten ohne Zugabe), sodass sich eine reproduzierbare Sohle ausprägte. Die Versuche wurden mindestens drei Mal wiederholt. Bei der Auswertung betrachtete man die Mittelwerte der drei Versuche. Insgesamt befanden sich im Geschiebekoffer ca. 60 kg Sand. Jeweils am Ende der Versuche wurde das Material aus dem Geschiebesammler gewogen.

Im Verlaufe des Versuches bildeten sich Riffel aus (Bild 5), wodurch der Geschiebetransport im Modell wie in der Natur in dieser Elbestrecke als „verzögerte“ Bewegung in Transportkörpern ablief, obwohl in der Natur die prägenden Transportkörper Dünen und nicht Riffel sind (Ähnlichkeitsprobleme siehe Kapitel 3.2).

Die Sohlgeometrie wurde mit einem Laserabstandsmesser (siehe Kapitel 6.1) vermessen. Die Daten wurden qualitativ bewertet (relative Sohleneintiefung oder Anlandung siehe Bild 6), aber nicht in Naturhöhendifferenzen umgerechnet. Die Untersuchungen zeigten, dass sich die Sohle im Nullzustand bei Hochwasser in den letzten zwei Dritteln der Länge des Geschiebekoffers eintieft. Bei geschlitztem Altdeich sind die Eintiefungen geringer. Wird in der Strecke der Altdeich vollständig entfernt, kommt es am Beginn der Altdeichentfernung zu starken Eintiefungen der Sohle durch den Materialaustrag aus dem Flussbett in das Vorland. In der stromab gelegenen Hälfte des Geschiebekoffers führt die verminderte Transportkraft durch die Deichrückverlegung zusammen mit dem veränderten Gefälle durch die oberstromige Sohleneintiefung zu Anlandungen.

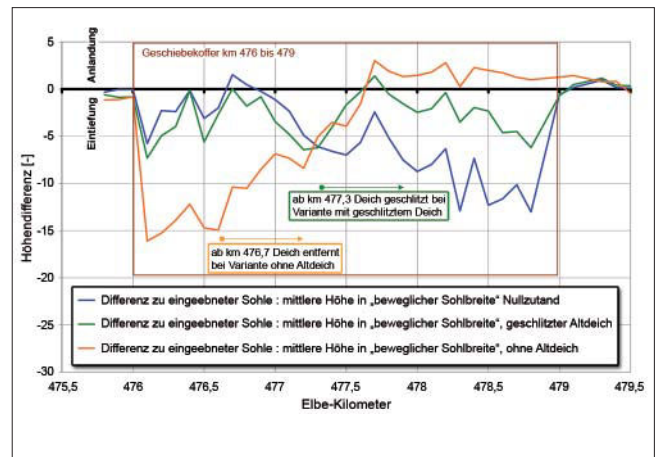


Bild 6: Vergleich der mittleren Sohle im Bereich der beweglichen Sohlenbreite im Luftmodell Lenzen

Die Ergebnisse des aerodynamischen Geschiebetransport-Modells ergänzen die großräumigen und langfristigen Prognosen eines eindimensionalen numerischen Feststofftransportmodells zur Entwicklung der mittleren Sohle um qualitative lokale Aspekte. Mit Hilfe von Videoaufnahmen konnten die Transportvorgänge bei verschiedenen Varianten sichtbar gemacht werden.

3 Ähnlichkeitsbedingungen

Beim Betreiben von aerodynamischen Modellen müssen sogenannte Ähnlichkeitsbedingungen eingehalten werden, um eine naturähnliche Ausbildung der Strömung im Modell zu gewährleisten. Es sind geometrische, kinematische und dynamische Ähnlichkeit anzustreben. KOBUS (1984) schreibt dazu: „Dynamische Ähnlichkeit liefert die Voraussetzung dafür, dass in geometrisch ähnlichen Modellen zeitabhängige Vorgänge kinematisch ähnlich ablaufen. Dies wird durch die Beziehung zwischen den angreifenden Kräften und dem Strömungsfeld gewährleistet, wie sie in den Bewegungsgleichungen zum Ausdruck kommt. Die Schlussfolgerung bei geometrisch ähnlichen wasserbaulichen Modellen besteht also darin, dass die dynamische Ähnlichkeit gewährleistet sein muss, was dann gegeben ist, wenn alle angreifenden Kräfte im Modell in einem konstanten Verhältnis zur Natur nachgebildet werden.“

Da es bei einer maßstäblichen Verkleinerung nicht möglich ist, alle Kräfte naturähnlich abzubilden, beschränkt man sich auf zwei für den jeweiligen Modelltyp und die zu bearbeitende Fragestellung dominierende Kräftearten und vernachlässigt die übrigen unter Einhaltung entsprechender Grenzkriterien. Dadurch kann eine angenäherte dynamische Ähnlichkeit erreicht werden. Im Folgenden werden Ähnlichkeitsbedingungen mit Fokus auf die Modellpraxis erläutert.

3.1 Ähnlichkeit der Fluid-Strömung

In Luftmodellen für flussbauliche Fragestellungen – die hier ausschließlich betrachtet werden sollen – müssen hauptsächlich Reibungs-, Druck- und Trägheitskräfte berücksichtigt werden. Als strömungsmechanische Kennzahlen kommen somit das REYNOLDSSche und das EULERSche Modellgesetz zur Anwendung. Untersuchungen in aerodynamischen Druckmodellen sind nur möglich, wenn der Einfluss der Schwerkraft auf das Strömungsgeschehen vernachlässigt werden kann.

Turbulenzkriterium (REYNOLDS Zahl)

Eine strikte Einhaltung des REYNOLDSSchen Modellgesetzes ($Re_n = Re_m$) ist – bedingt durch die physikalischen Eigenschaften von Luft (Zähigkeit und Kompressibilität) – nicht möglich, weshalb sich die Anwendung dieses Ähnlichkeitskriteriums auf die Beachtung der Turbulenzgrenze beschränkt (Turbulenzkriterium).

Da die zu untersuchenden Strömungsvorgänge in der Natur im rau turbulenten Bereich erfolgen, soll dies auch im Modell der Fall sein. Es gilt für das Modell die Bedingung

$$Re_m \geq Re_{krit} \tag{1}$$

mit $Re_{krit} = 2 \text{ bis } 3 Re_{grenz}$.

Mit $Re_{grenz} = 2300$ für den maßgebenden Übergang von laminarer in turbulente Strömung, folgt als Richtwert $Re_m > 5000 \text{ bis } 7000$. Wird dieser Richtwert eingehalten, ist zwar gewährleistet, dass das Luftmodell im turbulenten Bereich (Übergangsbereich oder rau turbulenter Bereich) betrieben wird, die REYNOLDS-Zahlen von Modell und Natur unterscheiden sich jedoch deutlich (Beispiel siehe Tabelle 3, für das hydraulische Modell wurde der theoretische Wert eingetragen, ein solches Modell wurde nicht gebaut).

Für Natur und Luftmodelle lässt sich die REYNOLDS-Zahl

$$Re = \frac{\text{Trägheitsreaktion}}{\text{Zähigkeit}} = \frac{v \cdot d_{hy}}{\nu} \text{ mit } d_{hy} = 4 r_{hy}$$

aus der Fließgeschwindigkeit v , dem hydraulischem Radius r_{hy} und der kinematischen Viskosität ν (Annahme Luft: $\nu = 15 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$, Wasser $\nu = 1,17 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$) ermitteln. In der Natur und in Modellen kann bei großen Flüssen die Wassertiefe für den hydraulischen Radius eingesetzt werden ($r_{hy} = t$).

Für Fragestellungen, bei denen die ähnliche Darstellung der vertikalen Geschwindigkeitsverteilung gewährleistet sein soll, müssen die Modellkennwerte tatsächlich im hydraulisch rauhen Bereich und nicht nur im Übergangsbereich liegen, da erst hier der Widerstandsbeiwert λ bei gleichem Verhältnis d_{hy}/k unabhän-

	Höhenmaßstab	Maßgebende Tiefe t [m]	Maßgebende Geschwindigkeit v [m/s]	REYNOLDS-Zahl Re [-]
Natur	1:1	3,000	1,00	10 260 000
Hydraulisches Modell	1:40	0,075	0,16	40 000
Aerodynamisches Modell	1:175	0,017	27,00	30 600

Tabelle 3: REYNOLDS-Zahlen der Strömung im Flussbett in der Natur und in Maßstabsmodelle am Beispiel eines zu untersuchenden mittleren Abflusses in der Oder bei Reitwein-Kietz

gig von der REYNOLDS-Zahl ist. In diesen Fällen ist die MOODY-Grenze zu berücksichtigen

$$Re_m \geq \frac{200}{\sqrt{\lambda} \cdot (k / d_{hy})} \tag{2}$$

EULER-Zahl

Die Anwendung der EULER-Zahl als Ähnlichkeitskriterium ist insofern schwierig, als sie nur bei inkompressiblen Fluiden und bei Abwesenheit anderer Kräfte als Druckkraft und Trägheitsreaktion ausschließlich eine Funktion der Form der Strömungsberandung ist. Wenn in diesem Fall geometrische Ähnlichkeit gewährleistet ist, lassen sich die Strömungskennzahlen Druck und Geschwindigkeit unter Berücksichtigung des Dichteverhältnisses unabhängig von den Absolutwerten der Geometrie einfach ineinander umrechnen. Wirken neben diesen beiden Kräften noch weitere Kräfte (z. B. Zähigkeitskräfte), dann ist diese einfache Umrechnung nur dann korrekt, wenn neben der Geometrieähnlichkeit auch die Ähnlichkeitsbedingungen der zusätzlichen Kräfte (z. B. REYNOLDS-Zahl) berücksichtigt wurden.

Das EULER-Kriterium lautet:

$$Eu = \frac{\text{Trägheitsreaktion}}{\text{Druckkraft}} = \frac{v}{\sqrt{2 \cdot \Delta p / \rho}} = \text{const.} \tag{3}$$

Für die praktische Modellplanung werden folgende Beziehungen genutzt, die letztendlich aus dem EULER-Kriterium abgeleitet sind:

Aus der Bedingung $Eu = \text{const.}$ lässt sich durch Umformung (mit $\Delta p = l \cdot \rho \cdot g \cdot L$ und $v = n \cdot l^{1/2} \cdot r_{hy}^{2/3}$) die Ähnlichkeitsbedingung

$$r_{hy_r} = n_r^{3/2} \cdot L_r^{3/4} \tag{4}$$

(siehe Bild 7) bzw. mit

$$\Delta p = \frac{\lambda \cdot v^2 \cdot L \cdot \rho}{8 \cdot r_{hy}} \tag{5}$$

das Ähnlichkeitskriterium

$$\left(\frac{r_{hy}}{\lambda \cdot L} \right)_r = 1 \tag{6}$$

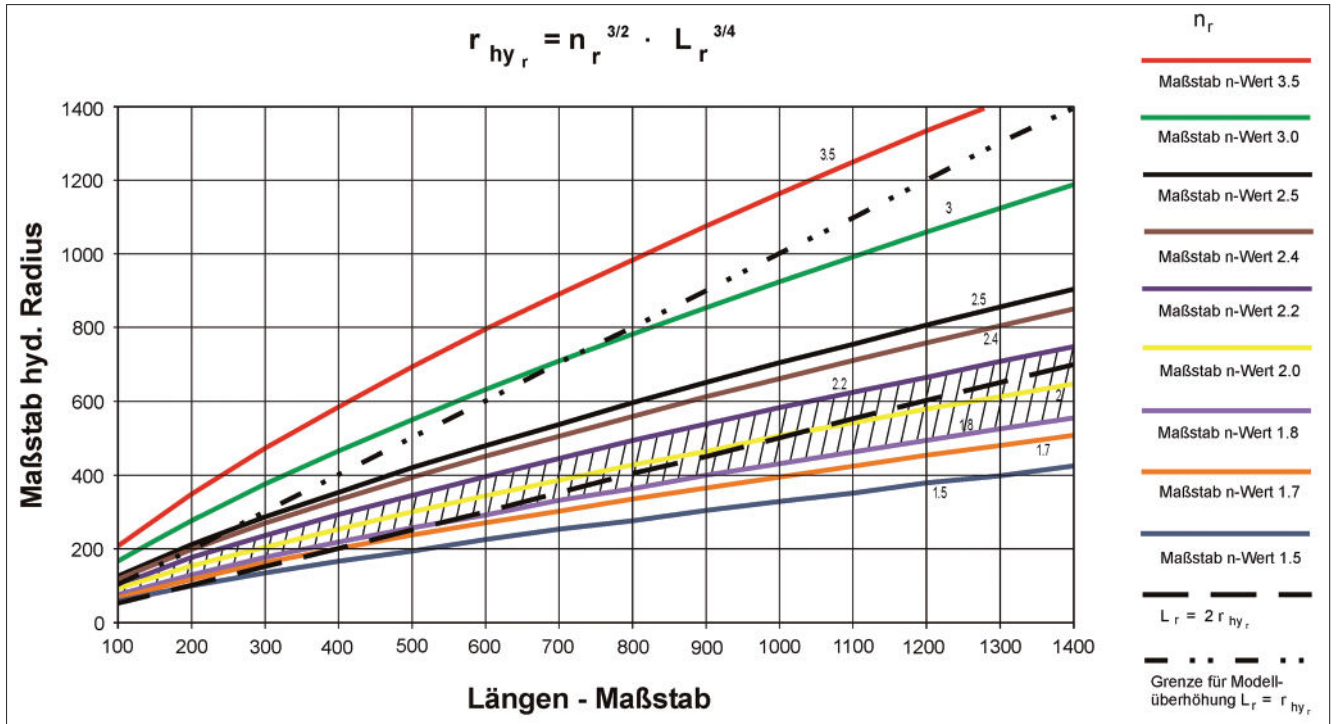


Bild 7: Maßstabsbeziehungen bei Luftmodellen für übliche geometrische und Rauheitsmaßstäbe

entwickeln, welches für Modelle ohne geometrische Überhöhung $L_r = r_{hyr} = H_r$

die Beziehung

$$L_r = n_r^6 \quad (7)$$

ergibt (siehe Bild 8).

Mit Hilfe von Gleichung 4 lässt sich auf der Grundlage eines gewählten Längenmaßstabes und der Rauheitsverhältnisse in Natur und geplantem Modell der erforderliche Höhenmaßstab ermitteln. In Bild 7 ist der sich so ergebende Variationsbereich für übliche Größen- und Rauheitsverhältnisse dargestellt (siehe auch Tabellen 7 bis 9). Für das in den Kapiteln 5 und 6 mehrfach als Beispiel benannte Luftmodell der Oder bei Reitweinkietz ist in Bild 7 ein möglicher Modellbereich schraffiert eingetragen mit $n_r = 1,8$ bis $2,2$, wobei für die Modellrauheit $n_m = 0,011$ bis $0,013$ s/m^{1/3} (lackierte, gefrästes Kunststoffmodell mit abgebildeten Geländestruk-

turen) und die Naturrauheit $n_n = 0,022$ bis $0,024$ s/m^{1/3} angenommen wurde.

Folgende spezielle Ähnlichkeitskriterien müssen in Abhängigkeit von der Aufgabenstellung bei der Modellplanung berücksichtigt werden:

Ähnlichkeit der Reibungsverluste

In nicht überhöhten Modellen muss für die Gewährleistung der Ähnlichkeit des Wasserspiegelgefälles das Kriterium $\lambda_m = \lambda_n$ eingehalten werden. Oftmals wird eine „geometrische Überhöhung“ gewählt, da sich durch unterschiedliche Längen- und Höhenmaßstäbe ein Variationsbereich für λ_m ergibt (Gleichung 6).

Aus messtechnischen Gründen ist es häufig erforderlich, im Modell größere Abflusstiefen zu erreichen, als es mit dem aus Platzgründen realisierbaren Längenmaßstab in einem geometrisch nicht überhöhten Mo-

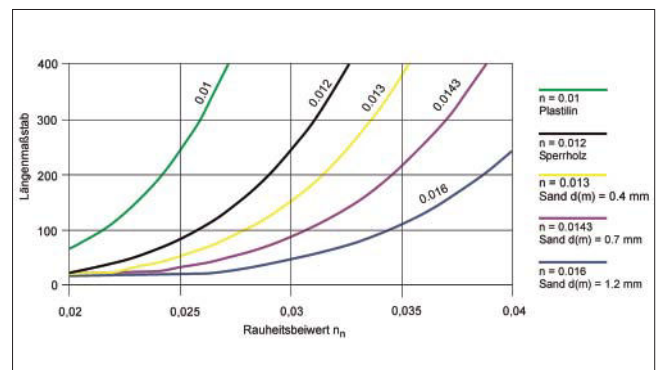
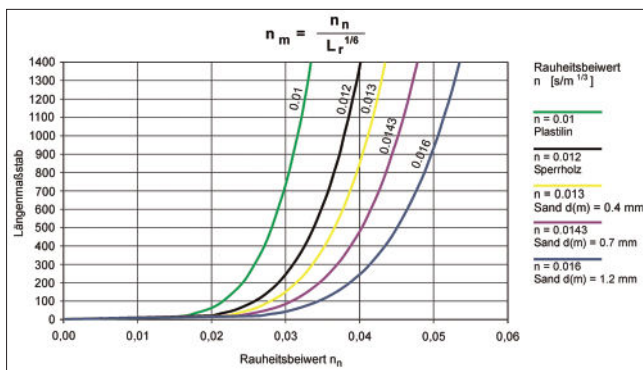


Bild 8: Wahl der Modellrauheit in Abhängigkeit von Naturrauheit und Längenmaßstab für nicht überhöhte Luftmodelle (ohne geometrische Überhöhung)

dell möglich ist. Auch dann wird auf eine geometrische Modellüberhöhung zurückgegriffen, d. h. Längen- und Höhenmaßstab unterscheiden sich ($H_r < L_r$). Die durch die „geometrische“ Modellüberhöhung hervorgerufenen „Verfälschungen“ der Modell- gegenüber der Naturströmung hinsichtlich des Wasserspiegelgefälles können im Luftmodell gemäß Gleichung 4 bzw. 6 durch eine Variation der Modellrauheit (n_m bzw. λ_m) kompensiert werden.

Ähnlichkeit der Strömung in gekrümmten Stromabschnitten

Die Ähnlichkeit von Natur- und Modellströmung ist in diesem Falle erreicht, wenn das Verhältnis von Längs- und Quergefälle in Natur und Modell gleich ist:

$$I_{\text{Längs}} = \frac{\lambda \cdot v^2}{8 \cdot g \cdot r_{\text{hy}}} \quad (\text{Fließgleichung}) \quad (8)$$

$$I_{\text{quer}} = \frac{v^2}{g \cdot r} = \frac{v^2}{g \cdot L} \quad (\text{FROUDE-Zahl}) \quad (9)$$

$$\frac{I_{\text{Längs}}}{I_{\text{quer}}} = \text{const.} \Rightarrow \frac{\lambda \cdot L}{r_{\text{hy}}} = \text{const.}$$

Dies wird wiederum durch das Ähnlichkeitskriterium in Gleichung (6) gewährleistet.

Ähnlichkeit von Rückströmungsgebieten, Scher- und Ablösezonen bei Querschnittsänderungen

Die REYNOLDS-Zahl ist auch ein Kriterium für die Ähnlichkeit der Verluste an Einbauten. Bei flussbaulichen Untersuchungen ist „praktisch bei vielen Einbauten nur eine schwache oder gar keine Abhängigkeit von der Reynoldszahl festzustellen, wenn nämlich die Verluste durch Strömungsablösung an scharfen, quer zur Strömung liegenden Kanten entstehen...“ (KOBUS 1984). Dies betrifft die Größe des Verlustes mit Blick auf die Gesamtströmung.

Will man allerdings gerade Phänomene an solchen Unstetigkeitsstellen der Strömung – z. B. Wirbel und Walzen im Bühnenfeld – untersuchen, muss eine Ähnlichkeit des Energieaustausches in der Scherzone und damit der Ablöse- oder Einströmwinkel gewährleistet sein. Untersuchungen an Diffusoren (sich erweiternde Kanäle) zeigten, dass der kritische Öffnungswinkel α_c bei dessen Überschreitung in Strömungserweiterungen Ablösungsgefahr besteht, abhängig von der REYNOLDS-Zahl ist. Geht man davon aus, dass sich im hinter dem Bühnenkopf aufweitenden Strömungsfeld Einströmwinkel ausprägen, die sich mit zulässigen Erweiterungswinkeln bei Diffusoren vergleichen lassen, so wären folgende Beziehungen zu beachten (Tabelle 4):

Reynoldszahl in der Anströmung [-]	50 000	100 000	150 000	200 000	2 000 000
Erweiterungswinkel ohne Ablösung α [°]	10,0	8,4	7,6	7,1	4,0

Tabelle 4: Erweiterungswinkel von Diffusoren nach Eck (1988)

Da die REYNOLDS-Zahlen im Luftmodell eine bis zwei Zehnerpotenzen geringer sind als die der Naturströmung (siehe Beispiel in Tabelle 3), werden Form und Ausbildung von Rückstromzonen im Luft- (oder auch Wasser-) Modell und in der Naturströmung voneinander abweichen (siehe Tabelle 4).

Unter dem Gesichtspunkt der Ähnlichkeit von räumlichen Strömungsvorgängen wurde bisher gefordert, dass das Verhältnis L_r/H_r den Wert von 2 bis 3 nicht überschreiten (GILJAROV 1973, KOBUS 1984, NESTMANN und BACHMEIER 1987) soll. Unter bestimmten Umständen (z. B. bei der Untersuchung von Bauwerksüberströmungen) kann jedoch eine geometrische Überhöhung Modellierungseinflüsse aus der geringen REYNOLDS-Zahl kompensieren (siehe Tabelle 4).

Bei der Untersuchung in dreidimensionalen Modellen, die häufig mit einer zweifachen geometrischen Überhöhung betrieben werden, heben sich bei einigen Phänomenen (z. B. Überströmung von Schwellen oder Bühnen) die Wirkungen der vergrößerten Ablösewinkel und der verzerrten Strömung in der Vertikalen durch die geometrische Überhöhung weitgehend auf (Bild 9). Bei entsprechenden Untersuchungszielen kann somit eine geometrische Überhöhung sogar erforderlich sein, um einen naturähnlichen Ablösewinkel zu erreichen oder den Punkt, an dem das Fluid auf eine Berandung trifft, ähnlich abzubilden.

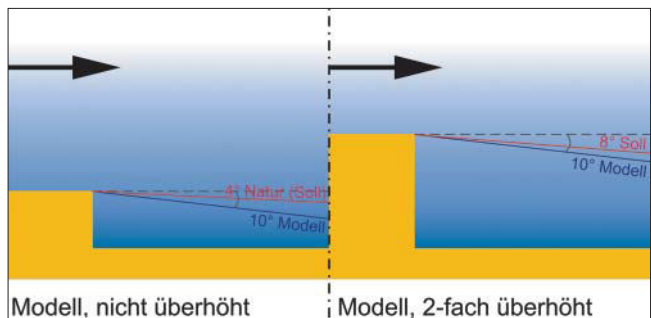


Bild 9: Beispiele für Strömung in überhöhten Modellen im Vergleich zur Naturströmung

Ähnlichkeit der vertikalen Geschwindigkeitsverteilung

Soll eine angenäherte Ähnlichkeit der vertikalen Geschwindigkeitsverteilung (mit Fokus auf den Bereich des Wasserspiegels) gewährleistet werden, muss bei der Modellplanung in Abhängigkeit vom geforderten Grad der Ähnlichkeit ein Modellierungsverfahren gewählt werden, dass die durch die Deckplatte eingetragene Verfälschung der vertikalen Geschwindigkeitsverteilung im Modell gegenüber der Natur ausrei-

chend kompensiert. Häufig legt man die Deckplatte höher, als es der maßstäblichen Übertragung des Wasserspiegels entspräche („zusätzliche Überhöhung“), um eine ähnliche vertikale Geschwindigkeitsverteilung in Natur und aerodynamischem Modell zu erreichen (Beschreibung in Kapitel 2.2). Beim Begriff der Überhöhung sind somit die „geometrische Überhöhung“ ($H_r < L_r$) und die „zusätzliche Überhöhung“ (Höherlegen der Deckplatte um ΔH_m zur Einhaltung einer naturähnlichen vertikalen Geschwindigkeitsverteilung) zu unterscheiden. Bei variabler zusätzlicher Überhöhung wird die zusätzliche Überhöhung in die geometrische Überhöhung einbezogen.

Die Ähnlichkeit der vertikalen Geschwindigkeitsverteilung in Sohlhöhe kann durch Rauheitsvariation im Rahmen der Modellkalibrierung erreicht werden.

3.2 Ähnlichkeit des Geschiebetransports

Für Luftmodelle mit beweglicher Sohle sind neben den Ähnlichkeitsbeziehungen für die Fluidströmung zusätzlich Ähnlichkeitsbedingungen für den Geschiebetransport einzuhalten.

Wie für hydraulische Geschiebetransport-Modelle in ATV-DVWK 2003 und HENTSCHEL 2007a (im vorliegenden Heft) aufgezeigt wird, müssen auch in aerodynamischen Modellen zur Untersuchung verschiedener Geschiebetransportphänomene Ähnlichkeitsbedingungen eingehalten werden, die die Fluid- und Sediment-eigenschaften und die Flussgeometrie als Einflussgrößen berücksichtigen.

Generell wird angestrebt, die Ähnlichkeit

- des Geschiebebewegungsbeginns (Fr_r, D_r) und
- der Art des Geschiebetransports, der Größe der maßgebenden Transportkörper (Re_r, D_r)

einzuhalten.

Die Ähnlichkeit der

- transportierten Geschiebemassen (Frachten) und
- der morphologischen Zeitabläufe

wird bei aerodynamischen Transportmodellen meist nicht berücksichtigt.

Zwischen hydraulischem und aerodynamischem Geschiebetransport treten hauptsächlich folgende Unterschiede auf (FAS 1985 und 1987):

- Der Geschiebebewegungsbeginn in Luft- und Wasserströmung lässt sich z. B. für den hydraulisch rauhen Bereich mit Gleichungen der Form $v_c = A \cdot (\rho' \cdot g \cdot d)^{1/2}$ (10) darstellen. Dabei unterscheidet sich die Kon-

stante A für Luft- und Wasserströmung etwa um den Faktor 2

$A_{Luft} \cong 0,1; A_{Wasser} \cong 0,2$ (s. Bild 10).

Eine umfassende Erklärung für diesen Unterschied der Grenzkurven für den Bewegungsbeginn in Wasser- und Luftströmung fehlt in der Literatur nach wie vor.

In Bild 10 sind die Grenzkurven für den Bewegungsbeginn (SHIELDS-Kurve) in Wasser und Luft nach ZANKKE (1982) dargestellt. Dabei wurden die Parameter und Formeln aus der Tabelle in Bild 10 genutzt.

- Der Transport in der Luftströmung erfolgt mehr springend als in Wasser. Darüber hinaus spielt der Impuls, der durch den Zusammenstoß von bereits in Bewegung befindlichen Teilchen mit noch ruhenden Teilchen der Sohle eine größere Rolle als in der Wasserströmung (größere Geschwindigkeiten, größeres Verhältnis von Geschiebe- zu Fluid-dichte, siehe Tabelle 5). So ist die erforderliche Geschwindigkeit zur Einleitung der Teilchenbewegung durch die Luftströmung (Linie C in Bild 10) deutlich größer als die durch Teilchenstoß (Linie D in Bild 10). Mit Teilcheneintrag von oberstrom beginnt der Transport somit eher als ohne. Sind erst einmal Teilchen in Bewegung, nimmt der Transport schnell zu (Schneeballeffekt).

	Wasserströmung	Luftströmung	Verhältnis
Fluiddichte [kg/m³]	1000	1,23	813
$\rho' = \frac{\rho_s - \rho_f}{\rho_f}$	1,65	2150	0,000767

Tabelle 5: Dichteverhältnisse in Wasser- und Luftströmung mit Sandgeschiebe

- Die geometrischen Maßstäbe der Luftmodelle lassen nur kleine Teilchen als Modellgeschiebe zu. Bei einem Geometriemaßstab von 1:500 entspricht der Korndurchmesser eines Modellteilchens mit 0,5 mm in der Natur 25 cm. Kleine Teilchen werden bei den hohen Fließgeschwindigkeiten in Luftmodellen sehr bald fliegend transportiert (Schwebstoffe). Dadurch ist einerseits die Ähnlichkeit des Transports nicht mehr gegeben und andererseits verstopfen Siebe in der Modellinstallation leicht. Gut realisierbar sind Modelle im Geschwindigkeitsbereich nahe des Bewegungsbeginns der Feststoffe.
- Der Transport der Schwebstoffe wird nicht naturähnlich abgebildet. Die Korndurchmesser des sich in Seitenbereichen (Buhnenfelder, Vorland) ablagernden Materials sind im Luftmodell im Vergleich zur Natur sehr groß, wodurch mit wachsenden Sedimentationen die Geometrie und damit die Strömungsverhältnisse verfälscht werden können.
- In den bisherigen Untersuchungen der BAW erhielt man in Luftmodellen mit überwiegend Sand unterschiedlicher mittlerer Korndurchmesser und Ungleichförmigkeit als Sohl- und Geschiebematerial Transportkörper, die als Riffel zu bezeichnen sind.

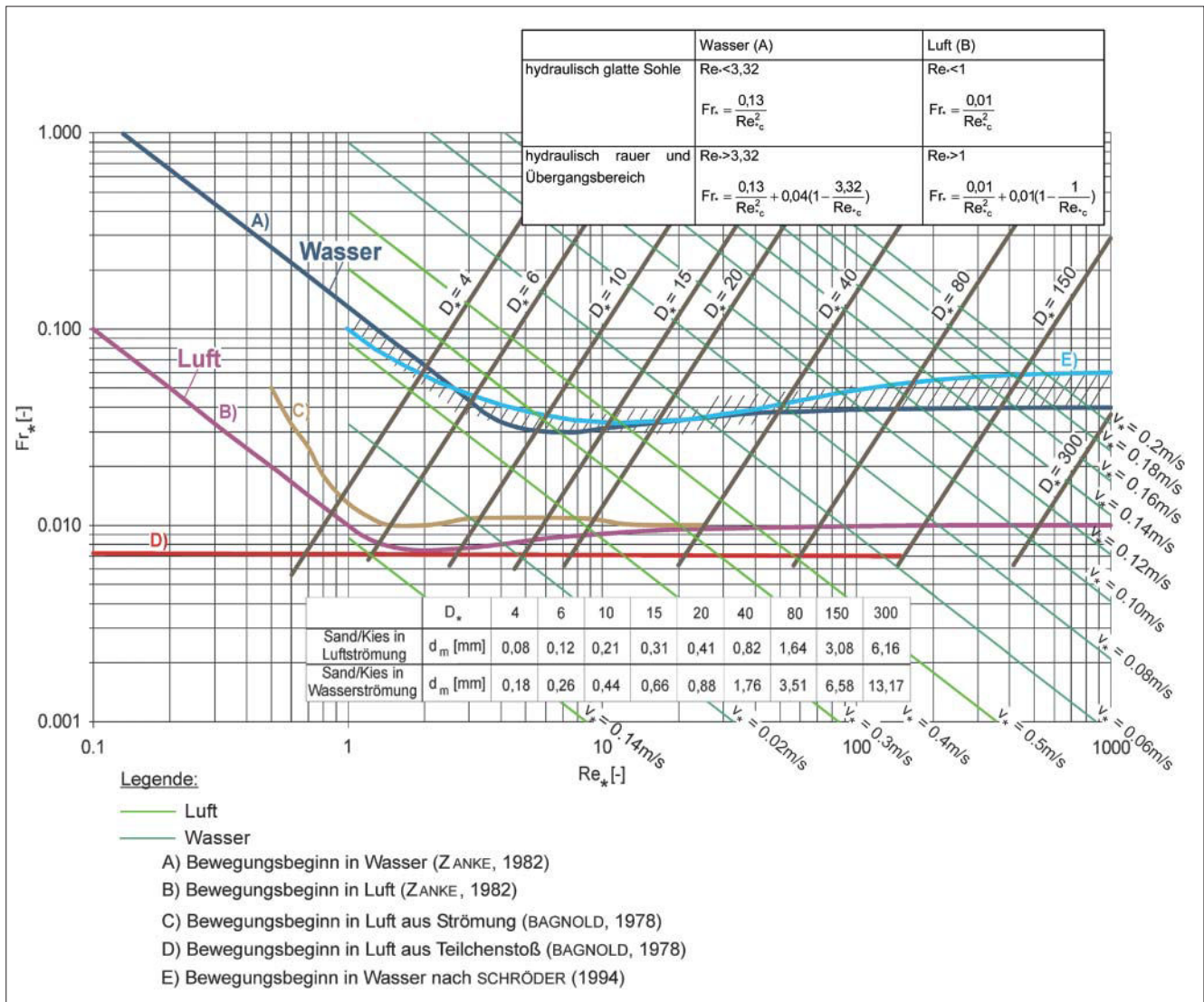


Bild 10: Geschiebetransportbeginn in Wasser- und Luftströmung nach Zanke (1982)

Im Luftmodell verläuft der Geschiebetransport somit wie in der Natur als „verzögerte“ Bewegung in Transportkörpern. Allerdings sind in der Natur in den meisten Untersuchungen an Flüssen die prägenden Transportkörper Dünen und Bänke. Bei der Übertragung der geometrischen Abmessungen der Modell-Riffel auf Naturverhältnisse mit Mittel- und Großformen (Dünen) war somit zwar eine Ähnlichkeit der Transportkörperhöhen zu erreichen, wohingegen die Längen der Transportkörper im Modell zu gering waren.

Bei aerodynamischen Geschiebetransport-Modellen liegen nur wenige Erfahrungswerte hinsichtlich der Ähnlichkeitskriterien und für den praktischen Versuchsbetrieb aus systematischen Untersuchungen vor (FAS 1985 und 1987).

Aerodynamische Geschiebetransport-Modelle können als Tracermodelle mit eingeschränkter Ähnlichkeit betrieben werden, wenn die zu untersuchenden Fragestellungen die Abstraktion entsprechend der oben ge-

nannten Besonderheiten des aerodynamischen Geschiebetransports zulassen.

Bei praxisrelevanten Untersuchungen wurden folgende **Ähnlichkeitsbedingungen für den abzubildenden Geschiebetransport** neben den Ähnlichkeitsbedingungen für die Fluidströmung (Kapitel 3.1) berücksichtigt:

Ähnlichkeit des Geschiebetransportbeginns

Grundsätzlich ist die Ähnlichkeit des Geschiebetransportbeginns gewährleistet, wenn das Verhältnis von Strömungsgeschwindigkeit v und der Geschwindigkeit, bei der sich das Sohlmaterial zu bewegen beginnt (v_c) in Natur und Modell gleich sind

$$\frac{v}{v_c} = \text{const.} \tag{11}$$

Zur Wahl eines geeigneten Sohlmaterials kann die Bedingung

$$D_* = d \left(\frac{\rho' \cdot g}{v^2} \right)^{1/3} = \text{const.} \tag{12}$$

herangezogen werden. Bei gleichem sedimentologischem Korndurchmesser D , für die Geschiebematerialien in Wasser- oder Luftströmung (gleiche Gerade $D_s = \text{const.}$, siehe Bild 10) entsprechen die Zuordnungen der Materialien zu den Grenzkurven für den Geschiebebewegungsbeginn in Luft oder Wasser einander. Kommt in Luft- und Wasserströmung jeweils Sand als Geschiebematerial zum Einsatz folgt aus Gleichung (12) die Bedingung

$$d_n = 2,18 d_m. \quad (13)$$

Zusätzlich muss dann beachtet werden, dass der Korndurchmesser des Modellgeschiebes im Verhältnis zur Strömungstiefe nicht zu groß wird. Erhält man zu große notwendige Korngrößen für das Modellgeschiebe ($d_m > 0,05 \text{ t}$), so kann im hydraulisch rauen Bereich, in dem für einen weiten Bereich Re_{*c} gilt

in Wasser	$Fr_{*c} = 0,04$,
in Luft	$Fr_{*c} = 0,01$	

von Gleichung 13 abgewichen werden. Es muss dann die Bedingung

$$\frac{v_*}{v_{*c}} = \text{const.} \quad (14)$$

eingehalten werden.

Ähnlichkeit der Art des Geschiebetransports

Bei der Untersuchung der Geschiebebewegung ist zu berücksichtigen, dass sich in Abhängigkeit von Fr_* und Re_* an der Sohle die maßgebenden Transportkörper als Dünen oder Riffel ausbilden. Das Verhältnis von Transportkörperhöhe Δ zu Transportkörperlänge Λ ist bei Riffeln größer als bei Dünen. Folgende Erfahrungswerte können als Richtgrößen dienen:

Wasserströmung mit Sandgeschiebe (hydraulisches Modell):	$\Delta/\Lambda \approx 125$ bis 160
Luftströmung mit Sandgeschiebe (aerodynamisches Modell):	$\Delta/\Lambda \approx 14$ bis 16.

Aus den Untersuchungen in Wasserströmung sind folgende Faustregeln bekannt:

$D_s < 5$	keine Dünen
$D_s < 15$	Riffel, bei Steigerung der Geschwindigkeit Dünen
$D_s > 15$	Dünen

Aus praktischen Gründen können im aerodynamischen Modell nur Untersuchungen in der Nähe des Geschiebebewegungsbeginns durchgeführt werden, sodass keine Dünenbildung durch Steigerung der Geschwindigkeit erzwungen werden kann. Es kann aber eine Ähnlichkeit der Art des Transportes (mit oder ohne Transportkörper) und der Transportkörperhöhe erreicht werden. Deshalb sollte fraktioniertes Modell- und Naturgeschiebematerial mit ähnlichen Parametern zur

Kennzeichnung der Mischung (z. B. Ungleichförmigkeit U) eingesetzt werden.

Die Geschiebefrachten wurden bisher nur in systematischen Rinnenuntersuchungen für Wasser- und Luftströmung verglichen (FAS 1987). Für praxisrelevante Untersuchungen lassen sich jedoch keine belastbaren Umrechnungen der Geschiebefrachten aus dem Luftmodell für die Wasserströmung in der Natur vornehmen.

Da die Luftmodell-Untersuchungen bisher für stationäre Verhältnisse im Bereich des Geschiebebewegungsbeginns durchgeführt wurden, erfolgte die Bewertung der Transportverhältnisse über Vergleiche von Varianten durch die gemessene Sohlgeometrie.

Zeitmaßstäbe können für Luftmodelle nicht abgeleitet werden.

4 Modellplanung

4.1 Einsatzgebiete von Luftmodellen und Wahl der Modellierungsweise

Der Einsatz von Luftmodellen für flussbauliche Untersuchungen sollte immer dann erwogen werden, wenn

- räumliche Strömungsphänomene eine solche Rolle spielen, dass die Vereinfachung auf eine ein- oder zweidimensionale Strömung nicht zur Untersuchung aller Fragestellungen ausreichend ist;
- aus sehr vielen Varianten in Voruntersuchungen detaillierte zu untersuchende Vorzugsvarianten ausgewählt werden sollen;
- große hydraulische Flussmodelle aus Zeit-, Platz- oder Kostengründen nicht betrieben werden können;
- dreidimensionale numerische Modelle auf Grund der erforderlichen Rechenzeiten bei der komplexen Geometrie und Strömung (noch) nicht eingesetzt werden können;
- Phänomene des Geschiebetransports qualitativ aufgezeigt werden sollen. Luftmodelle können nacheinander mit fester und beweglicher Sohle betrieben werden.

Zur Planung und Begleitung von aerodynamischen (und hydraulischen) Modellen sind eindimensionale numerische Modelle des direkten und benachbarten Untersuchungsgebietes hilfreich.

Luftmodelle unterstützen ihrerseits häufig Untersuchungen mit eindimensionalen hydronumerischen Modellen, indem in Luftmodellen nicht oder wenig durchströmte Bereiche identifiziert werden, die in 1D-HN-Modellen von der Strömung ausgeschlossen werden müssen. Bei Hochwasserströmungen können in Luftmodellen die Strömungsrichtungen ermittelt werden,

sodass die Querprofile in weiten Vorlandbereichen in 1D-HN-Modellen senkrecht zur Hauptströmungsrichtung angeordnet werden können.

Wenn die aerodynamische Modellierung als Modellmethode zur Untersuchung flussbaulicher Fragestellungen erwogen wird, muss – wie bei allen Modellarten – analysiert werden, welche Abstraktionsgrade bei der Untersuchung der wesentlichen Phänomene zugelassen werden können. Für die Untersuchungen flussbaulicher Fragestellungen an Luftmodellen stehen grundsätzlich folgende Modellierungsverfahren zur Verfügung (Tabelle 6, vergleiche auch Kapitel 3):

Modellierungsweise	Bei flussbaulichen Untersuchungen
Gespiegeltes Modell	Praktisch selten einsetzbar (nur bei einfacher Geometrie).
Geometrisch nicht überhöhtes Modell mit und ohne zusätzliche Überhöhung	Praktisch kaum einsetzbar (zu geringe Strömungstiefen und Ähnlichkeitsprobleme).
Geometrisch überhöhtes Modell ohne zusätzliche Überhöhung	Bei kompakten Querschnitten ohne Untersuchung von Maßnahmen in Seitenbereichen einsetzbar.
Geometrisch überhöhtes Modell mit konstanter zusätzlicher Überhöhung	Bei kompakten Querschnitten ohne Untersuchung von Maßnahmen in Seitenbereichen einsetzbar.
Geometrisch überhöhtes Modell mit variabler zusätzlicher Überhöhung (verzerrtes Modell)	Bei strukturierten Querschnitten einzusetzen, wenn keine Bauwerksnahbereiche untersucht werden sollen.
Geometrisch überhöhtes Modell mit variabler zusätzlicher Überhöhung (verzerrtes Modell) mit zusätzlicher konstanter Überhöhung	Bei strukturierten Querschnitten einzusetzen, wenn verschiedene Durchflüsse untersucht werden sollen.

Tabelle 6: Aerodynamische Modellierungsverfahren

Bei den Planungen müssen die beiden Überhöhungsarten

- "geometrische Überhöhung" - innerhalb des modellierten Bereichs - Überhöhung, mit der die Modellgeometrie aufgebaut wird,
- "zusätzliche Überhöhung" – oberhalb des modellierten Bereichs – Überhöhung der Modellabflusstiefe zur Simulation der vertikalen Geschwindigkeitsverteilung und der Durchflussanteile

gemeinsam betrachtet werden.

4.2 Planung eines Luftmodells mit fester Sohle

Die Aufgabenstellung bestimmt die Modellierungsweise des geplanten Luftmodells. Aus den Analysen der Naturdaten und den Voruntersuchungen mit eindimensionalen Modellen sind auftretende Probleme bekannt und erste Planungszustände können abgeleitet werden, sodass die Entscheidung hinsichtlich der wesentlichen zu untersuchenden Phänomene und Flussabschnitte auf diesen Ergebnissen aufbaut.

Erforderliche Schritte zur Wahl der Modellmaßstäbe bei der Planung von aerodynamischen Modellen sind im Flussdiagramm (Bild 11) zusammengefasst. Vorab muss entschieden werden, wie die Abbildung der vertikalen Geschwindigkeitsverteilung erfolgen soll (siehe

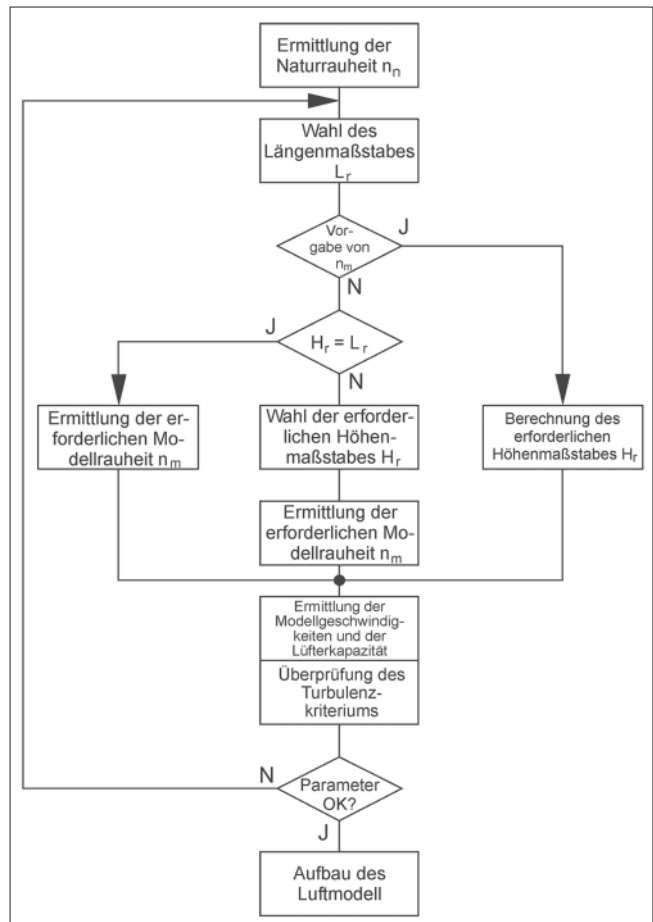


Bild 11: Flussdiagramm für die Wahl der Maßstäbe bei aerodynamischer Modellierung

Kapitel 2.2). Das Flussdiagramm setzt voraus, dass die Wahl einer Modellierungsart für die zusätzliche Überhöhung bereits getroffen wurde.

Festlegung der geometrischen Maßstäbe:

- Ermittlung des Natur-Rauheitsbeiwertes n_n für zu untersuchende Abflusszustände.
- Vorauswahl eines modelltechnisch günstigen Längenmaßstabes entsprechend der Aufgabenstellung unter Berücksichtigung der verfügbaren Platzkapazität.

Prüfen der Möglichkeit eines geometrisch nicht überhöhten Modells:

- Prüfen, ob die Strömungstiefen bei nicht überhöhtem Modell aus hydraulischen und messtechnischen Gründen ausreichend sind (Empfehlung: mittlere modellierte Tiefe $H_m > 10$ mm).
- Berechnung der erforderlichen Modellrauheit $n_m = n_n/L_r^{1/6}$ für geometrisch nicht überhöhte Luftmodelle entsprechend Gleichung (7) oder mit Hilfe von Bild 8.

Als Orientierung für die Größe der „zusätzlichen Überhöhung“ ($\Delta H_m = H_m' - H_m$) kann für die Modellplanung

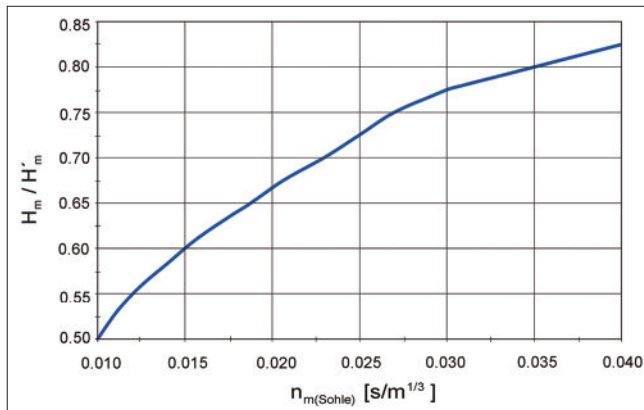


Bild 12: Abschätzung der Lage des Geschwindigkeitsmaximums für Luftmodelle mit Glasabdeckung in Abhängigkeit von der Sohlrauheit n_m

Bild 12 dienen, das auf Erfahrungen bei konstanter zusätzlicher Überhöhung beruht (GILJAROV 1973). Für die Acrylglasplatte wurde $n_{\text{Platte}} = 0,01 \text{ s/m}^{1/3}$ angesetzt. Diese Erfahrungswerte konnten durch Untersuchungen in der Bundesanstalt für Wasserbau bestätigt werden. Die Rauheitswerte des Gesamtmodells variieren in flussbaulichen Modellen letztendlich jedoch für ein Sohlenmaterial bedingt durch die unterschiedlichen anderen Rauheitsanteile (z. B. Form- und Transportkörperrauheit). Die von GILJAROV (1973) angesetzten Richtwerte für Modellrauheiten und Rauheitswerte in Luftmodellen (BAW) sind Tabelle 9 zu entnehmen.

In FAS (1985) wurden für verschiedene Druckgefälle, Fließgeschwindigkeiten und Fließtiefen, die in Luftmodellen auftreten können, Angaben zum Widerstandsbeiwert λ nach Darcy-Weisbach und zur äquivalenten Sandrauheit k für verschiedene Sohlmaterialien gemacht. Die Untersuchungen wurden in einer Rinne mit veränderlicher Strömungstiefe (10 bis 50 mm) und -breite (50 bis 300 mm) durchgeführt. Der Widerstandswert λ wurde bei Verfahren (a) für das Sohlmaterial aus dem gemessenen vertikalen Geschwindigkeitsprofil und bei (b) als Gesamtwiderstandswert aus den gemessenen mittleren Geschwindigkeiten und dem Druckgefälle mit

$$\bar{v}_* = \sqrt{\frac{\Delta p \cdot H_m'}{L \cdot 2 \cdot \rho_F}} \quad \text{und} \quad \lambda = 8 \left(\frac{\bar{v}_*}{\bar{v}} \right)^2$$

abgeleitet (Tabelle 7).

Für neuere Untersuchungen ist in Tabelle 8 zur Berechnung des Gesamtwiderstandswertes

$$\lambda = 8g \frac{n^2}{r_{hy}}$$

benutzt worden.

Die Auswertung der vertikalen Geschwindigkeitsprofile steht noch aus.

Sohlmaterial	k [mm]	λ [-]	n [s/m ^{1/3}]	Verfahren
PVC (Polyvinylchlorid)	0,34	0,024	0,009	(a)
Gips-Sand-Gemisch	3,30	0,062	0,015	(a)

Sohlmaterial	$\Delta p/L$ [Pa/m]	H_m' [mm]	\bar{v} [m/s]	\bar{v}_* [m/s]	λ [-]	n [s/m ^{1/3}]	Verfahren
PVC (Polyvinylchlorid)	74	22	14,67	0,807	0,023	0,008	(b)
PVC (Polyvinylchlorid)	56	30	15,99	0,820	0,022	0,008	(b)
PVC (Polyvinylchlorid)	19	50	12,90	0,616	0,019	0,008	(b)
Gips-Sand-Gemisch	113	22	12,90	0,997	0,050	0,012	(b)
Gips-Sand-Gemisch	64	30	12,80	0,876	0,039	0,011	(b)
Gips-Sand-Gemisch	27	50	12,09	0,735	0,036	0,012	(b)

Tabelle 7: Parameter aus Gerinneversuchen mit Luftströmung (FAS, 1985)

Sohlmaterial Feste Oberfläche	$\Delta p/L$ [Pa/m]	H_m' [mm]	\bar{v} [m/s]	n [s/m ^{1/3}]	λ [-]	Verfahren
Aluminium, glatt	154	30	27,5	0,0077	0,020	(b)
	104	30	21,8	0,0078	0,020	(b)
	56	30	15,5	0,0080	0,021	(b)
Polyurethan, fräsrâu, unlackiert	171	30	27,5	0,0080	0,021	(b)
	96	30	21,8	0,0077	0,020	(b)
	61	30	15,5	0,0085	0,024	(b)
Scharfkantige Körner aus Schleifkorund, elliptisch: a = 0,65 mm, b = 0,4 mm	285	30	27,5	0,0102	0,034	(b)
	193	30	21,8	0,0105	0,036	(b)
	96	30	15,5	0,0106	0,037	(b)
Sand, d _m = 0,8 mm	356	30	27,5	0,0116	0,044	(b)
	234	30	21,8	0,0118	0,046	(b)
	121	30	15,5	0,0120	0,047	(b)

Tabelle 8: Parameter aus Gerinneversuchen der BAW mit Luftströmung

n [s/m ^{1/3}]	Beschaffenheit der Sohle
Strömungsfluid: Luft (GILJAROV 1973)	
0,016	Sand d _m = 1,2 mm
0,0143	Sand d _m = 0,7 mm
0,013	Sand d _m = 0,4 mm
0,0125	Lack auf Sand (d _m = 0,7 mm)
0,009-0,011	Plastilin
0,0065	Spiegelglas
Gesamtrauheit	
Strömungsfluid: Luft (Flussmodelle, BAW)	
0,018	Gips-Korund-Modell Elbe bei Vockerode (HW), ohne modellierte Transportkörper
0,017	Gips-Korund-Modell Elbe bei Lenzen (HW), ohne modellierte Transportkörper scharfkantige Körner aus Schleifkorund, elliptisch: a = 0,65 mm, b = 0,4 mm
0,013	PUR, lackiert, Fräsmodell Oder bei Reitwein Kietz (MQ, überströmte Bauwerke) mit modellierten Transportkörpern
0,011	PUR, lackiert, Fräsmodell Oder bei Reitwein Kietz (MQ, umströmte Bauwerke) mit modellierten Transportkörpern

Tabelle 9: Ausgewählte Rauheitswerte in aerodynamischen Modellen

Notwendige Wahl eines geometrisch überhöhten Modells:

- Sollte sich bei der Wahl des Höhenmaßstabes eine aus messtechnischen Gründen zu geringe Modellhöhe H_m ergeben (H_m sollte im Flussbett >10 mm betragen), so muss unter Annahme einer erforderlichen geometrischen Überhöhung mit dem gewünschten Maßstab des hydraulischen Radius die Modellrauheit n_m ermittelt werden mit

$$n_m = \frac{n_n \cdot L_r^{1/2}}{r_{hy}^{2/3}} \quad \text{siehe (4)}$$

- Lässt sich die so ermittelte erforderliche Modellrauheit praktisch nicht realisieren, kann man für ein vorgegebenes Modellsohlmaterial der Rauheit $n_{m(ist)} \neq n_{m(soll)}$ und dem damit errechneten Rauheitsmaßstab n_r den Höhenmaßstab („geometrische Modellüberhöhung“) mit Hilfe der Gleichung (4) errechnen (siehe Bild 7).
- Führt der so errechnete Höhenmaßstab mit dem gewählten Längenmaßstab zu einer für die zu untersuchende Fragestellung zu großen geometrischen Überhöhung, muss die Wahl des Längenmaßstabs korrigiert werden. Wird eine variable zusätzliche Überhöhung gewählt, ist bei der Prüfung der geeigneten geometrischen Überhöhung zu berücksichtigen, dass in diesem Fall die zusätzliche Überhöhung in die geometrische Überhöhung einbezogen wird (siehe Tabelle 2).

Ermittlung der erreichbaren Modellfließgeschwindigkeiten:

- Überprüfung der ausreichenden Lüfterkapazität bei angestrebter mittlerer Modellgeschwindigkeit v_m und bekannten Parametern der Naturströmung
Beispiel: Annahme $v_m = 10$ bis 30 m/s und

$$v_r = \frac{v_n}{v_m}$$

$$\left(\frac{\Delta p}{L}\right)_m = (\ln \cdot \rho_n \cdot g) \frac{r_{hy_r}^{4/3}}{v_r^2 \cdot n_r^2 \cdot \rho_r} \leq \left(\frac{\Delta p}{L}\right)_{\text{Lüftergrenze}}$$

Überprüfung des Turbulenzkriteriums

Anzustreben ist, das Modell bei Geschwindigkeiten zu betreiben, die gewährleisten, dass der Durchfluss im Luftmodell im rau turbulenten Bereich erfolgt. Im Stadium der Modellplanung wird angenommen, dass die mittlere Fließgeschwindigkeit v_m im Hauptstrom im Modell 10 bis 30 m/s betragen soll. Für die noch relevanten Durchflussbereiche mit der geringsten mittleren Tiefe und den kleinsten Fließgeschwindigkeiten im betrachteten Modell (z. B. Flussvorland) wird die minimale Modellgeschwindigkeit, für die das Turbulenzkriterium (1) eingehalten werden kann, berechnet.

Mit $Re_{krit} = 7000$ und der Viskosität von Luft $\nu_m = 1,5 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$ ergibt sich für Gleichung (1) mit

$$Re_m = \frac{v_m \cdot d_{hy}}{\nu_m} = \frac{v_m \cdot 4 \cdot r_{hy_m}}{\nu_m}$$

die Bedingung

$$v_m \geq \frac{7000 \cdot 1,5 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2/\text{s}}{4 \cdot r_{hy_m}}$$

Unter der Annahme

$$r_{hy_m} = \frac{H'_m}{2}$$

ergibt sich die Forderung

$$v_m \geq \frac{0,0525 \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}}{H'_m}$$

Weitere für die Versuchsplanung relevante Randbedingungen

- Strömungsgünstige Ausbildung des Modellein- und -auslaufs.
- Ausreichende Einlauflänge zur Ausbildung des turbulenten Geschwindigkeitsprofils. Nach FAS (1985) können folgende Kennzahlen bei der Modellplanung heran gezogen werden (Einlauflänge L_E , Gesamtströmungstiefe H'_m):
 - ohne Einbauten zur Strömungsberuhigung (Stolperschwelle und Turbulenzgitter) $L_E/H'_m \approx 70$,
 - mit Stolperschwelle und Turbulenzgitter $L_E/H'_m \approx 20$.
- Bei Geschiebetransportmodellen ist im Anschluss an die Einlauflänge L_E eine zusätzliche Anlaufstrecke für die Ausbildung der konstanten Geschiebebewegung vorzusehen (ca. 1 bis 1,5 m).

Fazit

Aus den genannten Ähnlichkeitskriterien und Randbedingungen erkennt man folgende prinzipielle Zusammenhänge für die Modellplanung:

- Bei vorgewähltem Längenmaßstab und bekanntem Rauheitswert der Naturströmung kann man nur die Größe der Modellrauheit (Material) **oder** die Größe der geometrischen Überhöhung frei wählen.
- Relativ glatte Modelle (Plastilin) ermöglichen die ähnliche Wiedergabe der Naturströmung bei häufigen Werten der Naturrauheit ($n = 0,030$ bis $0,035 \text{ s/m}^{1/3}$) nur bei großen Flüssen, da ein Längenmaßstab von $L_r \geq 800$ gewählt werden muss.
- Kleine Naturrauheiten ermöglichen die Untersuchung in großen Modellen geringer Rauheit.
- Geometrische Modellüberhöhungen ($H_r < L_r$) ermöglichen den Einsatz von Modellen mit höherer Rauheit als bei nicht überhöhten Modellen.
- Die Wahl der Modellierungsweise wird von der Art der zu untersuchenden Fragestellungen wesentlich beeinflusst. Bestimmte Mess- und Untersuchungsverfahren sind nur bei einigen Modellierungsverfahren einsetzbar. So ist es z. B. nicht möglich, in einem Luftmodell mit extrem rauer Sohle die Sohlstromlinien mit Hilfe eines Erosionsverfahrens (Kapitel 6.2.1) sichtbar zu machen.
- Variable zusätzliche Überhöhungen führen gegenüber der konstanten Überhöhung zu einer stärkeren Verzerrung (geometrische Überhöhung) der Model-

le bei gleicher ursprünglich angenommener, geometrischer Überhöhung.

5 Modellaufbau

Luftmodelle werden in der Regel auf Tischen aufgebaut. Als Grundplatten dienen meist Kristallglas-Tafeln, neuerdings auch lagestabile, plane Kunststoff-Tafeln. Eine gut dichtende Modellumrandung ermöglicht die höhengenaue Auflage der Abdeckplatten aus Kristall- oder Acrylglas. Das gesamte Modell muss so gedichtet werden, dass trotz erheblichem Unterdruck im Modell kein ungewollter Lufteinzug erfolgt. Weiterführende Erläuterungen zum Modellaufbau finden sich in FAULHABER (1986).

Wesentlich für den Betrieb von aerodynamischen Modellen ist der detailgetreue Aufbau des zu untersuchenden Geländes im geeigneten Maßstab. In der Vergangenheit wurden analog zum Aufbau von hydraulischen Modellen auch aerodynamische Modelle mit Hilfe von Querprofilen erstellt, die in der Natur im Abstand von 25 bis 100 m gemessen wurden. Zwischen diesen Querprofilen konnte das Gelände im Modell nur an Hand von Karten und Fotos angepasst werden. Das Gelände wurde zwischen den Querprofilen mit Plastilin oder einem Gips-Sand-Gemisch modelliert und anschließend mit einem Farbanstrich versehen.

Beim Modellaufbau wird das Gelände entsprechend des mittleren Tal- bzw. Wasserspiegelgefälles so geneigt, dass es in einer horizontalen Ebene liegt. Dies erfolgte bei der herkömmlichen Modellierung nur für die durch Querprofile abgebildeten Stationen bezogen auf die Flussachse mit einem konstanten Wert für die gesamte Querprofilbreite.

Das Wasserspiegelgefälle der Natur wird im Modell durch das Druckgefälle abgebildet. Um im Modell naturähnliche Wasserspiegel- resp. Druckgefälle zu erhalten, muss dabei im Rahmen der Modellkalibrierung ggf. eine erhöhte Rauheit durch aufgeklebte Körnungen (Sand, Korund) erreicht werden.

Aus der Natur stehen über Laserscan-Befliegungen des Geländes und Flächenpeilungen der Gewässer- sohle zunehmend umfangreiche Punkt-Informationen des gesamten Untersuchungsgebietes zur Verfügung, die für den Aufbau von numerischen und Maßstabs-Modellen genutzt werden können. Die gescannten Oberflächendaten werden dazu von Bewuchsinformationen befreit (digitales Geländemodell). Da an die BAW in der jüngsten Vergangenheit zunehmend Fragestellungen herangetragen wurden, bei denen aus ökologischen Gründen Regelungsbauwerke nicht mehr vollständig entsprechend der technischen Sollparameter gebaut oder instand gesetzt werden, sondern naturähnliche Strukturierungen behalten sollen, müssen Geländemodelle in der Lage sein, kleinräumige Strukturen

abzubilden. Für aerodynamische Modelle konnte eine neue Methode der Geländemodellierung – das Bahn- (Schicht-)Fräsverfahren – zum Einsatz kommen, die hier kurz vorgestellt werden soll.

Beispiel Luftmodell Reitwein-Kietz

Das Luftmodell der Oder bei Reitwein-Kietz, Od-km 603,8 bis 606,7 (Bild 13), das im Jahr 2004 erstmals mit einem Bahnfräsverfahren erstellt wurde, bildet eine Strecke von 2,9 km im Längenmaßstab 1:350 und im Höhenmaßstab 1:175 ab. Da mittlere Durchflüsse untersucht wurden, beschränkte sich die Modellierung des durch weite Vorländer charakterisierten Geländes auf den ufernahen Bereich. Es wurde eine konstante zusätzliche Überhöhung vorgesehen.

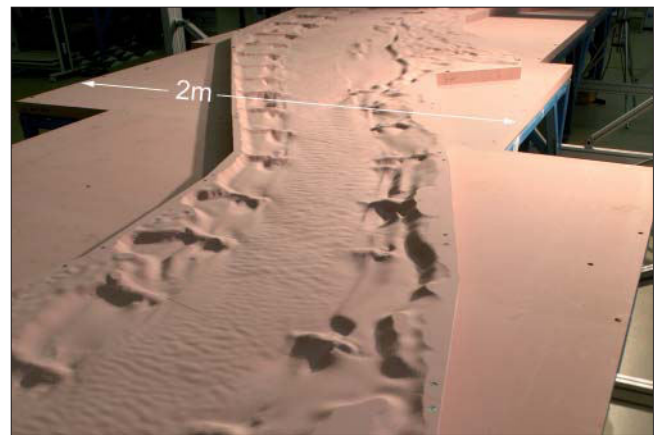


Bild 13: Luftmodell der Oder bei Reitwein-Kietz ohne Farbanstrich

Grundlage der Modellgeometrie waren Punktinformationen in Form von Befliegungs- und Flächenpeilungen, die mit den Daten aus terrestrischen Vermessungen (Querprofile, Einzelobjekte) verschnitten wurden. Es wurde ein Geländemodell im Raster von 2498 x 2498 Elementen erstellt. In der Natur entspricht das Rasterabständen von 87,5 x 87,5 cm und im Modell 2,5 x 2,5 mm.

Bei der Umrechnung des Natur-Geländemodells in Modellhöhen wurde das Gelände über eine Ebene (Talgefälle), die mit drei Höhenpunkten beschrieben wird, gekippt.

Im Modellbetrieb wurden sowohl die Topografiedaten in Lage und Höhe als auch die Lageinformationen der Messdaten (z. B. bei Geschwindigkeitsmessungen) mit Hilfe einer Helmert - Transformation, von den Lage- und Höhensystemen der Natur in die des Modells und umgekehrt transformiert. Auf diese Weise wurde auch die Lagegenauigkeit beim Zusammenfügen des Modells aus 20 Kacheln (Bild 14) überprüft (Tabelle 10).

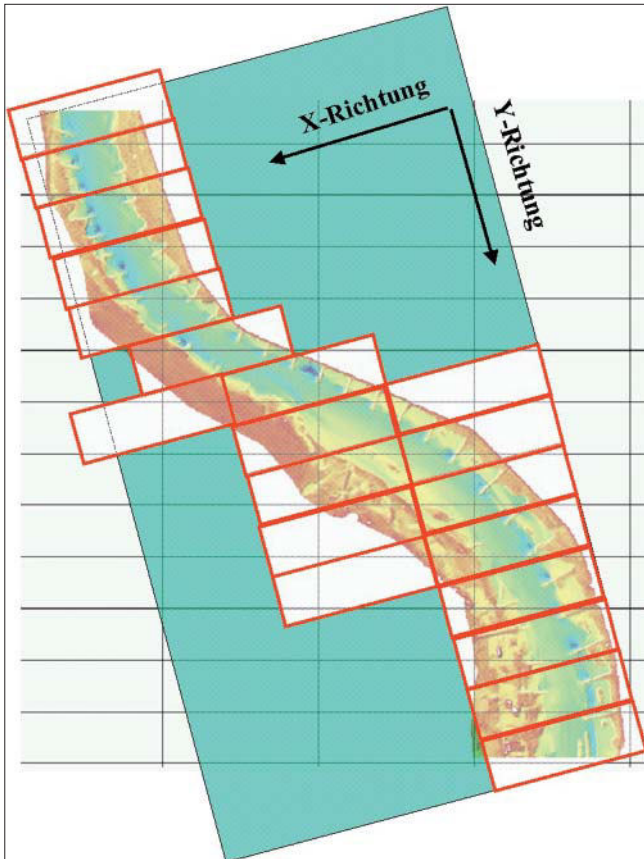


Bild 14: Aufteilung des Modells in 20 Kacheln

	Modell	Natur
mittlerer Fehler	1,80 mm	0,630 m
Standardabweichung	1,45 mm	0,508 m

Tabelle 10: Lagegenauigkeit des Luftmodells Oder bei Reitwein-Kietz

Zur Herstellung des stark strukturierten Geländes für das Luftmodell wurde ein Mehrachsenbahnfräsverfahren genutzt. Es kam ein Kugelfräser mit einem Kopfdurchmesser von 16 mm bei 3 mm Fräsversatz zum Einsatz. Damit konnte eine für das Luftmodell vorteilhafte, definierte raue Oberflächenstruktur erreicht werden (Bild 15). Als Modellmaterial wurde ein Polyurethan (PUR)-Hartschaum der Dichte 500 kg/m³ eingesetzt, der sich in den Materialtests hinsichtlich erforderlicher Festigkeit, Bearbeitungsmöglichkeit und chemischer Beständigkeit bewährte. Nach ersten Erfahrungen mit dem Odermodell ist künftig ein Polyurethan höherer Dichte zu empfehlen. Zum Fräsen wurde das Modell aus zwanzig 50 mm dicken Kacheln 1500 mm x 500 mm zusammengesetzt (Bild 14).

Geländebereiche, die durch die konstante zusätzliche Überhöhung überströmt würden, obwohl sie beim untersuchten Durchfluss in der Natur trocken fallen, wurden mit Gummipplatten abgeklebt (Bild 15). Im Rahmen der Modellkalibrierung mussten in diesem Modell keine zusätzlichen Rauheiten aufgebracht werden. Die im

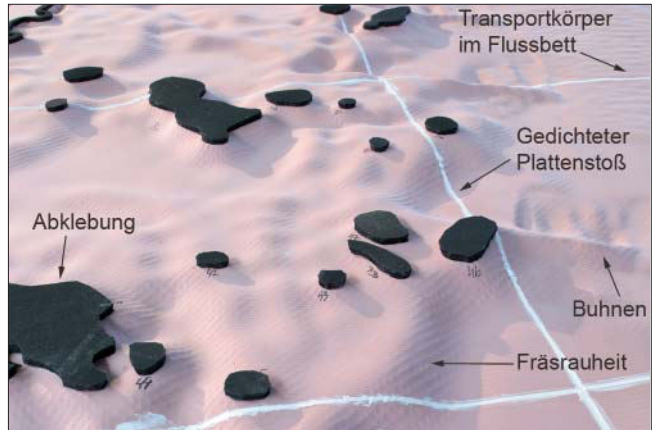


Bild 15: Modellausschnitt mit sichtbarer Oberflächenstruktur, „Ablöbung“ nicht überströmter Bereiche und gedichteten Plattenstößen

Luftmodell exakt nachgebildete Strukturierung des Geländes (Uferstrukturierung, Transportkörper vgl. Bild 13) erzeugte in Verbindung mit der belassenen Rauheit der Oberfläche aus dem Fräsvorgang für eine ausreichende Rauheit, um ein naturähnliches Druckgefälle zu erreichen.

6 Messtechnik

Die Messtechnik bei aerodynamischer Modellierung ist in der Vergangenheit verschiedentlich dargestellt worden (GILJAROV 1973, LJATCHER/PRUDOVSKI 1971 und 1984, FAULHABER 1986, NESTMANN und BACHMEIER 1987). Seither ermöglichte der technische Fortschritt für Luftmodelle den Einsatz neuer Messverfahren nicht nur im wissenschaftlichen Laborbetrieb, sondern auch bei Untersuchungen praxisrelevanter Aufträge des Verkehrswasserbaus. Einige Neuerungen sollen hier vorgestellt werden. Die eigentliche Messtechnik wird dabei nicht näher erläutert, da es sich bei den Messgeräten um auf dem Markt verfügbare Messsysteme handelt. Es werden Beispiele für die Automatisierung der Messvorgänge und die Ergebnisauswertung im Rahmen von Aufträgen der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung vorgestellt.

Grundsätzlich werden in aerodynamischen Strömungsmodellen in der BAW die in Tabelle 11 dargestellten Messmethoden eingesetzt:

Besonders für Durchfluss- und Druckmessungen müssen die Klimabedingungen im Labor sorgfältig dokumentiert werden, um die wechselnden Fluideigenschaften (z. B. Dichte) berücksichtigen zu können. Beim Betrieb von Luftmodellen wird als charakteristischer Durchfluss der Varianten bei einem stationären Naturdurchfluss der Betriebsvolumenstrom konstant gehalten. Da einige Durchflussmessgeräte den Normvolumenstrom angeben, muss mit Hilfe der vom Klima abhängigen Fluideigenschaften der Betriebsvolumenstrom berechnet werden.

Parameter	Messmethode
Druckgefälle als Kriterium für das Wasserspiegelgefälle	statische Drucksonden mit Druckaufnehmer
Fließgeschwindigkeit (Größe und ggf. Richtung):	
Strömungsrichtung	Nebelfluid, Erosionsmethode, Fadensonde
Geschwindigkeitsmessungen in horizontalen Ebenen	Laser-Doppler-Anemometrie (LDA)
Geschwindigkeitsmessungen in Querschnitten	Hitzdrahtanemometer (HDA), Laser-Doppler-Anemometrie (LDA)
Erfassung von Strömungsstrukturen	Particle Image Velocimetry (PIV)
Durchfluss	Gesamtdurchflussmessung mit Volumenstrommessern (Wirbel-Durchfluss-Messer oder HDA) in definierten Messstrecken (Rohrleitung) sowie Kontrolle über HDA- und LDA-Messungen in Querprofilen des Modells
Topografie	Laserscan oder Nivellement
Temperatur, Luftdruck und -feuchte	Klimastationen

Tabelle 11: In Luftmodellen eingesetzte Messmethoden

6.1 Geometrievermessung

Die Modelle werden im Hauptuntersuchungsbereich meist von einer zweiachsigen Traversiervorrichtung (Bild 16) überdeckt, auf der verschiedene Sensoren (Laser-Abstandsmesser, Laser-Doppler-Anemometer) angebracht werden können. Der Laser-Abstandsmesser dient zum Scannen der Modelltopografie und wird durch einen Rechner gesteuert über die zu vermessende Oberfläche verfahren. Die minimale Schrittweite beträgt 1 mm, die Genauigkeit der Höhenmessung ist < 0,1 mm.

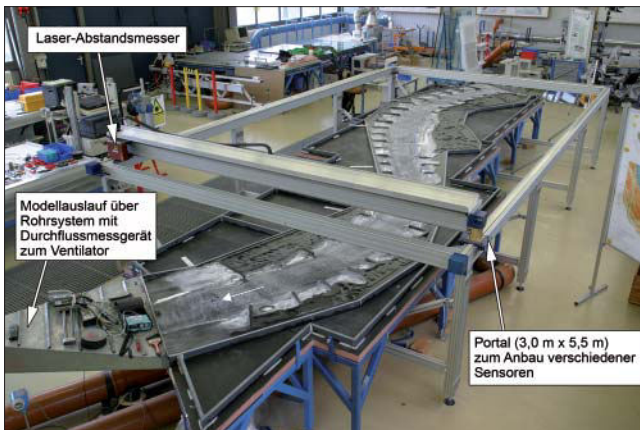


Bild 16: Modell mit Strömungssichtbarmachung nach Erosionsmethode

Die gescannte Modelltopografie wird in Naturdaten transformiert, sodass die verschiedenen digitalen Geländemodelle der Naturmessungen und der Modell-Varianten verglichen werden können.

Auf diese Weise wird auch eine Qualitätskontrolle für das Luftmodell (Vergleich Soll-Ist der eingebauten Variante) durchgeführt. Aus den Geländemodellen lassen sich grafische Darstellungen (z. B. für Planungsunterlagen) ableiten.

Für den Modellauf- und -umbau kann ein Markierungsstift am Portal angebracht werden, mit dessen Hilfe die aus Planunterlagen transformierte Lage- und Höhenkoordinaten präzise auf das Modell übertragen werden.

6.2 Strömungsgeschwindigkeit

Mit Hilfe der Luftmodelle können sowohl qualitative als auch quantitative Angaben zur Strömung erhoben werden. Schnelle Aussagen zur Ausprägung der Strömung (qualitativ) sind über das Sichtbarmachen der Strömung für eine Vorauswahl von Varianten besonders wichtig.

Zur Messung der Geschwindigkeiten in Luftmodellen werden in der BAW zwei Verfahren genutzt: die Hitzdraht-Anemometrie (HDA) und die Laser-Doppler-Anemometrie (LDA). In den aerodynamischen Flussmodellen wird häufig HDA für die Messung von Geschwindigkeiten in Querprofilen und LDA für Messungen in horizontalen Ebenen eingesetzt.

Particle Image Velocimetry (PIV) wurde für verkehrswasserbauliche Untersuchungen auf Grund des großen Aufwandes und des kleinen realisierbaren Messareals bisher über Sondermessungen hinaus nicht als Standardverfahren eingeführt.

6.2.1 Strömungssichtbarmachung

Die Möglichkeit, die sohlennahe Strömung sichtbar zu machen und somit schnell einen guten Überblick über das Strömungsgeschehen zu gewinnen, ist einer der Gründe, weshalb Luftmodelle zum Einsatz kommen. Im Luftmodell können auch räumliche Strömungseffekte sichtbar gemacht werden.

Mit Hilfe verschiedener Verfahren der Strömungssichtbarmachung (MERZKIRCH 1987) können unterschiedliche Informationen (diskret, gemittelt) zur Strömung an verschiedenen Orten (an der Oberfläche oder nah der Sohle) erhalten werden. Einige der Verfahren für aerodynamische Flussmodelle sind in (NESTMANN und BACHMEIER 1987) und (FAULHABER 1998) erläutert. Bei den Verfahren muss gewährleistet sein, dass eingebrachte Partikel, die die Strömung sichtbar machen sollen, leicht der Strömung folgen.

Im Folgenden werden die Verfahren vorgestellt, die in den letzten 10 Jahren hauptsächlich in der BAW zum Einsatz kamen:

Beim **Erosionsverfahren** wird ein Petroleum-Talkum-Gemisch auf die Modelloberfläche aufgebracht und sofort der Strömung ausgesetzt. In Bereichen starker Strömung werden die weißen Talkumteilchen bewegt und bilden die Stromlinien an der Sohle ab (Bild 17, Bild 22). Weiße Flächen deuten auf langsam durchströmte Sedimentationsbereiche hin. Bei diesem Verfahren wird die sohlennahe, für den Geschiebetransport wesentliche Strömung sichtbar gemacht.



Bild 17: Oder bei Reitwein-Kietz: Erosionsverfahren – Bereich am Ende des Parallelwerks, Bauwerke umströmt

Bei **Nebelfluidinjektionen** wird Nebel, der durch Verspraying eines erhitzten Wasser-Alkohol-Gemisches unter Druck in einem so genannten Nebelgenerator außerhalb des Luftmodells entsteht, am Modelleinlauf oder durch Kanülen in definierter Höhe unter der Modelldeckplatte in das Luftmodell eingeleitet. In Bereichen geringer Strömungsgeschwindigkeiten/Turbulenzen – wie in Bild 18 im weiten Vorland nach einer Deichrückverlegung – bleibt der Nebelstrahl über eine lange Strecke sichtbar, während sich im Bereich der schnellen Hauptströmung der eingeleitete Nebel schnell mit der Luft vermischt. Mit dieser Methode wird die über die gesamte oder einen Teil der Strömungstiefe integrierte Strömungsrichtung sichtbar gemacht.

Die beschriebenen Verfahren erlauben die fotografische Dokumentation der großskaligen stationären Strömungsmuster. Darüber hinaus sind zur Bewertung von wasserbaulichen Varianten auch **zeitliche Entwicklungen** von Interesse. In diesem Zusammenhang wurden bisher Videoaufnahmen der Sohlentwicklung bei aerodynamischen Geschiebetransport-Modellen eingesetzt. Die Sohlbewegung wurde ausgehend von einer ebenen Sohle bis zur Ausprägung von Transportkörpern aufgenommen. Zum besseren Vergleich der Sohlentwicklung bei verschiedenen Varianten lassen sich die Videoaufnahmen im Zeitraffer betrachten.

Versuche mit dem Einsatz einer Hochgeschwindigkeitskamera (HENTSCHEL, KAUTHER 2000) für die Betrachtung von Strömungsmustern der Luftströmung waren bisher nicht zufrieden stellend, da Teilchen, die leicht der Strömung folgen, zu klein sind, um mit der Hochgeschwindigkeitskamera gut sichtbar gemacht werden zu können. Der Einsatz einer aufwändigen Technik mit Laserlichtschnitt und Hochgeschwindigkeitskamera brach-

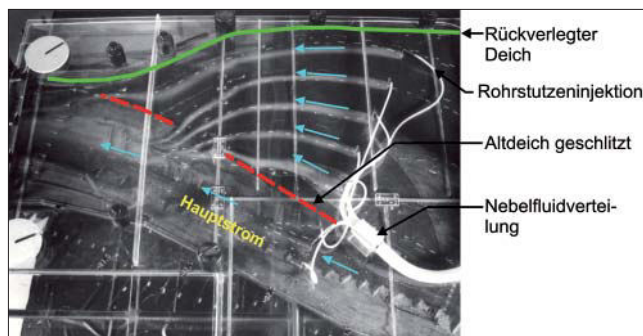


Bild 18: Elbe bei Lenzen: Nebelfluidinjektion zur Strömungssichtbarmachung im Flussvorland

te für die verkehrswasserbaulichen Standarduntersuchungen bisher keinen angemessenen Erkenntnisgewinn.

6.2.2 Geschwindigkeitsmessung mit Hitzdraht-Anemometrie

Die Hitzdraht-Anemometrie (HDA) beruht auf der Bestimmung des Wärmeverlustes eines elektrisch beheizten Drahts, der in die Luftströmung geführt wird. Je höher die Strömungsgeschwindigkeit, desto höher ist der Wärmeverlust des Drahts. Bei der Konstante-Temperatur-Anemometrie (CTA) wird der Widerstand des Drahtes und damit die Temperatur durch Regeln der elektrischen Stromstärke konstant gehalten, wodurch sich als Messgröße die elektrische Spannung ändert. Die Abhängigkeit der Spannungsänderung von der Strömungsgeschwindigkeit wird mit einer Kalibrierung im Freistrahler ermittelt (BRUUN 1995).

Man unterscheidet Ein- oder Zweidraht-Sonden. Eindraht-Sonden werden in Flussbereichen eingesetzt, in denen die Strömungsrichtung über die Zeit und die Messlotrechte konstant ist. Die Strömungsrichtung wird vor der Messung mit Tracern oder Fadensonden bestimmt (ein Winkel zum Profil je Messlotrechte). Die Geschwindigkeit wird in dieser Strömungsrichtung gemessen. Über den gemessenen Winkel können die Komponenten (senkrecht und parallel zum Querprofil) ermittelt werden.

Mit Hilfe von Zweidraht-Sonden lassen sich die Richtungskomponenten v_x und v_y in der Strömungsebene mit Hilfe zweier übereinander angeordneter Drähte bestimmen. Bei vorheriger Kalibrierung kann ein Strömungssektor von ca. $\pm 40^\circ$ erfasst werden. Bei Zweidraht-Sonden ist das Messvolumen deutlich größer als bei Eindraht-Sonden (angeströmte Messfläche: Eindraht-Sonde $0,004 \text{ mm}^2$, Zweidraht-Sonde $0,9 \text{ mm}^2$).

Als Beispiel für die Anwendung der Hitzdraht-Anemometrie werden exemplarisch Messergebnisse des Odermodells bei Reitwein-Kietz vorgestellt. Die Modellmessergebnisse sind mit Hilfe der Maßstabszahlen auf Naturverhältnisse umgerechnet. Die Auswertungen der

Geschwindigkeitsmessungen in Querprofilen erfolgten mit dem Programm >FLIEGE< (HENTSCHEL 2007b, in diesem Heft).

Es wurden Strömungsgeschwindigkeiten in vier Querprofilen mit bis zu 36 Messlotrechten je Profil gemessen. Die Messlotrechten befinden sich im Abstand von 3 cm (Natur 10,5 m) auf dem Profil. Die Messpunkte in einer Lotrechten haben einen vertikalen Abstand zwischen 0,5 mm an der Sohle (Natur 8,75 cm) bis 4 mm im Bereich des Strömungsmaximums (Natur 70 cm). Es wurde in Hauptströmungsrichtung mit Eindraht-Hitzdrahtsonden gemessen.

Die Messungen in den Querprofilen wurden zum einen zur Kontrolle des Durchflusses entlang des Modells genutzt (Prüfung der Modelldichtheit). Zum anderen wurden die Durchflussanteile für einzelne Querschnittsbereiche bestimmt. So konnte der hinter einem Parallelwerk abgeführte Durchflussanteil bestimmt werden. Bild 19 zeigt das gleiche Profil bei zwei verschiedenen Varianten. Die Messungen wurden hier mit dem Finite-Differenzen-Verfahren (HENTSCHEL 2007b, in diesem Heft) ausgewertet.

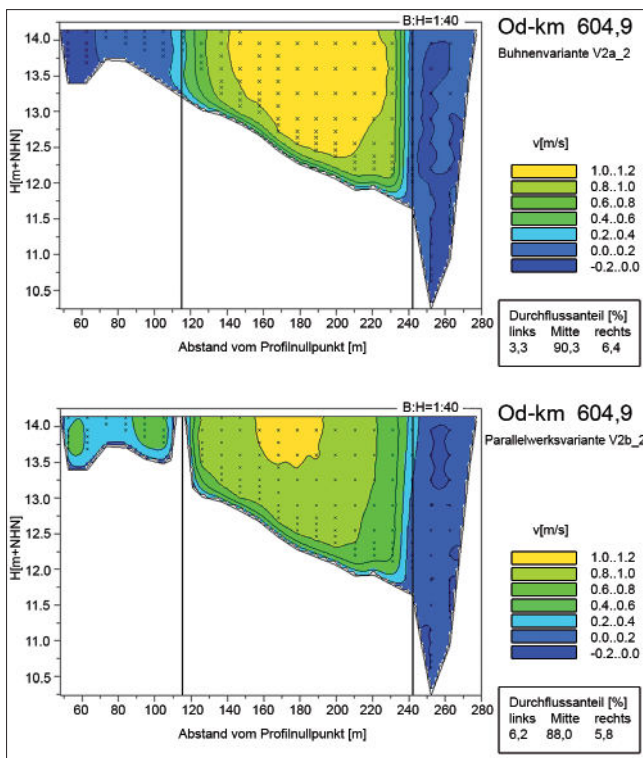
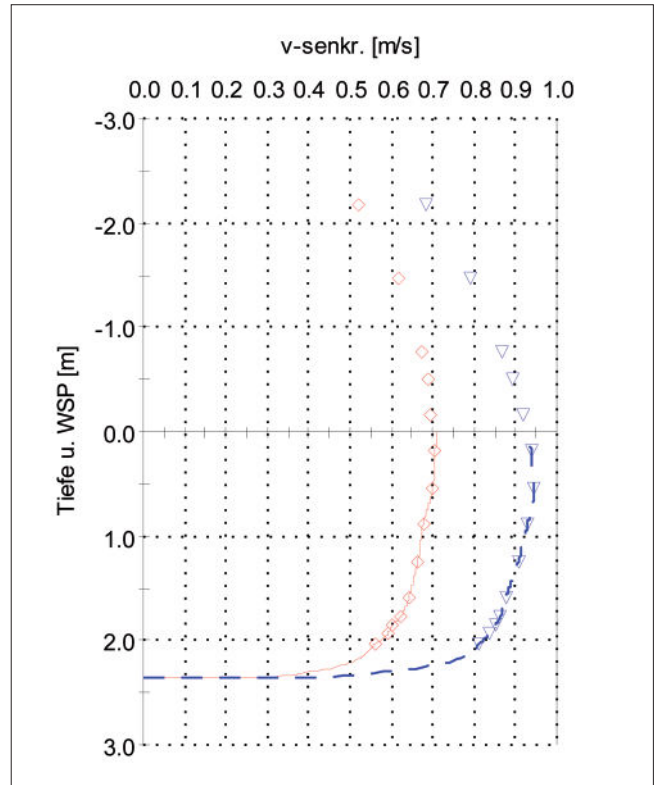


Bild 19: Isotachendarstellung der Geschwindigkeit senkrecht zum Profil (HDA)



	V2a_2	V2b_2
Abstand vom Profil-Nullpunkt [m]	230,98	230,98
Wassertiefe [m]	2,36	2,36
Mittlere Geschwindigkeit v_m [m/s]	0,88	0,64
Geschw. am Wasserspiegel v_{WSP} [m/s]	0,93	0,71
Maximale Geschwindigkeit v_{max} [m/s]	0,94	0,71

Bild 20: Vertikale Geschwindigkeitsverteilung in einer Messlotrechten (HDA) für zwei Varianten

Für Bild 20 und Bild 21 wurden die Messungen entsprechend der Pegelvorschrift (LAWA, BMV, 1998) ausgewertet. In Bild 20 sind die Geschwindigkeiten über der Wassertiefe jeweils in der gleichen Messlotrechten für zwei Varianten dargestellt. Im Luftmodell werden zur Ermittlung des Gesamtdurchflusses auch im nicht modellierten Bereich oberhalb des angenommenen Wasserspiegels Geschwindigkeiten gemessen. Zur Variantenbewertung wird nur der modellierte Durchflussbereich unter dem angenommenen Wasserspiegel (bei Tiefe 0) ausgewertet (Werte v_m , v_{WSP} und v_{max} in Bild 20).

In Bild 21 sind für eine Regelungsvariante mit Buhnen (V2a) und mit Parallelwerk (V2b) die mittleren Geschwindigkeiten in den Messlotrechten unter dem Wasserspiegel aufgetragen.

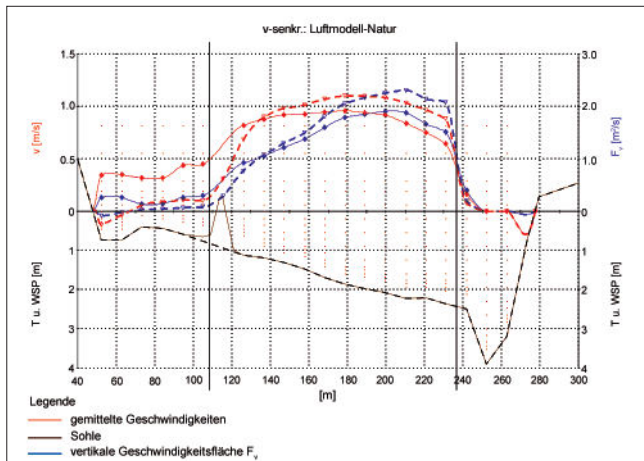


Bild 21: Horizontale Geschwindigkeitsverteilung bei nicht überströmten Bauwerken (HDA)



Bild 22: Strömungssichtbarmachung mit Erosionsverfahren und Laser (LDA) – Fotomontage ohne Deckplatte

6.2.3 Geschwindigkeitsmessung mit Laser-Doppler-Anemometrie

Laser-Doppler-Anemometrie nutzt die Gegebenheit, dass kohärente Lichtwellen, die von bewegten Phasengrenzflächen gestreut werden, eine Doppler-Frequenzverschiebung aufweisen und somit Geschwindigkeitsinformationen enthalten (ALBRECHT et al. 2004).

Bei LDA wird der Lichtstrahl eines Lasers in zwei Teilstrahlen gespalten. Die beiden Teilstrahlen werden mit einer Konvexlinse fokussiert und am Brennpunkt der Linse zum Schnitt gebracht. Am Schnittpunkt der beiden Laserstrahlen befindet sich das Messvolumen, das in der Strömung an der gewünschten Messstelle positioniert wird (Bild 22). Quert ein im Fluid suspendiertes Streuteilchen dieses Messvolumen, wird vom Empfänger ein Streulichtsignal registriert. Im Fall von Luftströmung dient in der BAW Nebel aus einem Wasser-Alkoholgemisch (siehe Kap. 6.2.1) als Streuteilchenquelle. Wenn die Streuteilchen hinreichend klein sind und keine Eigendynamik entwickeln, ist ihre Geschwindigkeit als lokale Geschwindigkeit des Fluids anzusehen.

Durch die Verwendung zweier Laserstrahlen können die horizontalen Richtungskomponenten v_x und v_y der Strömungsgeschwindigkeit ermittelt werden. Die vertikale Geschwindigkeitskomponente wurde in den bisherigen Untersuchungen vernachlässigt.

In den Luftmodellen für verkehrswasserbauliche Untersuchungen wird in der BAW 2D-LDA zur Ermittlung der Richtungskomponenten der Strömung in Querprofilen und in einer horizontalen Ebene parallel zur Deckplatte – und damit zum Naturwasserspiegel – eingesetzt.

Beispiel Bühnenmodell

Für die systematischen Untersuchungen unterschiedlicher Bühnenformen wurde ein Luftmodell als überhöhtes zweidimensionales halbes Flussmodell der

Mittelelbe konzipiert (Maßstäbe: Länge 1:365, Höhe 1:114). Im gesamten Untersuchungsbereich wurde sowohl im Flussbett als auch in den Bühnenfeldern mit der gleichen Strömungstiefe (modellierter Tiefe 28 mm, Natur 3,2 m) gearbeitet. Die Bühnen wurden vereinfacht mit einer Neigung (Kopf- und Seitenneigung gleich) von 1:1 im Luftmodell (entspricht einer Naturneigung von 1:3) modelliert.

In diesem Prinzipmodell wurden die Richtungskomponenten der Geschwindigkeit im Bühnenfeld und in der angrenzenden Hauptströmung hauptsächlich für umströmte Bühnen in einem Messraster (Rasterweite: Modell 2 bis 4 cm, Natur 7,3 bis 14,6 m) mittels LDA (und HDA) gemessen. Die Messung erfolgte in mehreren Ebenen parallel zum Wasserspiegel und Sohle.

Mit Hilfe des Programms >FIKS< (HENTSCHEL, 1997) wurden die Messwerte weiter verarbeitet, um die Veränderung der Strömungsmuster qualitativ und quantitativ darzustellen (Bild 23). >FIKS< (Flächiges Interpoliertes Koordinaten-Schema) wurde in der BAW entwickelt und dient der Darstellung und Auswertung flächig verteilter Daten. Die Originaldaten werden dazu auf ein rechteckiges Raster (äquidistante Matrix) interpoliert und somit zu einem Datenmodell verarbeitet. Den Elementen der Fläche (Lagekoordinaten) werden die Parameterwerte der z-Koordinate (Höhe) bzw. analoger Parameter (Temperatur, Geschwindigkeit v_x und v_y usw.) zugewiesen. Die Eigenschaften werden dabei als Werte farbig oder zusätzlich mit der Richtungsangabe (Vektorlänge entsprechend des Betrages) dargestellt.

Bild 23 zeigt die unterschiedliche Ausbildung der Strömungswalze bei umströmten Bühnen in der Ebene 12,5 mm (Natur 1,43 m) über der Sohle. Bei der Standardbühne (links) bildet sich eine große Walze mit geringen Geschwindigkeiten in Walzenmitte aus, während bei den geknickten Bühnen (rechts) die große Walze deformiert wird und zusätzlich eine kleine Sekundärwalze entsteht. Der Wasseraustausch zwischen

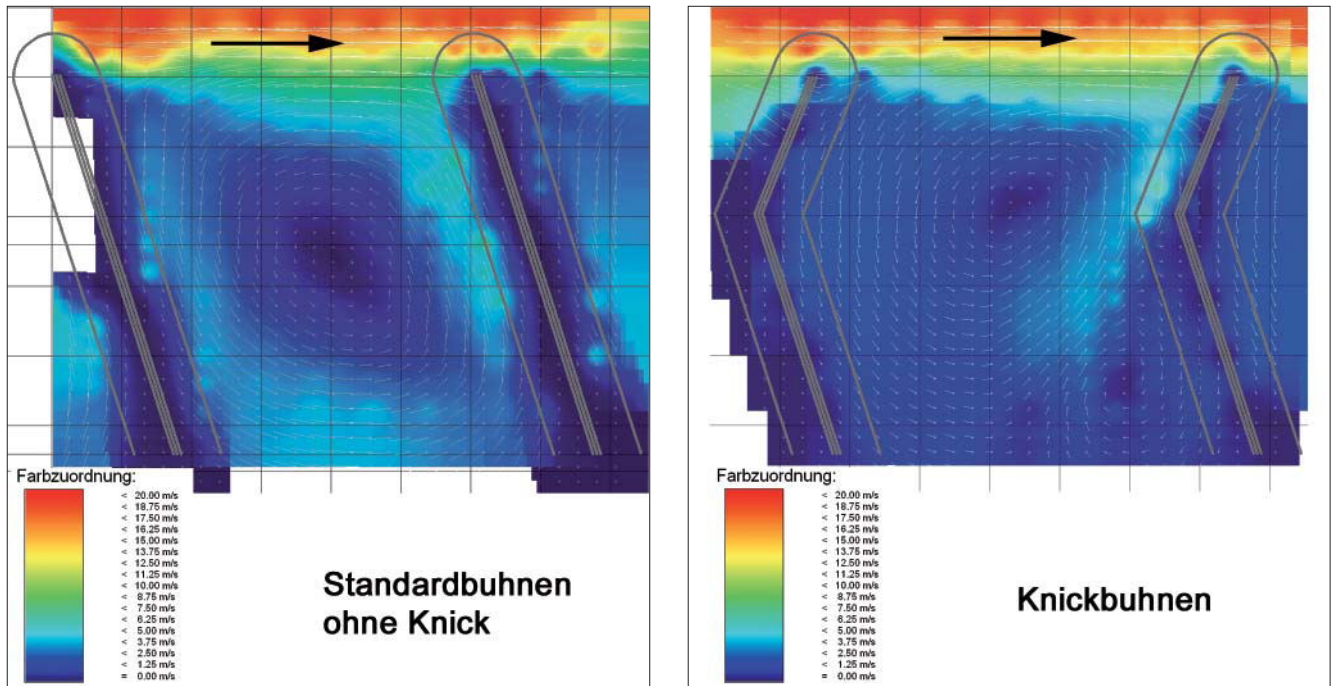


Bild 23: Luftmodell verschiedener umströmter Buhnenformen: Farbgrafik resultierender Geschwindigkeiten mit Vektoren (LDA)

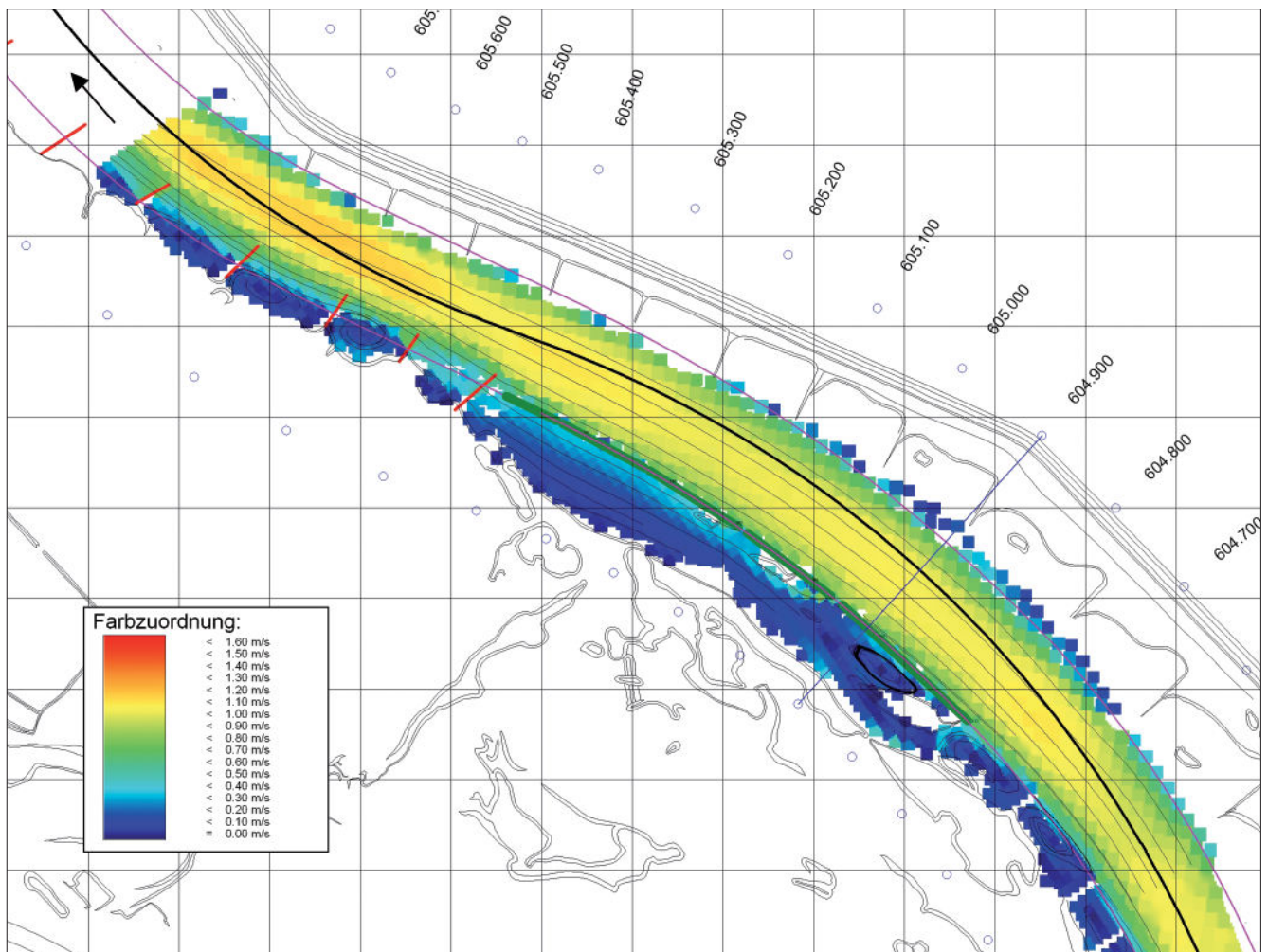


Bild 24: Fließgeschwindigkeitsdarstellung des Modells Oder Reitwein-Kietz, umströmte Bauwerke, Treibkörperdarstellung (LDA)

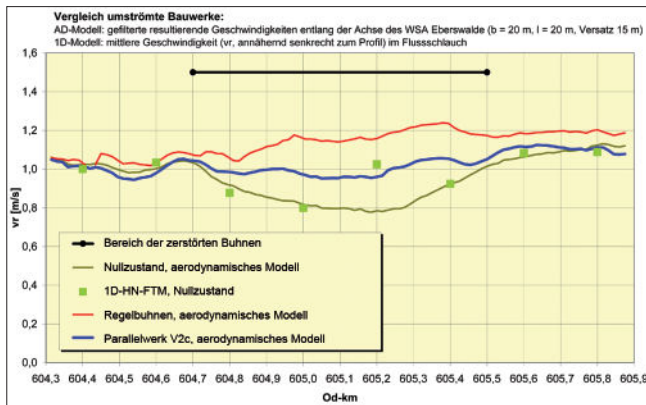


Bild 25: Mittlere resultierende Fließgeschwindigkeiten an der Wasseroberfläche für umströmte Bauwerke (LDA) für Luftmodell Oder bei Reitwein-Kietz

Hauptstrom und Bühnenfeld ist bei geknickten Bühnen auf Grund des kleineren Einströmwinkels und kleinerer Geschwindigkeiten geringer. Im Modell wurden bisher 30 Bühnenvarianten mit unterschiedlichen Knickwinkeln, Länge der Bühnenabschnitte, Bühnenfeldtiefe und verschieden angeordneten Bühnenkerben untersucht und mit Hilfe der LDA- und HDA-Geschwindigkeitsmessungen analysiert.

Beispiel: Odermodell Reitwein-Kietz

Hier wurde LDA ebenfalls eingesetzt, wobei eine Rastermessweite von 3 cm im Modell (Natur 10,5 m) gewählt wurde. Die Geschwindigkeitsmessungen erfolgten in der Ebene, die in der Natur dem Wasserspiegel entspricht. Die Messergebnisse wurden mit >FIKS< ausgewertet und dargestellt (Farbflächen der resultierenden Geschwindigkeiten für eine Variante mit Treibkörper-Bahnlinien, Bild 24, oder Differenzen mehrerer Varianten, Bild 26). Für weitere Auswertungen wurden für definierte Ausschnitte (Filterbereiche) mittlere Geschwindigkeiten und Standardabweichungen ermittelt und Schnitte (z. B. Längsschnitte in Bild 25) ausgewertet.

Die Differenzdarstellung der resultierenden Geschwindigkeiten zweier Varianten (in Bild 26 Parallelwerk und Bühnen) erlaubt die Erfassung der Unterschiede in der vermessenen Strömungsebene. Blaue Farbtöne zeigen eine Verringerung, gelbe und rote Farbtöne eine Erhöhung der Geschwindigkeiten an.

6.2.4 Particle Image Velocimetry

Particle Image Velocimetry (PIV) ist eine Methode zur flächigen Geschwindigkeitserfassung und -analyse (RAFFEL ET AL. 2001). Der Luftströmung werden dazu Teilchen zugeführt, deren Strömungsmuster im Laserlichtschnitt durch Rückstreuung sichtbar werden. Die zeitlich und räumlich hochauflösende flächige Geschwindigkeitserfassung basiert auf der Vektorisierung der Verschiebung der Strömungsmuster zwischen zwei

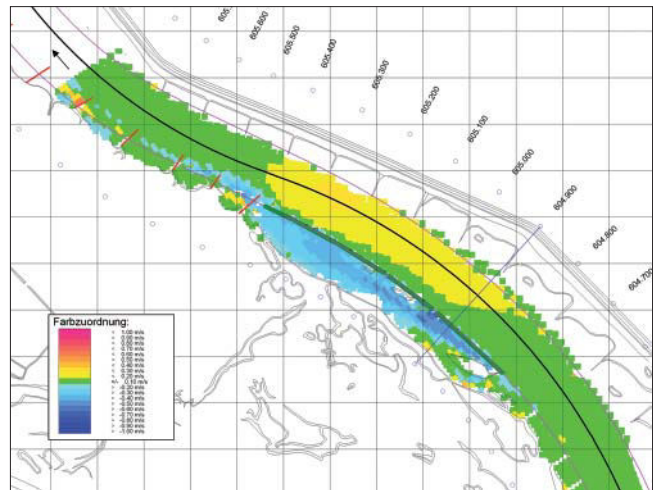


Bild 26: Differenz der Fließgeschwindigkeiten: Parallelwerksvariante – Istzustand, umströmte Bauwerke (LDA)

Bildaufnahmen (CCD-Bilder einer hochauflösenden Kamera). Zeitliche Folgen von Bildpaaren erlauben die Analyse der Bewegung charakteristischer Strömungsstrukturen bis in kleine turbulente Skalen.

PIV wurde für Luftmodelle getestet, da Verfahren zur schnellen Erfassung von Geschwindigkeiten in horizontalen Ebenen gesucht wurden, mit denen möglichst große Modellausschnitte berührungslos erfasst werden können. Die Tests wurden an einem idealisierten Flussmodell (siehe Kapitel 6.2.3) zur Untersuchung der Strömung im Umfeld von Bühnen durchgeführt.

In Wasserströmung konnte PIV bereits mit Erfolg eingesetzt werden (siehe WEITBRECHT ET AL. 2007, im vorliegenden Heft). In Luftströmung traten bei der PIV-Anwendung hauptsächlich folgende Probleme auf:

- Die Luftströmung ist nicht auf natürliche Weise mit Partikeln gesättigt, die durch das Laserlicht sichtbar gemacht werden können. Es mussten geeignete Rückstreuteilchen gefunden werden. Wegen des erforderlichen guten Folgeverhaltens sollte die Teilchengröße in Luftströmung 20 μm nicht überschreiten, sodass sehr kleine ($d = 0,8$ bis 20 μm) flüssige und feste Teilchen mit unterschiedlicher Dosieretechnik getestet wurden.
- In Luftmodellen gibt es keine freie Strömungsoberfläche. Um PIV einsetzen zu können, müssen die Rückstreuteilchen in der Messebene ausgeleuchtet werden (siehe WEITBRECHT ET AL. 2006, in diesem Heft). Soll eine horizontale Messebene ausgeleuchtet werden, muss der Laserstrahl durch Strahlumlenkung in das Luftmodell eingeleitet werden. Ein ursprünglich berührungsloses optisches Messsystem bedarf dazu eines Spiegels, der innerhalb der Strömung angeordnet wird. Somit ragt ein Körper in die Strömung hinein, der diese beeinflusst. Der Spiegel ist an die Durchführungsöffnungen in der Deckplatte gebunden und die Messmethode des-

halb nicht an beliebig wechselnden Messorten einsetzbar.

- Der Laser muss zur Sichtbarmachung der sehr kleinen Teilchen mit großer Energie betrieben werden, da für die im Luftmodell erforderliche Strahlumlenkung und –umformung ca. 70 % der Laserenergie benötigt werden. Die Oberfläche des in der Strömung befindlichen Umlenkspiegels verschmutzt sehr leicht.
- Es können derzeit nur Bildausschnitte von maximal 8 x 10 cm gemessen werden, was hauptsächlich der geringen Teilchengröße in Zusammenhang mit Bildauflösung und Laserleistung geschuldet ist. Bei Modellmaßstäben im Luftmodell (bei der Untersuchung von kleinräumigen Strukturen) zwischen 1:200 und 1:500 ergeben sich Ausschnitte in der Natur von 16 x 20 m bis maximal 40 x 50 m. Um größere Bereiche aufmessen zu können, müssten mehrere Bildausschnitte zusammengefasst werden, was mit langen Mess- und Auswertzeiten (und großen Datenmengen) verbunden ist. Verzerrungen am Bildrand müssen bei der Auswertung berücksichtigt werden.
- Durch die Notwendigkeit der praxisrelevanten Untersuchung im Nahfeld von Buhnen (z. B. Scherzone zwischen Haupt- und Buhnenfeldströmung) ergab sich die Situation, dass in Bereichen mit sehr unterschiedlichen Geschwindigkeiten gemessen werden musste (Hauptstrom sehr hohe, gerichtete Geschwindigkeiten; Buhnenfeld sehr geringe Geschwindigkeiten mit stark wechselnder Richtung). Solche Bereiche unterschiedlicher Geschwindigkeiten konnten nicht mit einem Bildausschnitt erfasst werden, sodass auch deshalb das Zusammenstellen verschiedener Bildausschnitte zur Gesamtauswertung erforderlich wurde.
- Da bei Versuchen im Flussbau nicht detaillierte, momentane Strömungsmuster (Wirbel) sondern zeitlich gemittelte Strömungserscheinungen („kohärente Strukturen“) relevant sind, wird diese kohärente Struktur durch eine Mittelung über einen ausreichenden Zeitabschnitt erfasst. Im Test am Luftmodell wurden über 250 Bilder zur Mittelwertbildung herangezogen.

PIV wird in der BAW derzeit nicht für flussbauliche Standarduntersuchungen in Luftmodellen eingesetzt, da diese Messtechnik besondere Untersuchungsbedingungen (Arbeitssicherheit), Spezialausrüstungen und auf PIV spezialisierte Ingenieure erfordert und für verkehrswasserbauliche Standarduntersuchungen zu aufwändig ist.

7 Fazit und Ausblick

Die aerodynamische Modellierung von Flusströmungen hat in den letzten 10 Jahren deutlich an Aussagekraft gewonnen. Das ist zum einen auf neue Modellierungsverfahren und zum anderen auf neue Verfahren bei Modellaufbau und Messung zurückzuführen. Mit den neuen Modellbau-Techniken können stark strukturierte Gelände besser abgebildet werden. Über die schnelle qualitative Variantenbewertung hinaus werden mehrere moderne Messverfahren im Routinebetrieb eingesetzt, mit denen im flussbaulichen Versuchswesen übliche quantitative Auswertverfahren angewendet werden können.

Luftmodelle können zur Untersuchung des Geschiebetransports als Tracermodelle für qualitative Untersuchungen zum Einsatz kommen, wobei ein bestehendes Luftmodell mit fester Sohle auch mit beweglicher Sohle betrieben werden kann. Luftmodelle können die Aussagekraft eindimensionaler numerischer Modelle erhöhen (Verbesserung der eindimensionalen Modelle für Teilgebiete mit komplexer Strömung) und werden ihrerseits häufig durch eindimensionale Modelle ergänzt (Detailuntersuchungen im Luftmodell). Luftmodelle können eingesetzt werden, wenn dreidimensionale Effekte die Strömung prägen oder der lokale Geschiebetransports qualitativ aufgezeigt werden soll.

Die Möglichkeiten und Grenzen des Einsatzes der verschiedenen derzeit einsatzbereiten aerodynamischen Modellierungsverfahren sind noch nicht umfassend untersucht worden, da sich in den letzten Jahren die Basis der Nutzer von Luftmodellen im wasserbaulichen Versuchswesen verkleinert hat und das Verfahren gegenüber numerischer Modellierung für Lehre und Forschung an Attraktivität verlor. So werden aerodynamische Bauwerksmodelle trotz ihrer Eignung im Wasserbau kaum noch eingesetzt, da hier die dreidimensionalen numerischen Modelle mit Erfolg Anwendung finden.

Dank der Fortschritte in Modellbau und Messtechnik hat sich die aerodynamische Modellierung zu einem Verfahren des wasserbaulichen Versuchswesens entwickelt, das größere Beachtung verdient. Derzeit sind an den Entscheidungsprozessen über bauliche Maßnahmen an den Flüssen zunehmend unterschiedliche Fachleute und interessierte Bürger beteiligt. Es ist deshalb erforderlich, Strömungs- und Transportvorgänge auch Fachfremden verständlich erläutern zu können. In solchen Diskussionsprozessen haben gegenständliche (Maßstabs-) Modelle den Vorteil, dass sie dem fachfremden Publikum oftmals leichter zugänglich gemacht werden können als numerische Modelle. Im Anschluss an die Untersuchungen können Luftmodelle als Funktions- oder Anschauungsmodelle an anderer Stelle (auch in senkrechter Position an Wänden) wieder aufgebaut werden. Auf Grund des vergleichsweise

geringen Platz- und Ausrüstungsbedarfs könnten Luftmodelle auch in der Lehre stärker zum Einsatz kommen.

8 Literaturverzeichnis

ALBRECHT, H.-E.; BORYS, M.; DAMASCHKE, N.; TROPEA, C. (2004): Laser Doppler- and Phase Doppler Measurement Techniques. Experimental Fluid Mechanics, Springer Verlag, Berlin, Heidelberg, New York

ALLEN, J. R. L. (1968): The Nature and Origin of Bedform Hierarchies, Amsterdam

ATV-DVWK (2003): Feststofftransportmodelle für Fließgewässer, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V., Hennef

BAGNOLD, R.A. (1978): Sediment Transport by Wind and Water, Kent

BAW (1997): Gutachten über hydraulische Untersuchungen der Rückdeichung Lenzen, Bundesanstalt für Wasserbau, Berlin, 1997 (unveröffentlicht)

BAW (2000): Untersuchung der Auswirkung von Maßnahmen im Elbevorland auf die Strömungssituation und die Flussmorphologie am Beispiel der Erosionsstrecke und der Rückdeichungsbereiche zwischen Wittenberge und Lenzen, Schlussbericht der Bundesanstalt für Wasserbau im Forschungsprojekt des Bundesministeriums für Bildung und Forschung „Ökologische Forschung in der Stromlandschaft Elbe (Elbe-Ökologie), Karlsruhe

BfG (1994): Kornzusammensetzung der Elbsohle von der tschechisch-deutschen Grenze bis zur Staustufe Geesthacht, Bundesanstalt für Gewässerkunde, BfG-0834 (unveröffentlicht), Berlin

BRUUN, H.H. (1995): Hot-Wire Anemometry, Oxford University Press

ECK, B. (1988): Technische Strömungslehre, Band 1: Grundlagen. Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg, New York

FAS (1985): Rauigkeits- und Geschiebeeinflüsse bei aerodynamischen Modellen, unveröffentlichter Forschungsbericht der Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau, Berlin

FAS (1987): Rationalisierung von Geschiebeuntersuchungen im Flussbau, unveröffentlichter Forschungsbericht der Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau, Berlin

FAS (1988): Kraftwerk Vockerode. Sicherung der Kühlwasserversorgung. Ergebnisse der aerodynamischen Untersuchungen, Berlin (unveröffentlicht)

FAULHABER, P. (1983): Ein Beitrag zur Anwendung aerodynamischer Modelle im wasserbaulichen Versuchswesen. In Wasserwirtschaft-Wassertechnik, Heft 8, Berlin, S. 274-276

FAULHABER, P. (1986): Aerodynamische Modellierung hydraulischer Abflüsse mit freier Oberfläche, Mitteilungen der Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau, Heft 50, Berlin, S. 71-152

FAULHABER, P. (1998) Kombination von aerodynamischen und numerischen Modellen zur Untersuchung von flussbaulichen Problemen. In Wasserbauliche Mitteilungen Heft 13 „100 Jahre Hubert-Engels-Laboratorium“, Institut für Wasserbau und Hydromechanik der TU Dresden, S. 215-224

GILJAROV, N.P. (1973): Modelirovanije retschnych potokov (Modellierung von Flussströmungen), Gidrometeorizdat, Leningrad

HENTSCHEL, B., KAUTHER, R. (2000): Hochgeschwindigkeitskamera im wasserbaulichen und geotechnischen Versuchswesen. In: Mitteilungsheft der Bundesanstalt für Wasserbau Nr.82, Karlsruhe, S. S. 119-121

HENTSCHEL, B. (1997): FIKS-Benutzerhandbuch, Bundesanstalt für Wasserbau, Berlin

HENTSCHEL, B. (2007a): Hydraulische Flussmodelle mit beweglicher Sohle. Im vorliegenden Mitteilungsheft der Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

HENTSCHEL, B. (2007b): Ein finites Differenzen Verfahren zur Strömungsanalyse. Im vorliegenden Mitteilungsheft der Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

HINCU, S.; FINKELSTEIN, A. (1963): Unele probleme ale analogiei hidroaerodinamice in modelarea proceselor de albie (Einige Fragen der hydro-aerodynamischen Analogie bei der Modellierung von Flussbettprozessen), Studii de hidraulica V, Bukarest

IKEDA, S. (1982): Incipient Motion of Sand Particles on Side Slopes. In: Proceedings ASCE, Journal of the Hydraulics Division, No. 1, New York, S. 95-114

KOBUS, H. (1984): Wasserbauliches Versuchswesen, DVWK-Schriften, Heft 39, Verlag Paul Parey, Berlin

LAWA, BMV (1998): Pegelvorschrift, Anlage D, Richtlinie für das Messen und Ermitteln von Abflüssen und Durchflüssen, Verlag Paul Parey, Hamburg und Berlin

LJATCHER, W. M.; PRUDOVSKI, A.M. (1971): Issledovani-
ja otkrytych potokov na napornych modeljach (Unter-
suchungen offener Strömungen an Druckmodellen),
Energia, Moskau

LJATCHER, W. M.; Prudovski, A.M. (1984): Gidravlitse-
skoje modelirovanije (Hydraulische Modellierung),
Energoatomisdat, Moskau

MATOUŠEK, V., SKALIČKA, J., JIŘINEC, P. (1983): Výmo-
ly kolem pilotových pilířů a jejich jímek (Auskolkungen
um Pfeiler und ihre Fangdämme), Výzkumný ústav
vodohospodářský, Prag

MERZKIRCH, W. (1987): Visualization, 2nd edition, Aca-
demic Press, New York

NESTMANN, F.; BACHMEIER, G. (1987): Anwendung von
Luftmodellen im strömungsmechanischen Versuchs-
wesen des Flussbaus. In: Mitteilungsblatt der Bundes-
anstalt für Wasserbau Nr. 61, Karlsruhe, S. 65-98

RAFFEL, M.; WILLERT, C.; KOMPENHANS, J. (2001): Parti-
cle Image Velocimetry. A Practical Guide. Experimental
Fluid Mechanics, Springer-Verlag Berlin, Heidelberg,
New York

SCHRÖDER, R.C.M. (1994): Technische Hydraulik, Kom-
pendium für Wasserbau, Springer-Verlag Berlin, Hei-
delberg, New York

SUMBAL, J. (1966): Problematika podobnosti pri aero-
dynamickom modelovaní riečnych procesov (Ähnlich-
keitsprobleme bei der aerodynamischen Modellierung
von Flussbettprozessen), Vyskumny Ustav Vodohos-
podarsky (Forschungsanstalt für Wasserwirtschaft),
Prace a studie 38, Bratislava

WEITBRECHT ET AL. (2007): Geschwindigkeitsmessungen
mit Particle-Image-Velocimetry: Labor- und Feldmes-
sungen. Im vorliegenden Mitteilungsheft der Bundes-
anstalt für Wasserbau, Karlsruhe

ZANKE, U. (1982): Grundlagen der Sedimentbewegung,
Springer-Verlag, Berlin, Heiderlberg, New York

9 Symbolverzeichnis

Bedeutung der Indizes:

x_n	Naturwert
x_m	Modellwert
x_r	Maßstabsverhältnis x_n/x_m
x_c	Wert bei Beginn der Geschiebebewegung
x_{grenz}	Grenzwert
\bar{x}	Mittelwert

d	Korndurchmesser	[m]
d_m	maßgebender Korndurchmesser nach MEYER-PETER $d_m = \frac{\sum_{i=1}^n d_i \cdot p_i}{100}$	[m]
	d_i = Siebgröße [mm], p_i = Masseanteil [%]	
d_{hy}	hydraulischer Durchmesser $d_{hy} = 4 \cdot r_{hy}$	[m]
D.	sedimentologischer Durchmesser $D. = \left(\frac{Re_*^2}{Fr_*}\right)^{1/3} = \left(\frac{\rho' \cdot g}{v^2}\right)^{1/3} \cdot d$	[-]
Eu	EULER-Zahl: Verhältnis Trägheitsreaktion zu Druckkraft $Eu = \frac{v}{\sqrt{2\Delta p / \rho}}$	[-]
Fr	FROUDE-Zahl: Verhältnis Trägheitsreaktion zu Schwerkraft $Fr = \frac{v}{\sqrt{g \cdot L}}$	[-]
Fr	FROUDE-Zahl des Kornes $Fr_* = \frac{v_*^2}{\rho' \cdot g \cdot d}$	[-]
g	Erdbeschleunigung	[m/s ²]
H	Höhe, Tiefe	[m]
H_m'	Gesamtströmungstiefe im Modell $H_m' = H_m + \Delta H$	[m]
I	Gefälle	[-]
k	absolute Rauheit, Sandrauheit	[m]
k_{St}	Rauheitsbeiwert nach Manning/Gauckler/Strickler $k_{St} \cong 1/n$	[m ^{1/3} /s]
L	Länge	[m]
n	Rauheitsbeiwert nach Manning/Gauckler/Strickler	[s/m ^{1/3}]
r	Radius	[m]
Re	REYNOLDS-Zahl: Verh. von Trägheitsreaktion zu Zähigkeit $Re = \frac{v \cdot L}{\nu}$	[-]
Re_*	REYNOLDS-Zahl des Kornes $Re_* = \frac{v_* \cdot d}{\nu}$	[-]
r_{hy}	hydraulischer Radius	[m]
Q	Durchfluss	[m ³ /s]
Q_{mod}	Durchfluss im modellierten Bereich des Luftmodells	[m ³ /s]
U	Ungleichförmigkeit d_{84}/d_{16}	[-]
v	Geschwindigkeit	[m/s]
v_{max}	maximale Fließgeschwindigkeit	[m/s]
v_*	Schubspannungsgeschwindigkeit $v_* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}} \cdot \sqrt{g \cdot H \cdot I}$	[m/s]
v_{*c}	Schubspannungsgeschwindigkeit am Geschiebebewegungsbeginn	[m/s]
Δ	Transportkörperhöhe	[m]
ΔH	zusätzliche Überhöhung im Luftmodell	[m]
ΔQ	Durchfluss im nicht modellierten Bereich des Luftmodells	[m ³ /s]
Δp	Druckdifferenz	[Pa]
λ	Widerstandsbeiwert nach DARCY-WEISBACH $\lambda = \frac{8g \cdot n^2}{r_{hy}^{1/3}}$	[-]
Λ	Transportkörperlänge	[m]
ν	kinematische Viskosität	[m ² /s]
ρ	Dichte ρ_S -Geschiebe-(Sediment)dichte, ρ_F -Fluidichte	[kg/m ³]
ρ'	relative Dichte $\rho' = \frac{\rho_S - \rho_F}{\rho_F}$	[kg/m ³]
τ_0	Schubspannung $\tau_0 = \rho \cdot g \cdot H \cdot I$	[N/m ²]

10 Glossar

Benennung	Einheit	Erklärung / Definition	Quelle
Abflussquerschnitt <i>(auch: Fließ-, Durchflussquerschnitt)</i>	[m ²]	Fläche normal zur Hauptströmungsrichtung, die von einer Flüssigkeit durchströmt wird.	DIN 4044, DIN 4047-5
Bewegliche Sohle		Gewässersohle mit Lockersedimenten, die auflanden und eintiefen kann.	
Volumenstrom	[m ³ /h]	Volumen, das sich je Zeiteinheit durch einen Querschnitt bewegt. Einheit bei Gasanlagen. Der Betriebsvolumenstrom gibt in Luftmodellen den effektiven Volumenstrom der verdichteten Luft an bei bestimmten Betriebsverhältnissen (Klimaparameter sind beim Vergleich zu berücksichtigen). Der Normvolumenstrom gibt den Volumenstrom für theoretische Vergleichswerte an (0°C, 760 mm HG, 1,294 kg/m ³). <i>Siehe Durchfluss.</i>	DIN 1945
Buhne		Quer zum Ufer liegendes Bauwerk zur seitlichen Begrenzung des Abflussquerschnitts und/oder zum Schutz des Ufers.	DIN 4054
Durchfluss (Q)	[l/s, m ³ /s]	Wasservolumen, das einen bestimmten Querschnitt in der Zeiteinheit durchfließt. <i>Anmerkung: unabhängig von der Zuordnung zu einem Einzugsgebiet; sonst Abfluss, technisch auch Volumenstrom</i>	DIN 4044 DIN 4049-3
Flussbett (Gewässerbett)		Abflussquerschnitt zwischen den befestigten Ufern ohne Vorländer bzw. Altwasser.	DIN 4049-1
Geländemodell		gegenständliches oder digitales Modell der Topografie (Geländeoberfläche)	
Geschiebe		Feststoffe, die nur im Bereich der Gewässersohle mit Kontakt zu derselben bewegt werden.	DIN 4049-3 DIN 4044
HDA		Hitzdraht-Anemometrie	
LDA		Laser-Doppler-Anemometrie	
Modell (Strömungsmodell, Feststofftransportmodell)		Schematische Nachbildung eines Systems bezüglich ausgewählter Eigenschaften und Vorgänge. Im Flussbau ursprünglich maßstäblich verkleinertes gegenständliches Modell (DIN 4049-1). Heute umfassender verwendet z.B. auch für mathematische (statistische, hydrodynamisch-numerische) Modelle oder für „Modellvorstellungen“. <i>Je nach Berücksichtigung des zeitlichen Verhaltens der Vorgänge unterscheidet man stationäre und instationäre Modelle.</i>	vgl. DIN 4049-1
Maßstabs-Modell,		gegenständlich, physisch, physikalisch, engl.: scaled model, maßstäblich verkleinerte Modelle	
Modell, aerodynamisch		Maßstabsmodell, in dem unter Ausnutzung der Analogie von Wasser- und Luftströmung Strömung unter Druck zur Simulation von Natur-Wasserströmungen mit freier Oberfläche genutzt wird	
Modell, hydraulisch		Maßstabsmodell, maßstäblich verkleinertes Modell mit Strömungsfluid Wasser	
Parallelwerk, <i>auch Längswerk, umgangssprachlich immer noch Leitwerk</i>		In Fließrichtung liegendes Regelungsbauwerk zur seitlichen Begrenzung des Abflussquerschnittes.	DIN 4054
PIV		Particle Image Velocimetry	

Verfahren der optischen Triangulation zur räumlich-zeitlich aufgelösten Bestimmung von Wasserspiegelhöhen in hydraulischen Modellen

PROF. DR. HABIL. HANS-GERD MAAS; DIPL.-ING. CHRISTIAN MULSOW; DIPL.-ING. TORSTEN PUTZE; INSTITUT FÜR PHOTOGRAMMETRIE UND FERNERKUNDUNG, TU DRESDEN

Kurzfassung

Verfahren der optischen Triangulation auf der Basis einer Kamera und einer Laserlichtschichtprojektion stellen ein vielseitiges Messverfahren zur Bestimmung von Oberflächenmodellen dar. Sie bieten bei einer relativ einfachen Hard- und Softwarekonfiguration ein gutes Genauigkeitspotenzial bei der Bestimmung von Oberflächenprofilen und sind außerdem besonders für die Messung an bewegten Objekten geeignet.

Auf Grund der spiegelnden Reflektion sind Triangulationsverfahren zunächst nicht für die Messung auf Wasseroberflächen geeignet. Daher wird das Verfahren so erweitert, dass die spiegelnde Reflektion einer Laserlichtschicht von der Wasseroberfläche auf eine Vertikalebene projiziert und dort von einer orthogonal dazu angeordneten Kamera aufgenommen wird. Die Position der Linie auf der Projektionsebene wird dabei durch die Wasserspiegelhöhe sowie durch wellenbedingte Neigungen bestimmt. Zur Trennung der beiden Effekte und korrekten Wasserspiegelhöhenbestimmung werden zwei Verfahren vorgeschlagen: Durch die Aufnahme kurzer Bildsequenzen und einfache Verfahren der Bildsequenzverarbeitung entstehen Akkumulatorbilder, welche eine weitgehend wellengangsunabhängige Wasserspiegelbestimmung erlauben. Eine strenge Lösung auf der Basis einer Doppelprojektion der reflektierten Laserlichtschicht auf zwei parallele vertikale Projektionsflächen erlaubt darüber hinaus die simultane Bestimmung von Wasserspiegelhöhe und Oberflächennormale.

Praktische Tests des Verfahrens beweisen seine Anwendbarkeit und sein Genauigkeitspotenzial. Bezogen auf ein Gesichtsfeld einer Breite von 70 cm wurde in Versuchsmodellen eine Höhengenaugkeit deutlich unter 0,1 mm verifiziert.

1 Einleitung

Die Bestimmung von Wasserspiegellagen in hydraulischen Modellen stellt eine häufige Messaufgabe im hydromechanischen Versuchswesen dar. Als etablierte Messwerkzeuge werden hier beispielsweise Stechpegel oder Ultraschallsensoren eingesetzt. Diese Werkzeuge liefern zunächst punktförmige Messungen; zur Generierung von Höhenprofilen müssen entweder mehrere Sensoren simultan eingesetzt werden oder Messsysteme müssen traversiert werden. Dagegen erlaubt der Einsatz optischer Messverfahren auf der Ba-

sis bildgebender Sensoren simultane Messungen an einer großen Anzahl von Messpunkten.

Auf Grund der optischen Eigenschaften von Wasseroberflächen scheiden klassische stereo-photogrammetrische Techniken der Generierung von Oberflächenmodellen zunächst aus. Durch eine Markierung der Wasseroberfläche, beispielsweise mit Partikeln oder Farbstoffen, kann die für eine stereoskopische Auswertung benötigte Textur zwar generiert werden, doch wird die damit verbundene Kontamination von Versuchsanlagen in vielen Anwendungen eine unakzeptable Beeinträchtigung darstellen. Eine Alternative zur physikalischen Markierung von Wasseroberflächen ergibt sich durch eine optische Markierung durch die Projektion von Lichtmustern. Als einfachstes Verfahren hat sich hier in industriellen Messsystemen die optische Triangulation im Laserlichtschnittverfahren etabliert. Das Grundprinzip des Verfahrens beruht auf der Projektion einer durch eine Laserdiode und eine Zylinderlinse erzeugten Laserlichtschicht auf eine Objektoberfläche. Bei Verwendung einer Powell-Linse wird diese ein rechteckförmiges Intensitätsprofil aufweisen. Die projizierte Linie wird durch eine Kamera unter einer Parallaxe aufgenommen (Bild 1). Bei kontrolliertem Umgebunglicht und Ausrüstung der Kamera mit einem auf die Wellenlänge des Lasers abgestimmten Interferenzfilter wird im Bild der Kamera nur das beleuchtete Oberflächenprofil sichtbar sein. Dieses kann durch Methoden der Bildanalyse automatisch extrahiert und über die Kalibrierung des Gesamtsystems metrisch ausge-

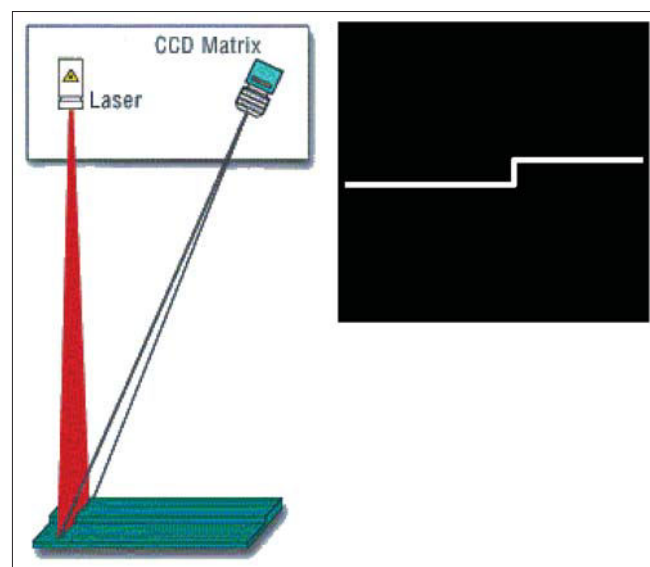


Bild 1: Grundprinzip der Laserlichtschichttriangulation

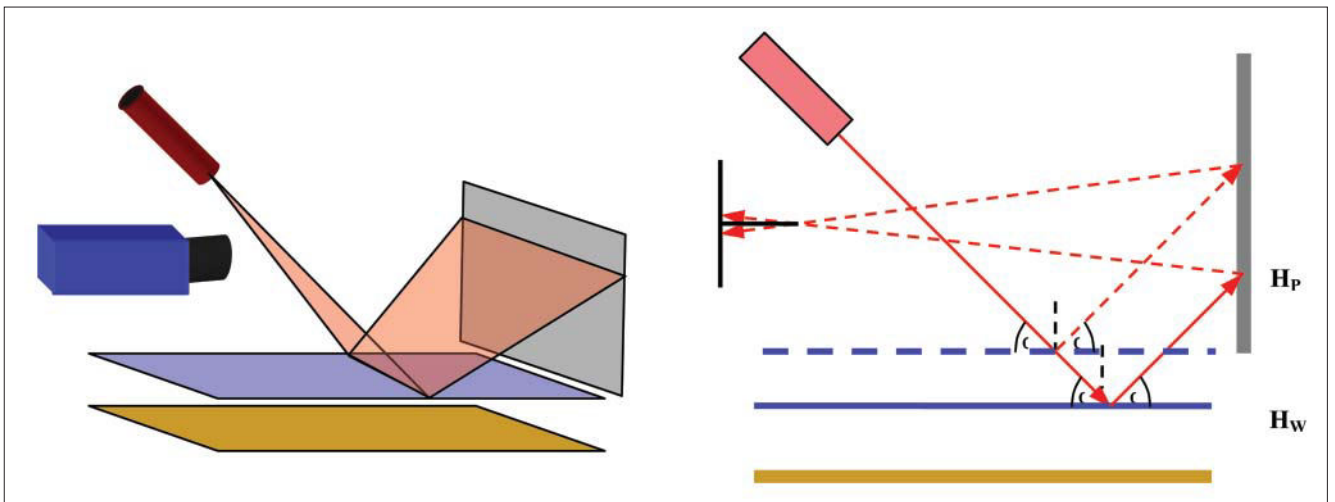


Bild 2: Laserlichtschichttriangulation mit vertikaler Projektionsfläche

wertet werden. Die maximale räumliche Auflösung ergibt sich durch die Anzahl der Bildspalten der Kamera. Durch Mittelung über mehrere Spalten kann eine Genauigkeitssteigerung erzielt werden. Bei einer Objektdimension von einem Meter sind dabei Höhengenaugkeiten von deutlich unter 0,1 mm möglich.

Eine Grundbedingung für den Einsatz der Laserlichtschichttriangulation ist jedoch die Annahme einer diffusen Reflektion an der Objektoberfläche. Diese ist bei Wasseroberflächen nicht gegeben. Vielmehr wird die Laserlichtschicht an einer ungetrübten Wasseroberfläche teilweise gespiegelt und teilweise nach Snellius gebrochen. Im Folgenden wird daher eine Erweiterung der Laserlichtschichttriangulation für den Einsatz auf spiegelnden Oberflächen vorgestellt.

2 Laserlichtschichttriangulation auf spiegelnden Oberflächen

Zur Visualisierung der spiegelnden Reflektion von der Wasseroberfläche wird das Konzept der Laserlichtschichttriangulation um eine vertikale ebene Projektionsfläche erweitert (Bild 2). Die an der Wasseroberfläche gespiegelte Laserlichtschicht wird auf die Projektionsebene projiziert und dort durch eine senkrecht dazu angeordnete Kamera aufgenommen.

Wie aus Bild 2 ersichtlich, hängt die Höhe der Projektion (H_p) von der Wasserspiegelhöhe (H_w) ab. Nach [Maas et al., 2003] ergibt sich dabei eine Sensitivitätsverdoppelung mit

$$\partial H_p / \partial H_w = 2$$

Weiter kann gezeigt werden, dass dieses Verhältnis unabhängig vom Einfallswinkel der Laserlichtschicht auf die Wasseroberfläche ist. Der optimale Einfallswinkel liegt somit bei 45° , da sich hier die minimale Breite der Linie auf dem Projektionsschirm ergibt.

Bei Verwendung einer Kamera mit einem Bildformat von 1300×1000 Pixel und Auswertung mit Subpixel-

operatoren ergibt sich bei einer angenommenen Bildmessgenauigkeit von $1/20$ Pixel eine Relativgenauigkeit von $1 : 20.000$ des vertikalen Gesichtsfeldes. Bei einer Profilbreite von 1,30 m übersetzt sich dies in eine Höhengmessgenauigkeit von 0,025 mm. Kameras dieses Bildformats bieten üblicherweise Bildraten von 25 - 100 Bildern pro Sekunde, wodurch räumlich-zeitlich aufgelöste Messungen ermöglicht werden. Das System erzeugt damit, wenn es quer zur Fließrichtung eines hydraulischen Modells angeordnet wird, zeitaufgelöste Messungen von Querprofilen des Wasserspiegels. Durch Traversierung des Messsystems sind auch flächenhaft aufgelöste Messungen möglich.

Ein offensichtliches Defizit des gezeigten Ansatzes liegt in der Tatsache, dass die Höhe der Projektion der spiegelnden Reflektion auf der Projektionsebene nicht nur von der Wasserspiegelhöhe, sondern auch von der lokalen Wasserspiegelneigung beeinflusst wird (Bild 3). Selbst leichter Wellengang auf der Wasseroberfläche führt somit je nach Hebelarm zu einer beträchtlichen Verfälschung der Messung.

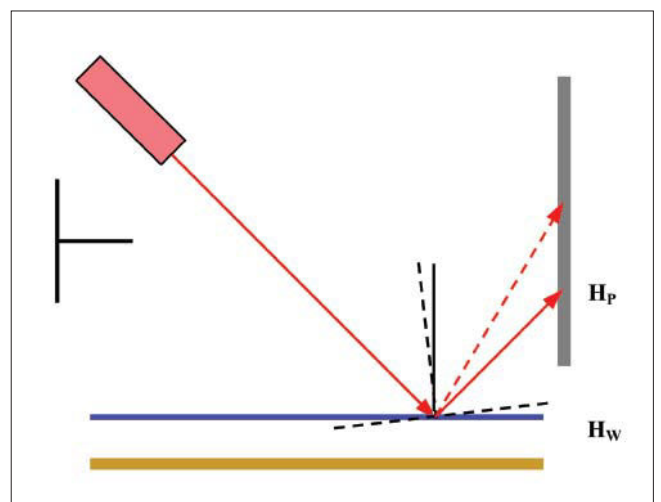


Bild 3: Einfluss von Wasserspiegelneigungen

Eine mögliche Lösung dieses Defizits ergibt sich durch die Aufnahme kurzer Bildsequenzen statt einzelner Bilder: In einer Bildsequenz mit einer Länge von mindestens einem Wellenzyklus wird sich die projizierte Linie im Bildraum je nach maximaler Wellenneigung über einen bestimmten Bereich auf und ab bewegen. Unter Annahme von Symmetrieeigenschaften eines primär in Fließrichtung ausgeprägten Wellenmusters kann die Mitte zwischen den oberen und unteren Extremwerten der Linienprojektion als Maß für die Wasserspiegelhöhe angenommen werden. Der Abstand zwischen den Extremwerten ist gleichzeitig ein Maß für die maximale Wellenneigung in Fließrichtung.

Eine sehr effiziente Methode der Ermittlung der für die Höhenbestimmung relevanten mittleren Linienposition ergibt sich durch die Anwendung eines Maxstore-Algorithmus. Dieser speichert in Echtzeit während der Aufnahme in einem Akkumulatorbild für jedes Bildpixel den höchsten Intensitätswert über die Länge der Bildsequenz. Dadurch erweitert sich im Akkumulatorbild die projizierte Linie zu einem horizontalen Band (Bild 4), aus dem bildspaltenweise durch Mittelung der oberen und unteren Kante die mittlere Lage der Projektion und damit die wellengangsunabhängige Höhenlage des Wasserspiegels ermittelt werden kann.

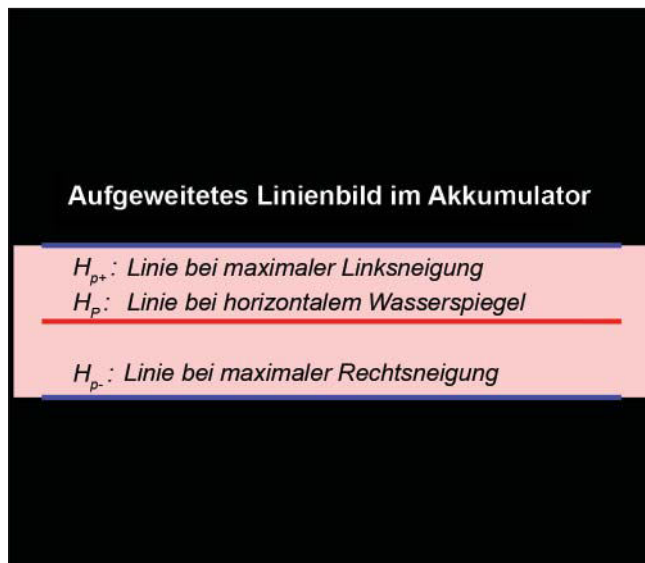


Bild 4: Bandförmige Abbildung im Akkumulatorbild

Die geometrische Modellierung des Ansatzes und die Ermittlung der Wasserspiegelhöhe aus der Bestimmung der mittleren Lage der erweiterten Linie im Akkumulatorbild wird in [Maas et al., 2003] beschrieben. Praktische Versuche ergaben Genauigkeiten von besser als 0,1 mm, bezogen auf ein Gesichtsfeld von 70 cm Breite; bei ruhigem Wasserspiegel wurde sogar eine Genauigkeit von 0,03 mm erreicht. Es ist jedoch festzuhalten, dass das Verfahren auf Grund der Annahme eines symmetrischen Wellenmusters lediglich eine Näherungslösung darstellt, welche nur bei leichtem Wellengang anwendbar sein wird.

3 Laserlichtschichttriangulation mit doppelter Projektionsfläche

Eine strenge Lösung, welche nicht an Annahmen zur Symmetrie des Wellenmusters gebunden ist, ergibt sich durch die Verwendung zweier paralleler Projektionsflächen, wobei ein an der Wasseroberfläche gespiegelter Laserstrahl durch eine erste semi-transparente Projektionsebene auf eine parallel dazu angeordnete zweite Ebene abgebildet wird (Bild 5). Wird nun statt der über eine Zylinderlinse erzeugten Laserlinie eine über eine Diffraktionsoptik erzeugte Reihe von diskreten Laserpunkten projiziert, so lässt sich für jeden Punkt durch den Schnitt des sich aus den beiden Projektionen H_{p1} und H_{p2} ergebenden Vektors mit dem zugehörigen Projektionsstrahl des Lasers die Wasserspiegelhöhe unabhängig von der wellenbedingten Neigung bestimmen. Gleichzeitig ergibt sich aus der Richtung des Vektors H_{p1} - H_{p2} die lokale Wasserspiegelnormale, aus der man die beiden Komponenten der Wasserspiegelneigung erhält.

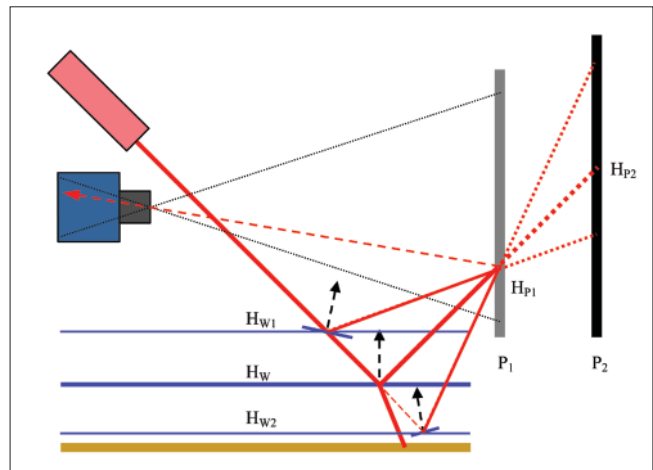


Bild 5: Laserlichtschichttriangulation mit doppelter Projektionsfläche

Eine detaillierte Beschreibung des Ansatzes findet sich in [Mulsow et al. 2006].

Dieser Ansatz auf der Basis zweier paralleler Projektionsebenen bietet den Vorteil einer strengen Lösung. Als Nachteil steht dem ein höherer instrumenteller Aufwand und eine sehr aufwändige geometrische Modellierung und Kalibrierung gegenüber.

Literatur

MAAS, H.-G., HENTSCHEL, B., SCHREIBER, F., 2003: An optical triangulation method for height measurements on water surfaces. Videometrics VIII (Electronic Imaging 2003), Ed. S. El Hakim, SPIE Proceedings Series Vol. 5

MULSOW, C., SCHULZE, M., WESTFELD, P., 2006: An optical triangulation method for height measurements on

instationary water surfaces. International Archives of
Photogrammetry and Remote Sensing, Vol. 36 Part 5

Geschwindigkeitsmessungen mit Particle-Image-Velocimetry: Labor- und Feldmessungen

DR. VOLKER WEITBRECHT, INSTITUT FÜR HYDROMECHANIK, UNIVERSITÄT KARLSRUHE

DR. MARIAN MUSTE, IOWA INSTITUTE OF HYDRAULIC RESEARCH, UNIVERSITY OF IOWA

DR. JEAN-DOMINIQUE CREUTIN, LABORATOIRE D'ÉTUDES DES TRANSERTS EN HYDROLOGIE ET ENVIRONNEMENT,
UNIVERSITÉ DE GRENOBLE

PROF. GERHARD H. JIRKA, PH. D., INSTITUT FÜR HYDROMECHANIK, UNIVERSITÄT KARLSRUHE

Kurzfassung

Zur berührungslosen Erfassung von Geschwindigkeitsfeldern werden vermehrt Methoden eingesetzt, die auf der Auswertung optisch erfasster Partikelgruppen bzw. Intensitätsmuster in Strömungen beruhen und unter dem Namen Particle-Image-Velocimetry (PIV) zusammengefasst werden. Unter dem Einsatz von Laserlichtschnitten können Messungen im Wasserkörper durchgeführt werden, während Geschwindigkeiten an der Wasseroberfläche mit konventioneller Beleuchtung erfasst werden können, die in vielen Fällen von Flachwasserströmungen eine Analyse der Strömungssituation erlauben. An zwei Beispielen aus Labormessungen zur Untersuchung von Buhnen- bzw. Zylinderumströmungen werden die Möglichkeiten von Oberflächen-PIV vorgestellt. Zur Anwendung im Feld werden PIV-Messungen gezeigt, bei denen die Oberflächengeschwindigkeit an einem Fluss durch einfache Videoaufzeichnung erfasst wurde, ohne die Verwendung zusätzlicher Tracermaterials an der Wasseroberfläche.

1 Einleitung

Die rasante Entwicklung auf den Gebieten der Optik, Videotechnik, Lasertechnik, Elektronik und Computertechnik führte in den letzten drei Jahrzehnten zu einer neuen Generation videobasierter Messtechnik, die unter der Bezeichnung Particle-Image-Velocimetry (PIV) zur berührungslosen Bestimmung von Geschwindigkeitsfeldern eingesetzt wird [Adrian 1991, Prasad 2000]. Als logische Konsequenz dieser Entwicklung in Verbindung mit der Vielzahl an strömungsmechanischen Fragestellungen wurden in den letzten Jahren diverse Varianten von PIV-Systemen als Komplettsystem für spezielle Fragestellungen auf den Markt gebracht.

Im Gegensatz zur Particle-Tracking-Velocimetry, bei der einzelne Partikel verfolgt und ausgewertet werden, liegt die Grundidee der PIV-Technik in der Auswertung optisch erfasster Partikelgruppen bzw. Intensitätsmuster, die durch eine Strömung bewegt werden. Der zurückgelegte Weg dieser Partikelgruppen bzw. Intensitätsmuster innerhalb einer bekannten Zeit wird dann hinsichtlich der Geschwindigkeit ausgewertet. Die PIV-Technik bietet damit die Möglichkeit, herkömmliche Methoden zur qualitativen Strömungssichtbarmachung effektiv zur quantitativen Beschreibung einer Strömungssituation zu verwenden.

Anders als herkömmliche Instrumente, die Geschwindigkeitsmessungen an einem Punkt oder entlang einer Linie (Profiler) aufnehmen können, liefert ein PIV-System instantane flächenhafte Vektorfelder, die einen Bereich von wenigen mm² bis zu mehreren km² abdecken können. Die hohe räumliche Auflösung der Vektorfelder erlaubt neben der Erfassung der Geschwindigkeiten auch die direkte Visualisierung und Interpretation einer Strömung hinsichtlich der Strömungsmuster (z. B. Wirbelgrößen), die normalerweise durch eine Analyse der punktuell gemessenen Zeitreihe zurückgerechnet werden müssen. Damit wird PIV auch zu einer idealen Ergänzung bzw. Validierung zwei- bzw. dreidimensionaler numerischer Simulationen. Der Einsatz stereoskopischer Systeme unter Verwendung mehrerer Kameras erlaubt für manche Anwendungen auch die Auswertung der Geschwindigkeitskomponenten in der dritten Raumrichtung, sodass ein quasi-dreidimensionales Messverfahren zur Verfügung steht [Lin und Rockwell 1997]. Im Weiteren wird in diesem Artikel ausschließlich auf zweidimensionales PIV eingegangen.

Anwendung findet die PIV-Technik in einer Vielzahl von Fragestellungen der Strömungsmechanik [Adrian 1991], [Grant 2000], wobei sich die Ausdehnung der untersuchten Messfelder sowie die untersuchten Geschwindigkeiten um mehrere Größenordnungen unterscheiden können. Der Einsatz von PIV ist jedoch nicht auf Fluidbewegungen beschränkt. In einer Studie von [Nübel und Weitbrecht 2002], wurde PIV eingesetzt, um in einem Laborversuch erzeugte Scherfugen in granularem Material zu lokalisieren. Die ursprüngliche PIV-Technik zur Geschwindigkeitsmessung im Wasserkörper bedient sich der Möglichkeiten eines doppelgepulsten Laserlichtschnittes zur Visualisierung von Partikeln und zur Definition der Messebene. In diesem Fall werden bei der Verwendung von typischen PIV-Lasern Messfenster bis zu einer maximalen Ausdehnung von ca. 20 x 20 cm² erreicht. Typische Anwendungen sind technische turbulente Strömungen aus den Bereichen des Maschinenbaus oder der Verfahrenstechnik (z. B. Verbrennungsvorgänge in Motoren), die Anwendung in Modellstudien des wasserbaulichen Versuchswesens (z. B. Schützunterströmung, [Lausen und Weitbrecht 1999]) sowie in vielen Bereichen der Grundlagenforschung zu turbulenten Strömungen. In grundlegenden Untersuchungen zur Wirbeldynamik setzten beispielsweise [Lin und Rockwell 1997] ein 3-D PIV System ein,

während [Herlina und Jirka 2004] 2-D PIV in einem 16 cm² Messfeld direkt an der Wasseroberfläche in einem Turbulenztank zur Untersuchung des Gasaustauschs einsetzen.

Eine weitere wesentliche Anwendung der PIV-Technik findet sich in der Beschreibung von Gerinneströmungen durch die Auswertung der Oberflächengeschwindigkeiten. Eine Interpretation der Oberflächengeschwindigkeiten hinsichtlich des gesamten Strömungsgeschehens ist im Fall von Flachwasserströmungen [Jirka und Uijtewaal 2004] wegen deren stark zweidimensionalen Charakters oftmals möglich ([Weitbrecht et al. 2002]). Auf Grund der einzuhaltenden Modellgesetze zur Reproduktion der maßgeblichen Strömungsphänomene werden in diesem Fall oftmals Messfelder in der Größenordnung von mehreren m² notwendig. Die Messebene ist dabei durch die Wasseroberfläche gegeben, die mit schwimmenden Tracerteilchen beaufschlagt wird. Zur Beleuchtung werden meistens kontinuierliche Lichtquellen verwendet. Diese Art der Messungen sind in der Literatur unter dem Namen Oberflächen-PIV oder Large-Scale-PIV (LSPIV) zu finden ([Fujita et al. 1998], [Weitbrecht et al. 2002], [Meselhe et al. 2004]). In Abschnitt 3 werden Messungen zur Charakterisierung der Umströmung zylindrischer Hindernisse bzw. Buhnenströmungen in Flachwasserströmungen dargestellt.

Ein nicht zu vernachlässigender Aspekt bei PIV-Messungen sind oftmals die zu erfüllenden Sicherheitsauflagen bei der Verwendung der extrem leistungsstarken PIV-Laser [Lausen und Weitbrecht 1999]. Im Fall der Oberflächen-PIV Messungen bzw. LSPIV-Messungen erfolgt die Beleuchtung der Messfläche über natürliches Tageslicht oder konventionelle Strahler, wodurch das Sicherheitsproblem in den Wasserbaulabors entfällt.

2 PIV-Grundlagen

Unter dem Oberbegriff PIV können sehr verschieden zusammengestellte Systeme bzw. verschiedenartige Bildaufnahmetechniken zusammengefasst werden. Eine gute Übersicht dazu liefern die Übersichtsartikel von [Adrian 1991] bzw. [Prasad 2000], das Buch von [Raffel et al. 1998], bzw. das Sonderheft aus „Measurements Science and Technology“ von [Kompenhans und Tropea 1997].

Die PIV-Technik basiert auf der Auswertung optisch erfasster Partikel bzw. Intensitätsmuster, die durch eine Strömung bewegt werden. Der zurückgelegte Weg dieser Partikel bzw. Intensitätsmuster innerhalb einer bekannten Zeit wird dann hinsichtlich der Geschwindigkeit ausgewertet. Ein wesentliches Unterscheidungsmerkmal verschiedener PIV-Systeme liegt in der Verwendung der Autokorrelations- bzw. Kreuzkorrelations-technik. Im ersten Fall werden die Geschwindigkeits-

vektoren aus einer doppelbelichteten Einzelaufnahme ermittelt, während im Fall der Kreuzkorrelationstechnik die Verschiebung der Partikel aus zwei zeitlich aufeinander folgenden Bildern berechnet wird. Da im Fall der Autokorrelationstechnik zwar die Richtung bzw. der Betrag der Geschwindigkeiten, nicht jedoch das Vorzeichen erfasst werden kann und inzwischen die Kamerageschwindigkeit meist keinen limitierenden Faktor mehr darstellt, wird fast ausschließlich die Kreuzkorrelationstechnik angewendet, welche die Grundlage für die weiteren Ausführungen darstellt.

2.1 Elemente eines PIV-Systems

Wie in Bild 1 zu erkennen ist, besteht ein PIV-System aus den folgenden vier wesentlichen Komponenten: zu detektierende Partikel, Beleuchtungseinheit, Aufnahmeeinheit und Auswerteeinheit [Raffel et al. 1998], wobei sich die einzelnen Komponenten je nach Anwendung deutlich unterscheiden können. Hersteller, die Komplettsysteme für PIV im Wasserkörper bzw. Oberflächen-PIV anbieten, sind beispielsweise: LaVision, ILA, Polytec, TSI, Oxford Lasers und Optical Flow Systems.

2.1.1 Partikel

Um die Strömung für die Aufnahmeeinheit sichtbar zu machen, müssen der Strömung für die meisten Anwendungen Tracermaterialien, meist in Form runder Partikel, zugesetzt werden. Je nach Anwendung, in Abhängigkeit der Fluideigenschaften (Dichte), der Größe des Beobachtungsfeldes, der benötigten räumliche Auflösung, Art der PIV-Messung (LSPIV oder PIV im Wasserkörper), stellen sich andere Anforderungen an die Beschaffenheit der zu verwendenden Partikel. Ausführlich werden das Reflektionsverhalten, das Strömungsfolgevermögen, die benötigten Partikelgrößen, Partikeldichte und Partikelanzahl in Melling 1997 diskutiert. Grundsätzlich kann gesagt werden, dass ein einzelner Vektor aus einem gesamten Vektorfeld typischerweise für ein Feld von 32 x 32 Pixeln des Kamerachips steht. In diesem Feld, das in der Literatur als ‚Interrogation-Area‘ beschrieben ist, sollten zur Berechnung des Vektors mindestens drei Tracerpartikel in zwei aufeinander folgenden Bildern abgebildet sein. Ein optimaler Wert für die Partikeldichte wird in der Literatur mit sechs Partikeln pro Interrogation Area angegeben [Raffel et al. 1998]. Aus dieser Überlegung ergeben sich für ein Messfeld, das mit einer 1024 x 1024 Pixel Kamera aufgenommen wurde und in 32 x 32 Pixel große ‚Interrogation Areas‘ aufgeteilt wurde, eine Mindestanzahl von 3300 gleichverteilten Partikeln in der Messebene. Die Größe der einzelnen Partikel hängt von der Größe des Messfeldes, der zur Verfügung stehenden Kameraauflösung und der benötigten räumlichen Auflösung ab. Zum Erreichen größtmöglicher Genauigkeit muss ein Partikel auf mindestens vier Pixeln des Kamerachips abgebildet sein. Kann dieses Kriterium nicht erreicht

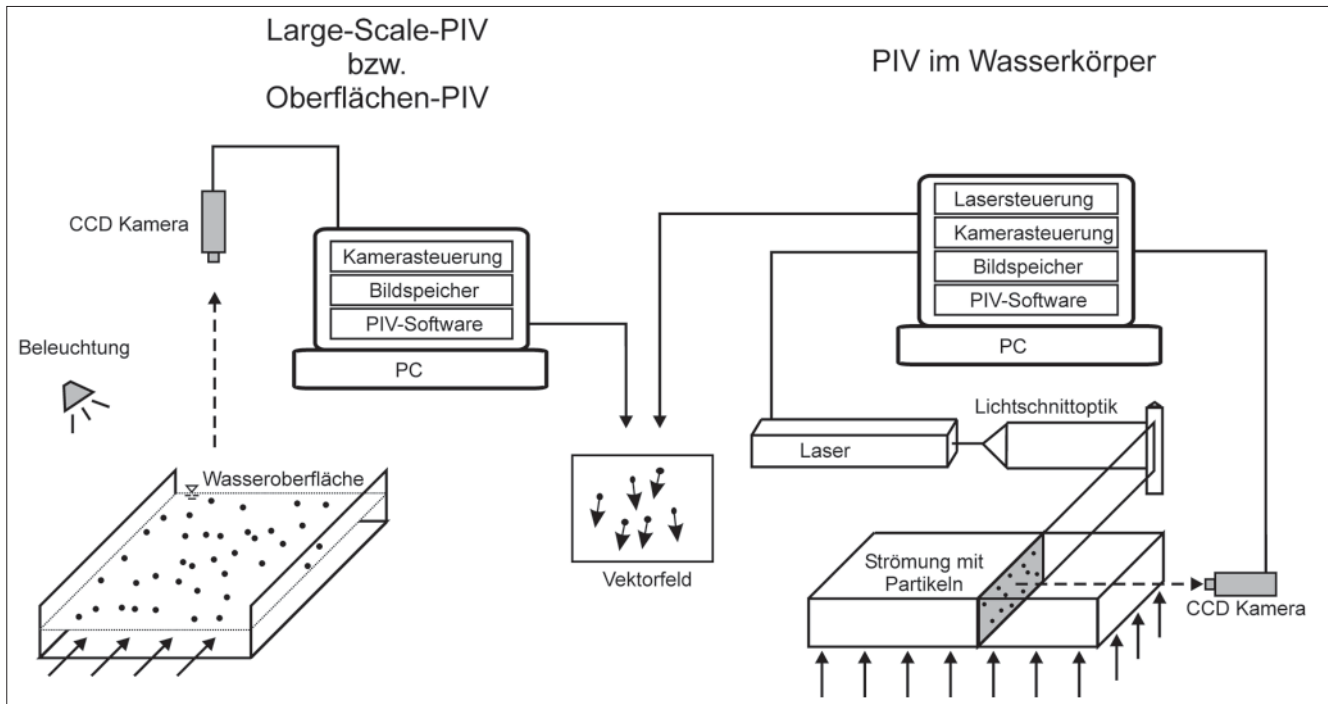


Bild 1: Schematische Darstellung der verschiedenen Komponenten am Beispiel eines Oberflächen-PIV- bzw. Large-Scale-PIV-Systems und eines PIV-Systems für Messungen im Wasserkörper

werden, und ein Partikel wird nur auf einem Pixel abgebildet, kommt es zum sogenannten ‚Peak-Locking-Effekt‘ [Raffel et al. 1998], der dazu führt, dass die berechnete Verschiebung eines Pixels zwischen zwei Bildern nur im Bereich von ganzzahligen Verschiebungsgrößen bestimmt werden kann. Die Möglichkeit, eine Genauigkeit der Verschiebungsgröße im Bereich von zehntel Pixeln zu erzielen, geht damit verloren. Andererseits muss die Größe der Partikel so gewählt werden, dass sie letztendlich wesentlich kleiner sind als die minimale aufzulösende Strömungsstruktur.

Für konventionelle PIV-Anwendungen unter Einsatz von Laserlichtschnitt werden typischerweise luftgefüllte Glaskugeln verwendet, die ein sehr gutes Reflektionsverhalten besitzen und mit verschiedener Dichte und Größe hergestellt werden können. Typische Größen liegen im Bereich von 20 – 200 μm . Problematisch sind hierbei oftmals Auftriebseffekte durch kleine Dichteunterschiede, die im Fall geringer Turbulenz dazu führen, dass sich im Verlauf eines Versuchs Partikel an der Wasseroberfläche bzw. an der Sohle absetzen. Ein Abscheiden besonders leichter bzw. schwerer Partikel im Vorfeld eines Versuchs kann zu einer Verbesserung der Situation führen.

Für LSPIV an der Wasseroberfläche sind je nach Größe des Messfeldes viele verschiedenartige Partikel denkbar. Wichtig dabei ist zunächst, dass diese schwimmenden Partikel einen guten Kontrast zum Bildhintergrund besitzen. Schwarze Partikel auf weißem Hintergrund haben sich dabei bewährt. Gute Ergebnisse lassen sich auch mit fluoreszierenden Partikeln und einer Ausleuchtung des Messfeldes mit UV-Licht erzeugen.

Eine Zusammenstellung verschiedener Tracerpartikel und deren Vorteile und Nachteile für Oberflächen-PIV liefern Weitbrecht et al. 2002. Problematisch ist bei den meisten Partikeln die Tendenz, an der Wasseroberfläche größere Konglomerate zu bilden. Als besonders vorteilhaft erwiesen sich in dieser Studie Polypropylen Partikel mit einem Durchmesser von 2 – 3 mm, die in schwarzer Farbe in der benötigten Menge leicht zu erhalten sind.

2.1.2 Beleuchtungseinheit

Im Fall von konventionellem PIV werden meist Doppelpuls-laser verwendet, deren Strahlen mit Hilfe eines Linsensystems zu einem Lichtschnitt aufgespreizt werden. Der typische PIV-Laser ist ein 25 – 50 mJ Nd:Yag Laser, der aus zwei Laserröhren aufgebaut wird, um zwei Lichtschnitte innerhalb sehr kurzer Zeit zu erzeugen (Continuum, LOT-Oriel, Quantel, New Wave, Laser 2000, Excel Technologies). Dabei ist zu beachten, dass die Steuerung eines solchen Lasers hohe Anforderungen an die zeitliche Präzision der Triggerimpulse zur Auslösung der Blitzlampen bzw. der Q-Switche stellt, die dann auch mit der Auslösung der verwendeten Kamera synchronisiert werden müssen.

Bei der Verwendung von Oberflächen PIV kann in der Regel mit kontinuierlicher Beleuchtung gearbeitet werden, da das Verhältnis zwischen Größe des Messfensters und mittlerer Geschwindigkeit typischerweise größer ist als bei Messungen im Wasserkörper und deswegen die Anforderungen an die zeitliche Auflösung weniger kritisch sind. Eine helle gleichmäßige Ausleuchtung kann bereits mit einfachen Strahlern

erzielt werden. Zur Erfassung zeitlich kritischer Strömungen können mit der Kamera synchronisierte Stroboskopleuchten oder Hochgeschwindigkeitskameras eingesetzt werden.

2.1.3 Aufnahmeeinheit

Die Aufnahmeeinheit besteht im Wesentlichen aus einer steuerbaren CCD-Kamera. Von Vorteil sind Kameras mit variabler räumlicher und zeitlicher Auflösung. Für einfache Anwendungen können Standard Videokameras eingesetzt werden, während für spezielle Anforderungen an zeitliche und räumliche Auflösung auf hochwertige PIV-Kameras zurückgegriffen werden muss. Eine spezielle PIV-Kamera zeichnet sich dadurch aus, dass sie in der Lage ist, zwei Bilder sehr schnell hintereinander auf einen speziell dafür entwickelten Chip zu speichern. Eine typische PIV-Kamera erzeugt in diesem Modus 4 – 15 Doppelbilder pro Sekunde bei einer räumlichen Auflösung von ca. 1000 x 1000 Pixeln. Zur Reduktion der anfallenden Datenmenge sind in den meisten Fällen Schwarz-Weiß-Kameras mit 8-Bit Farbtiefe ausreichend. Die Synchronisation der Kamera mit der Beleuchtungseinheit erfolgt über eine Triggereinheit, die als Timing Board im PC enthalten sein kann. Die Speicherung der Bilder kann über eine Vielzahl von Varianten erfolgen. Klassische Frame-Grabber zur Aufnahme und Weitergabe der Bildinformation an den Hauptspeicher werden mehr und mehr durch FireWire Kameras abgelöst, deren Information direkt auf die Festplatte geschrieben wird. Für schnelle hochauflösende Kameras ist jedoch der Weg über einen Frame-Grabber unumgänglich. Um die Größe des Hauptspeichers als limitierenden Faktor für die Länge einer Messreihe auszuschalten, bietet sich die Verwendung eines schnellen RAID-Systems an, so dass auch in diesem Fall die Bilder online auf Festplatte geschrieben werden können.

2.1.4 Auswerteeinheit

Den Kern eines PIV-Systems stellt die Auswerteeinheit bzw. die PIV-Software dar, die für die Auswertung des Bildmaterials hin zu Vektorfeldern verantwortlich ist. Im Gegensatz zu Particle-Tracking-Algorithmen werden bei PIV nicht einzelne Partikelpaare, sondern die mittlere Bewegung kleiner Partikelgruppen ausgewertet, die sich in einer ‚Interrogation Area‘ befinden. Dazu wird zunächst das gesamte aufgenommene Bild (Area of Interest) in solche ‚Interrogation Areas‘ unterteilt, die dann beispielsweise 32 x 32 Pixel des Kamerachips repräsentieren (Bild 2). Mittels einer Kreuzkorrelation der Bildinformationen in den einzelnen Interrogation Areas der Form:

$$R(\Delta x, \Delta y) = \int I_1(x, y) I_2(x + \Delta x, y + \Delta y) dx dy \quad (1)$$

wobei I für die Bildintensität im ersten bzw. zweiten Bild einer ‚Interrogation Area‘ steht und R die Korrelationsstärke für alle Verschiebungen $(\Delta x, \Delta y)$ beschreibt. Als

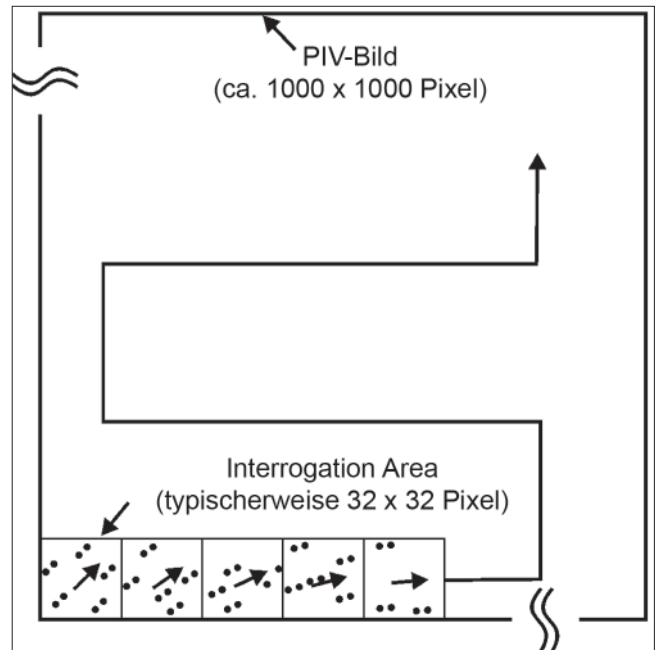


Bild 2: Schematische Darstellung eines PIV-Bildes und der Aufteilung in die jeweiligen ‚Interrogation Areas‘. Zur Verdeutlichung sind in dieser Abbildung die Partikelbilder in den ‚Interrogation Areas‘ aus zwei aufeinander folgenden Bildern dargestellt.

Ergebnis ergibt sich somit eine Verteilung der Korrelationsstärke in der Korrelationsebene, wobei der höchste Wert die wahrscheinlichste Verschiebung der Partikel in einer ‚Interrogation Area‘ repräsentiert. Da eine direkte Auswertung dieser Kreuzkorrelation einen zu großen Rechenaufwand mit sich bringen würde, wird hierfür zunächst eine zweidimensionale Fast-Fourier-Transformation der Intensitätsverteilungen durchgeführt (s. [Raffel et al. 1998], [Lausen und Weitbrecht 1999]).

Das Ergebnis eines solchen PIV Durchlaufs ist dann ein Feld von wahrscheinlichen Verschiebungen, die mittels des bekannten zeitlichen Abstands der Einzelbilder in einen Geschwindigkeitsvektor für jede ‚Interrogation Area‘ umgerechnet werden. Im Fall von komplexen Strömungen mit großem dynamischen Bereich werden zusätzliche Filterroutinen bzw. Mehrfachdurchgänge bei der Auswertung benötigt [Adrian 1997]. Eine wesentliche Methode ist hierbei in der Literatur [Scarno und Riethmüller 1999] als ‚adaptive multi-pass‘ beschrieben. Hierbei wird der PIV-Algorithmus zunächst mit einer größeren ‚Interrogation Area‘ gestartet. Die gewonnenen Vektoren dienen im nächsten Schritt mit der nächstkleineren ‚Interrogation Area‘ als Referenz und erhöhen somit die Wahrscheinlichkeit einer erfolgreichen Korrelation. Zur Verbesserung der Ergebnisse bzw. Eliminierung ‚falscher‘ Vektoren bieten sich Filterroutinen an, welche die Qualität des Vektors durch einen Vergleich mit umliegenden Vektoren überprüfen und ggf. auf den nächst höchsten Korrelationspeak zurückgreifen. Weitere Filter, die eine Glättung des Ergebnisses durchführen oder Lücken durch Interpolati-

on auffüllen, sind mit Vorsicht zu genießen, da hierbei Informationen erzeugt werden, die eigentlich nicht im Bildmaterial vorhanden sind. Zur Erhöhung der Vektordichte können überlappende ‚Interrogation Areas‘ definiert werden. Dabei ist jedoch zu berücksichtigen, dass nur optisch eine höhere Informationsdichte erzielt wird, die räumliche Auflösung sich jedoch nach wie vor an der Größe der einzelnen ‚Interrogation Area‘ orientiert.

Je nach Qualität der Rohbilder sind oftmals weitere Bearbeitungsschritte notwendig, um ein gutes bzw. verlässliches Ergebnis zu erzielen. Die weitreichenden Möglichkeiten der Bildbearbeitung (Preprocessing) zur Verbesserung der Kontrastverhältnisse, der Minimierung von Rauscheinflüssen usw. können hier nicht im Detail beschrieben werden. Es sei jedoch darauf hingewiesen, dass eine gute Ausgangsbildqualität nicht durch eine gute Bildbearbeitung ersetzt werden kann.

Ein wesentlicher Bestandteil der Bildauswertung ist zusätzlich die Kalibrierung des aufgenommenen Bildausschnittes. Der Software muss damit das Verhältnis der Größe eines einzelnen Pixels zur Größe des aufgenommenen Bildausschnittes vorgegeben werden. Oftmals ist das Bildmaterial nicht mit linear abbildenden Objektiven aufgenommen. In diesem Fall müssen zusätzliche Entzerrungsfunktionen bestimmt werden. Solche Routinen sind meist in den Komplettsystemen integriert. Hinsichtlich der Turbulenzgrößen muss jedoch erwähnt werden, dass eine Entzerrung des Bildmaterials meist ein zusätzliches Rauschen mit sich bringt, was im Fall der mittleren Geschwindigkeiten unproblematisch sein kann, aber zu einer Verfälschung der ermittelten Geschwindigkeitsfluktuationen führt.

2.2 Genauigkeit

Die Genauigkeit eines PIV-Systems ist stark von der jeweiligen Anwendung und der damit verbundenen Bildqualität sowie von der Präzision der Synchronisation bzw. des zeitlichen Ablaufs abhängig. Die in [Westerweel 2000] beschriebene Technik zur Bestimmung der Genauigkeit eines PIV-Systems unter Verwendung künstlicher Partikelbilder wurde in [Weitbrecht et al. 2002] auf ein Oberflächen-PIV System der Firma LaVision angewendet. Prinzipiell konnte hier gezeigt werden, dass der systematische Fehler bei der Berechnung der Verschiebungen im Bereich kleiner als 0,2 Pixel des Kamerachips liegt. Unter Einhaltung der im Abschnitt 2.1.1 beschriebenen Kriterien kann eine sehr große Genauigkeit bei der Bestimmung von mittleren Geschwindigkeiten erzielt werden. Das von [Grant 1997] vorgestellte Qualitätskriterium hinsichtlich der Komplexität der Strömung, welches besagt, dass der Geschwindigkeitsgradient in einer Interrogation Area im Vergleich zur mittleren Geschwindigkeit nicht größer als 0,2 sein sollte, wurde von [Weitbrecht et al. 2002] für das genannte System bestätigt. Bei Messungen von Turbulenzgrößen, wie beispielsweise den mittleren

Fluktuationen, muss weiterhin bedacht werden, dass der Bereich der dominierenden Wirbelgrößen vollständig durch das PIV-System (entsprechende Wahl des Bildausschnittes, der Kameraauflösung, der Partikelgröße und der Bildfolgefrequenz) aufgelöst wird. Ist dies nicht der Fall, werden kleinskalige Schwankungen durch das PIV-System herausgefiltert, sodass vergleichbare Messungen mit Hilfe eines Laser-Doppler-Velocimeters (LDV) auf Grund der sehr hohen zeitlichen und räumlichen Auflösung in diesem Fall zu genaueren Ergebnissen führen. Auch sollte berücksichtigt werden, dass ein PIV-System nicht in der Lage ist, den gleichen dynamischen Bereich einer Strömung zu erfassen, wie dies im Fall von LDV-Messungen möglich ist.

3 Anwendung im Labor

3.1 Oberflächen-PIV an Bühnenfeldern

In einer Studie zur Untersuchung der Auswirkung von Stillwasserzonen bzw. Bühnenfeldern auf den dispersiven Schadstofftransport in Flüssen [Weitbrecht 2004], wurde ein Oberflächen-PIV System verwendet, um die maßgeblichen Strömungsprozesse, die für den Massenaustausch zwischen Hauptstrom und Stillwasserzone verantwortlich sind, zu identifizieren und zu quantifizieren. Zu diesem Zweck wurde in einer neigbaren 20 m langen und 1,82 m breiten Laborrinne ein schematisches Halbmodell eines Bühnengeregelten Flussabschnitts aufgebaut (Bild 3).

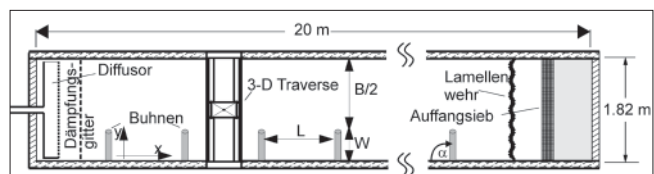


Bild 3: Schematische Darstellung des verwendeten Gerinnes

Zur Bestimmung der Oberflächengeschwindigkeiten wurde ein PIV-System der Firma LaVision mit einer Flowmaster 3 Kamera (1024 x 1280 Pixeln, 12 Bit Farbtiefe) bei einer zeitlichen Bildwiederholrate von bis zu 7 Hz verwendet. Die mittlere Strömungsgeschwindigkeit beträgt 0,16 m/s, was bei einer Wassertiefe von 0,046 m zu einer Reynoldszahl von 7360 führt. Die Größe des Messfeldes beträgt ca. 1,2 x 1 m², sodass ein Pixel des Kamerachips ca. 1 mm des Messfeldes entspricht. Als Tracer wurden schwarze Polypropylenpartikel der Firma Feddersen & Co. (Hostacom PPR 1042 12) mit einem Durchmesser von etwa 2,5 mm verwendet, die mit Hilfe eines speziell konstruierten Partikeldispensers [Weitbrecht et al. 2002] auf die Wasseroberfläche aufgebracht wurden. In Bild 4 ist ein Rohbild aus einer PIV-Messung im Bereich eines Bühnenfeldes abgebildet. Darauf ist zu erkennen, dass auch nach gründlicher Vorbereitung und Auswahl der Partikel keine vollkommene Gleichverteilung der Partikel zu erzielen ist und sich in diesem Fall zusätzlich Parti-

kelkonglomerate bilden. Es wurde jedoch beobachtet, dass gerade im Bereich der Mischschicht diese Konglomerate auf Grund der starken Scherung auch wieder auseinanderfallen.

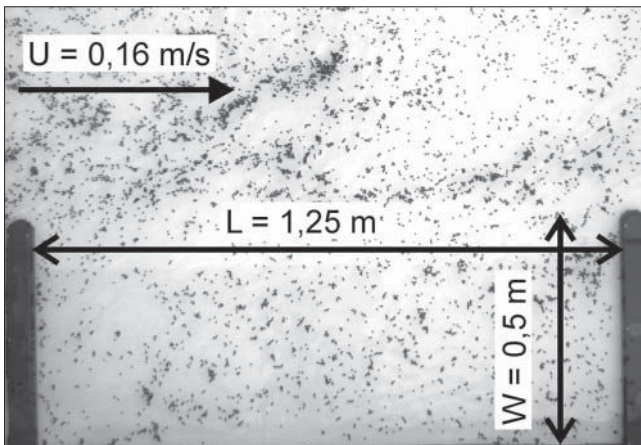


Bild 4: Rohbild einer PIV-Messung in einem Bühnenfeld mit Polypropylenpartikeln an der Wasseroberfläche

Die Auswertung eines einzelnen Bildpaares ergibt ein Vektorfeld, wie es in Bild 5 zu sehen ist. In diesem Fall wurde das Rohbild zunächst invertiert und lokal ein mittleres Hintergrundrauschen substrahiert. Dieser Vorgang ermöglicht später ein speicherplatzsparendes Archivieren der Daten. Auf diese vorbereiteten Bilder wurde der PIV-Algorithmus unter Verwendung der Kreuzkorrelationstechnik mit einer Standard Fast-Fourier-Transformation im Modus des ‚Adaptiv-Multipass‘ angewendet. Ausgehend von einer Interrogation Area mit einer Größe von 64 x 64 Pixeln und einer endgültigen Größe von 32 x 32 Pixeln wurde bei einer Überlappung der Interrogation Areas mit 50 % ein Vektorfeld von 64 x 78 Vektoren erzeugt. Jeder Vektor steht dabei für eine Fläche von ca. 3 x 3 cm².

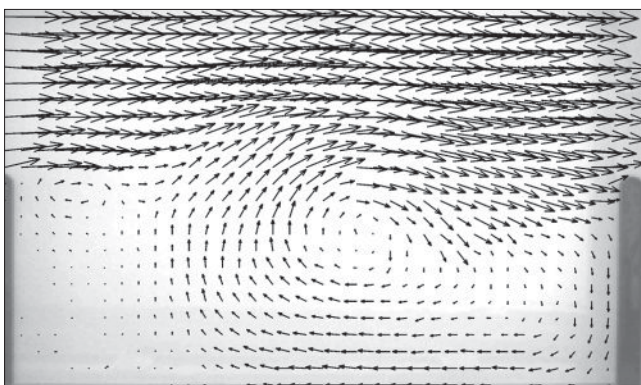


Bild 5: Darstellung eines instantanen Geschwindigkeitsfelds an der Wasseroberfläche im Bereich der Grenzschicht zwischen Hauptstrom und Bühnenfeld

Eine Messreihe besteht insgesamt aus 200 Einzelbildern und wurde für jede Anordnung dreifach wiederholt. Die zeitliche Mittelung aller drei Messreihen zeigt dann in Bild 6 die typische Doppelwalzenformation, die sich in einem Bühnenfeld ausprägt, wenn die Länge des Bühnenfeldes in Fließrichtung gesehen größer als

das 1,5-fache der Breite beträgt. Im vorliegenden Fall ist dieses Verhältnis 2,5.

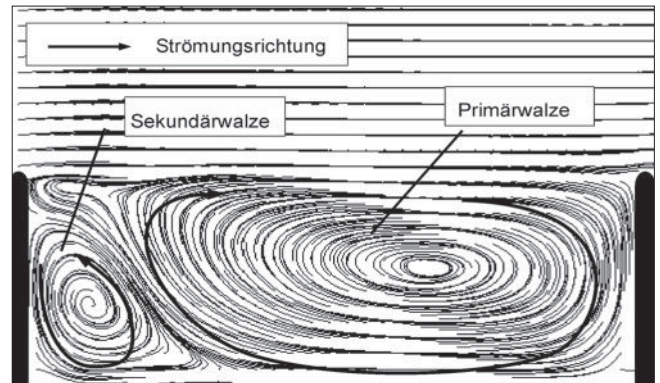


Bild 6: Darstellung der zeitlich gemittelten Strömungsprozesse in einem Bühnenfeld mit Hilfe von Stromlinien

Zusätzlich zu den mittleren Geschwindigkeiten lassen sich aus den ermittelten PIV-Daten Informationen hinsichtlich der Turbulenzeigenschaften der Strömung ermitteln. In Bild 7 sind die transversalen, mittleren Geschwindigkeitsfluktuationen als Standardabweichung der zeitlichen Geschwindigkeitsänderungen v' (in y-Richtung) normiert mit der Schubspannungsgeschwindigkeit u_* aus den PIV-Messungen, im Vergleich mit Laser-Doppler-Anemometrie (LDA) Messungen dargestellt. Die Schubspannungsgeschwindigkeit wurde in diesem Fall über $u_* = (g h l)^{0,5}$ mit der Erdbeschleunigung $g = 9,81 \text{ m/s}^2$, der Wassertiefe $h = 0,046 \text{ m}$ und der Wasserspiegelneigung $l = 0,032 \text{ ‰}$ zu $0,021 \text{ m/s}$ bestimmt. Im Hinblick auf die Möglichkeiten des PIV-Systems lässt sich dabei sagen, dass im Bereich der Mischungsschicht zwischen Hauptstrom und Stillwasserzone, die durch großräumige horizontale Wirbel-

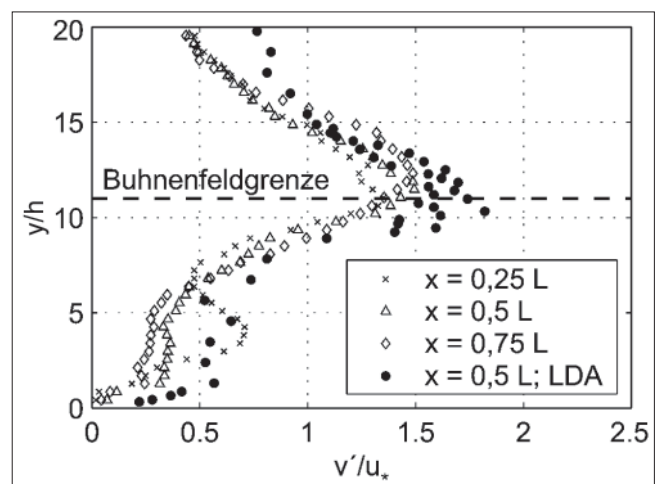


Bild 7: Darstellung der Transversalkomponente der mittleren Geschwindigkeitsfluktuationen v' aus PIV- und LDV-Messungen, normiert mit der Schubspannungsgeschwindigkeit u_* entlang drei verschiedener Querprofile im Bühnenfeld bei $x = 0,25 L$, $0,5 L$ und $0,75 L$, wobei L die Länge des Bühnenfeldes in Hauptströmungsrichtung bezeichnet

strukturen dominiert ist (s. Bild 8), die PIV-Messungen sehr gut mit den LDV-Messungen übereinstimmen. Im Bereich der ungestörten Außenströmung bei $y/h = 20$, in der die Turbulenz durch kleinskaligere Wirbel dominiert ist, wird dagegen die Turbulenzintensität durch die PIV-Messungen unterschätzt. Die größten Wirbel entsprechen in diesem Bereich ungefähr der Wassertiefe, die mit 4,6 cm im unteren Bereich des Auflösungsvermögens des hier eingesetzten PIV-Systems liegen.

Zur weiteren Charakterisierung der Strömung wurde in Bild 8 die Wirbelstärke der Strömung dargestellt, die Aufschluss über die vorhandenen Strömungsstrukturen in der Grenzschicht zwischen Bühnenfeld und Hauptstrom gibt. Wie bereits erwähnt, ist dieser Bereich durch große horizontale Wirbelstrukturen gekennzeichnet, die mittels der PIV-Messungen visualisiert und quantifiziert werden und in diesem Fall zur Interpretation des Massenaustauschs zwischen Bühnenfeld und Hauptstrom herangezogen werden.

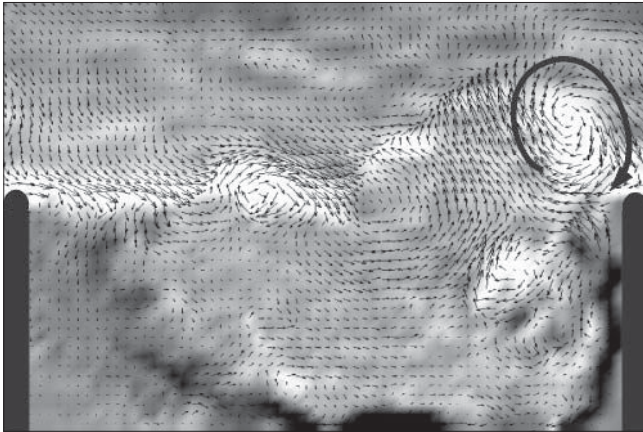


Bild 8: Darstellung der ermittelten Wirbelstärke aus den PIV-Daten. Dabei beschreiben helle Bereiche stark rechtsdrehende und dunkle Bereiche stark linksdrehende Wirbel. Die Vektoren stellen in diesem Fall die momentan ermittelte Geschwindigkeit abzüglich der mittleren Geschwindigkeit dar.

3.2 Oberflächen-PIV bei Zylinderumströmung

In einem Forschungsprojekt zur Untersuchung der Auswirkung von umströmten Hindernissen in Flachwasserströmungen auf den Schadstofftransport [Carmer 2005] wurden ähnlich der verwendeten Technik für die Bühnenfelduntersuchungen, Oberflächen-PIV-Messungen zur Charakterisierung der Strömung im Bereich einer Zylinderreihe durchgeführt. Im Flachwasserbecken des Instituts für Hydromechanik (Bild 9) wurden bei einer Wassertiefe $h = 45$ mm, einer mittleren Fließgeschwindigkeit von $U = 0,1$ m/s, die großräumigen Wirbelstrukturen im Nachlauf einer Zylinderreihe untersucht. Der Durchmesser eines einzelnen Zylinders sowie der Abstand zwischen zwei Zylindern beträgt dabei 120 mm.

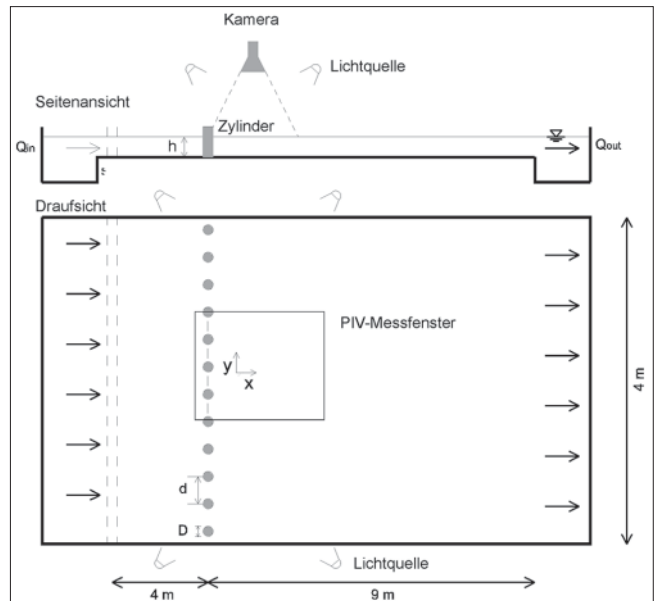


Bild 9: Seitenansicht und Draufsicht des Flachwasserbeckens mit Darstellung der Kameraanordnung sowie der Zylinderreihe (adaptiert von [Rummel et al. 2005])

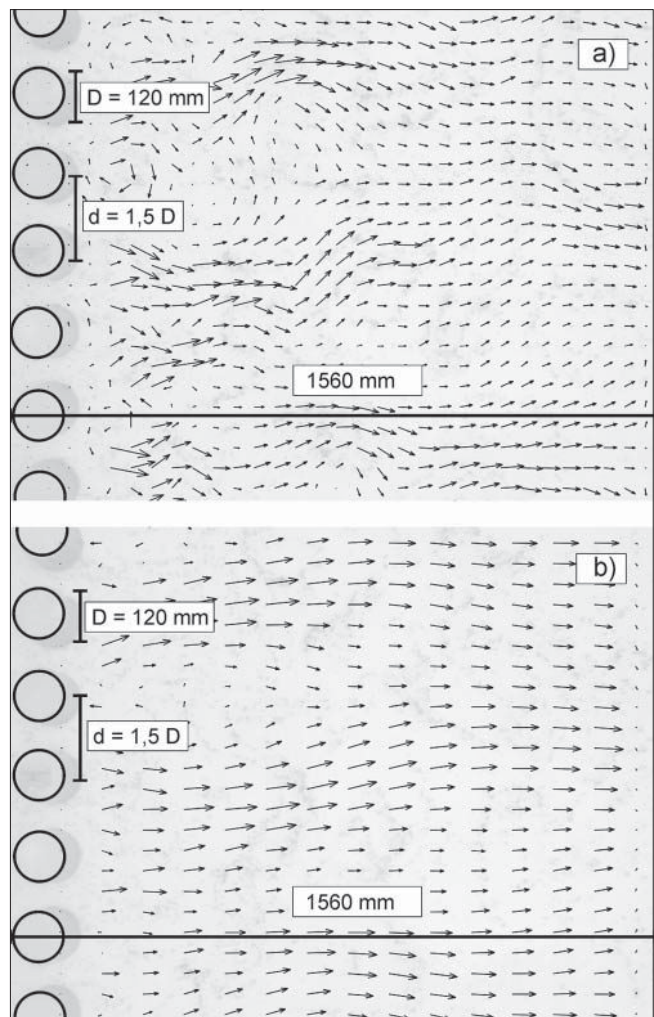


Bild 10: Ergebnisse der Oberflächen-PIV Messung im Nachlauf einer Zylinderreihe; a) momentanes Geschwindigkeitsfeld; b) zeitliche Mittelung der Geschwindigkeiten

In Bild 10 sind Ergebnisse aus den Geschwindigkeitsmessungen im Bereich der Zylindernachläufe dargestellt. Der Messbereich hat in diesem Fall eine Ausdehnung von 1,5 m x 1,5 m. Im Vergleich zu den Bühnenfeldmessungen wurde in diesem Fall eine Kodak Megaplug Kamera mit einer Auflösung von 1000 x 1000 Pixeln verwendet, alle weiteren Komponenten sind identisch. Bild 10a zeigt eine Momentanaufnahme der Strömung, während Bild 10b die zeitliche Mittelung der Geschwindigkeiten darstellt. In diesem Fall konnten die Messungen zur Interpretation des transversalen Massentransports genutzt werden.

4 Anwendung im Feld

Im Jahr 2001 führte die USGS (U.S. Geological Survey) eine Machbarkeitsstudie zur Bestimmung von Oberflächengeschwindigkeiten mittels eines Radarsystems durch. Die Messungen fanden an der Cowlitz am Castle Rock (Washington) statt. Begleitend zu den Radarmessungen wurden zwei Videomessreihen mit einer handelsüblichen Videokamera (Sony, CCD-TR910 Hi8) durchgeführt, die etwa 3 m über der Wasseroberfläche und 30 m entfernt vom Flussufer positioniert wurde. Die erste Serie der Bilder wurde gemacht, während sich die beiden Messboote der USGS im Bereich der Messebene befand (Bild 11). Die Boote waren zu diesem Zeitpunkt an einem Stahlseil fixiert, welches sich im Bereich der optischen Achse der Kamera befand. Diese Bildsequenz wurde dazu verwendet, die benötigten Informationen zu sammeln, die eine Transformation der stark verzerrten Bilder in ein kartesisches Koordinatensystem ermöglichen. Dazu wurden mittels Laser die Entfernungen zwischen Kamera und den beiden Booten sowie zu anderen sichtbaren Objekten als Referenz vermessen.



Bild 11: Bild der Cowlitz während der Versuche mit den beiden Messbooten der USGS

Die zweite Bildsequenz wurde bei ungestörter Wasseroberfläche aufgenommen. Signifikante Windeffekte konnten während den Messungen nicht wahrgenommen werden. Der Himmel war teilweise bedeckt und die Sonneneinstrahlung kam von links etwa aus der

Richtung der Flussachse. Wie in Bild 11 zu erkennen ist, werden durch diese Art der Beleuchtung Oberflächenstrukturen visualisiert, die auf der Wasseroberfläche mittransportiert wurden. Diese Oberflächenstrukturen entstehen in diesem Fall aus Reflektionen an kleinen Oberflächenwellen mit einer Wellenlänge von ca. 5 mm bis zu 3 cm, die sich auf Grund der natürlichen Makroturbulenz in einem Fluss ausbilden. Diese, durch Reflektionen des einfallenden Sonnenlichts an Oberflächenwellen generierte Textur an der Wasseroberfläche, spiegelt sich im Videosignal als Variation der Helligkeitsintensität wieder. Diese Textur, deren optisches Erscheinungsbild sich auf Grund der Wellenbewegung beständig verändert, bewegt sich jedoch im Mittel mit der an der Oberfläche herrschenden Strömungsgeschwindigkeit. Diese hier sichtbare leicht geriffelte Struktur der Wasseroberfläche ist eine sehr typische Textur in Fließgewässern, die jedoch nicht nur durch interne Turbulenz, sondern auch durch Windeinflüsse generiert werden können. Die Frage, ob neben den internen Oberflächenwellen auch durch Wind generierte Wellen zur Vermessung der Oberflächengeschwindigkeit herangezogen werden können, ist bisher noch nicht geklärt [Muste et al. 2004]. Ähnliche Messungen zur Bestimmung des Gesamtabflusses [Fujita und Hino 2003] bei sehr unterschiedlichen äußeren Bedingungen deuten jedoch darauf hin, dass die Oberflächenstruktur generell als geeigneter Tracer zur Bestimmung der Oberflächengeschwindigkeit verwendet werden kann.

Die ermittelten Geschwindigkeitsdaten aus den oben erläuterten Bildsequenzen beruhen auf den Bildbearbeitungsschritten wie sie in [Bradley et al. 2002] beschrieben sind. Die Bilder wurden dabei zunächst unter Verwendung sechs verschiedener Referenzpunkte entzerrt, die aus den Bildern der ersten Sequenz ermittelt wurden. Diese für die geometrische Transformation benötigten Punkte waren: Bug und Heck der Boote, der Ast sowie der Zylinder, die im Nahfeld in Bild 11 zu erkennen sind. Zusätzlich wurde angenommen, dass die Kameraachse senkrecht zur Flussachse steht und dass die beiden Boote ebenfalls im rechten Winkel zur Kamera stehen. In Bild 12 ist ein Originalbild in seiner rücktransformierten Form dargestellt.

Zur Genauigkeit dieser Transformation lässt sich sagen, dass der untypisch kleine Winkel zwischen Kamera und Wasseroberfläche (ca. 5°) zu starken Verzerrungen der Bilder führt. Dies und eine relativ ungenaue Vermessung der Passpunkte führen jedoch letztendlich zu einer Abweichung zwischen den natürlichen Längen und den transformierten Längen aus dem Bildmaterial, die unter 10 % liegt. Die Genauigkeit der gewonnenen Geschwindigkeiten würde sich wesentlich steigern lassen, wenn die verwendeten Referenzpunkte geodätisch vermessen worden wären. Der hier vorgestellte Test besitzt damit eher den Charakter einer Machbarkeitsstudie, um zu zeigen, dass die Oberflächenstruk-

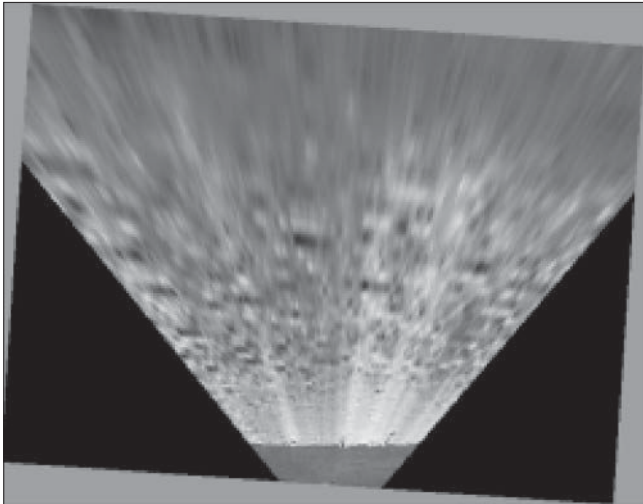


Bild 12. Rücktransformiertes unverzerrtes Bild des Flusses (672 x 524 Pixel)

tur einer turbulenten Gerinneströmung zur Geschwindigkeitsmessung herangezogen werden kann, als dass er den Anspruch erhebt, ein fertig entwickeltes Messsystem darzustellen.

Nach einer Auswertung der rücktransformierten Bilder über einen Kreuzkorrelationsalgorithmus [Fujita et al. 1998] konnten anhand der hier aufgenommenen Bildsequenzen die in Bild 13 dargestellten mittleren Geschwindigkeiten ermittelt werden. Die Größe der ‚Interrogation Area‘ entspricht in etwa 15 m² in Naturdaten. Die LSPIV-Analyse liefert ein fast komplettes Vektorfeld im gesamten Bereich des Kameraausschnitts. Das so erzeugte Vektorfeld unterstützt damit die Vermutung, dass die Oberflächenstruktur einer turbulenten Strömung als Tracer zur Bestimmung der mittleren Geschwindigkeiten eingesetzt werden kann.

Bild 13a zeigt ein Geschwindigkeitsfeld, welches im Zentrum eine Länge von ca. 80 m besitzt. Bild 13b gibt eine Geschwindigkeitsverteilung wieder, die in Querrichtung symmetrisch zur Flussachse verläuft, mit abnehmender Fließgeschwindigkeit hin zu den Ufern. Ein genauer Blick auf die Geschwindigkeitsverteilung in Bild 13a zeigt den ungünstigen Einfluss von Schattenwürfen, die in den Originaldaten durch Bäume erzeugt werden. Die Auswertung der parallel durchgeführten Radarmessungen liegen derzeit für einen Vergleich der ermittelten Geschwindigkeitsfelder noch nicht vor.

Die ermittelten Oberflächengeschwindigkeiten repräsentieren damit die Möglichkeiten von LSPIV hinsichtlich der Nutzung von natürlich erzeugten Oberflächennustern für die Erfassung der Flussströmung. Die größte Fehlerquelle liegt in diesem Fall in der ungenauen Vermessung der geometrischen Verhältnisse zwischen den einzelnen Referenzpunkten. Messungen von [Creutin et al. 2002] mit LSPIV und der Auswertung der Oberflächengeschwindigkeiten hinsichtlich des vorhandenen Abflusses zeigten nach Kalibrierung mit Hilfe der Sohlquerprofile einen maximalen Fehler

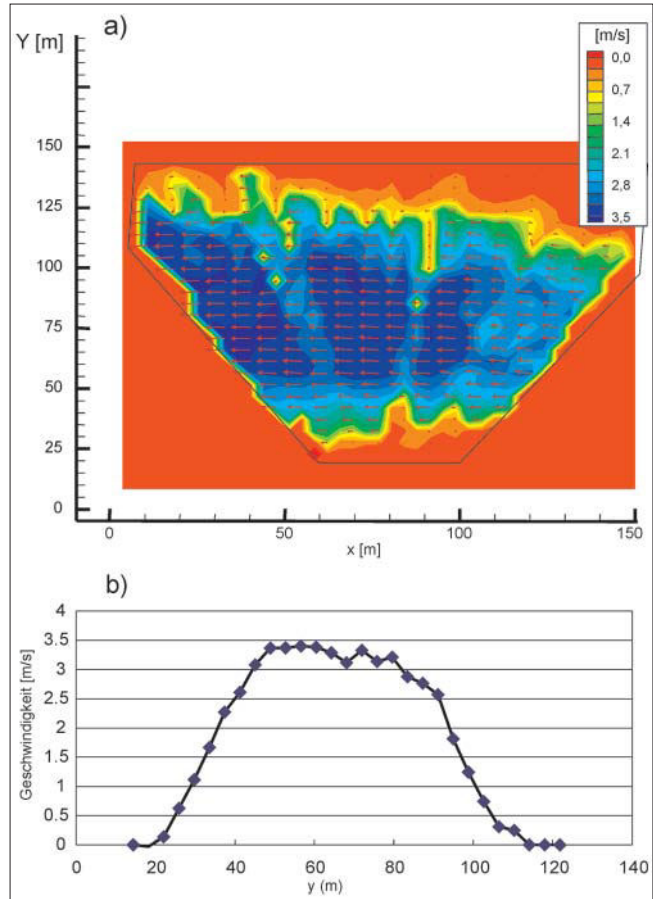


Bild 13: LSPIV-Testmessungen an der Cowlitz;
a) Geschwindigkeitsverteilung im gesamten Messfeld b) Geschwindigkeitsverteilung entlang eines Querprofils

von 3 % im Vergleich mit herkömmlichen Methoden zur Abflussmessung.

Zusammenfassend kann zu den Messungen der Oberflächengeschwindigkeiten im Feld gesagt werden, dass hiermit eine sehr einfach einzusetzende Messtechnik zur Verfügung steht, um Aussagen über die zeitlich gemittelten Oberflächengeschwindigkeiten an einem bestimmten Flussabschnitt zu ermitteln. Auf Grund der Eigendynamik der Oberflächenstrukturen ist es jedoch sehr schwierig, in diesem Fall Aussagen zum Turbulenzverhalten der Strömung zu machen.

5 Zusammenfassung und Ausblick

Mit Particle-Image-Velocimetry (PIV) steht ein Messverfahren zur Verfügung, das berührungslos in der Strömung unter Verwendung von Laserlichtschnitten bzw. an der Wasseroberfläche für die Erfassung von Geschwindigkeitsfeldern für eine Vielzahl möglicher Fragestellungen eingesetzt werden kann. Die Größenordnung der dabei untersuchten Messfelder können sich um mehrere Größenordnungen unterscheiden. Während im Fall von Messungen im Wasserkörper Laserlichtschnitte erzeugt werden müssen und dabei große Anforderungen an zeitliche Synchronisation der ver-

schiedenen Komponenten gestellt werden, kommt das Oberflächen-PIV bzw. LSPIV je nach Fragestellung auch mit konventioneller Videotechnik und natürlicher Beleuchtung aus, was hinsichtlich der Einhaltung von Sicherheitsvorschriften in Wasserbaulabors ein wesentlicher Vorteil sein kann.

Zur erfolgreichen Durchführung von PIV-Messungen ist eine sorgfältige Versuchsplanung notwendig, da nur unter Berücksichtigung der wesentlichen Parameter wie Partikelgröße, mittlere Geschwindigkeiten, Komplexität der Strömung, zeitliche und räumliche Auflösung der Kamera sowie Intensität des eventuell eingesetzten Lasers gewährleistet ist, dass die PIV-Software aus den aufgenommenen Bilddaten exakte Ergebnisse produzieren kann. Zusätzliches Pre- und Postprocessing des Bildmaterials bzw. der berechneten Verschiebungen können einen gute Bildqualität nicht ersetzen. Von wesentlicher Bedeutung, vor allem bei verzerrt aufgenommenen Bilddaten, ist die geometrische Kalibrierung des Bildmaterials, da hier ein Fehler sich direkt auf die berechnete Geschwindigkeit auswirkt.

Im vorgestellten Beispiel der Bühnenfeldströmung konnte gezeigt werden, dass unter geeigneter Wahl der Parameter nicht nur mittlere Geschwindigkeiten, sondern auch Informationen hinsichtlich der Turbulenzeigenschaften aus Oberflächen-Messungen gewonnen werden können. Vergleiche mit LDA-Messungen zeigen in Strömungsabschnitten, die durch großräumige Wirbelstrukturen dominiert sind, eine sehr gute Übereinstimmung mit den ermittelten PIV-Daten. In Bereichen die durch kleine Wirbelstrukturen dominiert sind wird auf Grund der mangelnden räumlichen Auflösung des PIV-Systems die Turbulenz unterschätzt. Die Ergebnisse hinsichtlich der Oberflächenmessungen im Feld zeigen vielversprechende Ansätze zur Bestimmung der Fließgeschwindigkeiten unter Verwendung einfachster Videotechnik. Wichtig hierbei wäre eine verbesserte Vermessung der Passpunkte zur geometrischen Kalibrierung des Bildmaterials.

Auf Grund der verbesserten Anwenderfreundlichkeit vorhandener PIV-Systeme und der steigenden Anforderungen an den Informationsgehalt von Strömungsmessungen, werden PIV-Techniken sich als Routinemessung in den Wasserbaulabors etablieren. 3D PIV-Systeme werden sich besonders auf dem Gebiet der Grundlagenforschung durchsetzen, um auf diesem Weg ein synoptisches Bild verschiedenster Strömungsphänomene zu erstellen. Zur Analyse von Flachwasserströmungen sind außer der reinen Erfassung der Oberflächengeschwindigkeit mittels Oberflächen- bzw. LSPIV weitreichende Möglichkeiten denkbar. Zur schnellen Abschätzung des Gesamtdurchflusses an Flussabschnitten ohne Pegelmessstelle oder im Fall großer Hochwasserereignisse ist vorstellbar, mobile LSPIV-Einheiten bereitzustellen. Eine solche Einheit müsste zusätzlich zur visuellen Erfassung der Strö-

mung eine Präzisionsentfernungsmessung durchführen können. Auch wenn die Geometrie der Sohle dabei nicht eindeutig bekannt ist, könnte über eine Annahme typischer vertikaler Geschwindigkeitsprofile auf diese Weise Abflussdaten ermittelt werden. Denkbar wäre über diese Technik auch, ein online Flussgebietsmanagement unter Verwendung mehrerer fest installierter Kameras zu unterstützen, die an den wesentlichen Punkten eines Flussgebietes auf einfache Weise Abflussmessungen durchführen.

Eine weitere Möglichkeit der LSPIV-Messungen liegt in Auswertung der Oberflächengeschwindigkeit unter Zuhilfenahme der Flachwassergleichungen [Chen und Jirka, 1998] hinsichtlich großer Strukturen an der Gerinnesohle (z. B. Dünen). [Muste et al. 2004] zeigten, dass diese Art der Auswertung für zweidimensionale Körper unter Laborbedingungen zu sehr guter Übereinstimmung führt. Einer Erweiterung dieser Technik auf dreidimensionale Sohlstrukturen steht noch aus.

6 Danksagung

Die Autoren danken A. Rummel für die Bereitstellung der PIV-Daten aus den Versuchen zur Zylinderumströmung. Die Untersuchungen zum Einfluss von Bühnenfeldern auf den Stofftransport wurde durch das BMBF (02 WT 9934/9) finanziert, während die Finanzierung der Arbeiten am Flachwasserbecken durch die DFG (Ji 18/4-3) geleistet wurde.

7 Literatur

- ADRIAN, R.J., 1991, Particle-Imaging Techniques for Experimental Fluid Mechanics. *Ann. Rev. of Fluid Mech.*, Vol. 23, 261-304
- ADRIAN, R.J., 1997, Dynamic ranges of velocity and spatial resolution of particle image velocimetry *MEASUREMENT SCIENCE & TECHNOLOGY* 8 (12), 1393-1398
- AKILLI H. AND ROCKWELL D., 2002, Vortex formation from a cylinder in shallow water *PHYSICS OF FLUIDS* 14 (9), 2957-2967
- BRADLEY, A.A., KRUGER, A., MESELHE, E.A. AND MUSTE, M.V., 2002, Low Flow Measurement in Streams Using Video Imagery, *Water Resources Research* (in press)
- CARMER, C. F. v., 2005, Turbulent Shallow Wake Flows: Momentum and Mass Transport due to Large-Scale Coherent Vortical Structures, Dissertation, Institut für Hydromechanik, Universität Karlsruhe (eingereicht)
- CHEN, D. AND G. H. JIRKA, 1998, Instability characteristics of mixing layer and jet under the joint effects of bottom friction and viscosity, *IAHR J. of Hydraulics Research*, V. 36, 815-830.

- CREUTIN, J.D., MUSTE, M. AND LI, Z., 2002, Traceless Quantitative Imaging Alternatives for Measurements in Natural Streams, Proceedings Hydraulic Measurements & Experimental Methods, ASCE-IAHR Joint Conference, Estes Park, CO (CD-ROM)
- FUJITA I. AND HINO T., 2003, Unseeded and seeded PIV measurements of river flows videotaped from a helicopter JOURNAL OF VISUALIZATION 6 (3), 245-252
- FUJITA, I., MUSTE, M. AND KRUGER, A., 1998, Large-Scale Particle Image Velocimetry for Flow Analysis in Hydraulic Applications, J. Hydr. Res., 36(3), pp. 397-414
- GRANT I., 1997, Particle Image Velocimetry: a Review, Proc of the Institution of Mechanical Engineers, 211(Part C), pp 55-76
- HERLINA AND JIRKA, G.H., 2004, Application of LIF to investigate gas transfer near the air-water interface in a grid-stirred tank, Exp. Fluids, Issue: online first (link : www.doi.org, DOI number, 10.1007/s00348-004-0822-2)
- JIRKA, G.H. AND UIJTTEWAAL, W. (Ed.s), 2004, Shallow Flows, A.A.Balkema Publishers, Rotterdam
- KOMPENHANS, J. AND TROPEA, C., 1997, Special issue: Particle image velocimetry MEASUREMENT SCIENCE & TECHNOLOGY 8 (12), U3-U3
- LAUSEN, R. AND WEITBRECHT, V., 1999, Einführung eines PIV-Meßsystems (Particle Image-Velocimetry) an der BAW, Technischer Bericht, BAW-Karlsruhe
- LIN, J.C. AND ROCKWELL, D., 1997, Quantitative interpretation of vortices from a cylinder oscillating in quiescent fluid EXPERIMENTS IN FLUIDS 23 (2), 99-104
- MELLING, A., 1997, Tracer particles and seeding for particle image velocimetry MEASUREMENT SCIENCE & TECHNOLOGY 8 (12), 1406-1416
- MESELHE, E., PEEVA, T., AND MUSTE, M., 2004, Large-Scale Particle Image Velocimetry for Low Velocity and Shallow Depth Flows, J. Hydr. Engrg., 130(9), pp. 937-940
- MUSTE, M., XIONG, Z., SCHÖNE, J., AND LI, Z., 2004, Flow Diagnostic in Hydraulic Modeling Using Image Velocimetry, J. Hydr. Engrg, 130(3), pp. 175-185
- NÜBEL, K. AND WEITBRECHT, V., 2002, Visualization of Localization in Grain Skeletons with Particle Image Velocimetry, ASTM, Journal of Testing and Evaluation, 30(4), 322-328
- PRASAD, A.K., 2000, Particle image velocimetry, CURRENT SCIENCE 79 (1), 51-60
- RAFFEL, M., WILLERT, C., AND KOMPENHANS, J., 1998, Particle Image Velocimetry, Springer Verlag, Berlin
- RUMMEL A.C., SOKOLOFSKY S.A., CARMER C.F.V., JIRKA G.H., Enhanced diffusion from a continuous point source in shallow free-surface flow with grid turbulence, submitted to Physics of Fluids 2005
- SCARANO, F. AND RIETHMULLER M.L., 1999, Iterative multigrid approach in PIV image processing with discrete window offset, Experiments in Fluids, Vol. 26, 513-523
- WEITBRECHT V., 2004, Influence of Dead-Water Zones on the Dispersive Mass Transport in Rivers, doctoral thesis, Institute for Hydromechanics, University of Karlsruhe
- WEITBRECHT V., KUHN G., AND JIRKA G.H., 2002, Large scale PIV-measurements at the surface of shallow water flows, Flow Measurement and Instrumentation 13 (5-6) pp. 237-245
- WESTERWEEL, J., 2000, Theoretical analysis of the measurement precision in particle image velocimetry, Experiments in Fluids, Vol. 29, Iss. 7, 003-012

3D-PTV – Ein System zur optischen Vermessung von Wasserspiegellagen und Fließgeschwindigkeiten in physikalischen Modellen

DIPL.-ING. MARTIN HENNING, DIPL.-ING. (FH) VOLKER SAHRHAGE, DIPL.-ING. BERND HENTSCHEL, BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU, KARLSRUHE

1 Einleitung

Im wasserbaulichen Versuchswesen ist die Kenntnis von Wasserspiegellagen und Fließgeschwindigkeiten die wesentliche Voraussetzung für die Analyse von Strömungsvorgängen. Konventionelle Messverfahren liefern i. d. R. nur diskrete Informationen über die Höhe des Wasserspiegels bzw. über die Geschwindigkeit an einem konkreten Ort (z. B. Ultraschallsonden, Drucksonden, vibrierende Spitzentaster, Laser-Doppler-Anemometrie (LDA), Akustik-Doppler-Velocimetrie (ADV), Hitzdraht-Anemometrie (HDA)). Sie ermöglichen weder großflächige Analysen der Strömung noch die zeitgleiche Erfassung ganzer Strömungsfelder.

Vor dem Hintergrund verbesserter Analysemethoden und ständig verbesserter Rechenmodelle wächst der Wunsch nach Messverfahren, die in der Lage sind, großflächige Informationen zu liefern und gleichzeitig hohen Genauigkeitsanforderungen gerecht werden. Diese Informationen werden sowohl direkt für die Analyse der Untersuchung an den physikalischen Modellen als auch in zunehmendem Maße als Grundlage für die Weiterentwicklung komplexer mehrdimensionaler numerischer Verfahren benötigt.

Insbesondere für Vorgänge mit stark ungleichförmigen oder instationären Problemstellungen oder bei nicht ebenem Wasserspiegel ist der Einsatz eines Systems zur flächigen Erfassung von Wasserspiegellagen und Oberflächengeschwindigkeiten (Schleusenfüllung, Überströmung von Wehren oder Buhnen etc.) von großer Bedeutung.

In Zusammenarbeit mit der Fa. AICON, Braunschweig, wurde daher an der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) die Dreidimensionale-Particle-Tracking-Velocimetrie (3D-PTV) entwickelt, welche auf einem bereits erfolgreich eingesetzten photogrammetrischen System zur Vermessung von nicht transparenten Oberflächen im wasserbaulichen Versuchswesen aufbaut [Godding, Hentschel, Kauppert 2003].

2 Das Messsystem

Die 3D-PTV nutzt zur Bestimmung von Oberflächengeschwindigkeiten und Wasserspiegellagen das Prinzip der Teilchenverfolgung innerhalb einer Bildfolge. Die notwendigen Messungen finden berührungslos in den Bildern dreier Digitalkameras statt, die das Messobjekt zeitgleich als Videosequenz aufnehmen.

Die Lage des Wasserspiegels und die Oberflächengeschwindigkeiten werden durch sogenannte „Tracer“ verkörpert. Dies sind auf der Wasseroberfläche schwimmende Teilchen, die in der Auswertung in jeder einzelnen Aufnahme automatisch erkannt und deren Positionen bestimmt werden. Durch den Bewegungsfortschritt zwischen den Bildern ist es möglich, ihre Bewegung im Raum (Lage und Geschwindigkeit) zu rekonstruieren. Das System besteht aus einer Echtzeitanwendung für die Bildaufnahme und der Auswertung. Bei der Auswertung erfolgt die Identifizierung der Tracer durch digitale Bildverarbeitung und die anschließende Referenzierung zur Feststellung ihrer Raumkoordinaten.

2.1 Bildaufnahme

In Echtzeit erfolgt die Aufnahme durch drei progressive Industriekameras¹, die, zueinander starr verbunden, den Kamerakopf bilden. Das derzeit vorhandene System besteht aus einer S-VGA (800 x 600 Pixel, max. 60 Hz) und zwei XGA-2 Kameras (1360 x 1024 Pixel, max. 10 Hz).

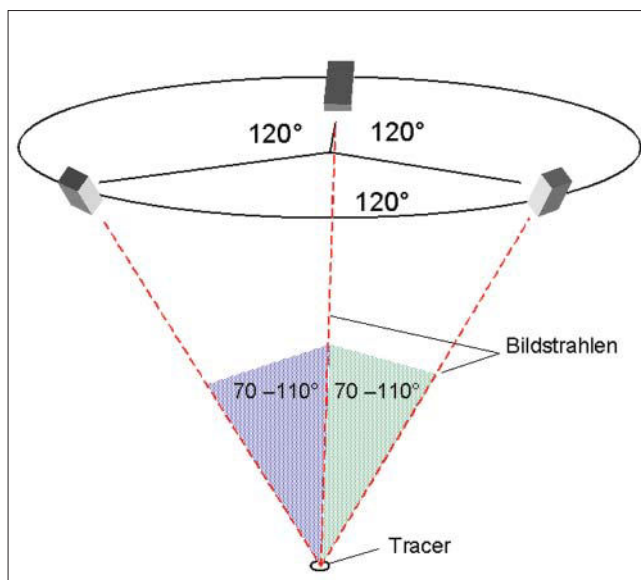


Bild 1: Kameraanordnung im 3D-PTV-System

Bei optimaler Konfiguration sollte die von den Kameras aufgespannte Ebene zur zu vermessenden Oberfläche ausgerichtet und die Kameras auf einem Vollkreis in 120° Schritten verteilt sein. Zur einwandfreien Punktbestimmung sollten die Kameras so angeordnet sein,

¹ liefern Vollbilder im Gegensatz zu Halbbildern beim Zeilensprungverfahren

dass die Schnittwinkel der drei Bildstrahlen im Messpunkt zwischen 70 – 110° liegen (Bild 1). Die streng zeitsynchrone Aufnahme aller Kameras wird als Bildtripel abgespeichert, welches im Postprocessing wieder als solches ausgewertet wird. Alle Bildtripel der gesamten Aufnahmedauer werden in einer Videodatei direkt auf dem Auswerterechner gespeichert. Die Größe dieser Datei richtet sich nach dem Format der aufgenommenen Bilder, der Anzahl an Aufnahmen pro Sekunde und der Länge des Aufnahmezeitraums. Die Kameras erzeugen monochrome Bilder mit 256 Helligkeitsabstufungen (8 Bit), wobei das einzelne Kamerabild eine Dateigröße von 0,48 bzw. 1,39 MByte hat. Durch die geringere Datenmenge pro Bildtripel lassen sich bei geringen Auflösungen höhere Aufnahmefrequenzen realisieren. Hohe Auflösungen ermöglichen dagegen größere Aufnahmebereiche oder genauere Punktmessungen. Tabelle 1 zeigt ein rechnerisches Beispiel der bei einem Versuch zu erwartenden Datenmengen. Bei der Konfiguration des Auswerterechners sind die Datenmengen im Vorfeld zu berücksichtigen.

Auflösung [Mio-Pixel]	Daten/Bildtripel [MByte]	Bildfrequenz [Hz]	Aufnahmedauer [min.]	Datenmenge [MByte]	Datenmenge [MByte/s]
S-VGA 0,48	1,4	60	1	4,9	82
			10	49	
			60	296	
XGA-2 1,39	3,8	10	1	2,4	40
			10	24	
			60	143	

Tabelle 1: Beispiel für zu erwartende Datenmengen

2.2 Auswertung

2.2.1 Bildverarbeitung

Im Postprocessing erfolgt die räumliche Verknüpfung der Einzelbilder und ihre Auswertung im Bildtripel. Diese umfasst zunächst die Erkennung und Messung der in den Aufnahmen sichtbaren, auf der Wasseroberfläche schwimmenden Tracer.

Einzelne Tracer werden über Kontrastunterschiede erkannt und müssen einen Mindestabstand zueinander haben. Wird dieser Mindestabstand unterschritten (d. h. es gibt keine Helligkeitsunterschiede zur Abgrenzung der Einzelteilchen), so werden diese Tracer als ein Teilchen gewertet und auf Grund eines vorzuziehenden Größenkriteriums nicht ausgewertet.

Die Zuordnung der identischen Tracer zu einer eindeutigen Bahnlinie erfolgt über eine gezielte Suche im Folgebild. Hierbei werden die bereits vorliegenden Informationen über diesen Tracer, wie der zurückgelegte Weg und die Richtung während des letzten Zeitschrittes, zu Grunde gelegt. Hinzu kommen vom Benutzer gewählte Einstellungen bezüglich Gleichförmigkeit der Bewegung und Größe der zu suchenden Tracer. Durch diese Informationen wird die optimale Suchposition des Tracers im Folgebild bestimmt. Stark un-

gleichmäßige Bewegungen, wie z. B. spontane Richtungsänderungen bei variierenden Geschwindigkeiten zwischen zwei Einzelbildern, könnten bei einer großen Anzahl an Tracern zu Fehlzuordnungen führen. Das System ist allerdings in der Lage, bei entsprechender Einstellung auch diese Effekte abzufangen.

Wird ein rundes Objekt auf einem Bildsensor digital abgebildet, so wird es in Pixel zerlegt und in einer Matrix aus Pixelelementen wiedergegeben. Der Mittelpunkt des Tracers wird über eine Ellipsen- und Schwerpunkt-messung subpixel-genau berechnet. Dazu ist es jedoch erforderlich, dass das zu bestimmende Objekt über eine ausreichende Anzahl an Pixeln abgebildet ist. Eine kreisförmige Zielmarke sollte daher abgebildet einen Durchmesser von 5 – 8 Pixel aufweisen, um Probleme bei der Punkt-messung zu vermeiden. Daraus ergibt sich in Abhängigkeit von der gewählten Kamera und dem Aufnahmeareal eine Mindestgröße für die Tracerteilchen (z. B. 1024 Pixel Auflösung, 3 m Kantenlänge des Aufnahmeareals, 1 Pixel entspricht 3 mm, Tracerdurchmesser mindestens 15 bis 25 mm).

Bei der Suche nach geeigneten Materialien für die Tracerteilchen erwies sich Polypropylen als geeignet, da es die folgenden Kriterien erfüllt (siehe dazu auch [Oertel, 1989]):

- Gute Schwimmeigenschaften an der Wasseroberfläche (Dichte: 0,9 – 1,0 g/cm³).
- Gutes Folgeverhalten in der Strömung.
- Ideale Anpassung an Wasseroberfläche durch geringe Höhe.
- Hoher Kontrast, einheitliche Farbe (wichtig für gute Bilderkennung).
- Sehr widerstandsfähig (formstabil, langlebig).
- Geringe elektrostatische Aufladung, um „Aneinanderkleben“ der Teilchen zu verhindern.
- Beständig gegenüber Chemikalien, um dauerhaft Konstanz der physikalischen Eigenschaften zu gewährleisten.
- Nahezu keine Feuchtaufnahme (< 0,01 %), damit die physikalischen Eigenschaften über die Versuchszeit konstant sind.
- Temperaturbeständig (Konstanz der physikalischen Eigenschaften).
- Geringe Kosten.
- Verschiedene Ausfertigungen lieferbar (0,3 – 0,8 mm stark; glänzend/matt; weiß/schwarz) für unterschiedliche Anwendungen. Die freie Farbwahl ist z. B. erforderlich, um einen hohen Kontrast zum Modelluntergrund zu gewährleisten.

2.2.2 Referenzierung

Zweiter Bestandteil des Postprocessing ist die Referenzierung der ermittelten Bildkoordinaten. Die zentralperspektivische Abbildung ist das grundlegende Modell des photogrammetrischen Messverfahrens (Bild 2). Die

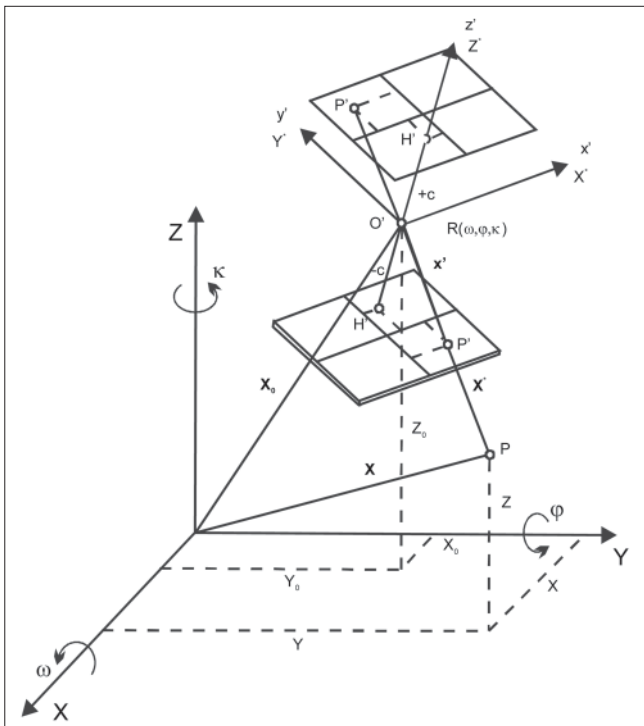


Bild 2: Zentralprojektion und Bildorientierung (aus [Luhmann 2003])

geometrische Rekonstruktion eines dreidimensionalen Objektes erfolgt über die Herstellung des Zusammenhangs zwischen Bild- und Objektpunkt. Von jedem Bildpunkt P' weist ein Bildstrahl über das Projektionszentrum O' zu dem entsprechenden Objektpunkt P .

Um diesen Zusammenhang herstellen zu können, benötigt man Kenntnisse über die innere² und äußere³ Orientierung der Aufnahmekamera. Die Parameter der inneren Orientierung einer Kamera beschreiben die Lage des Projektionszentrums O' im kamerafesten Bildkoordinatensystem sowie Abweichungen vom Idealfall, der zentralperspektivischen Abbildung. Dabei wird die Kamera als räumliches System angesehen, das aus der ebenen Bildfläche (Film, Bildsensor) und dem davor angebrachten Objektiv mit dem Projektionszentrum besteht [Luhmann 2003].

Durch die Parameter der äußeren Orientierung wird die Lage und Ausrichtung des Bildkoordinatensystems im übergeordneten Objektkoordinatensystem (z. B. Labor- oder Naturkoordinatensystem) definiert. Funktional ist die äußere Orientierung mit einer räumlichen Ähnlichkeitstransformation vergleichbar, bei der das Startsystem über drei Translationen und drei Rotati-

² Die innere Orientierung beschreibt die geometrischen Verhältnisse der Kamera, Objektiv, Framegrabber-Kombination (z. B. optische Verzeichnung).

³ Die äußere Orientierung definiert die Position und die Winkelorientierung des Bildes relativ zu einem äußeren Koordinatensystem über drei Positions- und drei Rotationsparameter.

onen in das Zielsystem überführt wird. Die Parameter der inneren Orientierung und die der relativen Orientierung der drei Kameras untereinander werden im Vorfeld durch eine Systemkalibrierung bestimmt, die vor jeder Aufnahmeserie durchgeführt wird. Die Parameter der äußeren Orientierung werden vor der Aufnahme über ein Passpunktfeld ermittelt. Retroreflektierende Barcode-Zielmarken (Bild 3) werden dabei durch Ringlichter beleuchtet und dienen in den Aufnahmen als Festpunkte bei der Transformation. Die berechneten Parameter für innere, relative und äußere Orientierung sind durch leichte Veränderungen der Positionen oder Winkel der Kameras untereinander, Temperaturschwankungen und wechselnde Lichtverhältnisse sehr instabil und stehen in direktem Zusammenhang mit der Güte der Punktmessungen.

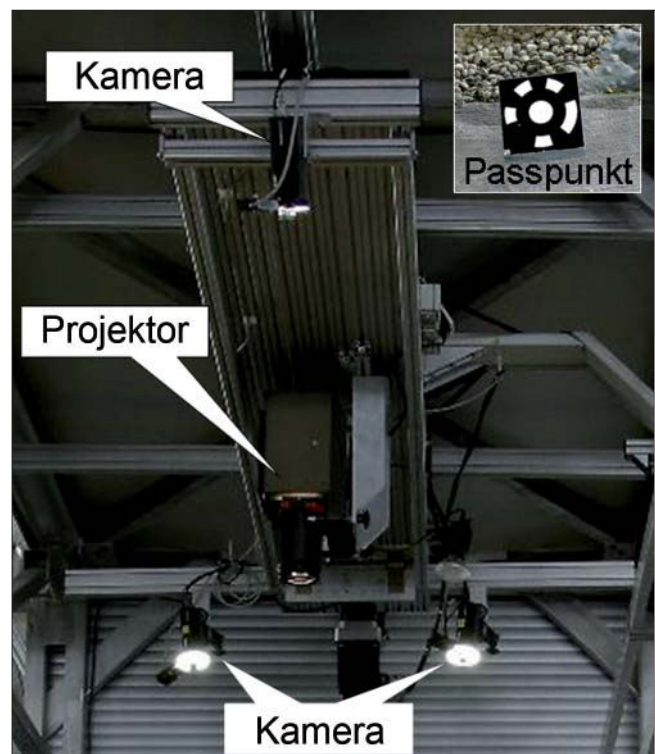


Bild 3: Kamerakopf 3D-Kombisystem zur PTV und Sohlenvermessung, Passpunkt Barcode-marke

Durch die so gewonnenen 3D-Koordinaten aller sichtbaren Tracer und die Zeitspanne zwischen den Bildtripeln (je nach Messung z. B. 1/10 s bis 1/60 s) wird ihre Geschwindigkeit und Positionsänderung unter Einbeziehung der Gleichförmigkeit der Bewegung vorherbestimmt und im Folgebild die entsprechenden Teilchen wiedererkannt. So kann die Bewegung jedes Tracers über den Aufnahmezeitraum dreidimensional erfasst werden. Größtmögliche Aufnahmefrequenzen von bis zu 3 x 60 Einzelbildern pro Sekunde und lange Filmsequenzen erfordern jedoch lange Bearbeitungszeiten für Tracking und Auswertung.

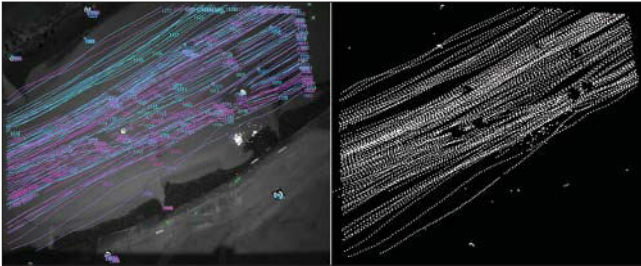


Bild 4: Bahnlinien und Punktwolke einer Messung am Flussmodell

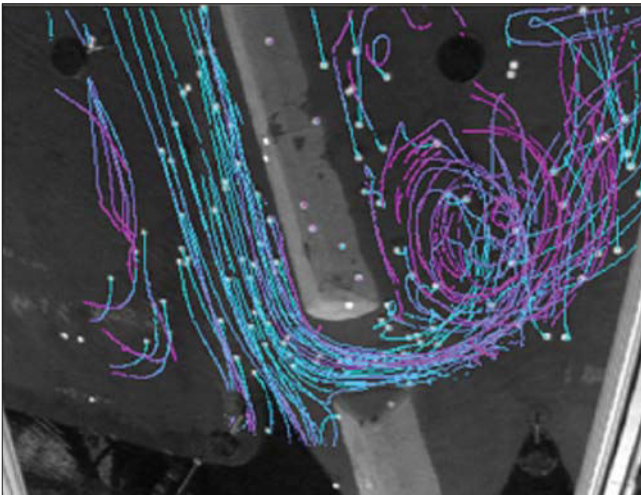


Bild 5: Bahnlinien einer Messung am Bühnenmodell

2.3 Messergebnisse und erreichbare Genauigkeit

Am Ende der Auswertung steht die Darstellung aller berechneten Bahnlinien über den Aufnahmezeitraum (Bild 4, Bild 5). Dabei wird dem Anwender für jedes verfolgte Partikel eine nummerierte Bahnlinie mit farbcodiertem Zeitschema dargestellt, zu der weitere Informationen, wie z. B. Koordinaten zu unterschiedlichen Zeitpunkten und Genauigkeiten in Form von Standardabweichungen, abrufbar sind. Die zu erreichenden Genauigkeiten hängen von der jeweiligen Anwendung und der Stabilität der Aufnahmeeinheit (innere und relative Orientierung) ab. Bei guter Auflösung der Messpunkte, stabiler und gut verteilter Anordnung der Kameras können Genauigkeiten von unter 0,1 mm erreicht werden. Bei Standardanwendungen (Aufnahmebereich ca. 3 x 3 m²) werden Genauigkeit bis etwa 0,3 mm in der Lage und 0,6 mm in der Höhe erreicht.

Bei kleineren Aufnahmebereichen lassen sich deutlich höhere Genauigkeiten von 0,05 mm in der Lage und 0,1 mm in der Höhe erreichen. Die Anordnung der Kameras kann dann ohne Einschränkungen durch Baugröße oder Beleuchtung vorgenommen werden.

3 Anwendung

3.1 Einsatz im wasserbaulichen Versuchswesen

Bisher wurde die 3D-PTV für Problemstellungen mit stationären Abflüssen bei lokal schwankenden Geschwindigkeiten und Wasserspiegeln, z. B. beim Pulsieren der Bühnenfeldströmungen, und bei Problemstellungen mit gekrümmten Wasserspiegelverläufen, wie sie z. B. beim Wehrüberfall oder der Bühnenüberströmung auftreten, eingesetzt.

3.1.1 Bühnenmodell Schönberg

In einem Bühnenmodell (M 1:30) der Elbe bei Schönberg (El-km 440) [Henning 2000], [Karg 2005] werden im Rahmen eines Forschungs- und Entwicklungsprojektes Systemuntersuchungen zur Auswirkung von neuen Bühnenformen auf die Wasserspiegellagen im Flussschlauch und auf das Strömungsgeschehen im Bühnenfeld als Begleitung einer groß angelegten Naturdatenkampagne durchgeführt [Kleinwächter et al. 2005], [Anlauf & Hentschel 2002], [Hentschel & Anlauf 2001] (s. Bild 6). Der Energieeintrag ins Bühnenfeld und die Energieumwandlung sind Teil der Untersuchungen.

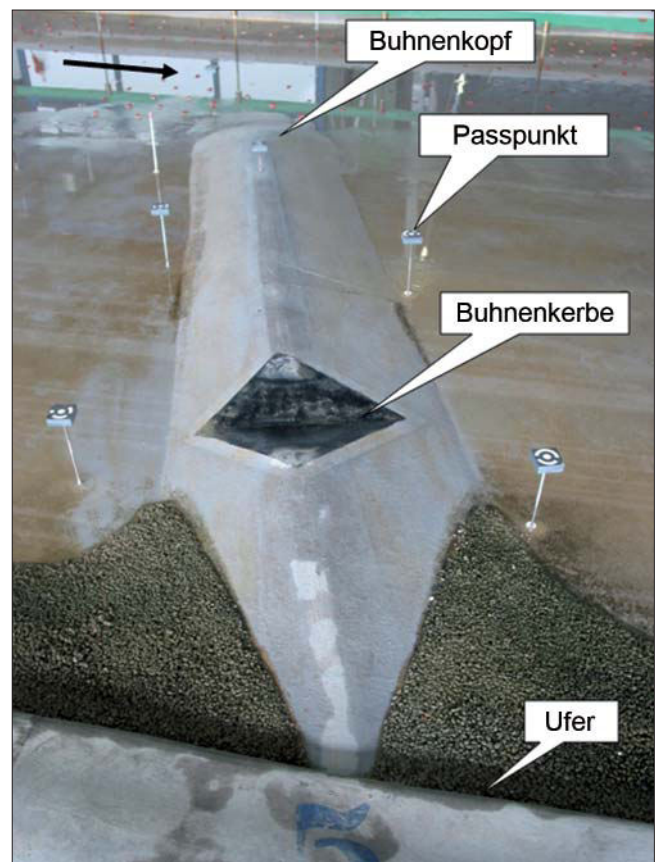


Bild 6: Bühne mit Kerbe im Modell Schönberg (trockenes Modell)

Die vorgestellten Auswertungen beziehen sich auf Versuche an Bühnen mit einer Kerbe im Rücken (Kerbbühne), die eine Öffnung in der uferseitigen Hälfte des Bühnenrückens aufweisen und somit eine Durchströmung bei entsprechenden Abflüssen zulassen. Zur Quantifizierung des Abflusses in den Öffnungen ist, neben der Kenntnis der Fließgeschwindigkeiten, die der Lage des Wasserspiegels erforderlich.

Neben der 3D-PTV kommt am Modell die 2D-PTV [ATV-DVWK 2003] zur Aufnahme großer Flächen und die 2D-Laser-Doppler-Anemometrie (LDA) zur tiefenaufgelösten Aufzeichnung der Fließgeschwindigkeiten in den Bühnenkerben zum Einsatz.

Der Einsatzbereich der 3D-PTV besteht vor allem in der Detailbetrachtung der Fließgeschwindigkeiten und Wasserspiegel in den Öffnungen der Bühnenrückens und in den Bühnenfeldern. Der betrachtete Bildausschnitt ergibt sich bei einem Kameraabstand von ca. 2 m und einer Auflösung von 800 x 600 Pixel zu ca. 1,6 x 1,6 m². Da das Strömungsgeschehen in Bühnenfeldern einer Pulsation unterliegt und im Falle von gekerbten Bühnen von der Bildung und dem Zerfall von Wirbeln und Walzen geprägt ist, herrscht stark ungleichförmiger Abfluss in den Bühnenfeldern vor, so dass zur Quantifizierung von Wasserein- bzw. -austrag die Betrachtung von Mittelwerten zielführend ist. Bild 5 zeigt hier die unterschiedlichen Verläufe der Bahnlinien der Tracerteilchen über die Zeit. Im rechten Bildteil (unterstrom der Bühne) erkennt man die hohe Varianz der Bahnlinien über die Zeit.

Die Wasserspiegeldifferenzen zwischen den Bühnenfeldern liegen in der Natur bei einem Bühnenabstand von ca. 100 m und einem Wasserspiegelgefälle im Flussschlauch von 0,1 – 0,2 ‰ im Mittel zwischen 0,01 und 0,02 m. Um Schwankungen des Wasserspiegels oder den Wasserspiegel in der Öffnung betrachten zu können, muss die Auflösung des Systems in diesem Bereich liegen. Aus dem Modellmaßstab von 1:30 ergeben sich Genauigkeitsanforderungen an die Auflösung der Wasserspiegellagen von < 0,3 mm, was der theoretisch möglichen Auflösung entspricht (s. o.). Durch die Umwandlung kinetischer in potenzielle Energie an den Einstromquerschnitten am Bühnenkopf und am Durchriss kommt es in den Bühnenfeldern lokal zu größeren Unterschieden im Wasserspiegel.

Bild 7 zeigt die Auswertung der Wasserspiegellagen einer 3D-PTV Messung in einer Bühnenkerbe bei einem Natur-Mittelwasserdurchfluss (MQ) von 561 m³/s (Bezug ist der Pegel bei Wittenberge). Zur Reduzierung der Datenmenge wurde die Auswertung mit einer Frequenz von 5 Hz durchgeführt, was wegen der relativ geringen Strömungsgeschwindigkeiten zulässig war. Das Spektrum der Farbkodierung beträgt 0,1 m in der Natur (entsprechend 3 mm Modell). Klar zu erkennen ist der niedrigere Wasserspiegel im unterstromigen

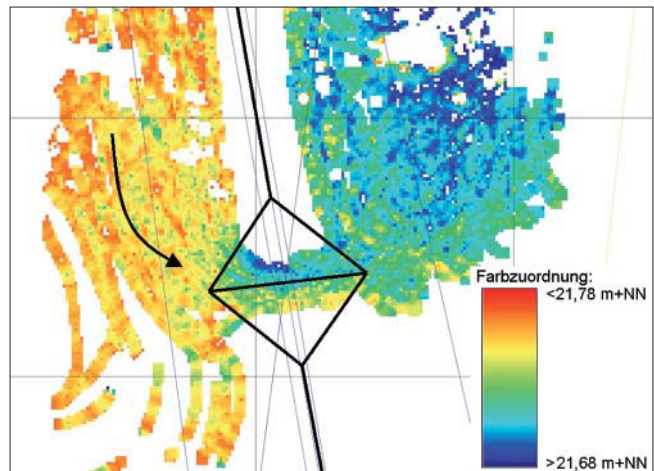


Bild 7: Farbkodierte Wasserspiegellagen in der Bühnenkerbe (umgerechnet auf Naturhöhen)

Bühnenfeld aber auch der Verlauf des Wasserspiegels in der Kerbe. Der unruhige Farbverlauf ergibt sich aus den Wasserspiegelschwankungen, die im Bereich des gesamten Bühnenfeldes, besonders aber im Bereich der Strömungsstörung, die die Öffnung darstellt, auftreten.

Die Genauigkeitsanforderungen an die Geschwindigkeitsmessungen sind leichter zu erfüllen, da die Lageauflösung des Systems prinzipiell besser ist, als die der Höhen und die Vertikalkomponenten der Geschwindigkeiten im vorliegenden Fall vernachlässigbar sind. Darüber hinaus schwanken die Geschwindigkeiten in relativ größeren Spektren, so dass die Schwankung alleine durch die breitere Skalierung geringer scheint. Bild 8 zeigt die den Wasserspiegeln in Bild 7 zugehörigen 2D-Oberflächengeschwindigkeiten (ohne Vertikalkomponente). Die dargestellten Geschwindigkeiten reichen von kleiner 0,1 m/s bis 1,1 m/s in Naturwerten, das entspricht 0,02 bis 0,2 m/s im Modell.

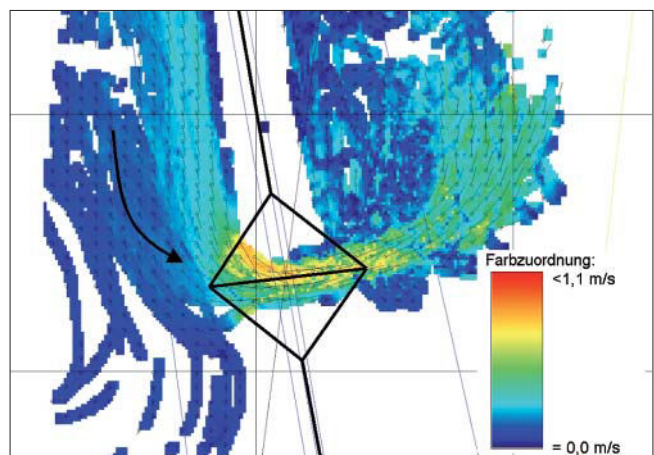


Bild 8: Farbkodierte Oberflächengeschwindigkeiten in der Kerbe des Bühnenrückens (umgerechnet auf Naturwerte)

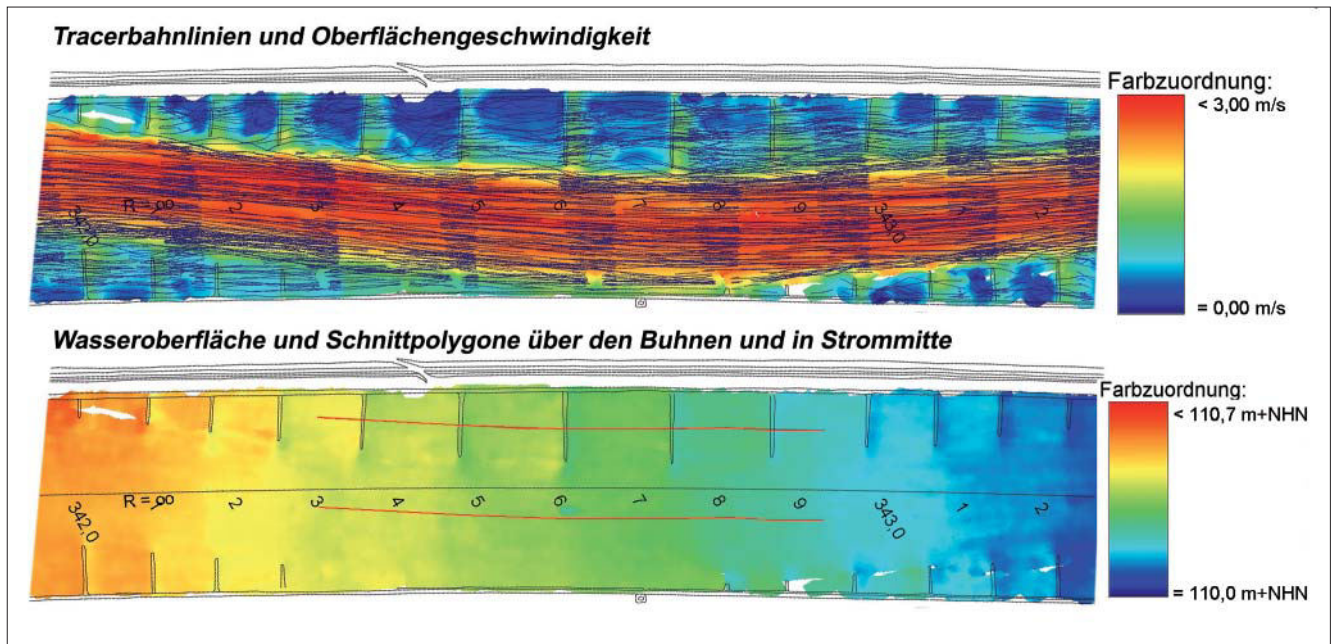


Bild 9: Oberflächengeschwindigkeiten und Wasserspiegel des Rheinmodells Iffezheim (Fließrichtung von links nach rechts)

3.1.2 Rheinmodell Unterwasser Iffezheim

Durch die Anwendung der 3D-PTV auf das Modell eines 8 km langen Rheinabschnitts unterhalb der Staustufe Iffezheim (MdL = 1:100, MdH = 1:50) wurden die Oberflächengeschwindigkeiten und die Höhe der Wasserspiegellagen eines großen Modellausschnitts bestimmt. In insgesamt 54 Einzelfeldern der Größe 1,5 x 2,5 m² wurden Messungen durchgeführt und zu einem digitalen Modell zusammengeführt. Die Aufnahme der Bildfolgen dauerte knapp einen Arbeitstag, die Auswertung der Bilder weitere drei Tage. In Bild 9 sind die Ergebnisse für einen Ausschnitt des Modells als Farbflächen- und Geschwindigkeitsgrafik dargestellt.

Bild 10 zeigt Wasserspiegel- und Geschwindigkeitslängsschnitte im Bereich der in Bild 9 rot dargestellten Schnittpolygone. Der erwartete, treppenartige Verlauf mit einer Wasserspiegelabsenkung bei gleichzeitiger Geschwindigkeitserhöhung über den Buhnen tritt auf.

Der Wasserspiegelunterschied beträgt zwischen zwei Buhnenfeldern etwa 5 cm in der Natur bzw. 1 mm im Modell, die lokalen Wasserspiegelabsenkungen unterhalb der Buhnen betragen im Modell etwa 0,3 mm.

3.1.3 Systemmodell Schlauchwehr

Im Rahmen des BAW Forschungs- und Entwicklungsprojektes „Schlauchwehre an Bundeswasserstraßen“ wurden zahlreiche Versuche als Grundsatzuntersuchung und Planungsgrundlage an Schlauchwehrmodellen (M 1:12) durchgeführt (Bild 11, Bild 12) [Grimm et al., Kap. 4 „Wehre“, in diesem Heft]. Zur Ermittlung der Druckkräfte auf das Bauwerk war die Kenntnis der Fließgeschwindigkeiten und Wasserspiegel notwendig, die mittels 3D-PTV unter der Randbedingung eines dreidimensionalen Wasserspiegels erfasst wurden [BAW 2004]. Zur Überprüfung der Wasserspiegelmessungen wurden auch konventionelle Spitzentastermessungen durchgeführt. Es stellte sich heraus, dass im

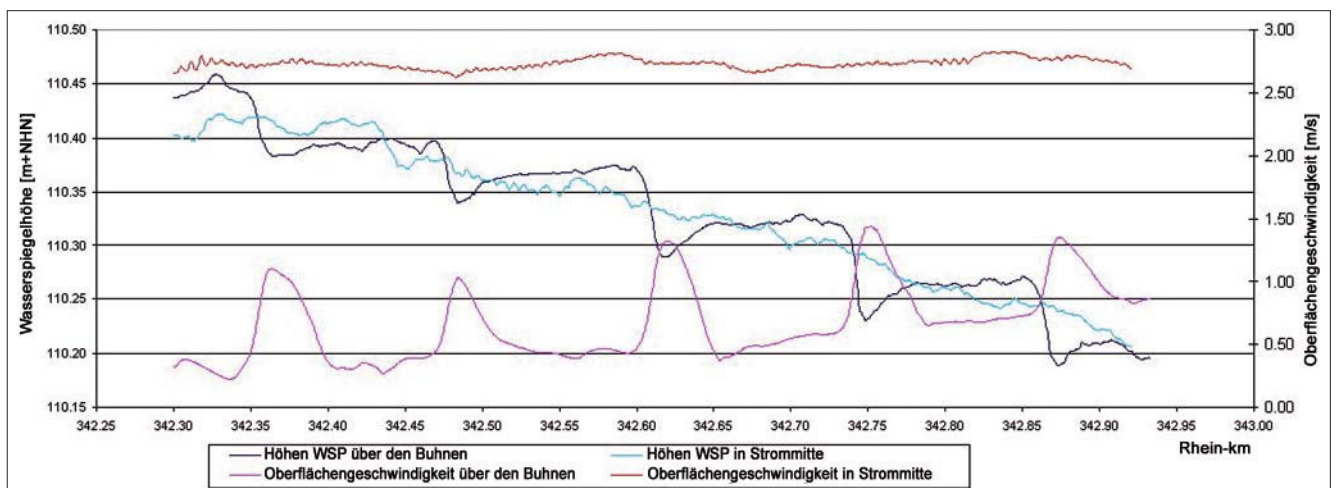


Bild 10: Wasserspiegel- und Geschwindigkeitslängsschnitte



Bild 11: Foto des Schlauchwehrs (vor Einbau der Messtechnik)

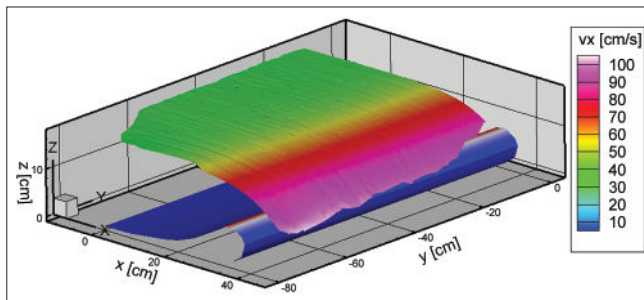


Bild 12: Wasserspiegel und Oberflächengeschwindigkeiten am Schlauchwehr

Bereich der großen Krümmung des Wasserspiegels im Überfallbereich, die Spitzentastermessung durch Probleme beim Antasten deutlich schlechtere Ergebnisse lieferte als die 3D-PTV.

Im Modell gemessene Geschwindigkeiten lagen zwischen 0,3 und 1,1 m/s, bei einem Aufnahmefeld von ca. $0,7 \times 0,7 \text{ m}^2$ und einer Bildfrequenz von 60 Hz. Da die Messebene horizontal lag, konnten ab einem gewissen Überfallwinkel die Bewegung der Teilchen wegen ihrer ungünstigen Lage zum Kamerakopf nicht mehr ausgewertet werden. Der Oberwasserspiegel verläuft ebenfalls annähernd horizontal, sodass dort eine sehr gute Datenrate und -qualität erzielt werden konnte.

3.1.4 Mittelwertbildung

Bei der Betrachtung von Fließgeschwindigkeiten und Wasserspiegellagen bei ungleichförmigen Strömungsvorgängen ist oft die Auswertung von Mittelwerten zielführend, da sie als Ergebnis einen Rückschluss auf repräsentative Werte, wie z. B. einen mittleren Durchfluss oder eine mittlere Wasserspiegellage, zulässt. Auch können aus der Betrachtung eines langen Zeitraums Schwankungsbreiten und andere relevante statistische Größen, wie z. B. die Standardabweichung, bestimmt werden. Durch die zeitliche Mittelwertbildung erhält man ein einheitliches Strömungsfeld (Stromlinien), das so diskret nicht auftritt. Im Gegensatz dazu repräsentieren die tatsächlich aufgenommenen Bahnlinien die Instationarität der Strömung (Bild 13).

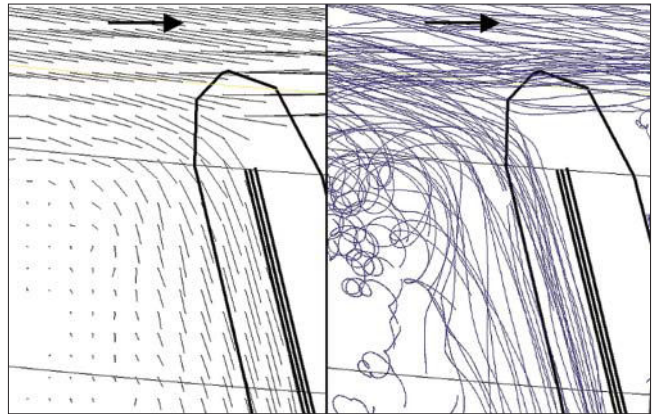


Bild 13: Berechnete Mittelwerte als Vektoren (links) und tatsächlich aufgenommene Bahnlinien am Bühnenkopf

Auch die Mittelwertbildung über kurze Zeiträume kann zur Beschreibung eines momentanen Strömungsbildes von Interesse sein. Grundsätzlich gibt es also zwei Betrachtungsweisen einer ungleichförmigen Strömung:

- Die Bildung von Mittelwerten über eine ausreichend lange Zeit mit dem Ergebnis eines durchschnittlichen Strömungsbildes;
- die Betrachtung kurzer zeitlicher Intervalle zur Feststellung von Momentaufnahmen der Strömung.

Der Begriff der Momentaufnahme muss im Zusammenhang mit den Modellgeschwindigkeiten bzw. den Modellzeitmaßstäben gesehen werden, da bei der Auswertung von zwei aufeinander folgenden Bildtripeln der Mittelwert über den zeitlichen Abstand der Bilder und den räumlichen Abstand der Tracer gebildet wird. Es muss modellabhängig ermittelt werden, über welche Zeiträume eine Bildfolge mit welcher Frequenz aufgenommen werden muss, um als Ergebnis einen zuverlässigen Mittelwert zu erhalten. Das gilt ebenso für die Betrachtung kleiner zeitlicher Intervalle, bei der eine gute Tracerdichte eine große Rolle spielt, da bei kurzen Messintervallen die Tracer quasi Punktinformationen liefern.

3.1.5 Betrachtungen instationärer Vorgänge

Die 3D-PTV wurde bisher nur für die Gewinnung von Mittelwerten des Wasserspiegels und der Fließgeschwindigkeiten bei gleichzeitiger Ermittlung von Schwankungsbreiten, Standardabweichungen etc. über die gesamte Aufnahmedauer eingesetzt. Ein Potenzial des Messverfahrens liegt wegen der räumlichen Auflösung aber auch in der Betrachtung von instationären Vorgängen, wie z. B. dem Füllvorgang einer Schleuse oder des Ablaufs einer Ganglinie.

Bei instationären Vorgängen ist die Bildung zeitlicher Mittelwerte nur in Sonderfällen, z. B. zur Ermittlung der mittleren Anstiegsgeschwindigkeit des Wasserspiegels, sinnvoll, sodass die Auswertung in kleinen Zeit-

schritten erfolgen sollte, um die Veränderung der Strömung und des Wasserspiegels in Abhängigkeit der Veränderung des Abflusses auflösen zu können. Die Strömung muss also in den gewählten Zeitschritten als quasi-stationär behandelt werden. Ob die Voraussetzungen hierfür erfüllt werden ($\Delta v \ll v$, $\Delta H_i \ll \Sigma \Delta H_i$), muss im Einzelfall geprüft werden.

Ein Problem bei der zeitlichen Diskretisierung kann auftreten, wenn die Teilchendichte nicht ausreichend ist. Bei einer Aufnahme- und Mittelungsdauer von einigen Minuten können durch die kontinuierliche Zugabe von Tracern ausreichende Teilchendichten erreicht werden. Soll ein sehr kurzer Zeitabstand betrachtet werden, müssen die Tracer gleichmäßig, flächendeckend und in ausreichender Anzahl zugegeben werden.

Soll nur die Veränderung des Wasserspiegels beobachtet werden, können die Tracer, z. B. durch Drähte bzw. ein Drahraster, in ihrer Lage fixiert werden.

3.2 Abgrenzung zu anderen Messsystemen

3.2.1 2D-PTV

Grundsätzlich unterscheiden sich die Systeme 2D- und 3D-PTV in der Auflösung der Höhenkomponente. Zur Bestimmung der Fließgeschwindigkeiten arbeiten beide Verfahren nach dem gleichen Prinzip und können beide angewandt werden, solange die Geschwindigkeitskomponente in Richtung des Erdmittelpunkts vernachlässigbar ist und die Wasserspiegellagen nicht interessieren.

Einem wesentlich vereinfachten Aufbau der 2D-PTV und der damit verbundenen größeren Mobilität stehen Abstriche in der Messgenauigkeit gegenüber. Eine weitere Einschränkung der 2D-PTV besteht in der Tatsache, dass für die Entzerrung des Bildes schwimmende, in ihrer Lage fixierte Punktmarken verwendet werden, deren Lage in der Ebene des Wasserspiegels vorausgesetzt ist. Der Wasserspiegel wird ideal als Ebene angenommen. Ergebnisse bei unebenem Wasserspiegel können nicht gewonnen werden oder beinhalten Messfehler. Bei Kenntnis der inneren Orientierung der Kamera-Objektiv-Kombination kann die Lage der Tracer im Bild für ebene Problemstellungen berechnet werden. Die Ungenauigkeiten entstehen vor allem durch die zumeist nicht ideal ebenen Wasserspiegel, was einen Einfluss sowohl auf die Position der Tracer als auch auf die Höhe der Punktmarken hat.

Der erforderliche, zueinander starre Messaufbau der Kameras bei der 3D-PTV ist nicht in jedem Fall zu gewährleisten und wegen der hohen Anforderungen der weiterverarbeitenden Programme an die Messgenauigkeit kann unter Umständen überhaupt keine Auswertung erfolgen. In einem solchen Fall (z. B. in großen Modellen, in denen ständiges Umsetzen des Sys-

tems vorgenommen werden muss oder bei Naturmessungen) kann sich der Einsatz der 2D-PTV als zielführend, weil einzig möglich, erweisen.

Ein weiterer Vorteil der 2D-PTV besteht in dem größeren Aufnahmefeld, bedingt durch den Einsatz lediglich einer Kamera, wohingegen beim Einsatz der 3D-PTV die Bilder dreier, notwendigerweise geneigter Kameras zur Überdeckung gebracht werden müssen, woraus ein deutlich kleinerer Bildausschnitt resultiert.

Letztendlich ist ein 3D-System durch die Anschaffung der Software sowie leistungsfähiger Rechner und der dreifach benötigten Kamerahardware deutlich teurer.

3.2.2 Particle-Image-Velocimetrie (PIV)

Im Gegensatz zur PTV, wo einzelne, diskrete Teile über Kontraste verfolgt werden, arbeitet die PIV mit der Verfolgung von Strukturen, deren Bewegung aus einem Mustervergleich (Kreuzkorrelation) aufeinander folgender Bilder ermittelt wird [Lausen, Weitbrecht 1999], [Lausen et al. 2001]. Im Fluid enthaltene oder zugegebene Partikel dienen als Strukturelemente. Durch den Vergleich von Strukturen erhält man zunächst von Bild zu Bild (bei entsprechend kleiner Intervalldauer und Tracerdichte) eine Momentaufnahme der Strömung. Durch Überlagerung einzelner Sequenzen können auch Mittelwerte der Geschwindigkeiten über größere Zeiträume gebildet werden.

Da oftmals die Fließgeschwindigkeiten in lediglich einer Ebene interessieren (Sonderfall Wasserspiegel), wird die PIV im wasserbaulichen Versuchswesen häufig in Kombination mit einem Laserlichtschnitt benutzt, durch den eine Ebene definiert werden kann. Der Vorteil der PIV liegt in der Möglichkeit, flächige Geschwindigkeiten innerhalb des Wasserkörpers oder in Luft (AD-Modelle) messen zu können. Auch ist durch die Verfolgung von Strukturen die Diskretisierung in extrem kleinen Zeitschritten möglich (200 bis 1000 Hz). Allerdings müssen entsprechende Strukturen vorhanden sein oder erzeugt werden, was sich beim Einsatz von Lasern mit sehr kleinen Bildausschnitten durch die Zugabe von z. B. Farbe oder Luftbläschen erfüllen lässt. Bei der Aufnahme von größeren Bildausschnitten ohne Laser ist die Verfolgung von Luftblasen in Turbulenzen oder eines Schaumfilms auf der Wasseroberfläche denkbar.

Nachteile der PIV sind der aufwändige Aufbau, die Einhaltung der Sicherheitsbestimmungen beim Einsatz eines Lasers und der sehr kleine Bildausschnitt, der sich beim Verfahren mit Laser ergibt. Beim Verfahren ohne Laser entfallen diese Nachteile, die Einschränkung besteht dann darin, dass eine Identifikation der Messebene nicht ohne Weiteres möglich ist.

4 Zusammenfassung

Der Aufbau und Betrieb der 3D-PTV erfordert fachkundiges Personal und muss mit höchster Genauigkeit durchgeführt werden. Der hohe Datenanfall erfordert leistungsfähige Hard- und Software.

Die Stärken des Systems liegen in der Auswertung von Wasserspiegeln und Fließgeschwindigkeiten in Modellen mit ebenem oder gewölbtem Wasserspiegel durch die Betrachtung eines zur Mittelwertbildung ausreichend langen Zeitraums. Die Ermittlung von Schwankungsbreiten, Standardabweichungen etc. über eine statistische Auswertung lässt Aussagen über Eigenschaften wie Turbulenzgrad (je nach Skala muss hier die Größe der Tracer und deren Folgevermögen beachtet werden), Gleichförmigkeit und Instationarität zu.

Die Auflösung der Wasserspiegellagen funktioniert unter perfekten Randbedingungen bis in den Zehntelmillimeterbereich. Im Versuchsbetrieb wurde eine Genauigkeit von bis zu 0,3 mm erreicht. Die Lagegenauigkeit ist ca. um den Faktor 3 besser.

Bei der Auflösung von kleinen zeitlichen Intervallen zur Momentaufnahme der Strömung muss auf die Verteilung der Tracer im Bild geachtet werden, da eine zu geringe Tracerdichte nicht ausreichende Informationen liefert und eine zu hohe Tracerdichte, bzw. direkt nebeneinander schwimmende Teile die Auswertung erschweren.

Abschließend sei auf die zeitintensive Auswertung hingewiesen, die, in Abhängigkeit der Traceranzahl und der Aufnahmefrequenz, inklusive der Messung der Punkte in den Bildtripeln, der Zuordnung der Bahnlinien, der Transformation und der Plausibilisierung das Fünzigfache der Aufnahmedauer erreichen kann.

Vorteile

- Berührungslose Messung von Oberflächengeschwindigkeiten und Wasserspiegel.
- Zwei wesentliche hydraulische Parameter werden gleichzeitig gemessen.
- Sehr gute erreichbare Genauigkeiten.
- Großflächige (großräumige) Ergebnisse (mehrere Quadratmeter im Labor).
- Zeitgleiche Erfassung ganzer Strömungsfelder.

Einschränkungen

- Hohe Anforderungen an Mess- bzw. Systemgenauigkeit.
- Aufwändige Auswertung.
- Ausschließlich Messung von Oberflächengeschwindigkeiten.
- Messwerte nur dort, wo auch Tracer vorhanden sind.

Mit der 3D-PTV steht ein hochgenaues System zur räumlichen Erfassung von Fließgeschwindigkeiten und Wasserspiegeln zur Verfügung. Die Notwendigkeit dessen Einsatzes ist wegen der genannten Einschränkungen durch Vergleich mit anderen Messsystemen zu prüfen.

5 Literatur

ANLAUF, A.; HENTSCHEL, B. (2002): Untersuchungen zur Wirkung verschiedener Buhnenformen auf die Lebensräume in Buhnenfeldern der Elbe. In: Geller, W.; Puncocar, P.; Guhr, H.; von Tümpling jun. W.; Medek, J.; Smrták, J.; Feldmann, H.; Uhlmann, O. (Eds.): Die Elbe – neue Horizonte des Flussgebietsmanagements. 10. Magdeburger Gewässerschutzseminar. Teubner, Stuttgart Leipzig Wiesbaden, pp.199-202.

ATV-DVWK 2003: Feststofftransportmodelle für Fließgewässer, ATV-DVWK Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V., Hennef, März 2003, pp 250-251.

BAW 2004: FuE-Projekt: Schlauchwehre an Bundeswasserstraßen, 2. Bericht über die physikalische Modelluntersuchungen an Schlauchwehren, BAW 2004.

GODDING/HENTSCHEL/KAUPPERT (2003): Videometrie im wasserbaulichen Versuchswesen. In: Wasserwirtschaft 4/2003, S. 36-40.

GRIMM et al. (2006): Entwicklungsstand der physikalischen Modelluntersuchung von Schleusen und Wehren. In: Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, Nr. 90

HENNING (2000): Untersuchung zur Auswirkung des Buhnenwinkels auf die Strömungsvorgänge in Buhnenfeldern. Diplomarbeit, Technische Universität Karlsruhe.

HENTSCHEL, B.; ANLAUF, A. (2001): Ökologische Optimierung von Buhnen in der Elbe. In: Weitbrecht, V.; van Mazijk, A. (Eds.): Bericht zum Workshop UFZ Leipzig-Halle, Magdeburg 22./23. Oktober 2001, pp.121-133.

KARG (2005): Untersuchungen zur Hydraulik durchrisener Buhnen. Diplomarbeit angefertigt an der Bundesanstalt für Wasserbau und der FH Karlsruhe.

KLEINWÄCHTER; EGGERS; HENNING; ANLAUF; HENTSCHEL; LARINK (2005): Distribution Patterns of Terrestrial and Aquatic Invertebrates Influenced by Different Groyne Types at the River Elbe (Germany). Archiv für Hydrobiologie, Large River Supplement.

LAUSEN, R.; WEITBRECHT, V. (1999): Einführung eines PIV-Messsystems an der BAW, Karlsruhe.

LAUSEN/PAVLOWSKI/SENGSTOCK (2001): Anwendung von Ganzfeldmessverfahren an der BAW, Karlsruhe.

LUHMANN, T. (2003): Nahbereichsphotogrammetrie. Grundlagen, Methoden und Anwendungen. Verlag Wichmann

OERTEL SEN., H. ; OERTEL JR., H. (1989): Optische Strömungsmesstechnik 1. Verlag G. Braun, Karlsruhe

Ein Finite-Differenzen-Verfahren zur Strömungsanalyse

DIPL.-ING. BERND HENTSCHEL, BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU KARLSRUHE

1 Einleitung

Eine Grundsatzaufgabe der Hydrologie besteht in der Ableitung von Wasserstands-Abfluss-Beziehungen an ausgewählten Pegeln. In der Vergangenheit konzentrierte man sich bei der Auswertung der dazu durchgeführten Durchflussmessungen auf die Ermittlung des Gesamtdurchflusses in kompakten Messquerschnitten. Gleichwohl wurden die Durchflüsse in den ersten Messverfahren (Flügelmessungen) über Vielpunkt-Geschwindigkeitsmessungen in einem geeigneten Raster ermittelt. In den 1990er Jahren wurden die zeitaufwändigen Flügelmessungen von Ultraschall-Doppler-Verfahren (ADCP: Acoustic-Doppler-Current-Profiler, [Adler 2005]) abgelöst. Mittlerweile werden hauptsächlich Messverfahren eingesetzt, die entweder auf die Erfassung des Durchflusses und nicht der Geschwindigkeit hin optimiert wurden (Moving Boat Doppler Verfahren) oder ohne Umweg über die Fließgeschwindigkeit direkt den Durchfluss messen (horizontale Ultraschall Doppler Verfahren).

Detaillierte Strömungsanalysen erfordern jedoch neben diesen reinen Durchflussermittlungen eine Auswertung von Geschwindigkeitsmessungen auch in gegliederten Querschnitten, zum Beispiel mit lotrechten Ultraschall Doppler Verfahren. Die Auswertungen von Fließgeschwindigkeiten in gegliederten Querschnitten, unter Umständen auch mit Rückströmungsbereichen, werden zum Beispiel für spezielle Anforderungen im Zusammenhang mit der Modellierung von Strömungsvorgängen durchgeführt. Im wasserbaulichen Versuchswesen ist es häufig erforderlich,

für Variantenvergleiche die geänderte Strömungscharakteristik (z. B. ursprünglich strukturierter, in der Variante kompakter Querschnitt) zu untersuchen. In der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) wurde dazu das Programm FlieGe (FließGeschwindigkeiten) entwickelt [Hentschel 1992], das solche Strömungsanalysen von nicht kompakten Querschnitten erlaubt. Im Auftrag der BAW wurde das Programm um eine Datenbankanbindung und eine grafische Oberfläche erweitert [BAW/Schumacher 2005].

Zur Auswertung der Geschwindigkeitsmessungen in kompakten Querschnitten wird auch für mittlerweile standardmäßig durchgeführte ADCP-Messungen der ursprünglich für Vielpunkt-Messungen entwickelte eindimensionale Spline-Algorithmus nach [Casperlein 1967] genutzt. Dieses Verfahren ist in der Pegelvorschrift [LAWA, BMV 1998] festgelegt. Hinweise zu den speziellen Anforderungen an das Messsystem finden sich in [Orlovius, A., Henning, M. 2005].

2 Auswerteverfahren für Geschwindigkeitsmessungen

Für die Analyse von Geschwindigkeitsdaten im Durchfluss-(Quer-)profil stehen im wesentlichen die in Tabelle 1 dargestellten Möglichkeiten zur Verfügung.

Daneben werden in der Literatur noch weitere Auswertemethoden beschrieben, wie z. B. die Methode von [Kölling 1994], bei der ein Finite Elemente (FE) Netz auf der Grundlage von Messungen kalibriert wird. Diese Methode kommt im Betrieb mit einem

Verfahren	Beschreibung	Vorteile	Nachteile
Mittlere Geschwindigkeit aus 1-Punkt-Messung	exponentielle v-Verteilung nach dem Muster $v_z = a * z^{1/n}$ z. B. Mit $n = 6$ [BAW, Schumacher 2006] oder ganz allgemein: $1/n = 2,1 * \lg Re^{-1,9}$ (Rohre) in Abhängigkeit von der Re-Zahl.	schnelle Berechnung geringer Messaufwand.	nur für homogene Strömungen, keine Berücksichtigung komplexer Geometrien (nur für ideale Geometrien wie z.B. Rohre, prismatische Gerinne), Auswertung von Lotrechten nur an den gemessenen Lotrechten, daher nur bedingt für Vergleichsmessungen geeignet.
2-/Vielpunkt- oder Mehrpunkt-Messung	Interpolation mit Spline- oder Akima-Funktionen. Gängige Methode nach Pegelvorschrift.	schnelle Berechnung.	keine Berücksichtigung von Rückströmzonen, keine Berücksichtigung der Geometrie zwischen den Messlotrechten, keine Standards für Luftmodellströmungen.
2-/Vielpunkt - Messung mit FD-Ausgleich (finite Differenzen)	Flächige Interpolation zwischen den Messwerten (modifizierte Minimum Curvature - Methode) [BRIGGS 1974]	Berücksichtigung von komplexen Geometrien und Rückströmzonen. Weitreichende Auswertemöglichkeiten.	rechenaufwändiger als die anderen Verfahren.

Tabelle 1: Auswerteverfahren für Geschwindigkeitsmessungen im Querprofil

sehr geringen Messaufwand aus und berücksichtigt Sekundärströmungen und Rückströmzonen. Sie ist jedoch nur für wiederkehrende Messungen in geometrisch nicht veränderten Gerinnen geeignet.

Für den Einsatz bei aerodynamischen und hydraulischen Modellen hat sich die in der BAW entwickelte Methode des FD-Netzes aus Vielpunkt-Messungen bewährt. Bei diesem Algorithmus handelt es sich um ein allgemeines Rechenverfahren zur Ermittlung eines geglätteten drei-dimensionalen Rasters auf der Grundlage einiger weniger bekannter Punkte. Primäre Anwendungen bei der Entwicklung des Verfahrens von Briggs waren die Erstellung von räumlichen Geländemodellen und die Darstellung von Gravitations- oder elektromagnetischen Feldern. Für die speziellen Anwendungen bei der Interpretation von Geschwindigkeiten in Gewässerprofilen waren Änderungen bzw. Ergänzungen, insbesondere in den Randbereichen (Sohle, Ufer, Wasserspiegel), an dem Algorithmus erforderlich, um die Strömungsverhältnisse physikalisch korrekt abzubilden. Auf die mathematische Herleitung der Grundgleichungen wird hier mit dem Hinweis auf die Originalquelle [Briggs 1974] verzichtet.

3 Das Finite-Differenzen-Verfahren FlieGe

3.1 Funktionsumfang

Mit dem Programm FlieGe wurde zur Analyse von Natur- und Modelldaten ein erweitertes numerisches Verfahren entwickelt. Dieses beruht auf einem iterativen finiten Differenzen-Ansatz unter Verwendung einer flächigen Ausgleichsfunktion (modifizierte Minimum Curvature Methode nach [Briggs 1974]). Mit Hilfe dieses Verfahrens ist es z. B. möglich:

- Stark strukturierte Querprofile unter Einbeziehung von z. B. Vorlandabflüssen und Stromspaltungen zu analysieren.
- Rückströmzonen zu erfassen und zu quantifizieren.
- Horizontale und vertikale Geschwindigkeitsprofile an beliebigen Stellen des FD-Rasters unabhängig von den tatsächlichen Messstellen darzustellen.
- Flächen, Durchflüsse und Geschwindigkeiten in frei wählbaren Teilbereichen des Gesamtprofils zu ermitteln.
- Isotachen zu generieren.
- Statische Flächen- und dynamische Geschwindigkeitsschwerpunkte zu berechnen.
- Durchflussprofile unabhängig von den Messlotrechten durch die tatsächlichen Geometriekoordinaten abzubilden,
- Geschwindigkeitsmessungen bei unterschiedlichen Wasserständen oder Geometriezuständen direkt zu vergleichen.
- Getrennte Auswertung der einzelnen Geschwindigkeitskomponenten (resultierende Geschwindigkeit v_r sowie von v_x , v_y und v_z) im Gesamtprofil oder in definierten Teilbereichen vorzunehmen.
- Komplexe Rohrströmungen (z. B. bei Luftmodellen) mit den gleichen Algorithmen wie bei Freispiegelströmungen auszuwerten.

3.2 Algorithmen des FD-Verfahrens

Das Prinzip der Gleichungen beruht auf einem finiten Differenzen-Verfahren, welches in Anlehnung an räumliche Spline-Funktionen konzipiert wurde (siehe Bild 1).

Für die Elemente im Inneren des Berechnungsrasters wurde die allgemeine Systemgleichung von Briggs zur Ermittlung des Wertes eines freien Elementes E:

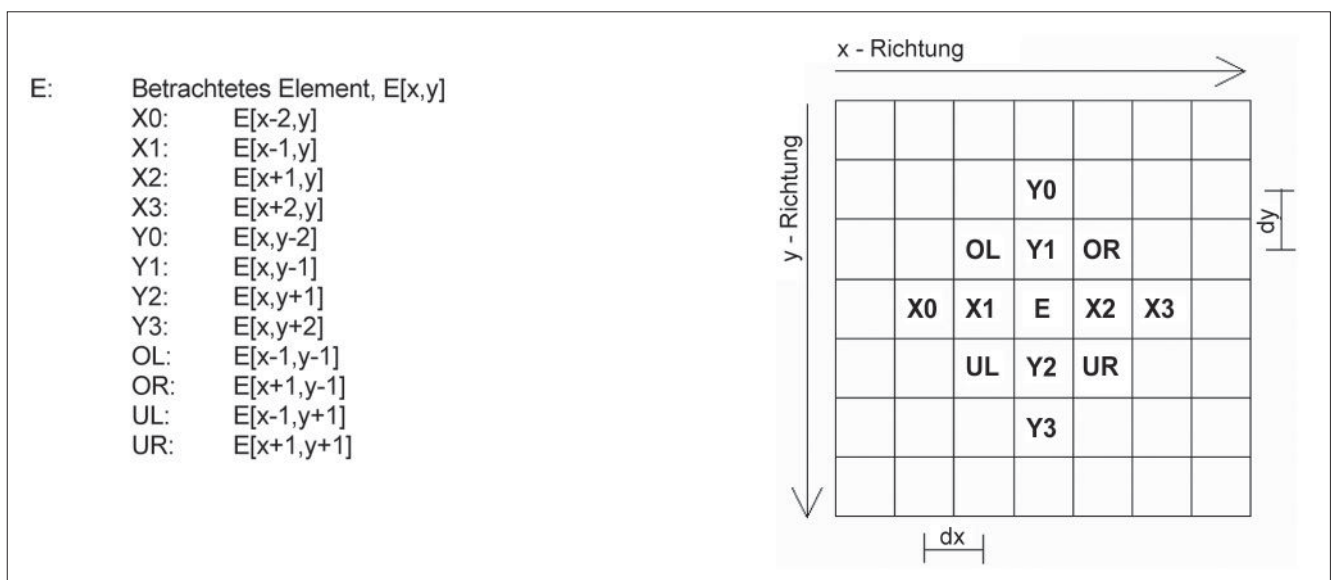


Bild 1: Elementdefinitionen des FD-Verfahrens

$$E = \{x3 + y3 + x0 + y0 + 2 * (UR + UL + OR + OL) - 8 * (x2 + x1 + y1 + y2)\} * \frac{1}{-20}$$

$$y1 = E - \frac{y2 - E}{2}$$

wie folgt geändert:

$$E = \{\alpha * (x3 + y3 + x0 + y0) + 2 * (UR + UL + OR + OL) - 8 * (x2 + x1 + y1 + y2)\} * \frac{1}{-(24 - 4 * \alpha)}$$

Bei dieser modifizierten Gleichung wurde ein Glättungsfaktor α ($0,5 \leq \alpha \leq 1,0$, Default = 0,95) implementiert. Dieser Faktor ermöglicht eine variable Reduzierung der Wichtung der Rasterelemente im Abstand von $2dx$ bzw. $2dy$, sodass der Nahbereich stärker berücksichtigt wird. Die dadurch bewirkte Glättung (Abflachung) ist z. B. wichtig bei großen Geschwindigkeiten in der Nähe eines senkrechten Ufers, da es hierbei zu einer Überreaktion der Funktion kommen kann, sodass das ermittelte Geschwindigkeitsmaximum in horizontaler Richtung zwischen der ersten und der zweiten Messlotrechten bezogen auf diesen Rand liegt, und dabei sehr hohe Werte annehmen kann (Überschwingen der räumlichen Funktion).

Randbereiche

Die Randbereiche werden lokal betrachtet, um z. B. im Bereich der Sohle einen steilen Gradienten im Verlauf des Geschwindigkeitsprofils zu erreichen. Die Regelgleichung lautet dafür:

$$E = \frac{x1 + x2 + y1 + y2}{4}$$

Für die zweite Reihe unter dem Wasserspiegel wird folgende Systemgleichung angewandt:

$$E = \{x3 + y3 + x0 + 2 * (UR + UL) + OR + OL - 8 * (x2 + x1 + y2) - 4 * y1\} * \frac{1}{-19}$$

sodass hier keine Elemente im Abstand $y - 2$ berücksichtigt werden und die Wichtung der Elemente im Abstand $y + 1$ erhöht wird.

Wasserspiegel

Am Wasserspiegel wird die Geschwindigkeit unter Abwandlung der Zuordnung für das oben angrenzende Element ($y1 =$ fiktives Element oberhalb des Wasserspiegels zur Berechnung der Neigung der Geschwindigkeitsfläche) mit folgender Gleichung berechnet:

Das Gefälle zum Wasserspiegel wird, bezogen auf das Gefälle zwischen den nächsten beiden Elementen unten, reduziert. Mit diesen angepassten Werten für $y1$ wird die Geschwindigkeit in Höhe des Wasserspiegels berechnet. Durch Variation zweier Wichtungsfaktoren γ und δ kann die Neigung des Geschwindigkeitsprofils zum Wasserspiegel variiert werden; sinnvoll sind Werte für γ zwischen 1 und 2 und für δ zwischen 0 und 1; Die Werte $\gamma = 1$ und $\delta = 0$ entsprechen dem Ansatz von [Casperlein 1967] für Spline-Auswertungen (Halbierung des Gefälles am Wasserspiegel).

Wichtungsfaktoren $\gamma = 1 \quad \delta = 0$

$$\text{Linker Rand : } E = \frac{x1 + x2 * \gamma + y1 + y2}{4 + \delta}$$

$$\text{Rechter Rand : } E = \frac{x1 * \gamma + x2 + y1 + y2}{4 + \delta}$$

$$\text{Mittlerer Bereich : } E = \frac{x1 * \gamma + x2 * \gamma + y1 + y2}{4 + 2 * \delta}$$

Die Methode des FD-Rasters ermöglicht die Berechnung von Teilabflüssen in ausgewählten Bereichen der Geometrie (z. B. im Flussschlauch, über Buhnen oder im Vorland).

Die Berechnung der Teilabflüsse Qt_v zwischen vertikalen Schnitten erfolgt mit der Gleichung:

$$Qt_v = A * \left(\sum_{x=a+1}^{b-1} \sum_{y=1}^{my} E[x, y] + 0.5 * \sum_{y=1}^{my} E[a, y] + 0.5 * \sum_{y=1}^{my} E[b, y] \right)$$

$$A = dx * dy \text{ (Elementgröße)}$$

mit:

- Qt_v : Vertikaler Teilabfluss des Streifens
- dx : Elementbreite in x-Richtung
- dy : Elementbreite in y-Richtung
- a : Erste vertikale Elementreihe des Streifens
- b : Letzte vertikale Elementreihe des Streifens
- nx : Anzahl der Elemente in x-Richtung
- my : Anzahl der Elemente in y-Richtung
- $E[x,y]$: Geschwindigkeitswert des Elementes $[x,y]$

Berechnung der Teilabflüsse bei horizontalen Schnittlinien Q_{t_h} :

$$Q_{t_h} = A * \left(\sum_{x=1}^{nx} \sum_{y=a+1}^{b-1} E[x,y] + 0.5 * \sum_{y=1}^{nx} E[y,a] \right) + 0.5 * \sum_{y=1}^{nx} E[y,b]$$

mit:

- Q_{t_h} : Horizontaler Teilabfluss des Streifens
- a: Erste horizontale Elementspalte des Streifens
- b: Letzte horizontale Elementspalte des Streifens

Bei der Analyse von geschlossenen Systemen (z. B. aerodynamische Modelle mit einer Deckscheibe) wird die obere Strömungsberandung analog zu den festen Berandungen (Sohle und Böschungen) berücksichtigt.

4 Analyse und Auswertemethoden mit FlieGe

Verschiedene Auswerte- und Darstellungsarten ermöglichen die Bewertung der räumlichen Strömungsverhältnisse. Bild 2 zeigt ein Geschwindigkeitsprofil in der Elbe mit einem Bühnenfeld (ADCP-Messung bei El-km 511,11). Die blaue Farbe auf der rechten Seite der Grafik symbolisiert den Bereich der Rückströmung im Bühnenfeld.

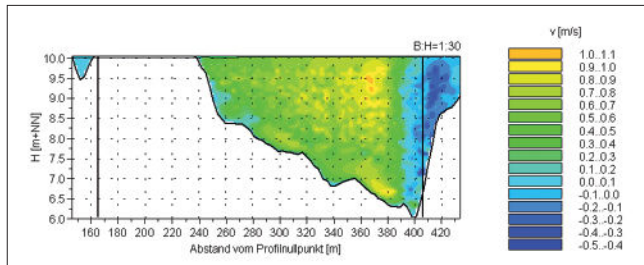


Bild 2: Isotachendarstellung der Geschwindigkeiten in einem Querprofil mit einem Bühnenfeld

Durch das in Bild 2 als Isotachenbild dargestellte Berechnungsraster wurden an frei wählbaren Positionen drei horizontale Schnitte gelegt und in Bild 3 dargestellt.

Das Bild 4 zeigt die Auswertung von Geschwindigkeitsdifferenzen zwischen zwei untersuchten Varianten in einem aerodynamischen Modell (quasi Rohrströmung als Windkanal). Hier wurde nur der Bereich der Strömung, der unterhalb der Höhe des Wasserspiegels liegt, ausgewertet (näheres zur Luftmodelltechnik bei [Faulhaber 2007] im gleichen Heft). Durch die flächige Berechnung der Geschwindigkeitsverteilung können mit dem hier beschriebenen Algorithmus auch gänzlich unterschiedliche Geometrievarianten untersucht werden.

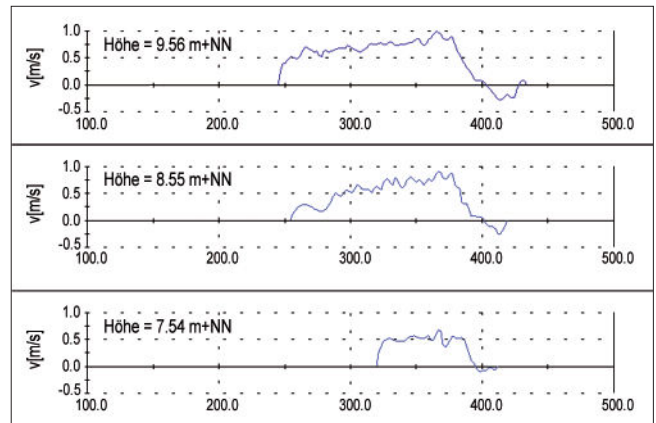


Bild 3: Horizontale Schnitte durch ein Geschwindigkeitsprofil in einem Bühnenfeld

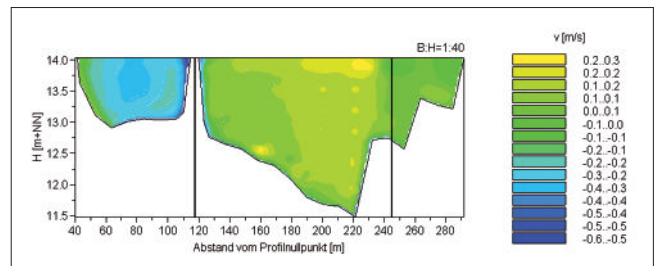


Bild 4: Geschwindigkeitsdifferenzen in einem aerodynamischen Modell

In diesem Beispiel wurden zwei Varianten mit und ohne Parallelwerk untersucht. Deutlich ist die Reduzierung der Geschwindigkeit hinter dem Parallelwerk. Durch eine Aufteilung des Querprofils durch vertikale Schnitte ist es möglich, einzelne Areale des Strömungsfeldes isoliert auszuwerten. Genauso ist es möglich, in dem Berechnungsraster frei definierte Polygonzüge zu verwenden, wodurch sich z. B. die Geschwindigkeit in einem horizontal und vertikal begrenzten Fahrrinnenkasten auswerten lässt. Diese Auswertung ist sowohl für die Resultierende, als auch für die einzelnen Komponenten der Geschwindigkeit möglich (z. B. mittlere Quergeschwindigkeit im Fahrrinnenkasten).

5 Literatur

ADLER, 2005: ADCP-Messungen an Bundeswasserstraßen. Beitrag zum Seminar „Akustische Doppler Geräte (ADCPs) in der Hydrometrie: Möglichkeiten und Perspektiven einer innovativen Technik“, 28./29. Sept. 2005 in Koblenz. In: Forum für Hydrologie und Wasserbewirtschaftung, Hennef, S. 5-24

BAW/SCHUMACHER, 2005: FLIEGE-Handbuch, Version 2, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, 2005

BRIGGS, 1974: I. C. Machine Contouring using minimum curvature. In: Geophysics, Vol. 39, No 1 (Feb. 1974), P 39-48

CASPERLEIN, A., 1967: Auswertung von Abflußmessungen auf digitalen Rechenanlagen. Besondere Mitteilung zum Deutschen Gewässerkundlichen Jahrbuch Nr. 29; Herausgegeben von der Bayerischen Landesstelle für Gewässerkunde in München; München 1967

FAULHABER, P., 2007: Neue Methoden der aerodynamischen Modellierung flussbaulicher Fragestellungen. In: Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, Nr. 90, 2007

HENTSCHEL, B., 1992: FlieGe-Handbuch, Version 1, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, 1992

KÖLLING, C., 1994: Finite-Elemente-Simulation der Geschwindigkeitsverteilung in Kanlälen und teilgefüllten Rohrleitungen. In: Heft 60 des Lehrstuhls für Hydraulik und Gewässerkunde der TU München, München 1994.

LAWA, BMV, 1998: Pegelvorschrift, Anlage D, Richtlinie für das Messen und Ermitteln von Abflüssen und Durchflüssen, Verlag Paul Parey, Hamburg und Berlin

ORLOVIUS, A., HENNING, M., 2005: Auswertung von ADCP-Daten zur Kalibrierung von Strömungsmodellen – Anforderungen und Randbedingungen, Beitrag zum Seminar „Akustische Doppler Geräte (ADCPs) in der Hydrometrie: Möglichkeiten und Perspektiven einer innovativen Technik“, 28./29. Sept. 2005 in Koblenz. In: Forum für Hydrologie und Wasserbewirtschaftung, Hennef, S. 159-172

Physikalische Modellierung von Kolkprozessen

DR.-ING. BERND ETTMER, LEICHTWEISS-INSTITUT FÜR WASSERBAU (LWI), TECHNISCHE UNIVERSITÄT BRAUNSCHWEIG

1 Einführung

Die physikalische Modellierung eines hydraulisch-sedimentologischen Transportprozesses beinhaltet nach wie vor zahlreiche Schwierigkeiten. Während die Übertragung der Strömungseigenschaften für physikalische Modelle mit fester Sohle und freier Wasserspiegellage zumeist ausreichend nach dem *Froude'schen* Ähnlichkeitskriterium [$Fr_N = Fr_M$] erfolgen kann, muss bei hydraulisch-sedimentologischen Modellen zudem eine Übertragung der sedimentologischen Vorgänge erfolgen.

Ziel dabei ist es, die außerordentlich komplexen Strömungs- und Transportprozesse einer Zweiphasenströmung so zu erfassen, dass die im Modell gewonnenen Ergebnisse auf die Naturverhältnisse übertragen werden können, u. a. [Yalin 1959/71], [Günzel 1964], [Breusers 1966], [Dietz 1969], [Westrich/Kobus 1976], [Kobus 1978], [Dorer 1984], [Mertens 1987/2003], [Dietz 1994].

Insbesondere wenn bereits in der Natur feines Sediment vorliegt, wie bspw. in Flachlandflüssen, kann eine geometrische Verkleinerung auf ein Modellsediment nicht ohne weiteres erfolgen. Eine geometrische Verkleinerung des Naturmaterials würde für das Modellsediment bedeuten, dass der Bereich der voll ausgebildeten Rauheitsströmung um das Korn verlassen wird und die Sohlenmaterialien im *Shields*-Diagramm im hydraulisch glatten oder Übergangsbereich liegen, wo mit einem Einfluss der Zähigkeit auf die experimentellen Untersuchungen zu rechnen ist. Zudem unterliegen zu feine Modellsedimente Adhäsions- und Kohäsionskräften, die im Naturmaterial kein Äquivalent haben und eine maßstäbliche Verkleinerung ausschließen, [Dietz 1976], [Mertens 2002].

Oftmals wird deshalb als Modellsediment ein spezifisch leichteres Material gewählt (bspw. Kunststoffgranulat o. ä.), das bei einer geringeren spezifischen Dichte zumeist einen größeren Korndurchmesser aufweist und somit bereits bei geringem Strömungsangriff in Bewegung gelangt.

Obwohl bereits zahlreiche Untersuchungen mit spezifisch leichten Modellmaterialien durchgeführt wurden, zeigt sich, dass trotz aller Bemühungen der modernen Forschung die physikalisch außerordentlich komplexen hydraulisch-sedimentologischen Transportprozesse nur mit Einschränkungen zu quantifizieren sind, [Mertens 2002].

Nach wie vor setzt die Modellierung eines hydraulisch-sedimentologischen Prozesses entsprechende Erfahrung voraus und die im Modell gewonnenen Ergebnisse sind häufig auf qualitative Aussagen beschränkt, wie beispielsweise bei der Prognose von Kolkprozessen im Unterwasser von Wehranlagen, vgl. Bild 1. Um die Interaktionen zwischen der Hydraulik und dem Sediment besser verstehen zu können, wurden am Leichtweiß-Institut für Wasserbau (LWI) Grundlagenuntersuchungen zu Kolkprozessen mit verschiedenen Sohlenmaterialien, u. a. mit Kunststoffgranulaten, durchgeführt.



Bild 1: Kolkprozess im Unterwasser der Wehranlage Döhrener Wolle, Hannover, physikalisches Modell mit beweglicher Sohle, LWI, 2002

Am Beispiel eines Kolkprozesses im Unterwasser einer Wehranlage werden nachfolgend die wesentlichen Ergebnisse vorgestellt. Die Modellierung der Prozesse erfolgte über zwei dimensionslose Größen, dem sedimentologischen Durchmesser D^* und die neu definierte kornbezogene Widerstandszahl X_g . Die aus der Modellierung abgeleiteten ähnlichkeitstheoretischen Erkenntnisse sowie die Bedeutung der kornbezogenen Widerstandszahl X_g werden nachfolgend diskutiert.

2 Theoretische Grundlagen

2.1 Kornbezogene Froude-Zahl Fr_g und kornbezogene Reynolds-Zahl Re_g

Gegenüber dem stationär gleichförmigen Fließverhalten von Gerinneströmungen besteht bei lokalen Erosionsprozessen zunächst die Schwierigkeit darin, geeignete Kennzahlen zu bestimmen, mit denen die wesentlichen Vorgänge der hydraulisch-sedimentologischen Interaktionen im Kolkloch beschrieben werden können. Im Kolkloch liegen ausgeprägt instationär-ungleichförmige Fließverhältnisse vor.

Die Sohlschubspannungsgeschwindigkeit v_o^* [mit: $v_o^* = (\tau_o/\rho_w)^{0,5} = (g R I)^{0,5}$], die in der Feststoff-Froude-Zahl Fr^* [mit: $Fr^* = v_o^{*2}/\rho' g d_{ch}$] und der Feststoff-Reynolds-Zahl Re^* [mit: $Re^* = v_o^* d_{ch}/\nu$] enthalten ist, ist unter diesen Randbedingungen ein ungeeigneter hydraulischer Parameter. Mit der Wassertiefe h bzw. dem hydr. Radius R und dem Gefälle I sind in v_o^* zwei Größen enthalten, die zwar bei stationär gleichförmiger Gerinneströmung einfach zu bestimmen sind, für den lokalen Kolkprozess unter instationär-ungleichförmigen Randbedingungen jedoch nicht zu ermitteln sind.

Mit v_o^* liegt eine Größe vor, die zur Beschreibung des Auskolkungsvorgangs wenig geeignet ist. Vielmehr lässt sich der lokale Strömungsangriff direkter durch die Fließgeschwindigkeit v beschreiben, [Dietz 1969], [Zanke 1978] und [Rajaratnam 1981]. Anstelle der Feststoff-Froude-Zahl Fr^* , wird dabei die kornbezogene Froude-Zahl Fr_g eingeführt, wobei Fr_g proportional zur Relation von Strömungsangriff¹ des Korns und der widerstehenden Kraft des Unterwassergewichts des Korns ist.

$$Fr_g = \frac{v}{\sqrt{\rho' g d_{ch}}} \sim \frac{\rho v^2}{(\rho_F - \rho) g d_{ch}} \sim \frac{\rho v^2 d_{ch}^2}{(\rho_s - \rho) g d_{ch}^3} \quad (1)$$

$$Fr_g \sim \frac{\text{Strömungsangriff}}{\text{UW-Gewicht des Sedimentkorns}}$$

Ähnlich wie die Feststoff-Froude-Zahl Fr^* als wesentliche Transportgröße für den Sedimenttransport herangezogen wird, wird die kornbezogene Froude-Zahl Fr_g als wesentliche Transportgröße bei lokalen Kolkprozessen verwendet, [Rajaratnam 1981], [Hassan/Narayanan 1985], [Johnston 1990]. Ein beliebiger physikalischer Prozess Π_A des Erosionsprozesses kann somit im hydraulisch rauen Bereich über

$$\Pi_A = \lambda_1 (Fr_g) \quad (2)$$

beschrieben werden. Eine Beschreibung der Erosionsprozesse im hydraulischen Übergangsbereich erfordert zudem die Berücksichtigung der Zähigkeit des Fluids über die kornbezogene Reynolds-Zahl Re_g

$$Re_g = \frac{v d_{ch}}{\nu} = \frac{v d_{ch}}{\frac{\mu}{\rho_w}} \sim \frac{\rho v^2 d_{ch}^2}{\mu} \quad (3)$$

$$Re_g \sim \frac{\text{Strömungsangriff}}{\text{Zähigkeitskraft}}$$

Der im Nenner von Re_g enthaltene Term $(v d \mu)$ wird als Zähigkeitskraft bezeichnet, [Schlichting 1965], [Oertel 2002]. Unter Berücksichtigung der kornbezogenen Reynolds-Zahl ergibt sich

$$\Pi_A = \lambda_2 (Fr_g, Re_g) \quad (4)$$

¹ Der Strömungsangriff entspricht der physikalischen Bedeutung nach der Trägheitskraft

2.2 Sedimentologischer Durchmesser D^* und kornbezogene Widerstandszahl X_g

Wie bereits [Dietz 1969] feststellte, kann der Bewegungsbeginn von natürlichen und künstlichen Sohlenmaterialien über den sedimentologischen Durchmesser D^* erfasst werden. D^* ist über den Quotienten Re^{*2}/Fr^* definiert bzw. hier mit v anstelle von v_o^* über den Quotienten Re_g^2/Fr_g^2 und beinhaltet neben den sedimentologischen Kenngrößen ρ_F und d_{ch} , die Kenngrößen des Fluids Dichte ρ und kinematische Zähigkeit ν sowie die Erdbeschleunigung g . D^* kann dementsprechend auch als materialspezifische Kennzahl bezeichnet werden.

$$D^* = \frac{Re^{*2}}{Fr^*} = \frac{\frac{v_o^{*2} d_{ch}^2}{\nu^2}}{\frac{\rho' g d_{ch}^3}{\rho' g d_{ch}}} = \frac{\rho' g d_{ch}^3}{\nu^2} = \left(\frac{\rho' g}{\nu^2} \right)^{1/3} d_{ch} \quad (5)$$

Durch eine weitere dimensionsanalytische Umformung (Re_g/Fr_g^2) wird zudem die neue dimensionslose Kennzahl X_g , die nachfolgend als kornbezogene Widerstandszahl bezeichnet wird, eingeführt. Ziel ist es in X_g alle maßgeblichen Größen einzubringen, mit denen die hydraulisch-sedimentologische Interaktion erfasst werden kann.

$$\Pi_A = \lambda_3 \left(\frac{Fr_g^2}{Re_g^2}, \frac{Re_g}{Fr_g} \right) = \lambda_3 (D^*; X_g) \quad (6)$$

X_g enthält die Materialeigenschaften des Sediments (charakteristischer Korndurchmesser d_{ch} und Feststoffdichte ρ_F), die Materialeigenschaften des Fluids (kinematische Viskosität ν und Dichte ρ) sowie die Erdbeschleunigung g und die Fließgeschwindigkeit v .

$$X_g = \frac{Re_g}{Fr_g^2} = \frac{\frac{v d_{ch}}{\nu}}{\frac{\rho' g d_{ch}^3}{\rho' g d_{ch}}} = \frac{\rho' g d_{ch}^2}{\nu v} \quad (7)$$

Die physikalische Bedeutung von X_g wird deutlich, wenn der Bruch mit d_{ch} und ρ erweitert wird

$$X_g = \frac{\rho' g d_{ch}^2}{\nu v} = \frac{\rho' g d_{ch}^3}{\nu d_{ch} \frac{\mu}{\rho}} = \frac{(\rho_F - \rho) g d_{ch}^3}{\nu d_{ch} \mu} \quad (8)$$

$$X_g \sim \frac{\text{UW-Gewicht des Sedimentkorns}}{\text{Zähigkeitskraft}}$$

X_g ist proportional zum Unterwassergewicht des Sedimentkorns und einer zähigkeitsbehafteten Trägheitskraft. Beide Größen sind in den Kräfteverhältnissen der kornbezogenen Froude-Zahl Fr_g und der kornbezogenen Reynolds-Zahl Re_g enthalten. Während das

Unterwassergewicht des Sedimentkornes die widerstehende Kraft in der kornbezogenen Widerstandszahl darstellt, ist die zähigkeitsbehafte Trägheitskraft die antreibende Komponente.

Mit Gl. 6 liegt somit eine dimensionsanalytische Umformung vor, mit der eine beliebige physikalische Zielgröße des lokalen Erosionsprozesses im hydraulischen Übergangsbereich erfasst werden kann.

Zur Anwendung dieses Ansatzes auf den Erosionsprozess an einem Bauwerk muss der Einfluss charakteristischer Bauwerkselemente auf die lokalen Strömungsverhältnisse eingearbeitet werden. Erst damit kann dann Gl. 6 auf einen konkreten Fall angewendet werden.

2.3 Bauwerkparameter

Abhängig vom Bauwerkstyp (bspw. Brücke, Buhne, Wehr) beeinflussen unterschiedliche Bauwerkparameter den Kolkprozess, vgl. Bild 2. Am Beispiel eines Kolkprozesses im Unterwasser einer Wehranlage mit dem Abflussvorgang des unterströmten Schützes wird dieses konkretisiert. Die maßgeblichen Bauwerkparameter sind:

- l [m] Länge der befestigten Sohle [m]
- s [m] Absturzhöhe des Wehrvorbodens [m]
- a [m] Schützöffnung

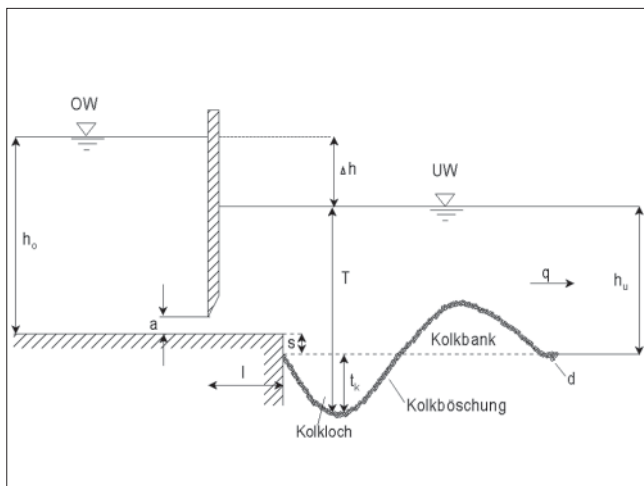


Bild 2: Definitionsskizze

Die Parameter besitzen einen unterschiedlichen Einfluss auf den Erosionsprozess; nachfolgend wird dieser Einfluss erläutert:

Länge der befestigten Sohle l :

Nach [Shalash 1959] wird der Einfluss der befestigten Sohle auf den Kolkprozess erst ab einer charakteristischen Länge l spürbar. Diese mit l_{\min} bezeichnete Strecke kann aus der Beziehung $l_{\min} = 1,5 \Delta h$ ermittelt werden. Für $l < l_{\min}$ ist der Einfluss der befestigten Sohle auf den Kolkprozess vernachlässigbar. Nach [Dietz

1973] zeigte sich sogar, dass grundsätzlich nur eine schwache Abnahme in der Kolktiefe festzustellen ist, wenn die Befestigungslänge zunimmt. Der Einfluss der Befestigungslänge l auf die Kolktiefe kann daher als eher gering angesehen werden, insbesondere dann, wenn die Rauheit der Befestigungsstrecke klein ist.

Absturzhöhe des Wehrvorbodens s :

Liegt die Gewässersohle im Unterwasser tiefer als diejenige des Oberwassers, so wird nach [Shalash 1959] die Abflussform im Unterwasser der Wehranlage beeinflusst. Grundsätzlich stellte Shalash fest, dass unter ansonsten gleichen Randbedingungen die Kolktiefe mit zunehmender Absturzhöhe s abnimmt. Der Einfluss auf den Kolkprozess beginnt jedoch erst bei einer Absturzhöhe $s_{\min} = 0,3 \Delta h$. D. h. für $s_{\min} < 0,3 \Delta h$ ist kein Einfluss auf den Kolkprozess feststellbar.

Schützöffnung a :

Die Schützöffnung a ist der maßgebliche Bauwerkparameter für unterströmte Stauanlagen. Sie wird zumeist als dimensionslose Größe $\max. t_k/a$ verwendet. Der Quotient $\max. t_k/a$ wird als relative Kolktiefe bezeichnet, [Rajaratnam 1981]. Die Schützöffnung a bestimmt die Stärke des Abflusses und ist damit die wesentliche Steuerungsgröße mit der die Fließgeschwindigkeit des Abflusses beeinflusst werden kann.

Der Einfluss der drei Bauwerkparameter auf den Kolkprozess ist sehr unterschiedlich. Die Bedeutung der Schützöffnung a für den Erosionsprozess ist erheblich und muss in der weiteren Betrachtung berücksichtigt werden. Der Einfluss der Befestigungsstrecke l kann – insbesondere für $l < l_{\min}$ – vernachlässigt werden. Die nachfolgenden experimentellen Untersuchungen wurden deshalb mit $l < l_{\min}$ durchgeführt, ebenso wurde die Absturzhöhe s aus den nachfolgenden Betrachtungen ausgeschlossen, indem die Untersuchungen mit $s = 0$ durchgeführt wurden.

Erwähnt werden muss bei Strömungsvorgängen hinter dem unterströmten Schütz noch die Unterwassertiefe h_u . Hinter dem unterströmten Schütz treten unterschiedliche Abflussformen auf, die u. a. durch unterschiedliche Unterwassertiefen hervorgerufen werden, [Whittaker/Schleiss 1984]. Die für die Bauwerksbemessung maßgebenden Kolklöcher treten bei rückgestautem Abfluss und einem an der Sohle anliegenden Abflusstrahl auf, [Ettmer 2004]. Im Allgemeinen wird bei einer Unterwassertiefe, die um ein Vielfaches größer ist als die Schützöffnung a ($h_u \gg a$), davon ausgegangen, dass die Unterwassertiefe keinen Einfluss auf den Kolkprozess ausübt, [Karim/Ali 2000]. D. h. bei einer großen Überdeckung der Schützöffnung durch das Unterwasser beeinflusst die Unterwassertiefe den Kolkprozess nicht.

Aus diesen Gründen wurden die Untersuchungen mit hohen Unterwasserständen ($h_u \gg a$) bei rückgestautem Abfluss mit dem an der Sohle anliegenden Abflussstrahl durchgeführt.

2.4 Funktionaler Zusammenhang

Für den funktionalen Zusammenhang nach Gl. (6) bedeuten die obigen Ausführungen, dass als einzige Bauwerksgröße die Schützöffnung a berücksichtigt wird.

Die Zielgröße der nachfolgenden Untersuchungen ist die maximale Kolktiefe $\max. t_k$, weshalb der Π -Parameter zu $\max. t_k/a$ definiert wird. Mit Gl. (9) liegt nun für das unterströmte Schütz ein funktionaler Zusammenhang vor, mit dem für beliebige Sohlenmaterialien im Zähigkeitsbeeinflussten Bereich die maximale Kolktiefe beschrieben werden kann.

$$\frac{\max. t_k}{a} = \psi_1(D^*, X_g) \tag{9}$$

Auch andere geometrische Zielgrößen, wie bspw. die Länge des Kolkloches oder die Höhe der Kolkbank, können mit Gl. (9) erfasst werden, d. h. die geometrische Zielgröße $\max. t_k$ ist durch jede andere, die Kolkgeometrie betreffende Größe austauschbar.

Aber auch andere Bauwerke können über den obigen Ansatz grundsätzlich erfasst werden. Wird bspw. der Erosionsprozess an einem Brückenpfeiler untersucht muss die Schützöffnung a in Gl. (9) durch den Durchmesser des Brückenpfeilers D ersetzt werden. Im nachfolgenden wurde entsprechend der anfänglichen Fragestellung zur maximalen Kolktiefe der Ansatz nach Gl. (9) in experimentellen Untersuchungen überprüft.

3 Experimentelle Untersuchungen

3.1 Sohlenmaterialien

Ziel der experimentellen Untersuchungen war es, mit Gl. (9) den Einfluss von spezifisch leichten Sohlenmaterialien und den Einfluss der Zähigkeit auf den hydraulisch-sedimentologischen Prozess des Auskolkens zu erfassen.

Hierzu wurden die experimentellen Untersuchungen mit vier Versuchsmaterialien durchgeführt. Ausgewählt wurde das Kunststoffgranulat Acetalharz ($d_m = 2,60$ mm, $\rho = 1390$ kg/m³, $D^* = 38$) sowie ein Grobsand mit einem mittleren Durchmesser $d_{50} = 1,58$ mm und ebenfalls $D^* = 38$.

Weiterhin wurde das Kunststoffgranulat Polystyrol ($d_m = 2,76$ mm, $\rho = 1040$ kg/m³, $D^* = 19$) und ein zweiter Grobsand mit einem mittleren Durchmesser $d_{50} = 0,82$ mm, $D^* = 19$ verwendet, vgl. Tabelle 1.

Kennzahlen	Acetalh.	Sand 1	Polyst.	Sand 2
ρ [kg/m ³]	1390	2650	1040	2650
d_{ch} [mm]	2,60	1,58	2,76	0,82
D^* [1]	38	38	19	19

Tabelle 1: Kennwerte der Versuchsmaterialien

Die Körnungslinien der Quarzsande sind in Bild 3 dargestellt.

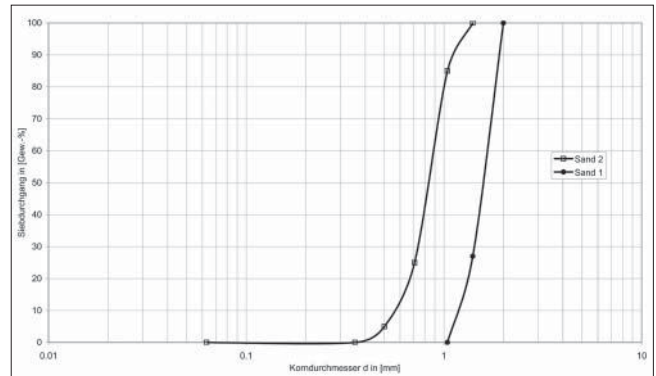


Bild 3: Körnungslinien der Versuchssande

Der Quarzsand 1 bestand nahezu aus einem Einkorn [Ungleichförmigkeit $\sigma = (d_{84}/d_{16})^{0,5} = 1,15$], die Körnungslinie des Quarzsandes 2 mit einer Ungleichförmigkeit $\sigma = 1,31$ besaß eine etwas ausgeprägtere Körnungslinie.

Die verwendeten Kunststoffgranulate bestanden aus Einkornmaterial. Die Kornform des Acetalharzes entsprach in etwa der natürlichen Kornform des Quarzsandes, vgl. Bild 4, die Kornform des Polystyrols war zylinderförmig, vgl. Bild 5.

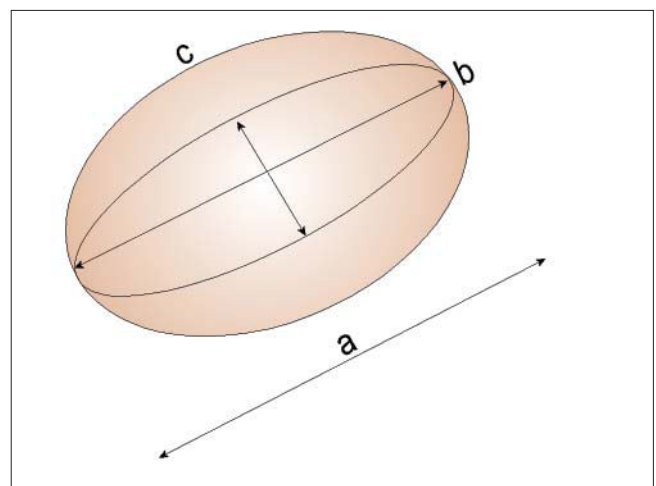


Bild 4: Kornform des Acetalharz-Granulats

Der Formfaktor $FF = c/(a \cdot b)^{0,5}$ [mit a = längste Achse, b = mittlere Achse und c = kürzeste Achse] betrug für das Acetalharz $FF = 0,84$, für das Polystyrol $FF = 0,75$ [natürliche Sedimente besitzen einen Formfaktor von $FF \approx 0,7$ [ASCE, 1962]].

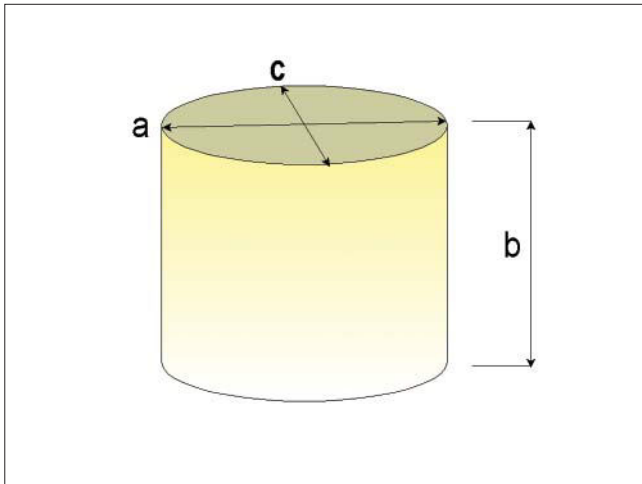


Bild 5: Kornform des Polystyrol-Granulates

3.2 Versuchsdurchführung

Die experimentellen Hauptuntersuchungen wurden in einer Versuchsrinne des Leichtweiß-Instituts für Wasserbau der TU Braunschweig durchgeführt. Die Versuchsrinne besaß verglaste Seitenwände und war 11 m lang, 0,30 m breit und 0,60 m tief, vgl. Bild 6.

Der Zufluss zur Versuchsrinne wurde mit einem induktiven Durchflussmesser (IDM) gemessen. Der Wasserstand wurde durch eine Wehrklappe am Ende der Rinne reguliert und mit einem verfahrbaren Pegel bestimmt.

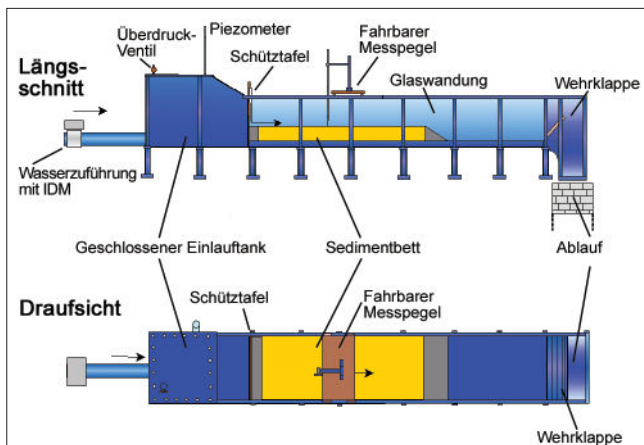


Bild 6: Versuchsaufbau für die Kolkversuche

Die Versuchsrinne besaß einen geschlossenen Einlauf tank. Dadurch war es möglich, auch Druckhöhen zu erzeugen, die die Tiefe der Rinne überschritten. Die Druckhöhe im Einlauf tank wurde in einem außen am Einlauf tank hochgeführten Piezometer gemessen.

Zwischen dem Einlauf tank und der Versuchsrinne wurde ein senkrecht montiertes Planschütz installiert, welches in der Vertikalen regulierbar war. Hinter dem Planschütz wurde ein Sedimentbett mit einer Länge von 2 m und einer Tiefe von 25 cm eingebaut.

Besondere Anforderungen wurden an die Messungen der Kolkgeometrie gestellt. Eine Messung der Kolkoberfläche während eines Kolkprozesses gestaltete sich schwierig, da durch die kontinuierliche Eintiefung des Kolkprozesses die Oberfläche ständigen Veränderungen unterlag.

Zudem lagen im Kolkloch erhebliche Sedimentkonzentrationen vor. Vorversuche ergaben, dass der Einfluss der Glaswand auf die Kolkgeometrie vernachlässigbar war und damit über die gesamte Rinnenbreite ein Kolkloch mit annähernd gleicher Kolkgeometrie vorlag.

Auf die Glaswand der Rinne wurde daraufhin von außen eine transparente Folie mit Abstandsraaster aufgebracht. Die Kolkformen wurden videometrisch erfasst und charakteristische Zeitpunkte während des Kolkprozesses auf das Abstandsraaster aufgetragen, vgl. Bild 7. Eine Überprüfung der Kolkgeometrien erfolgte zudem durch Messungen mit einem Stechpegel.

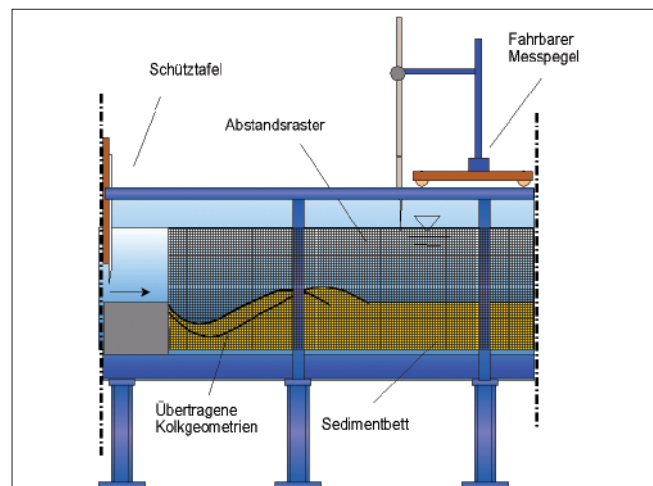


Bild 7: Messeinrichtungen zur Aufnahme der Kolkgeometrien

4 Ergebnisse

4.1 Ähnlichkeitstheoretische Betrachtungen

Hervorzuheben sind zunächst zwei Versuche, an denen exemplarisch die Ähnlichkeitstheoretischen Fragen erläutert werden können. Zum einen ein Kolkversuch mit Grobsand $d_{50} = 1,58 \text{ mm}$, $D^* = 38$ (nachfolgend Versuch 1) und ein Kolkversuch mit dem Kunststoffgranulat Acetalharz, $d_m = 2,6 \text{ mm}$, ebenfalls $D^* = 38$ (nachfolgend Versuch 2). Die Eingangsdaten sind in Tabelle 2 zusammengestellt.

Beide Versuche besaßen identische Bauwerksabmessungen und den gleichen Unterwasserstand. Die Bauwerksabmessungen (Schützöffnung a , Schwellenhöhe s und die Vorbodenlänge l) sowie die Unterwasserstände h_u von Versuch 1 und Versuch 2 standen damit in einem Verhältnis 1:1 zueinander.

	Versuch 1 Grobsand	Versuch 2 Acetalharz
Bauwerksgeometrie		
Schützöffnung a [m]	0,02	0,02
Schwellenhöhe s [m]	0	0
Vorbodenlänge l [m]	0,10	0,10
Hydraulik		
Abfluss Q [l/s]	4,7	3,0
Fließgeschw. ¹⁾ v _a [m/s]	0,77	0,49
Unterwassertiefe h _u [m]	0,20	0,20
Sediment		
Sed. Durchmesser D* [1]	38	38
Feststoffdichte Δ _F [kg/m ³]	2650	1390
Korndurchm. d _{ch} [mm]	1,58	2,6
¹⁾ Fließgeschwindigkeit in der Schützöffnung		

Tabelle 2: Versuchsdaten

Die Fließgeschwindigkeit in der Schützöffnung betrug in Versuch 1 v_a = 0,77 m/s und in Versuch 2 v_a = 0,49 m/s.

Die maximale Kolktiefe wurde in Versuch 1 nach rd. 4 h 5 min erzielt. Danach erfolgte nur noch eine weitere Ausdehnung in Längsrichtung, wie die Aufnahmen der Kolkgeometrie nach 22 Stunden Versuchszeit dokumentieren, vgl. Bild 8.

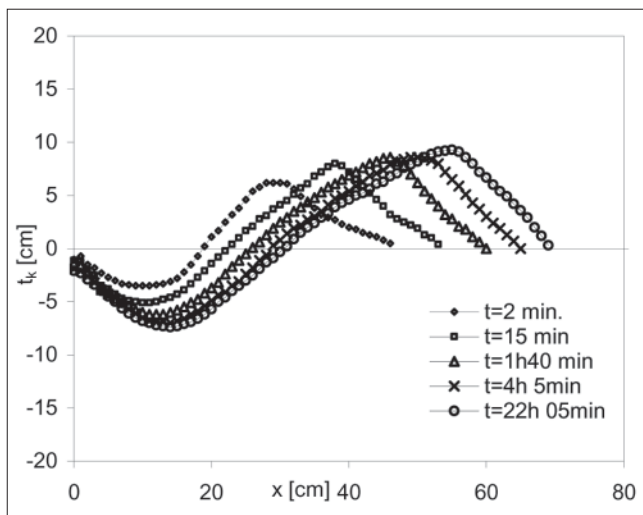


Bild 8: Zeitlicher Verlauf des Kolkprozesses für Versuch 1, Quarzsand d₅₀ = 1,58 mm

Im Versuch 2 wurde die maximale Kolktiefe bereits nach 2h 20 min Versuchsdauer erreicht. Wie Bild 9 zeigt, vollzog sich auch hier eine weitere Längsentwicklung des Kolkes; die Tiefe des Kolkes nahm nicht weiter zu.

Obwohl in Versuch 1 und Versuch 2 zwei völlig unterschiedliche Sohlenmaterialien verwendet wurden und die Versuchsdauer bis zum Erreichen der maximalen Kolktiefe ebenfalls erhebliche Unterschiede auf-

wies, zeigen Bild 8 und Bild 9, dass in beiden Versuchen sehr ähnliche Kolkgeometrien mit einer maximalen Kolktiefe von rd. 7,5 cm erzielt wurden.

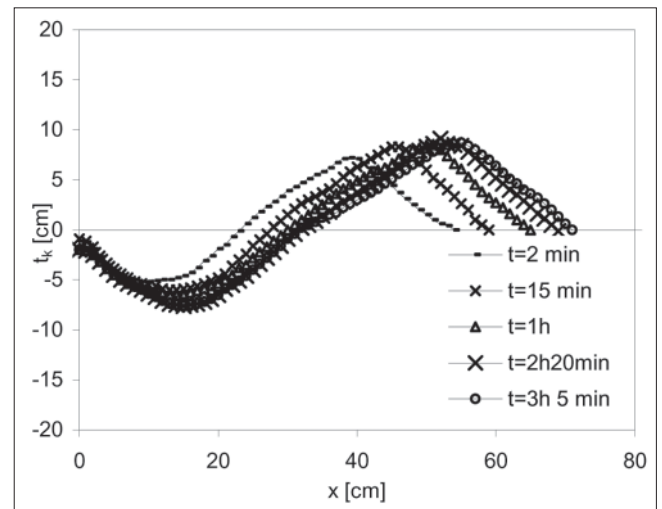


Bild 9: Zeitlicher Verlauf des Kolkprozesses für Versuch 2, Acetalharz

Eine Überlagerung der Kolkgeometrien verdeutlicht die geometrische Übereinstimmung zwischen den beiden Versuchen, vgl. Bild 10. Sowohl die Kolkform wie auch die erzielte maximale Kolktiefe sind bis auf geringe Abweichungen nahezu identisch, was darauf hindeutet, dass die hydraulisch-sedimentologischen Prozesse der beiden Auskolkungsvorgänge grundsätzlich übereinstimmen. Demzufolge müssen auch die **maßgeblichen** Kennzahlen beider Versuche in gleichen Relationen zueinander stehen.

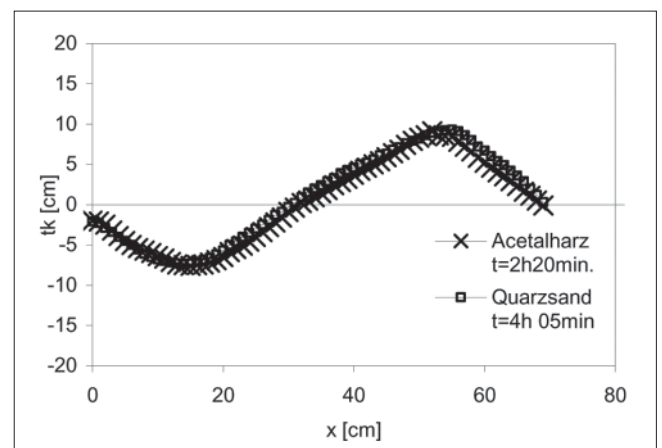


Bild 10: Überlagerung der maximalen Kolkgeometrien aus Versuch 1 und 2

Eine Zusammenstellung der Kennzahlen für beide Versuche in Tabelle 3 zeigt, dass die hydraulischen Kennzahlen erhebliche Unterschiede aufweisen. Das grundlegende Kriterium für die Ähnlichkeit der Hydraulik in physikalischen Modellen, die Gleichheit der hydraulischen Froude-Zahlen, steht in einer Relation von Fr = 1,57 zueinander. In gleicher Weise unterscheiden sich auch die Abflüsse, Fließgeschwindigkeiten und Reynolds-Zahlen.

Kennzahl	Einheit	V1 Grob- sand	V2 Acetal- harz	Relation V1/V2
Hydraulische Kennzahlen				
Q	[l/s]	15,5	9,9	1,57
v_a	[m/s]	0,77	0,49	1,57
Fr_a	[1]	1,75	1,11	1,57
Fr_1	[1]	3,66	2,33	1,57
Fr_u	[1]	0,056	0,0357	1,57
Re_a	[1]	14184	9054	1,57
Sedimentologische Kennzahlen				
d_{ch}	[mm]	1,58	2,6	0,607
ρ' [1]	[1]	1,65	0,39	4,23
D^*	[1]	38	38	1,0
$Fr_{crit}^{*1)}$	[1]	0,37	0,37	1,0
$v_o^*_{crit}$	[m/s]	0,031	0,019	1,63
v_{crit}	[m/s]	0,323	0,194	1,67
v_s	[m/s]	0,158	0,114	1,38
Hydraulisch-sedimentologische Kennzahlen				
X_g	[1]	48	48	1,0
Fr_g	[1]	4,83	4,95	0,98
Re_g	[1]	1121	1177	0,95
v_a/v_{crit}	[1]	2,39	2,56	0,93
$(v_a \cdot v_{crit})/v_s$	[1]	2,85	2,63	1,08
Geometrische Größen				
$\max t_k$	[m]	0,075	0,076	0,99
a	[m]	0,02	0,02	1,0
$\max t_k/a$	[1]	3,75	3,80	0,99
h_u	[m]	0,200	0,200	1,0
h_u/a	[1]	10	10	1,0
h_u/d [1]	[1]	127	76,9	1,65
Zeit				
T	[s]	4h5min	2h20min	1,75
1) Fr_{crit}^* : kritische Feststoff-Froude-Zahl berechnet nach Van Rijn				

Tabelle 3: Ähnlichkeitstheoretische Kennzahlen

Die Relationen wesentlicher sedimentologischer Kennzahlen unterscheiden sich ebenfalls. Die Relation der kritischen Fließgeschwindigkeit beträgt $v_{crit,r} = 1,67$ und die Relation der Sinkgeschwindigkeit beträgt $v_{s,r} = 1,38$. Die kritische Geschwindigkeit und die Sinkgeschwindigkeit der Sohlenmaterialien wurden in umfangreichen Voruntersuchungen bestimmt, [Ettmer 2004].

Die Übereinstimmung von $v_{crit,r} \approx v_{s,r}$ wird oftmals als Grundlage bei Ähnlichkeitsbetrachtungen mit spezifisch leichten Sohlenmaterialien verwendet, [Mertens 2003]. Im vorliegenden Fall sind die Unterschiede dieser Kennzahlen mit $v_{crit,r} = 1,67$ und $v_{s,r} = 1,38$ jedoch recht deutlich und eignen sich nicht für die Übertragung der sedimentologischen Eigenschaften.

Die Relationen der hydraulisch-sedimentologischen Kennzahlen, wie die kornbezogenen *Froude*-Zahlen und die kornbezogenen *Reynolds*-Zahlen liegen mit $Fr_{g,r} = 0,98$ und $Re_{g,r} = 0,95$ nahe bei 1. Ein Vergleich der im Rahmen dieser Untersuchungen neu definierten kornbezogenen Widerstandszahl X_g zeigt, dass die Relation dieser Kennzahl für den Versuch 1 und den Versuch 2 mit $X_{g,r} = 1$ vorliegt. Da in beiden Versuchen die Zielgröße t_k/a , wie auch die Form der Kolke nahezu identisch (1:1) ist, bedeutet dies, dass mit X_g eine Kennzahl vorliegt, die die unterschiedlichen hydraulisch-sedimentologischen Interaktionen erfasst.

Mit der kornbezogenen Widerstandszahl X_g und dem sedimentologischen Durchmesser D^* liegen somit zwei Kennzahlen vor, mit denen der Kolkprozess im hydraulischen Übergangsbereich beschrieben werden kann.

Wird Versuch 1 als Naturversuch (Index N) und der geometrisch identische Versuch 2 als Modellversuch (Index M) bezeichnet, so ergeben sich zwei Bedingungen für die Ähnlichkeit hydraulisch-sedimentologischer Experimente im hydraulischen Übergangsbereich und zwar:

$$D_r^* = 1 \quad (10)$$

$$X_{g,r} = 1 \quad (11)$$

$$D_r^* = \frac{D_N^*}{D_M^*} = \frac{\left(\frac{\rho'_N g}{v^2}\right)^{1/3} d_N}{\left(\frac{\rho'_M g}{v^2}\right)^{1/3} d_M} = \frac{\rho'_N{}^{1/3} d_N}{\rho'_M{}^{1/3} d_M} = \rho'_r{}^{1/3} d_r = 1 \quad (12)$$

$$\rightarrow \rho'_r = d_r^{-3}$$

Aus Bedingung 1 ergibt sich, dass die sedimentologischen Durchmesser des Naturmaterials und des Modellmaterials gleich sein müssen:

Bedingung 1 führt zur Gleichung $\rho'_r = d_r^{-3}$, was bedeutet, dass die Relation der Dichten des Sohlenmaterials zum Verhältnis der Korndurchmesser d_r^{-3} stehen. Anders ausgedrückt bedeutet dies, dass das Verhältnis der Korndurchmesser durch $\rho'_r{}^{-1/3} = d_r$ bestimmt ist.

Bedingung 2 fordert die Gleichheit der kornbezogenen Widerstandszahl X_g zwischen Natur und Modell:

$$X_{g,r} = \frac{X_{g,N}}{X_{g,M}} = \frac{\left(\frac{\rho'_N g d_N^2}{v_{a,N}^2} \right)}{\left(\frac{\rho'_M g d_M^2}{v_{a,M}^2} \right)} = \frac{\rho'_N d_N^2 v_{a,N}^{-1}}{\rho'_M d_M^2 v_{a,M}^{-1}} = \rho'_r d_r^2 v_{a,r}^{-1} = 1 \quad (13)$$

mit: $\rho'_r = d_r^{-3} \rightarrow d_r^{-3} d_r^2 v_{a,r}^{-1} = 1 \rightarrow d_r^{-1} = v_{a,r}$

Aus dieser Bedingung ergibt sich unter Einbeziehung der Gl. (13) die Beziehung $d_r^{-1} = v_{a,r}$, was bedeutet, dass der Geschwindigkeitsmaßstab $v_{a,r}$ aus der Relation der Korndurchmesser abgeleitet werden kann. (Bedingung 1 und 2 leiten sich auch aus den Bedingungen $Fr_{g,r} = 1$ und $Re_{g,r} = 1$ ab).

Die Skalierung soll nachfolgend nochmals anschaulich anhand eines Beispiels aufgezeigt werden.

Als Modellmaßstab wird 1:20 festgelegt. Erfasst werden soll die maximale Kolktiefe im Unterwasser einer Wehranlage (Breite $b = 10$ m). Als Regulierungseinrichtung liegt ein scharfkantiges Planschütz vor (Schützöffnung $a = 0,70$ m); der maßgebende Abfluss beträgt bei $h_o = 6,5$ m, $h_u = 5,0$ m, $Q = 25,3$ m³/s, die berechnete Fließgeschwindigkeit in der Schützöffnung beträgt $v_a = 3,61$ m/s; Sohlenmaterial: Sand $d_{50} = 1,2$ mm ($\rho = 2650$ kg/m³).

Schritt 1: Auswahl eines Kunststoffgranulates.

Ausgewählt wird das Kunststoffgranulat Polystyrol mit einer relativen Dichte $\rho' = 0,04$.

Schritt 2: Berechnung des erforderlichen Korndurchmessers mit Bedingung 1:

$$\rho_r^{1/3} d_r = 1 \rightarrow \frac{\rho_N^{1/3} d_N}{\rho_M^{1/3} d_M} = \left(\frac{1,65}{0,04} \right)^{1/3} \frac{1,2}{d_M} = 1 \rightarrow d_M = 4,15 \text{ mm}$$

Die Relation der Korndurchmesser beträgt:

$$d_r = \frac{1,20}{4,15} = 0,29$$

Mit der Festlegung des Modellsedimentes kann die Relation der Fließgeschwindigkeiten $v_{a,r}$ mit Bedingung 2 festgelegt werden.

$$v_r = d_r^{-1} \rightarrow \frac{v_N}{v_M} = \frac{1}{0,29} \rightarrow v_N = 3,45 v_M$$

Die Fließgeschwindigkeit in der Natur ist also 3,45 mal so groß wie im physikalischen Modell. Bei einer Fließgeschwindigkeit von $v_a = 3,61$ m/s errechnet sich die Fließgeschwindigkeit im Modell zu $v_{a,M} = 1,05$ m/s.

Der physikalische Modellversuch liefert als Ergebnis die maximale Kolktiefe, die dann im geometrischen Maßstab 1:20 auf die Natur übertragen werden kann.

Die weiteren Kennzahlen für das Beispiel 2 betragen:

$$Fr_{u',N} = v_N / (g h_{u,N})^{0,5} = 0,52$$

$$Fr_{u',M} = v_M / (g h_{u,M})^{0,5} = 0,67$$

$$Fr_{g,N} = v_N / (\rho'_N g d_{ch,N})^{0,5} = 25,9$$

$$Fr_{g,M} = v_M / (\rho'_M g d_{ch,M})^{0,5} = 26,0$$

$$Re_{g,N} = (v_N d_{ch,N}) / \nu = 3938$$

$$Re_{g,M} = (v_M d_{ch,M}) / \nu = 3961$$

Während die hydraulischen *Froude*-Zahlen Unterschiede aufweisen, sind auch hier die Relationen der kornbezogenen *Froude*-Zahlen Fr_g , wie auch der kornbezogenen *Reynolds*-Zahlen Re_g annähernd 1.

Mit der kornbezogenen Widerstandszahl X_g können somit die wesentlichen Kräfteverhältnisse im hydraulischen Übergangsbereich erfasst werden.

Gültigkeitsbetrachtung

Wird in der vorigen Berechnung als Sohlenmaterial für das Modell anstelle des Kunststoffgranulates ein natürliches Sohlenmaterial mit $\rho_F = 2650$ kg/m³ ausgewählt, so zeigt bereits die Bedingung 1, dass die experimentellen Untersuchungen nur gültig sind, wenn in Natur und Modell der gleiche Korndurchmesser vorliegt.

$$\rho_r^{1/3} d_{ch,r} = 1 \rightarrow \frac{\rho_N^{1/3} d_{ch,N}}{\rho_M^{1/3} d_{ch,M}} = \left(\frac{1,65}{1,65} \right)^{1/3} \frac{1,2}{d_{ch,M}} = 1$$

$$\rightarrow d_M = d_N = 1,2 \text{ mm}$$

Mit Bedingung 2 ergeben sich im Modell und Natur gleiche Fließgeschwindigkeiten, was bedeutet, dass eine vollgültige Lösung der Gleichungen nur im Modellmaßstab 1:1 erzielt werden kann.

$$v_r = d_{ch,r}^{-1} \rightarrow \frac{v_N}{v_M} = \frac{1}{1} \rightarrow v_N = v_M$$

Dieses wiederum bedeutet, dass innerhalb des hydraulischen Übergangsbereiches oder vom hydraulisch rauhen in den Übergangsbereich die Übertragung der Natursohle ein Modellmaterial erfordert, das eine geringere spezifische Dichte aufweist.

Die Verwendung von natürlichem Sohlenmaterial in Natur und Modell schließt sich deshalb unter den obigen Bedingungen aus.

D. h. um die Einflüsse der Zähigkeit auf die hydraulisch-sedimentologische Interaktion im physikalischen Modell erfassen zu können, ist ein spezifisch leichteres

Sohlenmaterial erforderlich. Bei der Verwendung von natürlichen Sohlenmaterialien ($\rho_F = 2650 \text{ kg/m}^3$) in Natur und Modell können die Effekte, die aus der Zähigkeit resultieren, nicht erfasst werden und verfälschen letztlich die Ergebnisse.

Im Folgenden wird deshalb die Bedeutung der kornbezogenen Widerstandszahl X_g näher erläutert.

4.2 Bedeutung von X_g

Um die Bedeutung der kornbezogenen Widerstandszahl X_g hinreichend erfassen zu können, standen weitere 42 Einzelversuche zur Verfügung und zudem zahlreiche Literaturdaten. Insgesamt lagen rd. 300 Ergebnisse aus Kolkuntersuchungen im Unterwasser einer Wehranlage vor, [Ettmer 2004].

4.2.1 Versuchsserie $D^* = 38$

Eine Auswertung der Untersuchungen mit dem Grobsand, $d_{50} = 1,58 \text{ mm}$ und dem Acetalharz ($d_m = 2,6 \text{ mm}$) in einer Auftragung $\max. t_k/a$ gegen X_g zeigt Bild 11. Wie aus dem ersten Teil der Untersuchungen zu erwarten war, zeigt sich, dass die Ergebnisse für die beiden Sohlenmaterialien nahezu deckungsgleich sind. Dies zeigt nochmals, dass mit dem sedimentologischen Durchmesser D^* die Materialeigenschaften, insbesondere die erheblich voneinander abweichende relative Dichte ρ' , erfasst werden kann.

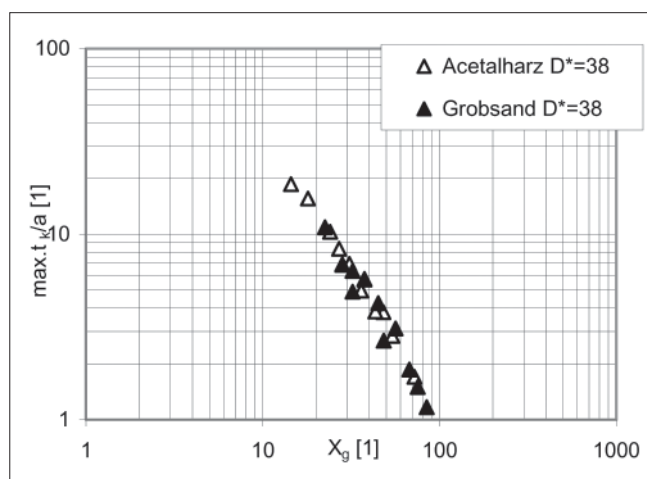


Bild 11: Versuchsserie $D^* = 38$

Der Verlauf der Kurve zeigt eine fallende Tendenz mit größer werdendem X_g . Dies bedeutet, dass mit zunehmender Widerstandszahl X_g die relativen Kolkiefen $\max. t_k/a$ abnehmen, bzw. mit geringer werdender Widerstandszahl X_g die relativen Kolkiefen $\max. t_k/a$ zunehmen. Eine physikalische Begründung für diesen Verlauf kann aus der Definition von X_g abgeleitet werden:

$$X_g = \frac{Re_g}{Fr_g^2} = \frac{\frac{v_a d_{ch}}{v}}{\frac{v_a^2}{\rho' g d_{ch}}} = \frac{\rho' g d_{ch}^2}{v_a v} \quad (\text{vgl. Gl. 7})$$

Mit größer werdender relativer Dichte ρ' bzw. mit größer werdendem Korndurchmesser d sowie $v_a = \text{const.}$ und $v = \text{const.}$ wird X_g größer. D. h. das Sohlenmaterial setzt dem Strömungsangriff größeren Widerstand entgegen, die Kolkiefen werden kleiner. Bei größer werdender Fließgeschwindigkeit v_a bzw. bei größer werdender Zähigkeit v sowie $\rho' = \text{const.}$ und $d = \text{const.}$ wird X_g kleiner. D. h. das Sohlenmaterial widersteht dem Strömungsangriff schlechter, die Kolkiefen werden größer.

Der für beide Sohlenmaterialien annähernd deckungsgleiche Verlauf der Messergebnisse bedeutet, dass für beide Sohlenmaterialien im hydraulischen Übergangsbereich bei gleicher kornbezogener Widerstandszahl X_g gleiche relative Kolkiefen $\max. t_k/a$ erzeugt werden. Da jedoch nur in X_g die Fließgeschwindigkeit berücksichtigt wird, können die unterschiedlichen Fließgeschwindigkeiten für beide Sohlenmaterialien durch diesen Parameter ausreichend erfasst werden. **Das kornbezogene Widerstandsverhalten ist für beide Sohlenmaterialien dementsprechend gleich.**

4.2.2 Versuchsserie $D^* = 19$

Eine Erweiterung des Diagramms in Bild 11 mit den Versuchsergebnissen der Versuchsserien $D^* = 19$ [Polystyrol und Grobsand 2, ($d_{50} = 0,82 \text{ mm}$)] zeigt, dass die Versuche mit $D^* = 19$ in der Auftragung links der Versuchsserien mit den Sohlenmaterialien $D^* = 38$ liegen, vgl. Bild 12. Das Widerstandsverhalten gegenüber der angreifenden Strömung ist für die Sohlenmaterialien mit $D^* = 19$ kleiner als das Widerstandsverhalten der Sohlenmaterialien mit $D^* = 38$; [durch Einführen der Ungleichförmigkeit σ in Bild 12 wurde zudem eine weitere Verbesserung der Ergebnisse herbeigeführt, näheres hierzu findet sich in [Ettmer 2004]].

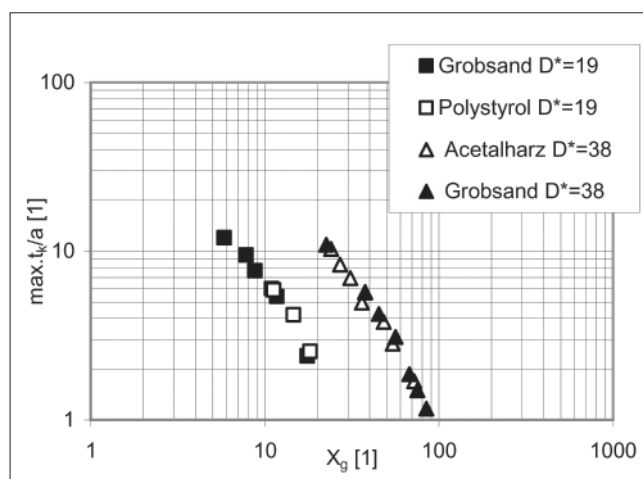


Bild 12: Überlagerung der Versuchsreihen aus Quarzsand und Kunststoffgranulat

4.2.3 Literaturdaten

Zur Erweiterung des Diagramms in Bild 12 wurden umfangreiche Literaturdaten ausgewertet. Zunächst wird die Einbindung der Messergebnisse von [Qayoum 1960] ($D^* = 58$, $D^* = 93$ und $D^* = 139$) dargestellt, vgl. Bild 13.

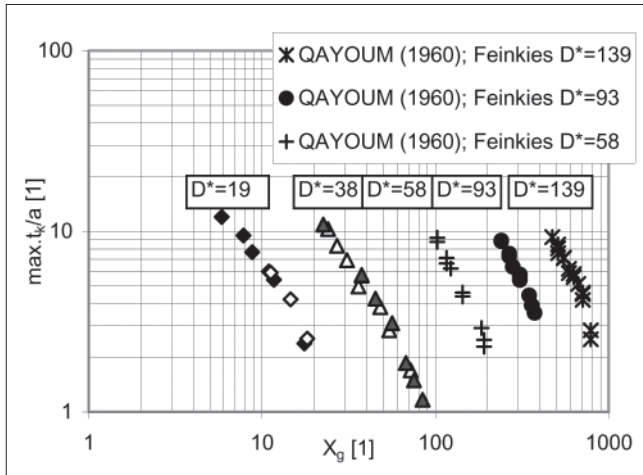


Bild 13: Erweiterung der Messergebnisse mit Daten von Qayoum

Die Messergebnisse sortierten sich entsprechend der Größe des sedimentologischen Durchmessers D^* in aufsteigender Reihenfolge. Das Widerstandsverhalten des Sohlenmaterials wird also mit steigendem sedimentologischen Durchmesser größer, die Kolk-tiefen nehmen mit steigender Widerstandszahl X_g ab. Der grundsätzliche Verlauf der Messdaten von Qayoum entspricht also dem Verlauf der Versuchsserien $D^* = 19$ und $D^* = 38$.

Im Weiteren wurden Messergebnisse von [Straube 1963], [Altinbilek/Basmaci 1973] (u. a. Untersuchungen mit Tuffstein und einer Dichte von 1300 kg/m^3) sowie Untersuchungen von [Rajaratnam 1981] eingeführt. Rajaratnam verwendete das Kunststoffgranulat Polystyrol und Luft als Fluid. Damit lagen Messungen vor, die nicht nur eine Variation der relativen Dichte ρ' ermöglichten, sondern auch die kinematische Viskosität ν konnte variiert werden, vgl. Bild 14.

Die Einbeziehung der oben aufgeführten Literaturdaten zeigte Folgendes:

Die Versuchsreihen für einen Mittelkies $D^* = 158$ von Altinbilek/Basmaci stimmten in der Auftragung mit den Daten der Versuchsserie $D^* = 139$ von Qayoum überein. Sie bestimmten damit etwa die Trennlinie zwischen dem hydraulischen Übergangsbereich zum hydraulisch rauhen Bereich. Dies wurde zudem durch die Daten von [Straube 1963] bestätigt. Straube führte u. a. Untersuchungen mit einem Mittelkies ($D^* = 260$) durch. Die Ergebnisse seiner Untersuchungen liegen in der dimensionslosen Auftragung $\max. t_k/a = f(D^*, X_g)$ wiederum auf der Grenze zwischen dem hydraulischen Über-

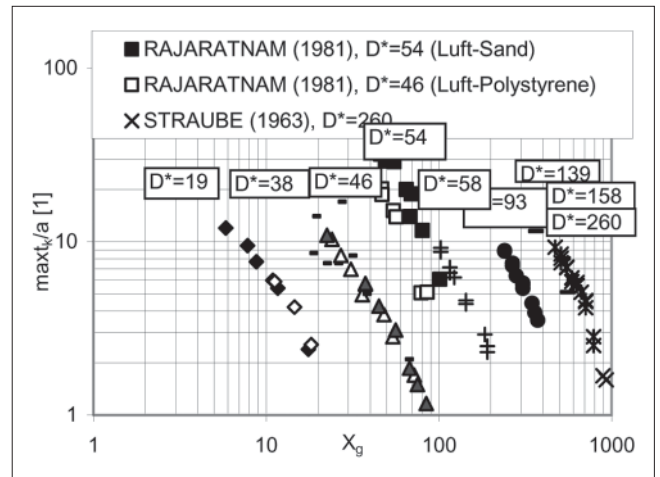


Bild 14: Erweiterung der Messergebnisse mit Daten von Rajaratnam, Altinbilek/Basmaci und Straube

gangsbereich und dem hydraulisch rauhen Bereich bei etwa $D^* = 150$.

Für kleine X_g wird demnach der hydraulisch glatte Bereich abgebildet (für den keine Kolkdaten verfügbar waren). Mit größer werdendem X_g schließt sich der hydraulische Übergangsbereich an, der in etwa bei $D^* \approx 150$ endet. An den hydraulischen Übergangsbereich schließt sich für weiter steigende X_g der hydraulisch rauhe Bereich an. Wie oben beschrieben, sind die Ergebnisse von Qayoum ($D^* = 139$), Altinbilek/Basmaci ($D^* = 158$) und Straube ($D^* = 260$) annähernd deckungsgleich. Unabhängig vom sedimentologischen Durchmesser D^* ergibt sich eine Überlagerung der Ergebnisse für alle drei Versuche. Demnach ist für $D^* \geq 150$ die relative Kolk-tiefe $\max. t_k/a$ unabhängig von D^* .

Weiterhin zeigt sich, dass die Messergebnisse aus der Versuchsserie mit Tuffstein [[Altinbilek/Basmaci 1973], $D^* = 38$] mit den Messergebnissen der Versuchsserie 1 (ebenfalls $D^* = 38$) vergleichbar sind. Dieser Sachverhalt bestätigt nochmals, dass in D^* die relative Dichte hinreichend berücksichtigt wird und dass jedem sedimentologischen Durchmesser für eine relative Kolk-tiefe ein fester Wert einer kornbezogenen Widerstandszahl X_g zugeordnet werden kann.

Abschließend sollen noch die Luft-Sand und die Luft-Polystyrol-Versuche von Rajaratnam erwähnt werden. Seine Versuchsergebnisse sortierten sich ebenfalls entsprechend der aufsteigenden Reihenfolge der sedimentologischen Durchmesser in Bild 14 ein, obwohl eine erhebliche Variation der kinematischen Viskosität erfolgte. D. h. auch eine Variation der Zähigkeit wird über die Auftragung $\max. t_k/a = f(D^*, X_g)$ erfasst.

Anhand dieser Ergebnisse zeigt sich, dass der Einfluss der Zähigkeit auf die experimentellen Untersuchungen mit den Kennzahlen D^* und X_g hinreichend erfasst und zudem dargestellt werden kann.

5 Zusammenfassung und Ausblick

Die Übertragung von hydraulisch-sedimentologischen Prozessen zwischen Natur und Modell beinhaltet nach wie vor erhebliche Schwierigkeiten, weil die Eigenschaften des Natursedimentes zumeist nur mit erheblichen Einschränkungen auf ein Modellsediment übertragen werden können. Insbesondere wenn in der Natur bereits feines Sohlenmaterial vorliegt, bereitet die Auswahl eines geeigneten Modellsedimentes erhebliche Schwierigkeiten, da zumeist auf Kunststoffgranulate ausgewichen werden muss, deren Eigenschaften (Dichte, Korndurchmesser, Kornform) deutlich von denen der Natursedimente abweichen. Zudem ist bei der Verwendung von Kunststoffgranulaten im Allgemeinen mit einem Einfluss der Zähigkeit auf die hydraulisch-sedimentologischen Prozesse zu rechnen, sodass nicht mehr von einer voll ausgebildeten Rauheitsströmung um das Korn ausgegangen werden kann.

Für den Kolkprozess hinter dem unterströmten Schütz wurde ein dimensionsanalytisch hergeleiteter Ansatz aufgestellt. Ziel war es, die maximale Kolkentiefe des Kolkprozesses über die dimensionslosen Kennzahlen D^* (sedimentologischer Durchmesser) und die neu eingeführte Kennzahl X_g (kornbezogene Widerstandszahl) zu erfassen. Hierzu wurden am Leichtweiß-Institut für Wasserbau (LWI) der Technischen Universität Braunschweig experimentelle Untersuchungen mit natürlichen Sohlenmaterialien und mit Kunststoffgranulaten durchgeführt.

Die experimentellen Untersuchungen zeigten, dass die beiden dimensionslosen Kennzahlen D^* und X_g die wesentlichen Kenngrößen sind, mit denen der Kolkprozess für die natürlichen und die künstlichen Sohlenmaterialien bestimmt werden konnte. Anhand weiterer Messergebnisse und anhand von Literaturdaten (u. a. mit experimentellen Ergebnissen aus dem Luftlabor) wurde zudem die physikalische Bedeutung der kornbezogenen Widerstandszahl erläutert. Es zeigte sich, dass der Einfluss der Zähigkeit auf den Kolkprozess mit D^* und X_g hinreichend erfasst und dargestellt werden kann.

Die *Froude-Zahl* Fr hingegen war nicht zur Beschreibung des Prozesses geeignet. Mit dem sedimentologischen Durchmesser D^* und der kornbezogenen Widerstandszahl X_g liegen somit zwei Kennzahlen vor, die bei der Übertragung hydraulisch-sedimentologischer Eigenschaften zwischen Natur und Modell zuversichtliche Ergebnisse lieferten.

6 Literatur

ALTINBILEK, H. D.; BASMACI, Y., 1973: Localized scour at the downstream of outlet structures, International Congress on large dams, Madrid 1973, 105-122

ASCE, 1962: Sediment transportation mechanics, Introduction and properties of sediment, Journal of the Hydraulics Division, HY4, Juli 1962

BREUSERS, H. N. C., 1966: Conformity and time scale in two dimensional local scour, Proc. symposium on model and prototype conformity: 1-8, Hydraulic Research Laboratory, Poona

DIETZ, J. W., 1969: Kolkbildung in feinen oder leichten Sohlenmaterialien bei strömendem Abfluß, Versuchsanstalt für Wasserbau und Kulturtechnik, Theodor-Rehbock-Flußbaulaboratorium, Universität Karlsruhe, Mitteilungen, Heft 155, Herausgeber: Professor Dr.-Ing. E. Mosonyi, Karlsruhe 1969

DIETZ, J. W., 1973: Sicherung der Flußsohle unterhalb von Wehren und Sperrwerken, Wasserwirtschaft, Heft 63, 1973, 76-83

DIETZ, J. W., 1976: Zur Frage der Nachbildung von Kolkvorgängen im Modell, Zusammenfassung, Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, Nr. 40, 1976, 73-84

DIETZ, J. W., 1994: Eidersperrwerk, Natur- und Modellversuche, HANSA-Schiffahrt-Schiffbau-Hafen, 131. Jahrgang, 1994, Nr. 4.

DORER, H., 1984: Ähnlichkeit bei flussbaulichen Modellen, Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, Nr. 54, 1984

ETTMER, B., 2004: Untersuchungen zu Kolkprozessen hinter dem unterströmten Schütz, Dissertation, Technische Universität Braunschweig, Papierflieger Verlag GmbH, Clausthal-Zellerfeld, ISBN 3-89720-738-9

FROUDE, W., 1872: Transactions of the Institute of Naval Architects XI 1870, Report of the British Association, 1872

GÜNZEL, W., 1964: Modelle geschiebeführender Flüsse mit hydraulisch rauher Sohle, Darlegung der Modelltechnik am Beispiel des Flusses Neumagen, 150. Arbeit aus dem Theodor-Rehbock-Flussbaulaboratorium, Technische Hochschule Karlsruhe, Februar 1964

HASSAN, N. M. K. N.; NARAYANAN, R., 1985: Local scour downstream of an apron, Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 111, No.11, November 1985, 1371-1385

- JOHNSTON, A. J., 1990: Scourhole developments in shallow tailwater, *Journal of Hydraulic Research*, Vol. 28, 1990, No.3, 341-354
- KARIM, O. A.; ALI, K. H. M., 2000: Prediction of flow patterns in local scour holes caused by turbulent water jets, *Journal of Hydraulic Research*, Vol. 38, 2000, No.4, 279-287
- KOBUS, H., 1978: Wasserbauliches Versuchswesen, Mitteilungsheft Nr. 4 DVWW Deutscher Verband für Wasserwirtschaft, Arbeitsausschuß „Wasserbauliches versuchs- und Meßwesen“
- MERTENS, W., 1987: Über die Deltabildung in Stauräumen, *Mitteilungen, Leichtweiß-Institut für Wasserbau der Technischen Universität Braunschweig*, Heft 91/1987
- MERTENS, W., 2002: Anwendung und Bedeutung der Dimensionsanalyse im experimentellen Wasserbau, Manuskript zur Vorlesung, Technische Universität Braunschweig, Leichtweiß-Institut für Wasserbau
- MERTENS, W., 2003: Kap. 6 Physikalische Transportmodelle in: ATV-DVWK-Arbeitsbericht, ATV-DVWK-Arbeitsgruppe WW-2.4 "Feststofftransportmodelle", Feststofftransportmodelle in Fließgewässern, März 2003, ISBN 3-924063-30-3, 225-238
- OERTEL JR., H., 2002: Prandtl-Führer durch die Strömungslehre, Grundlagen und Phänomene, 11. überarbeitete und erweiterte Auflage, Vieweg Verlag, Braunschweig/Wiesbaden
- QAYOUM, A., 1960: Die Gesetzmäßigkeit der Kolkbildung hinter unterströmten Wehren unter spezieller Berücksichtigung der Gestaltung eines beweglichen Sturzbettes, *Mitteilungen aus dem Leichtweiß-Institut für Wasserbau und Grundbau der Technischen Hochschule Braunschweig*, Heft 60/1, 1960
- RAJARATNAM, N., 1981: Erosion by plane turbulent jets, *Journal of Hydraulic Research* 19, No. 4, 1981, 339-358
- RAJARATNAM, N.; MACDOUGALL, R. K, 1983: Erosion by plane wall jets with minimum tailwater, *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 109, No. 7, 1983, 1061-1064
- SCHLICHTING, H., 1965: Grenzsicht-Theorie, 5. Auflage, Verlag G. Braun, Karlsruhe
- SHIELDS, A., 1936: Anwendung der Ähnlichkeitsmechanik und der Turbulenzforschung auf die Geschiebebewegung *Mitteilungen der Preußischen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau*, Berlin, Heft 26, Eigenverlag der Preußischen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau, Berlin NW87, 1936
- SHALASH, M. S. E., 1959: Die Kolkbildung beim Ausfluß unter Schützen, Einfluß einer Befestigungsstrecke und einer Sohlenstufe unterstrom des Auslasses, Dissertation, Fakultät für Bauwesen der Technischen Hochschule München
- STRAUBE, C., 1963: Die Kolkbildung hinter unterströmten Wehren, *Mitteilungen der Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau*, Berlin, Schriftenreihe Wasser- und Grundbau, Heft 9, Berlin 1963
- VAN RIJN, L. C., (1984): Sediment Transport, Part I, Bed Load Transport, *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 110, No. 10, October, 1984, 1431-1456
- WESTRICH, B.; KOBUS, H., 1976: Untersuchungen am Luftmodell zur strömungstechnisch günstigen Gestaltung von Entnahmebauwerken, *gwf-wasser/abwasser*, Heft 7, 117 (1976), 300-307
- WHITTAKER, J. G.; SCHLEISS, A., 1984: Scour related to energy dissipators for high head structures, Mitteilung der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie an der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich, Nr. 73, Zürich 1984
- YALIN, M. S., 1959: Über die Naturähnlichkeit der Geschiebebewegung bei Modellversuchen, *Die Bautechnik*, 36. Jahrgang, Heft 3/1959, 96-99
- YALIN, M. S., 1965: Similarity in Sediment Transport by Currents, *Hydraulics Research Paper No. 6*, Hydraulics Research Station, Wallingford, Berks.
- YALIN, M. S., 1971: Theory of hydraulic models, *Macmillan Civil Engineering Hydraulics*, London and Basingstoke
- ZANKE, U., 1978: Zusammenhänge zwischen Strömung und Sedimenttransport, Teil 2: Berechnung des Sedimenttransportes hinter befestigten Sohlenstrecken – Sonderfall zweidimensionaler Kolk –, *Mitteilungen des Franzius-Instituts für Wasserbau und Küsteningenieurwesen der Universität Hannover*, Heft 48, Hannover, 1978, 1-95
- ZANKE, U., (1982): Grundlagen der Sedimentbewegung, Springer-Verlag Berlin, Heidelberg, New York

Simultane Druck- und 3D-Geschwindigkeitsmessungen im Porenraum einer Kiessohle

DR.-ING. THOMAS WENKA, DIPL.-ING. HANS-JÜRGEN KÖHLER, BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU, KARLSRUHE

Kurzfassung

In diesem Aufsatz werden Ergebnisse einer experimentellen Untersuchung zur Sohlstabilität zusammengestellt. Ziel der Untersuchung ist eine synoptische Erfassung der Strömungs- und Druckfelder oberhalb und im Porenraum einer Kiessohle durch simultane, zeitlich hochaufgelöste Messungen von Druck und Geschwindigkeit. Dazu werden miniaturisierte Piezo-Drucksensoren zur Druckmessung sowie optische 2D- und 3D-Techniken zur Strömungsmessung eingesetzt. Die Auswertung der Geschwindigkeitsmessungen erfolgt durch digitale Bildsequenzanalyse. Die neu entwickelten Messtechniken sowie exemplarische Messergebnisse werden vorgestellt. Die Ergebnisse sollen zu einem besseren Verständnis von Erosions- und Sedimentationsprozessen sowie von Austauschprozessen (Masse, Impuls) zwischen Oberflächen- und Porenströmung beitragen. Das langfristige Ziel dieses Projekts ist die Verbesserung der ingenieurtechnischen Bemessung von Sohlenschutzmaßnahmen.

1 Einleitung

Die aktuellen Herausforderungen in der Planung von Regelungs- und Unterhaltungsmaßnahmen an Bundeswasserstraßen liegen im Wesentlichen in der Vorhersage der morphodynamischen Entwicklung des Flussbettes. Der Erfolg von Unterhaltungs- und Regelungsmaßnahmen und der beteiligten Bauwerke wie Buhnen, Parallelwerke oder Dämme wird stark durch die Stabilität der Flusssohle bzw. der künstlichen Filter- und Deckschichten beeinflusst. Druckänderungen infolge von Wasserspiegelabsenk und Wellenbelastung, schneller Spiegelabsenkung und Druckfluktuationen der turbulenten Strömung haben Auswirkungen auf die Standsicherheit und das Verformungsverhalten von Unterwasserböschungen und Gewässersohlen.

Die systematische Untersuchung der Strömung durch die Kiesschicht und deren Interaktion mit der darüber liegenden Außenströmung dient der gezielten und methodischen Erforschung des Verhaltens des Einzelkorns und von Kiesschichten unterschiedlicher Dicke bei zunehmender Strömungsbelastung bis zur einsetzenden Destabilisierung.

Im Laufe der vergangenen 100 Jahre ist mit diversen Schwerpunkten, die den jeweiligen Stand der Analyse- und Messtechnik widerspiegeln, intensive Forschung betrieben worden, um vertiefte Einblicke in die theoretischen Hintergründe der Flussbettstabilität zu ge-

winnen. Shields (1936) erstellte auf Basis von Labor-messungen ein dimensionsloses Diagramm, das u. a. den Übergang zwischen stabiler und beweglicher Sohle beschreibt und als klassischer Ansatz zur Flussbettstabilität angesehen wird. Zwischenzeitlich sind weitere empirische Formeln entwickelt worden, wie z. B. die Ansätze von Meyer-Peter & Müller (1949), Bonnefille (1963), Grass (1970) und Wilcock (1993), um bessere Annäherungen an spezifische Gegebenheiten erzielen zu können. Die Vielfalt gängiger Formeln ist Ausdruck dessen, dass bis jetzt kein zufriedenstellend allgemeingültiger, physikalisch begründeter Ansatz zur Beantwortung der Frage der Flussbettstabilität existiert. Da das Verständnis der Einzelprozesse sowie der Funktionskette von Ursache und Wirkung nicht ausreichend vorhanden ist, kann der Erfolg einer hydraulisch wirksamen Maßnahme oder eines hydraulisch wirksamen Bauwerks nicht allumfassend garantiert werden.

Ein Blick zurück in die Historie der Forschung führt zur diesbezüglich grundlegenden Arbeit von Shields (1936), der damals schon die Komplexität des Problems erkannte. Trotz der von ihm eingeräumten „mangelnden Kenntnis des Naturvorgangs und der erzwungenen Abweichungen von der Modellähnlichkeit“ hatte das Hauptresultat seiner Untersuchungen quantitativen Charakter: Es besteht in der Funktion (Gl. 1)

$$\theta = \frac{\tau_0}{(\rho_s - \rho)gd} = f(\text{Re}_*)$$

Die Korn-Reynoldszahl $\text{Re}_* = U_* d / \nu$ wird dabei gebildet mit der Schubspannungsgeschwindigkeit U_* , dem mittleren Korndurchmesser $d = d_{50}$ und der kinematischen Viskosität ν . Für Flussströmungen, bei denen die Werte von Re_* typischerweise über 10^3 liegen, wird ein konstanter oberer Wert von $\theta_c \approx 0,06$ erreicht, d. h. der in Bild 1 schraffiert dargestellte Wertebereich wird nach oben begrenzt.

Für gleichförmiges Material hat Shields (1936) den kritischen Wert der Sohlschubspannung mit (Gl. 2)

$$\tau_{0c} = 0,06(\rho_s - \rho)gd_{50}$$

auf Basis einer unsicheren Extrapolation abgeschätzt.

Der kritische Shields-Wert θ_c ist demnach eine Konstante, die von verschiedenen Autoren oftmals gekoppelt an die Wahl des repräsentativen bzw. maßgeblichen Korndurchmessers d in Abhängigkeit der Definition für den Bewegungsbeginn teilweise recht unterschiedlich festgelegt wird.

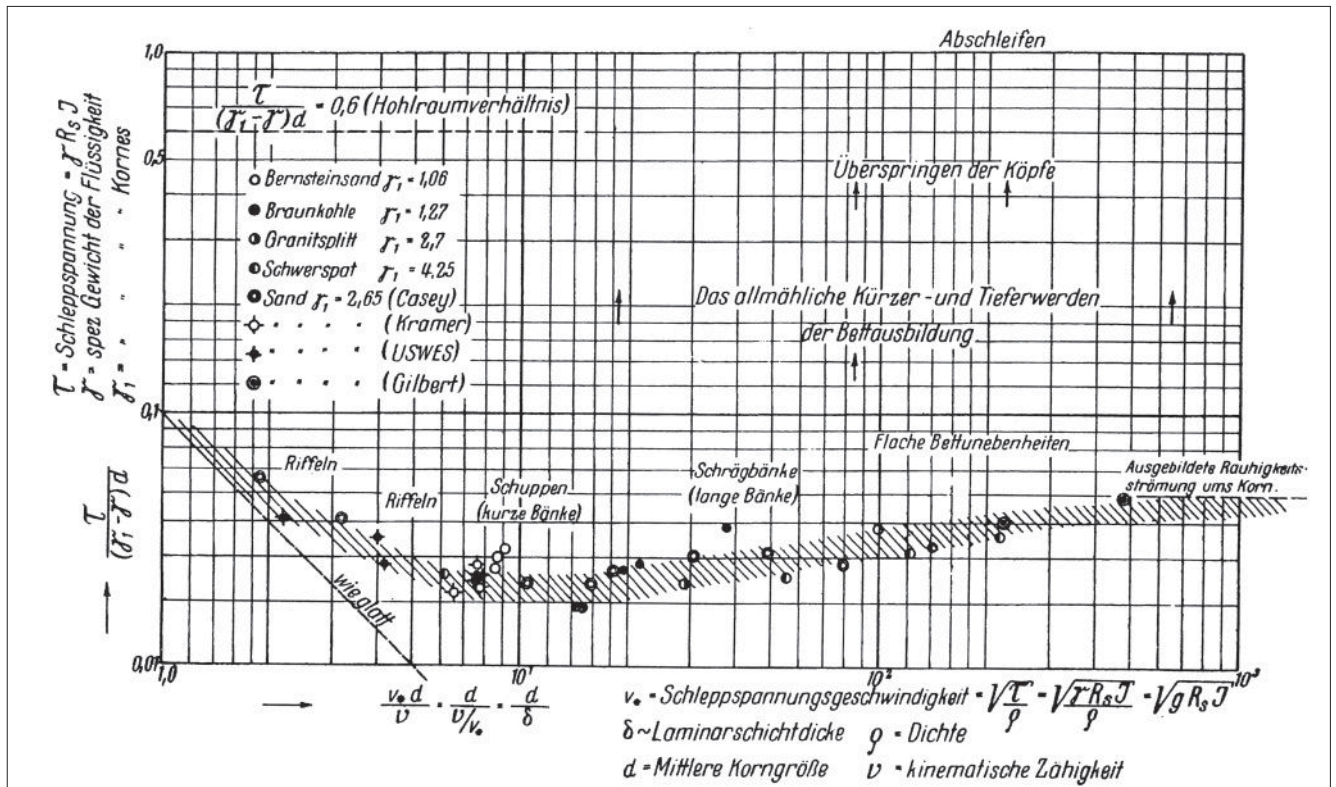


Bild 1: Shields-Parameter in Abhängigkeit der Kornreynoldszahl (Shields, 1936)

Für ungleichförmiges Material geben Meyer-Peter & Müller (1949) beispielsweise (Gl. 3)

$$\tau_{oc} = 0,047 (\rho_s - \rho) g d_m \quad \text{mit } d_m \approx d_{65}$$

Dabei ist d_{65} der maßgebende Durchmesser der Deckschichtpartikel. Nach Wilcock et al. (1996) kann für lockere Lagerung (Gl. 4)

$$\tau_{oc} = 0,035 (\rho_s - \rho) g d_{50}$$

angesetzt werden.

Folglich werden bei der Abschätzung der Sohlenstabilität natürlicher Flüsse für die kritische Schubspannung τ_{oc} Werte erhalten, die um den Faktor 2 differieren. Zwar liefern die halbempirischen Ansätze in den jeweils gültigen Anwendungsbereichen eine gute Abschätzung des Problems für die Praxis, das eigentliche Phänomen oder dessen Ursache beschreiben sie jedoch nicht.

So weist u. a. Dittrich (1998) darauf hin, dass in den gängigen Ansätzen die „Lifkraft“, die neben der Schubkraft ebenfalls auf das Einzelkorn wirkt, nicht berücksichtigt wird. Zudem werden seit den Untersuchungen von Grass (1971) bezüglich kohärenter turbulenter Strukturen sogenannte „Burst“-Prozesse für den Bewegungsbeginn verantwortlich gemacht. Zanke (2003) hat diesbezüglich einen neuen Ansatz entwickelt, der den Einfluss der turbulenten Fluktuationen auf die kritische Sohlschubspannung und die Lifkraft erfasst.

Da viele der neueren Ansätze lediglich die oberste Kornlage in ihre Betrachtungen einbeziehen, entsprechen sie nicht in ausreichendem Maße der Komplexität des natürlichen Systems, welches aus Außenströmung, Porenraum und Grundwasserströmung besteht. Die gegenwärtige Forschung (vgl. z. B. Shimizu et al., 1990, Vollmer et al., 2000 oder Prinos et al., 2003) befasst sich daher mit der „gesamtheitlichen“ Untersuchung der Interaktionen zwischen Poren- und freier Außenströmung. Dabei werden neben den rein flussmorphologischen Aspekten auch „geoökologische“ Fragestellungen aufgegriffen. Denn das Vorgehen ermöglicht nicht nur die Betrachtung der hydrodynamischen Belastung der Kornmatrix, sondern auch Rückschlüsse auf die Auswirkungen jener Kräfte auf Kleinlebewesen im Interstitial, den Stoffaustausch oder die Kolmation (Gutknecht et al., 1998).

Die Entdeckung des „Burst“-Phänomens in turbulenten Strömungen (Kline et al., 1967, vgl. Bild 2) weckte das Interesse, die Strukturen der Grenzschichtturbulenz mittels Sichtbarmachung und unter Anwendung moderner und hoch auflösender Messmethoden zu studieren. Wie Grass (1971) sehr anschaulich beschrieb, wird in derartigen „kohärenten Strukturen“ auf Grund des vertikalen Geschwindigkeitsgradienten eine rotierende Walze erzeugt, die sich allmählich von der Sohle abhebt, dabei gestreckt wird, sich zu einem Hufeisenwirbel aufbäumt und schließlich in der „Ejektions“-Phase zerfällt. Auf diese Ejektion folgt eine „Sweep“-Phase, die beschleunigtes Fluid in Richtung Sohle transportiert, während die Ejektionen Fluidballen niederen Impulses von der Sohle hinweg bewegen.

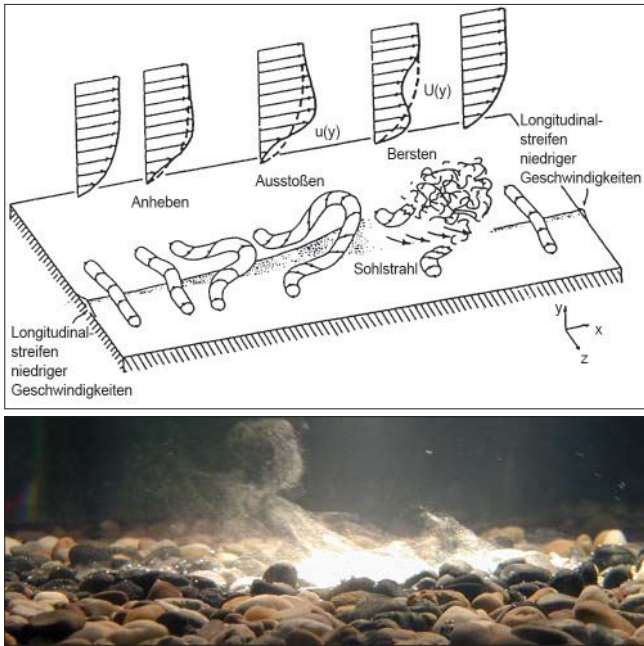


Bild 2: Modellvorstellung eines „Bursts“ und Strömungsbild an der Sohle der BAW-Versuchsrinne

Burst-Zyklen treten sowohl über glatten wie auch rauhen Oberflächen auf und haben eine starke Auswirkung auf die Druckspitzen, die auf die einzelnen Körner der Sohle einwirken und deren Herauslösen begünstigen. Emmerling (1973) beobachtete Druckspitzen, die etwa das Sechsfache der mittleren Druckfluktuation betragen. Raudkivi (1982) und Dittrich & Träbing (1999) geben dafür die folgende Korrelation an (Gl. 5)

$$\text{rms}(p) = C \tau_0$$

wobei C zwischen 0,5 und 5,0 liegt und einen Mittelwert von 3,0 annimmt. Nach Emmerling (1973) kann das Maximum von p sogar bei 18 τ_0 liegen!

Die neuesten Entwicklungen in der Messtechnik erlauben eine tiefere Einsichtnahme in die Prozesse, die zur Destabilisierung der Sohle führen (Detert et al., 2004; Klar et al., 2004). Der kombinierte Einsatz optischer

Strömungsmesstechniken und „piezoresistiver“ Mikrodrucksensoren unmittelbar oberhalb und innerhalb einer Kiessohle ist ein ausgezeichnetes Werkzeug, um eine synoptische Aufnahme der in Verbindung stehenden Prozesse zu erhalten.

2 Versuchsstand und Messeinrichtungen

Die im Folgenden beschriebenen Untersuchungen wurden in Kooperation mit dem Institut für Hydromechanik der Universität Karlsruhe (IfH) und dem Institut für Wissenschaftliches Rechnen der Universität Heidelberg (IWR) durchgeführt.

Die Versuchseinrichtungen wurden in einer B = 0,90 m breiten Laborrinne der Bundesanstalt für Wasserbau installiert (Bild 3). Mit dieser Konfiguration wurden bei maximaler Beaufschlagung von $Q_{\text{max}} = 0,275 \text{ m}^3/\text{s}$ und Wassertiefen von $H_A = 0,20 \text{ m}$ bzw. $H_B = 0,40 \text{ m}$ Strömungsgeschwindigkeiten erreicht, die eine Sohlbelastung bis hin zu einsetzendem Sedimenttransport bewirken. In das Gerinne ist über einer Nutzlänge von L = 30 m eine Sandschicht der Höhe $H_S = 0,50 \text{ m}$ eingebracht, die durch eine poröse Kiesschicht der Höhe $H_p = 0,04 - 0,20 \text{ m}$ abgedeckt wird (vgl. Bild 4).

Durch optionalen Einbau einer Gummimatte an der Schnittstelle Sand/Kies war es möglich mit und ohne hydraulischem Kontakt zwischen Kiesschicht und unterliegender Sandschicht zu arbeiten. Der eigentliche Messbereich befindet sich ca. 15 m unterstrom in einer Position, bei der Einflüsse der Zu- und Abströmung weitgehend ausgeschlossen werden können. Der Kies innerhalb der Filter- bzw. Deckschicht besitzt einen mittleren Korndurchmesser von $d_{\text{md}} \approx 10 \text{ mm}$ und einen Ungleichförmigkeitsgrad von $C_c = d_{60}/d_{10} = 1,25$, d. h. es handelt sich näherungsweise um Einkornmaterial. Die Porenzahl wurde bestimmt zu $\varepsilon = 62,4 \%$ (Schüttdichte $\rho_s = 1,538 \text{ g/cm}^3$, Korndichte $\rho_K = 2,464 \text{ g/cm}^3$).

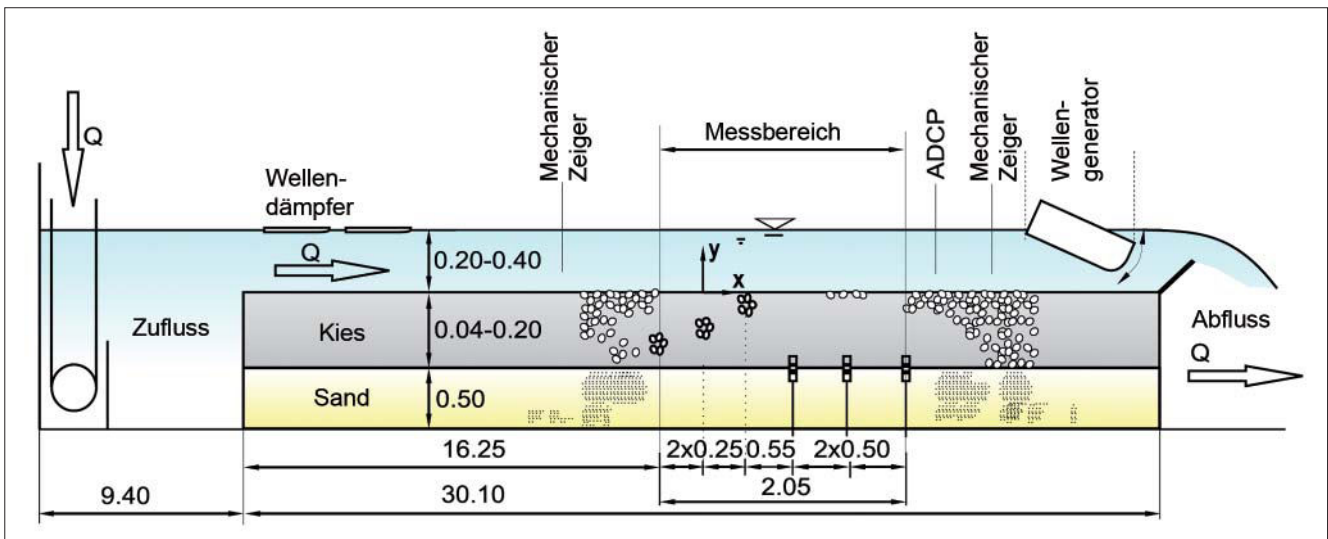


Bild 3: Versuchsrinne im Längsschnitt und Ortsangaben zu den Untersuchungspunkten im Messbereich

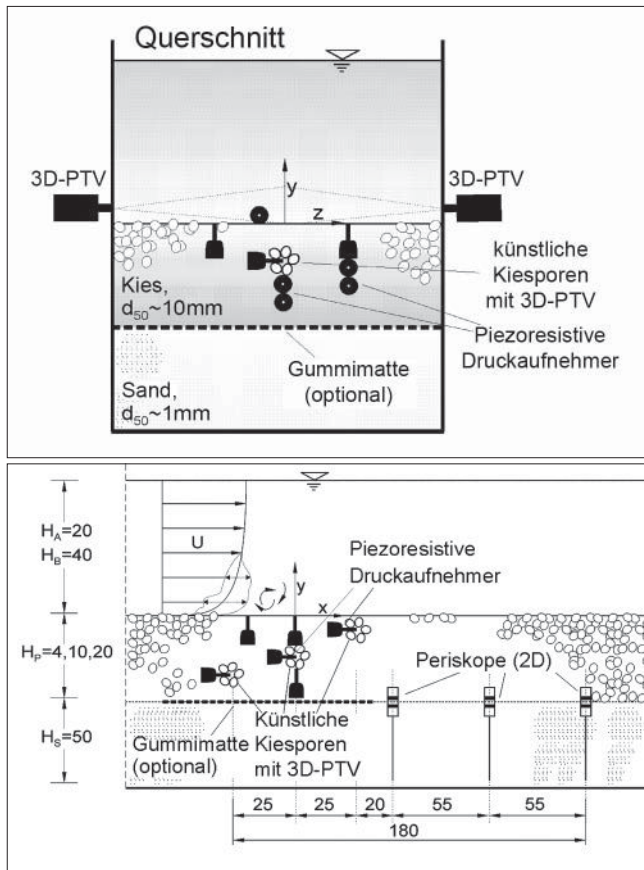


Bild 4: Versuchsanordnung in Vertikalschnitten

Der mittlere Korndurchmesser des homogenen Sandes ist $d_{mS} \approx 1 \text{ mm}$.

Durch Variation von Durchfluss und Wassertiefe können Fließzustände eingestellt werden, die bis an den Bewegungsbeginn nach Shields (1936) heranreichen. Lange Wellen werden künstlich durch einen Wellengenerator erzeugt, der ca. 9,25 m unterstrom des Messbereichs angebracht wurde. Durch den Wellengenerator war es möglich, das Messprogramm auf instationäre Effekte wie den Einfluss oszillierender Wasserstände auszudehnen. (Bild 5)



Bild 5: Versuchsrinne mit Wellengenerator

Der Durchfluss wird über einen magnetischen induktiven Strömungsmesser in der Rohrzuleitung ermittelt. Das Wasserniveau wird durch eine externe Ultraschallprüfspitze mit hydraulischem Kontakt zum Gerinne gemessen. Die Fließbedingungen können im Rahmen des Untersuchungsspektrums beliebig über einen automatisierten Absperrschieber am Einlauf und das bewegliche Wehr am Auslauf der Versuchsrinne eingestellt werden.

Durch transparente Seitenwände aus Plexiglas, die im Messbereich über einer Länge von 4 m eingesetzt wurden, ist ein optischer Zugang zum Gerinne für die folgenden Messeinrichtungen gegeben:

- Ein Stereokameraset für die Untersuchung der Strömung unmittelbar oberhalb der Kiesschicht mittels 3D Particle Tracking Velocimetry (3D-PTV),
- drei endoskopische Stereosets zur Aufnahme der Strömung durch den Kies anhand der speziell dafür präparierten „künstlichen“ Kiessporen (3D-PTV),
- drei steife Endoskope (Periskope) zur Beobachtung der Strömung an der Sand-Kies-Grenze,
- bis zu 10 miniaturisierte Druck-Sensoren, von denen drei an den künstlichen Kiessporen angebracht wurden, um die 3D-PTV zu begleiten.

Weiterhin wurden 3,30 m unterstrom des Messbereiches Geschwindigkeiten mit einem 1D Acoustic Doppler Current Profiler (ADCP) aufgenommen, messtechnisch bedingt jedoch nicht simultan zu den anderen Systemen. Die Messeinrichtungen werden ausführlicher in den folgenden Abschnitten beschrieben.

Auf Basis einer Kategorisierung und Quantifizierung der hydromechanischen Prozesse, welche die Sohle und den porösen Untergrund belasten und Materialtransport auslösen, wurde die Untersuchungsmatrix von Tabelle 1 ausgearbeitet (Detert, 2003).

Sohlbelastung	τ_0/τ_{cr}	0.1	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0
Kies Mit Gummimatte	H_p/d_{50}						
	20	$W_{A,B}$	$H_{A,B}$	$H_{A,B}$	H_A	-	-
	10	$W_{A,B}$	$W_{A,B}$	$W_{A,B}$	H_A	H_A	H_A
Kies Ohne Gummimatte	H_p/d_{50}						
	20	-	-	-	-	-	-
	10	$W_{A,B}$	-	$W_{A,B}$	-	-	-
Glaskugeln Mit Gummimatte	H_p/d_{50}						
	4	$H_{A,B}$	$H_{A,B}$	$H_{A,B}$	-	-	-
	2	$H_{A,B}$	$H_{A,B}$	$H_{A,B}$	-	-	-
Erläuterung:	$H_{A,B}$	Messung bei Fließtiefe $H_k=20\text{cm}$, $H_B=40\text{cm}$					
	$W_{A,B}$	Messung bei Wellengang					
	H_p	Höhe der Kiesschicht					
	d_{50}	d_{50} der Kiesschicht					

Tabelle 1: Untersuchungsprogramm

3 Messungen und Ergebnisse

Das gesamte Untersuchungsprogramm sah Variationen der Wasserspiegelhöhe, der Kiesmächtigkeit sowie der Sohlbelastung vor. In weiteren Versuchsreihen wurde das Verhalten unter künstlich erzeugten Wellen sowie bei einem Sohlmaterial aus Glaskugeln untersucht. Auf Grund der speziellen Anforderungen der stereoskopischen Aufnahme sowie der Endoskopie war ein angepasster Auswertalgorithmus zu entwickeln, um statistisch relevante Aussagen zu den Strömungs- bzw. Turbulenzeigenschaften zu treffen. Aus dem Verhältnis von vorhandener Schubspannung τ_0 zur kritischen Schubspannung $\tau_{0c} = 8,8 \text{ Pa}$ wird ein Instabilitätskriterium definiert als τ_0/τ_{0c} . Der kritische Shields-Parameter $Fr_c^* = \tau_{0c}/(\Delta\rho g d_{md})$ wird dazu mit $Fr_c^* = 0,06$ angesetzt. Bei $\tau_0/\tau_{0c} = 0,59$ konnte der Transport von ersten Körnern beobachtet werden. Dieser Wert wird durch analytische Betrachtungen von Dittrich und Träbing (1999) bzw. durch Naturuntersuchungen von Wilcock et al. (1996) für den Bewegungsbeginn bei lockerer Lagerung bestätigt. Um die eingebaute Messtechnik nicht zu gefährden, wurde die Sohlbelastung nicht über $\tau_0/\tau_{0c} = 0,59$ angehoben.

3.1 Oberflächenströmung

Die Darstellung der Strömungsgeschwindigkeiten beschränkt sich bezüglich der freien Strömung über der Sohle auf die ADCP Messungen. Die Auswertung räumlicher PTV-Messungen sind in Vorbereitung.

ADCP

Hier werden Ergebnisse einer Versuchsreihe mit Wassertiefen von $h \approx 0,20 \text{ m}$ und einer Kiesmächtigkeit von $H_p = 0,10 \text{ m}$ vorgestellt, die bis zur einsetzenden Destabilisierung durchgeführt wurde. Tabelle 2 gibt die wesentlichen Parameter dieser Versuchsreihe wieder.

Messung	τ_0/τ_{0c}	Q	h	U	Re- = $U \cdot d_{md}/\nu$	h_{ADCP}	U_{ADCP}
	[-]	[l/s]	[m]	[m/s]	[-]	[m]	[m/s]
A01	0,09	56,0	0,201	0,31	262	0,200	0,31
A02	0,18	81,8	0,203	0,45	412	0,200	0,45
A04	0,36	120,5	0,207	0,65	639	0,199	0,67
A06	0,48	149,8	0,219	0,76	799	0,207	0,80
A08	0,55	173,0	0,234	0,82	740	0,224	0,86
A10	0,59	193,4	0,249	0,86	872	0,235	0,91

Tabelle 2: Versuchsreihe $H_p = 0,10 \text{ m}$ (Detert et al., 2005)

Bild 6 zeigt die aus den Versuchen A01 bis A10 ermittelten normierten, räumlich-lateral und zeitlich gemittelten Profile u/U_* bzw. $rms(u)/U_*$ für die räumlich und zeitlich gemittelten Geschwindigkeiten $U = 0,31 - 0,91 \text{ m/s}$.

Die Ergebnisse zeigen, dass sich für die Außenströmung ergänzende Aussagemöglichkeiten zu mittleren eindimensionalen Strömungs- und Turbulenzgrößen bieten. Unterhalb der Überdeckung von einem Korn-

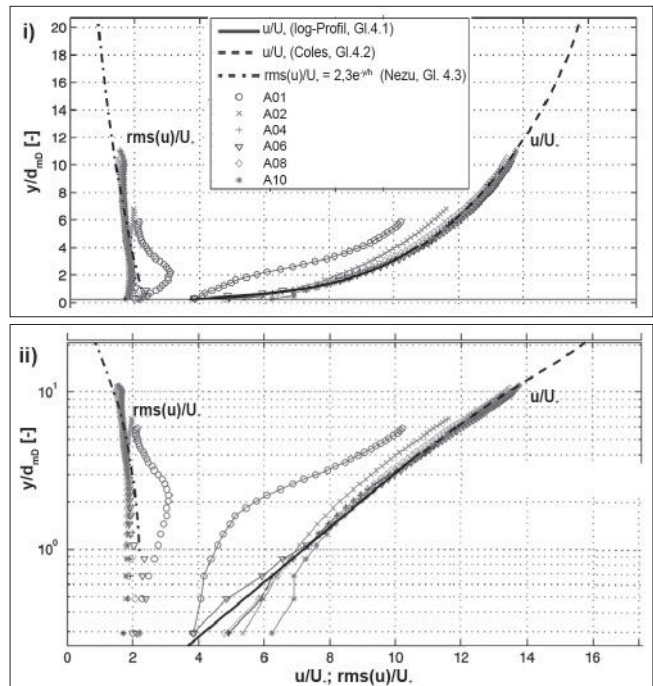


Bild 6: Geschwindigkeits- und Fluktuationsprofile in Abhängigkeit von y/d_{md} für die Versuche A01 bis A10 in (i) äquidistanter und (ii) semilogarithmischer Form

durchmesser, bei $y < d_{md}$, wird der Impulsaustausch zwischen der Außenströmung und der Porenströmung jedoch nicht mehr befriedigend beschrieben.

3D-PTV

Um räumliche Bildsequenzen der freien Strömung zu messen, wurden beiderseits der Rinnenwandung jeweils eine CCD-Kamera (Pulnix TM 6701 AN) montiert

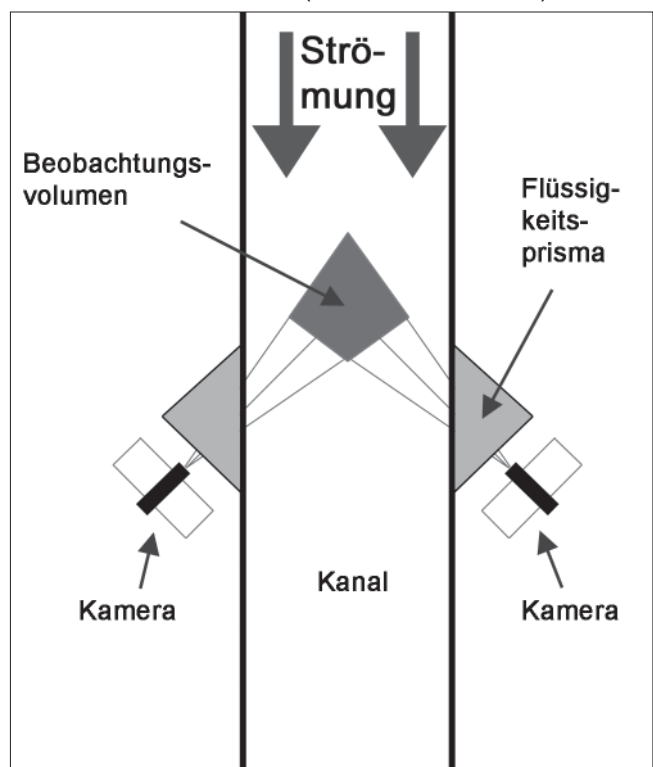


Bild 7: 3D-PTV-Messeinrichtung für die freie Strömung

und durch Flüssigkeitsprismen stromaufwärts zur Bildaufnahme in der Strömungsachse ausgerichtet (Bild 7). Die optischen Bildachsen der Kameras schließen einen Winkel von ca. 90° ein, wodurch das größtmögliche Beobachtungsvolumen (ca. 5 cm Kantenlänge in allen räumlichen Erstreckungsachsen) zu erhalten war.

Um Lichtbrechungseinflüsse der optischen Strahlen an den Grenzflächen zwischen Glas und Luft möglichst gering zu halten, wurden die an den Glaswänden der Versuchsrinne angeordneten Glasprismen mit Wasser gefüllt. Hierdurch war es möglich, die Kameras senkrecht auf die Glaswänden der Flüssigkeits-Prismen aufzusetzen. Oberhalb der Wasseroberfläche wurden drei Halogenlampen in der Weise installiert, dass das Beobachtungsvolumen optimal ausgeleuchtet werden konnte.

Zur Visualisierung der Strömungsgeschwindigkeit wurden die kleinen, in der Strömung suspendierten Gasblasen anstelle von künstlich einzubringenden Tracerpartikeln benutzt. Um den Weg der Partikel (particle tracking) auch bei hohen Strömungsgeschwindigkeiten ausreichend genau bestimmen zu können, ist eine schnelle Bildsequenzrate der Kameras erforderlich, um den Abstand zwischen zwei aufeinander folgenden Partikel unterhalb einer Mindestgrenze halten zu können. Die Standardvideobildaufnahmezeit beträgt für die verwendete Pulnix TM 6701 AN bei einer Bildgröße von 640×480 Pixel 60 Hz. Um die Bilderfassungsrate in den Messungen auf 125 Hz zu steigern, wurde mit einer Bildgröße von 640×200 Pixel gearbeitet.

Die aufgenommenen Bildsequenzen wurden simultan im Arbeitsspeicher des zur Bilderfassung eingesetzten Messrechners geschrieben, bevor sie auf einem Festplattenspeicher gesichert wurden. Auf Grund des extrem hohen Speicherbedarfs war die maximale Dauer einer räumlichen Bildsequenz der freien Strömung auf ein Zeitintervall von $\Delta t = 20$ s begrenzt.

In Ermangelung von bereits endgültig ausgewerteten Daten zu den 3D-PTV-Messungen der freien Strömung sind im folgenden einige Resultate aus der 2D-Analyse von Bildern der linken Kamera gezeigt. Der Bildausschnitt von ungefähr 5×5 cm² befindet sich unmittelbar über der Sohle. Die Sequenz von Bild 8 beschreibt die freie Strömung zu verschiedenen Zeitpunkten zwischen $t = 0$ s und $t = 0,42$ s, die während der Überströmung mit gleichzeitig einwirkender Wellenbelastung aus seitlicher Position aufgezeichnet wurde. Sie gilt für eine Wellenamplitude von 125 mm und eine Wellenperiode von 2 s bei einer Wassertiefe von 40 cm und einer Kiesschichtdicke von 4 cm.

Anhand der Geschwindigkeitsvektoren ist in Bild 8 eine gegen den Uhrzeigersinn gerichtete Strömung zu erkennen. Durch Überlagerung der freien Strömung mit

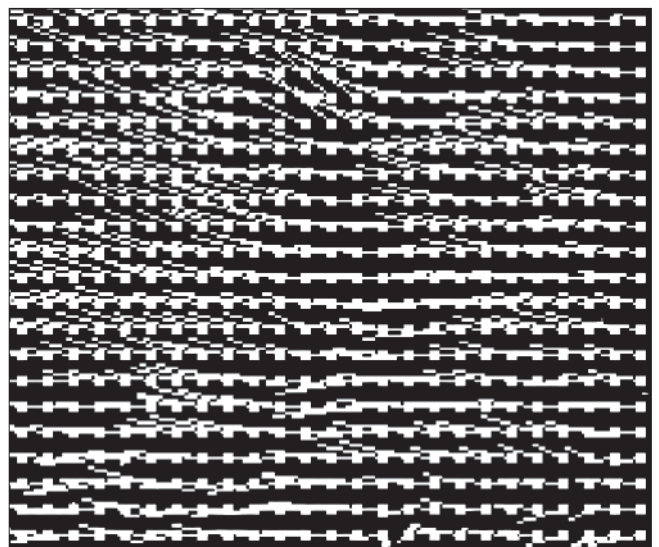
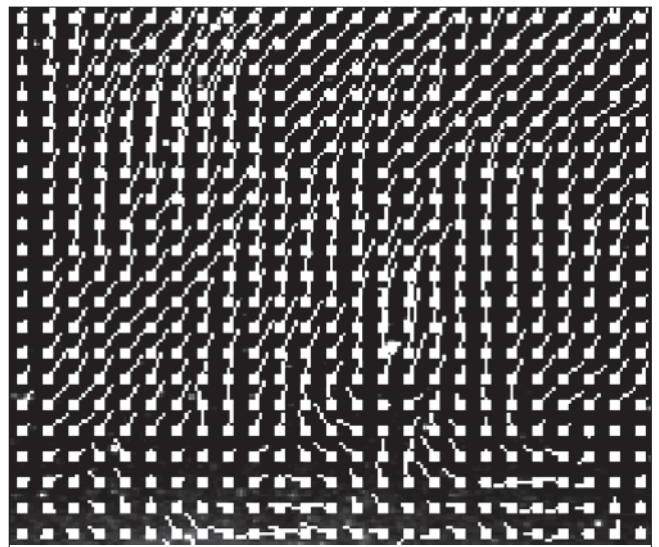
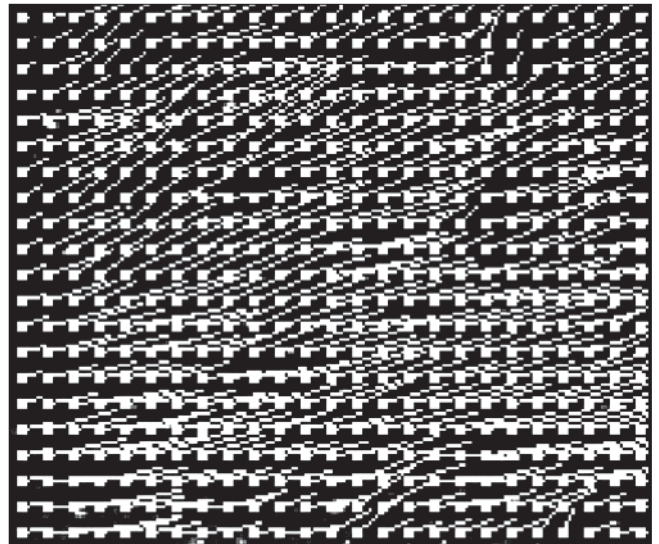


Bild 8: Momentaufnahmen bei $t = 0$ s (oben), $0,16$ s (Mitte), $0,42$ s (unten) der Strömung über der Kiesschicht, verursacht durch eine Oberflächenwelle; Ausschnitt $\sim 5 \times 5 \times 5$ [cm³]

Oberflächenwellen werden orbitale Strömungsmuster sichtbar, die im Zusammenwirken mit den im Porengerüst der Kiesschicht gleichzeitig messbaren Druckfluktuationen die Grundlage für die nachfolgende Auswertung zum Bewegungsbeginn bilden.

Durch die Zusammenfügung dieser Bildsequenzen mit den aus der gegenüberliegenden Kamera erfassten Bildern kann nachfolgend ein räumliches Strömungsfeld und dessen zeitliche Veränderung ermittelt werden. Aus diesen räumlichen Strömungssequenzen kann schließlich eine Aussage zur jeweils wirkenden Turbulenzstruktur getroffen werden.

3.2 Porenströmung

Neben Entwurf und Aufbau der im Rinnenversuchsmo- dell einzusetzenden Untersuchungstechnik lag ein wesentlicher Aspekt dieser Experimente in der Entwicklung und Adaption neuer Messverfahren. Dies bezieht sich einerseits auf den Einsatz von 3D-PTV und Erweiterung bestehender Bildverarbeitungsalgorithmen für die Bestimmung von Partikelbahnen und Fließgeschwindigkeiten im Porenraum der über- und durchströmten Gewässersohle. Andererseits galt es Druckmessungen durchzuführen, die mit ausreichend hoher Abtastfrequenz simultan zu den hoch auflösenden Geschwindigkeitsmessungen eingesetzt werden können. Hierfür wurden neue Drucksensoren entwickelt.

Ein wesentliches Ziel dieser Untersuchungen war es, das räumliche Strömungsfeld oberhalb und innerhalb der in den Versuchen eingesetzten Schutzschicht mit unterschiedlichen Schichtdicken aus gleichförmigem Kies einer mittleren Korngröße von $d_{50} = 10$ mm zu ermitteln. Hierzu wurden speziell hergestellte, fixierte Messporen in unterschiedlichen Tiefenlagen der den unterlagernden Sand schützenden Kiesabdeckung mit der Methode der 3D-PTV simultan zusammen mit den zugehörigen Porenwasserdrücken aufgezeichnet.

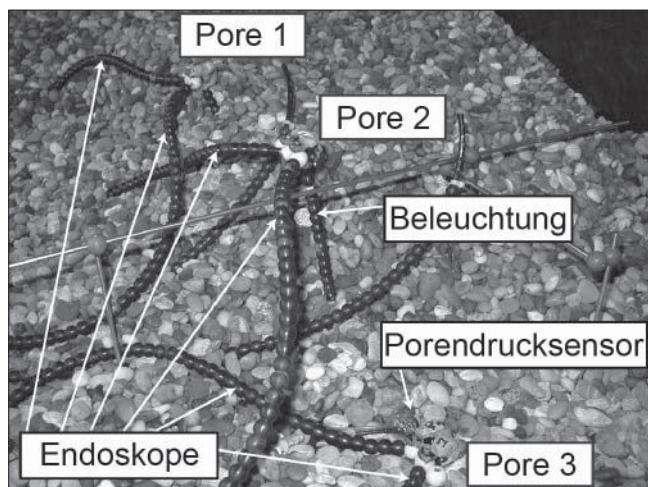


Bild 9: Messporeninstallation in der Kiesschicht

Bild 9 zeigt die Anordnung der innerhalb der Kiesschicht eingebauten Messporen 1–3 zur Erfassung der im Kies wirkenden Druck- und Geschwindigkeitsfluktuationen.

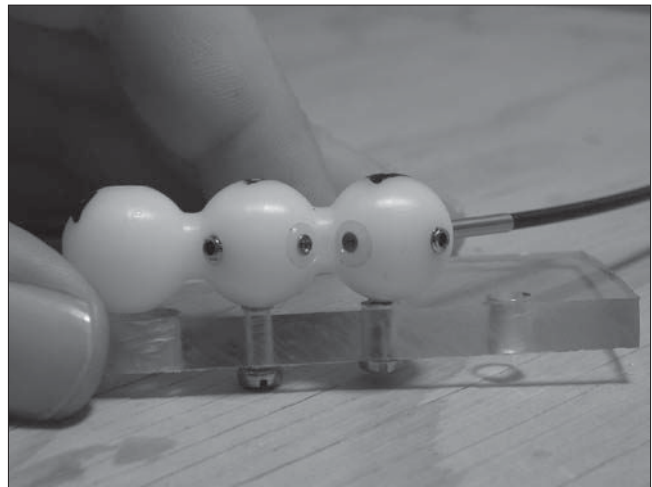


Bild 10: Versuchsaufbau einer fixierten Messpore für Geschwindigkeitsmessungen innerhalb der Kiesschicht

3D-PTV

Um die Fließgeschwindigkeitsmessungen im Kies innerhalb von drei gesondert installierten Messporen durchführen zu können, wurde das gleiche Messprinzip eingesetzt, das auch zur Bestimmung der Fließgeschwindigkeiten in der freien Oberflächenströmung benutzt wurde. Jeweils zwei flexible optische Glasfaserkabel mit einem Durchmesser von jeweils 2,4 mm wurden an den künstlichen Messporen befestigt, wie es Bild 10, 11 und 12 zeigen.

Mittels eines zusätzlich in die Poren geführten Lichtleiterkabels (vgl. Bild 11 und 12) wurden die Messporen durch kaltes Halogenlicht ausgeleuchtet. Um eindeutige Bezugspunkte über die Dauer der gesamten Messphase zu gewährleisten und Kornbewegungen innerhalb der Messporen zu vermeiden, wurden die Poren fixiert.

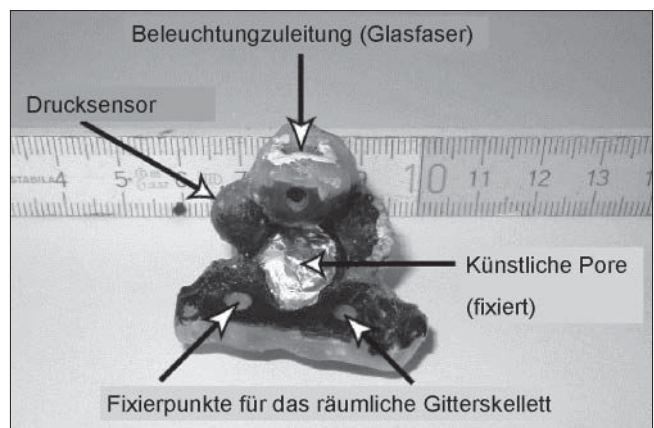


Bild 11: Künstliche Messpore

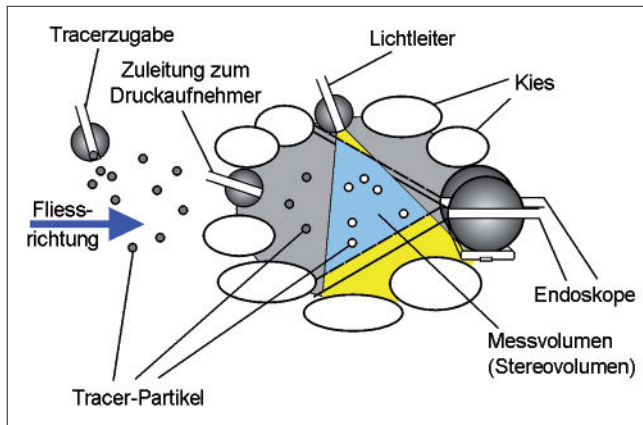


Bild 12: Messpore im Kies mit verschiedenen Zuleitungen (Schemaskizze – nicht maßstäblich)

Mittels einer Tracerflüssigkeit, die stromauf im näheren Umgebungsfeld der im Kies eingebetteten Messporen während der jeweiligen Messphasen gesondert zugeleitet wurde, konnten die Partikelbahnen dieser Tracerflüssigkeit während der Durchströmung innerhalb der ausgeleuchteten Messporen durch simultan aufgezeichnete Bildsequenzen endoskopisch festgehalten werden. Die Größe eines solchen dreidimensionalen Beobachtungsvolumens (Bild 12) betrug innerhalb dieser Messporen rund 5 mm in allen Richtungen des Messvolumens.

Bei der Beschreibung der Ergebnisse dieser Messungen wurde das nachfolgende rechtshändige Koordinatensystem (x, y, z) mit den jeweils zugehörigen Geschwindigkeitskomponenten (u, v, w) benutzt.

- x, u : Koordinate in Stromrichtung, in Fließrichtung anwachsend
- y, v : Vertikale Koordinate mit dem Ursprung (0-Wert) an der Grenze Kies/Wasser, definiert bei 25 % von d_{mD} unterhalb der obersten Kante der Kiesabdeckung
- z, w : Horizontale Querschnittskoordinate mit dem Ursprung (0-Wert) in der Mittelachse der Abflussrinne

Um die Partikelbahnen über eine derart kurze Messstrecke sicher erfassen zu können, mussten Kameras mit einer höheren Bilderfassungsrate eingesetzt werden, als sie für die freie Strömung Verwendung fanden. Zur Erfassung der Strömungsgrößen wurden deshalb Hochgeschwindigkeits-Megapixel-CMOS-Kameras (Photonfocus MD1024) benutzt, die die digitalen Bildsequenzen durch entsprechende Reduktion der Bildausschnitte auf 184×184 Pixel mit Taktraten bis zu 400 Hz aufzeichnen konnten.

Bild 13 zeigt eine 3D-Visualisierung eines rekonstruierten Porenwasserströmungsfeldes, wie es innerhalb einer ausgesuchten Messpore innerhalb der Kiesschutzschicht in den Überströmungsversuchen messtechnisch erfasst und ausgewertet wurde. Das Bild

zeigt die Lagrange'schen Partikelbahnen innerhalb eines Zeitintervalls von 0,5 s. Die gemessenen Strömungsbahnen verdeutlichen sehr eindrucksvoll, dass das Strömungsfeld innerhalb der Pore einen dreidimensionalen Charakter besitzt, was die Notwendigkeit unterstreicht, in den Versuchen eine dreidimensionale Messdatenerfassung einzusetzen.

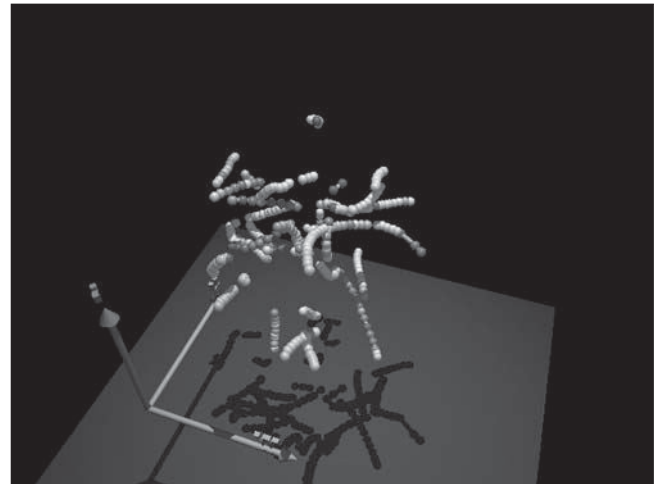


Bild 13: 3D-Visualisierung von Strömungsbahnen im Porenvolumen einer innerhalb der Kiesabdeckung installierten Messpore

Die in den Versuchen gemessenen Geschwindigkeitsprofile der Porenwasserströmung lassen über die jeweiligen Gesamttiefen der eingesetzten Kiesschichtdicken von 4, 10 und 20 cm eine Tendenz der Zunahme sowohl der Fließgeschwindigkeiten als auch der Turbulenzintensitäten im jeweils sohnahen Bereich des Profils erkennen. Hervorgerufen durch die Interaktion zwischen Außen- und Porenwasserströmung war der Geschwindigkeitsgradient im sohnahen Bereich in den Versuchen ohne Überlagerung der jeweiligen Strömung durch extern erzeugte zusätzliche Wellen besonders groß. In den tieferen Kornlagen verlieren sich diese Strömungsgeschwindigkeiten nahezu vollständig. Ähnliches gilt für die Ergebnisse der Messungen zur Turbulenzintensität im Porenraum.

In diesem Experiment wurden zwei der künstlichen Poren an der Oberkante der Kiesschicht bei $y = -2$ cm positioniert. Der Abstand der Poren in der x -Richtung betrug 25 cm (vgl. Bild 4). Die „offene“ Pore war senkrecht zur Sohle ausgerichtet und befand sich im direkten Kontakt mit der freien Strömung. Die zweite „geschlossene“ Pore, die ebenfalls senkrecht zur Sohle ausgerichtet war, wurde durch ein einzelnes Korn abgedeckt und besaß damit keinen direkten Kontakt zur Außenströmung. Die Messungen beziehen sich auf einen Abfluss von $Q = 0,056 \text{ m}^3/\text{s}$ und eine Wassertiefe von $H_A/d_{50} = 20$. Diese Werte entsprechen einer mittleren Geschwindigkeit der Außenströmung von ungefähr 0,3 m/s und erreichen damit ca. 10 % der kritischen Schubspannung für den Bewegungsbeginn.

Bild 14 und 15 zeigen für das erste Zeitintervall von 30 s die horizontalen (u) und vertikalen (v) Geschwindigkeiten innerhalb der beiden Poren. Die Zeitserien sind aus den räumlichen Mittelwerten aller Geschwindigkeitsvektoren innerhalb des Messvolumens berechnet worden. Die Diagramme zeigen einen deutlichen Dämpfungseffekt bei der mit einem Kieskorn abgedeckten „geschlossenen“ Pore. Obwohl beide Poren in gleicher Höhe senkrecht zur Sohle ausgerichtet waren, sind die Fließgeschwindigkeiten innerhalb der „geschlossenen“ Pore erheblich niedriger als in der „offenen“ Pore. Die Geschwindigkeitsfluktuationen in der „geschlossenen“ Pore sind gleichfalls gedämpft: Die Standardabweichungen der Messwerte sind in der „geschlossenen“ Pore ungefähr 50 % kleiner als in der „offenen“ Pore.

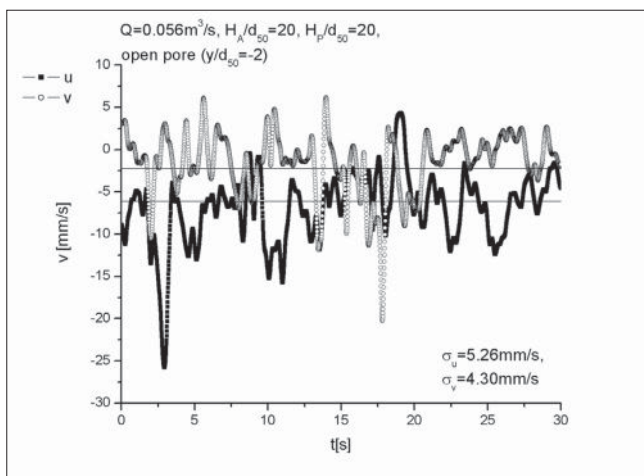


Bild 14: Zeitserien für horizontale (u) und vertikale (v) Geschwindigkeiten in der „offenen“ Pore

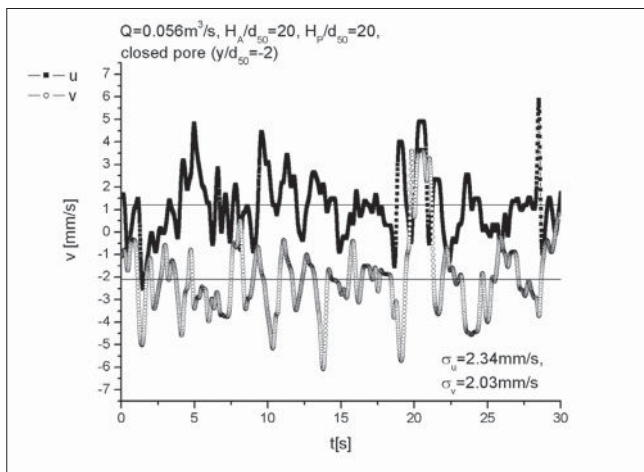


Bild 15: Zeitserien für horizontale (u) und vertikale (v) Geschwindigkeiten in der „geschlossenen“ Pore

Zur räumlichen Korrelation der Messwerte wurden in einer weiteren Versuchsreihe die Vertikalposition einer Messpore kontinuierlich variiert. Bei gleichen Strömungsbedingungen wurden die unterschiedlichen Tiefenlagen bei $y/d_{50} = -2, -8$ und -16 eingestellt und für jede Position eine Bildreihenfolge erfasst. Hieraus wurden durch räumliche Mittelwertbildung aller gemessenen

Strömungsvektoren innerhalb der Pore der resultierende 3D-Geschwindigkeitsvektor ermittelt.

Bild 16 zeigt die Energiespektren von drei Geschwindigkeitszeitserien. Die Spektren zeigen, dass die signifikanten Frequenzen im Bereich zwischen 1 und 5 Hz liegen. Darüber hinaus sind die Amplituden bei einer Tiefenlage von $y/d_{50} = -16$ ungefähr um den Faktor 100 kleiner als in der darüberliegenden Position $y/d_{50} = -2$.

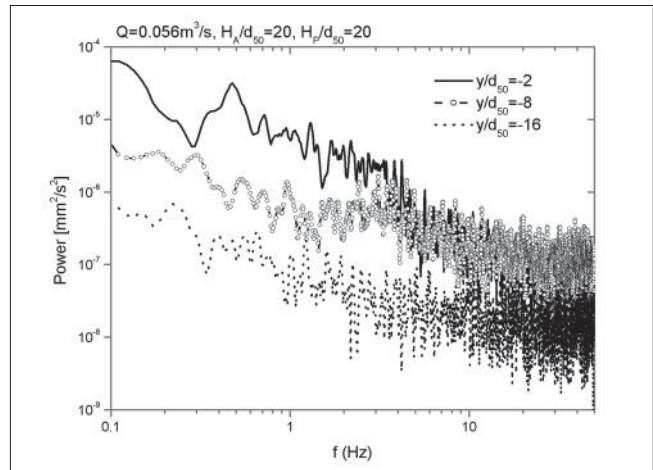


Bild 16: Energiespektrum der gemessenen Geschwindigkeiten in unterschiedlichen Tiefenlagen der Kiesschicht

3.3 Druckmessungen mit Mikrosensoren

Bild 17 zeigt eine Fotografie des gekapselten Kopfes der Drucksonde, des flexiblen Schlauches für den Druckausgleich und des Signalkabels (schwarz). Der Differenzdruck wurde auf den Atmosphärendruck bezogen und unter passiver Temperaturkompensation gemessen. Die Sensoren wurden mit langsam aushärtendem Epoxidharz vergossen und an der Oberfläche mit Klarlack versiegelt, um sie wasserresistent zu machen. Die maximalen Abmessungen der Sensoren, die in Form und Größe dem verwendeten Kies angepasst

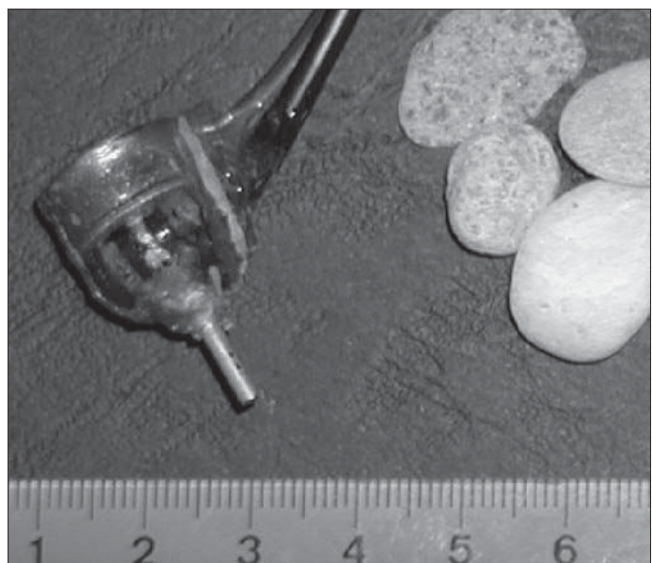


Bild 17: Größenvergleich des Mikrodrucksensorkopfes

wurden (vgl. Bild 17), betragen ca. $2 \times 1,2 \times 1,2 \text{ cm}^3$. Die Signalkonditionierung erfolgt nach einer 2,50 m langen flexiblen Leitung zentral und extern in einer Verstärkerbox. Der Nachteil, durch die relativ langen Leitungen zwischen Druckaufnehmer und Elektronik möglicherweise Einstreuungen zu bekommen, die die Signalkonditionierung beeinflussen könnten, wurde zu Gunsten eines miniaturisierten Messkopfes in Kauf genommen.

Die Grenzfrequenz der verwendeten Druckaufnehmer liegt im kHz-Bereich. Entscheidend für die Grenzfrequenz des Transmitters sind aber die Dämpfungsglieder in der Verstärkerschaltung, die bei der gewählten Konfiguration eine Reaktionszeit von etwa 10 ms (= 100 Hz) haben. Der maximal zulässige Überdruck liegt bei den auf Messungen bis 6 kPa abgestimmten Bauteilen bei 40 kPa. Durch die garantiert maximal messbaren Frequenzen von 100 Hz ist es möglich, Druckfluktuationen zu erfassen, die bis an die nach Nezu & Nakagawa (1993) auf 50 Hz geschätzte Kolmogorovskalenfrequenz heranreichen. Um Aliasingeffekte zu vermeiden, werden die Messungen mit einer Abtastrate von 500 Hz durchgeführt (Detert et al., 2004a).

Die gekapselten Sensoren wurden entsprechend der zu messenden Drücke von 0 bis 6 kPa auf 0 bis 10 V kalibriert, wobei bei Drücken von 3 bis 6 kPa von einer Fehlertoleranz unter 1,0 % auszugehen ist. Die Genauigkeit der AD-Karte ist zwar auf 0,15 mmWS begrenzt. Auf Grund des Dithereffektes erfährt das digitalisierte Signal erkennbar eine höhere Auflösung, als durch die Schrittweite der Diskretisierung möglich wäre. Dadurch wurde die Genauigkeit auf $> 0,003 \text{ mmWS}$ für $f < 20 \text{ Hz}$ beziehungsweise $> 0,012 \text{ mmWS}$ für $f > 20 \text{ Hz}$ erhöht. Bild 18 zeigt ein typisches Signal der Druckmessung.

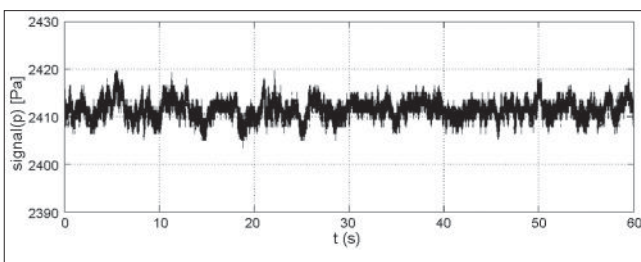


Bild 18: Typisches Signal der Druckmessung (Detert et al., 2004)

Die Drucksensoren wurden in den vertikalen Positionen $y/d_{mD} = 1,0$ unmittelbar über der Sohle, bei $y/d_{mD} = 0,0$ (vgl. Bild 19) und in verschiedenen Positionen innerhalb der Kiesschicht angebracht. Um möglichst enge Korrelationen zwischen Druck- und Geschwindigkeitsmessung zu erzielen, war jede der drei künstlichen Kiessporen ebenfalls mit einem Drucksensor ausgestattet. Bei den simultanen Messungen, die ein Zeitintervall von zwei Minuten abdeckten, wurden bis zu 10 Drucksensoren eingesetzt.



Bild 19: Drucksensor an der Sohle (Detert et al., 2004)

Bild 20 zeigt den Verlauf von $\text{rms}(p)$ bei zunehmender Scherbeanspruchung τ_0 . Über die kritische Scherbeanspruchung τ_{0c} dimensionslos gemacht, zeigt sich eine lineare Zunahme aller Kurven. Am Beispiel der beiden Sensoren an der Schnittstelle zwischen Kies und Außenströmung $y/d_{mD} = 0,0$ (x, +) kann die Steigung C über das Verhältnis von $\text{rms}(p)/\tau_0$ zu 3,5 bzw. 3,0 errechnet werden (vgl. Gl. 5).

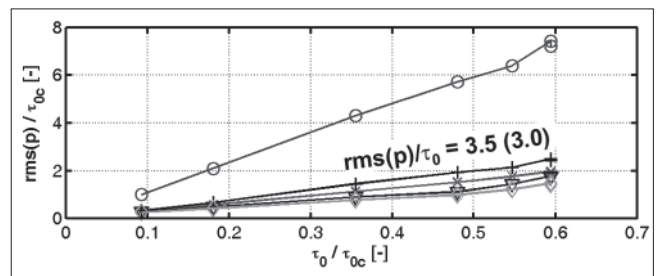


Bild 20: $\text{rms}(p)/\tau_0$ [-] bei zunehmender Instabilität τ_0/τ_{0c} , $\tau_{0c} = 8,8 \text{ Pa}$, $H_A/d_{mD} = \sim 20$, $H_P/d_{mD} = \sim 10$, Vertikalpositionen y/d_{mD} [-]: 1.0 (o), 0.0 (x, +), -1.0 (∇), -2.0 (◇), (Klar et al., 2004a)

Außerdem wird die dämpfende Wirkung des Kiesel sichtbar. Während das Verhältnis von $\text{rms}(p)/\tau_0$ bei $y/d_{mD} = 1,0$ (über dem Kies) zu $C = 10$ errechnet werden kann, liegt der Wert bei $C = 2,2$ an der Stelle $y/d_{mD} = -1,0$. Unterhalb dieser Vertikalposition kann innerhalb des Kiesbettes keine wesentliche Veränderung festgestellt werden. Das Verhältnis $\text{rms}(p)/\tau_0$ wird hier meistens mit $C = 1,8$ angegeben.

In Bild 21 sind ebenfalls in dimensionsloser Auftragung zu den gleichen Bedingungen wie zu den Ergebnissen von Bild 20 die maximalen Fluktuationen des Drucksignals $\text{max}(\Delta p)$ als eine Funktion der Scherbeanspruchung τ_0 dargestellt. Für die Oberkante der Sohle bei $y/d_{mD} = 0,0$ lässt sich für $\text{max}(\Delta p)/\tau_{0c}$ eine Steigung von $C = 18$ ermitteln, die sich in guter Übereinstimmung mit dem von Emmerling (1973) angegebenen Wert von $\text{rms}(\Delta p) = 18 \tau_0$ befindet. In der Weise, wie sich die Kurven von Bild 20 und 21 gleichen, müssen die Abhängigkeiten von $\text{max}(\Delta p)$ und $\text{rms}(p)$ linear sein.

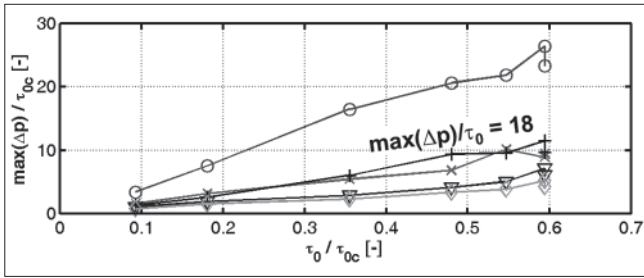


Bild 21: $\text{Max}(\Delta p)/\tau_0$ [-] bei zunehmender Instabilität τ_0/τ_{0c} , $\tau_{0c} = 8,8 \text{ Pa}$, $H_A/d_{mD} = \sim 20$, $H_P/d_{mD} = \sim 10$, Vertikalpositionen y/d_{mD} [-]: 1.0 (o), 0.0 (x, +), -1.0 (∇), -2.0 (\diamond), (Klar et al., 2004a)

Um den Dämpfungseffekt der Kiesschicht zu beleuchten, sind in Bild 22 die turbulente kinetische Energie (TKE) der freien Strömung und die Druckfluktuationen $\text{rms}(p)$ unmittelbar ober- und innerhalb der Kiesschicht in dimensionsloser Form gegenübergestellt.

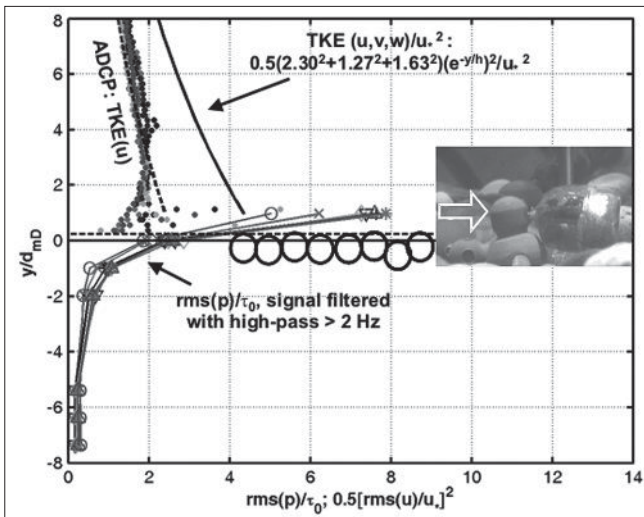


Bild 22: Turbulenzenergie TKE/u^2 [-] im Vergleich zu $\text{rms}(p)/\tau_0$ [-] bei zunehmender Instabilität τ_0/τ_{0c} [-] = 0,09 (O), = 0,18 (X), = 0,35-0,59 (andere Symbole), (Klar et al., 2004a)

Die Turbulenzenergie $\text{TKE}(u)$ der Fluktuationen u' der Hauptströmungsgeschwindigkeit, die über ADCP gemessen wurden, stimmt mit dem Exponentialgesetz von Nezu & Nakagawa (1993) überein (Gl. 6):

$$\frac{\text{rms}(u)}{u_*} = 2,30 e^{-y/h}$$

In Anlehnung an Nezu & Nakagawa (1993) kann daher für $\text{TKE}(u,v,w)$ angenommen werden (Gl. 7):

$$\begin{aligned} \text{TKE}(u,v,w) &= 0,5(2,30^2 + 1,27^2 + 1,63^2)(e^{-y/h})^2 \\ &= 4,78 e^{-2y/h} \end{aligned}$$

Beide Formeln sind in Bild 22 mit einer gestrichelten (Gl. 6) oder durchgezogenen Linie (Gl. 7) gekennzeichnet.

Zur weiteren Analyse der Turbulenz wurde der turbulente vom oszillierenden Anteil des Drucksignals abgetrennt. Da letzterer durch lange Wellen erzeugt wird, wurde das Signal über einen Hochpassfilter bei einer Frequenz von $f = 2 \text{ Hz}$ getrennt, wodurch ein exponentieller Dämpfungseffekt durch die Kiesschicht zwischen $y/d_{mD} = 0.0$ und -2.0 sichtbar wurde.

Der hochpassgefilterte Wert von $\text{rms}(p)/\tau_0 = 5,0-7,5$ bei $y/d_{mD} = 1,0$ über der Kiesschicht scheint vorerst nicht zur turbulenten Energie der Geschwindigkeit zu passen. Wie anhand des Fotos in Bild 22 ersichtlich ist, war dieser Sensor direkt in Richtung der Hauptströmungsgeschwindigkeit orientiert, sodass das gemessene Signal beide Anteile aus $\text{TKE}(u)$ und Druckfluktuationen enthält. Durch einfache Subtraktion des Wertes von $\text{TKE}(u)$, der durch das ADCP erhalten wurde, lässt sich der Anteil der turbulenten Druckfluktuation

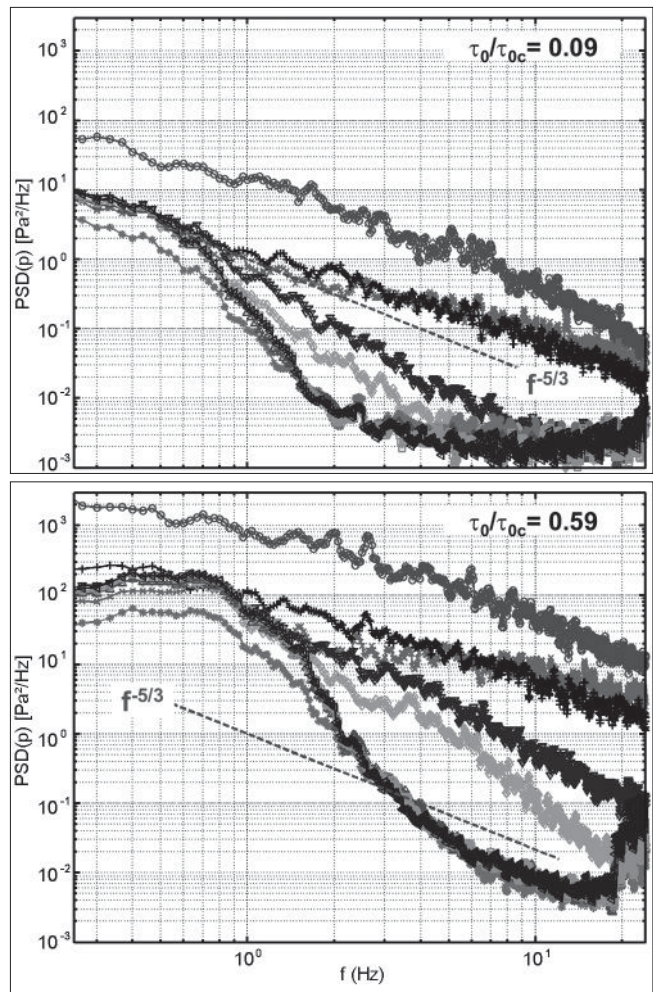


Bild 23: Energiedichtespektrum $[\text{Pa}^2/\text{Hz}]$ bei $\tau_0/\tau_{0c} = 0,09$ und $0,59$, $\tau_{0c} = 8,8 \text{ Pa}$, $H_A/d_{mD} = \sim 20$, $H_P/d_{mD} = \sim 10$, Vertikalpositionen y/d_{mD} [-]: 1,0 (o), 0,0 (x, +), -1,0 (∇), -2,0 (\diamond) und $< -4,0$ (andere Symbole), (Klar et al., 2004a)

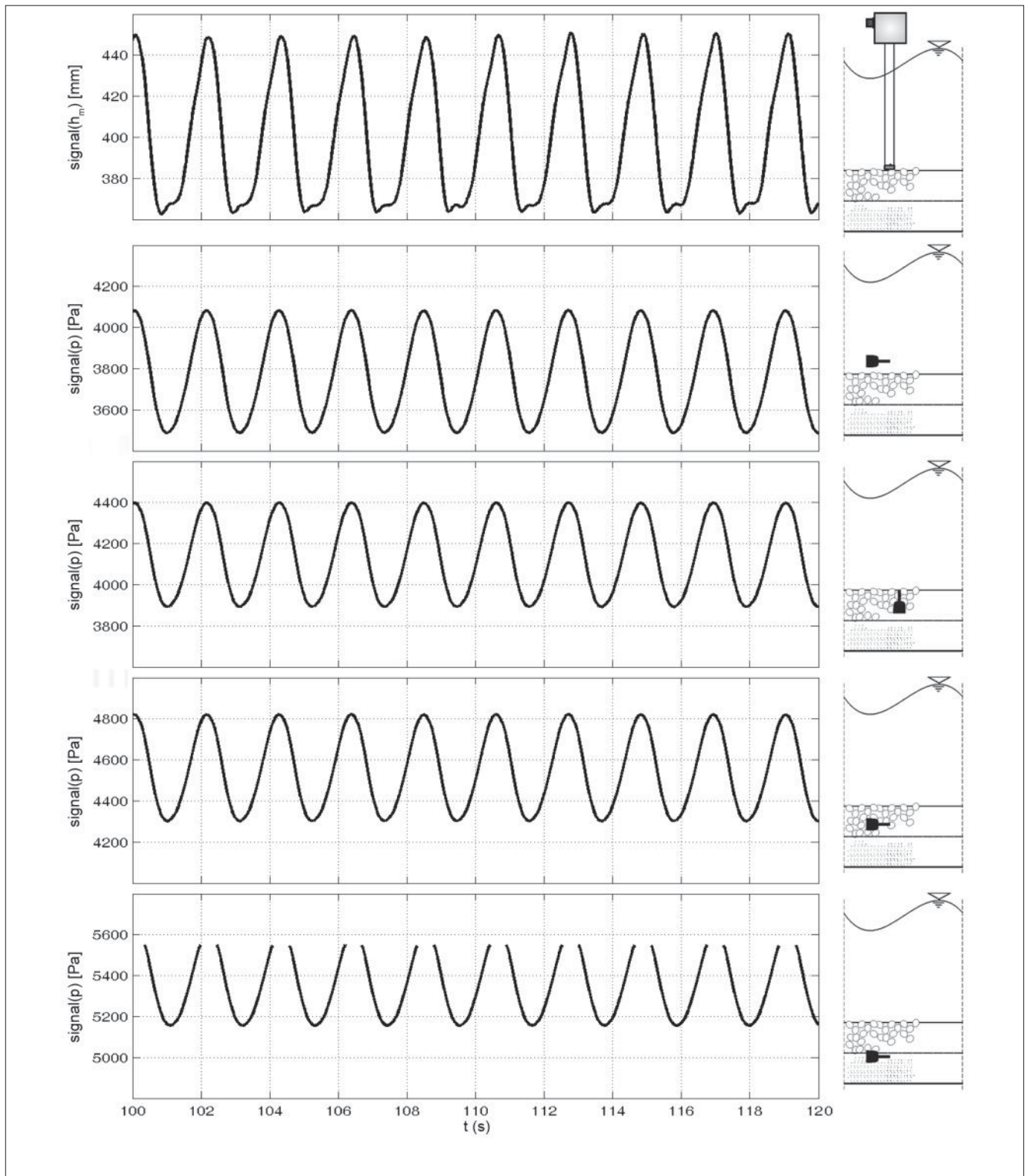


Bild 24: Druckdämpfung oberhalb, im und unterhalb des Kiesfilters bei $H_p/d_{mD} = 9,8$ und künstlich erzeugte Wellen ($H_w = \sim 88$ mm, $T_w = \sim 2,1$ s). Von oben nach unten: Wasserstandsschwankung; Drucksignal bei $y/d_{mD} = 0,9; 0,0; -3,9$ (Kies); $-12,8$ (Sand) (Klar et al., 2004a)

ermitteln. Da mittels ADCP in unmittelbarer Sohlnähe wie z. B. bei $y/d_{mD} = 1,0$ keine zuverlässigen Messungen möglich sind, kann eine ausführlichere Analyse der turbulenten Druckfluktuationen unmittelbar oberhalb der Kiesschicht nur auf Basis der noch auszuwertenden 3D PTV-Messungen erfolgen.

Bild 23 liefert Auswertungen des Energiedichtespektrums PSD(p) [Pa²/Hz] für den stabilen ($\tau_0/\tau_{0c} = 0,09$) bzw. schwach mobilen Fall ($\tau_0/\tau_{0c} = 0,59$). An den Vertikalpositionen $y/d_{mD} = 1,0$ bis $0,0$ stimmen die Resultate mit Kolmogorov's $k^{-5/3}$ -Gesetz für die Turbulenzenergiekaskade in Gerinneströmungen überein (Nezu & Nakagawa, 1993). Innerhalb der Kiesschicht ist eine deutliche Dämpfung zwischen 1 bis 3 Hz zu erken-

nen. Innerhalb der Kiesschicht wird eine starke Dämpfung der Amplituden ab Frequenzen zwischen 1 bis 3 Hz sichtbar. Unterhalb $y/d_{mD} = -4,0$ in der Kiessohle ist kein Unterschied in der Dämpfung von Frequenzen größer als 3 Hz identifizierbar. Hier werden die Druckschwankungen von den unvermeidlichen langwelligen Schwankungen des Wasserspiegels dominiert.

Für die Bemessung einer Kiesfilterdeckschicht mit einer Mächtigkeit von $H_p/d_{mD} > 4$ kann der Einfluss von Druckfluktuationen der Hauptströmung vernachlässigt werden. Langwellige Wasserstandsänderungen mit Frequenzen < 1 Hz werden jedoch kaum gedämpft.

In Bild 24 ist eine Sequenz des Dämpfungsverhaltens einer Welle der Höhe $H_w = \sim 88$ mm und der Periode $T_w = \sim 2,1$ s über die Tiefe bei einer mittleren Wassertiefe von $h/d_{mD} = 38,4$ und einer Kiesfiltermächtigkeit von $H_p/d_{mD} = 9,8$ dargestellt. Da bei dieser Versuchsreihe ein hydraulischer Kontakt zwischen Kies und Sand gegeben war, wurde auch ein Drucksensor innerhalb der Sandschicht bei $y/d_{mD} = -11,8$ eingebaut. Auf Grund der Überlagerung von Wasserstand, Einbautiefe und Offset des Sensors sind die Druckmaxima hier gekappt, können aber durch Extrapolation ermittelt werden.

Die Druckschwankungen werden über die Tiefe gedämpft. Ausgehend von einer Wasserstandsänderung von $H_w = 88$ mmWS entsprechend $\Delta p = \sim 860$ Pa beträgt die Druckschwankung oberhalb der Sohle bei $y/d_{mD} = 1,0$ nur noch $\Delta p = 580$ Pa. An der Kiessohle bei $y/d_{mD} = 0,0$ vermindert sie sich auf einen Wert von $\Delta p = 500$ Pa, der auch bei einer Überdeckung von vier Kornlagen bei $y/d_{mD} = -4,0$ nahezu erhalten bleibt. Bis zur Sandschicht bei $y/d_{mD} = -11,8$ hat sich die Größe der Druckschwankung halbiert auf $\Delta p = 430$ Pa.

3.4 Digitale Bewegungsdetektion

Um den Beginn möglicher Sedimentbewegungen an der Grenze zwischen Kies und unterlagerndem Sand verfolgen zu können, wurden endoskopische Beobachtungen mit den als Periskop (vergl. Bild 25 und 26) bezeichneten und hierfür speziell hergestellten Messvorrichtungen durchgeführt.

Das Ziel dieser Messungen bestand darin, zweidimensionale Bildsequenzen zu analysieren, die mittels der eingesetzten drei Periskope an der Grenze zwischen Sand und Kies während der einzelnen Belastungsphasen aus der Überströmung und der Überlagerung durch Oberflächenwellen zu beobachten waren. Um diese Messungen mit Hilfe der von der Universität Heidelberg speziell entwickelten Bildauswertetechniken zum optischen Fluß durchführen zu können, waren die nachfolgenden Forderungen an das Messsystem zu erfüllen:

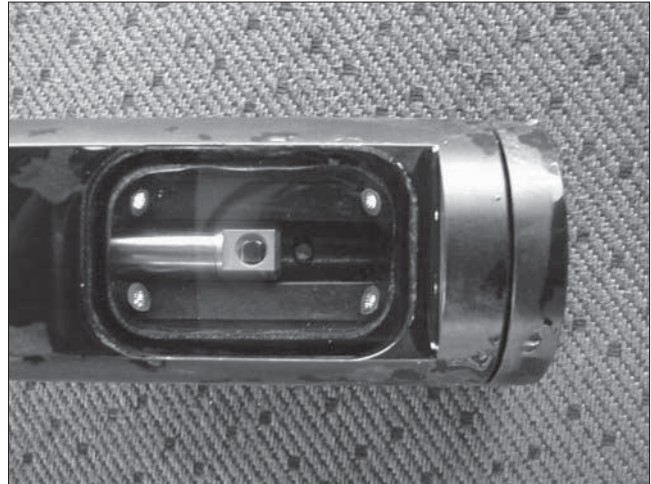


Bild 25: Endoskopkopf für die Grenzschicht Sand/Kies



Bild 26: Am Rinnenboden montierte Endoskopreihe für die Bewegungsdetektion an der Grenzschicht Sand/Kies

- Die Beobachtung der möglichen Sedimentbewegungen sollten so weit wie möglich berührungsfrei, ohne direkten Kontakt zu den Endoskopen mit den sich bewegenden Sandkörnern erfolgen.
- Ein entsprechend groß ausgewählter Beobachtungsbereich musste bereitgestellt werden, um ausreichend große Bildflächen zu erhalten.
- Hierbei musste eine für die Bewegungsauswertung unbedingt erforderliche Bildaufnahmeentfernung eingehalten werden.
- Eine ausreichend helle und homogene Ausleuchtung der Beobachtungsflächen musste gewährleistet bleiben.
- Das eingesetzte Messsystem musste ausreichend stabil gegenüber der relativ robusten Strömumgebung in der Versuchsrinne sein.

Um diese Forderungen erfüllen zu können, wurden spezielle Schutzvorrichtungen für die Endoskope gebaut, wie es das Bild 25 zeigt. Mit diesen Schutzkappen und den darin seitlich angeordneten Glasfenstern konnte der erforderliche Beobachtungsabstand von etwa 7 mm zwischen der Endoskoplinsse und der Glasbeobachtungsfläche hergestellt werden, sodass ein kreisförmiger Beobachtungsbereich von etwa 12 mm Durchmesser zur Verfügung stand. In den jeweiligen Eckpunkten der Glasfläche sind die zur gleichmäßigen Ausleuchtung der zu beobachtenden Sedimentfläche zu erkennen, die mit Halogenlicht durch von außen herangeführte Glasfaserkabel versorgt wurden.

Handelsübliche CCD-Kameras (SONY XC-73CE) wurden für die Bildaufnahme eingesetzt, die unterhalb des Rinnenbodens in Verbindung mit den Endoskopzuleitungen fest installiert wurden. Bildsequenzen mit einer Auflösung von 512 x 512 Pixel wurden mit diesem Messsystem bereitgestellt.

Die Analyse der Sedimentbewegungen erfolgte in zwei Stufen. Zunächst wurden die aus einem früheren gemeinsamen Forschungsprojekt zwischen Universität Heidelberg und BAW Karlsruhe vorliegenden Auswertalgorithmen zur Bewegungsdetektion (Haussecker & Jähne, 1993) und Bildauswertung angewendet, die seinerzeit mit einem ähnlich konzipierten festen Endoskopkopf zur Bewegungssegmentierung von Bildaufzeichnungen zur Sandverflüssigung (Fluidisierung) entwickelt und eingesetzt wurden (Köhler et al., 1999; Spies et al. 2000). Das Ergebnis dieser Algorithmen ist eine binär kodierte Bildmaske, die aus allen aufgezeichneten Bildsequenzen gewonnen wird. In dieser Maske hat jeder Bildpunkt (Pixel) den Wert 1, wenn eine Bewegung detektiert werden konnte, andernfalls erhält der jeweilige Bildpunkt den Wert 0. Hierdurch können die einzelnen unterschiedlichen Regionen innerhalb der aufgezeichneten Bildausschnitte eindeutig identifiziert werden. Im zweiten Schritt wird eine speziell entwickelte Auswertetechnik zum optischen Fluss angewendet (Jähne et al., 1998; Spies et al., 1999), um die zweidimensionalen Geschwindigkeiten der Bewegungen aus den Bildmasken zu ermitteln.

Das Bild 27 zeigt ein exemplarisches Ergebnis einer dieser Auswertungen zu den hierzu im Rinnenexperiment durchgeführten Messungen. Das dargestellte Ergebnis dieser Messung korrespondiert mit den Überströmungsbedingungen, wie sie bereits in Bild 8 aus den Messungen zur Oberflächenströmung des gleichen Experiments dargestellt wurden. Der obere Teil von Bild 27 beschreibt die aufgezeichneten Zeitserien zur Bewegungsfrequenz. Die Ordinate bezeichnet hierbei die Anzahl der Pixel, die sich in Bewegung befanden. Ein Sandkorn umfasst jeweils ungefähr 20 bis 200 Bildpunkte (Pixel). Hierbei darf unterstellt werden, dass die beobachteten Bewegungen in den aufgezeichneten Bildsequenzen im Wesentlichen den Sandkörnern

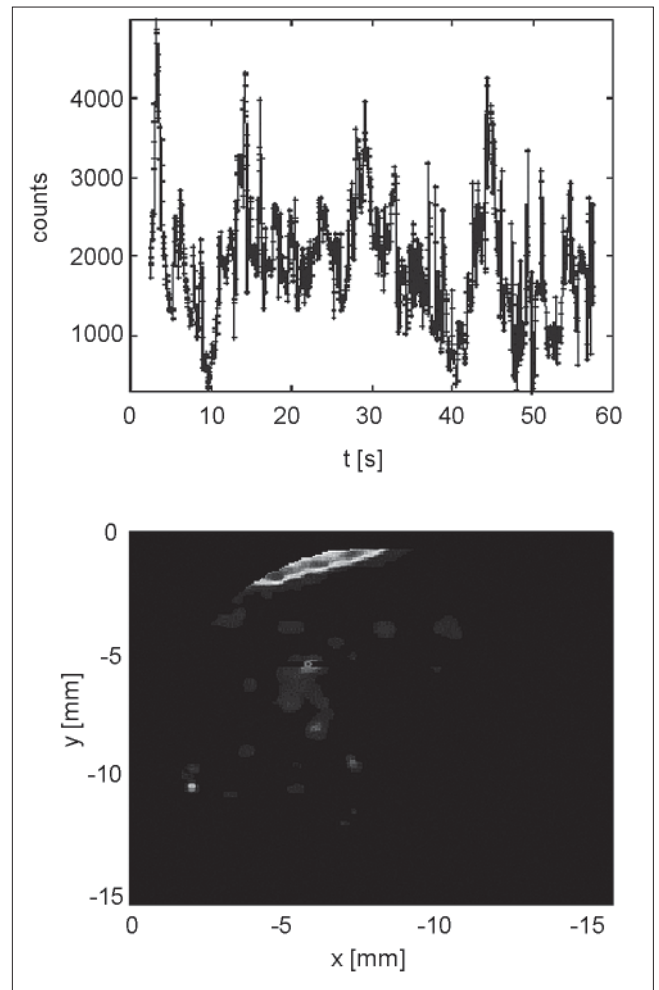


Bild 27: Ergebnisse der Bewegungsmessung an der Grenze zwischen Sand und Kies

zugeordnet werden können. Damit konnte gezeigt werden, dass über die erfolgte Bildaufzeichnungsdauer von 60 Sekunden tatsächlich einzelne Körner bewegt wurden.

Der untere Teil von Bild 27 zeigt die räumliche Zuordnung der Bewegungen innerhalb des aufgezeichneten Bildausschnitts, wo Sandkornbewegungen stattgefunden haben. Diese Art der Darstellung kann als Bewegungskartierung bezeichnet werden. Der schwarze Bildbereich umfasst den gesamten Bildausschnitt, die Endoskopbildflächen sind als Kreise in dem schwarzen Bildteil markiert. Der aufgezeichnete mittlere Bildfluss läuft von rechts nach links. Die jeweils detektierte Bewegungsfrequenz ist durch die jeweilige Helligkeit der einzelnen Bildpixel kodiert. Schwarz korrespondiert mit ruhenden Bildpunkten, weiß mit maximal erfassten Bewegungsfrequenzen. Die in der Aufzeichnung detektierten maximalen Bewegungen erscheinen hierbei in dem oberen, lang gestreckten Bildausschnitt, der sich unmittelbar an der Grenze zwischen dem unterlagernden Sand und dem darüberliegenden Kies befindet. Die integrale Aufbereitung der Bildsequenz beschreibt damit die durch die einwirkenden äußeren Oberflächenwellenbewegungen angeregten Sandbewegungen aus den zeitlich veränderlichen Porenwas-

serströmungen während der jeweils aufgezeichneten Experimentphasen, die im Wesentlichen durch die von außen einwirkenden langwelligen Amplituden der Wasseroberflächenauslenkungen bewirkt wurden.

Der durch die Oberflächenwellen ausgelöste Bewegungsbeginn von Sandpartikeln an der Grenzfläche zwischen Sand und Kies wird detailliert im Bild 28 dargestellt. In diesem Diagramm wird ein Ausschnitt aus den gemessenen Zeitserien der mittleren Sandkorngeschwindigkeiten dargestellt. Diese Geschwindigkeiten wurden mit der oben bereits angesprochenen optischen Flussmessung errechnet, die als räumlicher Mittelwert aller in der betreffenden Bildregion festgehaltenen Bewegungsdetektionen angegeben werden.

Das Bild 28 zeigt ein sich wiederholendes Bewegungsmuster hoher Geschwindigkeiten mit einer Periode von ca. $T_w \approx 2$ s, die mit der Periode der von außen auf die Sohle einwirkenden Oberflächenwellen unmittelbar korrespondiert. Die gemessenen mittleren Geschwindigkeiten finden in alternierenden Richtungen statt. Perioden von hohen in Strömungsrichtung (positive Geschwindigkeiten u) und niedrigen vertikal quer zur Strömung gerichteten Größen (positive Geschwindigkeiten v) werden gefolgt von Perioden langsamer in Strömungsrichtung (negative Geschwindigkeiten u) und hoher vertikal quer zur Strömungsrichtung gerichteten Geschwindigkeitsgrößen (positive Geschwindigkeiten v).

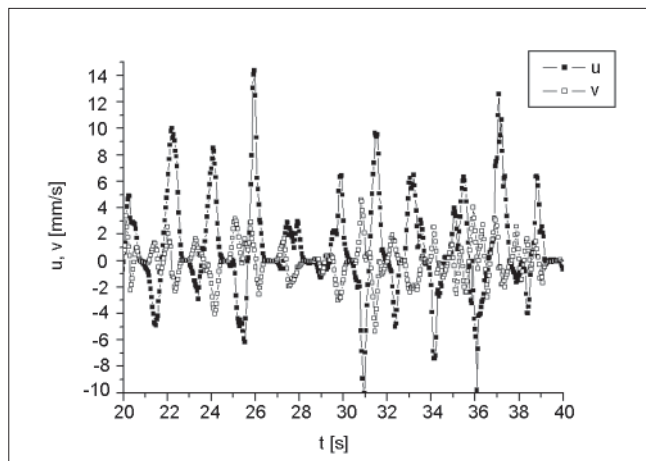


Bild 28: Mittlere gemessene Geschwindigkeiten (u , v) von Sandpartikeln an der Grenze Sand/Kies

Das hierzu gehörende Bild 27 zeigt korrespondierend zu diesen ermittelten Bewegungsgeschwindigkeiten an der Grenze Sand/Kies eine nach unten geneigte Fließrichtung der initiierten Sandkornbewegungen (heller Bildbereich) an. Es verdeutlicht damit die Richtung der mittleren gemessenen Bewegungsgeschwindigkeiten, wie sie in Bild 28 dargestellt sind. Die Sandkörner werden hier also entlang eines geneigten Grenzflächenabschnitts während der Überströmungs- und Wellenbelastung vom Porenwasserstrom hinwegtransportiert.

Den Zusammenhang zwischen den jeweils wirkenden Strömungsbelastungen aus der mittleren Außenströmung und den ausgelösten Sandbewegungen verdeutlicht das Bild 29. Die mittlere freie Oberflächenströmung wurde aus allen im Beobachtungsvolumen ermittelten Geschwindigkeitsvektoren räumlich erfasst und in ein einzelnes Bild integriert, wie es bereits aus den Aufnahmesequenzen im Bild 8 als Momentaufnahmen zu ersehen war. Die freie Oberflächenströmung ist auf der linken Ordinate in den Pixel-Einheiten der Bilderfassungsrate (pixel per frame) aufgetragen. Die rechte Ordinate beschreibt die mittleren Geschwindigkeiten der ausgelösten Sandbewegungen an der Grenzfläche Sand/Kies.

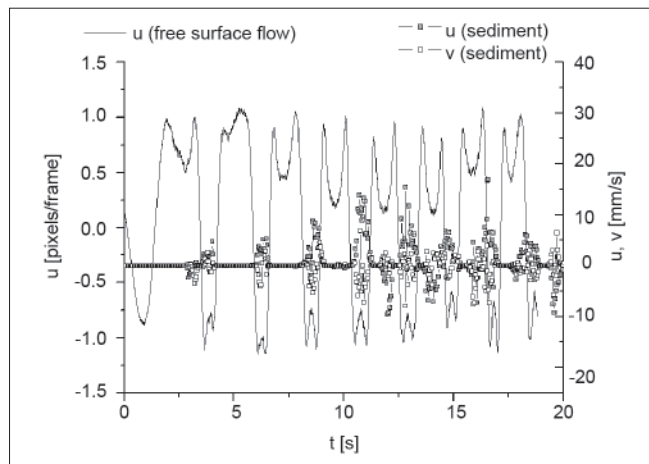


Bild 29: Korrelation zwischen den mittleren gemessenen Sandkorngeschwindigkeiten und der freien Außenströmung

Wie in dem Bild 29 zu ersehen ist, finden die Bewegungen der Sandkörner jeweils zu den Zeitpunkten statt, an denen die Geschwindigkeitsvektoren der freien Oberflächenströmung, in Strömungsrichtung betrachtet, ihr jeweiliges Maximum erreichen. Dies stimmt überein mit den in der Versuchsrinne stromabwärts gelegenen Orten der eingesetzten optischen Messbereiche (Periskope). Die Messungen zur Sandbewegung wurden ungefähr 50 cm entfernt stromabwärts von den Messbereichen der freien Oberflächenströmung durchgeführt (vgl. hierzu auch die Versuchsanordnung in Bild 4) und erklärt damit den in Bild 29 erkennbaren zeitlichen Versatz der gemessenen Geschwindigkeitsspitzen.

Die Analysen zu den Druckschwankungen in der Außenströmung haben gezeigt, daß eine Zunahme der Bewegungsintensität von Sandkörnern an der Grenze zwischen Sand und Kies in den hier durchgeführten Versuchen im Wesentlichen nur durch die zusätzlich zur Außenströmung überlagerte Wellenbelastung festgestellt werden konnte. Die gemessenen Geschwindigkeitsgrößen verlaufen jeweils synchron mit den auf die Sohle einwirkenden Wasserspiegelauslenkungen aus der äußeren Überströmung. Sie spiegeln sich jeweils mit den einwirkenden äußeren Druck- bzw.

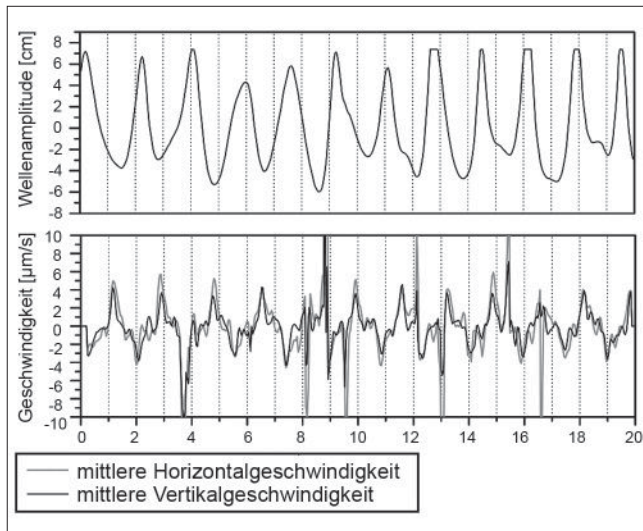


Bild 30: Gemessene Wasserspiegelauslenkungen während einer Wellenbelastung (oben) und gemessene Bewegungsgeschwindigkeiten an der Grenze zwischen Sand und Kies (unten)

Wasserspiegelfluktuationen unmittelbar wider (vgl. Bild 30, Köhler et al., 2004).

4 Zusammenfassung

An Boden/Wasser-Grenzflächen gewinnen die einwirkenden Druckänderungen erheblichen Einfluss auf das mechanische Verhalten des Bodens unter Strömung und Wellenbelastung. Ungeschützte Gewässersohlen können diesen Wasserbelastungen oftmals nicht ohne Schäden widerstehen. Sie zeigen sich durch Verformungen, Rutschungen und oftmals auch durch progressiv fortschreitende Erosionsprozesse, die mit Sohlvertiefungen verbunden sind.

Zur zeitlich und räumlich hoch auflösenden Untersuchung des Einflusses von Strömung und Turbulenz auf Deckschichten und Untergrund der Sohle von Wasserstraßen bis zu deren Destabilisierung wurde durch die BAW ein Forschungsprojekt initiiert, das unter Laborverhältnissen eine synoptische Betrachtung der Geschwindigkeits- und Druckfelder innerhalb und oberhalb einer Kiesschicht ermöglichte. Die Ergebnisse sollen zu einem besseren Verständnis des „Bewegungsbegins“ und der Austauschprozesse von Masse und Impuls zwischen Über- und Durchströmung der Sohle von Wasserstraßen beitragen.

Vorrangiges Ziel der Untersuchungen zur Sohlstabilität ist die Auswertung der Korrelationen zwischen Druck- und Geschwindigkeitsmessungen. Das Ergebnis soll eine für die Praxis umsetzbare und an den ingenieurmäßigen Belangen orientierte Zusammenfassung, Bewertung und Klassifizierung der Resultate im Hinblick auf hydromechanische Belastungen der Sohle sowie der Wirkung von Filterschichten darstellen. Das langfristige Ziel solcher Untersuchungen

liegt in der Verbesserung von ingenieurtechnischen Bemessungskriterien für Sohlenschutzmaßnahmen.

Die in den Untersuchungen eingesetzten neuartigen Messmethoden und -techniken haben sich bewährt. Die Untersuchungsmethoden gestatten eine synoptische Bestimmung von Strömungs- und Druckfeldern im angrenzenden Porenraum und in der freien Strömung unmittelbar oberhalb einer durchlässigen Gerinnesohle (Kies). Diese Einstellung ermöglichte die synchrone Messung des Drucks und der Geschwindigkeit innerhalb von drei „künstlichen Messsporen“ und in der freien Strömung.

Mittels 1D-ADCP konnten Wirbelstrukturen mit Ausdehnungen bis zur Hälfte der Wassertiefe beobachtet werden. Jedoch war die ADCP-Messtechnik nicht in der Lage, kleinere Turbulenzballen in ausreichender Genauigkeit aufzulösen. Die neu eingesetzte Methode zum Messen von Druckfluktuationen in Gerinneströmungen in Sohlnähe und innerhalb einer Kiesschicht hat an dieser Stelle ihre Funktionalität unter Beweis gestellt. Es wurde gezeigt, dass die Druckfluktuationen linear mit ansteigender Sohl Schubspannung zunehmen und über die Kiestiefe exponentiell abnehmen. Ab einer Tiefe von $3 - 4 d_{50}$ unterhalb der Sohle war bei dem verwendeten Sohlmaterial ($d_{50} = 10 \text{ mm}$) keine weitere Dämpfung der Druckfluktuation erkennbar. Daraus ist zu schließen, dass die Druckfluktuationen in den tieferen Schichten nur durch die langen Wellen der Wasserstandsschwankungen dominiert wurden.

Durch geeignete Filterung konnten die Druckfluktuationssignale vom Schwerkraftwellenanteil bereinigt werden. Die spektrale Energiedichte der Druckfluktuationen skaliert mit der Schubspannungsgeschwindigkeit u^* unabhängig davon, ob die Scherbelastung der Sohle einem Ruhezustand oder einem leicht mobilen Zustand entspricht.

Die abschließende Analyse aller aufgezeichneten digitalen Bewegungssequenzen, die mehr als 1 TByte Speicherbedarf aufweisen, befindet sich derzeit noch in der Ausarbeitung. Eine synoptische Bewertung von Bewegungs- und Druckdetektion ist erst nach Abschluss dieser Auswertungen möglich. Eine komplette Analyse der Resultate ist künftigen Publikationen vorbehalten.

Das Hauptziel dieser Untersuchungen war es, eine tiefere Einsicht in die Erosions-, Sedimentations- sowie Austauschprozesse an der Grenze zwischen Oberflächen- und Porenströmung zu gewinnen. Der vorliegende Bericht beschreibt die eingesetzte Versuchstechnik und erste Ergebnisse, die sich auf die Beschreibung der Prozesse bei stabiler Sohle konzentrieren. Während sich die bisherigen Untersuchungen auf die Strömungs- und Druckfluktuationen bis zur einsetzenden Destabilisierung konzentriert haben, sollten

künftige Untersuchungen überwiegend auf Erosions- und Transportprozesse an beweglichen Sohlen ausgerichtet sein.

5 Literatur

BONNEFILLE, R. 1963: Essais de synthèse des lois de debut d'entraînement des sédiments sous l'action d'un courant en régime uniforme. In: Bulletin du CREC, Nr. 5, Chatou.

DETERT, M. 2003: Stabilität und Materialtransport bei Durch- und Überströmung der Sohle von Wasserstraßen. In: Vorbericht zur Phase III, Institut für Hydromechanik, Universität Karlsruhe, Bericht 783

DETERT, M., JIRKA, G. H., JEHL, M., KLAR M., JÄHNE, B., KÖHLER, H.-J., WENKA, T. 2004: Pressure Fluctuations Within Subsurface Gravel Bed Caused by Turbulent Open-Channel Flow. In: Proceedings of River Flow 2004, Napoli, Balkema Publishers.

DETERT, M., LANG, C., JIRKA, G.H., WEITBRECHT, V. 2004a: Stabilität und Materialtransport bei Durch- und Überströmung der Sohle von Wasserstraßen, Bericht zum Abschluss der Phase III: Druckfluktuationen im Interstitial bei Belastung durch die Hauptströmung bis zur einsetzenden Destabilisierung. In: IfH-Bericht Nr. 808, Universität Karlsruhe

DETERT, M., WEITBRECHT, V., JIRKA, G. H. 2005: Druck- und Geschwindigkeitsmessungen in und über rauher Sohle In: Workshop „Grenzschicht Wasser und Boden – Phänomene und Ansätze“ am 9. März 2005, TU Hamburg-Harburg

DITTRICH, A. 1998: Wechselwirkung Morphologie/Strömung naturnaher Fließgewässer. In: Mitteilungen des Instituts für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik, Heft 198, Universität Karlsruhe

DITTRICH, A. & TRÄBING, K. 1999: Turbulenzbedingte Prozesse kleiner Fließgewässer. In: Wasserwirtschaft, S. 306-311.

EMMERLING, A. 1973: Die momentane Struktur des Wanddruckes einer turbulenten Grenzschichtströmung. In: Mitteilungen aus dem Max-Planck-Institut für Strömungsforschung. Vol. 56. Göttingen

GRASS, A. J. 1970: Initial instability of fine bed sand. In: Journal of the Hydraulics Division, Vol. 96, S. 619-632.

GRASS, A. J. 1971: Structural features of turbulent flow over smooth and rough boundaries. In: Journal of Fluid Mechanics, S. 233-255.

GUTKNECHT, D.; BLASCHKE, A. P.; SENGSCHMITT, D.; STEINER, K.-H. 1998: Kolmationsvorgänge in Flusstauhaltungen – Konzeptionen und Beobachtungen. In: Österreichische Ingenieur- und Architekten-Zeitschrift, 143. Jg., Heft 1

HAUSSECKER, H. & JÄHNE, B. 1993: Ein Mehrgitterverfahren zur Bewegungssegmentierung in Bildfolgen. In: Proceedings 15. DAGM 1993, 24-31, Springer, Berlin

JÄHNE, B., HAUSSECKER, H., SCHARR, H., SPIES, H., SCHMUNDT, D. & SCHURR, U. 1998: Study of Dynamical Processes with Tensor-Based Spatiotemporal Image Processing Techniques. In: Proceedings ECCV 1998, 322-336, Springer, Heidelberg

KLAR, M., JEHL, M., JÄHNE, B., DETERT, M., JIRKA, G. H., KÖHLER, H.-J., WENKA, T. 2004: Simultaneous 3D PTV and Micro-Pressure Sensor Equipment for Flow Analysis in a Sub-surface Gravel Layer. In: Proceedings of River Flow 2004, Napoli, Balkema Publishers.

KLAR, M., JEHL, M., JÄHNE, B., DETERT, M., JIRKA, G. H., KÖHLER, H.-J., WENKA, T. 2004a: Analysis of Subsurface Gravel Layer Flow caused by Turbulent Open Channel Flow using 3D PTV and Pressure Sensor Techniques. In: Tagungsband BAW-Workshop, 17. Sept. 2004, „Boden- und Sohlstabilität – Betrachtungen an der Schnittstelle zwischen Geotechnik und Wasserbau“, Karlsruhe, pp. 9-1 bis 9-15

KLINE, S. J., REYNOLDS, W. C., SCHRAUB, F. A., RUNDSTADLER, P. W. 1967: The structure of turbulent boundary layers. In: Journal of Fluid Mechanics, Vol. 30, S. 741-773.

KÖHLER, H.-J.; HAUSSECKER, H.; SPIES, H.; BERINGER, O. 1999: Fluidisation and deformation of submerged soil due to fluctuating water level. In: Proceedings XIIth European Conference on Soil and Geotechnical Engineering, Amsterdam, pp. 1109 – 1115

KÖHLER, H.-J.; SCHWAB., R.; WENKA, T. 2004: Boden-Wasser-Luft-Wechselwirkung und ihr Einfluss auf das Stabilitäts- und Verformungsverhalten von Boden/Wasser-Grenzflächen. In: Tagungsband BAW-Workshop, 17. Sept. 2004, „Boden- und Sohlstabilität – Betrachtungen an der Schnittstelle zwischen Geotechnik und Wasserbau“, Karlsruhe, pp. 10-1 bis 10-14

MEYER-PETER, E. & MÜLLER, R. 1949: Eine Formel zur Berechnung des Geschiebetriebes. Versuchsanstalt für Wasser- und Erdbau, Nr. 16, ETH Zürich.

PRINOS, P., SOFIALIDIS, D. & KERAMARIS, E. 2003: Turbulent Flow Over and Within a Porous Bed. In: Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 129, Nr. 9, S. 720-733.

RAUDKIVI, A. J. 1982: Grundlagen des Sedimenttransports. Springer-Verlag, Berlin.

SHIELDS, A. 1936: Anwendung der Ähnlichkeitsmechanik und der Turbulenzforschung auf die Geschiebebewegung. In: Mitteilung 26, Preußische Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau, Berlin.

SHIMIZU, Y.; TSUJIMOTO, T.; NAKAGAWA, H. 1990: Experiment and Macroscopic Modelling of Flow in Highly Permeable Porous Medium under Free-Surface Flow". In: Journal of Hydroscience and Hydraulic Engineering, Vol. 8, No. 1, pp. 69-78

SPIES, H.; BERINGER, O.; GRÖNING, H. & HAUSSECKER, H. 1999: Analyzing Particle Movements at Soil Interfaces. In: Jähne, B., Haussecker, H. and Geissler, P. (eds.), Handbook on Computer Vision and Applications, Vol.3, pp. 699-718, Academic Press

SPIES, H.; HAUSSECKER, H.; KÖHLER, H.-J. 2000: Material Transport and Structure Changes at Soil-Water Interfaces. In: Proceedings 3rd International Conference Geofilters 2000, Warschau, Filters and Drainages in Geotechnical and Environmental Engineering, W. Wolski et al. (eds.), A. A. Balkema, Rotterdam, pp. 91 - 97

VOLLMER, S.; TRÄBING, K.; DITTRICH, A. 2000: Turbulence induced penetration of near bottom water into the porous medium – Experimental study. In: Proceedings International Symposium on Flood Defence, Kassel

WILCOCK, P. R. 1993: Critical shear stress of natural sediments. In: Journal Hydraulic Engineering, Vol. 119, Nr. 4, S. 491-505.

Modelluntersuchungen zur Ermittlung der erforderlichen horizontalen Sicherheitsabstände von Binnenschiffen zu Uferböschungen

PROF. DR.-ING. BERNHARD SÖHNGEN, DIPL.-ING. THORSTEN DETTMANN, BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU, KARLSRUHE, DIPL.-ING. HANS NEUNER, VERSUCHSANSTALT OBERNACH DER TU MÜNCHEN

1 Einführung

Fahrrinnenquerschnitte müssen gemäß Gesetzesauftrag eine leichte und sichere Fahrt mit Wasserfahrzeugen ermöglichen. Der Spielraum, der durch diese eher pragmatische Formulierung des Gesetzgebers dem planenden Ingenieur an die Hand gegeben wird, hat einen großen Einfluss auf die Möglichkeiten und Grenzen der Nutzung einer Wasserstraße durch die gewerbliche Schifffahrt. Dies liegt unter anderem daran, weil die Festlegung von Mindestquerschnitten der Fahrrinne unmittelbar die Ausbau- und Unterhaltungskosten beeinflusst und weil die aus Sicherheitsgründen legitime Forderung nach einer möglichst großen Fahrrinnenbreite in frei fließenden Gewässern die mögliche Fahrrinntiefe beschränkt und damit den volkswirtschaftlichen Nutzen einer Wasserstraße, der vor allem von der möglichen Fahrrinnen- und damit Abladetiefe abhängt. Schwierig ist die Aufgabe nicht nur wegen des schon angesprochenen Zielkonfliktes: Breite (Aspekt Sicherheit) gegen Tiefe (Aspekt Wirtschaftlichkeit), sondern auch deshalb, weil allgemeingültige Bemessungsstandards fehlen. Dies zeigt u. a. die große Varianz vorhandener Fahrrinnenbreiten, die sich in Flüssen vor allem an dem hydraulisch und flussmorphologisch Machbaren orientieren, wie dies eindrucksvoll am Beispiel des fahrdynamischen Engpasses am Jungferngrund (Rhein) deutlich wird, siehe Bild 1, und weniger an den fahrdynamischen Erfordernissen des Schiffsverkehrs, wie es im Idealfall aus der Sicht des Verkehrswasserbauers sein sollte. Fahrrinnenbreiten sind zudem nach ihrer Festlegung meist nur noch wenig angepasst worden, wie am Oberrhein, als man sie u. a. für die Flößerei bemaß.



Bild 1: Rhein mit Felsengruppe des Tauberwerth (links) und der Kiesbank des Jungferngrundes (rechts), einem der Unfallschwerpunkte der Gebirgsstrecke

Vor dem Hintergrund zunehmenden Verkehrs auf deutschen Binnenwasserstraßen und deren stärkerer Ausnutzung durch immer größere Fahrzeuge stellt sich deshalb vermehrt die Frage nach erforderlichen Mindestwerten der Fahrrinnenquerschnitte, wovon die horizontalen Sicherheitsabstände zu Uferböschungen eine wichtige Komponente sind. Sie wurden im vorliegenden Beitrag anhand von Modelluntersuchungen ermittelt, die an der Versuchsanstalt Obernach der Technischen Universität (TU) München (VAO) zunächst im Kontext der Variantenanalyse zum Donauausbau Straubing-Vilshofen im Auftrag von Bund und Bayern und schließlich im Auftrag des Wasser- und Schifffahrtsamts (WSA) Bingen und der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) (Böschung) durchgeführt wurden.

Hierzu wird im Folgenden zunächst der Begriff „Sicherheitsabstände“ präzisiert (Kapitel 2), um eine gemeinsame Verständnisbasis zu schaffen. Anschließend wird der Einfluss des Schiffsführers, insbesondere dessen Können und Aufmerksamkeit, nachfolgend kurz „human factor“ genannt, in Modell und Natur betrachtet, der die Ergebnisse ganz erheblich beeinflussen kann (Kapitel 3). Darauf aufbauend werden bestehende Standards und einschlägige veröffentlichte Bemessungsansätze betrachtet, um die Größenordnung der zu erwartenden Ergebnisse und deren Variationsbreite einzugrenzen (Kapitel 4 und 5). Anschließend werden die Ziele der Untersuchungen präzisiert (Kapitel 6) und es wird im Detail auf die Durchführung der Modellversuche eingegangen (Kapitel 7). Schließlich werden die Ergebnisse der Untersuchungen hinsichtlich der Sicherheitsabstände in geraden Flussabschnitten zu einer Uferböschung (Kapitel 8) ausgewertet. Daraus wird ein erster Bemessungsansatz erarbeitet, auf häufig vorkommende Bemessungsfälle angewendet und im Hinblick auf die Übertragung auf abweichende Randbedingungen und den Forschungsbedarf bewertet (Kapitel 9).

2 Definition der Sicherheitsabstände

Die erforderliche Fahrrinnenbreite b_F einer Wasserstraße setzt sich formal aus der Summe der Fahrspurbreiten b_{FS} und der Sicherheitsabstände s zusammen. Während sich die Fahrspurbreite, z. B. bei einer Kurvenfahrt, aus den Schiffsabmessungen und dem Driftwinkel errechnet, den das Fahrzeug zum Kursweg einnehmen muss, damit durch die Schräganströmung des Schiffsrumpfes eine Gegenkraft zur Fliehkraft aufgebaut wird, die das Schiff auf Kurs hält, d. h. aus einem *deterministischen* Ansatz herleiten lässt, beinhalten die

Sicherheitsabstände alle übrigen, z. T. schlecht erfassbaren Einflussparameter auf die erforderliche Fahrrinnenbreite.

Die Sicherheitsabstände umfassen danach

1. den **Querversatz der Fahrzeuge**, der dann auftritt, wenn ein Fahrzeug einen Drehrichtungswechsel vornimmt, z. B. in der Geradeausfahrt, deren Kursachse aus Stabilitätsgründen¹ i. d. R. sinusförmig um eine Mittellage schwingend (Schlängelfahrt) verläuft,
2. die **notwendigen Abstände zum Fahrrinnenrand**, um das Ufer oder allgemein die topografischen Merkmale, an denen sich der Schiffsführer orientiert, erkennen zu können²,
3. die Breiten bei **Überschneidung von Fahrspuren**, z. B. bei Begegnungen in engen Kanälen, die bei der formalen Betrachtung im Interesse der Sicherheit und Leichtigkeit außer Acht gelassen werden – sie reduzieren die erforderliche Fahrrinnenbreite (negative s-Werte) – bzw. die Zusatzbreiten, die erforderlich sind, um den durch die Interaktion der Fahrzeuge bei Begegnungen oder Überholvorgängen geweckten Kräften entgegen zu wirken,
4. die Zusatzbreiten zur Beherrschung von **Ansaugeffekten zum Ufer**, die durch die Beschleunigung des Schiffsumströmungsfeldes im engen Raum zwischen Schiff und Ufer, insbesondere bedingt durch den Propellersog und die zugehörigen Wasserspiegelabsenkungen, entstehen und die zu einem vom Ufer weg weisenden zusätzlichen Driftwinkel führen,
5. im Gegensatz dazu die Zusatzbreiten zur **Kompensation von Abstoßkräften am Bug**, die bei Annäherung des Bugs zum Ufer bei bestimmten Bugformen durch Bugwellenbildung (Aufstauen des Wassers) entstehen können³,
6. die Zusatzbreiten durch Driftwinkel, die notwendig werden, um gegen stationäre **Querströmungen** vorzuhalten, z. B. im Bereich von Buhnen,
7. die Zusatzbreiten durch **Driften gegen den Wind**, wenn sie nicht direkt in der Fahrspurbreite berücksichtigt werden,
8. die bei **kleinen Fahrwasserquerschnitten** ggf. erforderlichen größeren Breiten (wenn die Quer-

schnitte nicht durch größere Tiefe erreichbar sind), damit die Fahrzeuge ein ausreichend bemessenes (fahrbares) Geschwindigkeitsfenster zwischen nautischer Mindestschiffsgeschwindigkeit und kritischer Geschwindigkeit zur Verfügung haben,

9. den Querversatz und die Zusatzbreiten aus ungewollten Driftwinkeln, die bei der Fahrt durch ein **hoch turbulentes instationäres Strömungsfeld** entstehen, z. B. in einer Scherzone an der Einmündung eines Nebengewässers

und schließlich

10. alle durch Unaufmerksamkeiten bis hin zu massiven Fahrfehlern („**human factor**“) entstehenden Zusatzbreiten, um welche die Fahrrinnenbreite vergrößert werden sollte, damit ein toleriertes Kollisionsrisiko nicht überschritten wird. Dabei ist zu beachten, wie lange ein Schiffsführer einer bestimmten kritischen Fahrsituation ausgesetzt ist, wie wahrscheinlich es also ist, dass er Fehler macht.

Die vorgenannten Punkte 1 bis 8 sind überwiegend aus Ursache-Wirkungs-Zusammenhängen ableitbar, also deterministisch. Die Punkte 9 und 10 dagegen sind überwiegend von nicht deterministischen Einflüssen, z. B. vom momentanen körperlich/mentalenen Zustand bzw. von der Erfahrung und dem Können des jeweiligen Schiffsführers, abhängig.

Nachfolgend wird den die Sicherheitsabstände im Regelfall am stärksten beeinflussenden Punkten 1, 4 bis 6 und 10 anhand von Versuchen mit maßstäblich verkleinerten Modellen mit Schwerpunkt auf dem Einfluss der Uferform (Punkte 4 bis 6) nachgegangen. Dabei wird vorausgesetzt, dass die Sichtbedingungen gut sind, dass der Wind keine Rolle spielt (Beschränkung auf tief abgeladene Schiffe) und dass die Querschnittsverhältnisse ausreichend große Schiffsgeschwindigkeiten v_s zulassen, sodass die Punkte 2, 7 und 8 keinen Einfluss haben. Es werden auch nur Sicherheitsabstände für gerade Gewässerabschnitte angegeben und es werden starke Interaktionen der Fahrzeuge untereinander ausgeschlossen. Alle beteiligten Fahrzeuge müssen somit „in ihrer Spur“ bleiben. Die letzte Annahme gilt nur für ausreichend breit bemessene Fahrrinnen.

3 Betrachtungen zum „human factor“

Das tolerierte Kollisionsrisiko, mit dem der „human factor“ im Grunde quantifiziert werden müsste, ist mit dem von Begegnungen in Standard-Kanalprofilen gemäß deutschen Richtlinien für Regelquerschnitte (1994) vergleichbar. Dies deshalb, weil die Modellversuche gezeigt haben, dass die Modellschiffsführer im Standard-Trapezprofil (T-Profil) eine mit den Richtlinien vergleichbare Verkehrsfläche benötigen und weil sich aus den Modellversuchen, übertragen auf die Randbedin-

¹ Da der Schub hinter dem Schwerpunkt wirkt, hat das Fahrzeug die Tendenz, z. B. bei einer geringen ungewollten Schräglage zur Kursachse, seitlich auszubrechen. Dies zwingt zu dauernden Kurskorrekturen mit wechselnden Drehrichtungen.

² Beispielsweise kann der Schiffsführer eines leeren Fahrzeugs die Wasserlinie eines Spundwandufers z. T. nicht einsehen, was ihn zu größeren Uferabständen zwingt.

³ Die Sicherheitsabstände sind somit von der Konstruktion des Schiffs abhängig. Streng genommen gelten die hier ermittelten s-Werte somit nur für den einen untersuchten Modellschiffstyp, einen Zwei-Schrauber mit Keilspantbug.

gungen in Standard-Profilen, nahezu identische Sicherheitsabstände für Begegnungen errechnen, siehe hierzu Kapitel 7. Die Modellschiffsführer verhalten sich also bei Begegnungen wie reale Schiffsführer, d. h. naturähnlich!

Dies kann auch für Richtungsverkehr vorausgesetzt werden. Deshalb ist anzunehmen, dass auch die zugehörigen Sicherheitsabstände der Modellversuche für Richtungsverkehr denen der Natur entsprechen, wenn auch keine Vergleichsmöglichkeit wie für Begegnungen besteht und deshalb die Quantifizierung des „human factor“ nicht möglich ist. Dies wäre gerade für Richtungsverkehr allerdings noch wichtiger als für Begegnungen. Letztere stellen auch in stark befahrenen Wasserstraßen eine Ausnahmesituation dar, die mit hoher Konzentration gefahren wird. Entsprechend gering können die Sicherheitsabstände dort angesetzt werden.

Diese hohe Konzentration kann für lange Strecken mit Richtungsverkehr aber nicht gefordert werden. Wäre dies nötig, würden die Schiffsführer zwangsläufig Fahrfehler machen. Das Kollisionsrisiko im Richtungsverkehr ist somit von der **Länge** der Strecke mit Richtungsverkehr abhängig, die bei den Modellversuchen der Versuchsanstalt Oberrach durch den Versuchsaufbau vorgegeben war. Sie ist zudem zu kurz, um darauf aufbauend statistische Untersuchungen zum Kollisionsrisiko für eine lange Strecke mit Richtungsverkehr anstellen zu können. Deshalb ist die Relation zwischen den erforderlichen Sicherheitsabständen für Begegnungen

nachfolgend s_B genannt, und solchen für Richtungsverkehr s_R aus den Modelluntersuchungen nicht direkt ableitbar, selbst wenn sich die Modellschiffsführer „naturähnlich“ verhalten. Deshalb wird hier der folgende pragmatische Weg vorgeschlagen: Im Richtungsverkehr wird dem Schiffsführer die Möglichkeit eröffnet, eine reguläre Schlängelfahrt auszuführen. Der zugehörige Raumbedarf R ergibt sich geometrisch aus Bild 2.

Es zeigt einen angenommenen, aus Kreisbögen zusammengesetzten Schiffspfad, dem das Schiff tangential im taktischen Drehpunkt folgt [Dettmann 2001]. Hieraus ergibt sich, dass das Schiff um das gleiche Maß zur einen wie zur anderen Seite der Kursachse ausschwenken muss, wenn die Zusatzbreite aus Driften, wie später noch gezeigt wird, eine Konstante ist, siehe Bild 2. Das Maß des Ausschwenkens ist dabei um so größer, je weiter der taktische Drehpunkt⁴ zum Bug verschoben ist. Der Raumbedarf R , der in Bild 2 definiert ist, ergibt sich dabei für kleine Driftwinkel α_B (Winkel im Bogenmaß) in Abhängigkeit der Fahrspurbreite b_{FS} und der Schiffsbreite b_S aus

$$R = 2 (b_S / 2 + \alpha_B c_F L).$$

Die Zusatzbreite aus der Schlängelfahrt Δb_{Schi} , also das Maß, um das der Raumbedarf größer als die Fahrspurbreite ist, ergibt sich mit

$$b_{FS} = b_S + \alpha_B L \quad \text{zu}$$

$$\Delta b_{Schi} = R - b_{FS} = (2 c_F - 1) (b_{FS} - b_S).$$

Die Sicherheitsabstände gemäß Definition der VAO erf a_{VAO} , die in Bild 2 aus der Differenz des maximalen Uferabstandes $\max a$ und der Fahrspurbreite b_{FS} errechnet werden und für eine sichere Fahrt im Richtungsverkehr stehen, sind danach um Δb_{Schi} (4,1 m für das Großmotorschiff (GMS) bei $c_F = 1,0$ und 3,3 m für den SV mit $c_F = 0,9$) zu reduzieren, um Mindestwerte des Sicherheitsabstandes für Ausnahmesituationen, wie für Begegnungen, zu erhalten.

Die Definition von erf a_{VAO} entspricht dabei dem Mehr an erforderlicher Breite zum Ufer gegenüber der Fahrspurbreite. Alternativ hätte $\min a$ verwendet werden können, das aber nur bei einem geraden Uferverlauf Sinn macht, denn zur Ermittlung der Sicherheitsabstände zu Buhnen, für die die Untersuchungen eben-

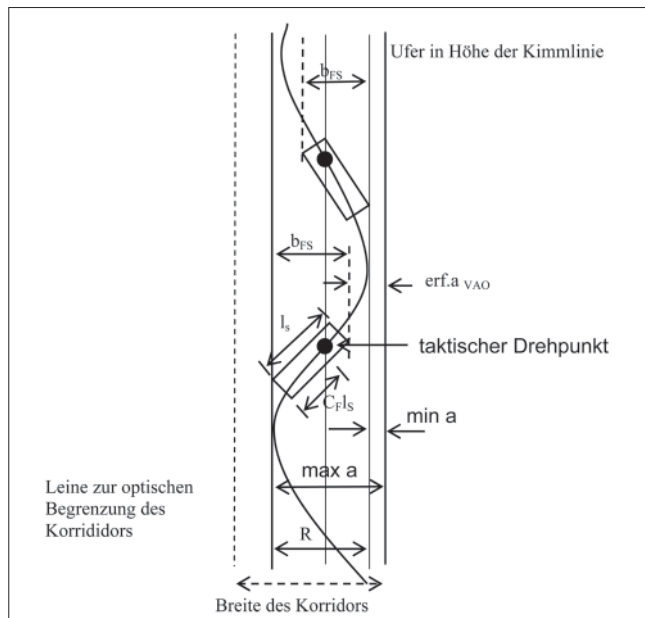


Bild 2: Kinematik der Schlängelfahrt, angewendet auf die Versuchsbedingungen in der VAO gemäß Bild 6, bei denen die Schiffe im Korridor zwischen Leine und Ufer fahren und zugehörige Definition des Sicherheitsabstandes ($\text{erf. } a_{VAO}$) nach VAO aus der Differenz von $\max a$ und b_{FS}

⁴ Die vom Heck zum Bug gemessene und auf die Schiffslänge bezogene Lage des taktischen Drehpunktes wird c_F genannt. Nach Untersuchungen von Dettmann (2001) beträgt c_F im Stillwasser ca. 0,9 für einspurige Schubverbände SV und 1,0 für GMS. Da man sich die Schlängelfahrt bei Strömung als zur Strömung überlagerte Bewegung vorstellen kann, können die vorgenannten c_F -Werte in erster Näherung auch für strömende Gewässer angesetzt werden.

falls genutzt wurden, hätte min a negative Werte annehmen können, denn die Fahrzeuge fahren im Notfall auch in die Bühnenfelder hinein.

Zusammenfassend ist festzuhalten, dass zwischen kleineren Sicherheitsabständen für Ausnahmesituationen, z. B. Begegnungen (s_B), und größeren für „Normalfahrt“ über lange Strecken, z. B. für Richtungsverkehr (s_R), unterschieden werden muss. Dabei können die geringeren Werte auch nur dann in Ansatz gebracht werden, wenn weitere störende Einflüsse auf die Schifffahrt, wie Windquerkräfte, ausgeschlossen werden können. Ist dies aber doch der Fall, z. B. bei schlechter Sicht, dann muss der Querversatz aus der Schlängelfahrt auch bei Begegnungen berücksichtigt werden, denn es kann nicht vorausgesetzt werden, dass sich beide Fahrzeuge zu Beginn der Begegnung in einer fahrdynamisch gesehen optimalen Fahrposition befinden. Dies ist zumeist in Fließgewässern mit unregelmäßigem Uferverlauf der Fall, bei denen schon der Einfluss der Turbulenz zu einem ungewollten Querversatz führen kann. Deshalb werden vorbehaltlich weiterer Untersuchungen, möglichst in der Natur und entsprechend vorliegender Informationen für max. zweispurigen Verkehr, folgende Bemessungsansätze zur Berücksichtigung des „human factor“ vorgeschlagen:

1. Für Fahrrinnen, die für **Begegnungsverkehr** vorgesehen sind, können die (kleineren) Sicherheitsabstände s_B ohne Schlängelfahrtanteil angesetzt werden, wenn zusätzlich folgende Bedingungen erfüllt sind: Regelmäßiger Uferverlauf, gute Sicht auf die Strecke und andere Verkehrsteilnehmer. Die Fahrrinnenbreite ergibt sich dann aus den Fahrspurbreiten der beiden beteiligten Fahrzeuge, dem Sicherheitsabstand Schiff-Schiff und den beiden Sicherheitsabständen s_B zu den Ufern.
2. Bei **Richtungsverkehr** sollte der Schlängelfahrtanteil s_R berücksichtigt werden. Da der Versatz aus der Schlängelfahrt nur ein Mal berücksichtigt werden muss und s_R an beiden Ufern anfällt, entspricht s_R dem Mindestwert bei Begegnungen plus halbem Schlängelfahrtanteil: $s_R = s_B + \Delta b_{\text{Schl}} / 2$.
3. In Fahrrinnen, in denen **Überholvorgänge** zugelassen werden sollen, ist zu berücksichtigen, dass beide Fahrzeuge sowohl vom Ufer als auch von anderen Schiff angesogen werden können. Die Überholung zweier Fahrzeuge kann deshalb näherungsweise wie zwei parallele Richtungsfahrten behandelt werden. Die Zusatzbreite für Schlängelfahrt ist dann für die beiden Spuren der beteiligten Fahrzeuge zu berücksichtigen. Eingerechnet in die Sicherheitsabstände zum Ufer ist deshalb an jedem Ufer ein Sicherheitsabstand von $s_U = s_B + \Delta b_{\text{Schl}}$ anzusetzen.
4. Gleiches gilt für **Begegnungen in Strecken mit unregelmäßigem Uferverlauf, bei starker Strömung sowie bei schlechter Sicht**. Auch sollte

Δb_{Schl} in beiden Spuren angesetzt werden, entsprechend $s_U = s_B + \Delta b_{\text{Schl}}$.

4 Quantifizierung von Sicherheitsabständen in Regelprofilen

In den deutschen Richtlinien für Regelquerschnitte von Schifffahrtskanälen werden für **Begegnungen** moderner GMS (Länge $L = 110$ m, Breite $B = 11,4$ m, Tiefgang bis 2,8 m) untereinander mit bzw. daraus zusammengestellten Schubverbänden SV ($L = 185$ m, sonst wie GMS) und für Begegnungen SV-SV folgende Komponenten der Fahrrinnenbreite ausgewiesen:

- Fahrspurbreite $b_{\text{FS}} = 15,5$ m im Trapezprofil, 16 m im Rechteckprofil
- Sicherheitsabstand Schiff-Schiff $s_{\text{SS}} = 2,0$ m
- Sicherheitsabstand Schiff-Ufer für Begegnungen s_{UB} beidseitig je 1,5 m für bzw. je 4,0 m für senkrechte Ufer (Rechteck- oder R-Profil).

Hieraus errechnet sich eine erforderliche Fahrrinnenbreite von $2 \times 15,5 + 2 + 2 \times 1,5 = 36$ m für die Böschung, die bei einem fahrdynamischen Einsinken von 0,35 m, also einer Tauchtiefe von max. 3,15 m (für 2,8 m Tiefgang), bei einer Böschungsneigung von 1:3 ($m = 3$) einer Wasserspiegelbreite von $36 + 2 \times (3 \times 3,15) \approx 55$ m, also der Breite des Standardprofils entspricht. Im R-Profil ergibt sich aus $2 \times 16 + 2 \times 4 = 42$ m direkt die Standardbreite.

Dies ist natürlich kein Zufall, denn die Sicherheitsabstände s_i („i“ steht für die Indizes SS bzw. UB) wurden in Umkehrung der eingangs genannten Bemessungsformel für die erforderliche Fahrrinnenbreite

$$\text{erf. } b_F = \sum b_{\text{FS}} + \sum s_i$$

aus den **vorhandenen** Regelabmessungen von Kanälen **rückgerechnet**, nachdem sich aus Fahrversuchen erwies, dass die Regelprofile, die ursprünglich für eine wirtschaftliche Fahrt von Europaschiffen (ES) ($L = 85$ m, $B = 9,5$ m, $T = 2,5$ m) dimensioniert und gebaut wurden, auch mit modernen GMS und SV befahrbar sind, wenn auch mit einer gewissen Kollisionswahrscheinlichkeit (BAW, 1992).

Die vorgenannten Sicherheitsabstände können somit Kollisionen Schiff-Schiff oder Schiff-Ufer nicht verhindern, sondern nur begrenzen. Sie werden im Notfall also auch beansprucht und ggf. aufgebraucht, um zusätzlichen Navigationsraum zur Verfügung zu haben. Insofern wäre der Begriff: „Reserve“ besser als der gebräuchlichere „Sicherheitsabstand“. Die Analyse von Unfällen zeigt überdies, dass die meisten Unfälle aus Fahrfehlern resultieren und dies sogar bei mehr als ausreichenden Breiten, wie am Niederrhein. Selbst äußerst üppig bemessene Sicherheitsabstände können Havarien somit nicht verhindern. Deshalb und aus

Wirtschaftlichkeitsgründen sind knappe Sicherheitsabstände, die gemäß gesetzlicher Vorgabe aber immer noch einen sicheren und „leichten“ Schiffsverkehr ermöglichen sollen, zu wählen. Die Begriffe „leicht“ und „sicher“ sind dabei nicht eindeutig definiert. Deshalb wird nachfolgend pragmatisch von folgenden Definitionen ausgegangen:

- „Sicher“ ist eine Fahrt dann, wenn die Wahrscheinlichkeit, dass sich die Schiffe untereinander berühren oder dass Berührungen mit dem Ufer auftreten, in etwa der bei Begegnungen in Standardprofilen entspricht.
- „Leicht“ ist eine Fahrt dann,
 - wenn sie auch bei Manövern nicht unterbrochen werden muss, wobei eine gewisse Fahrtreduktion tolerierbar ist (Ausschluss der „Schleichfahrt“) – Aspekt ausreichende Fahrgeschwindigkeit bzw. ausreichend bemessener Geschwindigkeitsbereich – und
 - wenn es die vorhandenen Breiten erlauben, Kurskorrekturen nur in ausreichend groß bemessenen Zeitintervallen vornehmen zu müssen, damit nicht ständig mit hoher Konzentration gefahren werden muss, d. h., wenn eine Schlingelfahrt mit praxisüblicher Versatzbreite möglich wird.

Streng genommen müssten Sicherheitsabstände somit aus einer großen Anzahl von nautischen Versuchen ermittelt werden, bei denen die Fahrrinnenbreite sukzessive reduziert wird, bis sich Widersprüche zu den o. g. Definitionen ergeben, insbesondere, bis die statistisch aus den Messungen ermittelte Kollisionswahrscheinlichkeit dem tolerierten Wert entspricht. Dies hätte den Rahmen der hier betrachteten Versuche gesprengt. Deshalb wurde nur eine statistisch gesehen geringe Anzahl (im Schnitt 15) von Versuchen pro untersuchter Variante zu Gunsten einer höheren Variantenanzahl durchgeführt und es wurden die Sicherheitsabstände auch nur einseitig, durch Betrachtung eines Ufers/Fahrrinnenrandes, ermittelt, obwohl streng genommen der gesamte Querschnitt betrachtet werden müsste, der dann aber mehrfach hätte umgebaut werden müssen. Auch dies schränkt die Fachaussagen auf „breite“ Querschnitte ein.

5 Diskussion einschlägiger Bemessungsansätze

Um erste Hinweise auf die erforderlichen Sicherheitsabstände zu Uferböschungen in Fließgewässern zu erhalten und um gleichzeitig Hinweise auf relevante Einflussgrößen zu erhalten, werden nachfolgend drei in ihrem Grundansatz völlig unterschiedliche Bemessungsansätze besprochen:

- Die holländischen Empfehlungen für die Bemessung von Kanälen
- Untersuchungen der Versuchsanstalt für Binnenschiffbau, Duisburg (VBD) für Fließgewässer (Berichte 1369 und 1434 aus den Jahren 1994 und 1997)
- Der PIANC-Ansatz (1995) für „Approach Channels“⁵

Die **holländischen Empfehlungen** geben direkt die erforderliche Fahrrinnenbreite an. Sie unterscheiden dabei nicht zwischen Fahrspurbreiten und Sicherheitsabständen. Beispielsweise wird für das „krap profiel“, das für geringe bis moderate Verkehrsbelastungen vorgesehen ist, eine Breite in Höhe der Kimmlinie von $3 b_s$ gefordert. Das „normaal profiel“ für starken Verkehr erfordert eine Breite von $4 b_s$. Dies gilt für Begegnungsverkehr. Für den Richtungsverkehr wird nur die zweifache Schiffsbreite gefordert.

Werden diese Zahlenwerte auf ein 11,4 m breites Fahrzeug angewendet, ergibt sich z. B. für das krap profiel eine erforderliche Breite in Höhe der Kimm von 34,2 m, die in guter Übereinstimmung steht zu den o. g. 36 m gemäß deutschen Richtlinien. Für starken Verkehr wären diese gemäß holländischer Richtlinie jedoch unterbemessen. Im Richtungsverkehr ergibt sich in Höhe der Kimm eine Breite von 22,8 m. Unter Beachtung der Zusatzbreite aus Schlingelfahrt für ein GMS von 4,1 m würde sich nach dem oben vorgeschlagenen Bemessungsansatz eine Breite von $15,5 \text{ m} + 4,1 \text{ m} + 2 \times 1,5 \text{ m} = 22,6 \text{ m}$ ergeben, was wieder ziemlich genau dem vorgenannten Wert entspricht. Auch die holländischen Richtlinien berücksichtigen somit im Richtungsverkehr einen Querversatz durch die Schlingelfahrt.

Dies galt für Uferböschungen, die, wie in Deutschland, im Bereich $m = 2 - 4$ ausgeführt werden. Für steile Uferböschungen wird ein Sichtzuschlag gefordert, der jedoch nicht quantifiziert ist. Tendenziell ergeben sich jedoch, wie auch in deutschen Richtlinien, größere Sicherheitsabstände für senkrechte Uferböschungen.

Im **Bericht 1369 der VBD** werden die erforderlichen Sicherheitsabstände von der Standardabweichung beobachteter Fahrspurbreitenvariationen abhängig gemacht. Übertragen auf die hier betrachteten Verhältnisse in geraden Flussabschnitten sind die Standardabweichungen in Berg- und Talfahrt nur wenig voneinander verschieden und damit auch nur wenig von der Strömungsgeschwindigkeit abhängig. Sie betragen rund 5 m. Dieser vergleichsweise große Wert kommt dadurch zustande, dass nicht nur *ein* Schiffstyp untersucht wurde, sondern dass Messdaten der *gesamten*

⁵ Kanäle, die einen im Inland befindlichen Hafen mit dem Meer verbinden. Die PIANC-Ansätze gelten somit streng genommen nur für moderne Seeschiffe.

beobachteten Fahrzeuge an Donau und Rhein sowie verschiedene Verhältnisse von Tiefgang zu Wassertiefe zusammen betrachtet wurden. Dabei wurde angenommen, dass die Standardabweichung von der Schiffsbreite unabhängig ist.

Die Sicherheitsabstände werden dabei als Vielfaches der Standardabweichung angesetzt, wobei der Multiplikator, der „Toleranzfaktor“, anhand vorhandener Breiten in Streckenabschnitten bemessen wurde, denen ein zwar knapper, aber noch ausreichender Sicherheitsstandard zugeordnet wird, wie die Strecke am Oberrhein. Hieraus ergab sich ein Toleranzfaktor in der Größenordnung von 3. Für Richtungsverkehr errechnet gibt sich daraus ein Sicherheitsabstand von rund 15 m. Für Begegnungsverkehr müssen die Standardabweichungen, um das gleiche Sicherheitsniveau zu definieren, im Sinne des Fehlerfortpflanzungsgesetzes überlagert werden, woraus sich der $\sqrt{2}$ -fache Wert wie für Richtungsverkehr errechnet, also 21,2 m. Umgelegt pro Uferseite ergeben sich somit Sicherheitsabstände von 7,5 m im Richtungsverkehr und 10,6 m im Begegnungsverkehr. Beide Werte sind kleiner als der von der VBD aus Schiffsführerbefragungen gewonnene Schätzwert für den erforderlichen Sicherheitsabstand, der mit einer Schiffsbreite, also 11,4 m, angegeben wird. Er gilt in dieser Höhe gleichermaßen für zweispurige Fahrzeuge sowie zu Böschungen und Bühnenköpfe. Maßgebend sind also 11,4 m, es sei denn, der Bühnenabstand ist größer als $2/3$ der Schiffslänge. In diesem Fall wird ein Sicherheitsabstand von pauschal 17,1 m gefordert.

Hieraus würde sich, übertragen auf Kanalverhältnisse, bei einem von der VBD angesetzten Sicherheitsabstand zwischen den Schiffen von 4 m eine Breite in Höhe der Kimm-Linie von 57,8 m ergeben, ein Wert, der nahezu doppelt so groß ist wie der in Standardprofilen vorhandene, wenn von einer Fahrspurbreite von 15,5 m ausgegangen wird. Da dem Ziel der VBD-Untersuchungen entsprechend davon auszugehen ist, dass sie dem Bemessungsansatz 4 im Kapitel 3 entsprechen, also für unregelmäßige Ufer bei Strömung gelten, kann, übertragen auf Kanalverhältnisse, die doppelte Zusatzbreite in Abzug gebracht werden, wobei sich 49,6 m ergeben, ein immer noch sehr großer Wert.

Die Untersuchungen der VBD geben somit wertvolle Hinweise auf die grundsätzlichen Abhängigkeiten der Sicherheitsabstände von relevanten Parametern, z. B. darauf, dass die Strömungsgeschwindigkeit in geraden Flussabschnitten nur einen geringen Einfluss hat. Sie können wegen der großen Standardabweichungen aber die Anbindung des Erfahrungswissens von Flüssen an Kanäle nicht herstellen.

Der zweite oben erwähnte Bericht der VBD gibt ergänzende Hinweise auf die Fahrspurbreite in geraden Flussabschnitten für ein- und zweispurige bzw. ein- und zweigliedrige Schiffe und Verbände in Berg- und Talfahrt. Für große Kurvenradien ist danach der Einfluss von Fahrtrichtung und Strömungsgeschwindigkeit auf die Fahrspurbreiten gering und damit, eingedenk der Streuung der Messdaten, vernachlässigbar. Weiterhin wird deutlich, dass die Fahrspurbreite in Geraden proportional zur Fahrzeugbreite B ist. Diese fundamentalen Zusammenhänge werden im Kapitel 9 genutzt, um Sicherheitsabstände, ausgehend von den Modellversuchen, auf davon abweichende Verhältnisse zu übertragen.

Der **PIANC-Berechnungsansatz** berücksichtigt als Ergebnis einer weltweiten Datensammlung über ausgeführte Kanäle im Sinne eines „best practice“-Ansatzes nachfolgend genannten Einflussgrößen:

- Steuerfähigkeit der Schiffe,
- Schiffsgeschwindigkeit,
- Verkehrsstärke,
- Verhältnis von Wassertiefe zu Tiefgang,
- Neigung der Uferböschung,
- Sohlbeschaffenheit,
- Querströmungsgeschwindigkeit,
- Längsströmungsgeschwindigkeit,
- Windgeschwindigkeit bzw. Nähe des Kanals zur Küste,
- Küstennaher oder küstenferner Kanal,
- Wellenhöhe,
- Sichtbedingungen und Navigationshilfen.

Dabei setzt sich die erforderliche Fahrrinnenbreite, bezogen auf die Standardprofile nach deutschen Richtlinien, zusammen aus

- der Summe der „Basis-Fahrspurbreiten“ der betrachteten Fahrspuren, die für gute bis moderate Steuerfähigkeit des Schiffes zu $1,3 B - 1,5 B$ angesetzt werden,
- der Summe von sogenannten „Zusatzbreiten“, die für jede betrachtete Spur anfallen, z. B. $0,1 B$ für eine glatte, $0,2 B$ für eine raue und harte Sohle, $0,2 B$ für schlechte Ufersicht, wie im R-Profil, kein Zuschlag für gute Ufersicht,
- dem Sicherheitsabstand zwischen den Fahrzeugen bei geringen Schiffsgeschwindigkeiten⁶ von $1 B$ sowie aus
- den erforderlichen Abständen zum linken und rechten Ufer von $0,3 B$ bei geringen Schiffsgeschwindigkeiten zu geneigten Böschungen bzw. von $0,5 B$ bei senkrechtem Ufer.

⁶ Alle hier betrachteten Schiffsgeschwindigkeiten von Binnenschiffen sind im Sinne der PIANC-Publikation als „gering“ einzustufen.

Wendet man diese Empfehlungen auf den Begegnungsverkehr für das Trapezprofil an, ergibt sich bei glatter Sohle, guter Steuerfähigkeit von GMS bzw. SV und schwachem Verkehr in Höhe der Kimmlinie eine Breite von $4,4 B$, entsprechend $50,2$ m im T-Profil und von $5,4 B$, $61,6$ m im R-Profil. Diese Werte liegen in der Größenordnung der VBD-Angaben, definieren somit einen entsprechend guten Leichtigkeits- und Sicherheitsstandard, der aber, daran sei hier nochmals erinnert, für Seeschiffe gilt, die i. d. R. deutlich schlechtere nautische Eigenschaften haben und vor allem in Bezug zur Tonnage schwächer motorisiert sind als Binnenschiffe.

Im Bezug auf die hier behandelte Frage nach den erforderlichen Sicherheitsabständen zu Uferböschungen in Fließgewässern soll Folgendes festgehalten werden:

- Der Einfluss einer Längsströmung ist nur bei Fließgeschwindigkeiten von weniger als $0,8$ m/s vernachlässigbar. Für langsame Fahrt wird bis $1,5$ m/s ein Zuschlag von $0,2 B$ gefordert. Danach wäre auch in Geraden bei Strömung ein Zuschlag erforderlich.
- Bei $T > 0,7 H$ wird ein allgemeiner Zuschlag von $0,2 B$ und – abhängig von Sohlbeschaffenheit – folgende weitere Zuschläge gefordert: $0,1 B$ für eine glatte und weiche sowie $0,2 B$ für eine raue und harte Sohle. In Kanälen wirkt sich diese Forderung i. d. R. nicht aus, wohl aber für Flüsse, in denen im Bereich von Engpässen mit sehr kleinen Flottwasertiefen gefahren wird.
- Für langsam fahrende Binnenschiffe wird ein Sicherheitsabstand von $0,3 B$ im Falle eines geböschten Ufers und von $0,5 B$ zum senkrechte Ufer gefordert, also $0,2 B$ mehr ($2,3$ m bei einem GMS), was in etwa der Differenz in Standardprofilen entspricht (4 m – $1,5$ m = $2,5$ m).

Zusammenfassend ist als wesentliches Ergebnis festzustellen, dass auf gerader Strecke die Schiffsbreite als die skalierende Größe für die erforderlichen Sicherheitsabstände angesehen wird. Ein doppelt so breites Schiff erfordert somit den doppelten Sicherheitsabstand, während z. B. ein 185 m langer, $11,40$ m breiter Schubverband danach keine größere Breite benötigt als ein Großmotorschiff. Da auch der systematische Anteil der erforderlichen Fahrinnenbreiten in Geraden, also die Fahrspurbreite, u. a. nach VBD-Bericht 1434 proportional zur Schiffsbreite ist, lag es nahe, die hier besprochenen Modelluntersuchungen auf einspurige Fahrzeuge und auf Großmotorschiffe zu begrenzen.

6 Zielsetzung der Untersuchungen

Die Untersuchungen zielen auf eine ohnehin bei Modellen gebotene **vergleichende** Betrachtung, da wegen der folgenden Aspekte keine allgemeingültigen **quantitativen** Ergebnisse zu erwarten waren:

- Die zahlreichen, vorher aufgezählten notwendigen Beschränkungen und Annahmen,
- die fehlende allgemeingültige Quantifizierung der Begriffe „sicher“ und „leicht“,
- der Einfluss des Schiffsführers auf die Sicherheitsabstände („human factor“),
- die Beschränkung auf einen Schiffstyp und
- mögliche Maßstabeffekte auf die Sicherheitsabstände*.

* *Die Modelle werden, entsprechend der Dominanz der Schwere- und Trägheitseffekte, nach Froude modelliert. Weiterhin wird strikte geometrische Ähnlichkeit gefordert. Damit wird erreicht, dass die Relation der beiden vorgenannten Kräfte in Modell und Natur gleich ist, wodurch die von diesen Kräften dominierten Strömungen und Wellen ähnlich sind. Bei einem Modellmaßstab von 1:25 bedeutet dies aber auch, dass Geschwindigkeiten und Zeiten im Maßstab 1:5 kleiner sind als in der Natur. Der Modellschiffsführer muss also fünf Mal schneller handeln als in der Großausführung und wird deshalb eher Fahrfehler machen. Dafür hat er eine bessere Sicht auf sein Modellschiff und die anderen beteiligten Fahrzeuge. Wegen des Modellfluids Wasser ist aber eine weitere Kraftkomponente, die aus Zähigkeitskräften resultiert, in Modell und Natur nicht identisch und schränkt damit die Modellähnlichkeit ein. Das zugehörige Verhältnis von Zähigkeits- zu Trägheitskräften, das sich in der Reynoldszahl ausdrückt, ist also in Modell und Natur ungleich. Bei hohen Reynoldszahlen in Modell und Natur ist dies nicht bedeutend, da auch die Turbulenz, die das Strömungsfeld, neben Trägheits- und Schwereeinfluss prägt, im Wesentlichen von Trägheitskräften und von den geometrischen Randbedingungen bestimmt wird und damit naturähnlich ist. Die Reynoldszahl ist aber an den Antriebs- und Steuerorganen der Modellschiffe nicht so groß, dass ihr Einfluss vernachlässigt werden könnte. Dies bedeutet beispielsweise, dass die Ruderquerkraft im Modell, hochgerechnet auf den Naturmaßstab, bei großen Ruderwinkeln i. d. R. kleiner ist als in der Natur, vor allem aber, dass bei maßstäblich verkleinerter Drehzahl des Propellers kleinere Schubkräfte auftreten als entsprechende Werte in der Natur. Deshalb muss im Modell in der Regel mit unmaßstäblich größeren Drehzahlen gefahren werden als in der Natur, um ähnliche Schiffsgeschwindigkeiten zu erreichen, was wieder zu verstärktem fahrdynamischen Einsinken am Heck und damit zu verstärkten Ansaugeffekten zum Ufer führen kann. Zusammenfassend kann gesagt werden, dass sich Modellschiffe deshalb tendenziell nautisch „kritischer“ verhalten als ihre Großausführungen und zusätzliche Nachweise der Modellähnlichkeit erforderlich werden, über die in Kapitel 7 berichtet wird.*

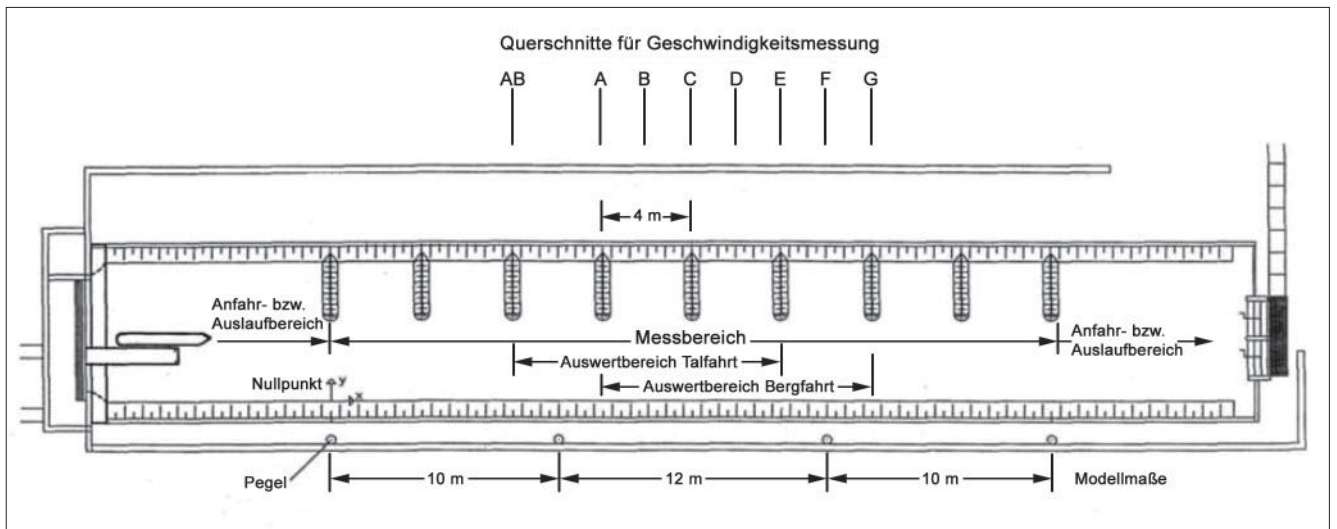


Bild 3: Lageplan der geraden Versuchsstrecke mit Bühnenregelung

Mit den Untersuchungen können aber sehr wohl die **Relationen** von Sicherheitsabständen zueinander mit hoher Genauigkeit ermittelt werden. Es kann z. B. die Frage beantwortet werden, um welches Maß die Sicherheitsabstände zu Böschungen **größer oder kleiner** sind als zu Bühnen.

7 Konzeption und Durchführung der Modellversuche

7.1 Versuchsaufbau

Der Großteil der Versuchsrandbedingungen wurde, entsprechend der ursprünglichen Aufgabenstellungen im Rahmen der ‚Vertieften Untersuchungen zum Donauausbau‘, auf die Verhältnisse an der Donau zwischen Straubing und Vilshofen abgestimmt. Daraus ergaben sich die Hauptabmessungen wie Fahrinnenbreite und Böschungsneigung des Modells. Darüber hinaus wurden in zahlreichen Zusatzuntersuchungen die Randbedingungen erweitert, um allgemeingültige Aussagen treffen zu können.

Für die Modellversuche wurde eine gerade Flussstrecke mit einer Länge von 1300 m und einer Breite von 157 m im Maßstab 1:25 aufgebaut, siehe Bild 3. Die Fahrrinne ist einseitig auf der – in Fließrichtung gesehen – linken Seite durch senkrecht zur Flussachse angeordnete Bühnen mit einer Länge von 67 m eingengt. Die Bühnenlänge ergibt sich aus dem Verhältnis von Bühnenlänge zu Bühnenabstand von 2:3 für einen mittleren Bühnenabstand von 100 m. Die Bühnenhöhe ist mit 3,0 m so gewählt, dass die Bühnen bei dem im Modell eingestellten Mittelwasserbedingungen mit Fließtiefen von 3,4 m überströmt und bei Niedrigwasser mit Fließtiefen von 2,6 m nicht überströmt werden. Die Neigung der Bühnenböschung beträgt einheitlich 1:2,5.

Als Uferbegrenzung wurde, bis auf die Versuche zur Bestimmung des Böschungseinflusses auf den Sicher-

heitsabstand, eine 1:3 geneigte Böschung gewählt. Zur Ermittlung des Einflusses der Böschungsneigung wurde zusätzlich noch eine senkrechte Uferbegrenzung erstellt.

7.2 Messtechnik

Bei der vorliegenden Messaufgabe handelt es sich, allgemein ausgedrückt, um eine Positionsbestimmung von bewegten Zielen. Die Messungen erfolgen in einer vorgegebenen Wiederholfrequenz, um die Punktbeziehung dokumentieren zu können. Für kinematische Messvorgänge ergeben sich hohe Anforderungen, wie schnelles Messen bei hoher Genauigkeit und hohe Datenübertragungsraten. Als ideale Lösung zeigte sich, den Schiffspfad mit einem Tachymeter mit integrierter Entfernungsmessung und automatischer Zielverfolgungseinrichtung zu messen. Mit der sogenannten Totalstation kann die Lage des Prismas, welches auf dem Schiff positioniert wurde, relativ zu den Modellkoordinaten gemessen werden. Somit ist eine direkte Messung möglich und ein aufwändiges Nachbearbeiten nicht erforderlich.

In der geraden Versuchsstrecke wurde zur Bestimmung des Driftwinkels und der Lage des Schiffes zusätzlich ein Entfernungsmesser auf das Schiff montiert. Zum Prinzip des Messverfahrens siehe Bild 4.

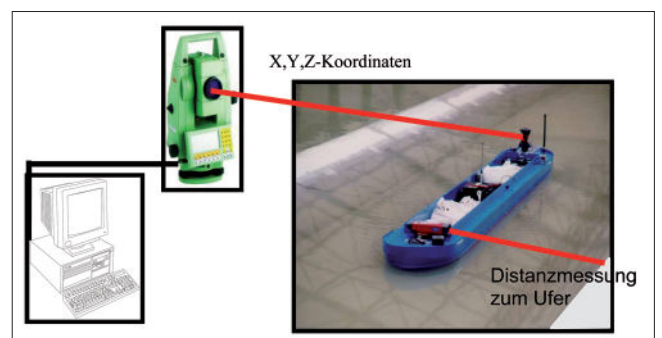


Bild 4: Prinzip des Messverfahrens



Bild 5: Begegnungsfahrt zweier Schubverbände im Standard-Trapez-Profil

7.3 Übertragbarkeit der Modellergebnisse und Modelleffekte

Bei der Übertragbarkeit der Modellergebnisse ist zunächst zwischen Leistungs- und Manövrierverhalten zu unterscheiden. Maßstabsvergleichsuntersuchungen zwischen den Maßstäben 1:16 und 1:25 in der VBD zeigten hinsichtlich der Übertragung des Leistungsbedarfs, der Schubwirkung und der Drehzahl zähigkeitsbedingte Maßstabeffekte, die mit zunehmender Schiffsgeschwindigkeit ansteigen. Zum Einfluss des Maßstabeffektes auf das Fahrverhalten ergibt sich ein anderes Bild. Bei den Versuchen zur Bestimmung des Fahrverhaltens wurde der Raumbedarf für eine Begegnung als maßgebende Kenngröße verwendet. Untersuchungen der VBD zeigten, dass es zwischen den

Raumbedarfswerten der Maßstäbe 1:25 und 1:16 keine signifikanten Unterschiede gibt. Um diese Aussage jedoch noch zu festigen, wurden an der VAO Vergleichsuntersuchen zwischen Naturmessungen am Main-Donau-Kanal und dem Maßstab 1:25 durchgeführt. Die Naturversuche wurden von der BAW und der VBD zur Untersuchung des Begegnungsverhaltens von Schubverbänden durchgeführt. Die Versuche sind somit prädestiniert für Vergleichsuntersuchungen zur Bestimmung eines Maßstabeinflusses. Eine exakte Übertragung der Schiffsgeschwindigkeiten, Drehzahlen und des Leistungsbedarfs ist für die Fragestellung der Versuche nicht erforderlich.

Die Randbedingungen im Main-Donau-Kanal sind 4 m Wassertiefe, eine Wasserspiegelbreite von 55 m und eine Böschungsneigung von $h:b = 1:3$. Begegnet wurde zwischen zwei Schubverbänden ($L \times B = 185 \text{ m} \times 11,4 \text{ m}$), oder zwischen einem Schubverband und einem GMS ($L \times B = 100 \text{ m} \times 11,4 \text{ m}$) mit 2,5 m Abladetiefe. Die Schiffsgeschwindigkeiten bewegten sich zwischen 7 km/h und 10 km/h durch das Wasser. Im Modell wurde die Begegnung zwischen zwei Schubverbänden gefahren (vgl. Bild 5).

Die Auswertung erfolgte für den Raumbedarf und die Abstände zum Ufer. Die Raumbedarfswerte für die Auswertung der VBD und BAW sowie für den Modellversuch der VAO sind in Tabelle 1 angegeben.

Die Varianten bzw. Standardabweichungen sind nach der statistischen Analyse alle aus einer gemeinsamen Grundmenge und die Abweichungen sind zufälliger Art.

	Begegnung SV/SV VAO (Modell)	Begegnung SV/SV BAW (Natur)	Begegnung SV/SV VBD (Natur)	Begegnung SV/SV oder SV/GMS BAW (Natur)	Begegnung SV/SV oder SV/GMS VBD (Natur)
Mittelwert Raumbedarf	33,6 m	33,6 m	34,5 m	33,0 m	34,4 m
Standardabweichung	1,23 m	0,83 m	1,02 m	1,00 m	0,91 m
Anzahl der Fahrten	18	4	4	10	11

Tabelle 1: Raumbedarfswerte aus Modell- und Naturmessungen für das Standard-T-Profil

Die Mittelwerte entstammen für den Vergleich der Begegnung Schubverband mit Schubverband ebenfalls derselben Grundgesamtheit. Bei der Zusammenlegung der beiden Begegnungsarten, um die Anzahl der Versuchsfahrten und somit die Aussagesicherheit zu erhöhen, zeigen sich auch die Versuche der VAO und VBD sowie VAO und BAW aus derselben Grundgesamtheit. Die Abweichungen zwischen den Werten der VBD und der BAW sind auf Grund unterschiedlicher Messverfahren entstanden.

Insgesamt lässt sich zusammenfassen, dass die Raumbedarfwerte der Begegnung im Maßstab 1:25 naturgetreu nachgebildet werden. Eine Korrektur der Modelldaten bei der Umrechnung in Naturwerte ist, auch vor dem Hintergrund der Messgenauigkeit, deshalb nicht erforderlich.

7.4 Versuchsdurchführung

Die Einzelfahrversuche in der Geraden wurden zur Bestimmung des erforderlichen Sicherheitsabstandes zum Fahrinnenrand durchgeführt. Der Sicherheitsabstand lässt sich nur ermitteln, wenn bei den Versuchen auch Grenzsituationen vorliegen, die den Schiffsführer zwingen, möglichst nahe an den Fahrinnenrand ohne Havarie heranzufahren. Zur Bestimmung der Grenzsituation muss die Fahrinnenbreite solange reduziert werden, bis eine Havarie nicht mehr zu vermeiden ist. Die Fahrinneneinschränkung darf jedoch nicht zu Lasten des zur Verfügung stehenden Fahrwassers gehen. Deshalb wurde wie folgt vorgegangen: Die Fahrrinne wurde mit einer Leine optisch schrittweise um 2,5 m eingengt, bis das Schiff gegen das Ufer bzw. die Buhne fährt oder der Schiffsführer die vorgegebene Fahrinnenbreite nicht mehr einhalten kann (vgl. Bild 6). Somit werden ein Einfluss einer zweiten Uferbegrenzung und eine Änderung des Fahrwasserquerschnittes umgangen und die Randbedingungen während der Versuchsserie konstant gehalten.

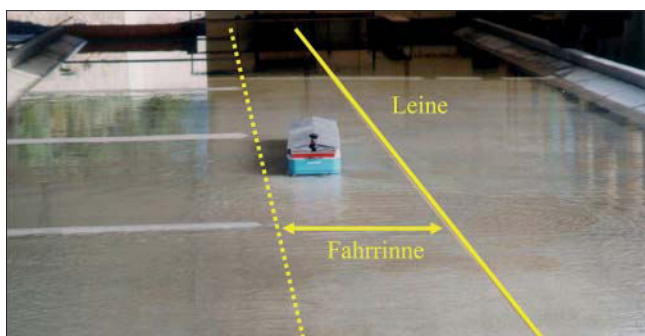


Bild 6: Fahrinnenbegrenzung durch eine Leine

Nach einer sog. „Crash-Fahrt“ wurde die Fahrrinne wieder um 2,5 m (Naturwert) verbreitert, mit der dann mehrere Wiederholungsfahrten durchgeführt wurden. Trat bei den Wiederholungsfahrten eine weitere Kollision auf, so musste die Fahrrinne um einen weiteren Schritt vergrößert werden und mit den Wiederholungs-

fahrten von vorne begonnen werden. Ein Nachteil dieser Methode ist, dass dem Steuermann mit der Leine eine Führung vorgegeben wird, an der er sich während der Fahrt orientieren kann und die Fahrt sich somit vereinfacht. Für konstante Versuchsbedingungen sind auch die Startbedingungen der Fahrten mitverantwortlich. Um dies zu gewährleisten, wurde das Schiff bis zum Start an einem Steg festgehalten und auf Kommando des Steuermannes losgelassen. Somit waren immer gleiche Startbedingungen garantiert.

Neben der gespannten Leine besitzt die Versuchssystematik noch weitere Besonderheiten, die bei der Interpretation der Ergebnisse berücksichtigt werden müssen. Durch die ständigen Wiederholungen und das „Herantasten“ an die Gefahr ergibt sich ein Lern- und Trainingseffekt, der dem Schiffsführer eine zusätzliche Sicherheit verleiht. Für die Untersuchungen standen drei Schiffsführer zur Verfügung, deren Fähigkeiten beim Manövrieren des Modellschiffs die Untersuchungsergebnisse beeinflussen, was einen nicht unerheblichen subjektiven Einflussfaktor darstellt. Weiter tragen auch die Sichtbedingungen erheblich zur Sicherheit bei, z. B. ist zu beachten, dass in Natur durch Dunkelheit oder Nebel die Fahrten schwieriger werden und damit die Sicherheit abnimmt.

8 Auswertung im Hinblick auf die Sicherheitsabstände zu Uferböschungen

Wie eingangs anhand der bestehenden Berechnungsgrundlagen diskutiert wurde, ist für moderate Strömungsgeschwindigkeiten bei der Fahrt entlang eines geraden, geböschten Ufers davon auszugehen, dass die Fahrspurbreiten, die zunächst betrachtet werden, von den variierten Parametern wie Schiffsgeschwindigkeit, Strömungsgeschwindigkeit, Tiefgang und Böschungsneigung weitgehend unabhängig sind. Dies zeigen die folgenden Grafiken, auf denen das Verhältnis der beobachteten Fahrspurbreite zur Schiffsbreite als Funktion des Verhältnisses der Schiffsgeschwindigkeit zur kritischen Schiffsgeschwindigkeit v_{Skrit}^7 für verschiedene Tiefgänge und Böschungsneigungen aufgetragen sind.

Danach ist für alle Schiffsgeschwindigkeiten v_s von weniger als ca. 90 % der kritischen Schiffsgeschwindigkeit, also für eine übliche Fahrweise, eingedenk der Messwertstreuung kein Einfluss der vorgenannten Parameter erkennbar. Die relativen Fahrspurbreiten schwanken allerdings zwischen dem 1,2 und 1,5-

⁷ Verdränger können mit wenigen Ausnahmen maximal mit v_{Skrit} fahren. Bei v_{Skrit} wechselt das Umströmungsfeld des Schiffes vom strömenden in den schießenden Abflusszustand, bei dem der Absenk- und damit Ansaugeffekte zum Ufer stark ansteigen. Für Fahrten in der Nähe von v_{Skrit} müssten somit größere Sicherheitsabstände angesetzt werden.

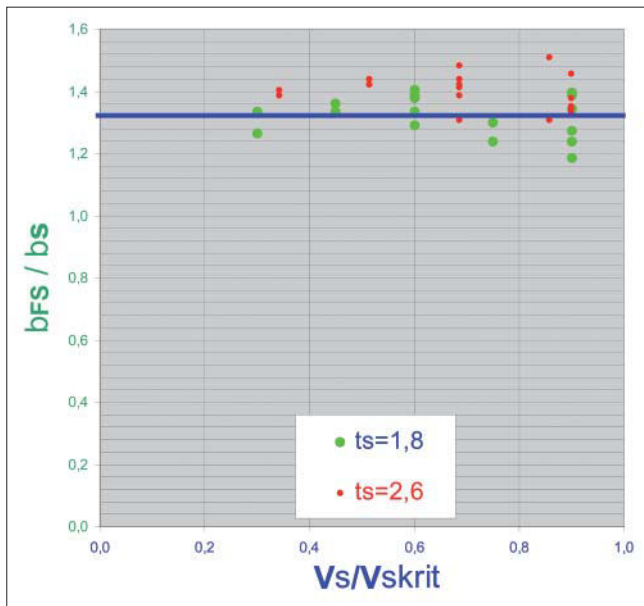


Bild 7: Abhängigkeit der relativen (auf b_S bezogenen) Fahrspurbreite b_{FS} von v_S zu v_{Skrit} für Abladetiefen $T = 1,8$ und $2,6$ m. Die blaue Linie liegt bei $b_{FS} / b_S = 1,36$.

fachen der Schiffsbreite, im Mittel ergibt sich ein Wert von ziemlich genau $1,36 \times$ der Schiffsbreite, entsprechend ca. $15,5$ m für das GMS, also genau dem Wert, der in den deutschen Richtlinien genannt ist. Damit ist b_{FS} nach Bild 7 und Bild 8 für GMS und nach Kapitel 5 für alle einspurigen Fahrzeuge mit $B = 11,4$ m bekannt. Übertragen auf zweispurige Fahrzeuge ergibt sich die doppelte Breite, also 31 m.

Im nächsten Schritt der Auswertung wurden nun die Sicherheitsabstände gemäß Definition der VAO (Bild 2) über relevante Einflussparameter aufgetragen. Dabei wurden in Bild 9 die ermittelten Einzelwerte von

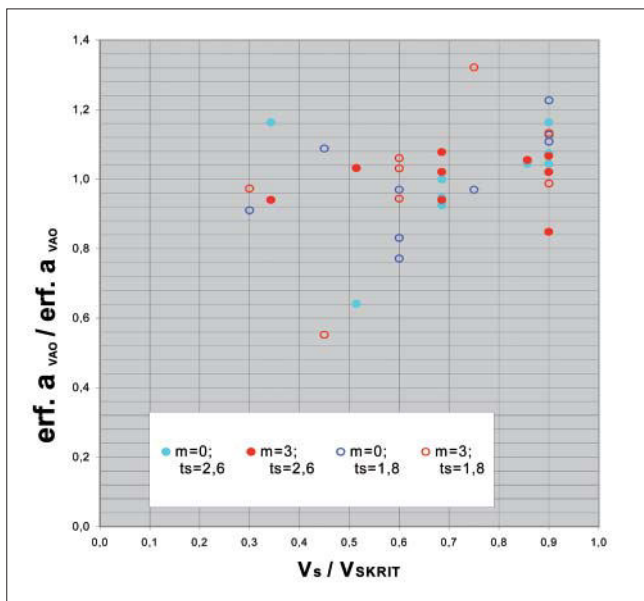


Bild 9: Abhängigkeit des auf den jeweiligen Mittelwert einer Versuchsserie bezogenen Sicherheitsabstandes $erf. a_{VAO}$ von v_S / v_{Skrit} , dem Tiefgang $t_s = T$ und dem Kotangens der Böschungsneigung m

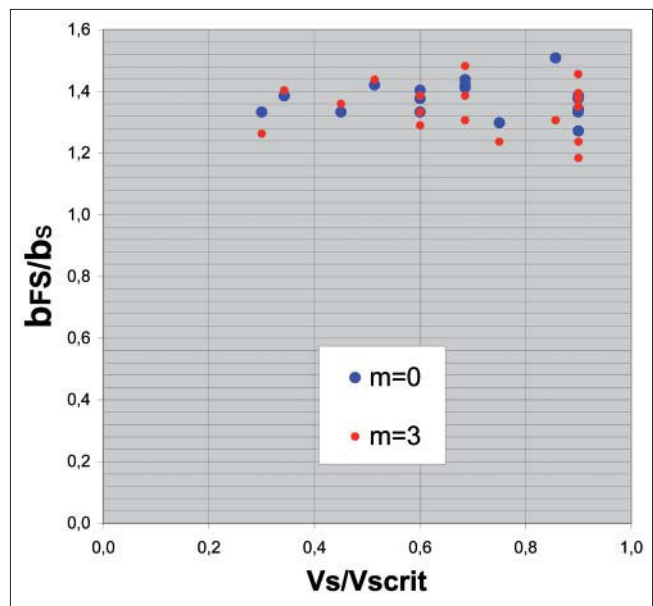


Bild 8: Abhängigkeit der relativen Fahrspurbreite b_{FS} von v_S / v_{Skrit} und dem Kotangens der Böschungsneigung m .

erf a_{VAO} (die jeweils dem Mittel eines Datenkollektivs von rund 15 Versuchsfahrten entsprechen) auf den entsprechenden Mittelwert der jeweiligen Versuchsserie, die sich durch unterschiedliche Tiefgänge bzw. Böschungsneigungsunterschied unterschieden, bezogen. Auf der horizontalen Achse ist als Einflussgröße wieder das Verhältnis der Schiffsgeschwindigkeit zur kritischen Schiffsgeschwindigkeit aufgetragen.

Die Messdaten streuen sehr stark. Dies liegt vor allem daran, dass die Schiffsführer im zwar eingegengten, aber immer noch ausreichend bemessenen Korridor zwischen gespannter Leine und Bühnenköpfen einen ausreichenden Manövrierraum besitzen, der auch ausgeschöpft wurde: Eingedenk der Messwertstreuung ist jedoch kein signifikanter Einfluss der Schiffsgeschwindigkeit erkennbar. Der Sicherheitsabstand $erf. a_{VAO}$ ist aber in hohem Maße von T und m abhängig. Dies wird auf Bild 10 am Beispiel des Tiefgangeinflusses deutlich.

In erster Näherung sind die erforderlichen Sicherheitsabstände somit von der Schiffsgeschwindigkeit v_S unabhängig und sie steigen mit dem Tiefgang sowie mit Kotangens der Böschungsneigung m an. Die Unabhängigkeit von der Schiffsgeschwindigkeit erklärt sich aus der Tatsache, dass jede Versuchsserie mit einer angestrebten konstanten Drehzahl n gefahren wurden und dass Kurskorrekturen möglichst nur durch Ruderwinkeländerungen, nicht durch Variation der Drehzahl, vorgenommen wurden. Da die Propellerdrehzahl aber in der dritten Potenz von der eingesetzten Motorleistung abhängt, letztere aber wieder in der dritten Potenz von der Schiffsgeschwindigkeit abhängt, ist somit die Drehzahl in etwa proportional zur Schiffsgeschwindigkeit. Da nun der Ruderdruck im Quadrat von der Anströmungsgeschwindigkeit des Ruders abhängt,

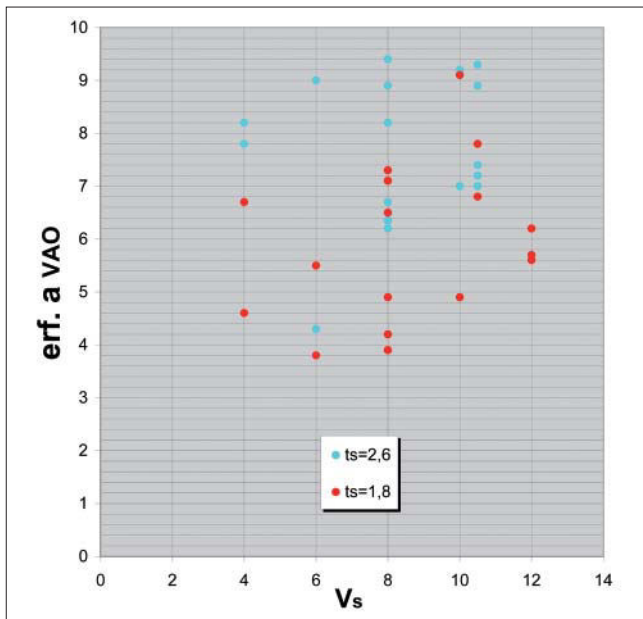


Bild 10: Abhängigkeit des Sicherheitsabstandes erf. a_{VAO} (Angabe in m) von der Schiffsgeschwindigkeit durchs Wasser v_s (in km/h) für verschiedene Tiefgänge des Versuchsschiffes

die wieder in erster Näherung proportional zu v_s ist, wächst somit der Ruderdruck proportional zur Drehzahl im Quadrat an. Die Kraft, mit der das Schiffheck bei Annäherung an das Ufer angesaugt wird, wächst nun gleichfalls in erster Näherung mit v_s^2 , da der Wasserspiegelabsenk mit Ausnahme der Nähe zur kritischen Schiffsgeschwindigkeit in etwa mit v_s^2 wächst bzw. mit n^2 . Damit erhöht eine größere Drehzahl bzw. ein größeres v_s gleichermaßen die Ruderquerkraft wie die Ansaugkraft zum Ufer. Der Einfluss von v_s wird dadurch kompensiert.

Der Einfluss des Tiefganges kann analog erklärt werden. Je größer dieser ist, desto enger wird der Rückströmungsquerschnitt neben dem Schiff und desto größer die Ansaugkraft. Einen ähnlichen Einfluss hat die Böschungsneigung. Entscheidend ist hierbei der „Rest-Abflussquerschnitt“ zwischen Schiff und Ufer, der mit m variiert.

Diese Überlegungen, zusammen mit den in Kapitel 5 diskutierten Bemessungsansätzen, die eine grundsätzliche Proportionalität der Sicherheitsabstände zur Schiffsbreite unterstellen, legen den Schluss nahe, dass der „Restquerschnitt“ zwischen Schiff und Ufer proportional zum eingetauchten Schiffsquerschnitt am Hauptspant (T B) sein muss, der die Größe der Rückströmung im ufernahen Bereich bestimmt, um eine sichere Fahrt zu ermöglichen.

Theoretische Überlegungen, die, um den Rahmen der Publikation nicht zu sprengen, hier nicht dargelegt werden sollen, kommen im Grundsatz zum gleichen Ergebnis, wobei weitere Einflussparameter hinzukommen, wie die Anzahl der Schiffsschrauben, die Größe und Konstruktion der Ruder, die Motorisierung pro

Ladungstonne und die Fahrzeuglänge, um die wichtigsten Einflussgrößen zu nennen. Da die Fahrzeuge aber bestimmte nautische Mindestanforderungen erfüllen müssen, z. B. dürfen bestimmte Stoppweglängen nicht überschritten werden, was eine Motorisierung erfordert, die mit der Tonnage steigt, oder es müssen Ausweichmanöver in bestimmten Zeiten bewältigt werden, was wieder die Ruderfläche in Abhängigkeit von der Größe der Fahrzeuge bestimmt, haben die vorgenannten zusätzlichen Einflussgrößen nur einen begrenzten, nachgeordneten Einfluss. Dies heißt nicht, dass es nicht nautisch gute oder schlechte Schiffe gäbe, insbesondere was den Ansaugeffekt zum Ufer betrifft. Wichtig ist deshalb, dass die Untersuchungen mit **typischen** Schiffen durchgeführt werden, für die die Fahrrinne bemessen werden soll. Auch dieses Kriterium war bei den Modellversuchen der VAO erfüllt. Unter der Annahme, dass die Querschnittsfläche unter dem Schiff wegen der Grenzschichtentwicklung am Schiffsrumpf und der starken Verwirbelungen im Heckbereich nur bedingt zur Abfuhr der rückströmungs- und propulsionsbedingten induzierten Zusatzgeschwindigkeiten, die den dominanten Ansaugeffekt am Schiffheck bestimmen, zur Verfügung steht, ist somit eine direkte Proportionalität des neben dem Schiff befindlichen Restquerschnittes A_U , der in Bild 11 dargestellt ist, zu B T zu erwarten.

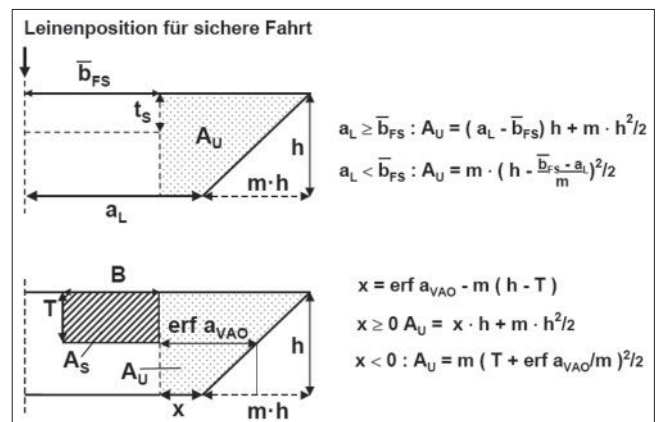


Bild 11: Ermittlung des Restquerschnittes zwischen Schiffseitenwand und Ufer A_U aus Angaben zur Leinenposition a_L und erf a_{VAO} .

Eine diesbezügliche Auswertung ist in der Tabelle 2, ausgehend von den Mittelwerten von erf a_{VAO} der vier Versuchsserien (Variation T und m) vorgenommen worden. Alternativ zur Angabe der erf a_{VAO} – Werte wurde die Restquerschnittsfläche A_U indirekt aus den Leinenpositionen, die eine sichere Fahrt im Korridor erlaubten, ermittelt. Die zugehörigen Abstände a_L zwischen Böschungsfuß und Leine gemäß Bild 10 sind gleichfalls in der Tabelle angegeben. Um A_U zu definieren, muss hiervon noch die mittlere Fahrspurbreite b_{FS} mit 15,5 m in Abzug gebracht werden. Der zugehörige Abstand vom Ufer gibt somit, in Analogie zu erf a_{VAO} , das Mehr an Breitenbedarf gegenüber der Fahrt mit normalem Driftwinkel an.

m	T	h	B	a _L	n _{eff}	Mittel erf a _{VAO}	n _{eff}
3	1,8	3,4	11,4	15,0	0,76	6,9	1,19
3	2,6	3,4	11,4	20,0	1,10	8,7	1,33
0	1,8	3,4	11,4	22,5	1,16	5,1	0,85
0	2,6	3,4	11,4	22,5	0,80	6,7	0,77
Mittel n _{eff} : aus a _L : 0,96 ; aus erf a _{VAO} : 1,04 ; für m=3 : 1,10 ; für m= 0: 0,90 ; alle: 1,00 ± 0,21							

Tabelle 2: Auswertung der Modellversuche nach der Rest-Querschnittsfläche A_U zwischen Schiffseitenwand und Ufer mit zugehörigem n_{eff} = A_U / (B T); Längen in m

Profil	h	B	T	erf a _{VAO}
T	4,0	11,4	2,5	5,6
T	4,0	11,4	2,8	5,4
R	4,0	11,4	2,5	7,1
R	4,0	11,4	2,8	8,0

Tabelle 3: Prognose des Sicherheitsabstandes zu Uferböschungen für Richtungsverkehr s_R = erf a_{VAO} für Standard-T- (m = 3) und R- (m = 0) Kanalprofile und moderne GMS bzw. SV mit 2,5 m und 2,8 m Abladetiefe; Längen in m

Die Auswertung nach A_U und dem zugehörigen „effektiven“ Querschnittsverhältnis n_{eff} = A_U / (B T) erweist sich dabei als nahezu unabhängig davon, wie A_U ermittelt wurde, über die Leinenposition oder erf a und ist auch nur wenig von m abhängig. Die Streuung der n_{eff}-Werte liegt bei ca. ± 21 %, ein Wert, der in Anbetracht des Datenumfanges und des „human factor“ vertretbar ist.

Der errechnete Mittelwert von n_{eff} liegt ziemlich genau bei 1,0! Dies bedeutet:

Zwischen Schiff und Ufer muss, um eine sichere Fahrt im Richtungsverkehr zu ermöglichen, mindestens der Querschnitt des eingetauchten Schiffes vorliegen!

Wird diese Bemessungsregel auf die Verhältnisse in den deutschen Standard-Ausbauprofilen von Kanälen angewendet, dann ergeben sich die in Tabelle 3 angegebenen Sicherheitsabstände erf a_{VAO}. Sie liegen für Richtungsverkehr zwischen 5,4 m für 1:3 geneigte Uferböschungen und 8 m für m = 0.

Wird hiervon, entsprechend den Betrachtungen in Kapitel 3, die Breite der Schlängelfahrt abgezogen, um den unteren Grenzwert der Sicherheitsabstände für Begegnungen in Kanälen zu erhalten, ergeben sich die in Tabelle 4 dargestellten Werte, wobei zwischen den Tiefgängen von T = 2,5 m und 2,8 m und GMS und SV unterschieden wurde. Danach liegen die errechneten „Netto-Sicherheitsabstände“ s_B zwischen 1,3 m und 2,3 m für m = 3 bzw. zwischen 3,0 m und 4,7 m für m = 0, im Mittel bei 1,8 m bzw. 3,9 m, was sehr gut mit den in den Richtlinien genannten Werten von 1,5 m für m = 3 und 4,0 m für m = 0 übereinstimmt.

Die Ergebnisse der Modellversuche stehen somit im Einklang mit vorliegenden Richtlinien für Kanäle. Dies rechtfertigt eine Prognose von Sicherheitsabständen für davon abweichende Randbedingungen.

9 Prognose von Sicherheitsabständen zu Uferböschungen und Ausblick

Zunächst soll der für die Praxis wichtige Sonderfall eines flach geneigten Ufers betrachtet werden, wie es an Fahrrinnenrändern, die nicht an Regelungsbau-

Profil	GMS (L=110, B=11,4)		SV (L=185, B=11,4)	
	T=2,5	T=2,8	T=2,5	T=2,8
T	1,5	1,3	2,3	2,1
R	3,0	3,9	3,8	4,7

Tabelle 4: Prognose des Sicherheitsabstandes zu Uferböschungen für Begegnungsverkehr s_B = erf a_{VAO} - Δb_{FSchl} für Standard-T- (m = 3) und R- (m = 0) Kanalprofile und moderne GMS bzw. SV mit 2,5 m und 2,8 m Abladetiefe (Δb_{FSchl} = 4,1 m für GMS und 3,3 m für SV); Längen in m

werke grenzen, der Fall ist. Hierbei errechnen sich für eine Wassertiefe von $h = 4$ aus der Bedingung $n_{\text{eff}} = 1$ für 2,8 m tief abgeladene und 11,4 m bzw. 22,8 m breite Fahrzeuge mit $c_F = 1,0$ folgende Böschungsparameter, ab denen kein Sicherheitsabstand bei Begegnungen, guten Sichtbedingungen und regelmäßigem Ufer – Fall 1 in Kapitel 3 – mehr erforderlich ist: $m \approx 5$ für einspurige und 10 für zweispurige GMS und SV. Für Richtungsverkehr mit einer Spur – Bemessungsfall 2 in Kapitel 3 – sind bei diesen Böschungsneigungen folgende Sicherheitsabstände erforderlich: ca. 2,1 m bei ein- und 4,1 m bei zweispurigen Fahrzeugen.

Für 1:3 geböschte Ufer ergeben sich bei sonst gleichen Verhältnissen folgende Werte für den Bemessungsfall 1 nach Kapitel 3: 1,3 m für das einspurige und 5,4 m für das zweispurige Fahrzeug. Für den Bemessungsfall 2 ergeben sich 3,4 m und 9,5 m. Diese Beispiele machen deutlich, dass die Schiffsbreite einen ganz erheblichen Einfluss auf die erforderlichen Sicherheitsabstände hat.

Abschließend sei an einem Beispiel der Einfluss der in Kapitel 3 definierten unterschiedlichen Sicherheitsniveaus verdeutlicht. Hierzu wird die Fahrrinnenbreite ermittelt, die sich bei der Begegnung eines 2,8 m tief abgeladenen, 22,8 m breiten und 110 m langen Koppelverbandes im 4 m tiefen Kanal mit einem entsprechend abgeladenen GMS errechnet. Für gute Sicht und regelmäßige Ufer (Bemessungsfall 1) ergibt sich analog zu den Richtlinien und unter der Annahme, dass sich für im Mittel 1,5-spurige Fahrzeuge ein Sicherheitsabstand Schiff-Schiff von 3 m ergibt, eine erf. Breite von $5,4 + 2 \times 15,5 + 3 + 15,5 + 1,5 = 46,4$ m in Höhe der Schiffskimm. Im Bemessungsfall 4, also in Strecken mit unregelmäßigem Uferverlauf, bei Strömung und solchen Sichtverhältnissen, die eine optimale Abstimmung des Begegnungsvorganges durch beide Schiffsführer erfordern würden, ist den vorgenannten Sicherheitsabständen zu jeder Seite jeweils die Breite der Schlingelfahrt des dem Ufer näheren Fahrzeuges zu addieren, also insgesamt $3 \times 4,1 = 12,3$ m, woraus sich eine Breite von 58,7 m errechnet. Bei einer Fahrt im Bereich von Buhnenfeldern, die insbesondere bei langsamer Bergfahrt große Sicherheitsabstände erfordert, würden sich noch größere Fahrrinnenbreiten ergeben.

Zuletzt sei angemerkt, dass der vorliegende Beitrag, der im Auftrag des Wasser- und Schifffahrtsamtes Bingen und des Wasserstraßen-Neubauamtes Berlin erstellt wurde und hinsichtlich der Sicherheitsabstände zu Buhnen fortgeschrieben werden sollte, erst der Anfang einer Serie von ergänzenden Untersuchungen sein kann. Diese sollten, um Maßstabeffekte und den wichtigen Einfluss von Uferform und Sicht besser als in Modellversuchen erfassen zu können, möglichst in der Natur erfolgen.

10 Zusammenfassung

Modelluntersuchungen zur Fahrdynamik von Binnenschiffen in geraden Flussabschnitten bei ufernaher Fahrt, die an der Versuchsanstalt Oberrach der TU-München (VAO) im Maßstab 1:25 durchgeführt wurden, zeigen, dass die Fahrspurbreite eines Großmotorschiffes (GMS) nur wenig von den variierten Parametern wie eingetauchter Schiffsquerschnitt bzw. Abladetiefe, Schiffsgeschwindigkeit, Fließgeschwindigkeit und Uferform (Böschung, Buhnen) abhängt und deshalb für einen Schiffstyp als Konstante betrachtet werden kann, die mit bisherigen Modell- und Naturuntersuchungen für Kanäle in guter Übereinstimmung steht.

Dagegen hat insbesondere der Parameter eingetauchter Schiffsquerschnitt einen großen Einfluss auf die Sicherheitsabstände zu einem geböschten Ufer. Je größer dieser ist, desto größer ist der notwendige Querschnitt zwischen Schiffsseitenwand und Ufer und damit der Sicherheitsabstand, wobei der ungünstigste Fall eine senkrechte Uferböschung ist.

Die Sicherheitsabstände wurden dabei durch Fahrversuche in einem sukzessiv weiter eingeeengten Fahrwasser zwischen Schiff und Ufer so bestimmt, dass dem Modellschiffsführer noch eine sichere und leichte Fahrt über eine lange Strecke möglich war. Für kurzzeitige Ausnahmesituationen, die mit erhöhter Aufmerksamkeit gefahren werden, können kleinere Sicherheitsabstände als die so ermittelten Werte angesetzt werden. Diese kleineren Sicherheitsabstände wurden aus den vorgenannten Werten für lange Strecken dadurch ermittelt, indem die durchschnittliche Breite des Querversatzes bei einer angenommenen Schlingelfahrt im eingeeengten Fahrwasser in Abzug gebracht wurde. Sie entsprechen den Angaben in den deutschen Richtlinien für Regelquerschnitte bei Anwendung auf die dort beschriebenen Standard-Kanäle für Begegnungsverkehr. Die Modellversuche werden dadurch bestätigt.

11 Literatur

DETTMANN, T.; JURISCH, R.: Beitrag zur Bemessung von Fahrrinnenbreiten in Kanälen und Flüssen; Binnenschiffahrt Nr. 6, Juni 2001

SÖHNGEN, B.: Dimensionierung von Fahrrinnen im Rahmen der Planung von Staustufen; 13. Duisburger Kolloquium für Schiffs- und Meerestechnik, Mai 1992

NEUNER, H.; STROBL, T.: Shipping Navigation Tests to determine the horizontal safety distances from groynes and canal banks; PIANC-Bulletin Nr. 115, Januar 2004