

HENRY

Hydraulic Engineering Repository

Ein Service der Bundesanstalt für Wasserbau

Periodical Part, Published Version

Bundesanstalt für Wasserbau (Hg.)

Empfehlungen zur Anwendung von Oberflächendichtungen an Sohle und Böschung von Wasserstraßen

Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau

Verfügbar unter/Available at: <https://hdl.handle.net/20.500.11970/102646>

Vorgeschlagene Zitierweise/Suggested citation:

Bundesanstalt für Wasserbau (Hg.) (2002): Empfehlungen zur Anwendung von Oberflächendichtungen an Sohle und Böschung von Wasserstraßen. Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau (Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, 85).

Standardnutzungsbedingungen/Terms of Use:

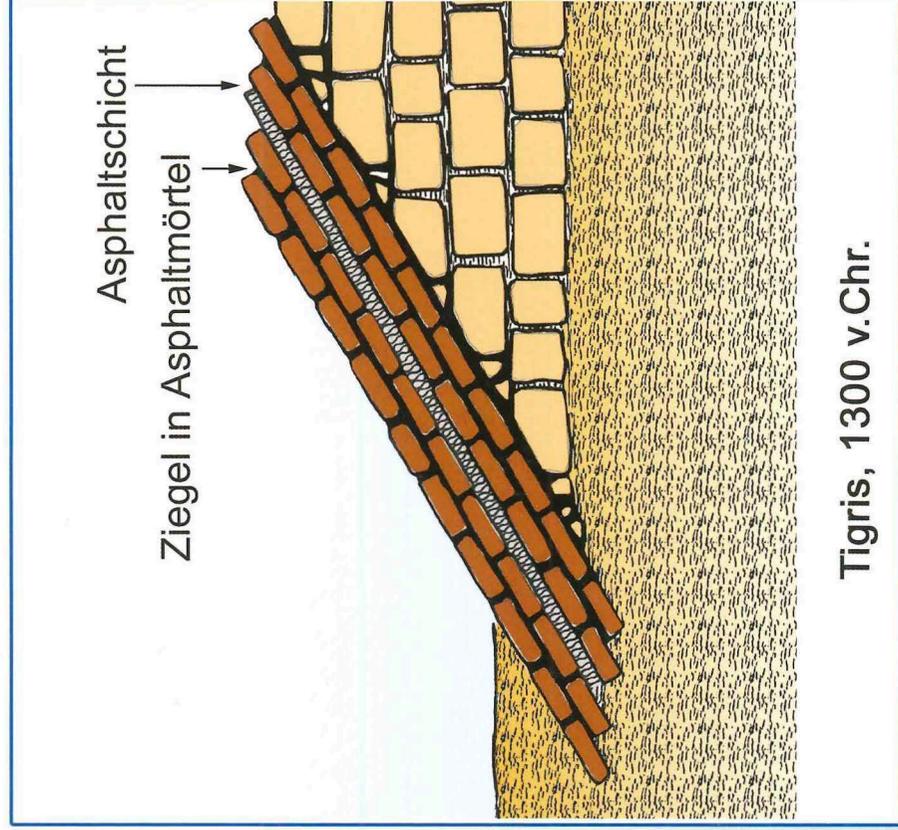
Die Dokumente in HENRY stehen unter der Creative Commons Lizenz CC BY 4.0, sofern keine abweichenden Nutzungsbedingungen getroffen wurden. Damit ist sowohl die kommerzielle Nutzung als auch das Teilen, die Weiterbearbeitung und Speicherung erlaubt. Das Verwenden und das Bearbeiten stehen unter der Bedingung der Namensnennung. Im Einzelfall kann eine restriktivere Lizenz gelten; dann gelten abweichend von den obigen Nutzungsbedingungen die in der dort genannten Lizenz gewährten Nutzungsrechte.

Documents in HENRY are made available under the Creative Commons License CC BY 4.0, if no other license is applicable. Under CC BY 4.0 commercial use and sharing, remixing, transforming, and building upon the material of the work is permitted. In some cases a different, more restrictive license may apply; if applicable the terms of the restrictive license will be binding.





MITTEILUNGEN



Tigris, 1300 v.Chr.

Mitteilungsblatt

der

Bundesanstalt für Wasserbau

Nr. 85

Karlsruhe • Dezember • 2002

ISSN 0572-5801

Mitteilungsblatt

der

Bundesanstalt für Wasserbau

Nr. 85

**Oberflächendichtungen an Sohle und Böschung
von Wasserstraßen**

Kolke an Gründungen / Scour of Foundations

Schiffbautechnisches Kolloquium

Herausgeber (im Eigenverlag):

Bundesanstalt für Wasserbau (BAW)
Kußmaulstraße 17, 76187 Karlsruhe
Postfach 21 02 53, 76152 Karlsruhe
Telefon: 07 21/97 26-0
Telefax: 07 21/97 26-45 40
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 2002

Titelbild: Dichtes Deckwerk am Tigris bei Assur, Mesopotamien, 1300 v. Chr.
(Quelle: Hans Nüssel: Bitumen. Mainz: Hühig und Dreyer, 1958)

OBERFLÄCHENDICHTUNGEN AN SOHLE UND BÖSCHUNG VON WASSERSTRASSEN

Empfehlungen zur Anwendung von Oberflächendichtungen an Sohle und Böschung von Wasserstraßen 11

KOLKE AN GRÜNDUNGEN / SCOUR OF FOUNDATIONS

ANNANDALE ET AL.
Fallstudien zur Kolkbildung / Scour Case Studies 43

HEIBAUM
Geotechnische Aspekte von Kolkentwicklung und Kolkschutz /
Geotechnical Parameters of Scouring and Scour Countermeasures 59

RICHARDSON ET AL.
Praktische Berechnungen zu Kolken an Brücken in den USA /
United States Practice for Bridge Scour Analysis 71

SCHIFFBAUTECHNISCHES KOLLOQUIUM

BIELKE
Funktionale Leistungsbeschreibung bei der Ausschreibung von Wasserfahrzeugen 101

DOBINSKY / SOSNA
Einsatz dieselelektrischer Schiffsantriebe 105

LENKEIT / STRYI
Modernisierung der Fähren entlang des NOK 113

STUMPE
Verlängerung MzS MELLUM 117

GARBER
Entwicklung eines Sandhobels 123

CLAUSSEN
Entwicklung und Einsatz von flachgehenden Aufsichts- und Arbeitsschiffen (Typ Spatz) 127

KÜHNLEIN
Modellversuchswesen im Schiffbau 131

GERMER
Antifouling (TBT-Alternativen) 133

CHRISTIANSEN
Umweltverträgliche Schmierstoffe und Hydrauliköle 137

HOFFMANN
Fächerlot- und Sonarsysteme 139

PREUSS
Einsatz von AIS/VDR an Bord 143

Gesamtinhaltsverzeichnis aller bisher erschienenen Mitteilungsblätter 147

Vorwort

Mit drei Themenschwerpunkten

- Oberflächendichtungen an Sohle und Böschung von Wasserstraßen
- Kolke an Gründungen
- Schiffbautechnisches Kolloquium

gibt der vorliegende 85. Band der Mitteilungsblätter der Bundesanstalt für Wasserbau wieder einen Einblick in Bereiche des verkehrswasserbaulichen und schiffbaulichen Aufgabenspektrums der BAW.

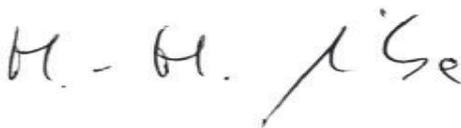
Der Beitrag zu dem Thema der Oberflächendichtungen an Wasserstraßen ist das Ergebnis einer Arbeitsgruppe mit Mitgliedern aus Wasser- und Schifffahrtsdirektionen, Wasser- und Schifffahrtsämtern und der BAW. Unter Beachtung der besonderen Sicherheitsrelevanz der Oberflächendichtungen werden u. a. sowohl die allgemeingültigen Anforderungen hinsichtlich Durchlässigkeit, Verformbarkeit, Festigkeit, Langzeitbeständigkeit usw. erläutert als auch die Möglichkeiten und Grenzen sowohl eingeführter als auch neuer Verfahren unter Beachtung der Örtlichkeit aufgeführt.

Der Beitrag gibt den derzeitigen Kenntnisstand wieder, wobei gerade auch die vielfältigen Entwicklungen der letzten Jahre berücksichtigt wurden. Die gewonnenen Erkenntnisse werden in die „Zusätzlichen technischen Vertragsbedingungen“ des BMVBW eingearbeitet, sodass die Empfehlungsteile, die normativen Charakter bekommen sollen, dort festgeschrieben werden.

Auf der XV. Internationalen Tagung über Bodenmechanik und Geotechnik im August 2001 wurde erstmalig die Thematik „Kolke“ im Rahmen einer internationalen geotechnischen Tagung behandelt. Kolke an Gründungen sind eine Schnittstelle hydraulischer und geotechnischer Fragestellung und haben für den Verkehrswasserbau im Binnen- und Küstengebiet eine nicht nur grundsätzliche Bedeutung. Die drei ausgewählten Beiträge umfassen Fallstudien zur Kolkentstehung, eine Diskussion der bodenmechanisch relevanten Aspekte sowie den Stand der rechnerischen Behandlung von Kolkerscheinungen in den USA.

Im April 2002 veranstaltete die BAW ihr erstes schiffbautechnisches Kolloquium. Die dort behandelten Themen mit Beiträgen aus der WSV, schiffbaulichen Versuchsanstalten und der BAW sind im dritten Teil des Mitteilungsblattes zusammengestellt.

Den Autoren danke ich für die Erarbeitung der Beiträge.



Dr.-Ing. Witte
Direktor und Professor
der Bundesanstalt für Wasserbau

Oberflächendichtungen an Sohle und Böschung von Wasserstraßen

Empfehlungen zur Anwendung von Oberflächendichtungen an Sohle und Böschung von Wasserstraßen

ARBEITSGRUPPE DICHTUNGEN:

NORBERT BROECKELMANN (bis 2002),

ROLF DIETRICH,

PETRA FLEISCHER,

RUDOLF FRÜKE (OBMANN),

MICHAEL HEIBAUM,

ARNO LIEBRECHT,

HEINZ-JAKOB THYßEN (seit 2002)

Inhaltsverzeichnis

1	Einführung	5.3	Bereiche mit setzungsempfindlichem Baugrund und Dammstrecken
2	Bauverfahren	5.4	Gefahrenabwehr
2.1	Baustoffe	5.4.1	Maßnahmen in bestehenden Dichtungsstrecken
2.1.1	Natürliche Dichtungsstoffe	5.4.2	Maßnahmen in neu zu bauenden Dichtungsstrecken
2.1.2	Dichtungen mit hydraulischen Bindemitteln	6	Dichtungssysteme - Eigenschaften und Anforderungen
2.1.3	Dichtungen mit bituminösen Bindemitteln	6.1	Dichtungen aus natürlichen Dichtungsmaterialien
2.1.4	Dichtungen mit Kunststoffen oder Kunststoffmischungen	6.1.1	Dichtungen aus aufbereitetem Naturton
2.2	Bauverfahren	6.1.2	Geosynthetische Tondichtungsbahnen (GTD, „Bentonitmatten“)
2.2.1	Dichtungsbeläge	6.2	Dichtungen mit hydraulischen Bindemitteln
2.2.2	Vollverguss	6.2.1	Dauerplastische Dichtungsschicht aus Zement, Tonmineralien und Zuschlägen
2.2.3	Dichtungsbahnen	6.2.2	Verfestigende Dichtungsschicht aus Zement, Ton und Zuschlägen
2.3	Hinweise zu Ausschreibung und Bauausführung	6.2.3	Wasserbausteine mit Vollverguss aus hydraulisch gebundenem Vergussstoff
3	Grundsätzliche Anforderungen an Dichtungen in Wasserstraßen	6.2.4	Betonplatten
3.1	Allgemeines	6.2.5	Betonmatratzen
3.2	Zulässiger Durchfluss	6.3	Dichtungen aus Bitumen-gebundenen Dichtungsmaterialien
3.3	Verformbarkeit	6.3.1	Bitumen-gebundene Dichtungsbeläge
3.4	Festigkeit	6.3.2	Wasserbausteine mit Vollverguss aus Bitumen-gebundenem Vergussstoff
3.5	Langzeitbeständigkeit, Schadensanfälligkeit	6.3.3	Bitumenmembran
3.6	Umweltverträglichkeit	6.4	Kunststoffdichtungen
3.7	Einbausicherheit	6.4.1	Kunststoffdichtungsbahnen
3.8	Schadensbeseitigung	6.4.2	Gel-bildende Gemische
4	Prüfungen	7	Literaturverzeichnis
4.1	Allgemeines		
4.2	Taucherprüfungen		
4.3	Materialprüfungen		
4.3.1	Standardversuche		
4.3.2	Sonderversuche		
5	Örtliche Randbedingungen und Gefahrenpunkte		
5.1	Örtliche Konfliktbereiche		
5.2	Dichtungsanschlüsse		
5.2.1	Dichtungsanschluss an Bauwerke		
5.2.2	Anschlüsse an bestehende Dichtungen		
5.2.3	Anschlüsse während der Bauausführung („Herstellungsfugen“)		

Anhang: Hinweise zu firmenspezifischen Verfahren

8 Allgemeines

8.1 Naturtondichtung - Tonplattenverlegung Möbius

- 8.1.1 Bisheriger Einsatz in der WSV
- 8.1.2 Eignung
- 8.1.3 Verfahrensschritte
- 8.1.4 Systemsicherheit
- 8.1.5 Verlegesicherheit
- 8.1.6 Spezifische Prüfungen

8.2 Naturtondichtung - Tonbahnenverlegung Hirdes (Presston - „Toni 2“)

- 8.2.1 Bisheriger Einsatz in der WSV
- 8.2.2 Eignung
- 8.2.3 Verfahrensschritte
- 8.2.4 Systemsicherheit
- 8.2.5 Verlegesicherheit
- 8.2.6 Spezifische Prüfungen

8.3 Naturtondichtung - Tonbahnenverlegung Hirdes („Toni 2000“)

- 8.3.1 Bisheriger Einsatz in der WSV
- 8.3.2 Eignung
- 8.3.3 Verfahrensschritte
- 8.3.4 Systemsicherheit
- 8.3.5 Verlegesicherheit
- 8.3.6 Spezifische Prüfungen

8.4 Naturtondichtung - Tonwürfelverfahren (Ludwig Freytag, Hydro, Wacht)

- 8.4.1 Bisheriger Einsatz in der WSV
- 8.4.2 Eignung
- 8.4.3 Verfahrensschritte
- 8.4.4 Systemsicherheit
- 8.4.5 Verlegesicherheit
- 8.4.6 Spezifische Prüfungen

8.5 Wasserbausteine mit Vollverguss aus kolloidal aufbereitetem Mörtel System Colcrete - von Essen (Pumpverfahren)

- 8.5.1 Bisheriger Einsatz in der WSV
- 8.5.2 Eignung
- 8.5.3 Verfahrensschritte
- 8.5.4 Systemsicherheit
- 8.5.5 Verlegesicherheit
- 8.5.6 Spezifische Prüfungen

8.6 Wasserbausteine mit Vollverguss aus hydraulisch gebundenem Vergussstoff System Möbius (Pumpverfahren)

- 8.6.1 Bisheriger Einsatz in der WSV
- 8.6.2 Eignung
- 8.6.3 Verfahrensschritte
- 8.6.4 Systemsicherheit
- 8.6.5 Verlegesicherheit
- 8.6.6 Spezifische Prüfungen

8.7 Wasserbausteine mit Vollverguss aus hydraulisch gebundenem Vergussstoff System Gewatech (Einbringen über Schüttgerüst)

- 8.7.1 Bisheriger Einsatz in der WSV
- 8.7.2 Eignung
- 8.7.3 Verfahrensschritte
- 8.7.4 Systemsicherheit
- 8.7.5 Verlegesicherheit
- 8.7.6 Spezifische Prüfungen

8.8 Betonmatratzen (System Colcrete – von Essen)

- 8.8.1 Bisheriger Einsatz in der WSV
- 8.8.2 Eignung
- 8.8.3 Verfahrensschritte
- 8.8.4 Systemsicherheit
- 8.8.5 Verlegesicherheit
- 8.8.6 Spezifische Prüfungen

8.9 GTD aus vernadelten Geokunststofflagen (System Naue Fasertechnik)

- 8.9.1 Bisheriger Einsatz in der WSV
- 8.9.2 Eignung
- 8.9.3 Verfahrensschritte
- 8.9.4 Systemsicherheit
- 8.9.5 Verlegesicherheit
- 8.9.6 Spezifische Prüfungen

8.10 Mineralmischung „Colcredur“ (Colcrete – von Essen)

- 8.10.1 Bisheriger Einsatz in der WSV
- 8.10.2 Eignung
- 8.10.3 Verfahrensschritte
- 8.10.4 Systemsicherheit
- 8.10.5 Verlegesicherheit
- 8.10.6 Spezifische Prüfungen

1 Einführung

Zur Abdichtung von Wasserstraßen gibt es verschiedene konstruktive Möglichkeiten. Neben den herkömmlichen, über viele Jahre bewährten Bauweisen werden auf dem Markt zunehmend Neuentwicklungen angeboten. Eine Bewertung der einzelnen Dichtungsverfahren hinsichtlich der technischen und wirtschaftlichen Gleichwertigkeit stellt an den ausschreibenden Ingenieur immer höhere Anforderungen. Die vorhandenen Regelwerke – wie das MAR und die ZTV-W LB 210 – sind in dieser Hinsicht oft nicht ausreichend. In dem vorliegenden Fachbeitrag wurden alle wichtigen technischen Informationen über Dichtungen an Wasserstraßen mit dem Ziel zusammengestellt, den zuständigen Dienststellen der WSV Informationen zu geben, auf deren Grundlage Entscheidungen für optimale Dichtungsbauweisen unter Beachtung der örtlichen Randbedingungen getroffen werden können. Dabei wird im Wesentlichen der Unterwassereinbau von Oberflächendichtungen auf Böschungen und Sohlen von Wasserstraßen behandelt.

In dem Fachbeitrag werden sowohl die derzeit bekannten Dichtungsbauweisen dargestellt als auch neue Bauweisen, die sich in der Entwicklung befinden. Die allgemeingültigen Anforderungen an Dichtungen in der Wasserstraße hinsichtlich Durchlässigkeit, Verformbarkeit, Festigkeit, Langzeitbeständigkeit usw. und die entsprechenden Prüfungen werden unabhängig von der Bauweise ausführlich erläutert. Weiterhin werden die einzelnen Dichtungssysteme und ihre speziellen Eigenschaften (Material, Einbauverfahren, Anschlüsse usw.) angesprochen. Dabei wird auf die Punkte der einzelnen Verfahren, die besonderer Beachtung bedürfen, und Grenzen ihrer Anwendung hingewiesen. Da die Wahl eines Dichtungssystems auch von den konkreten Randbedingungen an der Wasserstraße – Baugrund, Geometrie, Gefahrenpotenzial usw. – abhängt, werden auch hierzu Hinweise gegeben.

Die Ausführungen entsprechen dem Stand der Technik des Jahres 2001. Es sind in einem Anhang die derzeit bekannten Verfahren mit den Ausführungsdetails der einzelnen Firmen und entsprechenden Hinweisen aufgeführt. Im Haupttext sind die Systeme so allgemeingültig wie möglich abgehandelt.

Der Beitrag soll auch als Vorschlag verstanden werden, wichtige technische Forderungen insbesondere für die noch sehr neuen Verfahren, die bisher nicht in den ZTV-W LB 210 verankert sind, bei einer vorgesehenen Überarbeitung der ZTV-W dort aufzunehmen.

Neue Verfahren können nach entsprechend durchgeführten Grundprüfungen (s. Abschnitt 4) und der Feststellung grundsätzlicher Eignung zugelassen werden. Als allgemein technisch anerkannt kann ein neues Verfahren erst nach einer gewissen Langzeiterfahrung (mindestens zwei Jahre Beobachtungszeit) angesehen wer-

den. Liegen noch keine ausreichenden Langzeiterfahrungen vor, soll der Einsatz zunächst in risikoarmen Strecken erfolgen. Das Risiko einer Baumaßnahme lässt sich beschränken durch die Wahl begrenzter Wasserspiegelhöhe (z. B. unter 2 m) über Gelände bzw. Grabensohle, durch erhöhten Überwachungsaufwand (verstärktes Monitoring) oder durch Anordnung zusätzlicher Sicherungselemente (siehe z. B. MSD).

Auf der Grundlage des vorliegenden Fachbeitrages ist eine Bewertung unterschiedlicher Dichtungsbauweisen nach einheitlichen Kriterien möglich, die es erlauben, das für den jeweiligen Anwendungsfall technisch und wirtschaftlich optimale Dichtungsverfahren auszuwählen.

2 Bauverfahren

2.1 Baustoffe

2.1.1 Natürliche Dichtungsstoffe

Natürliche Dichtungsstoffe werden in der Natur gewonnen und ohne weitere Zusatzstoffe, jedoch ggf. mit Aufbereitung (Kneten, Wasserzugabe) eingebaut. Diese Dichtungen erfordern eine Schutzschicht gemäß MAR. Es sind im Einsatz:

- Lehm
Unterschiedliche Mischung aus Ton, Schluff und Sand, wurde beim Bau der bestehenden Kanäle im Trockenbau eingesetzt
- Ton
Tondichtung gemäß ZTV-W LB 210, vorhandene Tondichtungen können ggf. von diesen Anforderungen abweichen.
Nur für Notfälle: Tonmehl, Tongranulat
- Bentonit
Geosynthetische Tondichtungsbahn (GTD, „Bentonitmatte“) = Bentonitschicht zwischen zwei Lagen Geokunststoffen

2.1.2 Dichtungen mit hydraulischen Bindemitteln

Dichtungen mit hydraulischen Bindemitteln entstehen durch Verwendung unterschiedlich hoher Anteile von Zement und anderen Zuschlagstoffen. In Abhängigkeit der Mischungsverhältnisse härten die Dichtungen aus („Harddichtungen“) oder entwickeln keine oder eine nur gering erhöhte Festigkeit gegenüber dem Zustand unmittelbar nach dem Mischen. Nicht aushärtende Dichtungen erfordern eine Schutzschicht gemäß MAR. Auf Grund der enthaltenen Zuschlagstoffe wird unterschieden in:

- Zement + Zuschläge
 - Dichtungen aus Betonplatten;

- Vollverguss oder Belag mit kolloidal aufbereitetem Mörtel
- Zement + Zuschläge + Erosionsstabilisator/Additiv
 - Vollverguss oder Belag mit durch Additive stabilisiertem Mörtel / Unterwasserbeton
- Zement + Ton + Zuschläge
 - aushärtender Dichtungsbelag aus Kiessand, Tonmehl, Zement und Zusatzmitteln;
 - nicht aushärtender Dichtungsbelag aus Sand, Tonmineralien und Zement
- Zement + Ton + Erosionsstabilisator
 - aushärtender Dichtungsbelag;
 - dauerhaft flexibler Dichtungsbelag
- Kunststoffgewebe und hydraulisch gebundene Stoffe
 - „Betonmatratzen“ = Beton-/Mörtelschicht zwischen zwei Lagen Geokunststoffen

2.1.3 Dichtungen mit bituminösen Bindemitteln

Dichtungen mit bituminösen Bindemitteln werden in ganz unterschiedlichen Rezepturen hergestellt. Aushärtender Belag oder Vollverguss benötigt keine Schutzschicht, andere Dichtungen erfordern eine Schutzschicht gemäß MAR. Die beteiligten Materialien sind stets:

- Bitumen + Mineralstoffe + Füller
 - Beläge aus Asphaltbeton oder Asphaltmastix;
 - Vollverguss mit Asphaltmastix
- Kunststoffgewebe mit geblasenem Bitumen
 - Bitumenmembran;
 - bituminöse Dichtungsbahn

2.1.4 Dichtungen mit Kunststoffen oder Kunststoffmischungen

Dichtungen mit Kunststoffen umfassen Kunststoffdichtungsbahnen oder Mischungen mit Kunststoffen. Diese Dichtungen erfordern eine Schutzschicht gemäß MAR. Es sind (außerhalb der WSV) in Gebrauch:

- Kunststoffdichtungsbahn
- Tongele (Tonmineralien und Polymere) mit Füller

2.2 Bauverfahren

2.2.1 Dichtungsbeläge

Dichtungsbeläge werden i. A. in einem Arbeitsgang auf dem zu dichtenden Untergrund aufgebracht. Sie benötigen ggf. eine Fugennachbehandlung und/oder eine Schutzschicht. Je nach Einbauverfahren und System unterscheidet man:

- Ablegen (Einbau von ganzen Elementen)
- Extrudieren (bahnenweises Verlegen, Zuführung des Materials durch Pressen oder Pumpen)

- Pumpen (vollflächiges Ausbringen von flüssigen oder pastösen Dichtungsmaterialien)
- Stampfen (Ausbringen und Verdichten)
- Schütten (vom Schüttgerüst)
- Einbau durch Fallrohre

2.2.2 Vollverguss

Bei vollvergossenen Dichtungsschichten werden in einem zweiten Arbeitsgang die Hohlräume einer zuvor verlegten Schicht aus losen Schüttsteinen vollständig mit einem dichten Material vergossen. Hinsichtlich des Einbauverfahrens unterscheidet man:

- Schütten (vom Schüttgerüst)
- Pumpen (vollflächiges Ausbringen von fließfähigen Dichtungsmaterialien)
- Einbau durch Fallrohre

2.2.3 Dichtungsbahnen

Dichtungsbahnen weisen gegenüber allen anderen Dichtungen eine sehr geringe Schichtstärke auf. Sie werden verlegt, indem die vorher auf eine Rolle gewickelten Bahnen auf dem zu dichtenden Untergrund abgerollt werden.

2.3 Hinweise zu Ausschreibung und Bauausführung

Bei der Ausschreibung von Dichtungen an Wasserstraßen sind stets die ZTV-W LB 210 zum Vertragsbestandteil zu machen. In den Verdingungsunterlagen sind zulässige Toleranzen des Planums anzugeben. Vor der Freigabe des Planums zum Einbau der Dichtung ist zu kontrollieren, ob die zulässigen Toleranzen eingehalten und keine unzulässigen Schlammablagerungen vorhanden sind.

Die für jeden Arbeitsschritt erforderlichen Geräte und Einbauverfahren sind vom Bieter bei Angebotsabgabe zu nennen bzw. zu beschreiben. Dies gilt insbesondere für die Vorbereitung des Planums, die Beschreibung der Verlegegeräte und des Verlegeverfahrens und den Umfang des vorgesehenen Tauchereinsatzes im Sinne der Eigenüberwachung (s. 4.2).

Die Ausschreibung erfolgt i. A. nach dem Standardleistungskatalog (STLK) und den zugehörigen Vorschriften (Technische Lieferbedingungen, ZTV-W usw.). Abweichende oder zusätzliche Anforderungen sind in die Baubeschreibung aufzunehmen.

Die Anforderungen nach MAR, Abschnitt 6, sind zu berücksichtigen - siehe Tabelle 1.

		Dichtungsmaterialien (2.1)														
		Natürliche (6.1)			Mit hydraulischen Bindemitteln (6.2)				Bitu- minöse (6.3)		Kunststoffe (6.4)					
			(6.1.1)	(6.1.2)	(6.2.3)	(6.2.4)	(6.2.5)	(6.2.3)	(6.2.1)	(6.2.2)		(6.3.1)	(6.3.2)	(6.3.3)	(6.4.1)	
		Lehm	Ton	Geosynthetische Tondichtungsbahnen	Zement + Zuschläge	Zement + Zuschläge + Erosionsstabilisator	Zement + Ton + Zuschläge	Zement + Ton + Erosionsstabilisator	Bitumen + Mineralstoffe + Füller	Kunststoffdichtungsbahn	Gelbildende Gemische					
Bauverfahren (2.2)	Ablegen		x Tonplatten	x	x Betonplatten					x Bitumenmatratten Bitumenmembran	x					
	Abwickeln			x								x				
	Pumpen		x Suspension		x Betonmatratten Vollverg. WBSt	x Vollverg. WBSt	x Mineralgemisch	x Kunston	x Asphaltbeton Asphaltmastix						x	
	Extrudieren		x Tonbahnen													
	Verdichten	x Trockeneinbau	x Tonwürfel Trockeneinbau													
	Schütten		x Tonmehl			x Vollverg. WBSt	x	x								

Tabelle 1: Übersicht Dichtungsmaterialien und Bauverfahren

3 Grundsätzliche Anforderungen an Dichtungen in Wasserstraßen

3.1 Allgemeines

In diesem Abschnitt werden die grundsätzlichen Anforderungen genannt. Mögliche Prüfverfahren und dabei einzuhaltende Grenzwerte sind in Abschnitt 4 aufgeführt. Verfahrensspezifische Anforderungen sind in Abschnitt 6 behandelt.

3.2 Zulässiger Durchfluss

Die Wirksamkeit einer Dichtung ergibt sich aus der durchtretenden Wassermenge je Zeiteinheit. Für Wasserstraßen wird traditionell als Grenzwert für Wasserverluste eine Wassermenge von 15 l/s/km angesehen. In den ZTV-W LB 210 ist für Tondichtungen als Grenzwert die Durchlässigkeit von $k = 1 \times 10^{-9}$ m/s angegeben. Daraus ergibt sich bei der Mindestdicke von 20 cm verallgemeinert für alle Dichtungen ein in der Grund-

prüfung maximal zulässiger mittlerer flächenbezogener Durchfluss durch eine Dichtung von
 $q = 2,5 \times 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}^2$.

Dies entspricht bei einer Potenzialdifferenz von 5 m einer Permittivität $\psi = 5 \times 10^{-9} \text{ 1/s}$

Zusammenhänge:

Wasservolumen	V
Zeitspanne	Δt
Durchfluss	$Q = V / \Delta t$
durchströmte Fläche	A
flächenbezogener Durchfluss (Durchflussgeschwindigkeit)	$q = Q / A$
Potenzialdifferenz (Wasserspiegeldifferenz)	Δh
Dicke der Dichtungsschicht	Δl
hydraulisches Gefälle	$i = \Delta h / \Delta l$
Durchlässigkeit	$k = q / i$
Permittivität	$\psi = q / \Delta h = k / \Delta l$

In Kontrollprüfungen darf der Durchfluss (bzw. eine abgeleitete Größe) um nicht mehr als den Faktor 10 erhöht sein (Ausnahmen siehe Abschnitt 6).

An Anschlüssen, Stößen und Überlappungen von Dichtungen darf die durchtretende Wassermenge nicht größer sein als in der Fläche.

NB: Die Forderung, den Wasserverlust einer Wasserstraße auf 15 l/s/km zu begrenzen führt zu einer Durchlässigkeitsforderung im Rechteckprofil (B = 43 m) bei 5 m Wassertiefe von $k \leq 1,4 \times 10^{-8} \text{ m/s}$, bzw. $q = 3,5 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}^2$ bzw. $\psi = 7 \times 10^{-8} \text{ 1/s}$. Dies entspricht einer Sicherheit von 1,4 gegenüber dem bei Kontrollprüfungen zulässigen Wert.

3.3 Verformbarkeit

Dichtungen dürfen durch Verformungen des Untergrundes oder von Bauteilen, die mit der Dichtung in Kontakt sind, in ihrer Funktionsfähigkeit nicht nachteilig beeinflusst werden. Daher sollen Dichtungen eine ausreichende Verformbarkeit aufweisen oder es muss sichergestellt sein, dass Verformungen von Bauteilen oder des Untergrundes für den Anwendungsfall vernachlässigbar gering sind. Extreme Verformungen, z.B. aus Bergsenkung, müssen gesondert betrachtet werden.

Stehen unter der Dichtung inhomogene Böden an, so sind aus den unterschiedlichen Belastungszuständen während des Bauablaufs Setzungsdifferenzen zu erwarten. Bei Bauweisen „im Nassen“ führt die Sättigungsänderung des Untergrundes bei den meisten Böden zu Verformungen. Bei Aufnahme einer alten Dichtung wird der feuchte Boden (über dem Grundwasserspiegel) zunächst vollständig gesättigt. Dabei gerät der Boden unter Auftrieb und wird leichter. Ferner wird das Korngerüst durch die Strömungskraft des ausströmenden

Wassers belastet. Erstmals gesättigte, locker oder mittel dicht gelagerte nichtbindige Böden erleiden Sättigungssetzungen in kaum vorausberechenbarer Größe. Diese Verformung tritt i. A. sofort ein, so dass eine neue Dichtung davon weitgehend unbeeinflusst ist, der Einfluss auf bestehende und verbleibende Dichtungen jedoch berücksichtigt werden muss.

Durch den Schiffsverkehr und die dabei auftretenden Druckschwankungen im Wasser können im Boden instationäre Porenwasserüberdrücke auftreten, die zu einer Auflockerung oder sogar Verflüssigung des Bodens führen können. Gleichzeitig wirkt jedoch die Strömungskraft des ausfließenden Wassers.

Nach Aufbringen der neuen Dichtung entwässert der Boden unter der Dichtung, wodurch sich eine Verdichtung infolge des Wegfalls des Auftriebs ergibt. Eine weitere Zusammendrückung erfährt der Boden durch die nun wirkende Wasserauflast. Bei Bauweisen „im Trockenen“ erfährt der Untergrund nur eine Zusammendrückung aus der Wasserauflast bei der Flutung der Wasserstraße.

Als ausreichend flexibel wird eine Dichtung angesehen, die einer Untergrundverformung mit einer mittleren Flankensteilheit von 1:10 oder steiler (dies entspricht einer Durchbiegung mit einem Stich von mindestens 1/20 der Spannweite) folgen kann.

NB: FEM - Berechnungen haben gezeigt, dass die elastoplastischen Verformungen infolge Sättigung, Durchströmung, Entwässerung und Wasserauflast selbst bei ungünstigen Bodenkennwerten und -schichtungen das 1:10-Kriterium nicht überschreiten. Sättigungssetzungen oder Sackungen können nicht allgemeingültig vorausberechnet werden.

Im Hinblick auf Kontaktstellen zu Bauteilen wird eine Dichtung als ausreichend verformbar angesehen, wenn sie so plastisch ist, dass sie unter den gegebenen Randbedingungen den Verschiebungen des Bauteils folgt, ohne dass sich ein Spalt bildet.

3.4 Festigkeit

Dichtungen müssen eine ausreichende Festigkeit besitzen, um bei Stoß-, Scher- und Erosionseinwirkung keine Beeinträchtigung ihrer Funktionsfähigkeit zu erleiden.

Eine planmäßige Stoßbelastung tritt auf, wenn die Dichtung mit Filter- oder Schutzschichten überschüttet wird.

Planmäßige Scherbelastungen treten z.B. auf der Böschung durch die hangabtreibende Beanspruchung aus Eigengewicht und Auflast auf.

Planmäßige erosive Einwirkungen entstehen durch den Wasserdurchfluss durch die Dichtung und durch Strömungen auf der Oberfläche der Dichtung. Außerplanmäßige aber bei den Materialprüfungen zu berücksichtigende erosive Einwirkungen sind Wasserströmungen durch nicht vollständig geschlossene Fugen.

3.5 Langzeitbeständigkeit, Schadensanfälligkeit

Dichtungen dürfen während der geplanten Lebensdauer (i. A. 80 Jahre) ihre Eigenschaften nicht in einer für ihre Funktionsfähigkeit negativen Weise verändern.

Teile der Dichtung, die Frost-Tau-Wechseln, Trocken-Nass-Zyklen, Einwirkungen aus UV-Strahlung und anderen Witterungseinflüssen ausgesetzt sind, müssen einen ausreichenden Widerstand dagegen besitzen, bzw. entsprechend geschützt werden.

Die Erosionsbeanspruchung der Dichtung (vgl. 3.4) darf über die gesamte Lebensdauer zu keiner Schwächung der Dichtung führen. Ungeschützte Dichtungsoberflächen müssen den hydraulischen Beanspruchungen nach MAR, Tabelle 1, dauerhaft widerstehen, an Manövriertstellen dürfen Strömungsgeschwindigkeiten von bis zu 5 m/s zu keiner Erosion führen.

Dichtungen dürfen nicht durch Wurzeln geschädigt werden.

Dichtungen müssen auch in der freien Strecke gegen Ankerwurf und Ankerfurchung ausreichend widerstandsfähig oder entsprechend geschützt sein.

3.6 Umweltverträglichkeit

Die Umweltverträglichkeit der für den Einbau vorgesehenen Stoffe ist auf Verlangen des Auftraggebers durch ein Zeugnis einer anerkannten Prüfstelle nachzuweisen, z.B. durch eine von einem staatlich anerkannten Hygieneinstitut aufgestellte Unbedenklichkeitsbescheinigung gemäß Trinkwasserverordnung.

3.7 Einbausicherheit

Dichtungsbauweisen für Wasserstraßen müssen ausreichende Systemsicherheit und ausreichende Verlegesicherheit gewährleisten.

Die **Systemsicherheit** wird erreicht durch die Wahl eines grundsätzlich geeigneten Verfahrens und grundsätzlich geeigneter Materialien. Das Verfahren muss zunächst unabhängig von der Ausführungsqualität gewährleisten, dass

- die Dichtung stets die erforderliche Dicke aufweist
- der vollflächige Kontakt mit dem Planum gewährleistet ist
- Stöße und/oder Überlappungen systembedingt eine Sicherheit gegen das Auftreten von Fehlstellen besitzen
- die Materialien so beschaffen sind, dass sie durch die Randbedingungen des Einbaus und der folgenden Bauschritte nicht negativ verändert werden.

Bereits in der Angebotsphase müssen das Verfahren und die Maßnahmen zur Gewährleistung der o. g. Anforderungen detailliert bekannt sein. Für die jeweilige Ausführung ist stets ein Verlegeplan vorzulegen, der insbesondere die Ausbildung der Dichtung in nicht geradlinig verlaufenden Abschnitten, an Anschlüssen, Arbeitsfugen u. ä. verdeutlicht.

Die **Verlegesicherheit** wird erreicht durch eine entsprechende Wahl eines Bauverfahrens und der Geräte, so dass eine einwandfreie Herstellung der Dichtung gewährleistet ist. Besonders zu beachten ist die einwandfreie Ausbildung von Anschlüssen, Stößen und Überlappungen.

3.8 Schadensbeseitigung

Beim Bau von Dichtungen in Wasserstraßen ist zu berücksichtigen, dass Reparaturen an der Dichtung im Regelfall unter Wasser und unter Schiffsverkehr erfolgen müssen. Reparaturen an Dichtungen bedingen stets auch einen Eingriff in Planum, Filter und Deckschicht. Nach jeder Reparatur ist ein dem Sollzustand äquivalenter Zustand wieder herzustellen. Bei entsprechenden Beurteilungen ist daher stets das gesamte System zu betrachten.

4 Prüfungen

4.1 Allgemeines

Für den Bau von Dichtungen gelten die Forderungen der ZTV-W für Böschungs- und Sohlensicherungen (Leistungsbereich 210), Abschnitt 4. Für alle Dichtungssysteme sind die dort genannten Grundprüfungen, Eignungsprüfungen, Eigenüberwachungsprüfungen und Kontrollprüfungen durchzuführen. Dort nicht genannte Materialien und Systeme sind in analoger Weise zu prüfen. Einzelheiten werden in Abschnitt 6 behandelt. Eine Übersicht über Dichtungsmaterialien und die zugehörigen Prüfungen gibt Tabelle 2.

Da für eine Grundprüfung eines neuen Verfahrens meist noch nicht das endgültige Verlegegerät zur Verfügung steht, ist im Rahmen der Eignungsprüfung auch die

		Dichtungsmaterialien (2.1)									
		Natürliche (6.1)			Hydraulisch Gebundene (6.2)				Bitum. (6.3)	Kunststoffe (6.4)	
		Lehm	Ton	Geosynthetische Tondichtungsbahn	Zement+ Zuschläge	Zement+ Zuschläge+ Erosionsstabil.	Zement + Ton+ Zuschläge	Zement + Ton+ Erosionsstabil.	Bitumen+ Mineralstoffe+ Füller	Kunststoffdichtungsbahn	Gelbildende Gemische
Standardversuche (4.3.1)	Prüfungen nach ZTVW LB 210	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
	Prüfungen nach RPV/ MAV				x	x	x	x	x		x
	Prüfungen nach RPG/ TLG			x	x ¹⁾				x ²⁾	x	
	Prüfungen nach TLW				x	x			x		
	Prüfung nach EAAW								x		
Sonderversuche (4.3.2)	Pinhole-Test	x	x				x	x			x
	Turbulenzversuch modifiziert n. RPG			x							
	Turbulenz-, Auspülversuch (RPV)				x	x	x	x			x
	Durchschlagtest nach RPG	x	x	x			x	x			x
	Zerfalltest	x	x								
	Dehnungstest			x					x ²⁾	x	
	Balkenbiegeversuch	x	x				x	x			x

Tabelle 2: Übersicht Dichtungsmaterialien und erforderliche Prüfungen

Verlegesicherheit hinsichtlich des gewählten Verlegegerätes zu untersuchen. Dasselbe gilt, wenn ein neuartiges Verlegegerät eingesetzt wird.

Für neue Verfahren sind zunächst Referenzmaßnahmen mit ausreichender systematischer Überwachung und Beweissicherung (Monitoring) anzulegen. Da es im Sinne der WSV als Auftraggeber ist, neue Verfahren, die bestimmte Vorteile versprechen, in der Anwendung zu erproben, sind die Kosten für das Monitoring im Zusammenhang mit einem neuen System nicht von vornherein den Erstellungskosten zuzuordnen, sondern gesondert zu betrachten.

Zur Überwachung der ordnungsgemäßen Ausführung der Dichtungsarbeiten und zur Beweissicherung sind geeignete Verfahren einzusetzen, z. B.: Grund- und Sickerwasserbeobachtungsbrunnen, Temperaturmessgeber, Lichtwellenleiter, elektrische Leiter. Ferner ist die Einhaltung des Verlegplans bauaufsichtlich zu überwachen.

4.2 Taucherprüfungen

Im Sinne einer Eignungsprüfung ist eine Beurteilung durch einen Ingenieurtaucher zu Beginn (auf den ersten 2000 m²) der Dichtungsarbeiten und je 50000 m² verlegter Dichtung durchzuführen. Dies soll sich nicht nur auf die Verlegequalität der Dichtung beziehen, sondern auch auf die Beanspruchungen durch die nachfolgenden Bauschritte.

Kontrollprüfungen durch Taucher der WSV sind mindestens je 25000 m² verlegter Dichtung durchzuführen.

4.3 Materialprüfungen

4.3.1 Standardversuche

Dichtungsmaterialien werden nach den jeweils gültigen Richtlinien und Vorschriften geprüft, Allgemeine Anforderungen und Hinweise auf Prüfvorschriften enthalten die ZTW-W. Hinweise zu Prüfungen an Wasserbausteinen sind in den TLW angegeben. Vergussstoffe

werden nach RPV geprüft, Geokunststoffe nach RPG, bituminöse Stoffe nach EAAW, Teil C.

Sofern diese Vorschriften und Richtlinien für einzelne Verfahren und Materialien nur eingeschränkt anzuwenden sind, wird dies bei den einzelnen Verfahrensbeschreibungen in den Abschnitten 6 und 8 behandelt.

4.3.2 Sonderversuche

Die Bestimmung der **Zerfallsziffer** nach Endell (1939). Die Zerfallsziffer muss unter 5 % liegen.

Zur Bestimmung der **Erosionsfestigkeit von Dichtungsmaterialien** ist ein modifizierter Pinhole-Test (ASTM D4647) geeignet: Ein Probenstück wird durch einen Wasserdurchfluss im Kreislauf mit einem Gradienten, der sich aus 5 m Wassersäule über der Dichtung ergibt (entsprechend den üblichen Kanalabmessungen), durch ein Loch von 0,5 cm Durchmesser belastet. Dauer: ≥ 200 Std. Der Durchmesser des Loches darf an keiner Stelle mehr als 10 % zunehmen.

Die **Erosionsbeständigkeit noch nicht abgebundener hydraulisch gebundener Dichtungsbeläge** kann durch einen Turbulenz- oder Ausspülttest nach RPV geprüft werden. Ein etwaiger Materialverlust muss unter 4 % bzw. 6 % (vgl. RPV) liegen. Die Endfestigkeit darf sich durch den Versuch nicht ändern.

Die **Erosionsbeständigkeit von Geosynthetischen Tondichtungsbahnen (GTD)** wird durch den Turbulenztest nach RPG und durch einen Durchströmungsversuch senkrecht zur GTD-Ebene bestimmt. Ein etwaiger Materialverlust der Bentonitmatte im gequollenen Zustand muss unter 5 % liegen. (Bis zu 3 % Bentonit kann mobil auf der Oberfläche oder in den äußersten Fasern haften und wird beim Turbulenztest abgespült.)

Die **Durchlässigkeit der GTD bei Dehnung** darf sich nicht mehr als eine Zehnerpotenz vergrößern. Dafür ist die Durchlässigkeit in Bahnenlängsrichtung im gedehnten Zustand ($\epsilon \approx 5\%$) im triaxialen Durchlässigkeitsgerät zu bestimmen.

Das Verhalten von Dichtungsschichten beim **Beschützen mit Wasserbausteinen** kann analog der Prüfung eines ausreichenden Durchschlagwiderstands von Geotextilfiltern (siehe RPG) bestimmt werden. Für die Fallenergie sind dem jeweiligen System entsprechende Werte festzulegen. Die Fallenergie beträgt $E = M \times h$ (M = Masse des fallenden Körpers, h = Fallhöhe). Ein auftreffender Schüttstein darf nicht weiter als bis in die Hälfte der Dichtungsschicht eindringen bzw. die durchtretende Wassermenge darf nicht mehr als verdoppelt werden. Sinkgeschwindigkeit von Wasserbausteinen bei Verklappen von der Wasseroberfläche können Untersuchungen von Knieß (1981) entnommen werden. Für

den Versuch wird ein entsprechender Fall durch die Luft ($v^2 = 2 \times 9,81 \times h$; v = Geschwindigkeit) angesetzt und zur Prüfung im Prüfgerät nach RPG die Fallenergie umgerechnet.

Die **Flexibilität** eines Dichtungsmaterials kann mit einem geeigneten Versuch geprüft werden. Der Prüfkörper mit der in situ einzubauenden Dicke muss eine Durchbiegung von 1/20 des Abstandes der Auflagerpunkte ertragen können (s. Abschnitt 3.3). An der Zugseite auftretende Risse dürfen nicht tiefer als 1/3 der Balkenhöhe in das Material hineinreichen.

5 Örtliche Randbedingungen und Gefahrenpunkte

5.1 Örtliche Konfliktbereiche

Das mit dem Einbau und insbesondere mit der Wirkung bzw. Funktion einer Dichtung verbundene Gefahren- oder Schadenspotenzial hinsichtlich eines Dichtungsversagens ist eine Einzelfallabschätzung und damit abhängig von der Örtlichkeit. Mit größer werdendem Abstand zwischen den maßgebenden Kanal- und Grundwasserständen (Potenzialdifferenz), bzw. zwischen Kanalwasserstand und Geländehöhe bzw. Seitengrabenwasserstand wächst in der Regel auch das Schadenspotenzial im Fall eines Versagens der Dichtung (siehe auch MSD). In Dichtungstrecken besteht jederzeit die Möglichkeit, dass z.B. durch äußere Krafterwirkungen (Schiffsanfahrung, Ankerwurf usw.) die Funktion der Dichtung beeinträchtigt werden kann und eventuell eine Leckage entsteht (\rightarrow Eintreten des Lastfalles 3). Je nach Größe und Dauer der Leckage treten dann entsprechend große Sickerwassermengen aus.

Folgende Punkte sind zu beachten und zu bewerten:

- Besteht bei Versagen der Dichtung die Möglichkeit einer Beeinträchtigung der Dammstandsicherheit; ist möglicherweise die anliegende Bevölkerung in Gefahr (z.B. bei einem Dambruch)?
- Befinden sich in Kanalnähe vor Vernässungsschäden zu schützende Gebäude, Industrie- oder Verkehrsanlagen (z.B. hinsichtlich nicht ausreichender Auftriebsicherheit)?
- Sind Trinkwassererfassungsanlagen, Abfalldeponien, Altlasten oder Biotope betroffen?

Je größer das jeweilige Schadenspotenzial ist, um so sicherer muss die Ausgestaltung des jeweiligen Dichtungssystems erfolgen (Risikoanalyse). Ggf. sind zusätzliche auf das Risiko abgestimmte Sicherungselemente anzuordnen, wie sie z.B. im Merkblatt Sicherheit von Dämmen hinsichtlich der Standsicherheit der luftseitigen Dammböschung beschrieben sind.

5.2 Dichtungsanschlüsse

Für den Ausbau von Kanalstrecken stehen je nach Gestaltung der Ufer drei Regelprofile (Spundwand-, Unterwasserspundwand- und Böschungsbauweise) zur Verfügung. Bei der Dichtungsherstellung hat sich in der Praxis gezeigt, dass es später nach sorgfältigem Einbau eher selten innerhalb einer vollflächig neu verlegten Dichtungen zu Undichtigkeiten kommt, sondern dass diese Undichtigkeiten speziell in den Anschlussbereichen auftreten, wo unterschiedliche Dichtungen zusammentreffen (z.B. im Übergangsbereich einer starren zu einer flexiblen Dichtung) oder wo Dichtungen an Bauwerke (Beton- oder Spundwände) angeschlossen werden müssen.

5.2.1 Dichtungsanschluss an Bauwerke

Der Anschluss von Dichtungen an Spundwände stellt auf Grund der vorgenannten Ausbauprofile eine Regelbauweise dar. Bei „weichen“ Systemen, z. B. unverankerten Spundwänden, sind am Kopf Verformungen von mehreren Zentimetern, am Fuß an der Gewässer- sohle von bis zu 2 cm zu erwarten. Für jede Dichtungsbauweise ist die konkrete Herstellung eines sicheren Anschlusses an eine Spundwand über Wasser oder im Wasserwechselbereich, z. B. beim KRT-Profil, und unter Wasser, z.B. an eine Streckenspundwand, darzustellen (siehe Abschnitt 6).

Bevor die jeweilige Dichtung an ein bestehendes Bauteil angeschlossen werden kann, muss dieses im Anschlussbereich sorgfältig gesäubert werden.

Ein Anschluss von Dichtungen an Betonbauwerke unterliegt in Abhängigkeit zu den jeweilig örtlich vorhandenen Verhältnissen ebenfalls besonderen Anforderungen und muss demzufolge auch äußerst sorgfältig geplant und ausgeführt werden. Bei Querbauwerken besteht insbesondere die Gefahr von Materialtransporten bei Versagen der Dichtung (Fugenbildung am Bauwerk und anschließend möglicherweise einsetzende rückschreitende Erosionsprozesse), dem durch geeignete Maßnahmen begegnet werden muss. Weitere Hinweise gibt das Merkblatt Sicherheit von Dämmen (MSD).

5.2.2 Anschlüsse an bestehende Dichtungen

Sind Anschlüsse von Dichtungssystemen erforderlich, ist eine ausreichende Überlappung vorzusehen. Ggf. ist der Einbau von Unterwasserspundwänden zwischen beiden Dichtungen sinnvoll. Damit werden beide Dichtungsarten klar voneinander getrennt. Jedes System für sich ist sicher an die Unterwasserspundwand anzuschließen (s. Abschnitt 5.2.1). Stumpfstöße zweier Dichtungsschichten sind zu vermeiden.

5.2.3 Anschlüsse während der Bauausführung („Herstellungsfugen“)

Die Herstellung einer im Endzustand fugenlosen Dichtung des jeweiligen Baufeldes führt je nach Verfahren zu Herstellungsfugen, die bedingt sind durch die Bahnen- oder Plattenbreite, die Positionierung des Schüttgerüsts, die Fahrwege des Vergusswagens und Ähnliches. Diese Anschlüsse sind besonders sorgfältig auszuführen und zu überwachen.

5.3 Bereiche mit setzungsempfindlichem Baugrund und Dammstrecken

Liegt ein zu dichtender Kanalabschnitt in einem Bereich mit setzungsempfindlichem Baugrund oder in einem Bergbauegebiet, wo die Gefahr von Bergsenkungen besteht, oder handelt es sich um eine Dammstrecke (Wasserspiegel oberhalb des Geländes), dürfen auf Grund möglicherweise instabiler Untergrundverhältnisse nur flexible Dichtungen eingebaut werden, die sich bei auftretenden Setzungen entsprechend anpassen können. Zur Verringerung des Risikos ist eine Ausführung über das Regelmaß hinaus, z. B. dickere Dichtungsschicht oder mehrlagiger Einbau, zu empfehlen.

5.4 Gefahrenabwehr

5.4.1 Maßnahmen in bestehenden Dichtungsstrecken

Auftretende Leckagen müssen im Hinblick auf das Schadenspotenzial möglichst frühzeitig erkannt werden können. Deshalb ist eine entsprechende Beobachtung der gedichteten Streckenbereiche notwendig. Wird ein Dichtungsschaden (Leckage) festgestellt, ist diese defekte Dichtung schnellstmöglich zu reparieren.

Hinsichtlich der Beobachtung und Feststellung von etwaigen Leckagen gibt es zusätzlich zu der regelmäßigen Dammbesichtigung durch speziell geschultes Personal (Dammbesichter gem. VV-WSV 2301) folgende Möglichkeiten (ggf. rechnerunterstützte Monitoring-Systeme):

- Beobachtung von Grundwasserständen in Brunnen
- Temperaturmessverfahren mittels Lichtwellenleiterkabeln oder elektrischen Leitern
- Temperaturmessverfahren mittels Sonden zur gezielten Leckageortung.

Speziell für Dammstreckenbereiche gilt weiterhin, dass möglichst in der Nähe immer genügend auf das vorhandene Dammmaterial abgestimmtes Filtermaterial und entsprechendes Einbaugerät vorgehalten wird (z. B.

auf dem Gelände der Außenbezirke), damit im Schadensfall einer Erosionsgefahr bei im Bereich der landseitigen Dammböschung austretendem Sickerwasser schnell durch entsprechende Dammverstärkungsmaßnahmen (Einbau eines zusätzlichen Auflastfilters) begegnet werden kann. Ein Alarmplan ist aufzustellen.

5.4.2 Maßnahmen in neu zu bauenden Dichtungsstrecken

Beim Ausbau des Kanals in Dichtungsstrecken (Verbreiterung oder Vertiefung) unter Aufrechterhaltung des Schiffsverkehrs muss zumindest teilweise die alte Dichtung entfernt werden. Es tritt dann planmäßig Sickerwasser aus, das ggf. baubegleitend mit einer entsprechend dimensionierten Grundwasserhaltungsanlage wieder in den Kanal zurückgeführt werden muss. Dabei sind je nach Örtlichkeit unabhängig vom Dichtungseinbauverfahren bestimmte Randbedingungen einzuhalten und vorzugeben:

- maximal aufzunehmende Dichtungsfläche
- maximal einzuhaltende Grundwasserstände (z. B. auf der Grundlage längerer Grundwasserbeobachtung ermittelte mittlere Grundwasserstände)

Damit vor, während und nach der Baumaßnahme auf Grund von Beeinträchtigungen durch austretendes Sickerwasser mögliche Schadensersatzforderungen von Dritten sicher beurteilt und ggf. ausgeschlossen werden können, ist abgestimmt auf das jeweilige Schadenspotenzial möglichst frühzeitig vor der Baumaßnahme eine entsprechend dimensionierte Grundwasserbeweissicherung zu installieren (z.B. durch langfristige Beobachtung von Grundwasserbeweissicherungsbrunnen).

Unabhängig davon ist grundsätzlich mit ausreichendem Vorlauf vor der Baumaßnahme eine allgemeine Beweissicherung durchzuführen.

Eine wesentliche Bedeutung hinsichtlich einer Minimierung jeglichen Risikos kommt der Bauaufsicht zu. Grundsätzlich ist die gesamte Arbeitszeit auf einer Baustelle bauaufsichtlich zu begleiten, ggf. auch im Mehrschichtbetrieb.

6 Dichtungssysteme - Eigenschaften und Anforderungen

6.1 Dichtungen aus natürlichen Dichtungsmaterialien

6.1.1 Dichtungen aus aufbereitetem Naturton

6.1.1.1 Material (Durchlässigkeit, Verformbarkeit, Festigkeit, Langzeitbeständigkeit)

Anforderungen an Naturton sind in den ZTV-W LB 210 (2.7, 3.11) und im MAR (3.5.3.2) formuliert. Für eine ausreichende Scherfestigkeit zur Vermeidung von Kriecherscheinungen an Böschungen hat sich eine undrainierte Scherfestigkeit von $c_u \geq 15$ kPa bewährt. Hinsichtlich ausreichender Verformbarkeit einschließlich der Vermeidung von Spalten an Stößen zu Bauteilen darf die Festigkeit von Naturtondichtungen beim Unterwassereinbau $c_u = 25$ kPa nicht überschreiten. Beim Einbau im Trockenen mit Verdichtung darf die undrainierte Scherfestigkeit zumindest in einem 2 - 3 m breiten Anschlussbereich an Bauwerke beim Einbau $c_u = 50$ kPa nicht überschreiten (vgl. Abschnitt 5.2.1). Die in den ZTV-W LB 210 geforderte Proctordichte darf in diesem Zusammenhang unterschritten werden.

Naturtondichtungen haben bei zahlreichen Baumaßnahmen der WSV ihre Langzeitbeständigkeit bewiesen. Die Tondichtung darf nur so lange ungeschützt liegen, dass keine Trocknungsrisse auftreten, die wiederum bevorzugte Wurzelwege darstellen. Trocknungsrisse schließen sich bei Wiederbefeuchtung nur unzureichend. Ton ist empfindlich gegenüber Frost-Tau-Wechseln, sodass vor der ersten Frostperiode stets eine Schutzlage erforderlich ist. Auf Grund der Dicke der Naturtondichtung hat sich die Überdeckung mit Geotextil und Deckschicht nach MAR als ausreichend erwiesen.

In den ZTV-W LB 210 wird bei mehrlagigem Einbau eine Mindestdicke von 10 cm pro Lage gefordert. Für einlagige Dichtungen aus Naturton beträgt die Mindestdicke 20 cm, um Unwägbarkeiten bei der Aufbereitung und beim Einbau des Tones abzudecken. Bei besonders hohen Sicherheitsanforderungen wird eine Mindestdicke von 30 cm empfohlen.

Auf Grund der geforderten Erosionsbeständigkeit kann bei aufbereitetem Naturton eine „Selbsteilung“ nur insofern eintreten, dass etwaige Risse durch Schwebstoffe aus dem Wasser gedichtet werden (sofern der Untergrund kolmatierfähig ist), oder dass Kriechverformungen zu einem Schließen des Risses führen (sofern der Riss nicht mit Sand oder Kies gefüllt ist).

6.1.1.2 Einbau

Das Einbauverfahren muss sicherstellen, dass

- Arbeitsfugen kontrolliert ausgeführt werden können
- eine gleichmäßige Dichte eingehalten wird
- die vorgegebene Dicke über die Fläche eingehalten wird
- Weichschichten im Baugrund bzw. Ablagerungen die Herstellung der Dichtungsfunktion nicht beeinträchtigen
- die Ausführung durch Eintrieb von Sedimenten nicht beeinträchtigt wird.

Stumpfstöße sind zu vermeiden, bzw. mit großer Sorgfalt auszuführen. Ferner muss gewährleistet sein, dass keine Risse auftreten.

Die Rissbildung in Naturtondichtungen kann erfolgen durch

- ungeschützte Exposition, insbesondere bei starker Sonneneinstrahlung,
- nicht ausreichende Verdichtung bei im Trockenem eingebrachten Dichtungen,
- nicht aufeinander abgestimmte Vorschubgeschwindigkeiten von Tonstrang und Mundstück bei extrudierenden Verlegeverfahren.

Der Einbau des Dichtungstons in der Wasserwechselzone erfolgt meist im Trockenem mit einem Ton höherer Festigkeit als im Nassen. In diesem Bereich ist der Vermeidung von Trocknungsrisen und Rissen infolge zu geringer Aufbereitung (und damit größerer Inhomogenität) besondere Beachtung zu schenken. Dies gilt auch für vollständig im Trockenem eingebaute Tondichtungen. Für den Einbau im Trockenem ist daher mit besonders großer Sorgfalt vorzugehen: Der Ton darf nicht zu fest sein, um ausreichende Flexibilität zu behalten und keine Kontaktfugen im Innern aufzuweisen (s.u.). Andererseits darf er nicht zu weich sein, d.h. einen hohen Wassergehalt besitzen, da dies die Ausbildung von Trocknungsrisen begünstigt. Ein ausreichendes Feuchthalten bis zum Aufbringen der Deckschicht ist unerlässlich.

Es ist sicherzustellen, dass unter einer Naturtondichtung keine Schichten mit großen Poren liegen, da sonst Erosion des Dichtungsmaterials auf der Austrittsseite des Sickerwassers auftreten kann. Als Anhaltswert für ungeeignete liegende Schichten kann eine Durchlässigkeit $k > 1 \times 10^{-2}$ m/s angesehen werden. (Abhilfe kann durch eine Ausgleichsschicht oder Trennlage nach MAR geschaffen werden.)

Naturton sollte stets eine Konsistenz aufweisen, die in gewissem Umfang eine Anpassung an Verformungen von Bauteilen (z.B. Spundwänden) erlaubt. Aus diesem

Grund soll die Festigkeit auch bei Trockeneinbau 50 kPa nicht überschreiten. In der Regel muss Naturton aufbereitet werden.

Anschlüsse an Bauwerke oder Bauteile sind mit ausreichend langer Kontaktfläche auszuführen, um bei Verformungen des Bauwerks oder des Bauteils keinen durchgehenden Spalt entstehen zu lassen. Das erforderliche Maß ist abhängig von der Festigkeit des Tons. Unter Wasser eingebauter Ton mit $c_u \leq 25$ kPa erfordert eine Kontaktlänge von mindestens 0,5 m, Tone höherer Festigkeit benötigen in Abhängigkeit von den zu erwartenden Verformungen mehr. Das Mindestmaß bei Einbau im Trockenem bei einer Festigkeit $c_u \leq 50$ kPa beträgt 0,8 m.

Hinsichtlich der Ausführungssicherheit ist es sinnvoll, zunächst einen Dichtungskeil für den Anschluss der Dichtung an eine Wand herzustellen und die Dichtung dann in ihrer planmäßigen Stärke bis zur Wand aufzubringen.

Grundsätzlich kann eine Dichtung aus Naturton mit einer Trennlage aus nicht bindigem Erdstoff (filterfest gegenüber der Deckschicht, i. A. Standard-Zweistufenfilter nach MAK) oder aus Geotextil abgedeckt werden. Neben der geringeren Schichtdicke hat das Geotextil den Vorteil, dass kleinere Fehlstellen im Ton beim Auftreffen der Wasserbausteine der Deckschicht gedrückt werden, während sie durch einen Kornfilter offen gehalten werden.

6.1.1.3 Reparaturmöglichkeit

Da eine Schadstelle in der Dichtung stets von einer Schutzschicht überdeckt ist, ist die Ortung sehr schwierig. Für eine Reparatur ist die Schutzschicht abzuräumen. Auf die Schadstelle kann eine zusätzliche Tonschicht mit dem Baggerlöffel aufgebracht und angedrückt werden. Das Andrücken ist erforderlich, da auf Böschungen eine nur aufgelegte Tonschicht abrutschen wird. Ebenso ist ein Abdecken mit einer GTD möglich.

Ggf. kann eine Deckschicht auf geotextilem Filter nachträglich voll vergossen werden, sofern die Schlammfreiheit des Steingerüsts gewährleistet und damit die Verbundwirkung sichergestellt ist.

6.1.1.4 Prüfungen

6.1.1.4.1 Grundprüfung

Die Grundprüfung gemäß ZTV-W LB 210 4.2 ist vor Antransport des Materials vom Auftragnehmer oder dem Betreiber einer Tongrube durchzuführen.

6.1.1.4.2 Eignungsprüfung

Die Eignungsprüfung gemäß ZTV-W LB 210 4.3.4 ist am (aufbereiteten) einbaufertigen Material durchzuführen.

ren. In Ergänzung zur ZTV-W soll für Anschlüsse der Dichtung an Bauteile die Einbaufestigkeit des Tons bei Einbau im Trockenen $c_u = 50$ kPa nicht überschreiten. Die in den ZTV-W LB 210 geforderte Proctordichte darf in diesem Zusammenhang unterschritten werden.

Die Eignungsprüfung von Naturton muss neben den in den ZTV-W LB 210 (2.7 und 3.11) geforderten Kennwerten auch die Erosions- und die Zerfallsbeständigkeit des Naturtons im Einbauzustand sowie das Verhalten bei Beschütten mit Wasserbausteinen (s. Abschnitt 4) umfassen.

6.1.1.4.3 Eigenüberwachungsprüfung

Die Eigenüberwachung ist nach ZTV-W LB 210 4.4.6 durchzuführen. Die ergänzenden Forderungen von Abschnitt 4.2 sind zu berücksichtigen.

6.1.1.4.4 Kontrollprüfung

Die Kontrollprüfung ist nach ZTV-W LB 210 4.5 durchzuführen.

Die ergänzenden Forderungen von Abschnitt 4.2 umfassen die Kontrolle von

- Ebenföächigkeit der Dichtungsoberflöche (durch Peilung und/oder Taucher)
- Erosionsbeständigkeit in situ (durch Taucher)
- Fugenschluss (durch Taucher)
- Anschlüsse an Spundwände, da gesonderter Arbeitsgang (durch Taucher)
- Schichtdicke (durch Künzelstab oder Probennahme - nur durch Taucher, sofern nicht vor Einbau kontrolliert)

6.1.2 Geosynthetische Tondichtungsbahnen (GTD, „Bentonitmatten“)

6.1.2.1 Material (Durchlässigkeit, Verformbarkeit, Festigkeit, Langzeitbeständigkeit)

Die GTD besteht aus zwei Lagen Geokunststoffen, zwischen denen eine Schicht Bentonit eingeschlossen ist. Beschreibung und allgemeine Anforderungen können den Empfehlungen für die Anwendung von geosynthetischen Tondichtungsbahnen der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik (EAG-GTD, in Vorbereitung) entnommen werden. Ausführliche Informationen finden sich auch in Egloffstein (2000).

GTD eignen sich für den Einbau im Trockenen. Für den Einbau unter Wasser sind besondere Anforderungen hinsichtlich der Überlappungen und der Einbausicherheit an das System zu stellen.

Die meisten GTD verwenden als Dichtungsschicht Natriumbentonit (Na-Bentonit). Statt Na-Bentonit kann auch Ca-Bentonit verwendet werden. Ca-Bentonit hat eine etwas höhere Durchlässigkeit als Na-Bentonit, weshalb eine größere Menge für eine gleiche Dichtungswirkung erforderlich ist.

Grundsätzlich wandelt sich ein Na-Bentonit in ein Ca-Bentonit um, da die entsprechenden Ionen fast immer vorhanden sind. Die Durchlässigkeit einer GTD steigt dabei um weniger als eine Zehnerpotenz. Das genaue Maß hängt von den Randbedingungen während des Umwandlungsprozesses ab. Bei permanentem Wasserdargebot (keine Austrocknungsphase) ist die Durchlässigkeitserhöhung minimal.

Eine geotextile Tondichtungsbahn mit Na-Bentonit hat typischerweise eine Durchlässigkeit $k \leq 2 \times 10^{-11}$ m/s, bezogen auf eine Dicke von 1 cm. In den Datenblättern ist i. A. 5×10^{-11} m/s angegeben. Aus diesem Wert ergibt sich bei gleicher Wassersäule für eine 20 cm dicke Tondichtung mit $k = 1 \times 10^{-9}$ m/s und eine GTD die gleiche durchtretende Wassermenge von $q = 2,5 \times 10^{-8}$ m³/s/m² (s. 3.2)

Eine Auflast auf einer GTD vermindert infolge des Quellgedrucktes die Durchlässigkeit – dieser Effekt wird nach eigenen Untersuchungen erst jenseits von Auflasten von 200 kPa wirksam, kann also bei üblichen Gebrauchszuständen nicht berücksichtigt werden.

Für GTD gelten die Festlegungen der TLG und die Empfehlungen der MAG, sofern sie auf Dichtungsbahnen anwendbar sind.

Basis- und Deckgeotextil müssen miteinander verbunden sein, um einerseits ein Verlagern des Bentonits in der GTD-Ebene zu verhindern und um Scherbeanspruchungen bei der Verlegung auf Böschungen aufzunehmen. Eine ausreichende Scherfestigkeit in der Geotextilebene zum Nachweis einer ausreichenden Lagestabilität auf Böschungen ist analog der Zulassungen der GTD als Deponieabdichtung bei einer Neigung von 1:3, dies entspricht der Regelbauweise wasserseitiger Böschungen an Kanälen, und bei einer Auflast von 80 kN/m² nachzuweisen. (GDA 1997)

GTD müssen mindestens eine Höchstzugfestigkeit von 12 kN/m aufweisen.

GTD besitzen eine gute Verformbarkeit und passen sich bestehenden und im Verlaufe der Baumaßnahme und des Gebrauchszustandes entstehenden Untergrundverformungen gut an.

GTD können entsprechend der verwendeten Geokunststoffe Zugkräfte aufnehmen. Die Zugfestigkeit darf jedoch nur bei der Verlegung, nicht im Gebrauchszustand

ausgenutzt werden. Die Zugfestigkeit des Geotextils bedingt, dass kleine Hohlräume unter der Dichtung überspannt werden, ohne dass die Gefahr eines Durchbruchs besteht.

GTD sind gegenüber direkter mechanischer Beanspruchung infolge der geringeren Dicke als empfindlich einzustufen. Auf Grund der Erfahrungen mit geotextilen Filtern gelten Schutzschichten aus Wasserbausteinen von 0,6 m (lose) bzw. 0,4 m (teilvergossen) als ausreichend, was auf GTD übertragen werden kann. Bei unsortiertem losen Material ist ein Zuschlag von 0,2 m erforderlich. Sekundärauswirkungen (Verformungen) werden durch die große Flexibilität schadlos aufgenommen.

Ein Ausquetschen von Bentonit durch die zu erwartenden Auflasten darf nicht auftreten.

GTD zeigen bei Trocken-Nass-Zyklen nach Rissbildungen einen gewissen Selbstheilungseffekt, wonach die Durchlässigkeit nach einer erforderlichen Quellzeit geringfügig über der Ausgangsdurchlässigkeit liegt. Bei Einsätzen an Wasserstraßen kann davon ausgegangen werden, dass durch die Kapillarität des Systems (Gewebe – Bentonit - Vlies) ein Austrocknen nicht erfolgt.

Frost-Tau-Wechsel erhöhen ebenfalls die Durchlässigkeit, so dass eine Schutzlage aus Sand erforderlich ist. Die Dicke sollte der erforderlichen Tiefe für frostfreie Gründungen entsprechen. Die Dicke der Deckschicht aus Wasserbausteinen darf zur Hälfte angerechnet werden.

GTD müssen als nicht durchwurzelungsfest eingestuft werden und benötigen daher in der Wasserwechselzone eine entsprechende Schutzlage.

GTD müssen unter den in Wasserstraßen auftretenden Belastungen erosionsbeständig sein.

6.1.2.2 Einbau

Der Einbau von GTD erfolgt grundsätzlich analog demjenigen von geotextilen Filtern. Entsprechende Verfahren stehen ausreichend zur Verfügung. Das wesentlich höhere Flächengewicht schränkt die verwendbaren Verfahren jedoch ein. Richtungskorrekturen während der Verlegung sind nicht zulässig, da sonst Falten entstehen können. Bei Verwendung von Geweben als Basisgeotextil der GTD ist ein ausreichender Reibungswinkel bei Verlegung auf Böschungen sicherzustellen. Sofern die GTD durch Zugbelastung keine unzulässigen Dehnungen (> 5 %) erfährt, kann die Sicherheit gegen Abrutschen auch durch Eingraben der GTD an der Böschungsoberkante erreicht werden.

GTD erleiden beim Beschütten mit Wasserbausteinen lokale Beanspruchungen, die nicht zur Vergrößerung der Durchlässigkeit durch lokale Dehnung oder zu Schädigungen der Geokunststofflagen führen dürfen.

Die GTD benötigt ferner eine sofortige Auflast, da die Bahn infolge der eingeschlossenen Luft und des noch nicht gequollenen Bentonits zunächst schwimmt und durch Strömungen umgeklappt werden kann. Daher ist stets eine Polster- und Auflastschicht in Form einer Schüttung aus kleinstückigem Material oder einer Sandmatte vorzusehen.

Werden Schüttlagen verwendet, ist darauf zu achten, dass unter keinen Umständen Schüttmaterial zwischen die sich überlappenden Bahnen gelangt. Um diese Gefahr auszuschließen hat sich die Verwendung von Sandmatten (geotextile Bahnen mit Sandfüllung von 5 bis 9 kg/m²) bewährt, die im Idealfall gleichzeitig, aber gegenüber der GTD versetzt abgelegt werden.

Anschlüsse von GTD an Bauwerke und Bauteile erfordern besondere Konstruktionen. Kann der Anschluss im Trockenem hergestellt werden, sind Flansche und andere aus der Dichtung mit Kunststoffbahnen bekannte Techniken verlässliche Lösungen. Unter Wasser können Anschlüsse nur durch ausreichende Überlappungsbreiten hergestellt werden. Meist ist ein Dichtungskeil aus aufbereitetem Naturton (ZTV-W LB 210) oder anderen geeigneten Materialien erforderlich, der mit dem Bauteil eine Kontaktlänge von mindestens 0,5 m und mit der GTD von mindestens 0,8 m in der möglichen Fließrichtung haben muss.

Stöße von GTD dürfen nur als Überlappungen mit einer Mindestbreite von 0,5 m ausgeführt werden. Ein Vernähen oder Verkleben ist derzeit nicht zugelassen. Auf Böschungen sind horizontal liegende Überlappungen nicht zulässig. Die Überlappung muss jede Wasserwegsamkeit in der GTD-Ebene (Transmissivität) ausschließen. Dies muss durch den Aufbau der GTD von vornherein erreicht sein, da eine Nachbehandlung wie beim Einbau im Trockenem (Einstreuen von Bentonitpulver und/oder Versiegeln mit Bentonitpaste) nicht möglich ist.

Wird die endgültige Überlappung erst nach längerer Liegezeit der GTD aufgebracht (z. B. in Kanalmitte beim halbseitigen Ausbau), ist eine größere Überlappungsbreite erforderlich. Zur Zeit werden 1,5 m für erforderlich gehalten. Wird der Überlappungsbereich in der Mitte bis zur Verlegung der gegenüberliegenden Bahnen temporär mit einem GTD-Streifen abgedeckt und gesichert, ist eine Überlappung von ca. 1 m ausreichend.

6.1.2.3 Reparaturmöglichkeit

Für eine Reparatur ist die Schutzsicht abzuräumen. Auf die Schadstelle kann eine zusätzliche GTD aufgebracht werden. Die Dichtungsbahnen können über Wasser mit gegenläufig rotierenden Messern geschnitten werden, unter Wasser mit Luftdruck-Trennscheiben. Dabei ist ein gewisser Bodenaustrag unvermeidlich.

Bei Kombinationsmatten (Sandmatte über GTD fest mit dieser verbunden) muss die Überlappung so erfolgen,

dass keine horizontale Wasserwegigkeit in der Überlappung entsteht.

Ggf. kann die Deckschicht nachträglich voll vergossen werden, sofern die Schlammfreiheit des Steingerüstes gewährleistet ist.

6.1.2.4 Prüfungen

6.1.2.4.1 Grundprüfung

Die Grundprüfung von GTD ist analog der Prüfung von geotextilen Filtern zu regeln.

Dabei ist die Wasserdurchlässigkeit der GTD sowohl nach EAG-GTD als auch mit einem Gradienten von $i \geq 500$ zu prüfen. Der höhere Wert ist maßgebend.

Die Bentonitfüllung darf durch Aufprall der Schüttsteine oder Auflast nicht seitlich weggedrückt werden. Ggf. ist die zulässig Fallenergie zu begrenzen. Ggf. wird eine gewisse Menge Bentonit nach unten durch das Basisgeotextil gedrückt, was aber als vernachlässigbar angesehen wird, solange das Geotextil unverletzt bleibt.

Die Erosionsfestigkeit, d.h. die Verhinderung des Ausspülens von Bentonit durch die Basis- und Deckgeotextilschichten der GTD, kann mit Hilfe von Durchströmungsversuchen mit hohen Gradienten, Turbulenzversuchen nach RPG und Überströmungsversuchen mit sehr hohen Geschwindigkeiten geprüft werden.

6.1.2.4.2 Eignungsprüfung

Eine Eignungsprüfung ist nur erforderlich im Hinblick auf die Verlegesicherheit hinsichtlich des gewählten Verlegegerätes.

6.1.2.4.3 Eigenüberwachungsprüfung

Die Eigenüberwachungsprüfung erfolgt im Werk während und nach der Herstellung.

Die Eigenüberwachung beim Einbau beinhaltet die Kontrolle ausreichender Überlappung.

6.1.2.4.4 Kontrollprüfungen

Kontrollprüfungen umfassen Prüfungen des Werkstoffes in Anlehnung an Kontrollprüfungen für geotextile Filter.

Die ergänzenden Forderungen von Abschnitt 4.2 umfassen die Kontrolle von

- Überlappungsbreite der Bahnen
- Ebenflächigkeit und Faltenfreiheit
- Sedimentfreiheit der Überlappung
- Prüfung der Anschlüsse an andere Bauteile

Kontrollprüfungen hinsichtlich der Verlegung sind in Anlehnung an die Kontrollprüfungen von Tondichtungen durchzuführen.

6.2 Dichtungen mit hydraulischen Bindemitteln

6.2.1 Dauerplastische Dichtungsschicht aus Zement, Tonmineralien und Zuschlägen

6.2.1.1 Material (Durchlässigkeit, Verformbarkeit, Festigkeit, Langzeitbeständigkeit)

Dauerplastische Dichtungsschichten im Sinne dieses Abschnittes sind ein Gemisch aus Sand, Tonmineralen und Zement, das nicht aushärtet. Es gelten i. W. dieselben Anforderungen wie für Naturton (u.a. Mindestdicke 20 cm).

Kriecht das Material auf einer Böschung mindestens im frischen Zustand hangabwärts, so kann die Dichtungsschicht nur in der Horizontalen eingebaut werden.

Ist ein Material nicht frostbeständig, so ist es nur für einen dauerhaften Einsatz unter Wasser geeignet.

Wird das Material durch Austrocknung geschädigt, so ist es ebenfalls nur für einen dauerhaften Einsatz unter Wasser geeignet.

Auf Grund der geforderten Erosionsbeständigkeit von dauerplastischen Dichtungsschichten kann eine „Selbstheilung“ nur insofern eintreten, dass etwaige Risse durch Schwebstoffe aus dem Wasser gedichtet werden, oder dass Kriechverformungen zu einem Schließen des Risses führen, sofern der Riss nicht mit Sand oder Kies gefüllt ist und das Dichtungsmaterial im Endzustand ein entsprechendes Kriechverhalten zeigt.

6.2.1.2 Einbau

Dauerplastische Dichtungsschichten werden wie Vergussmörtel eingebracht (vgl. MAV)

Anschlüsse und Stöße von dauerplastischen Dichtungsschichten sind problemlos, da das Material infolge seiner Fließfähigkeit an jeder Grenzschicht dicht anliegt.

Es ist sicherzustellen, dass unter der Dichtung keine Schichten mit großen Poren liegen, da das Material in die Hohlräume der Grobschicht eindringen (Kriechvorgänge) und u. U. eine Erosion des Dichtungsmaterials auf der Austrittsseite des Sickerwassers auftreten kann. Als Anhaltswert für ungeeignete liegende Schichten kann eine Durchlässigkeit $k > 1 \times 10^{-2}$ m/s angesehen werden. (Abhilfe kann durch eine Ausgleichsschicht oder Trennlage nach MAR geschaffen werden.)

Anschlüsse an Bauwerke oder Bauteile sind mit ausreichend langer Kontaktfläche auszuführen, um bei Verformungen des Bauwerks oder des Bauteils keinen durchgehenden Spalt entstehen zu lassen. Es wird bei unter den gegebenen Belastungen kriechfähigem Material eine Kontaktlänge von mindestens 0,5 m gefordert, anderenfalls 0,8 m.

6.2.1.3 Reparaturmöglichkeit

Schadstellen (in der Horizontalen) können nach einer Reinigung mit dauerplastische Dichtungsschichten vergossen werden, da sich das Material durch seine Fließfähigkeit sehr gut anpasst.

6.2.1.4 Prüfungen

6.2.1.4.1 Grundprüfung

Die Grundprüfung gemäß ZTV-W LB 210 4.2 ist vor Antransport des Materials vom Auftragnehmer oder dem Hersteller des Dichtungsmaterials durchzuführen.

6.2.1.4.2 Eignungsprüfung

Die Eignungsprüfung ist am einbaufertigen Material in Analogie zu ZTV-W LB 210 4.3 durchzuführen. Sie umfasst die Bestimmung der Konsistenz im frischen und im Endzustand, sowie die Nachweise

- ausreichend geringer Durchlässigkeit (s. 3.1)
- der Erosions- und die Zerfallsbeständigkeit (s. 4.3.2) und Erosionswiderstand nach RPV
- ausreichender Flexibilität (s. 4.3.2).
- eines ausreichenden Durchschlagwiderstands der Dichtungsschicht mit geotextiler oder mineralischer Trennschicht (s. 4.3.2).

6.2.1.4.3 Eigenüberwachungsprüfung

Im Rahmen der Eigenüberwachung sind in Anlehnung an ZTV-W LB 210 4.4.2 die Konsistenz und der Widerstand gegen Erosion gemäß Ziffer (120) sowie vor dem Beschütten die Schichtdicke, im Endzustand die Wasserdurchlässigkeit und die undrännierte Scherfestigkeit gemäß Ziffern (121) und (122) zu prüfen. Die ergänzenden Forderungen von Abschnitt 4.2 sind zu berücksichtigen.

6.2.1.4.4 Kontrollprüfung

Die Kontrollprüfung ist nach ZTV-W LB 210 4.5 durchzuführen.

Die ergänzenden Forderungen von Abschnitt 4.2 umfassen die Kontrolle von

- Ebenföchigkeit (durch Peilung und/oder Taucher)
- Erosionsbeständigkeit in situ (durch Taucher)

- Anschlüsse an Spundwände (durch Taucher)
- Schichtdicke (im Endzustand durch Künzelstab oder durch Probennahme - nur durch Taucher - oder mittels Luftdrucksonde)

6.2.2 Verfestigende Dichtungsschicht aus Zement, Ton und Zuschlägen

Verfestigende Dichtungsschichten im Sinne dieses Merkblatts sind Gemische aus Sand, Tonmineralen und Zement, die aushärten. Solche Verfahren wurden nur bis 1981 in Trockenbauweise angewendet. Diese Verfahren sind nicht mehr auf dem Markt und eine Weiterentwicklung insbesondere hinsichtlich eines Einbaus im Nassen hat nicht stattgefunden. Aus diesem Grund werden diese Verfahren zum gegenwärtigen Zeitpunkt nicht weiter behandelt.

6.2.3 Wasserbausteine mit Vollverguss aus hydraulisch gebundenem Vergussstoff

6.2.3.1 Material (Durchlässigkeit, Verformbarkeit, Festigkeit, Langzeitbeständigkeit)

Die grundlegenden Materialanforderungen an Wasserbausteine sind in den TLW festgelegt. Anforderungen an den Verguss sind in den ZTV-W LB 210 (2.3, 3.2) formuliert. Die Empfehlungen des MAV sind zu beachten und weitere Hinweise finden sich in den EVU.

Die Durchlässigkeit von mit undurchlässigem Mörtel voll vergossenen Schüttsteindeckschichten (Harddichtung) wird durch die ggf. vorhandenen feinen Fehlstellen bestimmt. Ein genauer Wert kann nicht angegeben werden.

NB: Die möglichen Fehlstellen sind der Grund, weshalb nach ZTV-W LB 210 bei Harddichtungen auch bei Kontrollprüfungen $k = 1 \times 10^{-9} \text{ m/s}$ eingehalten werden muss.

Harddichtungen besitzen eine sehr geringe Flexibilität und reagieren auf Verformungen des Untergrundes mit Rissbildung, oder sie überspannen im Untergrund auftretende Setzungsmulden. Die dadurch entstehenden Hohlräume begünstigen Erosionsvorgänge unter der Dichtung, sofern entsprechende Sickerwasserströmungen vorhanden sind. Vor dem Einsatz einer Harddichtung sind daher die zu erwartenden Setzungen abzuschätzen. Die Flankensteilheit der errechneten Setzungsmulde (vgl. 3.3) darf 1 : 200 nicht überschreiten.

Harddichtungen sind gegenüber Frost-Tau- und Trocken-Nass-Wechseln im Rahmen der hiesigen klimatischen Bedingungen weitgehend unempfindlich, eine gewisse Rissbildung durch Temperatureinflüsse ist immer gegeben.

Hartdichtungen sind in einer Dicke von mindestens 40 cm gegen Ankerfall stabil, können aber bei heftigen Anfahrungen durchgestanzt werden.

Auf Grund der Festigkeit des Dichtungsmaterials kann eine „Selbstheilung“ eintreten, indem etwaige Risse durch Schwebstoffe aus dem Wasser gedichtet werden (Kolmation). Eine Selbstheilung kann auch entstehen durch die Reaktion des Zementgels bei Wasserzutritt (Calcitbildung) unmittelbar nachdem der Riss aufgetreten ist (Edvardsen 1996).

6.2.3.2 Einbau

Bei Hartdichtungen ist auf richtige Konsistenz des undurchlässigen Vergussstoffes zu achten, da zu flüssige Konsistenz an der Böschung zu einem Abfließen des Vergussstoffes führt und zu steife Konsistenz den Vergussstoff nicht eindringen lässt und zu einer dünnen Dichtungsschicht nur an der Oberfläche führt, dem keine lange Haltbarkeit zugesprochen werden kann. Die Forderungen von ZTV-W LB 210 3.6 sind zu beachten.

Vor dem Verguss ist das zu vergießende Schüttsteingerüst auf Schlammfreiheit zu überprüfen, dasselbe gilt für Anschlüsse. Es ist Sorge zu tragen, dass unmittelbar nach dem Einbau des Schüttsteingerüsts der Vollverguss beginnt. An der Böschung ist die Arbeitsrichtung von unten nach oben.

Unter der Schüttsteinlage ist eine Trennlage anzuordnen, um zu verhindern, dass die Steine zu tief im Untergrund einsinken und dass Boden beim Freispülen der Steine ausgewaschen wird. Diese Trennlage darf nicht wie eine Dränschicht unter der Dichtungsschicht wirken, d. h. die Durchlässigkeit in der Ebene darf nicht höher sein als die Durchlässigkeit des anstehenden Bodens. (In den TLG wird dieser Forderung pauschal durch die Begrenzung der Durchlässigkeit auf maximal 1×10^{-5} m/s Rechnung getragen.) Die Trennlage fördert auch die Kolmation bei Vorhandensein von Fehlstellen oder Rissen in der Deckschicht (s. 6.2.3.1). Daher ist auch bei Trockeneinbau der Einbau einer Trennschicht zu empfehlen.

Hartdichtungen werden kontinuierlich hergestellt. Anschlüsse z. B. nach Arbeitspausen sind keilförmig auszuführen. Anschlüsse von Hartdichtungen an bestehende Bauteile sind zunächst problemlos, da der Vergussstoff (bei richtiger Konsistenz) infolge seiner Fließfähigkeit dicht an der Grenzschicht anliegt. Probleme können nach dem Aushärten entstehen, wenn sich die Stoßfuge durch Verformungen öffnen kann (z.B. Anschluss an eine Spundwand, die durch wechselnde Wasserstände oder Temperatur oder direkte äußere Kräfte Verformungen erleidet). Dieser Beanspruchung ist durch entsprechend tiefreichende Kontaktflächen oder zusätzliche Maßnahmen Rechnung zu tragen. Es wird eine Kontaktlänge von mindestens 0,8 m gefordert.

6.2.3.3 Reparaturmöglichkeit

Bei einer Hartdichtung kann die Schadensstelle wieder vergossen werden. Auf eine Verzahnung in der Anschlussfuge ist zu achten. Eine Reparatur kann nur mit erosionsfestem Mörtel durchgeführt werden.

6.2.3.4 Prüfungen

Der Prüfungsumfang ist in den ZTV-W LB 210 (Abschnitt 4) festgelegt. Prüfungen für Vergussstoffe finden sich in den RPV.

6.2.3.4.1 Grundprüfungen

Die Grundprüfung ist gemäß ZTV-W LB 210 4.2 durchzuführen.

6.2.3.5 Eignungsprüfung

Die Eignungsprüfung gemäß ZTV-W LB 210 4.3.1 durchzuführen. Die ergänzenden Forderungen von Abschnitt 4.2 sind zu berücksichtigen.

6.2.3.6 Eigenüberwachungsprüfung

Die Eigenüberwachung ist nach ZTV-W LB 210 4.4.2 durchzuführen. Die ergänzenden Forderungen von Abschnitt 4.2 sind zu berücksichtigen.

6.2.3.7 Kontrollprüfung

Die Kontrollprüfung ist nach ZTV-W LB 210 4.5.1 durchzuführen.

Die ergänzenden Forderungen von Abschnitt 4.2 umfassen die Kontrolle von

- Ebenflächigkeit und Schlammfreiheit der Auflagefläche (vor dem Einbau der Schüttsteine)
- Prüfung der Lage der Oberkante Schüttsteine (vor dem Vollverguss)
- Prüfung der Schlammfreiheit des zu vergießenden Schüttsteingerüsts sowie vor der Herstellung von Anschlüssen (vor dem Vollverguss)
- Prüfung der Anschlüsse an Anlagen, Spundwänden und an zeitlich versetzt ausgeführten Fertigungsabschnitten (nach Fertigstellung)
- Prüfung der Vergusshöhe, der Entmischung des Vergussstoffes zwischen den Schüttsteinen (nach Fertigstellung)

6.2.4 Betonplatten

Dichtung mit Betonplatten sind selten angewendet worden. Eine künftige Verwendung ist nicht vorgesehen. Aus diesem Grund wird das Verfahren zum gegenwärtigen Zeitpunkt nicht weiter behandelt.

6.2.5 Betonmatratzen

6.2.5.1 Material (Durchlässigkeit, Verformbarkeit, Festigkeit, Langzeitbeständigkeit)

Die grundlegenden Materialanforderungen an die Geotextilschalung und Bewehrung sind durch ein anerkanntes Institut zu prüfen. Anforderungen an den Verguss (Injektionsmörtel) sind in den ZTV-W LB 210 (2.3, 3.2) formuliert. Weitere Hinweise sind im MAV und in den EVU zu finden.

Die Standard-Betonmatratze besteht aus zwei hochfesten synthetischen Gewebelagen mit Reißfestigkeiten von 40 – 100 kN/m in Längs- und in Querrichtung. Diese werden mit gleichlangen hochfesten Abstandshaltern und Diagonalbewehrungsbändern verbunden. Diese gewähren nach Befüllung mit erosionsfestem Vergussmörtel einen einheitlichen Querschnitt. Sie müssen ausreichend stabil sein, um dem Fülldruck widerstehen zu können. Durch die Längen der Abstandshalter und Diagonalbewehrungsbänder können gleichmäßige Matratzendicken von 10 bis 60 cm mit Flächengewichten von 200 bis 1200 kg/m² hergestellt werden.

Bei diesem System handelt es sich um eine Hartdichtung aus wasserundurchlässigem Beton, die gegenüber Frost-Tau- und Trocken-Nass-Wechseln im Rahmen der hiesigen klimatischen Bedingungen weitgehend unempfindlich ist.

Betonmatratzen sind in einer Dicke von mind. 20 cm nach bisherigen Erfahrungen gegen Ankerfall stabil.

Die Selbstheilung der evtl. vorhandenen Risse durch Schwebstoffe im Wasser wird durch den Hüllstoff auf der Unterseite begünstigt.

6.2.5.2 Einbau

Die Gewebeschalung für die Betonmatratzen wird im Werk hergestellt und in großen Einzelsegmenten vorkonfektioniert. An der Einbaustelle werden die Ober- und Unterlage der Gewebeschalung zu endlosen Bahnen in der erforderlichen Breite vernäht. Außerdem werden Injektionsschläuche in die Gewebeschalung geführt. Nach Freigabe des Planums wird die Geotextilschalung mit Hilfe von Pontons oder Unterwassereinbaugeräten auf dem zu dichtenden Bereich verlegt. Vor dem kontinuierlichen Einpumpen des Injektionsmörtels wird die Lage der Gewebeschalung kontrolliert und dann von unten nach oben bis zum Erreichen des erforderlichen Befüllungsgrades mit Mörtel befüllt. Die Fertigung der Dichtungen mit Betonmatratzen erfolgt kontinuierlich.

Anschlüsse an Bauwerke oder Bauteile sind mit ausreichend langer Kontaktfläche auszuführen, um bei Ver-

formungen des Bauwerks oder des Bauteils keinen durchgehenden Spalt entstehen zu lassen. Es wird eine Kontaktlänge von mindestens 0,8 m gefordert.

Die Anschlüsse nach Arbeitspausen werden überlappt oder über einem Dichtungskeil gestoßen.

6.2.5.3 Reparaturmöglichkeit

Die Schadensstelle einer Dichtung mit Betonmatratzen kann wieder vergossen werden. Auf eine saubere Verzahnung in der Anschlussfuge ist zu achten. Eine Reparatur kann nur mit erosionsfestem Mörtel durchgeführt werden.

6.2.5.4 Prüfungen

Der Prüfungsumfang ist in den ZTV-W LB 210 (Abschnitt 4) festgelegt. Prüfungen für Vergussstoffe finden sich in den RPV.

6.2.5.4.1 Grundprüfung

Die Grundprüfung ist gemäß ZTV-W LB 210 4.2 durchzuführen.

6.2.5.4.2 Eignungsprüfung

Eignungsprüfungen sind gemäß ZTV-W LB 210 4.3.1 durchzuführen. Sie sind außerdem im Hinblick auf die Verlegesicherheit hinsichtlich des gewählten Verlegesystems erforderlich.

6.2.5.4.3 Eigenüberwachungsprüfung

Die Eigenüberwachungsprüfung des geotextilen Schalung erfolgt im Werk, für den erosionsstabilen Vergussmörtel ist sie nach ZTV-W LB 210 4.4.2 durchzuführen.

6.2.5.4.4 Kontrollprüfung

Die Kontrollprüfungen umfassen Prüfungen des Hüllstoffes in Anlehnung an die Kontrollprüfungen für geotextile Filter.

Die Kontrollprüfungen für den erosionsstabilen Vergussstoff sind nach ZTV-W LB 210 4.5.1 durchzuführen.

Die ergänzenden Forderungen von Abschnitt 4.2 umfassen die Kontrolle von

- Ebenföächigkeit der Auflagefläche
- Kontrolle des Füllvorganges und Füllgrades
- Kontrolle der evtl. erforderlichen Überlappungen
- Prüfung der Anschlüsse an andere Bauteile

6.3 Dichtungen aus Bitumen-gebundenen Dichtungsmaterialien

6.3.1 Bitumen-gebundene Dichtungsbeläge

6.3.1.1 Material (Durchlässigkeit, Verformbarkeit, Festigkeit, Langzeitbeständigkeit)

Bitumen-gebundene Dichtungsbeläge werden heute fast ausschließlich in Trockenbauweise hergestellt. Ein Einbau im Nassen erfolgte in der WSV zuletzt 1975 (nur in der Sohle). Ausführliche Informationen finden sich in den „Empfehlungen für die Ausführung von Asphaltarbeiten an Wasserstraßen (EAAW)“, in „The use of asphalt in hydraulic engineering“ (TAW) des Rijkswaterstaat und in „The Shell Bitumen Hydraulic Engineering Handbook“ von Schönian (1998).

Hartdichtungen können auf Verformungen des Untergrundes mit Rissbildung reagieren, oder sie überspannen im Untergrund auftretende Setzungsmulden. Die dadurch entstehenden Hohlräume begünstigen Erosionsvorgänge unter der Dichtung. Bitumen-gebundene Dichtungsbeläge besitzen eine temperaturabhängige Kriechfähigkeit, die aber nicht als Flexibilität im Sinne des Merkblattes gewertet werden kann.

Hartdichtungen sind gegenüber Frost-Tau- und Trocken-Nass-Wechseln im Rahmen der hiesigen klimatischen Bedingungen weitgehend unempfindlich, eine gewisse Rissbildung durch Temperatureinflüsse ist nicht auszuschließen. Risse können auch entstehen durch Beanspruchungen aus anhaftenden Eisschichten.

Bitumen-gebundene Dichtungsbeläge mit einer Dicke von mindestens 15 cm sind nach bisherigen Erfahrungen gegen Ankerfurchung stabil, können aber bei Anfahrungen infolge der Sprödeheit durchgestanzt werden.

Auf Grund der Festigkeit des Dichtungsmaterials kann eine „Selbsteheilung“ nur insofern eintreten, dass etwaige Risse durch Schwebstoffe aus dem Wasser gedichtet werden. Aus diesem Grund wird nach MAR bei Unterwassereinbau eine Trennschicht gefordert. Bei Trockenbau wird ebenfalls der Einbau einer Trennschicht empfohlen.

6.3.1.2 Einbau

Der Einbau erfolgt flächig. Beim Einbau unter Wasser ist eine Temperatur $\geq 160^\circ$ an der Einbaustelle erforderlich. Anschlüsse an Bauwerke oder Bauteile sind mit ausreichend langer Kontaktfläche auszuführen, um bei Verformungen des Bauwerks oder des Bauteils keinen durchgehenden Spalt entstehen zu lassen. Es wird eine Kontaktlänge von mindestens 0,8 m gefordert.

6.3.1.3 Reparaturmöglichkeit

Unter Wasser ist eine Reparatur mit Asphalt nicht möglich. Schadstellen sind mit erosionsfestem hydraulisch gebundenem Mörtel zu vergießen (auf eine gute Verzahnung der Fuge ist zu achten!) oder mit einer anderen Dichtung zu überdecken (auf ggf. unzulässige Profilverengung ist zu achten).

6.3.1.4 Prüfungen

Der Prüfungsumfang ist in den ZTV-W, LB 210 (Abschnitt 4) festgelegt. Prüfungen für Vergussstoffe finden sich in den RPV.

Die ergänzenden Forderungen von Abschnitt 4.2 umfassen die Kontrolle von

- Anschlüssen an Anlagen, Spundwänden und von zeitlich versetzt ausgeführten Fertigungsabschnitten

6.3.2 Wasserbausteine mit Vollverguss aus Bitumen-gebundenem Vergussstoff

6.3.2.1 Material (Durchlässigkeit, Verformbarkeit, Festigkeit, Langzeitbeständigkeit)

Die grundlegenden Materialanforderungen an Wasserbausteine sind in den TLW festgelegt. Anforderungen an den Verguss sind in den ZTV-W LB 210 (2.4, 3.3) formuliert. Die Empfehlungen des MAV sind zu beachten und weitere Hinweise finden sich in den EAAW und in den Empfehlungen des Rijkswaterstaats.

Die Durchlässigkeit von mit bitumengebundenem Vergussstoff voll vergossenen Schüttsteindeckschichten (Hartdichtung) wird durch die sich immer einstellenden Risse bestimmt. Ein genauer Wert kann nicht angegeben werden.

NB: Die unvermeidlichen Risse sind der Grund, weshalb nach ZTV-W LB 210 bei Hartdichtungen auch bei Kontrollprüfungen $k = 1 \times 10^{-9} \text{ m/s}$ eingehalten werden muss.

Hartdichtungen reagieren auf Verformungen des Untergrundes mit Rissbildung, oder sie überspannen im Untergrund auftretende Setzungsmulden. Die dadurch entstehenden Hohlräume begünstigen Erosionsvorgänge unter der Dichtung. Bitumenverguss besitzt eine temperaturabhängige Kriechfähigkeit, die aber nicht als Flexibilität im Sinne des Merkblattes gewertet werden kann.

Hartdichtungen sind gegenüber Frost-Tau- und Trocken-Nass-Wechseln im Rahmen der hiesigen klimatischen Bedingungen weitgehend unempfindlich, eine gewisse

Rissbildung durch Temperatureinflüsse ist immer gegeben. Risse können auch entstehen durch Beanspruchungen aus anhaftenden Eisschichten.

An der Kontaktstelle Schüttstein-Verguss können Risse durch die auftretende Dampfspannung während des Einbaus entstehen.

Hartdichtungen mit einer Mindestdicke von 40 cm sind gegen Ankerfall stabil, können aber bei heftigen Anfahrungen infolge der Sprödigkeit durchgestanzt werden.

Auf Grund der Festigkeit des Dichtungsmaterials kann eine „Selbstheilung“ nur insofern eintreten, dass etwaige Risse durch Schwebstoffe aus dem Wasser gedichtet werden. Aus diesem Grund wird nach MAR bei Unterwassereinbau eine Trennschicht gefordert. Bei Trockenbau ist ebenfalls der Einbau einer Trennschicht zu empfehlen.

6.3.2.2 Einbau

Bei Hartdichtungen ist auf richtige Konsistenz des undurchlässigen Vergussstoffes zu achten, da zu flüssige Konsistenz an der Böschung zu einem Abfließen des Vergussstoffes führt und zu steife Konsistenz den Vergussstoff nicht eindringen lässt und zu einer dünnen Dichtungsschicht nur an der Oberfläche führt, dem keine lange Haltbarkeit zugesprochen werden kann.

Beim Einbau unter Wasser ist eine Temperatur $\geq 160^\circ$ an der Einbaustelle erforderlich. Die schnelle Abkühlung des Vergussstoffes beim Einbau unter Wasser kann leicht dazu führen, dass das Material erstarrt, bevor die Hohlräume des Steingerüsts vollständig ausgefüllt sind. Aus diesem Grund wird das Verfahren im Unterwasserbau seit längerem nicht mehr angewandt.

Vor dem Verguss ist das zu vergießende Schüttsteingerüst auf Schlammfreiheit zu überprüfen. Es ist Sorge zu tragen, dass unmittelbar nach dem Einbau des Schüttsteingerüsts der Vollverguss beginnt. An der Böschung ist die Arbeitsrichtung von unten nach oben.

Anschlüsse an Bauwerke oder Bauteile sind mit ausreichend langer Kontaktfläche auszuführen, um bei Verformungen des Bauwerks oder des Bauteils keinen durchgehenden Spalt entstehen zu lassen. Es wird eine Kontaktlänge von mindestens 0,8 m gefordert.

6.3.2.3 Reparaturmöglichkeit

Bei einer Bitumen-gebundenen Hartdichtung kann die Schadensstelle nur mit erosionsfestem hydraulisch gebundenem Mörtel wieder vergossen werden. Wegen des unterschiedlichen Materialverhaltens ist ein stufenförmige Ausbildung bzw. eine Verzahnung der Fuge zu empfehlen.

6.3.2.4 Prüfungen

Der Prüfungsumfang ist in den ZTV-W LB 210 (Abschnitt 4) festgelegt. Prüfungen für Vergussstoffe finden sich in den RPV.

6.3.2.4.1 Grundprüfungen

Die Grundprüfung gemäß ZTV-W LB 210 4.2 ist vor Antransport des Materials vom Auftragnehmer durchzuführen.

6.3.2.5 Eignungsprüfung

Die Eignungsprüfung ist gemäß ZTV-W LB 210 4.3.2 durchzuführen. Die ergänzenden Forderungen von Abschnitt 4.2 sind zu berücksichtigen.

6.3.2.6 Eigenüberwachungsprüfung

Die Eigenüberwachung ist nach ZTV-W LB 210 4.4.3 durchzuführen. Die ergänzenden Forderungen von Abschnitt 4.2 sind zu berücksichtigen.

6.3.2.7 Kontrollprüfung

Die Kontrollprüfung ist nach ZTV-W LB 210 4.5.1 durchzuführen.

Die ergänzenden Forderungen von Abschnitt 4.2 umfassen die Kontrolle von

- Ebenförmigkeit und Schlammfreiheit der Auflagefläche (vor dem Einbau der Schüttsteine)
- Prüfung der Lage der Oberkante Schüttsteine (vor dem Vollverguss)
- Prüfung der Schlammfreiheit des zu vergießenden Schüttsteingerüsts sowie vor der Herstellung von Anschlüssen (vor dem Vollverguss)
- Prüfung der Anschlüsse an Anlagen, Spundwände und von zeitlich versetzt ausgeführten Fertigungsabschnitten (nach Fertigstellung)
- Prüfung der Vergusshöhe, der Entmischung des Vergussstoffes zwischen den Schüttsteinen (nach Fertigstellung).

6.3.3 Bitumenmembran

Dichtungen mit Bitumenmembranen sind an Bundeswasserstraßen bisher nicht angewandt worden. Eine künftige Verwendung ist nicht vorgesehen. Aus diesem Grund wird das Verfahren zum gegenwärtigen Zeitpunkt nicht behandelt.

6.4 Kunststoffdichtungen

6.4.1 Kunststoffdichtungsbahnen

Dichtungen mit Kunststoffdichtungsbahnen sind an Bundeswasserstraßen bisher nicht angewandt worden. Eine künftige Verwendung ist nicht vorgesehen. Aus diesem Grund wird das Verfahren zum gegenwärtigen Zeitpunkt nicht behandelt.

6.4.2 Gel-bildende Gemische

Dichtungen aus Gel-bildenden Gemischen sind an Bundeswasserstraßen bisher nicht angewandt worden. Eine künftige Verwendung ist nicht vorgesehen. Aus diesem Grund wird das Verfahren zum gegenwärtigen Zeitpunkt nicht behandelt.

7 Literaturverzeichnis

ASTM D4647 Standard test method for identification and classification of dispersive clay soils by the pinhole test. American Society for Testing and Materials 1987

EAAW. Empfehlungen für die Ausführung von Asphaltarbeiten im Wasserbau. Essen: Deutsche Gesellschaft für Geotechnik, 1983, 2.Auflage 1996

EAG-GTD: Empfehlungen für die Anwendung von Geosynthetischen Tondichtungsbahnen (Bentonitmatten). Arbeitskreis 5.1 der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik (in Vorbereitung)

Edvardsen, C.: Wasserdurchlässigkeit und Selbstheilung von Trennrissen in Beton. In: Betonwerk und Fertigteiltechnik 1996 Heft 11, S. 77-85

Egloffstein, Th.: Der Einfluss des Ionenaustausches auf die Dichtwirkung von Bentonitmatten in Oberflächenabdichtungen von Deponien. Karlsruhe: ICP Eigenverlag Bauen und Umwelt, Band 3.

Endell, K.; Loos, W.; Breth, H.: Zusammenhang zwischen kolloidchemischen sowie bodenphysikalischen Kennziffern bindiger Böden und Frostwirkung. Forschungsarbeiten aus dem Straßenwesen, Band 16. Berlin: Volk und Reich Verlag, 1939

Endell, K.: Die Quelfähigkeit der Tone im Baugrund und ihre bautechnische Bedeutung. In: Die Bautechnik 1941, 19. Jg., Heft 19, S.201-209

EVU – Empfehlungen für Verklammerung und Vollverguss von Uferschutzwerken und Sohlsicherungen. Hrsg: Bauberatung Zement des Bundesverbandes der Deutschen Zementindustrie. Leer: Rautenberg, 1990

GDA – Empfehlungen Geotechnik der Deponien und Altlasten. 3.Auflage. Berlin: Ernst & Sohn 1997

Knieß, G.-G.: Schütten von Steinen unter Wasser. In: Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau Nr. 50. Karlsruhe: Eigenverlag 1981.

MAG – Merkblatt für die Anwendung von geotextilen Filtern an Wasserstraßen. Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau, 1993

MAK – Merkblatt für die Anwendung von Kornfiltern an Wasserstraßen. Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau, 1989

MAR – Merkblatt für die Anwendung von Regelbauweisen für Böschungs- und Sohlsicherungen an Wasserstraßen, Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau, 1993

MAV – Merkblatt Anwendung von hydraulisch- und bitumengebundenen Stoffen zum Verguss von Wasserbausteinen an Wasserstraßen. Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau, 1990

MBB – Merkblatt Bemessung von Böschungs- und Sohlsicherungen (Entwurf). Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau, 1999

MSD – Merkblatt Sicherheit von Dämmen. Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau, 1998

Rijkswaterstaat: the use of asphalt in hydraulic engineering. Rijkswaterstaat Communications No.37. Den Haag: Eigenverlag, 1985

RPG – Richtlinien für die Prüfung von Geotextilien im Verkehrswasserbau. Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau 1994

RPV – Richtlinien für die Prüfung von hydraulisch- und bitumengebundenen Stoffen zum Verguss von Wasserbausteinen an Wasserstraßen. Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau 1991

Schönian, E.: „The Shell Bitumen Hydraulic Engineering Handbook“. London: Shell Int. Petroleum Company Ltd. 1998

STLK – Standardleistungskatalog für den Wasserbau für Böschungs- und Sohlsicherungen, Leistungsbereich 210. Hannover. Drucksachenstelle bei der Wasser- und Schifffahrtsdirektion

TAW – The use of asphalt in hydraulic engineering. Technical Advisory Committee on Waterdefences, Rijkswaterstaat Communications. Den Haag 1985

TLW – Technische Lieferbedingungen für Wasserbausteine. Hannover. Drucksachenstelle bei der Wasser- und Schifffahrtsdirektion, 1997.

VV-WSV 2301 – Dammspektion. Bonn: Bundesministerium für Verkehr 1981

ZTV-W – Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen – Wasserbau für Böschungs- und Sohlensicherungen (Leistungsbereich 210). Hannover. Drucksachenstelle bei der Wasser- und Schifffahrtsdirektion, 2000.

ANHANG

Hinweise zu firmenspezifischen Verfahren

8 Allgemeines

Nachdem in den Punkten 1 bis 6 die Anforderungen, Prüfungen und Eigenschaften der Oberflächendichtungssysteme für Sohlen und Böschungen an Wasserstraßen allgemein behandelt wurden, werden als Grundlage für die Beurteilung von konkreten Firmenangeboten in einem Anhang spezielle Informationen zu Dichtungsverfahren einzelner Firmen gegeben. Dargestellt sind die wichtigsten, derzeit im Verkehrswasserbau auf dem Markt angebotenen Verfahren. Dabei sind bewährte Verfahren und neue Verfahren, die zum Teil noch in der Erprobung sind, nebeneinander aufgeführt. Eine Wertung der einzelnen Verfahren erfolgt nicht, auch die zufällig entstandene Reihenfolge der Punkte 8.1 bis 8.10 spiegelt keine Wertung oder Rangfolge wider.

Für jedes firmenspezifische Verfahren werden Ausführungsdetails, Einsatzmöglichkeiten und spezielle, zusätzlich erforderliche Prüfungen dargestellt. Sie entsprechen dem Stand der Technik der Jahre 2000/2001 und dem besten Wissen der Autoren. Es ist vorgesehen, diese Ausführungen zur Berücksichtigung von firmenspezifischen Änderungen bzw. Weiterentwicklungen in gewissen Zeitabständen zu aktualisieren.

Eine Zuordnung der einzelnen Dichtungsverfahren der Abschnitte 8.1 bis 8.10 zu dem verwendeten Dichtungsmaterial und der Einbauweise und dementsprechend zu den allgemeinen Ausführungen in Punkt 6 zeigt die Tabelle 3.

8.1 Naturtondichtung - Tonplattenverlegung Möbius

8.1.1 Bisheriger Einsatz in der WSV

- bereits jahrelang im Einsatz

8.1.2 Eignung

- über Wasser, unter Wasser
- auf Sohle, auf Böschung

8.1.3 Verfahrensschritte

Grundprüfung des Naturtons
 Aufbereitung des Tons für den Einbau
 Eignungs- bzw. Kontrollprüfungen vor dem Einbau gemäß 6.1.4
 Freigabe des Planums
 Einbau des Tons mit Sollstärke in ein Tonbett

Ausstechen von Tonplatten aus dem Tonbett mit der Tonglocke
 Beim Anheben der Tonplatte mit Vakuum Kontrolle der Dichtigkeit
 Exakte Verlegung der Tonplatte unter Wasser an vorbestimmter Stelle (Verlegeplan)
 Verlegung der Tonplatten mit Überlappung
 Andrücken der Überlappungen/Fugen mit ausgefahrener Grundplatte
 Einbau des Dichtungstons in der Wasserwechselzone bis 50 cm über dem höchsten Wasserspiegel erfolgt meist im Trockenen
 Einbau von aufbereiteten Dichtungston unmittelbar an der Spundwand gemäß Abschnitt 6.1.1.2

8.1.4 Systemsicherheit

Naturton hat eine Plastizität, die in einem gewissen Umfang eine Anpassung an Verformungen und an Bauteile erlaubt.

Gewähr der Erosionsstabilität durch kontrollierte Aufbereitung

Möglichkeit der Kontrolle der Tondichtungsplatte vor Einbau noch im Trockenen
 Kontrollierbare Schichtstärke im Tonbett
 Verlegen nach Verlegeplan und zugehörige Kontrolle (z.B. GPS-Einmessung, Unterwasser-Sichtgerät etc.)
 Dichter Fugenschluss durch nominell 10 cm Überlappung und anschließendes Andrücken
 Herstellungsfugen (s. 5.2.3) 50 lfdm auf 10 m x 10 m (bei Platten 4 x 4 m)

8.1.5 Verlegesicherheit

Einrichten der Verlegeeinheit nach einem Verlegeplan (elektrooptische oder DGPS - Einmessung)
 Einmessen und Verlegen der einzelnen Tonplatten nach Verlegeplan (elektrooptische oder DGPS - Einmessung)
 Verlegung auf begrenzten Flächen bis 4,5 m Breite
 Verlegung unmittelbar nach Herstellung des Planums möglich, jedoch um Gerätebreite versetzt.

8.1.6 Spezifische Prüfungen

an der Einbaustelle nach dem Einbau
 Taucherkontrolle auf einwandfreie Überlappungen

		Dichtungsmaterialien (2.1)										
		Natürliche (6.1)			Mit hydraulischen Bindemitteln (6.2)				Bitu- minöse (6.3)		Kunststoffe (6.4)	
			(6.1.1)	(6.1.2)	(6.2.3) (6.2.4) (6.2.5)	(6.2.3)	(6.2.1) (6.2.2)		(6.3.1) (6.3.2) (6.3.3)	(6.4.1)		
		Lehm	Ton	Geosynthetische Tondichtungsbahnen	Zement + Zuschläge	Zement + Zuschläge + Erosionsstabilisator	Zement + Ton + Zuschläge	Zement + Ton + Erosionsstabilisator	Bitumen + Mineralstoffe + Füller	Kunststoffdichtungsbahn	Gelbildende Gemische	
Bauverfahren (2.2)	Ablegen		x Ton- platten	x	x Beton- platten				x Bitumenmat- ratzen Bitumen- membran	x		
	Abwickeln			x						x		
	Pumpen		x Sus- pensi- on		x Beton- matrat- zen Vollverg. WBSt	x Vollverg. WBSt	x Mineral- gemisch	x Kunst- ton	x Asphaltbeton Asphaltmastix		x	
	Extrudieren		x Ton- bahnen									
	Verdichten	x Tro- cken- ein- bau	x Ton- würfel Trocken- einbau									
	Schütten		x Ton- mehl			x Vollverg. WBSt	x	x				

Tabelle 3: Übersicht Dichtungsmaterialien und derzeit verwendete Bauverfahren

8.2 Naturtondichtung - Tonbahnenverlegung Hirdes (Presston - „Toni 2“)

8.2.1 Bisheriger Einsatz in der WSV

- bereits jahrelang im Einsatz

8.2.2 Eignung

- über Wasser, unter Wasser
- auf Sohle, auf Böschung

8.2.3 Verfahrensschritte

Grundprüfung des Naturtons

Aufbereitung des Tons für den Einbau

Eignungs- bzw. Kontrollprüfungen vor dem Einbau gemäß 6.1.4

Freigabe des Rohplanums

Exaktes Verholen und Festlegen des Toneinbaugerätes
Verlegen der trapezförmigen Tonbahnen mit Überlappung der schrägen Seitenflächen

Gerätebedingte Fehlstellen, z.B. Stelzenlöcher, einmessen und mittels Tauchereinsatz gesondert nachdichten.

Einbau von aufbereiteten Dichtungston unmittelbar an der Spundwand gemäß Abschnitt 6.1.1.2

Einbau des Dichtungstons in der Wasserwechselzone bis 50 cm über dem höchsten Wasserspiegel kann im Trockenen erfolgen

8.2.4 Systemsicherheit

Gewähr der Erosionsstabilität durch kontrollierte Aufbereitung

Der Naturton hat eine Plastizität, die in einem gewissen Umfang eine Anpassung an Verformungen von Bauteilen erlaubt.

Kontrolle der Fördergeschwindigkeit in Abstimmung auf die Verlegegeschwindigkeit

Kontrollierte Einbaustärke durch Mundstückabmessung
Verlegen nach Verlegeplan und zugehöriger Kontrolle (z.B. GPS-Einmessung, Unterwasser-Sichtgerät etc.)

Dichter Fugenschluss durch Überlappung der Bahnen infolge der parallelogrammförmigen Ausformung des Mundstücks und/oder infolge zweilagiger versetzter Bahnenverlegung.

Herstellungsfugen (s. 5.2.3) 130 lfdm auf 10 m x 10 m bei Bahnenbreite 0,80 m (100 lfdm auf 10 m x 10 m bei Bahnenbreite 1,0 m)

8.2.5 Verlegesicherheit

Einrichten der Verlegeeinheit nach einem Verlegeplan (elektrooptische oder DGPS - Einmessung)

Verlegen der einzelnen Bahnen im vorgegebenen Geräteraster

Kontrolle zum Ausstoß der Dichtungsbahn über Wasser möglich

Verlegung unmittelbar nach Herstellung des Planums möglich, jedoch um Gerätebreite versetzt.

8.2.6 Spezifische Prüfungen

Taucherkontrolle auf Andrückung der Überlappungen (Längsstoß)

Taucherkontrolle auf Nachdichtung der Stelzenlöcher

8.3 Naturtondichtung - Tonbahnenverlegung Hirdes („Toni 2000“)

8.3.1 Bisheriger Einsatz in der WSV

- erster Einsatz 1999 (ohne spezielles Monitoring)
- zweiter Einsatz 2001 (mit Monitoring)

8.3.2 Eignung

- über Wasser, unter Wasser
- auf Sohle, auf Böschung

8.3.3 Verfahrensschritte

Grundprüfung des Naturtons

Aufbereitung des Tons für den Einbau

Eignungs- bzw. Kontrollprüfungen vor dem Einbau gemäß 6.1.4

Freigabe des Rohplanums

Exaktes Verholen und Festlegen des Toneinbaugerätes
Verlegen der Tonbahnen

Einbau von aufbereiteten Dichtungston unmittelbar an der Spundwand gemäß Abschnitt 6.1.1.2

Einbau des Dichtungstons in der Wasserwechselzone bis 50 cm über dem höchsten Wasserspiegel kann im Trockenen erfolgen

8.3.4 Systemsicherheit

Gewähr der Erosionsstabilität durch kontrollierte Aufbereitung

Der Naturton hat eine Plastizität, die in einem gewissen Umfang eine Anpassung an Verformungen von Bauteilen erlaubt.

Kontrolle der Verlegegeschwindigkeit in Abstimmung auf die Fördergeschwindigkeit

Verlegen nach Verlegeplan und zugehöriger Kontrolle (z.B. GPS-Einmessung, Unterwasser-Sichtgerät etc.)

Fugenschluss durch Querdehnung der Bahn infolge Längsstauchung beim Ausstoßen

Herstellungsfugen (s. 5.2.3) 80 lfdm auf 10 m x 10 m bei Bahnenbreite 1,25 m

8.3.5 Verlegesicherheit

Einrichten der Verlegeeinheit nach einem Verlegeplan (elektrooptische oder DGPS - Einmessung)

Verlegen der einzelnen Bahnen im vorgegebenen Geräteaster

Verlegung im Anschluss an die Herstellung des Planums möglich, jedoch um eine Gerätebreite versetzt

Kontrolle zum Ausstoß der Dichtungsbahn über Wasser möglich

8.3.6 Spezifische Prüfungen

an der Einbaustelle (Eignungsprüfung)

Kontrolle des Querdehnungsmaßes des ausgestoßenen Tonstranges

an der Einbaustelle nach dem Einbau

Taucherkontrolle auf Andrückung der Überlappungen (Längsstoß in Kanalmitte)

8.4 Naturtondichtung - Tonwürfelverfahren (Ludwig Freytag, Hydro, Wacht)

8.4.1 Bisheriger Einsatz in der WSV

- erster und bisher einziger Einsatz 2000 (in der Sohle, mit Monitoring)

8.4.2 Eignung

- über Wasser, unter Wasser
- auf Sohle, auf Böschung
- nur auf einem Untergrund der eine Verdichtung des Tons zulässt
- nur wenn Rüttelenergie keine negativen Auswirkungen erzeugt

8.4.3 Verfahrensschritte

Grundprüfung des Naturtons

Aufbereitung des Tons für den Einbau

Eignungs- bzw. Kontrollprüfungen vor dem Einbau gemäß 6.1.4

Freigabe des Rohplanums

Exaktes Verholen des Schüttgerüsts auf vorbestimmte Verlegeposition

Belegen des Schüttgerüsts mit Tonwürfeln in durch Eignungsversuche ermittelter Schichtstärke

Abstürzen der Tonwürfel in zwei Schüttlagen, 0,5 m versetzt

Verdichten der Tonwürfel unter Wasser mit einem Plattenrüttler / Großflächenrüttler auf das geforderte Maß in zwei versetzten Übergängen

Einbau des Dichtungstons in der Wasserwechselzone bis 50 cm über dem höchsten Wasserspiegel erfolgt im Trockenen

Einbau von aufbereiteten Dichtungston unmittelbar an der Spundwand gemäß Abschnitt 6.1.1.2

8.4.4 Systemsicherheit

Gewähr der Erosionsstabilität durch kontrollierte Aufbereitung

Der Naturton hat eine Plastizität, die in einem gewissen Umfang eine Anpassung an Verformungen von Bauteilen erlaubt.

Verlegen nach Verlegeplan und zugehöriger Kontrolle (z.B. GPS-Einmessung, Unterwasser-Sichtgerät etc.) Herstellungsfugen (s. 5.2.3) sind bedingt durch die Positionierung des Schüttgerüsts und die Rüttlerbahnen

8.4.5 Verlegesicherheit

Einrichten der Verlegeeinheit nach einem Verlegeplan (elektrooptische oder DGPS - Einmessung)

Zweilagiges Abstürzen aus versetzten Positionen

Verdichten der Schüttwürfellage in zwei Übergängen nach einem Rüttelplan; möglichst großflächige Rüttelplatte

Verlegen auf kleine Flächen und in Zwickeln möglich Verlegung unmittelbar nach Herstellung des Planums möglich, jedoch um Gerätebreite versetzt.

8.4.6 Spezifische Prüfungen

an der Einbaustelle vor dem Einbau (Eignungsprüfung)

Prüfung des Untergrundes (Taucher) auf mögliches Eindringen der Tonwürfel in den Untergrund bzw. Festlegung der erforderlichen Schichtdicke auf dem Schüttgerüst

an der Einbaustelle nach dem Einbau

Probennahme zur Feststellung der Homogenität (auch: Fremdmaterial im Würfelgerüst nach dem Abstürzen und vor dem Verdichten)

Prüfung der Schichtdicke

8.5 Wasserbausteine mit Vollverguss aus kolloidal aufbereitetem Mörtel System Colcrete - von Essen (Pumpverfahren)

8.5.1 Bisheriger Einsatz in der WSV

- bereits jahrelang im Einsatz

8.5.2 Eignung

- über Wasser, unter Wasser
- auf Sohle, auf Böschung
- nicht auf setzungsempfindlichem Untergrund und in Dammstrecken

8.5.3 Verfahrensschritte

Vorbereiten und Freigabe des Planums
 Einbau einer Filterlage/Trennlage
 Einbau der Schüttsteine über Schüttgerüst
 Freigabe der Schüttsteinlage für den Vollverguss
 Prüfung und Freigabe der vorgesehenen Rezepturen für das Vergussmaterial
 Prüfung der Eignung des Einbaugerätes für den Vollverguss (kontinuierlicher und nachvollziehbarer Materialfluss)
 Exaktes Verholen und Festlegen der Einbaueinheit
 Flächiges Einbringen des Mörtels in das Porenvolumen der Schüttsteinlage als Pumpbeton
 Bei Verschlammung bzw. Sedimenteintritt unmittelbar vor dem Vollverguss „Freiblasen“ des Schüttsteingerüsts

8.5.4 Systemsicherheit

Gewähr der Erosionsstabilität durch kolloidale Aufbereitung
 Geeignete Rezepturen, die Aufbereitung, der Materialfluss können ständig überprüft werden und lassen den Vollverguss erwarten
 Vergussstoffeinbau bei kontrollierter Menge auf kontrollierter Fläche.
 Es entstehen keine Fugen. Das flüssige Vergussmaterial passt sich den jeweiligen Anschlüssen und dem Porenvolumen an.
 Verlegen der Einbaueinheiten nach Verlegeplan.
 Herstellungsfugen (s. 5.2.3) sind bedingt durch die Positionierung des Schüttgerüsts und die Bahnen des Vergusswagens

8.5.5 Verlegesicherheit

Einrichten der Verlegeeinheit nach einem Verlegeplan (elektrooptische oder DGPS - Einmessung)
 Vollverguss auch auf kleine Flächen und in Zwickeln möglich (mit Taucher)

Vergussstoff fließt bei guter Konsistenz in alle Hohlräume und bindet an Schüttsteine und fertig gestellte Teilbereiche gut an.

8.5.6 Spezifische Prüfungen

Einfließen des Vergussmörtels in das Porenvolumen (durch Taucher)

8.6 Wasserbausteine mit Vollverguss aus hydraulisch gebundenem Vergussstoff - System Möbius (Pumpverfahren)

8.6.1 Bisheriger Einsatz in der WSV

- bereits jahrelang im Einsatz

8.6.2 Eignung

- über Wasser, unter Wasser
- auf Sohle, auf Böschung
- nicht auf setzungsempfindlichem Untergrund und in Dammstrecken

8.6.3 Verfahrensschritte

Vorbereiten und Freigabe des Planums
 Einbau einer Filterlage/Trennlage
 Einbau der Schüttsteine über Schüttgerüst
 Freigabe der Schüttsteinlage für den Vollverguss
 Prüfung und Freigabe der vorgesehenen Rezepturen für das Vergussmaterial
 Prüfung der Eignung des Einbaugerätes für den Vollverguss (kontinuierlicher und nachvollziehbarer Materialfluss)
 Exaktes Verholen und Festlegen der Einbaueinheit
 Flächiges Einbringen des Mörtels in das Porenvolumen der Schüttsteinlage als Pumpbeton
 Bei Verschlammung bzw. Sedimenteintritt unmittelbar vor dem Vollverguss „Freispülen“ des Schüttsteingerüsts

8.6.4 Systemsicherheit

Gewähr der Erosionsstabilität durch Additive
 Geeignete Rezepturen, die Aufbereitung, der Materialfluss können ständig überprüft werden und lassen den Vollverguss erwarten
 Vergussstoffeinbau bei kontrollierter Menge auf kontrollierter Fläche.
 Es entstehen keine Fugen. Das flüssige Vergussmaterial passt sich den jeweiligen Anschlüssen und dem Porenvolumen an.
 Verlegen der Einbaueinheiten nach Verlegeplan.
 Herstellungsfugen (s. 5.2.3) sind bedingt durch die Positionierung des Schüttgerüsts und die Positionierung des Vergusskopfes.

8.6.5 Verlegesicherheit

Einrichten der Verlegeeinheit nach einem Verlegeplan (elektrooptische oder DGPS-Einmessung)
Vollverguss auch auf kleine Flächen und in Zwickeln möglich (mit Taucher)
Vergussstoff fließt bei guter Konsistenz in alle Hohlräume und bindet an Schüttsteine und fertig gestellte Teilbereiche gut an.

8.6.6 Spezifische Prüfungen

Einfließen des Vergussmörtels in das Porenvolumen (durch Taucher)

8.7 Wasserbausteine mit Vollverguss aus hydraulisch gebundenem Vergussstoff - System Gewatech (Einbringen über Schüttgerüst)

8.7.1 Bisheriger Einsatz in der WSV

- bereits jahrelang im Einsatz

8.7.2 Eignung

- nur unter Wasser
- auf Sohle, auf Böschung
- nicht auf setzungsempfindlichem Untergrund und in Dammstrecken

8.7.3 Verfahrensschritte

Vorbereiten und Freigabe des Planums
Einbau einer Filterlage/Trennlage
Einbau der Schüttsteine über Schüttgerüst
Freigabe der Schüttsteinlage für den Vollverguss
Prüfung und Freigabe der vorgesehenen Rezepturen für das Vergussmaterial
Festlegen der Mörtelschichtdicke auf dem Schüttgerüst für einen mängelfreien Vollverguss
Exaktes Verholen und Festlegen der Einbaueinheit
Flächiges Einbringen des Mörtels in das Porenvolumen der Schüttsteinlage über Schüttgerüst
Verguss auf kleinen Flächen und in Zwickeln durch Pumpen
Bei Verschlammung bzw. Sedimenteintrieb unmittelbar vor dem Vollverguss „Freiblasen“ des Schüttsteingerüstes

8.7.4 Systemsicherheit

Gewähr der Erosionsstabilität durch Additiv
Geeignete Rezepturen, die Aufbereitung, der Materialfluss können ständig überprüft werden und lassen den Vollverguss erwarten
Vergussstoffeinbau bei kontrollierter Menge auf kontrollierter Fläche

Es entstehen keine Fugen. Das flüssige Vergussmaterial passt sich den jeweiligen Anschlüssen und dem Porenvolumen an
Verlegen der Einbaueinheiten nach Verlegeplan
Herstellungsfugen (s. 5.2.3) sind bedingt durch die Positionierung des Schüttgerüsts

8.7.5 Verlegesicherheit

Einrichten der Verlegeeinheit nach einem Verlegeplan (elektrooptische oder DGPS-Einmessung)
Vergussstoff fließt bei guter Konsistenz in alle Hohlräume und bindet an Schüttsteine und fertig gestellte Teilbereiche gut an.

8.7.6 Spezifische Prüfungen

Einfließen des Vergussmörtels in das Porenvolumen (durch Taucher)

8.8 Betonmatratzen (System Colcrete – von Essen)

8.8.1 Bisheriger Einsatz in der WSV

- Einsatz als Dichtung von temporären Querdämmen, als Sohlsicherung über Kanalunterführungen und zur Ausbesserung von Asphalt dichtungen

8.8.2 Eignung

- über Wasser, unter Wasser
- auf Sohle, auf Böschung

8.8.3 Verfahrensschritte

Die geotextile Schalung wird im Werk gefertigt, vorkonfektioniert und auf Rollen angeliefert
Das Vernähen jeweils der oberen und der unteren Gewebbahnen zu einer „endlosen“ geotextilen Schalung erfolgt auf der Baustelle oder auf dem Verlegeponten
In den Zwischenraum werden Füllschläuche eingeführt
Vorbereiten des Planums nach ZTV-W LB 210
Einbau der geotextilen Schalung von dem Verlegeponten über Rollen
Kontrolle der exakten Lage über und unter Wasser
Prüfung und Freigabe der vorgesehenen Rezeptur für den erosionsstabilen Vergussmörtel
Kontinuierliches Einpumpen des Mörtels über die Füllschläuche (Überprüfung des Soll-Ist-Verbrauches)

8.8.4 Systemsicherheit

Fertigung des Gewebes im Werk mit entsprechendem QS-Standard (Prüfzeugnis)
Geeignete Mörtelrezepturen, die Aufbereitung des Materials und der Materialfluss können ständig kontrolliert werden

„Endlos“ verlegbar - Überlappungen nur nach einer Tagesproduktion

8.8.5 Verlegesicherheit

Einrichten der Verlegeeinheit nach einem Verlegeplan über DGPS

Kontrolle des Füllvorganges (die Füllgeschwindigkeit wird auf die Fördergeschwindigkeit und das Erreichen der Fülldicke abgestimmt)

8.8.6 Spezifische Prüfungen

Kontrolle des Einbaus, des Füllungsgrades und der Überlappungen durch Taucher

8.9 GTD aus vernadelten Geokunststofflagen (System Naue Fasertechnik)

8.9.1 Bisheriger Einsatz in der WSV

- erster Einsatz 1997 (mit Monitoring)
- zweiter Einsatz 2000 (mit Monitoring)

8.9.2 Eignung

- unter Wasser, über Wasser (mit Frostschuttschicht)
- auf Sohle, auf Böschung

8.9.3 Verfahrensschritte

Vorfertigung der GTD im Werk, Anlieferung vorkonfektioniert auf Rollen. Je nach System wird mit der GTD gleichzeitig eine Schutzmatte auf die Rolle gewickelt, die beim Verlegen für eine ausreichende Lagestabilität sorgt (Gewicht) und beim Beschütten mit den folgenden Deckwerksschichten als Schutzschicht dient.

Vorbereiten des Planums gemäß ZTV-W LB 210

Einbau durch Abrollen mit mindestens 50 cm Überlappung ohne Richtungskorrektur

Schutz in der Wasserwechselzone durch zusätzliche Frostschuttschicht

Beschütten mit Wasserbausteinen als Deckschicht und ggf. Teilverguss der Wasserbausteine

8.9.4 Systemsicherheit

Fertigung im Werk mit entsprechendem QS-Standard (geringste Streuung der Materialkennwerte)

Überlappungen ohne Zusatzmaßnahmen (Andruck, Querstauchung) dicht

planmäßige Überlappung $\geq 0,5$ m

Zugfestigkeit gegen unplanmäßige Zugbeanspruchung beim Verlegen

große Verformbarkeit

Lagesicherheit durch gleichzeitiges Verlegen mit Sandmatte

Herstellungsfugen (s. 5.2.3) sind bedingt durch Bahnenbreite

8.9.5 Verlegesicherheit

Einrichten der Verlegeeinheit nach einem Verlegeplan (elektrooptische oder DGPS - Einmessung)

Fugendichte 23 lfdm auf 10 m x 10 m (Mattenbreite 4,8 m; 0,5 m Überlappung)

Verlegung unmittelbar nach Fertigstellung des Planums

8.9.6 Spezifische Prüfungen

Kontrolle der Überlappungen auf ausreichende Breite, Falten- und Sedimentfreiheit, insbesondere der Mittelnaht (durch Taucher)

8.10 Mineralmischung „Colcredur“ (Colcrete – von Essen)

8.10.1 Bisheriger Einsatz in der WSV

- bisher keine Anwendung als großflächige Dichtung
- eine Anwendung als Dichtungskeil (mit Monitoring)
- außerhalb der WSV eine Anwendung (ohne spezielles Monitoring)

8.10.2 Eignung

- nur unter Wasser (darf nicht austrocknen)
- nur in der Horizontalen (auf einer Böschung kriecht das Material hangabwärts)

8.10.3 Verfahrensschritte

Prüfung und Freigabe der vorgesehenen Rezepturen für das Vergussmaterial

Vorbereiten und Freigabe des Planums

Prüfung der Eignung des Einbaugerätes für das Einbringen (kontinuierlicher und nachvollziehbarer Materialfluss)

Exaktes Verholen und Festlegen der Einbaueinheit

Flächiges Einbringen des Dichtungsmaterials

8.10.4 Systemsicherheit

Gewähr der Erosionsstabilität durch kolloidale Aufbereitung

Die Herstellung einer durchgehenden Fläche und von Anschlüssen und Stößen ist problemlos, da das Material infolge seiner Fließfähigkeit an jeder Grenzschicht dicht anliegt und sich von selbst ausbreitet.

Herstellungsfugen (s. 5.2.3) sind infolge des fließfähigen Materials nicht definierbar.

8.10.5 Verlegesicherheit

Einrichten der Verlegeeinheit nach einem Verlegeplan
(elektrooptische oder DGPS-Einmessung)
Fugenlose Verlegung
Verlegung auch auf schmalen bzw. begrenzten Flächen

8.10.6 Spezifische Prüfungen

Kontrolle der Schichtdicke

Fallstudien zur Kolkbildung

Scour Case Studies

GEORGE W. ANNANDALE, ENGINEERING & HYDROSYSTEMS, HIGHLANDS RANCH, COLORADO, USA

BRUCE MELVILLE, ASSOCIATE PROFESSOR, CIVIL AND RESOURCE ENGINEERING, UNIVERSITY OF AUCKLAND, NEW ZEALAND

YEE-MENG CHIEW, ASSOCIATE PROFESSOR, SCHOOL OF CIVIL AND STRUCTURAL ENGINEERING, NANYANG TECHNOLOGICAL UNIVERSITY, SINGAPORE, SINGAPORE

1 Introduction

Scour, resulting from an interaction between soil, structure and water, is an international problem affecting infrastructure and concurrently endangering human life and property. Scour occurs when earth material is removed by water, often resulting from increased turbulence and forces that develop in the flowing water due to the presence of structures, such as dams, bridges, spillways, pipeline river crossings, sub-marine pipelines, riverbanks, breakwaters, water conveying tunnels and other infrastructure exposed to the interaction between flowing water and earth.

Although the cost of repair of damaged infrastructure is often significant, the indirect costs of such events can be even greater. Using the Schoharie Creek Bridge failure and other bridges damaged during the 1987 flooding in New York as examples, the Federal Highway Administration (FHWA) of the United States of America estimates that the indirect costs suffered by the general public, business, and industry because of long detours and lost production time can be five times greater than the direct costs of bridge repair (Lagasse & Richardson 2001).

The prediction of scour and the design of measures to protect infrastructure against scour requires expertise and experience in geotechnical engineering, hydraulic and hydrologic engineering, and engineering geology. Analysis of the interaction between structure, earth and water demands knowledge pertaining to the behaviour of the flow of water and the forces that it exerts on structure and earth. It also requires knowledge of how the earth on which a structure may be founded will respond to the combined forces imposed by the structure and the flow of water.

Some advances to understand these problems have been made, but satisfactory integration of the disciplines of geotechnical engineering, engineering geology, and hydraulic and hydrologic engineering to fully address the complexity of scour problems is still required. This paper briefly summarizes the types of scour that engineers conventionally deal with, and then presents three case studies to illustrate scour at bridges, water conveying tunnels and submarine pipelines.

1 Einführung

Kolke, die infolge einer Wechselwirkung von Boden, Bauwerk und Wasser entstehen, sind international ein Problem, das die Infrastruktur beeinflusst und gleichzeitig menschliches Leben und Eigentum gefährden kann. Ein Kolk entsteht, wenn Bodenmaterial durch Wasser verlagert wird, häufig infolge verstärkter Turbulenz und von Strömungskräften, die im fließenden Wasser entstehen infolge des Vorhandenseins von Bauwerken wie Dämmen, Brücken, Schussrinnen, Rohrleitungskreuzungen in Flüssen, Rohrleitungen im Meeresboden, Ufersicherungen in Flüssen, Wellenbrechern, Abflusstollen und anderen Infrastrukturbauwerken, die der Wechselwirkung zwischen Boden und Wasser ausgesetzt sind.

Obwohl schon die reinen Reparaturkosten von beschädigten Infrastrukturbauwerken häufig eine bemerkenswerte Summe erreichen, können die indirekten Kosten solcher Versagensfälle sogar noch größer sein. Auf der Basis des Brückeneinsturzes über den Schoharie Creek und anderer Versagensfälle während der Überflutung in New York 1987, schätzte die Straßenbauverwaltung der Vereinigten Staaten von Amerika die indirekten Kosten, die der Öffentlichkeit, dem Geschäftsleben und der Industrie infolge langer Umwegzeiten und verlorener Produktionszeiten entstanden sind, bis zu fünf Mal größer ein als die direkten Reparaturkosten der Brücke (Lagasse & Richardson 2001).

Die Vorhersage von Kolkbildung und die Bemessung von Maßnahmen, um die Infrastruktur gegen Kolk zu schützen, erfordert Wissen und Erfahrung in der Geotechnik, der Hydraulik, der Hydrologie und der Ingenieurgeologie. Die Analyse der Wechselwirkung zwischen Bauwerk, Boden und Wasser erfordert Kenntnis über die Strömungsvorgänge im Wasser und die Kräfte, die davon auf Bauwerk und Boden ausgeübt werden. Sie erfordert ebenfalls Kenntnis darüber, wie der Boden, auf dem ein Bauwerk gegründet ist, auf die vereinte Belastung von Bauwerk und fließendem Wasser reagiert.

Im Verständnis dieser Zusammenhänge wurden einige Fortschritte gemacht. Dennoch ist eine verstärkte Integration der Disziplinen Geotechnik, Geologie, Hydraulik und Hydrologie erforderlich, um die Komplexität der

2 Types of Scour

Scour can be defined as the flow- or wave-induced lowering of a sediment bed that could result in damage to the natural or built environment. For the purposes of this paper, scour is classified as **generally** occurring in coastal and river environments, or **locally** in the vicinity of, and as a consequence of, the presence of various types of hydraulic structures. As such, the extent of scour is determined by the interaction between the flow of water, the presence of hydraulic structures, and the response of earth material to the applied forces.

2.1 Scour in Rivers

General scour occurs in rivers, irrespective of the presence of human imposed structure. The fluvial and geomorphic processes giving rise to general scour occur over a wide range of space and time scales. For example, instabilities within a catchment, which can occur over a range of spatial and temporal scales, are important factors in most cases of general scour in rivers. Also, land-use changes, such as deforestation and urbanization, can induce significant scour in river systems. The types of general scour that can occur in rivers include general degradation; scour at bends and confluences; and lateral erosion, including channel bank erosion, channel widening and channel shift.

General scour in rivers can influence the stability of bridge foundations, bank protection, dam structures, channel control structures, and the safety of pipeline crossings.

2.1.1 Degradation

Degradation is the general lowering of bed levels over a significant length of the river channel and typically over relatively long time periods, contrasting the kind of scour that often occurs over shorter reaches during individual floods. Degradation can proceed in upstream and/or downstream directions. There are various causes of degradation, including the lowering of a downstream control; gravel and sand extraction from a riverbed or floodplain, and reduction in sediment transport as the result of sediment deposition behind dams. Degradation at a bridge in Taiwan caused by gravel extraction from the river is illustrated in Figure 1.

The extent of general degradation can be predicted using empirical relationships (e.g. Neill, 1973), limited analytical solutions involving the sediment continuity equation and a sediment transport equation (e.g. de Vries, 1981), or computer software used for river modelling.

Kolkentwicklung voll zu erfassen. Der Beitrag fasst die Arten von Kolken, mit denen der Ingenieur üblicherweise zu tun hat, zusammen und zeigt dann an drei Fallstudien die Kolkentwicklung an Brücken, an wasserführenden Stollen und an Pipelines im Meeresboden.

2 Kolkarten

Ein Kolk kann beschrieben werden als der strömungs- oder wellenbedingte Abtrag der wasserbenetzten Sedimente, der zu Schäden an dem natürlichen oder künstlichen Umfeld führen kann. Im Folgenden wird Kolk als **global** bezeichnet, wenn er im Flussbett oder an der Küste auftritt, und **lokal**, wenn er in der Nähe von Bauwerken oder als eine Folge vom Vorhandensein beliebiger Arten von hydraulischen Bauwerken entsteht. Daraus ergibt sich, dass das Ausmaß der Kolkbildung bestimmt wird durch die Wechselwirkung von Wasserströmung, Vorhandensein eines hydraulischen Bauwerkes und Verhalten des anstehenden Bodens unter der entsprechenden Auflast.

2.1 Flusskolke

Globale Kolke entstehen in Flüssen unabhängig vom Vorhandensein von zusätzlich errichteten Bauwerken. Die morphologischen Prozesse, die zu globalen Kolken führen, entstehen in großen Raum- und Zeitbereichen. Zum Beispiel sind Instabilitäten innerhalb einer Haltung, die über einen großen räumlichen und zeitlichen Bereich auftreten können, in den meisten Fällen wichtige Faktoren für globale Kolke in Flüssen. Auch die Umnutzung der umgebenden Landschaft, wie z. B. Abholzung und Besiedelung, kann erhebliches Kolken in einem Flusssystem bewirken. Die Arten von globalen Kolkvorgängen, die in Flüssen auftreten können, umfassen globalen Abtrag, Kolke in Krümmungen und an Zusammenflüssen, seitliche Erosion einschließlich Ufererosion, Aufweitung und Verlagerung des Flussbettes.

Solche globalen Kolkerscheinungen in Flüssen können die Stabilität von Brückengründungen, Uferschutzmaßnahmen, Dämmen, Bauwerken zur Flusslenkung und die Sicherheit von querenden Rohrleitungen beeinträchtigen.

2.1.1 Abtrag

Unter Abtrag wird die generelle Eintiefung des Flussbettes über eine bestimmte Flusslänge verstanden, die sich über eine relativ lange Zeit entwickelt. Er steht damit im Gegensatz zu der Art von Kolken, die häufig in kürzeren Haltungen während eines einzelnen Hochwassers auftritt. Abtrag kann sich sowohl flussab- als auch flussaufwärts entwickeln. Es gibt verschiedene Ursachen für diesen Abtrag, z.B. die Erniedrigung eines flussabwärts liegenden Bauwerks zur Flusslenkung,

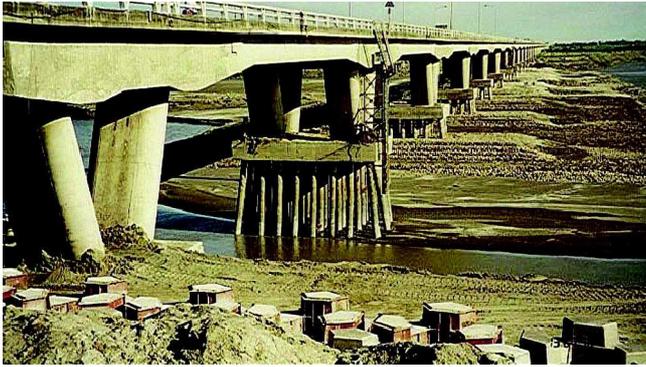


Figure 1: The impact of river degradation at a bridge in Taiwan resulting from gravel mining

Bild 1: Einfluss der Sohlrosion eines Flusses auf eine Brücke in Taiwan infolge Kiesentnahme

2.1.2 Bend scour

At river bends, the interaction between the vertical gradient of streamwise velocity and the curvature of the primary flow produces secondary currents leading to larger flow depths, velocities and shear stresses at the outside (concave) of the bend. These in turn lead to increased scour at the outside of the bend. Estimates of the depth of scour at the concave sides of bends can be made with Maynard's equation (Maynard 1996).

2.1.3 Confluence scour

Confluence scour is a feature that typically occurs in braided rivers, where channel shift can result in the confluence of individual channels of a river. Helicoidally secondary currents form at the confluence of the two channels, due to the meeting of the two flow streams at an angle. Deep scour holes, up to five times the mean flow depth in the approach channels, can develop at the confluence. The flow in a confluence resembles that for two bends, placed back to back to form a single channel, the confluence scour hole resembling that occurring at the outside of these bends. Methods to estimate confluence scour are given by Ashmore and Parker (1983) and Amofo (1985).

Kies- oder Sandentnahme aus dem Flussbett oder aus dem Vorland und die Verringerung des Sedimenttransportes als Ergebnis einer Sedimentablagerung oberhalb von Talsperren. Bild 1 zeigt die Sohlrosion eines Flusses in Taiwan infolge von Kiesentnahme.

Das Ausmaß eines generellen Abtrags kann mit Hilfe von empirischen Zusammenhängen (z. B. Neill 1973) vorausberechnet werden, wie auch im begrenzten Umfang mit analytischen Lösungen, die eine Sediment-Kontinuitätsgleichung und eine Sedimenttransportgleichung enthalten (z. B. de Vries 1981), oder mit numerischen Flussmodellen.

2.1.2 Krümmungskolke

Im Flussbett werden durch die Wechselwirkung zwischen dem vertikalen Gradienten der Strömungsgeschwindigkeit und der Krümmung des Primärstroms Sekundärströmungen hervorgerufen, die zu größeren Strömungstiefen, höheren Geschwindigkeiten und Schubspannungen an der Außenseite der Krümmung führen. Diese wiederum führen zu einer verstärkten Kolkbildung an der Außenseite der Krümmung. Abschätzungen über die Kolkentiefe an der Außenseite von Krümmungen können mit der Maynard-Gleichung (Maynard 1996) getroffen werden.

2.1.3 Vereinigungskolke

Vereinigungskolke entstehen typischerweise in mäandrierenden Flüssen, wo die Veränderung des Flussbettes zum Zusammenfluss einzelner Flussarme führen kann. Beim Zusammenfluss zweier Flussarme bilden sich spiralförmige Sekundärströmungen infolge des Zusammentreffens von zwei Strömungen unter einem bestimmten Winkel. An der Vereinigungsstelle können tiefe Kolke mit einer gegenüber den Zuflussarmen fünf Mal größeren Wassertiefe entstehen. Die Strömung an einer Vereinigung ähnelt derjenigen von zwei mit dem Rücken aneinander liegenden Krümmungen, die ein einziges Bett bilden, sodass der Vereinigungskolk dem Kolk an einer Außenkrümmung ähnelt. Verfahren um die Auswirkung von Vereinigungskolken abzuschätzen, werden von Ashmore und Parker (1983) und Amofo (1985) angegeben.

2.1.4 Scour due to sediment-dune migration

General sediment motion in rivers is associated with sediment dunes, which migrate through river reaches. The magnitude of these dunes influences scour at a particular location, because dune troughs lower bed elevations as they propagate through the site. Yalin (1992) and van Rijn (1984) present methods for estimation of the dimensions of sediment dunes.

2.1.5 Lateral erosion

River channels are dynamic with shifting banks, shifting areas of flow concentration, meanderchannel migration both laterally and downstream, and braided streams having many variable interacting channels. This variability can lead to significant problems for hydraulic structures, e.g. bridges. This type of scour includes bank erosion, channel widening and channel shift. Bank erosion is caused by current flow, seepage effects, wave action, surface runoff and sediment mass-failure mechanisms. Lawler et al. (1997) categorizes bank failure mechanisms as surface erosion, and cantilever, slab and rotational failure. Various empirical methods are available to quantify lateral erosion. For example, Odgaard (1989) gives a method for predicting lateral bank erosion. Brice (1982) presents data for median bank erosion rate as a function of channel width for different stream types. Hickin and Nansen (1984) give a method to estimate bend migration rate in terms of the bend curvature.

2.2 Scour in the Coastal Environment

Scour in the coastal environment is caused by currents and waves and may be either short-term or long-term. The short-term changes are associated with variations in the wave size and approach angle. Significant scour typically arises only under extreme conditions and is normally temporary, the beach profile reverting to its pre-storm conditions. For longer time scales there is usually a long-shore transport of sediment, due to various causes such as wave attack or prevailing coastal currents. The long-term scour is a progressive process and can lead to significant scour in the absence of storms.

Scour induced by wave and current action can influence the stability of pipelines, piles, breakwaters, coastal-defence structures, and other submerged or semi-submerged structures.

2.1.4 Geschiebeinduzierte Kolke

Die generelle Sedimentbewegung in Flüssen ist verbunden mit Sedimentdünen, die durch einen Flussabschnitt wandern. Die Größe dieser Dünen beeinflusst die Kolkbildung an einer bestimmten Stelle, da die Dünentäler das Flussbett eintiefen, wenn sie diese Stelle passieren. Yalin (1992) und van Rijn (1984) zeigen Verfahren zur Abschätzung der Größe solcher Sedimentdünen auf.

2.1.5 Seitliche Erosion

Ein Flussbett ist dynamisch mit sich verändernden Ufern, wechselnden Bereichen von Strömungskonzentrationen, Mäandervorgängen, sowohl seitlich als auch flussabwärts, und verzweigenden Flussarmen mit wechselnden Betten, die sich gegenseitig beeinflussen. Diese Veränderungen können zu erheblichen Problemen für Wasserbauwerke, wie z. B. Brücken, führen. Diese Kolkart schließt Ufererosion, Flussbettverbreiterung und Flussbettverlagerung ein. Ufererosion wird hervorgerufen durch Strömung, Sickerwasserzufluss, Wellenangriff, Zufluss von Oberflächenwasser über das Ufer und Bruchvorgänge im Sediment. Lawler et al. 1997 unterteilen Bruchmechanismen an Ufern in Oberflächenerosion, Kragbruch, Plattenbruch und Rotationsbruch.

Es gibt verschiedene empirische Verfahren, um seitliche Erosion abzuschätzen. Z. B. gibt Odgaard (1989) ein Verfahren an, mit dem Ufererosion berechnet werden kann. Brice (1982) liefert Daten für eine mittlere Ufererosionsrate in Abhängigkeit von der Flussbettbreite für verschiedene Strömungsverhältnisse. Hickin und Nansen (1984) geben ein Verfahren an, um die Entwicklung von Krümmungskolken in Abhängigkeit von der Krümmung abzuschätzen.

2.2 Küstenkolke

Kolkbildung an der Küste wird durch Strömungen und Wellen hervorgerufen und kann sowohl kurz- als auch langfristig sein. Kurzfristige Veränderungen sind verbunden mit den Schwankungen in Wellenhöhe und Anströmwinkel. Erhebliche Kolke entstehen meist nur unter extremen Bedingungen und sind zeitlich begrenzt, sodass das Strandprofil wieder den vorhergehenden Zustand annimmt. Längerfristig ist üblicherweise der Sedimenttransport entlang der Küste, der infolge verschiedener Einwirkungen, wie Wellenangriff oder dominierende Küstenströmungen, hervorgerufen wird. Solche Langzeitkolkentwicklungen verlaufen progressiv und können auch ohne Sturmwirkung erhebliche Folgen haben.

Kolke infolge von Wellen oder Strömungen können auch die Stabilität von Pipelines, Pfählen, Wellenbrechern, Uferschutzbauwerken und anderen Bauwerken beeinträchtigen, die ganz oder halb im Wasser stehen.

2.3 Scour at Hydraulic Structures

Hydraulic structures that obstruct the flow pattern in the vicinity of the structure may cause local scour. The scour occurs because of the interaction between the flow of water, and the structure and earth material below. The increased turbulence caused by the interaction between the structure and the flow of water introduces elevated forces that impact the earth material on the riverbed and around the structure. If the resistance offered by the earth material against scour is inadequate, the elevated forces will dislodge the material and remove it, thus forming a scour hole. A new equilibrium may eventually be reached as hydraulic conditions are adjusted, turbulence is reduced concomitantly with the forces it causes and these forces are eventually resisted by the inherent strength of the earth material.

Local scour occurs under "clear-water" or "live-bed" conditions. Clear-water scour occurs when the bed material upstream of the scour area is at rest. The maximum local scour depth is reached when the flow can no longer remove bed material from the scour area. Live-bed scour occurs when there is general sediment transport in the vicinity of the structure. The equilibrium scour depth is attained when the time-averaged transport of bed material into the scour hole equals that removed from it.

Scour is a significant problem at many hydraulic structures. Some of these are discussed below.

2.3.1 Scour at bridge foundations

Bridge foundations are amongst the most vulnerable hydraulic structures with respect to scouring. The costs of scour damage to bridge foundations are significant. In an extensive study of bridge failures in the U.S.A., Brice and Blodgett (1978) reported that damage to bridges and highways from floods in 1964 and 1972 amounted to about US\$100 million per event.

Scour at bridge piers and bridge abutments are caused by the strong vortices that establish in the vicinity of the structures. These have become known as the horseshoe vortex at bridge piers and the principal vortex at bridge abutments.

The bridge scour literature is extensive. Melville and Coleman (2000) present a comprehensive treatment of bridge scour, which present detailed predictive methodologies for all types of scour at bridges. Other recent references of note include Richardson and Davis (1995), Lagasse et al (1995) and Hoffmans and Verheij (1997).

2.3 Kolke an Wasserbauwerken

Wasserbauwerke, die die Abflussverhältnisse in ihrer Nachbarschaft beeinträchtigen, können lokale Kolkbildungen auslösen. Der Kolk entsteht auf Grund der Wechselwirkung zwischen der Strömung, dem Bauwerk und dem Boden. Die verstärkte Turbulenz infolge der Interaktion zwischen Bauwerk und Abfluss führt zu erhöhten Kräften, die auf das Bodenmaterial des Flussbettes einwirken. Wenn der Widerstand des Bodenmaterials gegen Kolkung nicht ausreichend ist, werden diese erhöhten Kräfte Material verlagern und abtransportieren und damit zu einem Kolk führen. Gegebenenfalls kann ein neues Gleichgewicht erreicht werden, wenn sich die hydraulischen Bedingungen angepasst haben, die Turbulenzen und die damit verbundenen Kräfte verringert sind und diesen Kräften durch die Festigkeit des Erdstoffes ausreichend Widerstand entgegengesetzt werden kann.

Lokale Kolke entstehen bei Strömungen ohne und mit Sedimentfracht. Die einen entstehen, wenn das Sohlmaterial oberhalb des Kolkbereiches stabil ist. Die maximale Kolktiefe ist erreicht, wenn die Strömung kein weiteres Sohlmaterial mehr aus dem Kolk abtransportieren kann. Die anderen entstehen, wenn im Bereich des Bauwerks ein genereller Sedimenttransport stattfindet. Die Gleichgewichtstiefe eines Kolkes ist erreicht, wenn der mittlere Antransport von Sediment der abtransportierten Menge entspricht.

Kolkbildung ist bei vielen Wasserbauwerken ein erhebliches Problem. Einige Fälle werden im Folgenden behandelt.

2.3.1 Kolke an Brückengründungen

Brückengründungen sind vermutlich die empfindlichsten Wasserbauwerke im Hinblick auf Kolkbildung. Die Kosten infolge von Kolk Schäden an Brückengründungen sind erheblich. In einer umfangreichen Studie zu Brückenschäden in den USA zeigen Brice und Blodgett (1978), dass die Schäden an Brücken und Schnellstraßen infolge der Überschwemmungen von 1964 und 1972 jedes Mal ca. 100 Mill. US-\$ erreichten.

Kolke an Brückenpfeilern und Brückenwiderlagern werden durch starke Wirbel hervorgerufen, die sich im Bereich dieser Bauwerke bilden. An Brückenpfeilern hat sich dafür der Begriff „Hufeisenwirbel“ und an Widerlagern „Prinzipalwirbel“ eingebürgert.

Es gibt zahlreiche Veröffentlichungen über Brückenkolke. Melville & Coleman (2000) behandeln Brückenkolke ausführlich und beschreiben detailliert Verfahren zur Vorausberechnung aller Arten von Kolkbildungen an Brücken. Andere jüngere Quellen sind Richardson & Davis (1995), Lagasse et al. (1995) und Hofmanns und Verheij (1997).

2.3.2 Culverts and drop structures

Scour at culverts and drop structures arises when the water jet exiting the structure is able to lift the sediment particles and transports those particles downstream of the impacted area. The jet impact area is transformed into an energy dissipater and a scour hole is formed. In some cases jet-type flow can produce severe local scouring in the streambed immediately downstream of the structure and can lead to failure by undermining of the structure.

Methods to analyse this type of scour is presented by Abida and Townsend (1991), Bormann and Zeller (1993), Doehring and Abt (1994) and Lim (1995).



Figure 2: Lined spillway channel failure commences (Source: Hidroven)

Bild 2: Ausgekleideter Überlaufkanal – Beginn des Versagens (Quelle: Hidroven)

2.3.2 Durchlässe und Überfälle

Kolke an Durchlässen und Überfallbauwerken entstehen, wenn der Wasserstrahl im Unterwasser dieser Bauwerke Sedimente lösen und stromabwärts transportieren kann. An der Auftreffstelle des Wasserstrahls entsteht ein Kolk zur Energiedissipation. In einigen Fällen kann der strahlartige Abfluss erhebliche lokale Kolke im Flussbett unmittelbar unterhalb des Wasserbauwerks erzeugen und kann durch Unterspülung zum Einsturz des Bauwerks führen.

Verfahren, um diese Kolkart zu berechnen, werden von Abida & Townsend (1991), Bormann & Zeller (1993), Döhning & Abt (1994) und Lim (1995) genannt.



Figure 3: Close up view of principal failure area (Source: Hidroven)

Bild 3: Ansicht auf den Hauptbereich des Versagens (Quelle: Hidroven)



Figure 4: Advanced level of failure, showing headcutting mechanism (Source: Hidroven)

Bild 4: Fortgeschrittenes Stadium des Versagens, headcutting Mechanismus (Quelle: Hidroven)

2.3.4 Spillway failure

Failure of lined and unlined spillways often occurs because of head-cutting. An example of the failure of a lined spillway is shown in Figures 2, 3 and 4. Overtopping of this spillway channel caused scour of the earth supporting it, which was followed by failure of the concrete channel. Once the concrete lined channel failed, erosion by head-cutting occurred, eventually completely removing the spillway.

2.3.5 Dam Foundations and Plunge Pools

Dam foundation erosion and plunge pool formation normally occurs when dams are overtopped or when flows from spillway channels impinge on earth material. When concrete arch dams are overtopped, the impinging jet introduces significant erosive forces onto the earth material it interacts with often causing significant scour. Jets exiting from ski jumps off spillway channels impinge onto the downstream earth material in a similar manner, causing it to scour. Annandale et al (2000), Rice et al (1993), and by Mason and Arumugam (1985) discuss this type of scour.

Of particular interest in these kinds of problems is the ability to predict the erodibility of earth materials like rock. When most of the dams around the world were constructed in the decades spanning the period 1960 to 1970, it was believed that rock would generally not scour. However, this was found to be untrue, as has been experienced at a number of dams around the world, including Tuttle Creek and Milford Dams, Kansas and Bartlett Dam, Arizona, United States of America; Kariba Dam, between Zimbabwe and Zambia, Africa; Caborra Bassa Dam, Mozambique, Africa; Srisaïlam Dam, Andhra Pradesh, India; and Tarbela Dam, Pakistan.

2.3.6 Breakwaters

Scour in front of a break-water results from wave attack at right angles to the breakwater. The key mechanism in this case is the action of standing waves, leading to a steady streaming pattern in the vertical plane, resulting in distinct scour and deposition areas lying parallel to the breakwater. The mechanism regarding the scour around the head of a breakwater consists of separation vortices forming at the lee side of the breakwater.

The scour processes around and in front of a breakwater are similar to the scour processes at bridge abutments. The down-flow and vortex flows generated by the wave action erode a groove adjacent to the front of the breakwater. This type of scour is discussed in Fredsoe and Sumer (1997), Sumer and Fredsoe (1997) and Sumer et al (1994).

2.3.4 Zerstörung von Überläufen

Ausgekleidete oder nicht ausgekleidete Überläufe werden häufig durch rückschreitende Unterspülung zerstört. Ein Beispiel für das Versagen eines ausgekleideten Überlaufs zeigen die Bilder 2, 3 und 4. Durch die über die Abflussrinne tretenden Wassermassen wurde das stützende Erdreich weggespült und als dessen Folge die Betonrinne zerstört. Nach deren Zerstörung entwickelte sich eine rückschreitende Erosion, die ggf. das ganze Überlaufbauwerk erfassen kann.

2.3.5 Talsperrengründungen

Erosion an Talsperrengründungen und Strahlkolke entstehen, wenn die Talsperre überströmt wird oder wenn der Abfluss aus Überlaufrippen auf den Untergrund trifft. Wenn Betonbogenstaumauern überströmt werden, erzeugt der auftreffende Wasserstrahl erhebliche erosive Kräfte und führt meist zu erheblicher Kolkbildung. Der Strahl von Sprungschanzen trifft stromabwärts in ähnlicher Weise auf den anstehenden Boden und führt zur Kolkbildung. Annandale et al. (2000), Rice et al. (1993) und Mason & Arumugam (1985) behandeln diese Kolkart.

Bei dieser Kolkproblematik ist die Möglichkeit, die Erosionsfähigkeit von Fels vorherzubestimmen, von besonderem Interesse. Als in der Zeit zwischen 1960 und 1970 die meisten Talsperren der Welt gebaut wurden, glaubte man, dass Fels grundsätzlich keine Kolkerscheinungen zeigen würde. Dies erwies sich jedoch als falsch, wie sich an einigen Talsperren gezeigt hat, darunter Tuttle-Creek und Milford in Kansas, Bartlett in Arizona, Kariba zwischen Simbabwe und Sambia, Kabora Bassa in Mosambik, Srisaïlam in Andhra Pradesh und Tarbela in Pakistan.

2.3.6 Wellenbrecher

Kolke vor einem Wellenbrecher entstehen durch den Wellenangriff im rechten Winkel auf den Wellenbrecher. Der Hauptmechanismus in diesen Fällen ist die Einwirkung von stehenden Wellen, was zu einem stationären Strömungszustand in der vertikalen Ebene führt, mit deutlichen Kolk- und Ablagerungsbereichen parallel zum Wellenbrecher. Der Mechanismus der Kolkbildung um den Kopf eines Wellenbrechers besteht in Trennungswirbeln, die sich auf der Lee-Seite des Wellenbrechers entwickeln.

Die Kolkvorgänge um und vor Wellenbrechern sind ähnlich den Kolkvorgängen an Brückenwiderlagern. Die abwärts gerichtete Strömung und die Wirbel, die durch die Welleneinwirkung erzeugt werden, erodieren eine Rinne vor dem Wellenbrecher.

2.3.7 Submerged pipelines

Scour in the vicinity of a pipeline is due to the disturbance of the flow caused by the presence of the pipeline. In the case of scour around a pipe exposed to a steady current, the scour profile is characterised by a steep upstream slope and a gentler downstream slope. The asymmetric shape is due to the difference in the flow pattern upstream and downstream of the pipe. The scour beneath a pipeline caused by wave action differs from that caused by uni-directional current, because the wake system now occurs on both sides of the pipeline. Strong wake erosion gives a much gentler (downstream) slope on both sides of the pipe.

Scour at submerged pipelines is described by Cevik and Yuksel (1999), Chiew (1990, 1991), Moncada et al (1990) and Sumer and Fredsoe (1990). Arzamendi and Smith (1998) present a case history of this type of scour.

3 Case Studies

3.1 Bridge Pier Failure

3.1.1 Bridge Site Description

The Wairoa River Road Bridge was situated on the east coast of the North Island, New Zealand. The bridge structure, shown in Figure 5, comprised a reinforced-concrete deck supported by 10 plate-girder spans of 18.3 m with a 12.2 m steel-beam span at each end.

The bridge effectively bisected the township of Wairoa and carried essential services, such as water, sewerage, and power and telephone cables. The majority of the township residents were located south of the bridge,

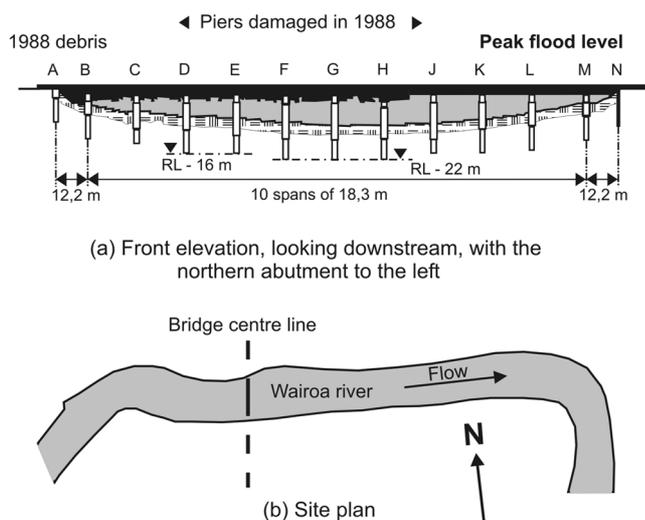


Figure 5: The Wairoa River Road Bridge, after Melville and Coleman (2000)

Bild 5: Die Straßenbrücke am Wairoa-Fluss, nach Melville und Coleman (2000)

Diese Art von Kolkbildung wird behandelt von Fredsoe & Sumer (1997), Sumer & Fredsoe (1997) und Sumer et al. (1994).

2.3.7 Rohrleitungen unter Wasser

Kolke in der Nachbarschaft von Rohrleitungen entstehen infolge der Störung einer Strömung durch das Vorhandensein dieser Rohrleitung. Im Falle eines Kolkes um ein Rohr, das einem stationären Zustrom ausgesetzt ist, wird das Kolkprofil charakterisiert durch eine steile Oberwasserböschung und eine flachere Unterwasserböschung. Die asymmetrische Form entsteht durch die Unterschiede im Strömungszustand oberhalb und unterhalb der Rohrleitung. Der Kolk unter einer Rohrleitung infolge von Welleneinwirkung unterscheidet sich von dem, der durch eine gleichgerichtete Strömung erzeugt wird, da der Sog nun auf beiden Seiten des Rohres entsteht. Die Erosion infolge des Sogs führt zu viel flacheren Böschung auf beiden Seiten der Rohrleitung.

Kolke an Unterwasserrohrleitungen werden von Cevik & Yuksel (1999), Chiew (1990, 1991), Moncada et al. (1990) und Sumer & Fredsoe (1990) beschrieben. Arzamendi & Smith (1998) haben eine Fallstudie zu dieser Kolkart veröffentlicht.

3 Fallstudien

3.1 Versagen von Brückenpfeilern

3.1.1 Beschreibung des Brückenstandortes

Die Wairoa River Road Bridge liegt an der Ostküste von North Island, Neuseeland. Das Brückenbauwerk, dargestellt auf Bild 5, umfasst eine Fahrbahn aus bewehrtem Beton über 10 Öffnungen, getragen von Plattenbalken von 18,3 m Länge und Stahlträgern von 12,2 m Länge an den beiden Enden.

Die Brücke verband die beiden Teile der Stadt Wairoa und trug auch Transportleitungen für Wasser, Entwässerung, Telefon und Strom. Die Mehrzahl der Bevölkerung wohnte südlich der Brücke, während die meisten Arbeitsstätten zu jener Zeit nördlich der Brücke lagen.

Bild 6 zeigt die zerstörte Brücke. Die Pfeiler bestanden aus Betonplatten auf jeweils 1,8 bis 2,1 m dicken Betonsäulen. Die Säulen reichten ca. 6 m unter das ursprüngliche Flussbett und waren auf Pfahlgruppen aus jeweils fünf Betonpfählen gegründet. Diese Pfähle hatten einen Durchmesser von 0,35 m. Die Pfähle für die Pfeiler D und E reichten bis zu 16 m, die Pfähle der Pfeiler F bis H ca. 22 m unter den mittleren Wasserspiegel.

Die Brücke lag in einem relativ geraden Flussabschnitt und unterhalb einer Krümmung, wie in Bild 5 dargestellt.

while the principal employer at the time was located north of the bridge.

Figure 6 shows the damaged bridge. The piers comprised a barbell-shaped concrete slab supported on twin 1.8 to 2.1 m diameter concrete cylinders. The cylinders extended about 6 m below the original bed levels, and were founded on clusters of five octagonal concrete piles. The piles were 0.35 m diameter. The piles for Piers D and E extended to about 16 m below mean sea level, while the piles for Piers F to H extended to about 22 m below mean sea level, as shown.

The bridge was located in a relatively straight reach of the river and downstream from a bend, as shown in Figure 5. The bed sediment at the site is characterised as follows: $d_{16} = 0.2$ mm, median size $d_{50} = 0.35$ mm, and $d_{84} = 0.55$ mm. Bed investigations in 1988 (for the replacement bridge) showed the riverbed to be at about 5 m below MSL, with about 38 m of silty sands and gravels overlying siltstone.

3.1.2 Bridge Failure

The bridge failed on 8 March 1988 during flooding caused by Cyclone Bola, a tropical cyclone which resulted in sustained, high intensity rainfall in the catchment. Rainfall in the upper reaches of the Wairoa River catchment was reported to be of the 100-year event level.

At the bridge site, a 30-year-event peak discharge of 4,300 m³/s was recorded for the bridge failure. The mean annual flood peak at the bridge site has been estimated at 1,860 m³/s, while the 100-year return period flood has been estimated to be of a peak flow of 5,380 m³/s.

Forestry operations in the Wairoa catchment have led to increased volumes of debris being carried by the Wairoa River. The storm event dislodged large quantities of forest debris that were carried down the river.

Also, the bar at the river mouth was removed by storm surges. This bar, which was situated 5.6 km downstream from the bridge site, controlled flow at the bridge site. Before it was washed out, the bar maintained high water levels at the bridge site, up to about 0.4 m below the bridge beams during the flood. It is thought that the loss of the downstream control was associated with reports of debris some 5 km upstream from the bridge site flowing at speeds equalling traffic driving beside the river at 30 km/hr to 50 km/hr.

Due to the high flood level and the short bridge spans, the large volume of debris being carried by the river could not pass the bridge. The debris formed an extensive raft against the piers and bridge superstructure, as shown in Figure 7. It is postulated that the raft diverted the flow towards the riverbed, thereby increasing scour



Figure 6: The damaged Wairoa River Road Bridge, flow from left to right, after Melville and Coleman (2000)

Bild 6: Die beschädigte Straßenbrücke am Wairoa-Fluss, von links nach rechts fließend, nach Melville und Coleman (2000)

Das Flussbettmaterial ist durch die folgenden Korngrößen charakterisiert: $D_{16} = 0,2$ mm, $D_{50} = 0,35$ mm und $D_{84} = 0,55$ mm. Untersuchungen des Flussbettes im Jahr 1988 für einen Brückenneubau ergaben, dass die Flusssohle ca. 5 m unter NN lag und ca. 38 m schluffige Sande und Kiese über Schluffstein anstanden.

3.1.2 Einsturz der Brücke

Die Brücke stürzte am 8. März 1988 infolge der Überschwemmung beim Zyklon „Bola“ ein. Dieser tropische Zyklon führte zu lang anhaltenden starken Niederschlägen im Einzugsgebiet des Flusses. Im oberen Flussabschnitt erreichte der Regen die 100-jährliche Niederschlagsmenge.

Im Brückenbereich wurde ein 30-jähriger Abfluss mit 4300 m³/s zum Zeitpunkt des Einsturzes gemessen. Der mittlere jährliche Hochwasserabfluss lag bei 1860 m³/s, während das 100-jährliche Ereignis zu 5380 m³/s errechnet wurde.

Waldarbeiten im Einzugsbereich des Wairoa-Flusses haben zu einer Zunahme von Geschwemmsel im Fluss geführt. Infolge des Sturms wurden große Mengen von Überresten der Forstarbeiten den Fluss hinabtransportiert.

Außerdem war durch Sturmflut eine Schwelle an der Flussmündung abgetragen worden. Diese Schwelle, die 5,6 km unterhalb der Brücke lag, bestimmte den Abfluss in Höhe der Brücke. Vor der Zerstörung hielt diese Schwelle bei Überschwemmungen den Hochwasserstand in Höhe der Brücke bei ca. 0,4 m unter dem Brückenträger. Vermutlich war die Zerstörung der Schwelle der Grund, dass ca. 5 km oberhalb der Brücke das Schwemmmaterial mit Geschwindigkeiten von 30 bis



Figure 7: The bridge failure, flow from left to right, after Melville and Coleman (2000)

Bild 7: Das Versagen der Straßenbrücke am Wairoa-Fluss, von links nach rechts fließend, nach Melville und Coleman (2000)

around the foundations. The failure of the bridge can be attributed to this scour, as well as the loads due to the debris raft.

Six spans of the bridge collapsed, with Pier D being swept downstream. Piers E to H, which were also damaged, were separated from the respective cylinders. Four of the dislodged spans were not located. The bridge failure severed the roadway link, along with all services carried by the bridge.

3.1.3 Impact of the Failure

The bridge failure caused significant impacts for the local economy, due to the residential sections of the community being separated from the industrial sectors. The nearest bridge crossing was some 20 km upstream. Visitors to the district chose to bypass Wairoa. The community carried significant costs associated with crossing the river prior to the construction of a replacement bridge, for example running a ferry service across the river and the construction of a footbridge. A new bridge was built at the same site (15 m upstream) in 1989 at a cost of NZ\$ 4,200,000. The socio-economic costs of the failure have been estimated to be at least as much as the cost of bridge replacement. The new bridge has more clearance above river levels, longer spans and deeper foundations.

3.2 Submarine Pipeline Scour

3.2.1 Project Description

A 250-mm diameter oil pipeline and a 350-diameter gas pipeline were installed beneath the seabed in the East China Sea. The 300-km long pipelines were buried and transported hydrocarbon from the offshore gas and oil

50 km/h transportiert wurde.

Infolge des hohen Wasserspiegels und der schmalen Brückenöffnungen konnte die große Menge von Schwemmmaterial die Brücke nicht passieren. Das Schwemmgut formte eine Stauwand vor den Pfeilern und dem Überbau der Brücke, wie auf Bild 7 zu erkennen ist. Es ist zu vermuten, dass diese Stauwand die Strömung zum Flussbett hin ablenkte, wodurch die Kolkbildung um die Pfeilergründung zunahm. Der Einsturz der Brücke kann sowohl dieser Kolkbildung als auch der Belastung durch die Stauwand aus Schwemmmaterial zugerechnet werden.

Sechs Felder der Brücke stürzten ein, Pfeiler D wurde stromab fortgespült. Die Pfeiler E bis H, die auch zerstört wurden, wurden von ihrem Unterbau getrennt. Vier der abgetriebenen Überbauten wurden nicht mehr gefunden. Dieser Brückeneinsturz unterbrach die Straßenverbindung und alle Leitungen, die von dieser Brücke getragen wurden.

3.1.3 Auswirkungen des Einsturzes

Der Brückeneinsturz verursachte erhebliche Einschränkungen für die örtliche Industrie, da die Wohngebiete von den Industriegebieten durch den Fluss getrennt waren. Die nächste Brücke lag ca. 20 km flussaufwärts. Besucher mieden Wairoa. Der Gemeinde entstanden erhebliche Kosten schon vor dem Bau einer Ersatzbrücke, z. B. durch die Einrichtung eines Fährbetriebes und den Bau einer Fußgängerbrücke. Eine neue Brücke wurde 1989 ca. 15 m flussaufwärts gebaut und kostete 4.200.000 NZ\$. Die sozioökonomischen Kosten dieses Einsturzes wurden in derselben Größenordnung wie der Brückenneubau eingeschätzt. Die neue Brücke liegt höher über dem Flusswasserspiegel, hat längere Spannweiten und tieferreichende Gründungen.

3.2 Kolk an einer Unterwasserrohrleitung

3.2.1 Ausgangszustand

Im Meeresboden des ostchinesischen Meeres wurden eine Ölpipeline mit 250 mm Durchmesser und eine Gaspipeline mit 350 mm Durchmesser gebaut. Die 300 km langen Rohrleitungen waren eingegraben und transportierten Kohlenwasserstoff von dem Offshore-Gas- und Ölfeld zum Festland. Da die Strecke besonders während der Taifun-Zeiten hohen Wellenbelastungen und Tidedrömungen ausgesetzt war, wurden besondere Vorsichtsmaßnahmen getroffen, um die Pipeline zu sichern. Die geschätzte maximale Tidedrömgeschwindigkeit wurde auf bis zu 6 Knoten geschätzt.

Um die Pipeline gegen Kolkbildung zu schützen, entschieden sich die Planer, eine Lage Steine über die Pipe-

field to the mainland. As the site experiences high waves and tidal currents, especially during the typhoon seasons, special precautions were taken to enhance the integrity of the pipeline. The estimated maximum tidal current velocity can be as high as 6 knots.

In order to protect the buried pipeline against scouring, the designer decided to place a layer of rock over the pipeline. This rock layer forms a rigid boundary on the erodible seabed. Introduction of a hard layer on top of the movable seabed had unintended consequences, causing significant damage to the pipeline.

3.2.2 Failure

With time, erosion on the seabed took place, causing a highly undesirable effect on the pipeline, defeating the intent of the designer. Figure 8 shows the cross-section of a portion of the pipeline that has experienced severe erosion. The section in the figure was measured approximately 12 months after the rock layer was installed. The figure shows the formation of two scour holes, with a maximum depth close to about 12 m, on either side of the pipelines. This is due to the reversal of tidal current direction.

The formation of these two scour holes appears to be a direct consequence of the rock bunk that was placed over the pipeline. Ironically, this action was undertaken to protect the pipeline against scouring.

Figure 9 shows another section of the pipeline (not far from that in Figure 8) where the two large scour holes are no longer present. Instead the pipeline is completely exposed and the rock layer appears to have been washed away too. When subjected to the hydrodynamic forces caused by both wave and current, tunnel scour (Chiew 1990, 1991) can form beneath the pipeline in Figure 9. When this occurs, spanning may develop causing the pipeline to vibrate. This would seriously undermine the integrity of the pipeline, for example, it may cause spalling of the concrete over the pipeline. It is anticipated that the large scour holes in Figure 8 is a prelude to the pipeline exposure shown in Figure 9.

3.2.3 Impact of Failure

Not long after the measurement of these data in Figures 8 and 9, the portion of the pipeline in the vicinity of the two sections above was ruptured. The cause of the failure was attributed to vortex-induced vibration, a phenomenon that can only occur when tunnel scour beneath a pipeline has taken place.

line zu legen. Diese Steinschicht bildete eine starre Schwelle auf dem erodierbaren Meeresboden. Dieser Bau einer „harten“ Schicht auf einem mobilen Meeresgrund hatte unerwartete Konsequenzen, die zu erheblichen Beschädigungen der Pipeline führten.

3.2.2 Versagen

Mit der Zeit wurde der Meeresgrund erodiert, wodurch ein höchst unerwünschter Effekt für die Pipeline entstand, der dem Vorhaben der Planer vollständig widersprach. Bild 8 zeigt den Querschnitt eines Pipelineabschnittes, an dem erhebliche Erosion aufgetreten war. Dieser Querschnitt war ca. 12 Monate nach Einbau der Steinlage vermessen worden. Das Bild zeigt die Bildung zweier Kolke auf beiden Seiten der Pipeline mit einer Maximaltiefe von fast 12 m, entstanden durch die wechselnde Richtung des Tidestromes.

Die Bildung dieser zwei Kolke war eine direkte Auswirkung der Steinlage, die über die Rohrleitung gelegt worden war. Ironischerweise war diese gebaut worden, um die Rohrleitung gegen Kolkbildung zu schützen.

Bild 9 zeigt einen anderen Abschnitt der Pipeline (nicht weit von dem auf Bild 8), wo die beiden großen Kolke nicht vorhanden sind. Dafür ist die Rohrleitung vollständig freigelegt und die Steinlage scheint fortgespült worden zu sein. Wird eine Rohrleitung den hydrodynamischen Kräften aus Wellen und Strömungen ausgesetzt, kann ein „Tunnelkolk“ (Chiew 1990, 1991) unter der Rohrleitung wie im Bild 9 entstehen. Tritt dies ein, kann das Freiliegen der Pipeline zu Vibrationen führen. Das würde den Zustand der Rohrleitung erheblich beeinträchtigen, z. B. kann es zum Abplatzen des Betons über der Rohrleitung führen. Es ist naheliegend, dass die großen Kolke in Bild 8 eine Vorstufe zum Freiliegen der Pipeline in Bild 9 darstellen.

3.2.3 Auswirkungen

Nicht lange nach den in Bild 8 und 9 dargestellten Messungen brach die Pipeline in der Nähe dieser Querschnitte. Der Grund für den Bruch wurde in wirbelinduzierten Vibrationen gesehen, einem Phänomen, das nur auftreten kann, wenn sich ein Tunnelkolk unter einer Rohrleitung ausgebildet hat.

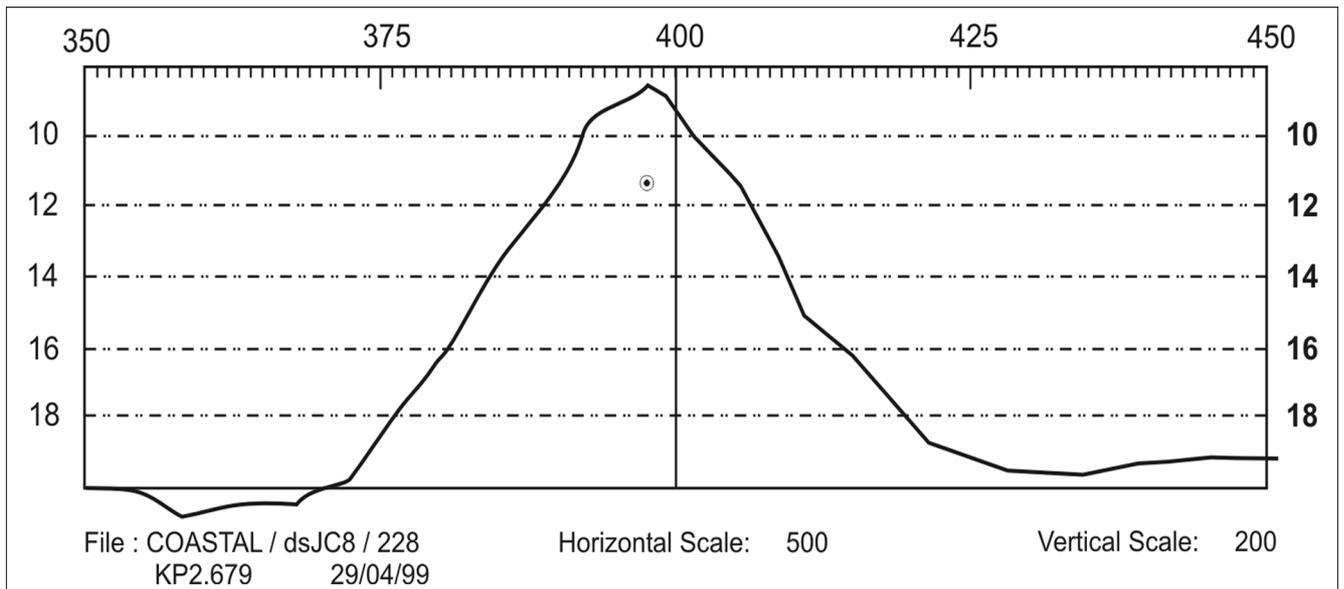


Figure 8: Formation of two scour holes around the buried pipelines

Bild 8: Bildung zweier Kolke auf beiden Seiten der mit Steinen bedeckten Pipelines

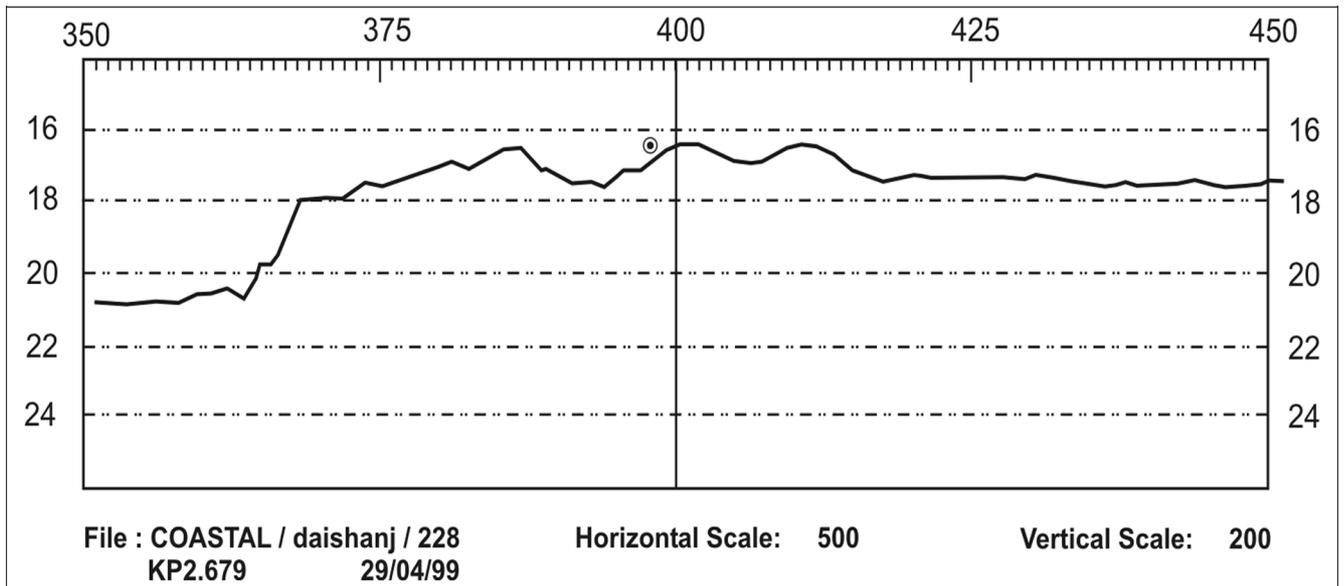


Figure 9: Exposure of buried pipeline

Bild 9: Freiliegen der eingebetteten Pipeline

3.3 Tunnel Scour

3.3.1 Project Description

San Roque Dam in the Philippines was one of the largest dams under construction during the year 2000. Three diversion tunnels were provided to divert flow around the area where the dam was being constructed. The dimensions of the tunnels are shown in Table 1. It was originally intended to line the tunnels with concrete to protect them against the erosive power of water. However, at the point when the walls and roof of the tunnel were lined with concrete, the contractor was lagging behind schedule. It was determined that the contractor

3.3 Kolke in Stollen

3.3.1 Baubeschreibung

Die San Roque-Talsperre auf den Philippinen gehörte zu den größten Sperrern, die im Jahr 2000 im Bau waren. Es waren drei Umleitungsstollen vorgesehen, um den Abfluss um die Baustelle herum zu gewährleisten. Die Abmessung der Stollen sind in Tabelle 1 aufgeführt. Es war ursprünglich geplant, die Tunnel mit Beton auszukleiden, um sie gegen Erosion zu schützen. Als jedoch Firste und Ulmen der Stollen mit Beton ausgekleidet waren, geriet die Baufirma in Zeitverzug. Der Zeitverzug könnte wettgemacht werden, wenn auf die Be-

could make up for lost time if the floors of the tunnels could be left without concrete lining. In order to determine whether such an approach would be feasible, it was required to investigate the erodibility of the rock and assess whether it would scour under flood conditions. The erodibility of the rock in the tunnels were determined by means of Annandale's Method (Annandale 1995), and recommendations were made as to which portions of the tunnel had to be lined, and which portions could remain unlined. By advancing the construction schedule, the contractor was able to save approximately US\$ 1 million in interest charges every four days.

3.3.2 Erodibility of Tunnel

In general it was determined that the entrances to and exits from the tunnels had to be lined, but that the remainder of the rock within the tunnels was strong enough to resist the erosive power of the water. Six classes of rock were identified, i.e. the rock at the entrances to and exits from the tunnels, and four other types that were named Type I, Type II – High strength, Type II-Low strength, and Type III. Type I was identified as erosion resistant rock, and Type III as not erosion resistant. The recommendations as shown in Table 2 and 3.

tonauskleidung der Sohle verzichtet würde. Um herauszufinden, ob solch eine Bauweise möglich ist, sollte die Erodierbarkeit des Fels untersucht und abgeschätzt werden, ob beim Durchströmen Kolke zu erwarten sind. Die Erodierbarkeit des Fels wurde nach dem Verfahren von Annandale (1995) ermittelt. Daraus wurden Empfehlungen abgeleitet, welche Teile des Tunnels ausgekleidet werden mussten und welche unausgekleidet bleiben konnten. Durch die Beschleunigung des Baufortschritts konnte der Unternehmer ca. 1 Mill. \$ je vier Tage einsparen.

3.3.2 Erodierbarkeit des Stollens

Grundsätzlich wurde festgestellt, dass die Stollenein- und Ausgänge ausgekleidet werden mussten, dass jedoch auf der verbleibenden Strecke der Fels fest genug war, um der Erosionswirkung des Wassers zu widerstehen. Der Fels wurde in sechs Klassen eingeteilt, d. h. Fels an den Ein- und Ausgängen des Stollens und vier weitere Felsarten mit den Bezeichnungen Typ I, Typ II/hohe Festigkeit, Typ II/geringe Festigkeit und Typ III. Typ I war erosionsfester Fels, Typ III war nicht erosionsfest. Die entsprechenden Empfehlungen sind in Tabelle 2 und 3 aufgelistet.

Tunnel No.	Width / Breite (m)	Height / Höhe (m)	Length / Länge (m)	U/S invert / Oberwassersohle (m)	D/S invert / Unterwassersohle (m)
1	10.4	14.5	852.5	115	104.55
2	10.4	14.5	888.3	115	104.5
3	6	6	816.8	110	104.55

Table 1: Tunnel dimensions

Tabelle 1: Tunnelabmessungen

Rock Type / Felstyp	Entrance / Eingang	Exit / Ausgang	Straight / Gerade	Bend / Krümmung	Flare / Erweiterung
U/S / Oberwasser	Scour / Kolk				
D/S / Unterwasser		Scour / Kolk			
I			No Scour / kein Kolk	No Scour / kein Kolk	No Scour / kein Kolk
II-high / II-hoch			No Scour / kein Kolk	No Scour / kein Kolk	No Scour / kein Kolk
II-low / II-niedrig			Scour / Kolk	Scour / Kolk	Scour / Kolk
III			Scour / Kolk	Scour / Kolk	Scour / Kolk

Table 2: Scour potential in Tunnels 1 and 2

Tabelle 2: Kolkpotenzial in den Tunneln 1 und 2

Rock Type / Felstyp	Entrance / Eingang	Exit / Ausgang	Straight / Gerade	Bend / Krümmung	Flare / Erweiterung
U/S / Oberwasser	Scour / Kolk				
D/S / Unterwasser		Scour / Kolk			
I			No Scour / kein Kolk	No Scour / kein Kolk	No Scour / kein Kolk
II-high / II-hoch			No Scour / kein Kolk	No Scour / kein Kolk	No Scour / kein Kolk
II-low / II-niedrig			No Scour / kein Kolk	No Scour / kein Kolk	Potentially scour resistant ¹⁾ Potenzieller Kolkwiderstand ²⁾

¹⁾ Potentially scour resistant up to 100 year flood. However, scour could occur for flood magnitudes greater than the 30 year flood.
²⁾ Potenzieller Kolkwiderstand bis zum 100-jährlichen Abfluss. Mögliche Kolkbildung bei mehr als 30-jährlichem Abfluss.

Table 3: Scour potential in Tunnel 3

Tabelle 3: Kolkpotenzial im Tunnel 3

3.3.3 Observations

During the course of construction floods occurred that substantially filled the tunnels with water, up to 3,500 m³/s, which is equivalent to approximately the 10-year flood. Observations after the floods confirmed the recommendations. No significant scour of the tunnel floors was observed, with the tunnels remaining intact to perform their function. Figure 10 shows the inside of the tunnel and its exit during flooding, and its floor after the floods respectively. Figure 11 shows the floor of the tunnel after the flood event, remaining essentially intact.



Figure 10: Interior view of tunnel entrance and flood passing at exit

Bild 10: Innenansicht des Stolleneingangs und Abfluss am Stollenausgang



Figure 11: Unlined rock floor of tunnel after flood, remaining essentially intact

Bild 11: Tunnelsohle nach dem Hochwasser, im Wesentlichen unzerstört

3.3.3 Beobachtungen

Während der Bauzeit traten Abflüsse auf, die die Stollen mit Abflüssen bis zu 3500 m³/s beanspruchten, was fast dem 10-jährlichen Abfluss entsprach. Die Beobachtungen nach diesen Hochwässern bestätigten die Empfehlungen. Am Tunnelboden wurde keine signifikante Kolkbildung beobachtet, die Stollen blieben intakt und erfüllten ihre Aufgabe. Bild 10 zeigt eine Innenansicht des Stollens und des Stollenausgangs unter Wasserbelastung und den Boden nach dem Abfluss. Bild 11 zeigt die Tunnelsohle nach dem Hochwasser, die im Wesentlichen unzerstört blieb.

4 Zusammenfassung

In dem Beitrag werden die Kolkarten, mit denen der Ingenieur üblicherweise konfrontiert ist, zusammengefasst. Es zeigt sich, dass eine zufriedenstellende Beurteilung von Kolken und die Bemessung von Schutzmaßnahmen gegen Kolkbildung Erfahrungen in Geotechnik, Ingenieurgeologie, Hydraulik und Hydrologie erfordern. Fachwissen und Erfahrung in Geotechnik und Ingenieurgeologie sind erforderlich, um die Widerstandsfähigkeit von Bodenmaterial gegen die erosiven Kräfte des Wassers zu bestimmen, während Hydraulik und Hydrologie erforderlich sind, um die Größe der Erosionskraft des Wassers zu ermitteln. Die meisten Verfahren, die gegenwärtig angewendet werden, berücksichtigen die Widerstandsfähigkeit von Bodenmaterial gegen Erosion nicht ausreichend.

Drei Fallstudien werden in dem Beitrag vorgestellt: Versagen von Brückenpfeilern, Kolk an einer Unterwasserpipeline und Kolk in Umleitungsstollen in Fels. Der Beitrag zeigt, dass die ökonomischen Auswirkungen von Kolkbildungen immens sein können. Im Falle eines Brückeneinsturzes in den USA werden mittlere Kosten von 100 Mill. \$ geschätzt, wobei die indirekten Kosten ca. fünfmal so hoch sind wie die direkten Kosten des Einsturzes. Schäden an Unterwasserpipelines sind infolge der schwierigen Arbeitsbedingungen bei Reparaturen sehr teuer. Die Fallstudie über Umleitungsstollen belegt den Wert eines Ansatzes, um die Erosionsfähigkeit eines Bodens abschätzen zu können, in dem vorliegenden Fall die Erodierbarkeit von Fels. Mit dem Verfahren von Annandale konnte bestimmt werden, welche Stollenbereiche ausgekleidet werden müssen und welche ohne Auskleidung bleiben können. Dadurch konnten Mill. \$ Baukosten eingespart und der Bauzeitplan eingehalten werden.

4 Summary

The types of scour that engineers generally deal with are summarized in the paper. It is concluded that satisfactory analysis of scour and design of protection measures to protect against scour require expertise in geotechnical engineering, engineering geology, and hydraulic and hydrologic engineering. Expertise and experience in geotechnical engineering and engineering geology are required to determine an earth material's ability to resist the erosive power of water, whereas expertise and experience in hydrologic and hydraulic engineering are required to quantify the magnitude of the erosive power of water. Most methods that are currently used in practice do not adequately address the ability of earth material to resist erosion. Three case studies are presented in the paper, dealing with bridge pier failure, submarine pipeline scour, and scour in water conveyance tunnels in rock. The paper points out that the economic impact of scour could be immense. In the case of bridge pier failure, the average cost per failure in the United States of America is estimated to be on the order of US \$100 million, with the indirect cost approximately five times the direct cost of failure. Failure of submarine pipelines is very expensive, because of the difficult conditions to work in when repairing a failure. The case study that dealt with tunnel scour illustrates the value of having the ability to accurately predict the erodibility of earth materials, in this case the erodibility of rock. Annandale's Method (Annandale 1995) was used to determine which parts of the tunnel could remain unlined. This saved the contractor millions of dollars by not having to line the tunnel floor and concurrently advancing the construction schedule.

5 References / Literatur

- Abida, H. and Townsend, R. D. (1991) "Local scour downstream of box-culvert outlets," University of Ottawa, Journal of Irrigation and Drainage Engineering, 117(3), 425-440
- Annandale, G. W. (1995), "Erodibility", Journal of Hydraulic Research, Vol. 33, No. 4, pp. 471-494
- Annandale, G. W., Wittler, R. and Scott, G. A. (2000), "Scour Downstream of Dams", Scour Symposium, ISSMGE GeoEng2000 Conference, Melbourne, Australia
- Arzamendi, M. and Smith, T. (1998) "Tijuana river crossing using horizontal directional drilling a case history," Proceedings of the 1998 Pipeline Division Conference, ASCE, San Diego, CA, 47-56
- Ashmore, P. and Parker, G. (1983) "Confluence scour in coarse braided streams," Water Resources Research, 19(2), 392-402
- Bormann, N. E. and Zeller, M. (1993) "Variations encountered in design analysis of local scour at drop structures," Proceedings of the National Conference on Hydraulic Engineering, ASCE, San Francisco, CA, 391-1396
- Brice, J. C. (1982) "Stream channel stability assessment," Report No. FHWA-RD-82-021, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington D. C., U. S. A., 45pp
- Brice, J. C. and Blodgett, J. C. (1978) "Countermeasures for hydraulic problems at bridges," Vols. 1 and 2, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington D. C., U. S. A
- Cevik, E. and Yuksel, Y. (1999) "Scour under submarine pipelines in waves in shoaling conditions," Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, ASCE, 125(1), 9-19
- Chiew, Y. M. (1990) "Mechanics of local scour around submarine pipelines," Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 116(4), 515-529
- Chiew, Y. M. (1991) "Prediction of maximum scour depth at submarine pipelines," Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 117(4), 452-466
- de Vries, M. (1981) "Morphological computations," Lecture notes f 10a, Department of Civil Engineering, Delft University of Technology, Netherlands, 70pp
- Doehring, F. K. and Abt, S. R. (1994) "Drop height influence on outlet scour," Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 120(12), 1470-1476
- Fredsoe, J. and Sumer, B. M. (1997) "Scour at the round head of a rubble-mound breakwater," Coastal Engineering, 29(3-4), Elsevier Science B. V., Amsterdam, Netherlands, 231-262
- Hickin, E. J. and Nanson, G. C. (1975) "The character of channel migration on the Beaton River, Northwest British Columbia, Canada," Bulletin of the Geological Society of America, Vol. 86, 487-494
- Hoffmans, G.J.C.M. and Verheij, H.J. (1997) "Scour manual," A.A. Balkema, Rotterdam, Netherlands, 205pp
- Lacey, G. (1930) "Stable channels in alluvium," Paper 4736, Minutes of the Proc., Institution of Civil Engineers, Vol. 229, William Clowes and Sons Ltd., London, Great Britain, 259-292
- Lagasse, P. F. and Richardson, E. V. (2001) "ASCE Compendium of Stream Stability and Bridge Scour Papers," Forum Article, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 127(7), 531-533

- Lagasse, P. F., Schall, J. D., Johnson, F. M., Richardson, E. V. and Chang, F. (1995) "Stream stability at highway structures," Hydraulic Engineering Circular No. 20 (HEC-20), Report No. FHWA-IP-90-014, Federal Highway Administration, U. S. Department of Transportation, Washington, D. C., U. S. A
- Lawler, D. M., Thorne, C. R. and Hooke, J. M., (1997), "Bank Erosion and Instability", in Applied Fluvial Geomorphology for River Engineering and Management, John Wiley & Sons
- Lim, S. Y. (1995) "Scour below unsubmerged fullflowing culvert outlets," Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Water Maritime and Energy, 112(2), Thomas Telford Services Ltd., London, 136-149
- Mason, P.J. and Arumugam, K. (1985) "Free jet scour below dams and flip buckets," Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 111(2), 220-235
- Maynard, S. T., (1996), "Toe-Scour Estimation in Stabilized Bendways", Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 122, No. 8, pp. 460 – 464
- Moncada, M., Alix, T. and Aguirre-Pe, J. (1990) "Scour below pipeline in river crossings," Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 125(9), 953-958
- Neill, C. R. (1973) (Ed.) "Guide to bridge hydraulics," Roads and Transportation Assoc. of Canada, University of Toronto Press, Toronto, Canada, 191pp
- Odgaard, A. J. (1989a) "River-meander model. I: Development," Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 115(11), 1433-1450
- Rice, C. E. and Kadavy, K. C. (1993) "Protection against scour at SAF stilling basins," Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 119(1), 133-139
- Richardson, E. V. and Davis, S. R. (1995) "Evaluating scour at bridges," Report No. FHWAIP- 90-017, Hydraulic Engineering Circular No. 18 (HEC-18), Third Edition, Office of Technology Applications, HTA-22, Federal Highway Administration, U. S. Department of Transportation, Washington, D. C., U. S. A., November, 204pp
- Sumer, B. M., Fredsoe, J., Christiansen, N. and Hansen, S. B. (1994) "Bed shear stress and scour around coastal structures," Proceedings of the 24th International Conference on Coastal Engineering, Part 2, ASCE, Kobe, Japan, 1595-1609
- Sumer, B. M. and Fredsoe, J. (1990) "Scour below pipelines in waves," Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, ASCE, 116(3), 307-323
- Sumer, B. M. and Fredsoe, J. (1997) "Scour at the head of a vertical-wall breakwater," Coastal Engineering, 29 (3-4) Elsevier Science B. V., Amsterdam, Netherlands, 201-230
- van Rijn, L. C. (1984) "Sediment transport, Part III: Bed forms and alluvial roughness," Journal of Hydraulic Engineering, 110(12), December, 1733- 1754
- Yalin, M. S. (1992) "River mechanics," Pergamon Press, New York, U. S. A

Geotechnische Aspekte von Kolkentwicklung und Kolkenschutz

Geotechnical Parameters of Scouring and Scour Countermeasures

DR.-ING. MICHAEL H. HEIBAUM, BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU (FEDERAL WATERWAYS ENGINEERING AND RESEARCH INSTITUTE)

1 Introduction

Scour is a problem of the interaction at the boundary of water and soil. In most cases it is considered a hydraulic problem only. This means that the interaction is looked at from the water side. So nearly all approaches to calculate scour effects represent the hydraulic point of view. But one has also to consider the soil or rock that is influenced by the hydraulic load including the interaction of the surface water and the pore water.

In many analytical approaches of scour development, the influences of the subsoil material (grain diameter, unit weight, density, shear strength, etc.) are very roughly expressed in terms of the medium diameter d_{50} only. Sometimes the geometric standard deviation d_{84}/d_{50} or something similar is taken into account.

As an example, Lauchlan (2000) and Lauchlan & Melville (2001) give a wide overview of the analytical approaches of rip rap size prediction for scour countermeasures. It is not astonishing that the scatter of results when designing rip rap size is very large: for a given Froude number the rip rap size varies by a factor of 10. The subsoil in all these calculations is represented only by a mean grain diameter (e.g. d_{50}) and the specific gravity of the grain. The pore water is not taken into consideration at all in any approach, nor is the layer thickness of the top bed layer (or the armour layer).

Therefore in the following, some effects of the interaction of surface water, pore water and soil are discussed by trying to improve understanding of the scouring process and looking a bit more closely at the material that is eroded.

1 Einführung

Kolke entstehen auf Grund von Wechselwirkungen an der Grenze von Wasser und Boden. Meist wird dies als rein hydraulisches Problem betrachtet, d. h., dass die Kolkbildung nur von der Wasserseite aus betrachtet wird. Aus diesem Grund enthalten alle Ansätze zur Berechnung der Kolkentwicklung fast nur hydraulische Parameter. Jedoch sollte auch der Boden oder der Fels, der hydraulisch belastet wird, genauer betrachtet werden, ebenso die Wechselwirkung von freiem Wasser und Porenwasser.

In vielen Ansätzen zur Kolkentwicklung werden die Bodeneigenschaften (Korndurchmesser, Wichte, Lagerungsdichte, Scherfestigkeit usw.) nur sehr grob erfasst, meist nur durch den mittleren Korndurchmesser d_{50} . Manchmal werden zusätzlich die Ungleichförmigkeit oder die „geometrische Standardabweichung“ d_{84}/d_{50} oder ähnliche Parameter berücksichtigt, mehr jedoch nicht.

Als Beispiel dafür seien Lauchlan (2000) und Lauchlan & Melville (2001) genannt, die einen breiten Überblick über die analytischen Berechnungsverfahren zur Bestimmung der erforderlichen Steingröße für Kolk Sicherungen geben. Es überrascht nicht, dass die resultierende Streubreite der Ergebnisse bei der Bemessung der Steingröße sehr groß ist: Für eine bestimmte Froude-Zahl streut der ermittelte Steindurchmesser um den Faktor 10. Der Untergrund ist bei all diesen Berechnungen nur durch den mittleren Korndurchmesser und die Kornwichte beschrieben. Das Porenwasser, bzw. der Porenwasserdruck, wird bei allen Ansätzen überhaupt nicht berücksichtigt, auch nicht andere wesentliche Einflussfaktoren, wie die Schichtdicke der Deckschicht.

Deshalb werden im Folgenden einige Auswirkungen der Wechselwirkung von freiem Wasser, Porenwasser und Boden diskutiert. Es wird versucht, den Vorgang des Kolkens zu verstehen und das Material, das erodiert wird, etwas näher zu betrachten.

2 Empirical geotechnical approach

One of the few mainly geotechnical approaches is given by Annandale (1995). To determine the susceptibility against erosion, the rate of energy dissipation per unit width of flow and the erodability index are compared. For both granular material and rock and other complex earth material there is a linear relationship of erodability index and energy dissipation in the log-log-scale.

This approach is empirical, but it gives a first estimate under which load scour may originate. On this basis there is also given an approach to calculate the scour depth (Smith, 1994) which is still under discussion.

A promising approach for fine grained soil is presented by Briaud et al. (2000, 2001). In a special testing equipment the erosion rate is determined. With an empirical calculation procedure it is possible to calculate the initiation of scour and the expected scour depth. This approach is important, since it was found by the authors that any correlation of the erosion rate and standard soil parameters is very poor, so the experimental procedure seems to be the only reliable one.

3 Taking into account pore water pressure

3.1 Stress and resistance

Most tests to cover erosion processes are performed using a steady flow of a certain velocity resulting in a certain shear stress. It is a matter of common use and general consensus to consider the shear stress as the major load parameter. But not only stress should be considered but resistance as well.

Concerning soil, resistance is given by the intergranular strength which is expressed in terms of internal angle of friction and cohesion. While cohesion is more or less independent of the intergranular stresses (however, stress history may have a large influence on the magnitude of cohesion), the shear strength caused by friction is linearly dependent on normal (effective) stress. Effective stress is directly dependent on pore water pressure. Knowing this, it is easy to understand that the pore water pressure has an important influence – in cohesionless soils even more than in cohesive soils.

2 Empirische geotechnische Bemessungsverfahren

Einige der wenigen geotechnischen Ansätze für die Kolkentwicklung stammen von Annandale (1995). Um die Erosionsneigung zu bestimmen, werden ein „Erosionsindex“ und der Grad der Energie-Dissipation per Einheitsbreite verglichen. Sowohl für Lockergestein als auch für Fels wurde im doppelt logarithmischen Maßstab eine lineare Beziehung von Erosionsindex und Energie-Dissipation gefunden.

Dieser Ansatz ist rein empirisch, ermöglicht aber eine erste Abschätzung, bei welcher hydraulischen Belastung ein Kolk entstehen kann. Auf dieser Basis wird auch eine Abschätzung der zu erwartenden Kolkentiefe formuliert (Smith, 1994), über die aber noch gestritten wird.

Von Briaud et al (2000, 2001) wird ein vielversprechender Ansatz für bindige Böden vorgestellt. In einer besonderen Versuchsapparatur wird die Erosionsrate bestimmt. Mit einer empirischen Bemessungsformel ist es möglich, den Beginn des Kolkens und die erwartete Kolkentiefe zu ermitteln. Dieser Ansatz ist insofern wichtig, weil die Autoren gezeigt haben, dass alle Korrelationen von Erosionsrate und allgemein üblichen Bodenparametern sehr schlecht sind, sodass ein Zusammenhang ausschließlich mit Versuchen erhalten werden kann.

3 Berücksichtigung des Porenwasserdruckes

3.1 Einwirkung und Widerstand

Die meisten Versuche zum Erosionsverhalten werden mit einer konstanten Strömung mit einer definierten Geschwindigkeit durchgeführt, die zu einer bestimmten Scherbeanspruchung führt. Es herrscht allgemeine Übereinstimmung, dass die Scherbeanspruchung der wichtigste Lastparameter ist. Allerdings sollte nicht nur die Belastung, sondern auch der Widerstand berücksichtigt werden.

Was den Boden betrifft, ergibt sich der Widerstand aus der inneren Festigkeit des Bodens, die im Allgemeinen durch den inneren Reibungswinkel und die Kohäsion ausgedrückt wird. Während die Kohäsion mehr oder weniger unabhängig vom Spannungszustand im Boden ist (allerdings hat die Spannungsgeschichte einen sehr großen Einfluss auf die Größe der Kohäsion), ist die Scherfestigkeit infolge Reibung nahezu linear abhängig von der effektiven Normalspannung. Die effektive Normalspannung ist wiederum direkt abhängig vom Porenwasserdruck. Aus diesem Grunde ist es leicht verständlich, dass der Porenwasserdruck einen großen Einfluss hat - in kohäsionslosen Böden deutlich mehr als in kohäsiven Böden.

3.2 Time dependency of the pore water pressure

Hydrostatic pore water pressure is defined by the hydraulic head. The pore water pressure in a steady flow is usually quasi hydrostatic. But flowing water may generate an unsteady pore water pressure due to turbulence, vortices, large or small eddies. Unsteady pore water pressure will also be created by regular or irregular changes of the hydraulic head, e.g. sudden increase or drop of the water level or waves. Effects are enlarged when they are superimposed.

Measurements revealed that pore water pressure may not only be unsteady but may also show a certain time delay. This means that the pore water pressure at a certain point does not change simultaneously with the hydraulic head above that point.

To access scour, the delayed reaction of pore water pressure is a very important issue, since it may result in an unsteady excess pore water pressure in the subsoil, thus destabilising the soil skeleton.

As early as 1981, Nago and Maeno discussed the effect of oscillating water pressure on the surface on the pore water regime in a sand layer and concluded that this effect may influence the design of hydraulic structures and may create engineering problems like scouring. They observed a damping of the pressure variation with depth z and a lag in phase, when natural water was used (natural water always contains some air!). Figure 1 shows this effect which is diminished when de-aired water is used. It would vanish when an ideal (= incompressible) fluid is used.

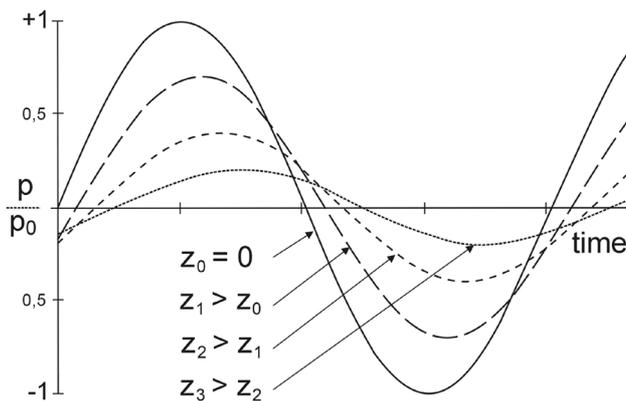


Figure 1: Variation in pore pressure with time

Bild 1: Änderungen im Porenwasserdruck mit Zeitangabe

Detailed calculation and experimental verification was published by the same authors in 1984. It was proved that under certain conditions the effective stress becomes zero. Liquefaction will occur and the sand will be scoured by the flow tangential to the soil surface. In a recent paper of Mia and Nago (2000) it was stated

3.2 Zeitabhängigkeit des Porenwasserdruckes

Der hydrostatische Porenwasserdruck ist durch den Ruhewasserspiegel gegeben. Der Porenwasserdruck unter einer konstanten Strömung ist meist quasi-hydrostatisch. Fließendes Wasser kann allerdings einen instationären Porenwasserdruck hervorrufen infolge von Turbulenzen oder Wirbeln. Instationäre Porenwasserdrücke werden ebenfalls hervorgerufen durch regelmäßige oder unregelmäßige Änderungen der Wasserspiegellage, z. B. durch einen plötzlichen Wasserspiegelanstieg oder -absenk oder durch Wellen. Die einzelnen Auswirkungen können sich überlagern.

Messungen haben gezeigt (Köhler 1989), dass der Porenwasserdruck nicht nur instationär sein kann, sondern auch gegenüber dem äußeren Wasserdruck eine gewisse Zeitverzögerung aufweist. Das bedeutet, dass der Porenwasserdruck in einem bestimmten Punkt sich nicht zeitgleich mit dem Wasserspiegel über diesem Punkt ändert.

Um die Kolkbildung besser zu verstehen, ist die verzögerte Porenwasserdruckreaktion ein wichtiger Aspekt, da sie zu instationären Porenwasserüberdrücken im Boden führt und damit das Korngerüst destabilisiert.

Bereits 1981 haben Nago und Maeno den Einfluss eines wechselnden Wasserdruckes auf der Bodenoberfläche auf die Porenwasserdruckverteilung in einem Sanduntergrund näher untersucht und festgestellt, dass diese Auswirkungen die Bemessung von Wasserbauwerken beeinflussen und zu Problemen wie Kolkbildung führen können. Sie beobachteten eine Dämpfung der Druckänderungen und Phasenverschiebungen mit der Tiefe, wenn natürliches Wasser in den Versuchen verwendet wurde (natürliches Wasser enthält immer einen gewissen Luftanteil!). Bild 1 zeigt diesen Effekt der sich verringert, wenn entlüftetes Wasser benutzt wird. Er würde ganz verschwinden, wenn eine ideale (d. h. inkompressible) Flüssigkeit verwendet würde.

Detaillierte Berechnungen und Nachweise durch Versuche wurden von denselben Autoren 1984 veröffentlicht. Es wurde gezeigt, dass unter bestimmten Randbedingungen die effektiven Spannungen zu Null werden. Es tritt eine Bodenverflüssigung ein und der Sand wird durch eine Strömung tangential zur Bodenoberfläche erodiert. In einer jüngeren Veröffentlichung von Mia und Nago (2000) wurde ausgesagt, dass „das Maximum der Kolkbildung in einem Zustand auftrat, bei dem die effektive Spannung deutlich reduziert war infolge der Belastung durch eine plötzliche Wasserdruckänderung“. Yu, Maeno und Nago (2001) beschreiben einen numerischen Ansatz für den Verflüssigungsvorgang der obersten Bodenschicht unter wechselnder Wasserdruckbelastung. Es ist leicht zu verstehen, dass ein verflüssigter Boden schon bei geringer Strömung verlagert werden kann.

that “the excess scour depth always found a maximum at a stage of considerably reduced effective stress under the application of abrupt water pressure change”. Yu, Maeno & Nago (2001) present a numerical approach to the liquefaction process of the top soil layer loaded by oscillating pressures. It is easy to understand that a liquefied soil will be eroded immediately by even a mild current.

To take into account the transient pore water pressure and the time dependent local flow conditions in the subsoil, Köhler developed a design model in 1979. The distribution of the excess pore water pressure with depth is described by an exponential function with only one parameter. This pore pressure parameter “b” is dependent on the soil permeability, the compressibility of the soil and the compressibility of the pore water (Schulz & Köhler 1986). For many practical calculations a design chart has been developed (Bezuijen & Köhler 1996) dependent on soil permeability and time of pressure drop.

3.3 Measurement of the pore water pressure

Based on the idea that bank damage is caused not only by currents and waves but also by changes in the pore water regime, measurements were undertaken to gain more information on the interaction of pore water and surface water. Pore water pressure gauges were installed at several depths in the soil and on the surface. It is nearly impossible to install numerous pore water pressure transducers in an existing slope geometry without disturbing the flow pattern and with only minimal damage to the soil. A solution was found by driving steel tubes (diameter 60 mm) into the soil with filter protected openings near the tip. The gauges are put into place only for the measurement, thus avoiding damage to the sensitive instruments. The gauges are isolated in the tube by a special mechanical packer system. This system allows for long-term measurements in many applications (Köhler & Feddersen 1991).

3.4 Verification in laboratory tests

Also in a triaxial apparatus the effect of delayed pore water reaction can be shown rather easily. If the water pressure on one side of the sample is changed suddenly, on the other side it will be measured only after a delay. The pore water pressure inside the sample adapts nonlinearly in time and place (Figure 2). The speed of the change is dependent on the air content and thus on the compressibility of the pore fluid. This test is often used to verify the complete saturation of a cohesive sample in a triaxial test. A pressure change at one end of the sample will be noticed at the other end, the faster the less air or gas remains in the sample. When all air or gas in the pore water is dissolved by back pressure,

Köhler entwickelte 1979 einen rechnerischen Ansatz, um den veränderlichen Porenwasserdruck und die zeitabhängigen lokalen Strömungsbedingungen im Untergrund zu berücksichtigen. Die Verteilung des Porenwasserüberdruckes über die Tiefe wird über eine Exponential-Funktion mit nur einem Parameter abgebildet. Dieser Porenwasserdruckparameter „b“ ist abhängig von der Durchlässigkeit des Bodens, der Zusammendrückbarkeit des Bodens und der Zusammendrückbarkeit des Porenwassers (Schulz und Köhler, 1986). Für viele praktische Anwendungen wurde ein Bemessungsdiagramm entwickelt (Bezuijen und Köhler, 1996) mit den Parametern Durchlässigkeit und Geschwindigkeit des Druckabfalls.

3.3 Messung des Porenwasserdrucks

Auf Grundlage der Überlegung, dass ein Böschungsbruch nicht nur durch Strömung und Wellen verursacht wird, sondern auch durch Änderungen im Porenwasserregime, wurden Messungen durchgeführt, um mehr Informationen über die Wechselwirkung von Porenwasser und freiem Wasser zu erhalten. Dafür wurden Porenwasserdruckmesselemente in verschiedenen Tiefen im Boden und auf der Oberfläche installiert. Es ist fast unmöglich, Messelemente zur Porenwasserdruckmessung in einem bestehenden Uferuntergrund einzubringen ohne das Grundwasserströmungsverhalten zu ändern und mit nur einer minimalen Störung des Bodens. Die Lösung war das Einrammen von Stahlrohren mit 60 mm Durchmesser mit geschützten Filteröffnungen an der Spitze. Die Messelemente wurden nur für die Messung

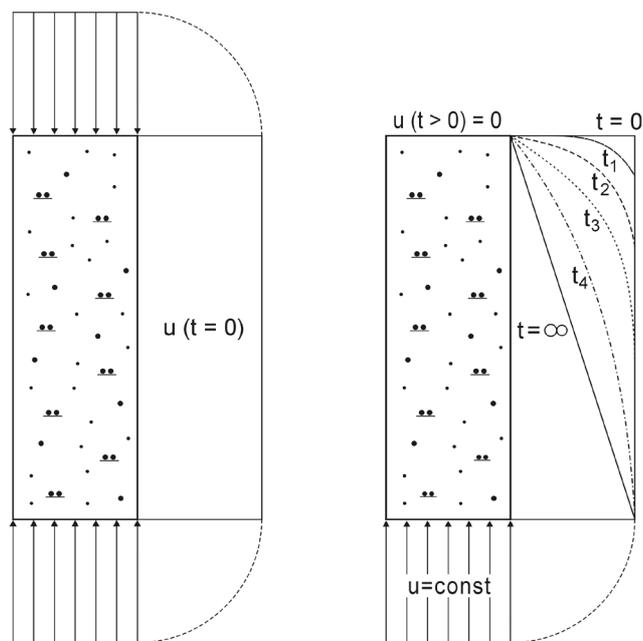


Figure 2: Time dependent pore water pressure distribution after sudden change at one end of the specimen

Bild 2: Zeitabhängige Porenwasserdruckverteilung nach plötzlicher Veränderung an einem Ende des Musters

then the pressure change in the whole sample will take place at the same time, or more correctly: will proceed at the speed of sound in the fluid considered.

3.5 Explanation by a simple model

Delayed pore water reduction after a sudden drop of the outside water pressure is not only due to a low permeability, as it is often presumed. The major reason is the air content of the pore water, as has been demonstrated in the triaxial test apparatus. So a three phase system, i.e. soil, water and gas, has to be considered instead of a two phase system with the soil and an ideal pore fluid alone. Pore water in nature as well as the surface water are not ideal (incompressible) fluids. Small microscopic air (gas) bubbles are dispersed in the water. Therefore the fluid shows a certain compressibility, which is proportional to the amount of gas content in the pore water. Compressible pore water causes the delayed reaction of the pore water pressure on any change in water pressure at the boundaries.

This phenomenon has been discussed earlier considering offshore foundations (Nago & Maeno 1987). It was found that the pore water pressure reaction on the varying water pressure of the waves was delayed and that at a certain depth no change of the pore water pressure took place at all, since the changes of the surface water pressure were too fast to cause any reaction at that depth. So during certain time steps excess water pressures developed below the foundation.

The phenomenon may be explained by a very simple model. The pore channels may be considered as thin pipes filled with an incompressible fluid with some air bubbles in-between (Figure 3). If there is a pressure drop on one side of the pipe, the new pressure will proceed in the fluid to the first bubble. To adopt the new pressure,

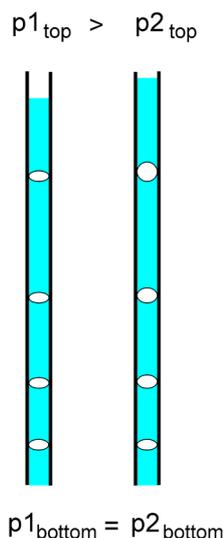


Figure 3: Expansion of bubbles due to pressure drop

Bild 3: Ausdehnung von Blasen nach Druckabfall

selbst in die Röhren eingeführt, wodurch ein Beschädigen der Messelemente weitgehend vermieden werden konnte. Die Messelemente wurden mit einem besonderen Packer gegenüber dem äußeren Luftdruck abgesperrt. Dieses Konzept erlaubte auch Langzeitmessungen in zahlreichen Anwendungsfällen (Köhler und Feddersen, 1991).

3.4 Überprüfung in Laborversuchen

In einem Triaxialgerät kann die verzögerte Porenwasserdruckreaktion relativ leicht nachvollzogen werden. Wird der Wasserdruck an einem Ende der Probe plötzlich geändert, so wird diese Änderung am anderen Ende nur nach einer bestimmten Zeitverzögerung gemessen werden. Der Porenwasserdruck in der Pore gleicht sich nicht linear in Zeit und Ort an (Bild 2). Die Geschwindigkeit des Angleichens ist abhängig vom Luftgehalt und damit von der Zusammendrückbarkeit der Porenflüssigkeit. Diese Prüfung wird häufig benutzt, um die vollständige Sättigung einer bindigen Bodenprobe im Triaxialversuch festzustellen. Die Druckänderung an einem Ende der Probe wird am anderen Ende um so schneller erfolgen, je weniger Luft oder Gas in der Probe enthalten ist. Wenn alle Luft im Porenwasser durch entsprechenden „backpressure“ gelöst ist, wird die Druckänderung in der gesamten Probe gleichzeitig erfolgen oder genauer: wird sich mit Schallgeschwindigkeit in der Flüssigkeit fortpflanzen.

3.5 Vereinfachte Modellvorstellung

Der verzögerte Porenwasserdruckabfall nach einem plötzlichen Druckabfall im freien Wasser ist nicht nur Folge einer geringen Durchlässigkeit, wie es oft vermutet wird. Der Hauptgrund ist der Luftgehalt des Porenwassers, wie es oben für den Dreiaxialversuch gezeigt wurde. Daher muss ein Dreiphasensystem betrachtet werden, d. h. Boden, Wasser und Luft, anstelle des üblichen Zweiphasensystems, bei dem Boden und eine ideale Flüssigkeit angenommen werden. Porenwasser und freies Wasser in der Natur sind keine idealen (incompressiblen) Flüssigkeiten. Mikroskopisch kleine Luftblasen sind im Wasser verteilt. Daher ist die Flüssigkeit in einem gewissen Maß zusammendrückbar, und zwar proportional zu dem Luftgehalt im Porenwasser. Dieses zusammendrückbare Porenwasser führt zu verzögerten Reaktionen des Porenwasserdruckes auf einer Wasserdruckänderung an der Bodenoberfläche.

Im Zusammenhang mit Offshore-Gründungen wurde dieses Phänomen schon früher betrachtet (Nago und Maeno, 1987). Es zeigte sich, dass die Porenwasserdruckreaktion auf die Wasserspiegeländerungen infolge von Wellen verzögert erfolgte und dass in einer bestimmten Tiefe gar keine Änderung des Porenwasserdruckes festzustellen war, denn die Änderung des Wasserdruckes auf der Bodenoberfläche war zu schnell, um

the air bubble tries to expand. The expansion of the bubble initiates a flow of the fluid. This flow takes time since the shear resistance at the interface of fluid and pipe and the inertia of the fluid have to be overcome. The pressure in the fluid on the other side of the bubble will change only as much as its volume and in this way the pressure in the bubble.

4 Failure modes in the subsoil

Due to the above mentioned effects failure may occur in the soil at the bottom of a river or canal or in the seabed, when a sudden draw down (a sudden drop of the hydraulic head) occurs. This will be explained by considering a horizontal soil surface below a water table. Figure 4 shows the distribution of total (σ_r), neutral (u) and effective (σ') stresses before (solid line) and after (dotted line, symbols underlined: $\underline{\sigma}_r$, \underline{u} , $\underline{\sigma}'$) a draw down. The total stresses are given by the specific weight of soil and water. This will decrease immediately with the draw down according to the amount of water withdrawn. Considering a certain time step, the pore water pressure (neutral stress) remains at a certain depth as before the draw down and decreases towards the surface non-linearly.

During that unsteady process, analytically from the surface to a certain depth, the neutral stresses are larger than the total stresses which cannot be true. This surplus of energy is dissipated by flow of the water. Only from that depth, effective stresses are greater than zero, so the soil above is in the limit state, and respectively in the state of suspension.

That state can also be shown by means of Mohr's circles: Figure 5 shows that due to the retarded decrease of pore water pressure, the circle of effective stresses is shifted the same amount as the circle of total stresses. Dependent on the initial state of stress, Mohr's limit state may be reached, the soil is "liquefied". From Figure 5 one can easily find the positive outcome of cohesion (the failure line is shifted upwards on the τ -axis) or of a surface load (the circle of stress is shifted to the right on the σ -axis). This was also shown by Zen (2000), where a liquefied zone developed in the sea bed at the toe of a rubble mound breakwater but not below it.

The result of that theoretical discussion is well known: A non-cohesive fine-grained soil without protection layer is liquefied, when a sudden drop of the water table occurs, respectively the hydraulic head above the soil. Liquefaction will result in a movement downward any slope and a flattening until a balance is reached, and in the case of any current, any liquefied material will be eroded at once.

entsprechende Reaktionen in der Tiefe hervorzurufen. Dadurch entwickeln sich in bestimmten Zeitabschnitten Porenwasserüberdrücke unter der Gründung.

Dieses Phänomen soll mit einem sehr einfachen Modell erklärt werden. Die Porenkanäle des Bodens sollen als dünne Röhren betrachtet werden, gefüllt mit einer inkompressiblen Flüssigkeit mit einigen Luftblasen dazwischen (Bild 3). Fällt der Druck auf einer Seite der Röhre plötzlich ab, so wird sich der neue Druck in der Flüssigkeit sofort bis zur ersten Blase fortpflanzen. Um den neuen Druck anzunehmen, muss die Blase sich ausdehnen. Diese Ausdehnung der Blase erzeugt ein Fließen der Flüssigkeit. Dieser Fließvorgang benötigt Zeit, denn die Reibungswiderstände an der Röhrenwandung und die Trägheitskräfte der Flüssigkeit müssen überwunden werden. Der Flüssigkeitsdruck auf der anderen Seite der Blase kann sich nur insoweit ändern, wie sich das Volumen der Gasblase verändert hat.

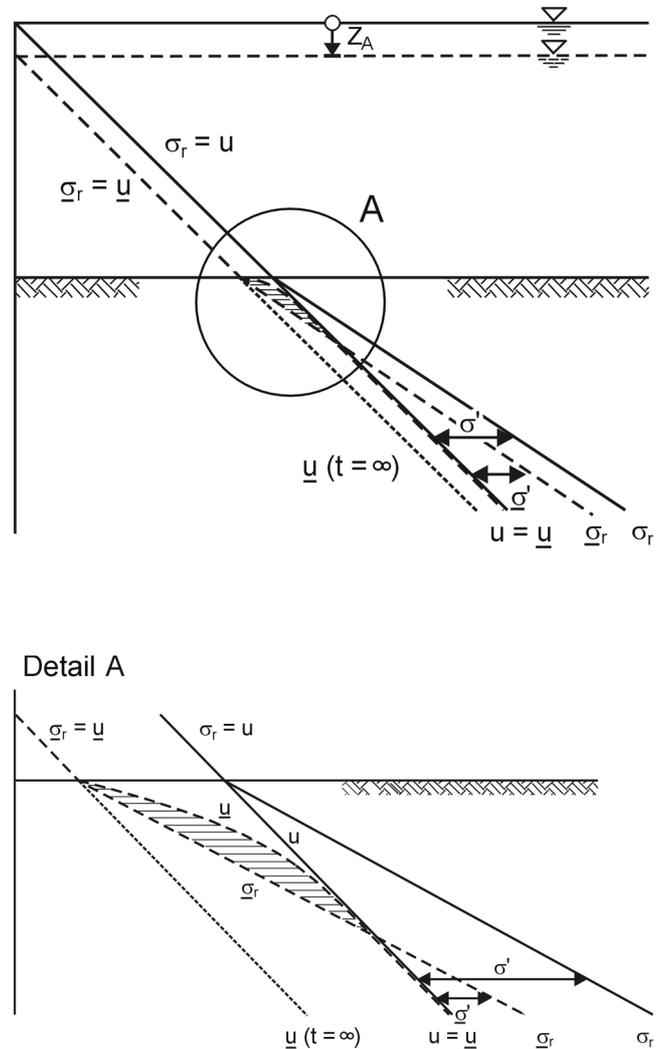


Figure 4: Stress distribution before ($\underline{\sigma}$, \underline{u}) and after (σ , u) a sudden drawdown

Bild 4: Spannungsverteilung vor ($\underline{\sigma}$, \underline{u}) und nach (σ , u) einem plötzlichen Spiegelabsenk

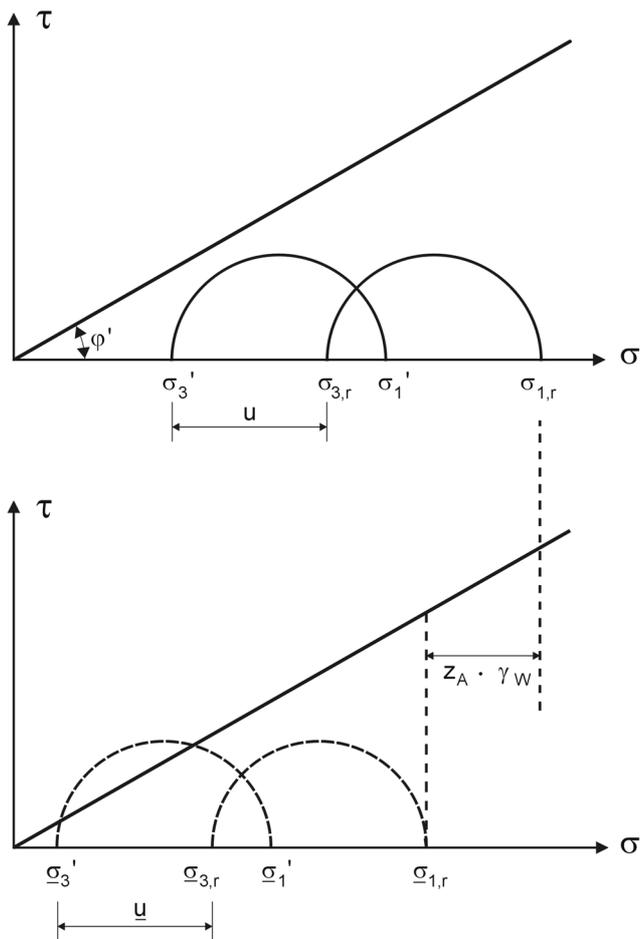


Figure 5: Mohr's circles for total (σ_r) and effective (σ'_r) stresses before (σ) and after ($\underline{\sigma}$) drawdown

Bild 5: Mohr'sche Spannungskreise für totale (σ) und effektive (σ') Spannungen vor (σ) und nach ($\underline{\sigma}$) Spiegelabsenk

4 Bruchzustände im Boden

Infolge der beschriebenen Vorgänge kann im Boden eines Flussbettes oder des Meeresgrundes ein Bruchzustand eintreten, wenn eine plötzliche Spiegelsenkung (oder generell ein plötzlicher Druckabfall) auftritt. Dies soll am Beispiel einer horizontalen Bodenoberfläche in einer bestimmten Wassertiefe erklärt werden. Bild 4 zeigt die Verteilung der totalen (σ_r), neutralen (u) und effektiven (σ'_r) Spannungen vor (durchgezogene Linie) und nach (strichliert, Symbole unterstrichen: $\underline{\sigma}_r$, u , $\underline{\sigma}'_r$) einer schnellen Spiegelsenkung. Die totalen Spannungen sind durch das spezifische Gewicht von Boden und Wasser gegeben. Sie werden zeitgleich und größengleich mit einem Spiegelabsenk abfallen. Betrachtet man einen kurzen Zeitpunkt danach, wird der Porenwasserdruck (die neutralen Spannungen) in einer bestimmten Tiefe noch dieselbe Größe wie vor dem Spiegelabsenk aufweisen und zur Bodenoberfläche hin nicht linear abfallen.

Während dieses instationären Vorgangs können rein rechnerisch oberflächennah die Wasserdrücke größer als die totalen Spannungen werden, was physikalisch nicht möglich ist. Dieser rechnerische Energieüberschuss wird durch den Fließvorgang des Wassers dissipiert. Nur unterhalb dieser Grenztiefe sind die effektiven Spannungen größer 0. Daher ist der Boden darüber im Bruchzustand, d. h. er verhält sich wie eine Suspension.

Dieser Zustand kann auch durch die Mohr'schen Spannungskreise verdeutlicht werden: Bild 5 zeigt, dass infolge des verzögerten Porenwasserdruckabfalls der Spannungskreis der effektiven Spannungen zunächst um dasselbe Maß wie derjenige der totalen Spannungen verschoben wird. Abhängig vom Ausgangsspannungszustand kann daher die Mohr'sche Bruchgrenze erreicht werden, der Boden ist im Bruchzustand bzw. er wird „verflüssigt“. Aus Bild 5 kann leicht der positive Einfluss einer Kohäsion erkannt werden (die Bruchgrenze ist auf der x-Achse nach oben verschoben) oder einer Oberflächenlast (der Ausgangsspannungszustand ist nach rechts auf der Spannungsachse verschoben). Letzteres wurde auch von Zen (2000) berichtet, wo eine verflüssigte Zone im Meeresuntergrund vor dem Fuß eines geschütteten Wellenbrechers entstand, jedoch nicht unter dem Fuß.

Das Ergebnis der theoretischen Betrachtung ist bekannt: Ein feinkörniger kohäsionsloser Boden ohne eine Schutzschicht wird verflüssigt, wenn ein plötzlicher Wasserspiegelabsenk auftritt. Die Verflüssigung führt zu einer böschungsabwärts gerichteten Verlagerung und zu einer Abflachung, bis ein Gleichgewicht erreicht ist. Treten zusätzlich Strömungen auf, wird ein verflüssigtes Material erodiert.

5 Countermeasures

5.1 General aspects

To avoid instabilities due to excess pore water pressures and liquefaction as a result, two general possibilities are offered: stress (load) has to be reduced or resistance has to be increased.

To reduce the load, river training measures are built or special systems are installed at the structure to be protected that improve the flow pattern.

To increase the strength, armour layers are put on the surface that is loaded by waves, draw down or currents. To reach a stable system, it is not sufficient just to cover the surface to protect the bank from the hydraulic impact. Rather, the stability of the subsoil has to be checked, as it has been pointed out above.

To achieve stability, two essential parts are necessary: a filter and an armour layer. The filter keeps the grains in place and the armour layer contributes the necessary weight, the necessity of which has been shown in section 4. An armour layer alone won't work, since either the armour elements sink into the fluidised soil or the soil is washed through the armour layer. So the filter is needed. A filter not only hinders the fine grains of the subsoil surface to be washed through the armour layer. It also prevents soil loss in the case of piping, i.e. if the subsoil is endangered by migration of fines through a skeleton of coarser soil particles. A filter will not stop migration but it will stop soil loss at the surface or at the interface of subsoil and armour layer. A filter can either be a granular or a geosynthetic filter. Often it is necessary to place the filter under water, which incorporates problems for both types.

5.2 Placing geotextile filters under water

In coastal protection works, the traditional type of bottom protection is the fascine mattress. Usually, a woven geotextile is chosen as a filter with fascines tied on it, dragged to the place where it is to be sunk and stones dumped on it. This method is applicable on a horizontal sea floor or on mild slopes. But since the geotextile is usually a woven fabric, it is thus more difficult to design it correctly as a filter. A second argument against wovens is the low friction angle. Thus with increasing steepness, the danger of sliding of the mattress increases.

In rivers, a geosynthetic filter is often used. The simple method of placing a geosynthetic filter cloth (woven or nonwoven, without fascines), as applied in ponds, lakes and canals, will be impossible in many cases because of the depth of the water, the current or the wave action. Something is needed that holds the filter in place until it is protected by the armour layer.

5 Gegenmaßnahmen

5.1 Grundsatzfragen

Um Versagenszustände infolge von Porenwasserüberdruck und Verflüssigung zu vermeiden, gibt es zwei grundsätzliche Möglichkeiten: entweder muss die Belastung reduziert oder der Widerstand erhöht werden.

Um die Belastung zu reduzieren, werden flusslenkende Maßnahmen ergriffen, oder es werden besondere Systeme an den zu schützenden Bauwerken installiert, um die Fließvorgänge zu optimieren.

Um die Widerstände zu erhöhen, werden Deckschichten auf einer Oberfläche aufgebracht, die durch Wellen, Absenk oder Strömung belastet ist. Um einen stabilen Zustand zu erreichen reicht es jedoch nicht aus, nur die Oberfläche vor hydraulischen Lasten zu schützen. Vielmehr ist es erforderlich, die Stabilität des Untergrundes zu prüfen, wie oben ausgeführt wurde.

Um Standsicherheit zu erreichen, sind zwei wesentliche Bauteile erforderlich: Ein Filter und eine Deckschicht. Der Filter hält die Bodenpartikel zurück und die Deckschicht liefert die erforderliche Auflast, die in Abschnitt 4 beschrieben wurde. Eine Deckschicht ohne Filter reicht nicht, da entweder die Deckschichtelemente in die verflüssigte Bodenschicht einsinken oder der Boden durch die Deckschicht ausgespült wird. Deshalb ist ein Filter erforderlich. Der Filter verhindert nicht nur, dass die geringen Korndurchmesser des Bodens durch die Deckschicht hindurchgespült werden. Er verhindert ebenfalls einen Bodenverlust im Falle der Suffosion, d. h. wenn im Boden ein Transport von Feinkorn durch das Skelett von größeren Körnern erfolgen kann. Der Filter wird diese Verlagerung nicht verhindern, aber den Bodenverlust durch die Deckschicht. Der Filter kann als Kornfilter oder als geotextiler Filter ausgeführt werden. Häufig ist es erforderlich, den Filter unter Wasser einzubauen, was zu besonderen Problemen für beide Filterarten führt.

5.2 Einbau geotextiler Filter unter Wasser

Im Küstenschutz ist das Sinkstück die typische Sohl-sicherung. Üblicherweise wird ein Geotextilgewebe als Filter und Trägermaterial mit darauf gebundenen Faschinen hergestellt, zum Einsatzort geschleppt und dort abgesenkt, indem Steine darauf gestürzt werden. Diese Sicherung kann auf horizontalem und leicht geneigtem Untergrund angewandt werden. Da meistens ein gewebtes Geotextil verwendet wird, ist es schwierig, dieses als Filter zu bemessen. Ein zweites Argument gegen gewebte Geotextilien ist der geringere Reibungsbeiwert. Dadurch steigt mit zunehmender Böschung-neigung die Gefahr des Abrutschens des Sinkstückes.

Formerly, the stability of the fabric was increased by attaching heavy iron chains at the edges of the filter cloth (Zanke, 1994), which made the placement quite complicated. Since ca. four years ago, a 'sandmat' may be a solution in such cases. Two nonwovens or a woven and a nonwoven with sand in-between are stitch-bonded or sewn together to form a heavy, filtering geocomposit. This composite geotextile has a sufficient stability when loaded by currents up to approx. 1 m/s. At the geotextile-subsoil interface a nonwoven fabric should be used because of the higher angle of friction compared to woven geotextiles.

5.3 Placing granular filter

As to granular filters, placement is similarly difficult. At first glance, it seems to be easy to place a mineral filter layer by just dumping it on the surface to be protected. The difficulties start with the gradation. Only very narrowly graded material can be used. When dumping a broadly graded filter material, the finer fraction takes longer to reach the bottom than the coarser fraction, causing material segregation. Thus a 'reverse filter' will be created: the fine material on top, where it may easily be eroded, and the coarse material below, unable to retain the fine sand of the subsoil. If a narrowly graded material is used, a larger number of layers with increasing grain diameter is needed to create a graded filter. This would increase the costs significantly, and it would cause problems, if a required water depth has to be maintained.

Another major problem remains: the first filter layers often consist of small grain sizes, so the material may be eroded nearly as easily as the subsoil.

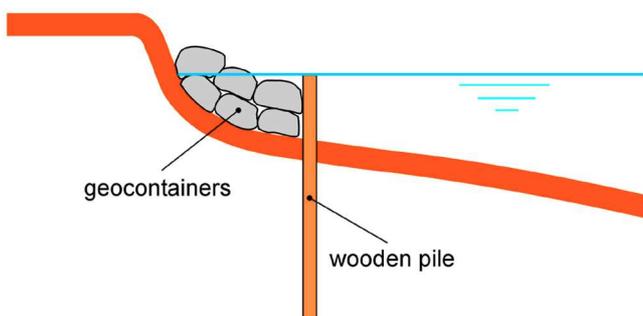


Figure 6: Temporary scour repair using geosynthetic containers

Bild 6: Vorübergehende Kolk-Reparatur unter Verwendung eines geotextilen Containers

In Flüssen wird häufig ein geotextiler Filter eingesetzt. Allerdings ist ein einfaches Verlegen der geotextilen Filter (gewebt oder mechanisch verfestigt, ohne Faschinen), wie es in Seen und Kanälen angewandt wird, in vielen Fällen infolge der Wassertiefe, der Fließgeschwindigkeit oder der Welleneinwirkung nicht möglich. Meist sind Zusatzmaßnahmen erforderlich, um den Filter in Position zu halten, bis er durch eine Deckschicht geschützt ist.

Bei früheren Anwendungen wurde die Lagestabilität des Geotextils dadurch erhöht, dass Eisenketten am Rand der Geotextilbahn befestigt wurden (Zanke, 1994), was allerdings das Verlegen erheblich erschwerte. Seit ungefähr vier Jahren steht mit der sogenannten „Sandmatte“ eine gute Lösung zur Verfügung. Zwei Geotextilschichten mit einer Sandlage dazwischen werden vernadelt oder vernäht, um so einen schweren aber filterfähigen Geoverbundstoff zu erzeugen. Dieser Verbundstoff erweist sich als ausreichend stabil gegenüber Fließgeschwindigkeiten bis ungefähr 1 m/s. An der Grenzschicht Geotextil-Boden sollte ein vernadeltes Geotextil eingesetzt werden, da es einen höheren Reibungswiderstand bietet als gewebte Geotextilien.

5.3 Einbau von Kornfiltern

Der Einbau von Kornfiltern ist ähnlich schwierig. Im ersten Augenblick erscheint es einfach, einen Mineralfilter einzubauen, indem man ihn auf die zu schützende Fläche verklappt. Das Problem ist die Kornverteilung, denn nur Materialien mit sehr steiler Kornverteilung können verwendet werden. Bei Filtermaterialien mit einer weiter gestuften Kornverteilung bräuchten Partikel mit kleinerem Korndurchmesser länger, um die Sohle zu erreichen als die größeren Fraktionen, d. h. das Material würde sich entmischen. Dadurch entstünde ein umgekehrter Filter: das Feine nach oben, wo es leicht erodiert werden kann und das Grobe nach unten, das nicht in der Lage wäre, das Feinmaterial des Untergrundes zurückzuhalten. Wird ein Material mit enger Kornverteilung gewählt, so ist unter Umständen eine große Anzahl von Lagen mit zunehmendem Korndurchmesser erforderlich, um ein Filtersystem aufzubauen. Das erhöht die Kosten deutlich und führt außerdem dann zu Problemen, wenn eine bestimmte Wassertiefe eingehalten werden muss.

Bei Kornfiltern bleibt ein weiteres Problem, das auch das Verlegen von Geotextilfiltern erschwert oder verhindert: Die ersten Filterlagen bestehen häufig aus so kleinen Korndurchmessern, dass das Material fast genauso leicht wie der Untergrund durch die Strömung erodiert wird.



Figure 7: Filling plant for geosynthetic containers

Bild 7: Abfüllanlage für geotextile Container

5.4 Geosynthetic containers: Easy placement and reliable filter

As explained above, geosynthetic cloth (geotextile filter, fascine mattress) can often not be placed properly and a granular filter would be eroded before a protection layer is placed upon it. Armour material, e.g. rip rap, would be stable against the currents, but would not provide the filter stability necessary to prevent erosion of the subsoil. So elements are needed that combine the filter capacity with sufficient weight to resist the hydraulic load.

Such elements are available in the form of geosynthetic containers (Figures 6, 7). Such containers were developed from the original sand bags and they summarise today all elements that use a geosynthetic fabric as wrapping material. Often, additional functions are provided like filtering, reinforcing or else. Sandbags have been known for a long time, for example as immediate scour repair of dikes, protection during floods etc. Today, bags of all sizes and of many shapes can be manufactured and specially designed geosynthetics may be used.

For the individual application, geosynthetic containers can be chosen, that combine the resistance against hydraulic loads and the filtration capacity demanded. Geosynthetic containers have proved to give sufficient stability against erosive forces in many applications. Their size has to be chosen such that the expected hydraulic load will not transport the container. For special applications, very large containers – as large as a hopper barge – are used (Figure 8). The whole ship's hold is lined by the geotextile, the hold is filled, then the geotextile is sewn and dumped on the sea bottom. In this way, artificial reefs can be built, or longitudinal dikes, or further to form an active scour protection.

A nonwoven fabric with a higher angle of friction than a woven product should be chosen, if stability against sliding of the geocontainers has to be guaranteed.

5.4 Geotextile Container: Verlässliche Filter, leicht zu verlegen

Wie oben gezeigt, können Geotextilien (Geosynthetische Filter, Sinkstücke) häufig nicht ohne Zusatzmaßnahmen verlegt werden und Kornfilter würden erodiert, bevor eine Deckschicht aufgebracht werden kann. Ausreichend schwere Deckschichtelemente, wie z. B. Wasserbausteine, wären gegenüber einer Strömung ausreichend stabil, können aber nicht als Filter wirken, um die Erosion des Untergrundes zu verhindern. Daher sind Elemente erforderlich, die ein Filtrationsvermögen mit ausreichendem Gewicht verknüpfen, um den angreifenden hydraulischen Lasten widerstehen zu können.

Elemente dieser gewünschten Art sind in der Form von geotextilen Containern verfügbar (Bilder 6 und 7). Unter dem Begriff werden heute alle Elemente zusammengefasst, die ein Geotextil als Hüllstoff verwenden. Häufig können zusätzliche Anforderungen abgedeckt werden, wie Filterfähigkeit, Bewehrung o. Ä. Sandsäcke sind seit langer Zeit bekannt, z. B. als sofortige Kolksicherung an Deichen, als Schutzmaßnahme für Hochwasser usw. Heute können „Säcke“ in jeder Größe und vielen Formen hergestellt und auf bestimmte Anforderungen bemessen werden.

Für den entsprechenden Anwendungsfall können geotextile Container gewählt werden, die einen ausreichenden Widerstand gegen die hydraulische Belastung und die geforderte Filterfähigkeit vereinigen. Geotextile Container haben inzwischen in zahlreichen Anwendungen ihren Widerstand gegen Erosionsangriffe bewiesen. Ihre Größe muss so bemessen sein, dass der erwartete hydraulische Angriff die Container nicht verlagert. Für besondere Anwendungen können sehr große Container hergestellt werden, wenn erforderlich so groß wie eine Klappschute (Bild 8). Dabei wird der gesamte Laderaum der Schute mit einem Geotextil ausgekleidet, der Laderaum wird gefüllt, das Geotextil wird zusammengenäht und dann auf den Meeresgrund verklappt. Mit dieser Methode lassen sich künstliche Riffe herstellen oder Längswerke oder andere Bauwerke, um eine aktive Kolksicherung durch Strömungslenkung zu erreichen.

Muss eine gewisse Gleitsicherheit der geotextilen Container gewährleistet sein, so sind Vliesstoffe den gewebten Geotextilien infolge des höheren Reibungswinkels vorzuziehen. Darüber hinaus können Vliesstoffe infolge ihrer hohen Dehnfähigkeit große Verformungen ohne Bruch ertragen. Außerdem lassen sich Vliesstoffe besser als Filter bemessen.

Um die Schutzwirkung noch zu erhöhen, können richtig bemessene Kornfilter-Gemische in geotextilen Containern verklappt werden. Da der Kornfilter in dem Container gehalten wird, tritt keine Entmischung beim Verklappen auf. Damit wird durch den Einsatz von Kornfiltern als Füllung von filterrichtig dimensionierten geotextilen Containern eine doppelte Sicherheit erreicht.



Figure 8: Large geosynthetic containers (Photo: Colcrete - von Essen)

Bild 8: Große geotextile Container (Photo: Colcrete - von Essen)

Additionally, the high straining capacity of the nonwoven allows for large deformation without failure, and the nonwoven usually performs better as a filter, when designed accordingly.

To improve the system, granular filter material can be dumped in the geosynthetic container. Enclosed in the geotextile container, a granular filter material can be dumped without segregation. Such placing of granular filter material in a geocontainer made from nonwoven filter cloth provides a double line of defence.

6 Summary

Scour is mainly dealt with in hydraulic engineering. The geotechnical aspects have been considered only more recently. But experience shows that such aspects may add the missing information. It is predominantly the interaction of free water and pore water that contributes to the stability of the soil skeleton of the subsoil. Excess pore water pressure reduces the soil stability and may result in liquefaction of the soil and thus in erosion and/or bank failure.

As a countermeasure, a filter is needed to stop erosion or the migration of soil particles and an armour is needed to guarantee a sufficient state of stress in the subsoil.

In most cases, it is rather difficult to place the filter, since neither a grain filter nor geotextile filters can resist the current. A promising development is the "sandmat", which is able to withstand at least mild currents. A relatively new method that overcomes the disadvantages mentioned above is to use geosynthetic containers. They are sufficiently heavy for not being eroded immediately after the placement, they act as a filter themselves and they allow a grain filter to be placed without segregation. They provide a twofold filter barrier when the geotextile cover is designed as a filter and the container is filled with filter material.

6 Zusammenfassung

Der Prozess der Kolkbildung wird bislang fast ausschließlich aus hydraulischer Sicht betrachtet. Geotechnische Aspekte werden dabei nur in jüngster Vergangenheit in Betracht gezogen. Die Erfahrung zeigt jedoch, dass diese Aspekte zusätzliche Informationen liefern können. Es ist vor allem die Wechselwirkung zwischen freiem Wasser und Porenwasser, die die Stabilität des Bodengerüsts des Untergrundes beeinflusst. Ein dabei entstehender Porenwasserüberdruck verringert die Stabilität des Untergrundes und kann zur Verflüssigung des Bodens damit zur Erosion oder zum Böschungsversagen führen.

Als Gegenmaßnahme ist zunächst ein Filter gefordert, der die Erosion oder die Verlagerung von Bodenpartikeln verhindert. Ferner ist eine Deckschicht erforderlich, die einen ausreichenden Spannungszustand im Untergrund durch ein entsprechendes Gewicht herstellt.

In vielen Fällen ist es sehr schwierig, einen Filter einzubringen, da weder ein Kornfilter noch ein geotextiler Filter einen ausreichenden Widerstand gegen strömendes Wasser bietet. Eine vielversprechende Entwicklung ist die „Sandmatte“, die zumindest leichten Strömungen widerstehen kann. Ein relativ neues Verfahren vermeidet alle Nachteile der zuvor genannten Methoden, nämlich der Einsatz von geosynthetischen Containern. Diese Elemente sind schwer genug, um nicht sofort verlagert zu werden, und sie wirken - entsprechend dimensioniert - als Filter. Sie erlauben es außerdem, sogar einen weitgestuften Kornfilter ohne Entmischung zu verklappen. Wenn das Geotextil ebenfalls als Filter dimensioniert ist, wird eine doppelte Sicherheit gegen unerwünschte Bodenverlagerung erreicht.

7 Danksagung

Der Autor dankt Prof. Nago von der Okayama Universität, Japan, und Dr. Hofmanns vom Niederländischen Rijkswaterstaat für die fruchtbare Diskussion über die in diesem Text behandelten Vorgänge.

7 Acknowledgement

The author wishes to thank Prof. Nago, Okayama University, Japan, and Dr. Hoffmans, Dutch Ministry of Transport Public Works and Water Management, Road and Hydraulic Engineering Division, The Netherlands, for their discussion on the topics treated in this paper.

8 References / Literatur

Annandale, G. W.: Erodability. In: Journal of hydraulic research, Vol. 33 No. 4, 1995, pp. 471-494

Briaud, J.-L.; Chen, H.-C.; Ting, F.: The EFA, erosion function apparatus: an overview. In: Briaud (Ed): Scour of Foundations, Proceedings Int. Symp. Melbourne, Australia, 19. Nov. 2000, pp. 80-86. College Station, USA: Texas A&M University, Dept. of Civil Engineering, 2000.

Briaud, J.-L.; Chen, H.-C.; Kwak, K.: The SRICOS method: A summary. In: Briaud (Ed): Scour of Foundations, Proceedings Int. Symp. Melbourne, Australia, 19. Nov. 2000, pp. 16-22. College Station, USA: Texas A&M University, Dept. of Civil Engineering, 2000.

Bezuijen, A.; Köhler, H.-J.: Filter and revetment design of water imposed embankments induced by wave and draw-down loadings. DeGroot, Den Hoedt, Termaat (Ed.): Geosynthetics: Applications, Design and Construction. Rotterdam: Balkema 1996, pp.1007-1023

Köhler, H.-J.: Messungen von Porenwasserüberdrücken im Untergrund. Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau Nr. 66, Karlsruhe (Eigenverlag), 1989.

Köhler, H.-J.; Feddersen, I.: In situ measurements of pore water pressure in soils and concrete constructions. In: G. Sörum (Ed.): Field measurements in Geotechnics. Rotterdam: Balkema, 1991, pp.107-116

Lauchlan, Ch. S.; Melville, B. W.; Coleman, S. E.: Sizing rip rap to protect against local scouring at bridge piers. In: Briaud (Ed): Scour of Foundations, Proceedings Int. Symp. Melbourne, Australia, 19. Nov. 2000, pp. 60-68. College Station, USA: Texas A&M University, Dept. of Civil Engineering, 2000.

Lauchlan, Ch. S.; Melville, B. W.: Riprap protection at bridge piers. Journal of hydraulic engineering, Vol. 127, No. 5, 2001, pp. 412-418

Mia, M.F.; Nago, H.: Prediction of bed liquefaction and local scour around bridge pier under abrupt water pressure change. In: Briaud (Ed): Scour of Foundations, Proceedings Int. Symp. Melbourne, Australia, 19. Nov. 2000, pp. 23-37. College Station, USA: Texas A&M University, Dept. of Civil Engineering, 2000.

Nago, H.; Maeno, S.: Liquefaction of highly saturated sand layer under oscillating water pressure. In: Memoirs of the School of Engineering, Okayama Univ., Vol. 16, No. 1, pp. 91-104, 1981.

Nago, H.; Maeno, S.: Pore water pressure in sand bed under oscillating water pressure. In: Memoirs of the School of Engineering, Okayama Univ., Vol. 19, No. 1, pp. 13-32., 1984.

Nago, H.; Maeno, S.: Pore pressure and effective stress in a highly saturated sand bed under water pressure variations on its surface Natural Disaster Science 1/1987 pp. 23-35.

Schulz, H.; Köhler, H.-J.: Use of geotextiles in hydraulic constructions in the design of revetments. 3rd Int. Conf. on Geotextiles, Vienna, Austria, 1986, pp. 1185-1190

Smith: Preliminary procedure to predict bridge scour in bedrock. Colorado department of transportation, report no. CDOT-R-SD-94-14, 1994

Yu, Y.; Maeno, S.; Nago, H.: Progressive liquefaction process of loosely deposited sand bed under oscillating water pressure on its surface. To be published in: Journal of Geotechnical Engineering 2001

Zanke, U.: Wissenschaftliches Gutachten über die Lagestabilität von Filtermatten unter Strömungseinfluss. Expertise commissioned by NAUE Fasertechnik, Lübecke, Germany, 1992.

Praktische Berechnungen zu Kolken an Brücken in den USA

United States Practice for Bridge Scour Analysis

EVERETT V. RICHARDSON, SENIOR ASSOCIATE, AYRES ASSOCIATES, INC., AND EMERITUS PROFESSOR OF CIVIL ENGINEERING, COLORADO STATE UNIVERSITY, COLORADO, USA

JEAN-LOUIS BRIAUD, SPENCER J. BUCHANAN, PROFESSOR, DEPT. OF CIVIL ENGINEERING, TEXAS A&M UNIVERSITY, COLLEGE STATION, TEXAS, USA

1 Introduction

In 1988 the Federal Highway Administration (FHWA) of the U. S. Department of Transportation issued a Technical Advisory to the States requiring them to evaluate all bridges over water as to their vulnerability to scour. The Advisory was the result of floods in the New England States in 1987, which destroyed or damaged 17 bridges and cost 10 lives. This required the States to evaluate or have evaluated all private, county, city and state owned bridges. In addition the Federal Government had to evaluate the bridges it owned. This totaled 481,530 bridges in the national bridge management data bank. The only exceptions to the evaluation in 1988 were bridges over tidal waterways (987) and those with unknown foundations (89,611). Later tidal bridges over tidal waterways were added to the list of bridges that had to be evaluated but bridges with unknown foundations are still exempt. But most states are evaluating them. The reason unknown foundations are exempt from a national requirement is the lack of technology to determine unknown foundations depth.

To aid the States to perform their scour evaluations and as part of the advisory, FHWA issued an "Interim Procedure for Evaluating Scour at Bridges." This was the first time in the United States that a cohesive compellation of methods and equations for determining stream instability and scour at the nation's bridges was assembled into a single publication. Prior to this the only advice on stream instability and scour at highway bridges was a publication entitled "Highways in the River Environment – Hydraulic and Environmental Design Consideration" (Richardson et al. 1975). In 1991 the interim procedures were replaced with Hydraulic Engineering Circular No. 18 (HEC-18) (Richardson et al. 1991). The circular (HEC-18) was updated in 1993 (Richardson et al. 1993) in 1995 (Richardson and Davis 1995) and in 2001 (Richardson and Davis 2001). In addition, to provide the States additional information and help, FHWA issued Hydraulic Engineering Circular 20 (HEC-20) in 1991 titled "Stream Stability at Highway Structures" (Lagasse et al. 1991). This document was updated in 1995 (Lagasse et al. 1995) and 2001 (Lagasse et al. 2001). In 1997 FHWA issued Hydraulic Engineering Circular 23 (HEC-23) (Lagasse et al. 1997) entitled "Bridge Scour and Stream Instability Countermeasures – Experience,

1 Einführung

Im Jahr 1988 ließ die Bundesstraßenbehörde der USA (FHWA) die Gefährdung der Brücken über Wasser durch Kolkbildung ermitteln. Diese Maßnahme war das Ergebnis der Überschwemmungen in den Neu-England-Staaten 1987, die 17 Brücken zerstörten oder beschädigten und 10 Menschenleben forderten. Dabei sollten alle privaten, kommunalen landes- und bundeseigenen Brücken erfasst werden. In der nationalen Brückendatenbank wurden schließlich 481530 Brücken erfasst. Eine Ausnahme bildeten Brücken über tidebeeinflusste Wasserstraßen (987) und solche mit unbekanntem Gründungen (89611). Erstere wurden später aufgenommen, Brücken mit unbekannter Gründung fehlen noch immer. Sie werden aber von den meisten Ländern beurteilt. Von der nationalen Erfassung sind sie infolge der unbekanntem Gründungstiefe ausgeschlossen.

Um den Bundesländern bei der Erfassung und Beurteilung zu helfen, veröffentlichte FHWA ein „Vorläufiges Verfahren zur Beurteilung von Kolken an Brücken“. Das war das erste Mal in den USA, dass eine zusammenhängende Aufstellung von Verfahren und Berechnungen zur Bestimmung von Flussveränderungen und Kolkbildung an den Brücken des Landes in einer einzigen Veröffentlichung zusammengefasst wurde. Die in dieser Hinsicht bisher einzige Veröffentlichung war „Schnellstraßen im Bereich von Flüssen – Hydraulische und umweltrelevante Bemessungskriterien“ (Richardson et al. 1975). 1991 wurde die FHWA-Schrift ersetzt durch „Hydraulic Engineering Circular (HEC) Nr. 18“ (Richardson et al. 1991). Diese Schrift wurde 1993, 1995 und 2001 überarbeitet. Für weitergehende Informationen und Unterstützung wurden von FHWA HEC 20 „Flussstabilität und Straßenbauwerke“ (Lagasse et al. 1991) herausgegeben. Diese Schrift wurde 1997 und 2001 überarbeitet. 1997 wurde schließlich HEC 23 „Gegenmaßnahmen für Brückenkolke und Flussveränderungen – Erfahrungen, Auswahl und Bemessungshilfen“ veröffentlicht. Darin waren die Erfahrungen der Bundesländer bei der Auswahl und der Bemessung von Kolkgegenmaßnahmen enthalten. Dieses Merkblatt wurde 2001 um neue Informationen erweitert (Lagasse et al. 2001). Jede der aufeinander folgenden HEC-Publikationen enthält neue Informationen für die Bemessung und die Beherrschung von Flussveränderungen und Kolkbildung an Brücken.

Selection and Design Guidance." This document includes the experience of the States in the selection and design of countermeasures. The document was upgraded with new information in 2001 (Lagasse et al. 2001). Each successive HEC publication includes new information for the analysis design and control of stream instability and scour at bridges.

The three 2001 Hydraulic Engineering Circulars (HEC-18, 20, and 23) form a unit for the evaluation, design and inspection and the selection and design of countermeasures for stream instability and scour at bridges. The methodology and relationship of the three documents is illustrated in the flow chart given in Figure 1.

The purpose of HEC-18 is to

1. provide guidelines for designing new and replacement bridges to resist scour;
2. evaluating existing bridges for vulnerability to scour;
3. inspecting bridges for scour; and
4. improving the state-of-practice of estimating scour at bridges.

The purpose of HEC-20 is to provide guidelines for identifying stream instability problems at highway-stream crossings. HEC-20 gives techniques for stream channel reconnaissance and classification, as well as rapid assessment methods for channel instability. Both qualitative and quantitative geomorphic and engineering techniques for stream channel stability analysis are presented.

The purpose of HEC-23 is to identify and provide design guidelines for bridge scour and stream instability countermeasures that have been implemented by various State Departments of Transportation (DOTs) in the United States. Countermeasure guidance from FHWA publications is included as well as that derived from practice outside of the United States.

The 2001 editions of HEC-18, 20 and 23 use dual units. That is, the publications are in both English and Metric (SI) system of measurement units.

This paper will summarize the guidance given in HEC-18 (Richardson and Davis 2001) for the evaluation of scour at bridges.

Die drei überarbeiteten Fassungen von 2001 bilden eine Einheit für die Beurteilung, Bemessung und Inspektion und Auswahl und Ausbildung von Gegenmaßnahmen gegen Flussveränderungen und Kolkbildung. Die Methodik der Veröffentlichungen und ihre gegenseitige Beziehung zeigt das Flussdiagramm in Bild 1.

Die Ziele von HEC 18 sind

1. Bemessungshilfen für einen ausreichenden Kolkwiderstand zu geben für neue und zu ersetzende Brücken,
2. die Beurteilung der Kolkempfindlichkeit bestehender Brücken zu ermöglichen,
3. Brückeninspektionen hinsichtlich möglicher Kolkbildung durchzuführen,
4. die Kolkabschätzung zu verbessern.

HEC 20 hat Richtlinien für die Erkundung von möglichen Flussveränderungen an Kreuzungen von Fluss und Straße aufgestellt. HEC 20 gibt die Möglichkeit, Flussbettformen zu erfassen und zu klassifizieren, sowie mögliche Instabilitäten schnell zu ermitteln. Dafür werden qualitative und quantitative geomorphologische und ingenieurpraktische Verfahren für die rechnerische Behandlung zur Verfügung gestellt.

HEC 23 liefert Bemessungsrichtlinien für entsprechende Gegenmaßnahmen, die von einer Reihe von Landesverkehrsbehörden der USA (DOT) umgesetzt wurden. Die Hinweise für Gegenmaßnahmen stammen sowohl von FHWA-Veröffentlichungen als auch von außerhalb der USA.

Die Ausgaben des Jahres 2001 enthalten sowohl englische als auch metrische (SI) Einheiten.

Der vorliegende Beitrag fasst die in HEC 18 (Richardson & Davis 2001) enthaltenen Richtlinien zur Beurteilung der Kolkgefahr an Brücken zusammen.

NB: Die drei Empfehlungen waren im Jahr 2001 überarbeitet worden, nachdem eine Delegation amerikanischer Ingenieure bei einer Reise durch Mitteleuropa die hier üblichen Maßnahmen kennen lernen konnten. Im Zuge der Reise fand auch ein intensiver Gedankenaustausch in der BAW statt.

Wegen des Umfangs des Beitrages und der speziellen Ausrichtung auf die Verhältnisse in den USA wird auf eine Übersetzung ins Deutsche verzichtet.

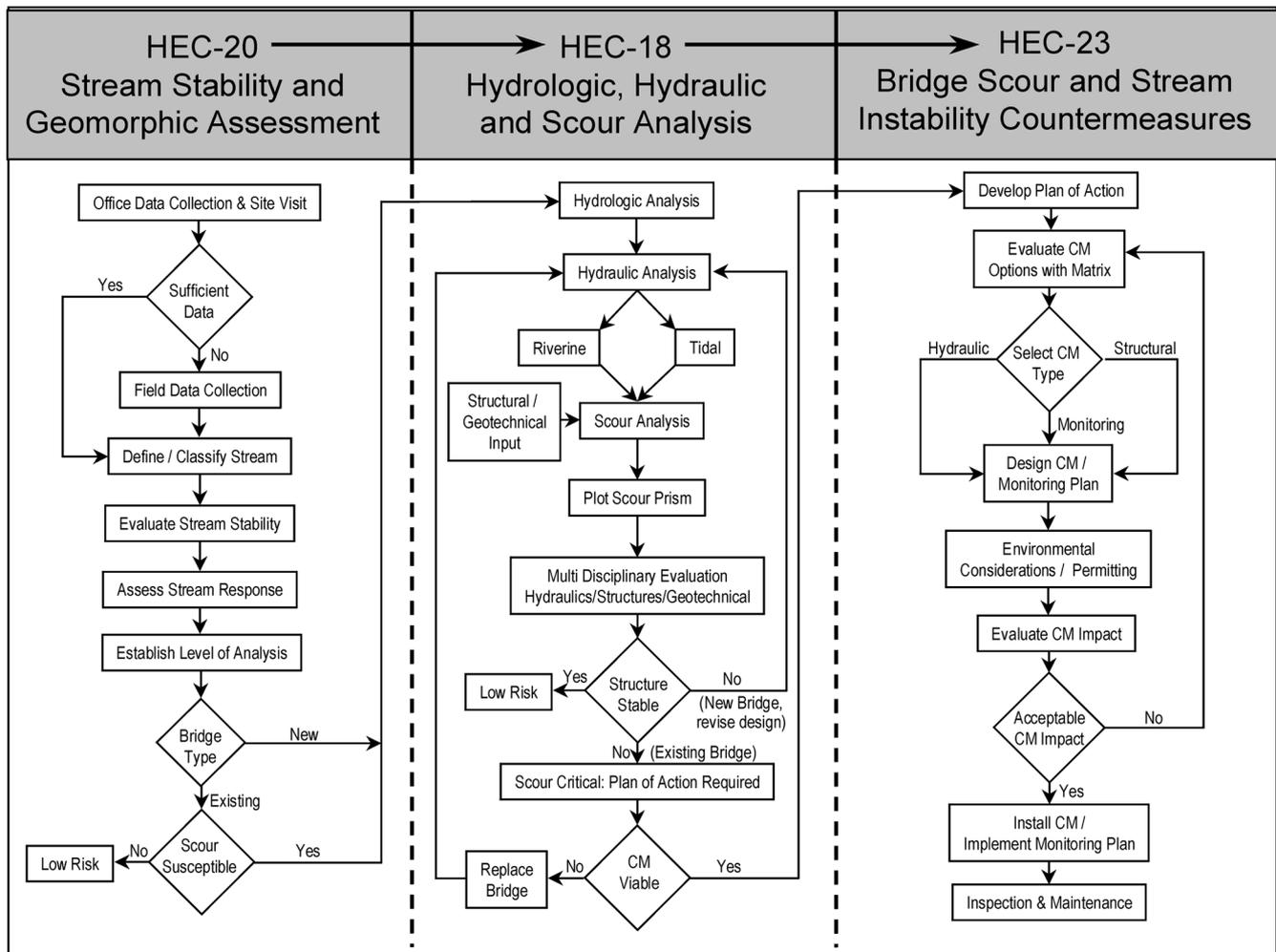


Figure 1: Flow chart for scour and stream stability analysis and evaluation

2 U. S. Design Philosophy and Considerations

2.1 General Considerations

The foundations of bridges should be designed to withstand the effects of scour without failing for the worst conditions resulting from floods equal to the 100-year flood, or a smaller flood, if it will cause scour depths deeper than the 100-year flood. Overtopping floods with a frequency less than the 100-year flood may cause the worse case scour situation. The foundations should be checked to ensure that they will not fail due to scour resulting from the occurrence of a superflood in order of magnitude of a 500-year flood. This requires careful evaluation of the hydraulic, structural and geotechnical aspects of bridge foundation design.

Normal geotechnical safety factors should be applied for the 100-year or smaller design floods. Whereas, all foundations should have a minimum factor of safety of 1.0 (ultimate load) under the superflood conditions.

The bridge foundation analysis is to be performed on the basis that all streambed material in the scour prism above the total scour line has been removed and is not

available for bearing or lateral support. All foundations should be designed in accordance with the AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges (1992). In the case of a pile foundation, the piling should be designed for additional lateral restraint and column action because of the increase in unsupported pile length after scour. In areas where the local scour is confined to the proximity of the footing, the lateral ground stresses on the pile length which remains embedded may not be significantly reduced from the pre-local scour conditions.

2.2 Spread Footings

In the case of spread footings without piles the following applies:

Spread Footings On Soil

Place the top of the footing below the total scour line. That is below the sum of the long-term degradation, contraction scour, local scour and lateral migration.

Spread Footings on Rock Highly Resistant to Scour

Place the bottom of the footing directly on the cleaned

rock surface for massive rock formations (such as granite) that are highly resistant to scour. Small embedments (keying) should be avoided since blasting to achieve keying frequently damages the sub-footing rock structure and makes it more susceptible to scour. If footings on smooth massive rock surfaces require lateral constraint, steel dowels should be drilled and grouted into the rock below the footing level.

Spread Footings on Erodible Rock

Weathered or other potentially erodible rock formations need to be carefully assessed for scour. An engineering geologist familiar with the area geology should be consulted to determine, if rock or soil or other criteria should be used to calculate the support for the spread footing foundation. The decision should be based on an analysis of intact rock cores, including rock quality designations and local geology, as well as hydraulic data and anticipated structure life. An important consideration may be the existence of a high quality rock formation below a thin weathered zone. For deep deposits of weathered rock, the potential scour depth should be estimated and the footing base placed below that depth. Excavation into weathered rock should be made with care. If blasting is required, light, closely spaced charges should be used to minimize overbreak beneath the footing level. Loose rock pieces should be removed and the zone filled with clean concrete. In any event, the final footing should be poured in contact with the sides of the excavation for the full designed footing thickness to minimize water intrusion below footing level. Guidance on scourability of rock formations is given in FHWA memorandum "Scourability of Rock Formations" dated July 19, 1991.

2.3 Drilled Shafts and Piles

In the case of spread footings with drilled shafts or piles the following applies:

Spread Footings Placed on Tremie Seals and Supported on Soil

Place the top of the footing below the sum of the long-term degradation, contraction scour, and lateral migration.

For Deep Foundations (Drilled Shaft and Driven Piling) with Footings or Caps

Placing the top of the footing or pile cap below the streambed a depth equal to the estimated long-term degradation and contraction scour depth will minimize obstruction to flood flows and resulting local scour. Even lower footing elevations may be desirable for pile supported footings when the piles could be damaged by erosion and corrosion from exposure to river or tidal currents. Additional information is given in U. S. Department of Transportation manuals titled Driven Pile Foundations

(1966) and Drilled Shafts (1988).

Stub Abutments on Piling

Stub abutments positioned in the embankment should be founded on piling driven below the elevation of the thalweg including long term degradation and contraction scour in the bridge waterway to assure structural integrity in the event the thalweg shifts and the bed material around the piling scours to the thalweg elevation.

2.4 Piers

1. Pier foundations on floodplains should be designed to the same elevation as pier foundations in the stream channel if there is likelihood that the channel will shift its location over the life of the bridge.
2. Align piers with the direction of flood flows. Assess the hydraulic advantages of round piers, particularly where there are complex flow patterns during flood events.
3. Streamline piers to decrease scour and minimize potential for buildup of ice and debris. Use ice and debris deflectors where appropriate.
4. Evaluate the hazards of ice and debris buildup when considering use of multiple pile bents in stream channels. Where ice and debris buildup is a problem, consider that the bent is a solid pier for purposes of estimating scour. Consider the use of other pier types where clogging of the waterway area could be a major problem.
5. Scour analyses of piers near abutments need to consider the potential of larger velocities and skew angles from the flow coming around the abutment.

2.5 Abutments

1. The equations used to estimate the magnitude of abutment scour were developed in a laboratory under ideal conditions and for the most part lack field verification. Because conditions in the field are different from those in the laboratory, these equations tend to over predict the magnitude of scour that may be expected to develop. Recognizing this, it is recommended that the abutment scour equations be used to develop insight as to the scour potential at an abutment. Engineering judgment must be used to determine if the abutment foundation should be designed to resist the computed local scour. As an alternate, abutment foundations should be designed for the estimated long-term degradation and contraction scour. Riprap and/or guide banks should be used to protect the abutment for this alternative. In summary, riprap or some other protection should always be used to protect the abutment from erosion. Proper design techniques and placement procedures for rock riprap and guide banks are discussed in HEC-23.

2. Relief bridges, guide banks, and river training works should be used, where needed, to minimize the effects of adverse flow conditions at abutments.
3. Where ice build-up is likely to be a problem, set the toe of spill-through slopes or vertical abutments back from the edge of the channel bank to facilitate passage of the ice.
4. Wherever possible, use spill-through (sloping) abutments. Scour at spill-through abutments is about 50 percent of that of vertical wall abutments.
5. Riprap or a guide bank 15 m (50 ft) or longer, or other bank protection methods should be used on the downstream side of an abutment and approach embankment to protect them from erosion by the wake vortex.
 - c. Hydrologic characteristics and flood history of the stream and similar streams
 - d. Whether the bridge is structurally continuous
4. The principles of economic analysis and experience with actual flood damage indicate that it is almost always cost-effective to provide a foundation that will not fail, even from a very large flood event or superflood. Generally, occasional damage to highway approaches from rare floods can be repaired quickly to restore traffic service. On the other hand, a bridge, which collapses or suffers major structural damage from scour, can create safety hazards to motorists as well as significant social impacts and economic losses over a long period of time. Aside from the costs to the DOTs of replacing or repairing the bridge and constructing and maintaining detours, there can be significant costs to communities or entire regions due to additional detour travel time, inconvenience and lost business opportunities. Therefore, a higher hydraulic standard is warranted for the design of bridge foundations to resist scour than is usually required for sizing of the bridge waterway.

2.6 Superstructures

The design of the superstructure has a significant impact on the scour of the foundations. Hydraulic forces that should be considered in the design of a bridge superstructure include buoyancy, drag and impact from ice and floating debris. The configuration of the superstructure should be influenced by the highway profile, the probability of submergence, expected problems with ice and debris and flow velocities, as well as the usual economic, structural and geometric considerations. Superstructures over waterways should provide structural redundancy, such as continuous spans (rather than simple spans).

2.7 Other Considerations

In addition to the above the following guidance is given:

1. An interdisciplinary team of engineers should design the foundation with expertise in hydraulic, geotechnical and structural design.
2. Hydraulic studies of bridge sites are a necessary part of a bridge design. These studies should address both, the sizing of the bridge waterway opening and the design of the foundations, to be safe from scour. The scope of the analysis should be commensurate with the importance of the highway and consequences of failure.
3. Consideration must be given to the limitations and gaps in existing knowledge when using currently available formulas for estimating scour. The designer needs to apply engineering judgment in comparing results obtained from scour computations with available hydrologic and hydraulic data to achieve a reasonable and prudent design. Such data should include:
 - a. Performance of existing structures during past floods
 - b. Effects of regulation and control of flood discharges
5. Raise the bridge superstructure elevation above the general elevation of the approach roadways wherever practicable. This provides for overtopping of approach embankments and relief from the hydraulic forces acting at the bridge. This is particularly important for streams carrying large amounts of debris, which could clog the waterway at the bridge.
6. The elevation of the lower cord of the bridge should be increased a minimum of 0.9 m (3 ft) above the normal freeboard for the 100-year flood for streams that carry a large amount of debris.
7. Superstructures should be securely anchored to the substructure if buoyant or if debris and ice forces are probable. Further, the superstructure should be shallow and open to minimize resistance to the flow where overtopping is likely.
8. Continuous span bridges withstand forces due to scour and resultant foundation movement better than simple span bridges. Continuous spans provide alternate load paths (redundancy) for unbalanced forces caused by settlement and/or rotation of the foundations. This type of structural design is recommended for bridges where there is a significant scour potential.
9. Local scour holes at piers and abutments may overlap one another in some instances. If local scour holes do overlap, the scour is indeterminate and may be deeper. The topwidth of a local scour hole on each side of the pier ranges from 1.0 to 2.8 times the depth of local scour. A topwidth value of 2.0 times the depth of local scour on each side of a pier is suggested for practical applications.
10. For pile and drilled shaft supported substructures subjected to scour, a re-evaluation of the foundation design may require a change in the pile or shaft

length, number, cross-sectional dimension and type based on the loading and performance requirements and site-specific conditions.

11. At some bridge sites, hydraulics and traffic conditions may necessitate consideration of a bridge that will be partially or even totally inundated during high flows. This consideration results in pressure flow through the bridge waterway. Section 6.6 is a discussion on pressure flow scour for these cases.

3 Basic Concepts and Definitions

3.1 General

Scour is the result of the erosive action of flowing water, excavating and carrying away material from the bed and banks of streams and from around the piers and abutments of bridges. Different materials scour at different rates. Loose granular soils are rapidly eroded by flowing water, while cohesive or cemented soils are more scour-resistant. However, ultimate scour in cohesive or cemented soils can be as deep as scour in sand-bed streams (Briaud et al. 1999 a, b). Under constant flow conditions, scour will reach maximum depth in sand and gravel-bed material in hours; cohesive bed material in days; glacial till, sandstone and shale in months; limestone in years, and dense granite in centuries. Under flow conditions typical of actual bridge crossings, several floods may be needed to attain maximum scour.

Determining the magnitude of scour is complicated by the cyclic nature of the scour process. Scour can be deepest near the peak of a flood, but hardly visible as floodwaters recede and scour holes refill with sediment.

All of the equations for estimating contraction and local scour are based on laboratory experiments with limited field verification. However, contraction and local scour depths at piers as deep as computed by these equations have been observed in the field. The equations recommended in this document are considered to be the most applicable for estimating scour depths.

A factor in scour at highway crossings and encroachments is whether it is clear-water or live-bed scour.

Clear-water scour occurs where there is no transport of bed material upstream of the crossing or encroachment or the material being transported from the upstream reach is transported through the downstream reach at less than the capacity of the flow.

Live-bed scour occurs where there is transport of bed material from the upstream reach into the crossing or encroachment.

The methods and equations for determining stream instability, scour and associated countermeasures can be applied to both riverine and coastal waterways (Richardson and Richardson 1993, Richardson et al. p 748 (Richardson and Lagasse Editors 1999). There are many papers discussing scour in tidal waterways in the

ASCE's Compendium of "Stream stability and Scour at Highway Bridges" (Richardson and Lagasse editors 1999).

The major difference between scour analysis at highway structures over a riverine waterway and for a structure over a tidal waterway is the magnitude of the design discharge. The design discharge (50-year, 100-year or 500-year) for a riverine waterway is fixed from statistical analysis of peak discharge frequency. The design discharge for a riverine waterway is determined by statistical analysis of peak storm surge frequency. The design discharge in the tidal waterway depends on the elevation of the design storm surge, area and hydraulics of the waterway. If the area of the waterway increases the discharge may also increase. Thus, the design discharge in a tidal waterway may change.

Determination of hydraulic variables to be used in scour calculations for a tidal affected streams given by Richardson and Davis (2001) and by Zevenbergen et al. (1997).

3.2 Total Scour

Total scour at a highway crossing is comprised of three components:

1. Long-term aggradation and degradation of the river bed
2. General scour at the bridge
 - a. Contraction scour
 - b. Other general scour
3. Local scour at the piers or abutments

These three scour components are added to obtain the total scour at a pier or abutment. This assumes that each component occurs independent of the other. Considering the components additive adds some conservatism to the design.

In addition, lateral migration of the stream must be assessed when evaluating total scour at bridge piers and abutments.

3.2.1 Long-Term Streambed Elevation Changes (Aggradation or Degradation)

Long-term bed elevation changes may be the natural trend of the stream or the result of some modification to the stream or watershed. The streambed may be aggrading, degrading or in relative equilibrium in the vicinity of the bridge crossing. Aggradation involves the deposition of material eroded from the channel or watershed upstream of the bridge; whereas, degradation involves the lowering or scouring of the streambed due to a deficit in sediment supply from upstream. Long-term aggrada-

tion and degradation do not include the cutting and filling of the streambed in the vicinity of the bridge that might occur during a runoff event (general and local scour). A long-term trend may change during the life of the bridge. These long-term changes are the result of modifications to the stream or watershed. Such changes may be the result of natural processes or human activities. The engineer must assess the present state of the stream and watershed and then evaluate potential future changes in the river system. From this assessment, the long-term streambed changes must be estimated. Engineering judgment and consideration of what is the cause of the long-term change in elevation must be used in determining long-term bed elevation changes. If the stream is aggrading, the increase in streambed elevation is not considered in the total scour. But if the stream is degrading, the estimated decrease in elevation of the streambed is included in the total scour.

3.2.2 General Scour

General scour is a lowering of the streambed across the stream or waterway bed at the bridge. This lowering may be uniform across the bed or the depth of scour may be deeper in some parts of the cross-section. General scour may result from contraction of the flow, which results in removal of material from the bed across all or most of the channel width or from other general scour conditions such as flow around a bend where the scour may be concentrated near the outside of the bend. General scour is different from long-term degradation in that general scour may be cyclic and/or related to the passing of a flood.

3.2.3 Local Scour

Local scour involves removal of material from around piers, abutments, spurs and embankments. It is caused by an acceleration of flow and resulting vortices induced by obstructions to the flow. Local scour can be either clear-water or live-bed scour (see Figure 2).

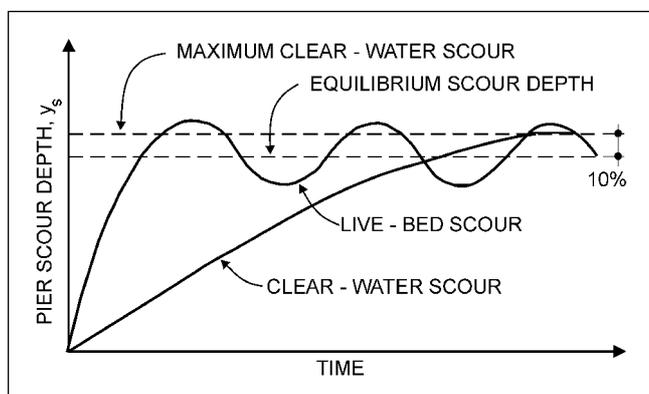


Figure 2: Pier scour depth in a sand bed stream as a function of time and clear-water or live-bed scour

3.2.4 Lateral Stream Migration

In addition to the types of scour mentioned above, lateral migration of the main channel of a stream within a floodplain may affect the stability of piers in a floodplain, erode abutments or the approach roadway, or change the total scour by changing the flow angle of attack at piers and abutments. Factors that affect lateral stream migration are the geomorphology of the stream, location of the crossing on the stream, flood characteristics, and the characteristics of the bed and bank materials (see Hydraulic Engineering Circular No. 20 (Lagasse et al. 2001) and "Highways in the River Environment" (Richardson et al. 2001).

4 Long-Term Bed Elevation Changes

4.1 General

Factors that affect long-term bed elevation changes are dams and reservoirs (up- or downstream of the bridge), changes in watershed land use (urbanization, deforestation, etc.), channelization, cutoffs of meander bends (natural or man-made), changes in the downstream channel base level (control), gravel mining from the streambed, diversion of water into or out of the stream, natural lowering of the fluvial system, movement of a bend and bridge location with respect to stream planform and stream movement in relation to the crossing. Tidal ebb and flood may degrade a coastal stream; whereas littoral drift may result in aggradation. The elevation of the bed under bridges which cross streams tributary to a larger stream will follow the trend of the larger stream unless there are controls. Controls could be bedrock, dams, culverts or other structures. The changes in bed elevation decrease when the bridge is further upstream from the confluence with another stream or from other bed elevation controls.

Federal and State agencies should be contacted concerning documented long-term streambed variations. If no data exist or if such data require further evaluation, an assessment of long-term streambed elevation changes for riverine streams should be made using the principles of river mechanics. Such an assessment requires the consideration of all influences upon the bridge crossing, i.e. runoff from the watershed to a stream (hydrology), sediment delivery to the channel (watershed erosion), sediment transport capacity of a stream (hydraulics), and response of a stream to these factors (geomorphology and river mechanics).

With coastal streams, the principles of both river and coastal engineering mechanics are needed. In coastal streams, estuaries or inlets, in addition to the above, consideration must be given to tidal conditions, i.e. the magnitude and period of the storm surge, sediment delivery to the channel by the ebb and flow of the tide,

littoral drift, sediment transport capacity of the tidal flows and response of the stream, estuary or inlet to these tidal and coastal engineering factors.

4.2 Estimating Long-Term Bed Elevation (Aggradation or Degradation)

To organize an assessment of long-term aggradation and degradation, a three-level fluvial system approach can be used for either the riverine or tidal environment. The three level approach consists of (1) a qualitative determination based on general geomorphic and river mechanics relationships, (2) an engineering geomorphic analysis using established qualitative and quantitative relationships to estimate the probable behavior of the stream system to various scenarios or future conditions, and (3) physical models or physical process computer modeling using mathematical models such as BRISTARS (Molinas 1990) and HEC-6 U. S. Army Corps of Engineers 1993) to make predictions of quantitative changes in streambed elevation due to changes in the stream and watershed. Methods to be used in Levels (1) and (2) are presented in HEC-20 and Highways in the River Environment. Sources of information are bridge inspection and maintenance records, stream gaging records, historical mapping and aerial photographs, and field inspection of the site.

5 General Scour

5.1 Introduction

General scour is the general decrease in the elevation of the bed across the bridge opening. It does not include localized scour at the foundations (local scour) or the long-term changes in the streambed elevation (aggradation or degradation). General scour may not have a uniform depth across the bridge opening. General scour can be cyclic, that is, there can be an increase and decrease of the stream bed elevation (cutting and filling) during the passage of a flood.

The most common general scour is contraction scour. There are several cases and flow conditions for contraction scour. Typically, contraction scour occurs where the bridge opening is smaller than the flow area of the upstream channel and/or floodplain. Other general scour conditions can result from erosion related to planform characteristics of the stream, flow around a bend, variable downstream control, or other changes that decrease the bed elevation at the bridge. In this section, methods and equations will be presented to estimate general scour.

5.2 Contraction Scour

5.2.1 Contraction Scour Conditions

Contraction scour equations are based on the principle of conservation of sediment transport (continuity). It may be live-bed or clear-water scour.

Live-bed contraction scour occurs at a bridge, when there is transport of bed material in the upstream reach into the bridge cross-section. With live-bed contraction scour the area of the contracted section which is scoured increases until, in the limit, the transport of sediment out of the contracted section equals the sediment transported in.

Clear-water contraction scour occurs, when (1) there is no bed material transport from the upstream reach into the downstream reach, or (2) the material being transported in the upstream reach is transported through the downstream reach mostly in suspension and at less than capacity of the flow. With clear-water contraction scour the area of the contracted section increases until, in the limit, the velocity of the flow (V) or the shear stress (τ_o) on the bed is equal to the critical velocity (V_c) or the critical shear stress (τ_{cD}) of a certain particle size (D) in the bed material. Normally, for both live-bed and clear-water scour the width of the contracted section is constrained and depth increases until the limiting conditions are reached.

5.2.2 Critical Velocity for Beginning of Sediment Motion

To determine, if the flow upstream of the bridge is transporting bed material, calculate the critical velocity for beginning of motion V_c of the D_{50} size of the bed material being considered for movement and compare it with the mean velocity V of the flow in the main channel or overbank area upstream of the bridge opening. If the critical velocity of the bed material is larger than the mean velocity ($V_c > V$), then clear-water contraction scour will exist. If the critical velocity is less than the mean velocity ($V_c < V$), then live-bed contraction scour will exist. To calculate the critical velocity the following equation derived in HEC-18 can be used. This equation is (equation 5.1):

$$V_c = K_u y^{1/6} D^{1/3}$$

where:

V_c = Critical velocity above which bed material of size D and smaller will be transported, m/s (ft/s)

y = Average depth of flow upstream of the bridge, m (ft)

D = Particle size for V_c , m (ft)

D_{50} = Particle size in a mixture of which 50 percent are smaller, m (ft)

K_u = 6.19 SI units

K_u = 11.17 English units

The variable D is taken as an average of the bed material size in the reach of the stream upstream of the bridge. It is a characteristic size of the material that will be transported by the stream. Normally this would be the bed material size in the upper 0.3 m (1 ft) of the stream bed.

5.2.3 Contraction Scour Cases

There are four conditions (cases) of contraction scour at bridge sites depending on the type of contraction and whether there is overbank flow or relief bridges. Regardless of the case, contraction scour can be evaluated using two basic equations:

- (1) live-bed scour equation and
- (2) clear-water scour equation.

The four conditions (cases) of contraction scour are:

Case 1: Involves overbank flow on a floodplain being forced back to the main channel by the approaches to the bridge. Case 1 conditions include:

- a. The river channel width becomes narrower either due to the bridge abutments projecting into the channel or the bridge being located at a narrowing reach of the river;
- b. No contraction of the main channel, but the overbank flow area is completely obstructed by an embankment; or
- c. Abutments are set back from the stream channel.

Case 2: Flow is confined to the main channel (i.e. there is no overbank flow). The normal river channel width becomes narrower due to the bridge itself or the bridge site is located at a narrower reach of the river.

Case 3: A relief bridge in the overbank area with little or no bed material transport in the overbank area (i.e. clear-water scour).

Case 4: A relief bridge over a secondary stream in the overbank area with bed material transport (similar to Case 1).

5.2.4 Live-Bed Contraction Scour

A modified version of Laursen’s 1960 equation for live-bed scour at a long contraction is recommended to predict the depth of scour in a contracted section. The modification is to eliminate the ratio of Manning’s n (equation 5.2 and 5.3):

$$\frac{y_2}{y_1} = \left(\frac{Q_2}{Q_1} \right)^{6/7} \left(\frac{W_1}{W_2} \right)^{k_1}$$

$$y_s = y_2 - y_0 = (\text{average contraction scour depth})$$

where:

- y_1 = Average depth in the upstream main channel, m (ft)
- y_2 = Average depth in the contracted section, m (ft)
- y_0 = Existing depth of flow in the contracted section before scour, m (ft)
- Q_1 = Flow in the upstream channel transporting sediment, m³/s (ft³/s)
- Q_2 = Flow in the contracted channel, m³/s (ft³/s)
- W_1 = Bottom width of the upstream main channel that is transporting bed material, m (ft)
- W_2 = Bottom width of the main channel in the contracted section less pier width(s), m (ft)
- k_1 = Exponent determined below (Table 5.1):

V_* / ω	k_1	Mode of Bed Material Transport
<0.50	0.59	Mostly contact bed material discharge
0.50 to 2.0	0.64	Some suspended bed material discharge
>2.0	0.69	Mostly suspended bed material discharge

- $V_* = (\tau_o / \rho)^{1/2} = (g y_1 S_1)^{1/2}$, shear velocity in the upstream section, m/s (ft/s)
- ω = Fall velocity of bed material based on the D_{50} , m/s (Figure 3)
For fall velocity in English units (ft/s) multiply ω in m/s by 3.28
- g = Acceleration of gravity (9.81 m/s²) (32.2 ft/s²)
- S_1 = Slope of energy grade line of main channel, m/m (ft/ft)
- τ_o = Shear stress on the bed, Pa (N/m²) (lb/ft²)
- ρ = Density of water (1000 kg/m³) (1.94 slugs/ft³)

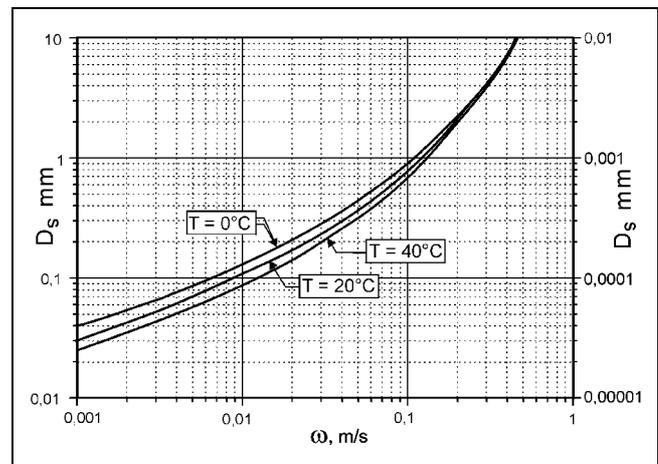


Figure 3: Fall velocity of sand-sized particles with specific gravity of 2.65

Notes:

1. Q_2 may be the total flow going through the bridge opening as in cases 1a and 1b. It is not the total flow for Case 1c. For Case 1c contraction scour must be computed separately for the main channel and the left and/or right overbank areas.
2. Q_1 is the flow in the main channel upstream of the bridge, not including overbank flows.
3. The Manning's n ratio is eliminated in Laursen live-bed equation to obtain equation 2 for the following reasons. The ratio can be significant for a condition of dune bed in the upstream channel and a corresponding plane bed, washed out dunes or antidunes in the contracted channel. However, Laursen's equation does not correctly account for the increase in transport that will occur as the result of the bed planing out (which decreases resistance to flow, increases the velocity and the transport of bed material at the bridge). That is, Laursen's equation indicates a decrease in scour for this case, whereas in reality, there would be an increase in scour depth. In addition, at flood flows, a plane bedform will usually exist upstream and through the bridge waterway, and the values of Manning's n will be equal.
4. W_1 and W_2 are not always easily defined. In some cases, it is acceptable to use the topwidth of the main channel to define these widths. Whether topwidth or bottom width is used, it is important to be consistent so that W_1 and W_2 refer to either bottom widths or top widths.
5. The average width of the bridge opening (W_2) is normally taken as the bottom width, with the width of the piers subtracted.
6. Laursen's equation will overestimate the depth of scour at the bridge if the bridge is located at the upstream end of a natural contraction or if the contraction is the result of the bridge abutments and piers. At this time, however, it is the best equation available.
7. In sand channel streams where the contraction scour hole is filled in on the falling stage, the y_0 depth may be approximated by y_1 . Sketches or surveys through the bridge can help in determining the existing bed elevation.
8. Scour depths with live-bed contraction scour may be limited by coarse sediments in the bed material armoring the bed. Where coarse sediments are present, it is recommended that scour depths be calculated for live-bed scour conditions using the clear-water scour equation (given in the next section) in addition to the live-bed equation and that the smaller calculated scour depth be used.

Live-bed contraction scour depths may be limited by armoring of the bed by large sediment particles in the bed material or by sediment transport of the bed material into the bridge cross-section. Under these conditions, live-bed contraction scour at a bridge can be determined

by calculating the scour depths using both the clear-water and live-bed contraction scour equations and using the smaller of the two depths.

5.2.5 Clear-Water Contraction Scour

The recommended clear-water contraction scour equation is based on a development suggested by Laursen. The equation is (**equations 5.4 and 5.5**):

$$y_2 = \left[\frac{K_u Q^2}{D_m^{2/3} W^2} \right]^{3/7}$$

$$y_s = y_2 - y_0 = (\text{average contraction scour depth})$$

where:

- y_2 = Average equilibrium depth in the contracted section after contraction scour, m (ft)
- Q = Discharge through the bridge or on the set-back overbank area at the bridge associated with the width W , m^3/s (ft^3/s)
- D_m = Diameter of the smallest nontransportable particle in the bed material ($1.25 D_{50}$) in the contracted section, m (ft)
- D_{50} = Median diameter of bed material, m (ft)
- W = Bottom width of the contracted section less pier widths, m (ft)
- y_0 = Average existing depth in the contracted section, m (ft)
- K_u = 0.025 SI units
- K_u = 0.0077 English units

Because D_{50} is not the largest particle in the bed material, the scoured section can be slightly armored. Therefore, the D_m is assumed to be $1.25 D_{50}$. For stratified bed material the depth of scour can be determined by using the clear-water scour equation sequentially with successive D_m of the bed material layers.

5.2.6 Contraction Scour with Backwater

The live-bed contraction scour equation is derived assuming a uniform reach upstream and a long contraction into a uniform reach downstream of the bridge. With live-bed scour the equation computes a depth after the long contraction, where the sediment transport into the downstream reach is equal to the sediment transport out.

The clear-water contraction scour equations are derived assuming that the depth at the bridge increases until the shear-stress and velocity are decreased so that there is no longer any sediment transport. With the clear-water equations it is assumed that flow goes from one uniform flow condition to another. Both equations calculate

contraction scour depth assuming a level water surface ($y_s = y_2 - y_0$). A more consistent computation would be to write an energy balance before and after the scour. For live-bed the energy balance would be between the approach section (1) and the contracted section (2). Whereas, for clear-water scour it would be the energy at the same section before (1) and after (2) the contraction scour.

Backwater, in extreme cases, can decrease the velocity, shear stress and the sediment transport in the upstream section. This will increase the scour at the contracted section. The backwater can, by storing sediment in the upstream section, change live-bed scour to clear-water scour.

5.3 Contraction Scour Example Problems

5.3.1 Example Problem 1 - Live-Bed Contraction Scour

Given:

The upstream channel width = 98.2 m; depth = 2.62 m. The discharge is 773 m³/s and is all contained within the channel.

Channel slope = 0.004 m/m.

The bridge abutments consist of vertical walls with wing walls. Bridge width = 37.2 m; with 3 sets of piers consisting of 3 columns, 0.38 m in diameter.

The bed material size: from 0 to 0.9 m, the D_{50} is 0.31 mm and below 0.9 m the D_{50} is 0.70 mm with a fall velocity of 0.10 m/s.

Original depth at bridge is estimated as 2.16 m.

Determine:

The magnitude of the contraction scour depth.

Solution:

- Determine if it is live-bed or clear-water scour:

Average velocity in the upstream reach

$$V = 773 / (2.62 \times 98.2) = 3.0 \text{ m/s.}$$

For velocities this large and bed material this fine live-bed scour will occur. Check by calculating V_c for 0.7 mm bed material size. If live-bed scour occurs for 0.7 mm it would also be live-bed for $D_{50} = 0.3$ mm.

$$V_c = 6.19 (2.62)^{1/6} (0.0007)^{1/3} = 0.65 \text{ m/s}$$

Live-bed contraction scour is verified.

- Calculate contraction scour:

- Determine K_1 for mode of bed material transport
 $V_* = (9.81 \times 2.62 \times 0.004)^{0.5} = 0.32 \text{ m/s}$
 $\omega = 0.10$; $V_* / \omega = 3.2$; $K_1 = 0.69$

- Live-bed contraction scour

$$y_2 / 2.62 = (98.2 / 36.06)^{0.69} = 2.00$$

$$Q_1 = Q_2$$

$$y_2 = 2.62 \times 2.00 = 5.24 \text{ m from water surface}$$

$$y_s = 5.24 - 2.16 = 3.08 \text{ m from original bed surface}$$

5.3.2 Example Problem 2 - Alternate Method

An alternative approach to calculating y_s in Problem 1 is to calculate the scour depth using both the clear-water and the live-bed equation and take the smaller scour depth.

- Live bed-bed scour depth is 3.08 m from Problem 1.
- Clear-water scour depth (Equation 5.4)

$$D_m = 1.25 D_{50} = 1.25 (0.0007) = 0.0009 \text{ m}$$

Equation 5.6:

$$y_2 = \left[\frac{0.025 (773)^2}{0.0009^{2/3} (36.06)^2} \right]^{3/7} = 21.12 \text{ m}$$

$$y_s = 21.12 - 2.16 = 18.96 \text{ m from original bed surface}$$

- Live-bed scour (3.08 m < 18.96 m). The sediment transport limits the contraction scour depth rather than the size of the bed material.

5.3.3 Example Problem 3 - Relief Bridge Contraction Scour

The 1952 flood on the Missouri River destroyed several relief bridges on Highway 2 in Iowa near Nebraska City, Nebraska. The USGS made continuous measurements during the period April 2 through April 29, 1952. This data set is from the April 21, 1952 measurement (measurement # 1013). The discharge in the relief bridge was 368 m³/s.

$$Q = 368 \text{ m}^3/\text{s};$$

$$\text{Bridge Width (minus piers)} = 91.4 \text{ m};$$

$$\text{Bridge Flow Area} = 706.43 \text{ m}^2;$$

$$V_{\text{average}} = 0.52 \text{ m/s};$$

$$y_0 = 1.28 \text{ to } 1.62 \text{ m};$$

$$D_{50} = (\text{estimated between } 0.2 \text{ and } 0.3 \text{ mm}) \text{ use } 0.3 \text{ mm as } D_m;$$

Clear-water scour because of low velocity flow on the floodplain (equation 5.4).

Calculate y_2 : (Equation 5.7)

$$y_2 = \left[\frac{0.025 (368)^2}{0.0003^{2/3} (91.4)^2} \right]^{3/7} = 6.89 \text{ m}$$

$y_2 = 6.89$ m from the water surface, this compares to 7.71 m measured at the site

5.4 Other General Scour Conditions

In a natural channel, the depth of flow is usually greater on the outside of a bend. In fact, there may well be deposition on the inner portion of the bend at a point bar. If a bridge is located on or close to a bend, the general scour will be concentrated on the outer portion of the bend. Also, in bends, the thalweg (the part of the stream where the flow is deepest and typically, the velocity is the greatest) may shift toward the inside of the bend as the flow increases. This can increase scour and nonuniform distribution of scour in the bridge opening. In some cases during high flow the point bar may have a channel (chute channel) eroded across it. This can further skew the distribution of scour in the bridge reach.

The relatively shallow straight reaches between bendway pools are called crossings. With changes in discharge and stage the patterns of scour and fill can also change in the crossing and pool sequence. These geomorphic processes are discussed in more detail in HEC-20 and Highways in the River Environment (HIRE). These processes are considered part of general scour. They are cyclic and may be in equilibrium around some general bed elevation. There are no equations for predicting these changes in elevation. Generally, a study of the stream using aerial photographs and/or successive cross section surveys can determine trends. In this case, the long-term safety of the bridge depends, primarily, on inspection.

Some general scour conditions are associated with a particular channel morphology. Braided channels will have deep scour holes when two channels come together downstream from a bar or island (confluence scour). At other times a bar or island will move into the bridge opening concentrating the flow onto a pier or abutment or changing the angle of attack. In anabranching flow, where flow is in two or more channels around semi-permanent islands, there is a problem of determining the distribution of flow between the channels, and over time the distribution may change. The bridge could be designed for the anticipated worst-case flow distribution or designed using the present distribution. In either case, inspection and maintenance personnel should be informed of the potential for the flow distribution and scour conditions to change.

Other general scour can be caused by short-term (daily, weekly, yearly or seasonal) changes in the downstream water surface elevation that control backwater and hence, the velocity through the bridge opening. Similarly, a bridge located upstream or downstream of a confluence can experience general scour caused by variable flow conditions on the main river and tributary. Because this scour is reversible, it is considered other general

scour rather than long-term aggradation or degradation. These channel changes and other general scour conditions are also discussed in HEC-20 and Highways in the River Environment.

5.4.1 Determining Other General Scour

Scour at a bridge cross-section resulting from variable water surface elevation downstream of the bridge (e.g. tributary or downstream control) is analyzed by determining the lowest potential water-surface elevation downstream of the bridge insofar as scour processes are concerned. Then one can determine contraction and local scour depths using these worst-case conditions.

General scour in a channel bendway resulting from the flow through the bridge being concentrated toward the outside of the bend is analyzed by determining the super-elevation of the water surface on the outside of the bend and estimating the resulting velocities and depths through the bridge. The maximum velocity in the outer part of the bend can be 1.5 to 2 times the mean velocity. A physical model study can also be used to determine the velocity and scour depth distribution through the bridge for this case.

Estimating general scour across the bridge cross-section for unusual situations involves particular skills in the application of principles of river mechanics to the site-specific conditions. To determine the scour across the bridge opening in many bridge crossings will require 2-dimensional (2-D) computer programs (for example FESWMS (Froelich 1996, or U. S. Army corps of Engineers 1997) or a physical model (HIRE (Richardson et al. 2001 or HEC-23 (Lagasse 20001). Brigham Young University's (2000) SMS system is an important aid in 2-dimensional modeling. Such studies should be undertaken by engineers experienced in the fields of hydraulics and river mechanics.

6 Determination of Local Pier Scour

6.1 Introduction

Local scour at piers is a function of bed material characteristics, bed configuration, flow characteristics, fluid properties and the geometry of the pier and footing. The bed material characteristics are granular or non-granular, cohesive or non-cohesive, erodible or non erodible rock. Granular bed material ranges in size from silt to large boulders and is characterized by the D_{50} and a coarse size such as the D_{84} or D_{90} size. Cohesive bed material is composed of silt and clay, possibly with some sand, which bonded chemically. Rock may be solid, massive or fractured. It may be sedimentary or igneous and erodible or non-erodible.

Flow characteristics of interest for local pier scour are the velocity and depth just upstream of the pier, the angle the velocity vector makes to the pier (angle of attack) and free surface or pressure flow. Fluid properties are viscosity and surface tension, which for the field case can be ignored.

Pier geometry characteristics are its type, dimensions and shape. Types of piers include single column, multiple columns or rectangular; with or without friction or tip bearing piles; with or without a footing or pile cap; footing or pile cap in the bed, on the surface of the bed, in the flow or under the deck out of the flow. Important dimensions are the diameter for circular piers or columns, spacing for multiple columns, and width and length for solid piers. Shapes include round, square or sharp nose, circular cylinder, group of cylinders or rectangular. In addition, piers may be simple or complex. A simple pier is a single shaft, column or multiple columns exposed to the flow. Whereas, a complex pier may have the pier, footing or pile cap and piles exposed to the flow.

There are many pier scour equations in the literature, as a result of the many laboratory studies. To determine which equation to recommend to the states to use in their scour evaluations an extensive review of the literature was made. The criteria used were to select the equation that gave the minimum depth of scour but encompassed all available scour data. A study by Jones (1983) of the more common equations showed that the Colorado State University (CSU) (Richardson et al. 2001) equation enveloped all the data, but gave lower values of scour than any of the equations studied. On the basis of Jones' studies the CSU equation was recommended in the Interim Procedures that accompanied FHWA's Technical Advisory (U. S. Department of Transportation 1988). With modifications, the CSU equation was recommended in all editions of HEC-18. In 1996 Mueller compared 22 scour equations using field data collected by the USGS (Landers et al. 1999). He concluded that the HEC-18 equation was good for design, because it rarely under-predicted measured scour depth. However, it frequently over-predicted the observed scour. The data contained 384 field measurements of scour at 56 bridges.

6.2 Local Pier Scour Equation

To determine pier scour, an equation based on the CSU equation is recommended for both live-bed and clear-water pier scour (Richardson and Davis, 2001). The equation predicts maximum pier scour depths. The equation is (equation 6.1):

$$\frac{y_s}{y_1} = 2.0 K_1 K_2 K_3 K_4 K_w \left(\frac{a}{y_1} \right)^{0.65} Fr_1^{0.43}$$

where:

- y_s = Scour depth, m (ft)
- y_1 = Flow depth directly upstream of the pier, m (ft)
- K_1 = Correction factor for pier nose shape, Figure 4 and Table 6.1
- K_2 = Correction factor for angle of attack of flow, Equation 6.4
- K_3 = Correction factor for bed condition, Table 6.2
- K_4 = Correction factor for armoring by bed material size, Equation 6.5 and Table 6.3
- a = Pier width, m (ft)
- L = Length of pier, m (ft)
- Fr_1 = Froude Number directly upstream of the pier = $V_1 / (gy_1)^{1/2}$
- V_1 = Mean velocity of flow directly upstream of the pier, m/s (ft/s)
- g = Acceleration of gravity (9.81 m/s²) (32.2 ft/s²)

The correction factor, K_2 , for angle of attack of the flow, θ , is calculated using the following equation (equation 6.2):

$$K_2 = (\cos \theta + L/a \sin \theta)^{0.65}$$

If L/a is larger than 12, use $L/a = 12$. Table 6.2 illustrates the magnitude of the effect of the angle of attack on local pier scour.

Based on studies by Chang (1987) and Melville and Sutherland (1988) the maximum scour depth for round nose piers aligned with the flow is (equation 6.3):

$$y_s \leq 2.4 \text{ times the pier width (a) for } Fr \leq 0.8$$

$$y_s \leq 3.0 \text{ times the pier width (a) for } Fr > 0.8$$

Scour depths larger than given by equation 6.3 for round nose piers aligned with the flow should be questioned and carefully evaluated.

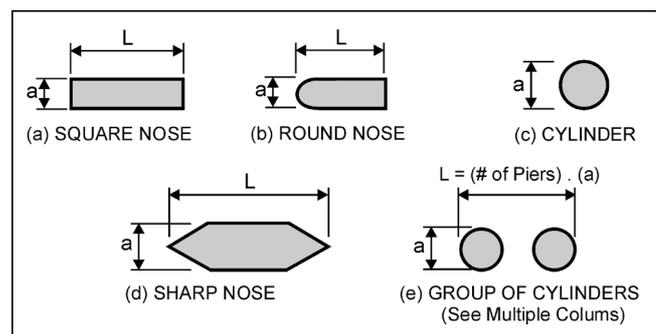


Figure 4: Common pier shapes

Notes:

- The correction factor K_1 for pier nose shape should be determined using Table 6.1 for angles of attack up to 5 degrees. For greater angles, K_2 dominates and K_1 should be considered as 1.0. If L/a is larger than 12, use the values for $L/a = 12$ as a maximum in Table 6.2 and Equation 6.2.

Shape of Pier Nose	K_1
(a) Square nose	1.1
(b) Round nose	1.0
(c) Circular cylinder	1.0
(d) Group of cylinders	1.0
(e) Sharp nose	0.9

Table 6.1: Correction factor, K_1 , for pier nose shape

Angle	L/a=4	L/a=8	L/a=12
0	1.0	1.0	1.0
15	1.5	2.0	2.5
30	2.0	2.75	3.5
45	2.3	3.3	4.3
90	2.5	3.9	5.0
Angle = skew angle of flow L = length of pier, m			

Table 6.2: Correction Factor, K_2 , for angle of attack, θ , of the flow

Bed Condition	Dune Height m	K_3
Clear-Water Scour	N/A	1.1
Plane bed and Antidune flow	N/A	1.1
Small Dunes	$3 > H \geq 0.6$	1.1
Medium Dunes	$9 > H \geq 3$	1.2 to 1.1
Large Dunes	$H \geq 9$	1.3

Table 6.3: Increase in equilibrium pier scour depths, K_3 , for bed condition (N/A = not applicable)

- The values of the correction factor K_2 should be applied only when the field conditions are such that the entire length of the pier is subjected to the angle of attack of the flow. Use of this factor will result in a significant over-prediction of scour if (1) a portion of the pier is shielded from the direct impingement of the flow by an abutment or another pier; or (2) an abutment or another pier redirects the flow in a direction parallel to the pier. For such cases, judgment must be exercised to reduce the value of the K_2 factor by selecting the effective length of the pier actually subjected to the angle of attack of the flow.
- The correction factor K_3 results from the fact that for plane-bed conditions, which is typical of most bridge sites for the flood frequencies employed in scour design, the maximum scour may be 10 percent greater than computed with Equation 6.1. In the unusual situation where a dune bed configuration with large dunes exists at a site during flood flow, the maximum pier scour may be 30 percent greater than the predicted equation value. This may occur on very large rivers, such as the Mississippi. For smaller streams that have a dune bed configuration at flood flow, the dunes will be smaller and the maximum scour may be only 10 to 20 percent larger.

- Piers set close to abutments (for example at the toe of a spill through abutment) must be carefully evaluated for the angle of attack and velocity of the flow coming around the abutment.

K_4 decreases scour depths for armoring of the scour hole for bed materials that have a D_{50} equal to or larger than 2.0 mm and D_{95} equal to or larger than 20 mm (Mueller and Jones 1999).

If $D_{50} < 2$ mm or $D_{95} < 20$ mm, then $K_4 = 1$

If $D_{50} \geq 2$ mm and $D_{95} \geq 20$ mm, then (**equation 6.4**):

$$K_4 = 0.4 (V_R)^{0.15}$$

where (**equation 6.5**):

$$V_R = \frac{V_1 - V_{icD_{50}}}{V_{cD_{50}} - V_{icD_{95}}} > 0$$

and:

V_{icD_x} = the approach velocity (m/s or ft/sec) required to initiate scour at the pier for the grain size D_x (m or ft) (**equation 6.6**)

$$V_{icD_x} = 0.645 \left(\frac{D_x}{a} \right)^{0.053} V_{cD_x}$$

V_{cD_x} = the critical velocity (m/s or ft/s) for incipient motion for the grain size D_x (m or ft) Equation 5.1.

where:

a = pier width

y_1 = Depth of flow just upstream of the pier, excluding local scour, m (ft)

V_1 = Velocity of the approach flow just upstream of the pier, m/s (ft/s)

D_x = Grain size for which x percent of the bed material is finer, m (ft)

While K_4 provides a good fit with the field data the velocity ratio terms are so formed, that, if D_{50} is held constant and D_{95} increases, the value of K_4 increases rather than decreases (Mueller and Jones 1999). For field data an increase in D_{95} was always accompanied with an increase in D_{50} .

The minimum value of K_4 is 0.4 and it should only be used when $V_1 < V_{icD_{50}}$.

6.3 Pier Scour Correction Factor for Wide Piers K_w

Flume studies on scour depths at wide piers in shallow flows and field observations of scour depths at bascule piers in shallow flows indicate that existing equations, including the CSU equation, overestimate scour depths. Johnson and Torrico (1994) suggest the following equations for a K_w factor to be used to correct Equation 6.1 for wide piers in shallow flow.

The correction factor should be applied when the ratio of depth of flow (y) to pier width (a) is less than 0.8 ($y/a < 0.8$); the ratio of pier width (a) to the median diameter of the bed material (D_{50}) is greater than 50 ($a/D_{50} > 50$); and the Froude Number of the flow is subcritical.

Equations 6.7 and 6.8

$$K_w = 2.58 \left(\frac{y}{a} \right)^{0.34} Fr^{0.65} \quad \text{for } V/V_c < 1$$

$$K_w = 1.0 \left(\frac{y}{a} \right)^{0.13} Fr^{0.25} \quad \text{for } V/V_c \geq 1$$

Engineering judgment should be used in applying K_w because it is based on limited data from flume experiments. Engineering judgment should take into consideration the volume of traffic, the importance of the highway, cost of a failure (potential loss of lives and dollars) and the change in cost that would occur if the K_w factor is used.

6.4 Scour Depths for Complex Pier Foundations

6.4.1 Introduction

As Salim and Jones (1995, 1996, and 1999) point out, most pier scour research has focused on solid piers with limited attention to determining the scour depths for (1) pile groups, (2) pile groups and pile caps or (3) pile groups, pile caps and solid piers exposed to the flow. The three types of exposure to the flow may be by design or by scour (long-term degradation, general (contraction) scour and local scour, in addition to stream migration). In the general case, the flow could be obstructed by three substructure elements, herein referred to as the scour-producing components, which include the pier stem, the pile cap or footing and the pile group. Nevertheless, ongoing research has determined methods and equations to determine scour depths for complex pier foundations. The results of this research are recommended for use and are given in HEC-18 (Richardson and Davis 2001).

Physical Model studies are still recommended for complex piers with unusual features such as staggered or unevenly spaced piles or for major bridges where conservative scour estimates are not economically acceptable. However, the methods presented in this section provide a good estimate of scour for a variety of complex pier situations.

The procedure listed below are recommended for determining the depth of scour for any combination of the three substructure elements exposed to the flow (Jones and Sheppard 2000).

1. The scour depths should be determined for the 100-year flood or smaller discharge, if it causes deeper scour, and the superflood, i.e. the 500-year flood, as recommended in this paper.
2. If needed use computer programs (HEC-RAS (U. S. Army Corps of Engineers 2001), WSPRO (Arneson and Sherman 1998), FESWMS (Froelich 1996) to compute the hydraulic variables.
3. Total scour depth is determined by separating the scour producing components, determining the scour depth for each component and adding the results. The method is called "Superposition of the Scour Components."
4. Analyze the complex pile configuration to determine the components of the pier that are exposed to the flow or will be exposed to the flow, which will cause scour.
5. Determine the scour depths for each component exposed to the flow using the equations and methods presented in the following sections.
6. Add the components to determine the total scour depths.
7. Plot the scour depths and analyze the results using an interdisciplinary team to determine their reliability and adequacy for the bridge, flow and site conditions, safety and costs.
8. Conduct a physical model study, if engineering judgment determines it will reduce uncertainty, increase the safety of the design and/or reduce cost.

6.4.2 Superposition of Scour Components Method of Analysis

The components of a complex pier are illustrated in Figure 5 (Jones and Sheppard 2000).

The variables illustrated in Figure 5 and others used in computations are as follows:

- f = Distance between front edge of pile cap or footing and pier, m (ft)
- h_o = Height of the pile cap above bed at beginning of computation, m (ft)
- h_1 = $h_o + T$ = height of the pier stem above the bed before scour, m (ft)

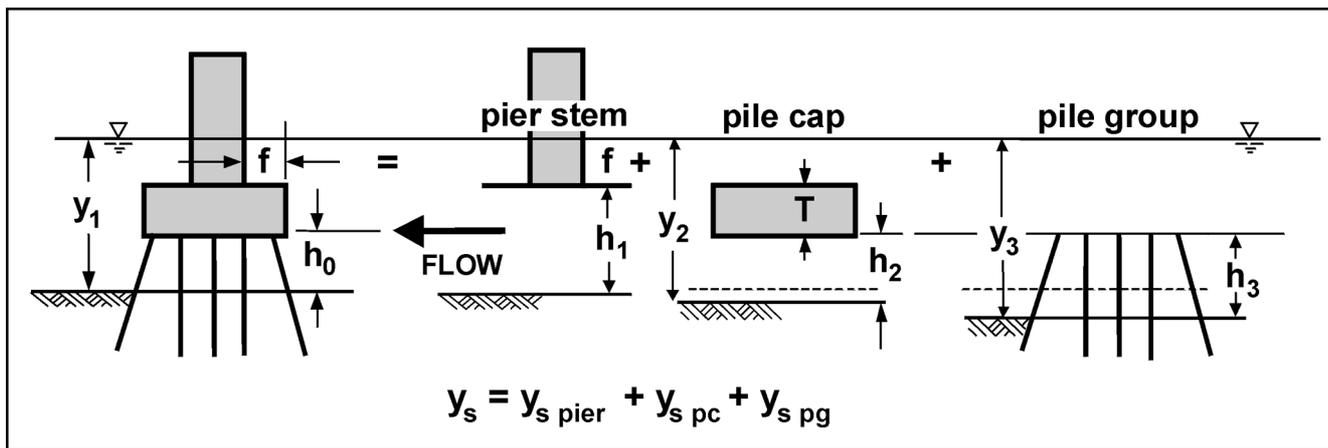


Figure 5: Definition sketch for scour components for a complex pier (Jones and Sheppard 2000)

- $h_2 = h_0 + y_{s\ pier}/2 =$ height of pile cap after pier stem scour component has been computed, m (ft)
- $h_3 = h_0 + y_{s\ pier}/2 + y_{s\ pc}/2 =$ height of pile group after the pier stem and pile cap scour components have been computed, m (ft)
- S = Spacing between columns of piles, pile center to pile center, m (ft)
- T = Thickness of pile cap or footing, m (ft)
- $y_1 =$ Approach flow depth at the beginning of computations, m (ft)
- $y_2 = y_1 + y_{s\ pier}/2 =$ adjusted flow depth for pile cap computations m (ft)
- $y_3 = y_1 + y_{s\ pier}/2 + y_{s\ pc}/2 =$ adjusted flow depth for pile group computations, m (ft)
- $V_1 =$ Approach velocity used at the beginning of computations, m/sec (ft/sec)
- $V_2 = V_1(y_1/y_2) =$ adjusted velocity for pile cap computations, m/sec (ft/sec)
- $V_3 = V_1(y_1/y_3) =$ adjusted velocity for pile group computations, m/sec (ft/sec)

Total scour from superposition of components is given by (equation 6.9):

$$y_s = y_{s\ pier} + y_{s\ pc} + y_{s\ pg}$$

where:

- $y_s =$ Total scour depth, m (ft)
- $y_{s\ pier} =$ Scour component for the pier stem in the flow, m (ft)
- $y_{s\ pc} =$ Scour component for the pier cap or footing in the flow, m (ft)
- $y_{s\ pg} =$ Scour component for the piles exposed to the flow, m (ft)

Each of the scour components is computed from the basic pier scour Equation 6.1 using an equivalent sized pier to represent the irregular pier components, adjusted flow depths and velocities as described in the list of variables for Figure 7, and height adjustments for the pier stem and pile group. The height adjustment is included in the equivalent pier size for the pile cap.

The procedure, along with example problems, is given in HEC-18 (Richardson and Davis 2001).

6.5 Multiple Columns Skewed to the Flow

For multiple columns (illustrated as a group of cylinders in Figure 6) skewed to the flow, the scour depth depends on the spacing between the columns. The correction factor for angle of attack would be smaller than for a solid pier. Raudkivi (1986) in discussing effects of alignment states "... the use of cylindrical columns would produce a shallower scour; for example, with five-diameter spacing the local scour can be limited to about 1.2 times the local scour at a single cylinder."

In the application of Equation 6.1 with multiple columns spaced less than 5 pier diameters apart, the pier width 'a' is the total projected width of all the columns in a single bent, normal to the flow angle of attack (Figure 6). For example, three 2.0 m (6.6 ft) cylindrical columns spaced at 10.0 m (33 ft) would have an 'a' value ranging between 2.0 and 6.0 m (6.6 and 33 ft), depending upon the flow angle of attack.

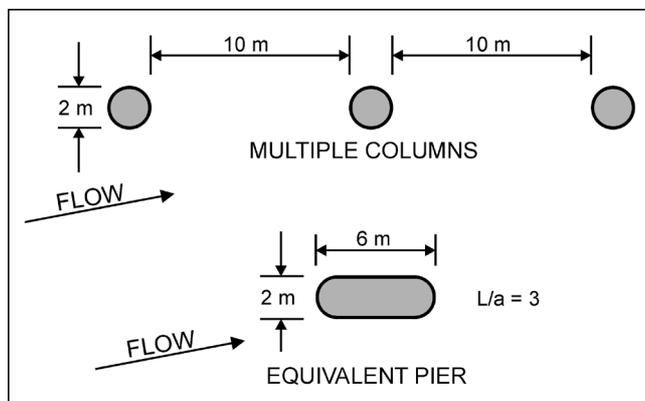


Figure 6: Multiple columns skewed to the flow

The scour depth for multiple columns skewed to the flow can also be determined by determining the K_2 factor using Equation 6.4 and using it in Equation 6.1. The width "a" in Equation 6.1 would be the width of a single column. An example problem illustrates all three methods of obtaining the scour depth for multiple columns.

If the multiple columns are spaced 5 diameter or greater apart and debris is not a problem, limit the scour depths to a maximum of 1.2 times the local scour of a single column.

With debris in the flow, consider the multiple columns and debris as a solid elongated pier in Equation 6.1.

6.6 Pressure Flow Scour

Pressure flow, which is also denoted as orifice flow, occurs, when the water surface elevation at the upstream face of the bridge is greater than or equal to the low chord of the bridge superstructure (Figure 7). The resulting flow under the bridge being a complex combination of the plunging flow and orifice flow.

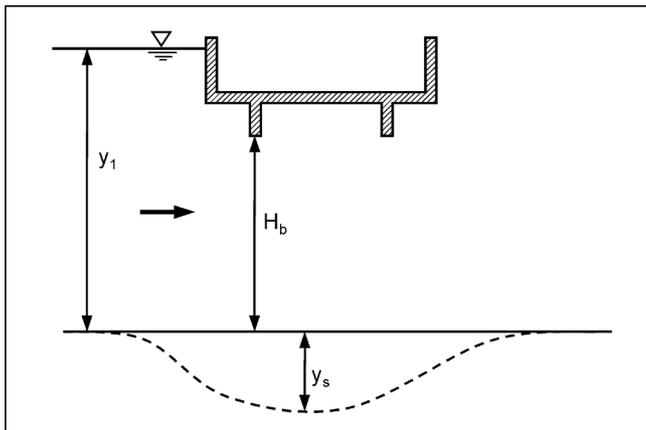


Figure 7: Definition sketch of vertical contraction scour resulting from pressure flow

The hydraulic bridge computer models WSPRO or HEC-RAS are suitable for determination of the amount of flow which will flow over the roadway embankment, over the bridge as weir flow and through the bridge opening as orifice flow, provided that the top of the highway is properly included in the input data. These models can be used to determine average flow depths and velocities over the road and bridge, as well as average velocities under the bridge. It is recommended that one of these models be used to analyze the scour problem when the bridge is overtopped with or without overtopping of the approach roadway.

With pressure flow, the local scour depths at a pier or abutment can be much larger than for free surface flow

with similar depths and approach velocities. The increase in local scour at a pier subjected to pressure flow results from the flow being directed downward towards the bed by the superstructure (vertical contraction of the flow) and by increasing the intensity of the horseshoe vortex. The vertical contraction of the flow can be a more significant cause of the increased scour depth. However, in many cases, when a bridge becomes submerged, the average velocity under the bridge is reduced due to a combination of additional backwater caused by the bridge superstructure impeding the flow, and a reduction of the discharge which must pass under the bridge due to weir flow over the bridge and/or approach embankments.

As a consequence of this, increases in local scour attributed to pressure flow scour at a particular site, may be offset to a degree by lower velocities through the bridge opening due to increased backwater and a reduction in discharge under the bridge due to overtopping of the bridge and approach embankments.

Studies of pressure flow scour have been made in flumes at Colorado State University and FHWA's Turner Fairbank Highway Research Center which indicate that pier scour can be increased 200 to 300 percent by pressure flow (Abed 1991, Abed et al. 1991 and Jones et al. 1993). Arneson (1999) conducted a more extensive study of pressure flow scour under live bed conditions. FHWA's Turner Fairbank Laboratory and Arneson's study concluded that (1) pressure flow scour is a combination of vertical contraction scour and local pier scour, (2) the local pier scour component was approximately the same as the free-surface local pier scour measurements for the same approach flow condition and (3) the two components were additive. Arneson's equation, derived from multiple linear regression of his data, for bed vertical contraction scour is (equation 6.10):

$$\frac{y_{vcs}}{y_1} = -5.08 + 1.27 \left(\frac{y_1}{H_b} \right) + 4.44 \left(\frac{H_b}{y_1} \right) + 0.19 \left(\frac{V_a}{V_c} \right)$$

where:

- y_{vcs} = Depth of vertical contraction scour relative to mean bed elevation, m (ft)
- y_1 = depth of flow immediately upstream of the bridge, m (ft)
- H_b = Distance from the low chord of the bridge to the average elevation of the stream bed before scour, m (ft)
- V_a = Average velocity of the flow through the bridge opening before scour occurs, m/s (ft/s)
- V_c = Critical velocity of the D_{50} of the bed material in the bridge opening, m/s (ft/s)

The procedure for calculating pier scour for pressure flow is as follows:

1. Determine the flow variables using a 1-dimensional or 2-dimensional computer model such as WSPRO, HEC-RAS, FESWMS or RMA-2.
2. Calculate the critical velocity V_c of the D_{50} of the bed material in the bridge opening.
3. Compute the vertical contraction scour (Equation 6.10).
4. Compute the local pier scour using Equations 6.1 and the other procedures presented in previous sections.
5. Add the two scour components to obtain the local scour for pressure flow.

6.7 Scour from Debris on Piers

Debris lodged on a pier can increase local scour at a pier by increasing pier width and deflect a component of flow downward. When floating debris is lodged on the pier, the scour depth can be estimated by assuming that the pier width is larger than the actual width. Melville and Dongol (1992) have conducted a limited quantitative study of the effect of debris on local pier scour and have made some recommendations which support this approach. However, additional studies are needed.

6.8 Topwidth of Scour Holes

The topwidth of a scour hole in cohesionless bed material from one side of a pier or footing can be estimated from the following equation (Richardson and Abed 1993) (equation 6.11).

$$W = y_s (K + \cot \theta)$$

where:

- W = Topwidth of the scour hole from each side of the pier or footing, m
 y_s = Scour depth, m (ft)
 K = Bottom width of the scour hole, related to the depth of scour
 θ = Angle of repose of the bed material ranging from about 30° to 44°

The angle of response of cohesionless material in air ranges from about 30° to 44° . Therefore, if the bottom width of the scour hole is equal to the depth of scour y_s ($K = 1$), the topwidth in cohesionless sand would vary from 2.07 to 2.80 y_s . At the other extreme, if $K = 0$, the topwidth would vary from 1.07 to 1.8 y_s . Thus, the topwidth could range from 1.0 to 2.8 y_s . A topwidth of 2.0 y_s is suggested for practical applications.

6.9 Physical Model Studies

For unusual or complex pier foundation configurations a physical model study should be made. The scale

between model and prototype is based on the Froude criteria; that is, the Froude number for the model should be the same as for the prototype. In general it is not possible to scale the bed material size. Also, at flood flows in sand bed streams the sediment transport conditions will be live-bed and the bed configuration will be plane bed. However, in the model live-bed transport conditions could be ripples or dunes. These are incomparable pier scour conditions. Therefore, it is recommended that a bed material be used that has a critical velocity just below the model velocity (i.e. clear-water scour conditions). This will usually give the maximum scour depth; but a careful study of the results needs to be made by persons with field and model scour experience. For additional discussion of the use of physical modeling in hydraulic design, see HIRE and HEC-23.

6.10 Pier Scour Example Problems (SI units)

6.10.1 Example Problem 1 - Scour at a Simple Solid Pier

Given:

Pier geometry: $a = 1.22$ m, $L = 18$ m, round nose
 Flow variables: $y_1 = 3.12$ m, $V_1 = 3.36$ m/s
 Angle of attack = 0° , $g = 9.81$ m/s²
 Froude No. = $3.36 / (9.81 \times 3.12)^{0.5} = 0.61$
 Bed material: $D_{50} = 0.32$ mm, $D_{95} = 7.3$ mm
 Bed Configuration: Plane bed

Determine:

The magnitude of pier scour depth.

Solution:

Use Equation 6.1.

$$y_s / 3.12 = 2.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.1 \times 1.0 \times 1.0 \times (1.22 / 3.12)^{0.65} \times 0.61^{0.43} = 0.97$$

$$y_s = 0.97 \times 3.12 = 3.03 \text{ m}$$

6.10.2 Example Problem 2 - Angle of Attack

Given:

Same as Problem 1 but angle of attack is 20° .

Solution:

Use Equation 6.4 to compute K_2 .

If L/a is larger than 12, use $L/a = 12$ as a maximum in equation 6.4.

$$L/a = 18 / 1.22 = 14.8 > 12 \text{ use } 12$$

$$K_2 = (\cos 20^\circ + 12 \sin 20^\circ)^{0.65} = 2.86$$

$$y_s = 3.03 \times 2.86 = 8.7 \text{ m}$$

6.10.3 Example Problem 3 - Coarse Bed Material

Given:

Same as Problem 1 but the bed material is coarser.

Bed material: $D_{50} = 17.8 \text{ mm}$, $D_{95} = 96.3 \text{ mm}$

Bed configuration: Plane Bed

Determine:

Will the coarse bed material decrease local scour depth.

Solution:

Use Equations 6.5, 6.6, 6.7 and 6.8

$$K_4 = 1, \text{ if } D_{50} < 2 \text{ mm or } D_{95} < 20 \text{ mm}$$

If $D_{50} \geq 2 \text{ mm}$ and $D_{95} \geq 20 \text{ mm}$, then:

$$K_4 = 0.4 (V_R)^{0.15}$$

$$V_R = \frac{V_1 - V_{icD_{50}}}{V_{cD_{50}} - V_{icD_{95}}}$$

where:

V_{icD_x} = approach velocity required to initiate scour at the pier for the grain size D_x , m/s

$$V_{icD_x} = 0.645 \left(\frac{D_x}{a} \right)^{0.053} V_{cD_x}$$

V_{cD_x} = critical velocity for incipient motion for the grain size D_x , m/s

$$V_{cD_x} = 6.19 y_1^{1/6} D_x^{1/3}$$

$$V_{cD_{50}} = 6.19 (3.12)^{1/6} (0.0178)^{1/3} = 1.95 \text{ m/s}$$

$$V_{cD_{95}} = 6.19 (3.12)^{1/6} (0.0963)^{1/3} = 3.43 \text{ m/s}$$

$$V_{icD_{50}} = 0.645 (0.0178 / 1.22)^{0.053} (1.95) = 1.01 \text{ m/s}$$

$$V_{icD_{95}} = 0.645 (0.0963 / 1.22)^{0.053} (3.43) = 1.93 \text{ m/s}$$

$$V_R = \frac{3.36 - 1.01}{1.95 - 1.93} = 117.5$$

$$K_4 = 0.4 (117.5)^{0.15} = 0.82$$

$$y_s = 0.82 \times 3.03 = 2.48 \text{ m}$$

6.10.4 Example Problem 4 - Scour at Multiple Columns

Calculate the scour depth for a pier that consists of six 0.406 m columns spaced at 2.29 m with a flow angle of attack of 26° . Debris is not a problem and there is no armoring at this site.

Data:

Columns:

6 columns 0.406 m, spaced 2.29 m

Velocity: $V_1 = 3.4 \text{ m/s}$

Depth: $y_1 = 6.1 \text{ m}$

Angle of attack: 26°

Spacing coefficient = $S/a = 2.29/0.406 = 5.6$; $S/a > 5.0$

Assume $K_3 = 1.1$ for plane bed condition

Determine:

The depth of local scour:

Solution:

Three methods of calculating the scour depth will be illustrated:

- a. Scour depth according to Raudkivi (1986) is 1.2 times the local scour of a single column

$$\frac{y_s}{6.1} = 2.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.1 \times 1.0 \left(\frac{0.406}{6.1} \right)^{0.65} \times \left(\frac{3.4}{(9.81 \times 6.1)^{0.5}} \right)^{0.43} = 0.266$$

$$y_s = 6.1 \times 0.266 \times 1.2 = 1.95 \text{ m}$$

- b. Compare this value with that computed by collapsing the columns.

Collapsed pier width = $6 \times 0.406 = 2.44 \text{ m}$

Projected pier width = $L \sin 26^\circ + a \cos 26^\circ = 2.44$

$\sin 26^\circ + 0.406 \cos 26^\circ = 1.44 \text{ m}$

$$\frac{y_s}{6.1} = 2.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.1 \times 1.0 \left(\frac{1.44}{6.1} \right)^{0.65} \times \left(\frac{3.4}{(9.81 \times 6.1)^{0.5}} \right)^{0.43} = 0.604$$

$$y_s = 6.1 \times 0.604 = 3.68 \text{ m}$$

- c. The scour depth can be calculated for multiple columns by calculating the depth for a single column and multiplying it by the K_2 factor given in Equation 6.4. For example:

$$K_2 = (\cos 26^\circ + 2.44/0.406 \sin 26^\circ)^{0.65} = 2.27$$

$$\frac{y_s}{6.1} = 2.0 \times 1.0 \times 2.27 \times 1.1 \times 1.0 \left(\frac{0.406}{6.1} \right)^{0.65} \times \left(\frac{3.4}{(9.81 \times 6.1)^{0.5}} \right)^{0.43} = 0.603$$

$$y_s = 6.1 \times 0.603 = 3.68 \text{ m}$$

Spacing between columns for this pier is greater than 5 times column diameter so method (a) applies. Also, a model study of the pier gave a scour depth of 1.95 m. Therefore:

$$y_s = 6.1 \times 0.266 \times 1.2 = 1.95 \text{ m}$$

6.10.5 Example Problem 5 - Pier Scour with Pressure Flow

An existing bridge is subjected to pressure flow to the top of a solid guard rail at the 100-year return period flow. There is only a small increase in flow depth at the bridge for the 500-year return period flow due to the large overbank area. A HEC-RAS model of the flow gives the following data:

Data:

$y_1 = 9.75 \text{ m}$, $V_1 = 2.93 \text{ m/s}$, $q_1 = 28.56 \text{ cm}^2/\text{s}$
 Pier width $a = 0.914 \text{ m}$, is round nose, solid, aligned with the flow
 Sand bed with $D_{50} = 0.4 \text{ mm}$ and $D_{84} = 0.9 \text{ mm}$
 Distance from stream bed to lower chord (H_b) = 7.93 m before scour

Calculate the local pier scour:

Vertical Contraction Scour Depth

$$y_s/y_1 = -5.08 + 1.27 y_1/H_b + 4.44 H_b/y_1 + 0.19 V_a/V_c$$

$$V_c = 6.19 (y_1)^{1/6} (D_{50})^{1/3} = 6.19 (9.75)^{1/6} (0.0004)^{1/3} = 0.669 \text{ m/s}$$

$$V_a = q_1/H_b = 28.56/7.93 = 3.60 \text{ m/s}$$

$$y_s/9.75 = -5.08 + 1.27 (9.75/7.93) + 4.44 (7.93/9.75) + 0.19 (3.60/0.669) = 1.12$$

$$y_s = 9.75 \times 1.12 = 10.9 \text{ m}$$

Local Pier Scour

$$y_2 = H_b + y_s = 7.93 + 10.92 = 18.85 \text{ m}$$

$$V_2 = V_a (H_b / y_2) = 3.60 (7.93/18.85) = 1.51 \text{ m/s}$$

$$y_s/y_1 = 2.0 K_1 K_2 K_3 K_4 (a/y_1)^{0.65} (Fr)^{0.43}$$

$$K_1 = K_2 = K_4 = 1.0; K_3 = 1.1;$$

$$Fr = 1.52 / (9.81 \times 18.85)^{0.5} = 0.11$$

$$y_s/18.85 = 2.0 \times 1.1 \times (0.914/18.85)^{0.65} (0.11)^{0.43} = 0.12$$

$$y_s = 18.85 \times 0.12 = 2.26 \text{ m}$$

Total Scour

$$y_s = 10.92 + 2.26 = 13.2 \text{ m}$$

7 Evaluating Local Abutment Scour

7.1 Introduction

The flow obstructed by the abutment and approach highway embankment forms two erosion potentials. One is a horizontal vortex starting at the upstream end of the abutment and running along the toe of the abutment, and the other is a vertical wake vortex at the downstream end of the abutment (Figure 8).

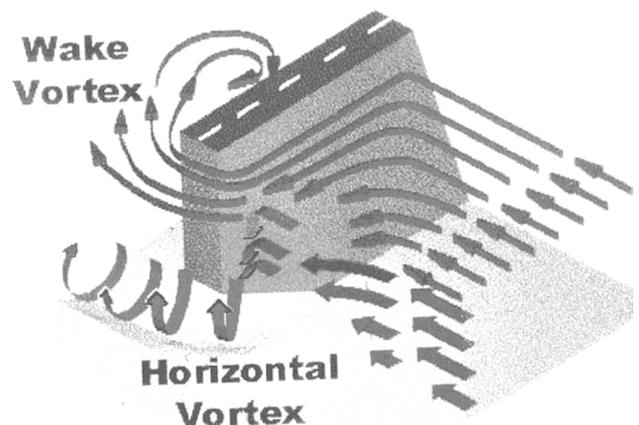


Figure 8: Schematic representation of abutment scour

The vortex at the toe of the abutment is very similar to the horseshoe vortex that forms at piers and the vortex that forms at the downstream end is similar to the wake vortex that forms downstream of a pier. Research has only been conducted to determine the depth and location of the scour hole that develops for the horizontal (so called horseshoe) vortex and numerous abutment scour equations have been developed to predict this scour depth.

Abutment failures and erosion of the fill also occur from the action of the downstream wake vortex. However, research and the development of methods to determine the erosion from the wake vortex has not been conducted. In general, if the downstream area of the abutment and approach embankment is protected with adequately sized riprap, no erosion will occur.

7.1.1 Abutment Site Conditions

Abutments can be set back from the natural stream bank, placed at the bankline or, in some cases, actually set into the channel itself. Common designs include stub abutments placed on spill-through slopes and vertical wall abutments, with or without wingwalls. Scour at abutments can be live-bed or clear-water scour. The bridge and approach road can cross the stream and floodplain at a skew angle and this will have an effect on flow conditions at the abutment. Finally, there can be varying amounts of overbank flow intercepted by the approaches to the bridge and returned to the stream at the abutment. More severe abutment scour will occur when the majority of overbank flow returns to the bridge opening directly upstream of the bridge crossing. Less severe abutment scour will occur when overbank flows gradually return to the main channel upstream of the bridge crossing.

7.1.2 Abutment Skew

The skew angle for an abutment (embankment) is depicted in Figure 9. For an abutment angled downstream, the scour depth is decreased, whereas the scour depth is increased for an abutment angled upstream.

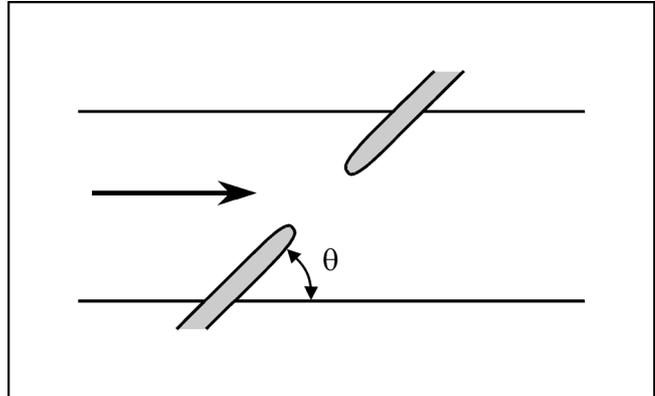


Figure 9: Orientation of embankment angle, q , to the flow

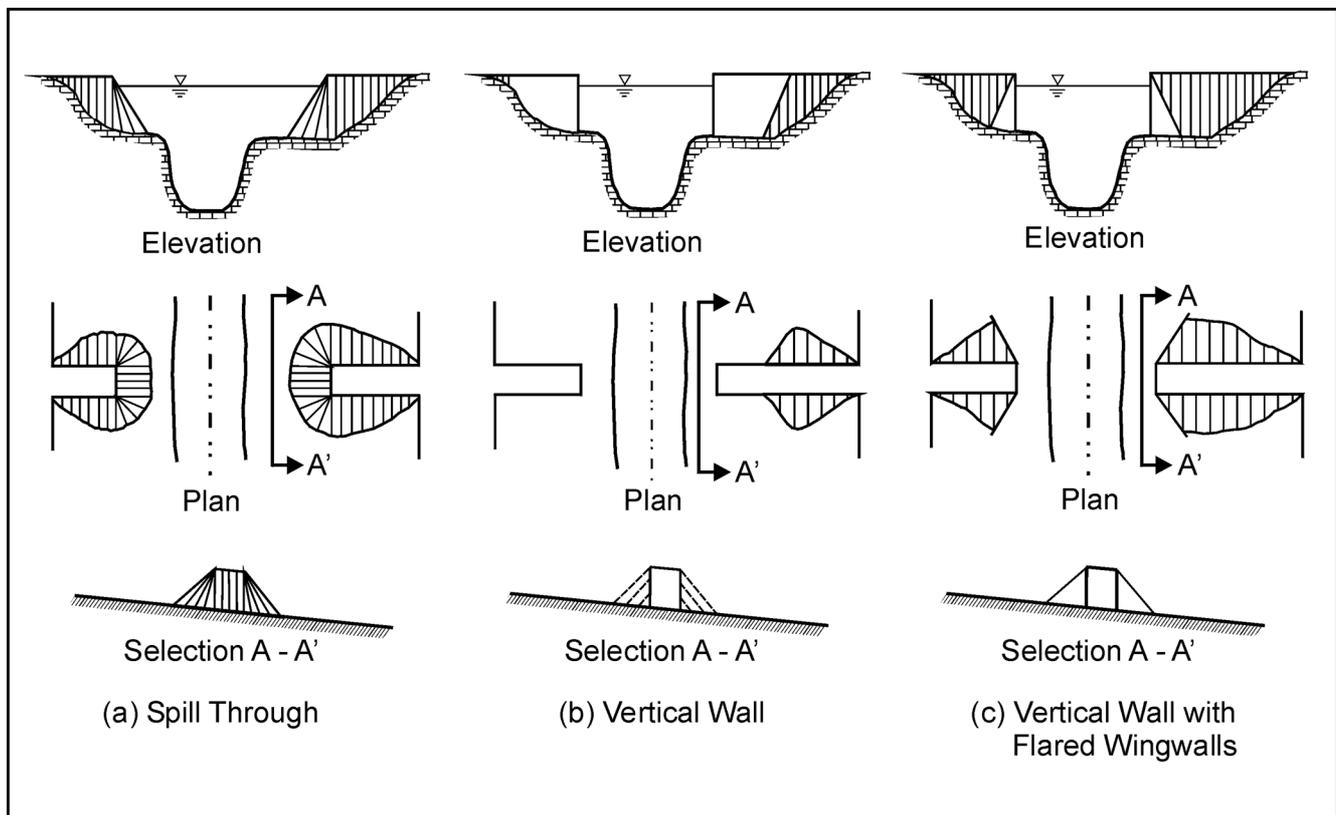


Figure 10: Abutment shape

7.1.3 Abutment Shape

There are three general shapes of abutments: (a) spill-through abutments, (b) vertical walls without wing walls, and (c) vertical-wall abutments with wing walls (Figure 10). These shapes have varying angles to the flow. As shown in Table 7.1, depth of scour is approximately double for vertical-wall abutments as compared with spill-through abutments. Similarly, scour at vertical wall abutments with wingwalls is reduced to 82 % of the scour of vertical wall abutments without wingwalls.

Description	K_1
Vertical-wall abutment	1.00
Vertical-wall abutment with wing walls	0.82
Spill-through abutment	0.55

Table 7.1: Abutment shape coefficients

7.2 Abutment Scour Equations

7.2.1 Overview

Equations for predicting abutment scour depths such as Liu et al. (1961), Laursen (1980), Froehlich (1989) and Melville (1992) are based entirely on laboratory data. The problem is that little field data on abutment scour exist (Table 7.1).

Until recently, the equations in the literature were developed using the abutment and roadway approach length as one of the variables. This approach results in excessively conservative estimates of scour depth. Richardson and Richardson (1993) pointed this out in a discussion of Melville's (1992) paper:

"The reason the equations in the literature predict excessively conservative abutment scour depths for the field situation is that, in the laboratory flume, the discharge intercepted by the abutment is directly related to the abutment length; whereas, in the field, this is rarely the case."

Figure 11 illustrates the difference. Thus, as Strum (1999) Richardson and Richardson (1993, 1999) and Kouchakzadeh and Thompsend (1999) pointed out, equations for predicting abutment scour would be more applicable to field conditions, if they included the discharge intercepted by the embankment rather than embankment length.

7.2.2 Designing for Scour at Abutments

Unfortunately, well documented and field tested equations to determine scour depths caused by the horizontal vortex, are not available at this time. Therefore, HEC-18 states:

The preferred design approach is to place the abutment foundation on scour resistant rock or on deep foundations. Available technology has not developed sufficiently to provide reliable abutment scour estimates for all hydraulic flow conditions that might be reasonably expected to occur at an abutment. Therefore, engineering judgment is required in designing foundations for abutments. In many cases, foundations can be designed with shallower depths than predicted by the equations when they are protected with rock riprap and/or with a guide bank placed upstream of the abutment designed in accordance with guidelines in HEC-23 (Lagasse 2001). Cost will be the deciding factor.

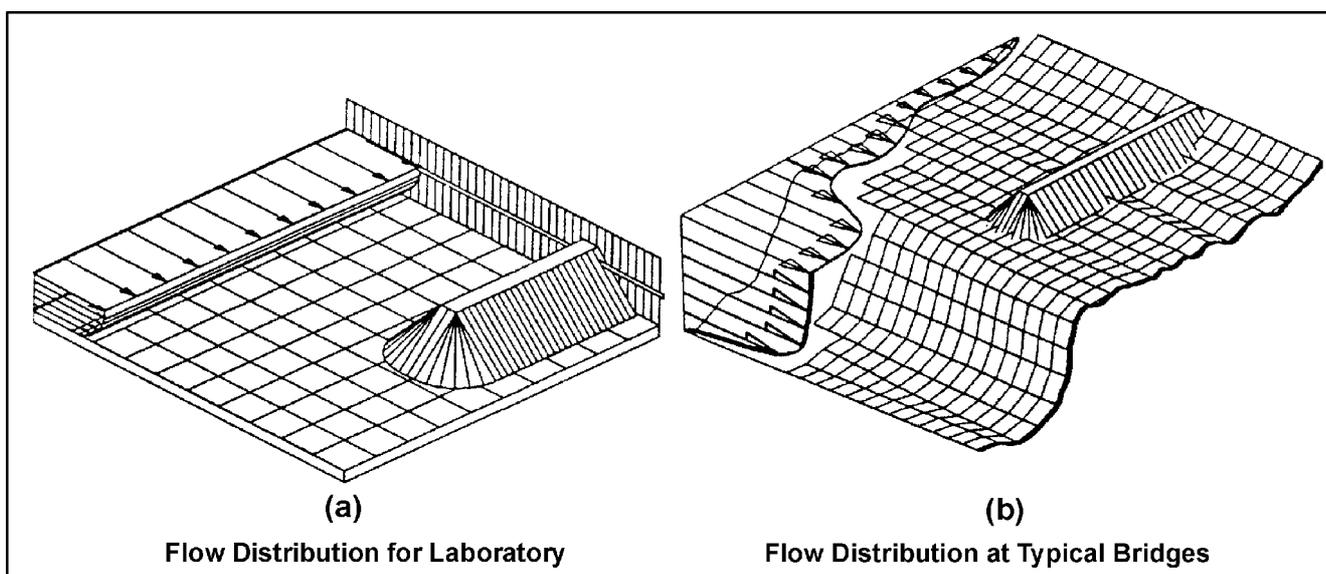


Figure 11: Comparison of (a) laboratory flow characteristics to (b) field flow conditions

As a minimum, abutment foundations should be designed assuming no ground support (lateral or vertical) as a result of soil loss from long-term degradation, stream instability and contraction scour. The abutment should be protected from local scour using riprap and/or guide banks. Guidelines for the design of riprap and guide banks are given in HEC-23. To protect the abutment and approach roadway from scour by the wake vortex several DOTs (Departments of Transportation) use a 15-meter (50-ft) guide bank extending from the downstream corner of the abutment. Otherwise, the downstream abutment and approach should be protected with riprap or other countermeasures.

In the following sections, to aid in the design of the foundation and placement of rock riprap and/or guide banks, Froehlich's (1989) live-bed scour equation and HIRE (Richardson et al. 2001) equations are presented. The equations can be used for either clear-water or live-bed scour.

7.2.3 Froehlich's Live-Bed Abutment Scour Equation

Froehlich (1989) analyzed 170 live-bed scour measurements in laboratory flumes by regression analysis to obtain the following **equation 7.1**:

$$\frac{y_s}{y_a} = 2.27 K_1 K_2 \left(\frac{L'}{y_a} \right)^{0.43} Fr^{0.61} + 1$$

where:

- K_1 = Coefficient for abutment shape (Table 7.1)
- K_2 = Coefficient for angle of embankment to flow
- $K_2 = (\theta/90)^{0.13}$ (see Figure 9 for definition of θ)
 $\theta < 90^\circ$ if embankment points downstream
 $\theta > 90^\circ$ if embankment points upstream
- L' = Length of active flow obstructed by the embankment, m (ft)
- A_e = Flow area of the approach cross section obstructed by the embankment, m² (ft²)
- Fr = Froude Number of approach flow upstream of the abutment = $V_e / (gy_a)^{1/2}$
- V_e = Q_e / A_e , m/s (ft/s)
- Q_e = Flow obstructed by the abutment and approach embankment, m³/s (ft³/s)
- y_a = Average depth of flow on the floodplain (A_e/L), m (ft)
- L = Length of embankment projected normal to the flow, m (ft)
- y_s = Scour depth, m (ft)

It should be noted that Equation 7.1 is not consistent with the fact that as L' tends to 0, y_s also tends to 0. The 1 was added to the equation so as to envelope 98 percent of the data. Guidance is given in HEC-18 for estimating L' . Use Froehlich equation when $L'/y_a < 25$.

7.2.4 HIRE Live-Bed Abutment Scour Equation

An equation based on field data of scour at the end of spurs in the Mississippi River (obtained by the U. S. Army Corps of Engineers) was developed in HIRE (Richardson et al. 2001). The modified equation, referred to herein as the HIRE equation, is applicable, when the ratio of projected abutment length (L) to the flow depth (y_1) is greater than 25. This equation can be used to estimate scour depth (y_s) at an abutment where conditions are similar to the field conditions from which was derived **equation 7.2**:

$$\frac{y_s}{y_1} = 4 Fr^{0.33} \frac{K_1}{0.55} K_2$$

where:

- y_s = Scour depth, m (ft)
- y_1 = Depth of flow at the abutment on the overbank or in the main channel, m (ft)
- Fr = Froude Number based on the velocity and depth adjacent to and upstream of the abutment
- K_1 = Abutment shape coefficient (from Table 7.1)
- K_2 = Coefficient for skew angle of abutment to flow calculated as for Froehlich's equation

7.3 Abutment Scour Example Problems (SI units)

7.3.1 Example Problem 1 - Scour at a Spill Through Abutment (Froehlich Equation)

Left Abutment

Determine the scour depth for the left abutment for a bridge over a stream with the following data:

Abutment

Angle across floodplain and stream of 10° in the downstream direction on the left side, spill through, set back from main channel 20 m, abutment and approach length 25 m.

Flow data:

Effective length of flow intercepted by approach and abutment $L' = 19.6$ m
 Average depth on floodplain $y_a = 1.24$ m,
 Discharge intercepted by approach and abutment $Q_e = 17.51$ cm,
 Velocity $V_e = 0.72$ m/s,
 $L/y = 19.6 / 1.24 = 15.8 < 25$.

Therefore use the Froehlich Equation.

$$\frac{y_s}{y_a} = 2.27 K_1 K_2 \left(\frac{L'}{y_a} \right)^{0.43} Fr^{0.61} + 1$$

$$Fr = 0.72 / (9.81 \times 1.24) = 0.21$$

$$K_1 = 0.55, \quad K_2 = (10/90)^{0.13} = 0.75$$

$$\frac{y_s}{1.24} = 2.27 \times 0.55 \times 0.75 \left(\frac{19.6}{1.24} \right)^{0.43} \times$$

$$0.21^{0.61} + 1 = 2.18$$

$$y_s = 2.18 \times 1.24 = 2.7 \text{ m}$$

7.3.2 Example Problem 2 - Scour at a Spill Through Abutment (HIRE Equation)

Right Abutment

Determine the scour depth for the right abutment for a bridge over a stream with the following data:

Abutment

Angle across floodplain and stream of 10° in the upstream direction on the right side, spill through, set back from main channel 13.5 m, abutment and approach length 68 m.

Flow data:

Effective length of flow intercepted by approach and abutment $L' = 42.8 \text{ m}$

Average depth on floodplain $y_a = 1.31 \text{ m}$,

Discharge intercepted by approach and abutment $Q_e = 44.29 \text{ cm}$,

Velocity $V_e = 0.79 \text{ m/s}$,

$L'/y = 42.8 / 1.31 = 32.7 > 25$.

Therefore use the HIRE Equation.

$$\frac{y_s}{y_1} = 4 Fr^{0.33} \frac{K_1}{0.55} K_2$$

$$Fr = 0.79 / (9.81 \times 1.31) = 0.22$$

$$K_1 = 0.55, \quad K_2 = (100/90)^{0.13} = 1.01$$

$$\frac{y_s}{1.31} = 4 \times 0.22^{0.33} \frac{0.55}{0.55} \times 1.01 = 2.45$$

$$y_s = 2.45 \times 1.31 = 3.2 \text{ m}$$

8 Summary

In addition to the material presented in this paper, HEC-18 (Richardson et al. 2001) provides the following information for guidance for the analysis and evaluation of stream stability and scour for bridges.

- Glossary of Terms
- Scour analysis for tidal waterways
- Worked example problems for scour at bridges over tidal and riverine waterways
- Description of the U. S. national scour evaluation program
- Description of the national bridge scour inspection program as-well-as suggested methods
- Case histories of several bridge failures from scour
- Description of the development of a plan of action to protect a scour critical bridge

The plan of action to include:

- Schedule for timely design and construction of a replacement bridge or scour countermeasures
- Development of a scour monitoring and inspection program
- Design and installation of scour measurement instruments to monitor for scour
- Instruction and appointment of personnel to close a bridge if needed
- Discussions of scour in cohesive soils
- Description of equipment and equations to determine the scour rate in cohesive soils (Briaud et al. 1999 a, b)
- Discussion of the consideration of the probability of extreme events such as scour, earthquake, vessel collision etc.
- Additional procedures for determining abutment scour depths (Strum 1999 and ABSCOUR (Chang and Davis 1999 a, b))
- Copy of the U. S. Department of Transportation Technical Advisory
- FHWA 1991 memorandum "Scourability of Rock Formations"

9 References

Abed, L. M., 1991, "Local Scour Around Bridge Piers in Pressure Flow", Ph. D. Dissertation, Colorado State University, Fort Collins, CO

Abed, L. M., Richardson, E. V. and Richardson, J. R., 1991, "Bridges and Structures", Transportation Research Record 1290, Vol. 2, Third Bridge Engineering Conference, Transportation Research Board, Washington, DC

- Arneson, L. A. and Abt, S. R., 1999, "Vertical Contraction Scour at Bridges with Water Flowing Under Pressure Conditions, ASCE Compendium", Stream Stability and Scour at Highway Bridges", Richardson and Lagasse (eds.), Reston, VA, 1040 p.
- Arneson, L. A. and Shearman, J. O., 1998, "User's Manual for WSPRO - A Computer Model for Water Surface Profile Computations", Office of Technology Applications, Federal Highway Administration, FHWA Report No. FHWA-SA-98-080
- American Association of State Highway and Transportation Officials, 1992, "Standard Specifications for Highway Bridges", Fifteenth Edition, Washington, DC
- Briaud, J. L., Ting, F., Chen, H.-C., Cao, Y., Han, S.-W. and Kwak, K., 2001a, "Erosion Function Apparatus for Scour Rate Predictions", ASCE Jour. of Geotechnical and Geoenvironmental Eng., Vol. 127, No. 2, pp 105-113, Reston, VA
- Briaud, J. L., Chen, H.-C., Kwak, K., Han, S., Ting, F., 2001b, "Multiflood and Multilayer Method for scour Rate Prediction at Bridge Piers", ASCE Jour. of Geotechnical and Geoenvironmental Eng., Vol. 127, No. 2, pp 114-125, Reston, VA
- Brigham Young University, 2000, "SMS Surface Water Modeling System", Version 7.0, BYU-Engineering Computer Graphics Laboratory, Provo, UT
- Chang, F. M., 1987, Personal communication
- Chang, F. and Davis, S. R., 1999a, "The Maryland State Highway Administration ABSCOUR Program", Maryland SHA
- Chang, F. and Davis, S. R., 1999b, "Maryland SHA Procedure for Estimating Scour at Bridge Abutments, Part I - Live Bed Scour", ASCE Compendium, "Stream Stability and Scour at Highway Bridges", Richardson and Lagasse (eds.), Reston, VA, 1040 p
- Federal Highway Administration, 1991, "Scourability of Rock Formations", U. S. Department of Transportation Memorandum, HNG-31, Washington, DC
- Froehlich, D. C., 1989, "Abutment Scour Prediction", Presentation, Transportation Research Board, Washington, DC
- Froelich, D. C., 1996, "Finite Element Surface-Water Modeling System: Two-Dimensional Flow in a Horizontal Plane", FESWMS-2DH, Version 2, User's Manual, Federal Highway Administration, Turner-Fairbank Highway Research Center, McLean, VA
- Johnson, P. A. and Torrico, E. F., 1994, "Scour Around Wide Piers in Shallow Water", Transportation Research Board Record 1471, TRB, Washington, DC
- Jones, J. S., 1983, "Comparison of Prediction Equations for Bridge Pier and Abutment Scour", Transportation Research Record 950, Second Bridge Engineering Conference, Vol. 2, Transportation Research Board, Washington, DC
- Jones, J. S., Bertoldi, D. A. and Umbrell, E. R., 1993, "Preliminary Studies of Pressure Flow Scour", ASCE Hydraulic Engineering, Proc. National Conference, San Francisco, CA
- Jones, J. S. and Sheppard, D. M., 2000, "Local Scour at Complex Pier Geometries", Proceedings of the ASCE 2000 Joint Conference on Water Resources Engineering and Water Resources Planning and Management, July 30 - August 2, Minneapolis, MN
- Kouchakzadeh, S. and Townsend, R. D., 1999, "Abutment Scour in Compound-Shaped River Channels", ASCE Compendium, "Stream Stability and Scour at Highway Bridges", Richardson and Lagasse (eds.), Reston, VA, 1040 p.
- Lagasse, P. F., Schall, J. D., Johnson, F., Richardson, E. V., Richardson, J. R., and Chang, F. 1991, "Stream Stability at Highway Structures", Hydraulic Engineering Circular 20. Federal Highway Administration Publication No. FHWA-IP-90-014, Turner-Fairbank Highway Research Center, McLean, VA, 195 p.
- Lagasse, P. F., Schall, J. D., Johnson, F., Richardson, E. V. and Chang, F., 1995, "Stream Stability at Highway Structures, Second Edition", Hydraulic Engineering Circular 20. Federal Highway Administration Publication No. FHWA-IP-90-014, Turner-Fairbank Highway Research Center, McLean, VA, 204 p.
- Lagasse, P. F., Byars, M. S., Zevenbergen, L. W. and Clopper, P. E., 1997, "Bridge Scour and Stream Instability Countermeasures-Experience, Selection and Design Guidance", Hydraulic Engineering Circular 23. Federal Highway Administration Publication No. FHWA HI 97-030, Arlington, VA
- Lagasse, P. F., Schall, J. D. and Richardson, E. V., 2001, "Stream Stability at Highway Structures, Third Edition," Hydraulic Engineering Circular 20. Federal Highway Administration Publication No. FHWA-NHI 01-002, Washington, D.C., 255 p.
- Lagasse, P. F., Zevenbergen, L. W., Schall, J. D. and Clopper, P. E., 2001, "Bridge Scour and Stream Instability Countermeasures-Experience, Selection and Design Guidance, Second Edition", Hydraulic Engineering Circular 23. Federal Highway Administration Publication No. FHWA NHI 01-003, Washington, DC, 400 p.

- Landers, M. N., Mueller, D. S. and Richardson, E. V., 1999, "U. S. Geological Survey Field Measurements of Pier Scour", ASCE Compendium, "Stream Stability and Scour at Bridges", Richardson and Lagasse (eds.), Reston, VA, 1040 p.
- Laursen, E. M., 1960, "Scour at Bridge Crossings", Journal Hydraulic Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 86, No. HY 2
- Laursen, E. M., 1963, "An Analysis of Relief Bridge Scour", American Society of Civil Engineers Jour. Hydraulic Division, Vol. 89, No. HY3, Reston, VA
- Laursen, E. M., 1980, "Predicting Scour at Bridge Piers and Abutments", General Report No. 3, Arizona Department of Transportation, Phoenix, AZ
- Liu, H. K., Chang, F. M. and Skinner, M. M., 1961, "Effect of Bridge Constriction on Scour and Backwater", Department of Civil Engineering, Colorado State University, Fort Collins, CO
- Melville, B.W., 1992, "Local Scour at Bridge Abutments", Journal of Hydraulic Engineering, American Society of Civil Engineers, Hydraulic Division, Vol. 118, No. 4
- Melville, B.W. and Sutherland, A. J., 1988, "Design Method for Local Scour at Bridge Piers", American Society of Civil Engineers, Jour. Hydraulic Division, Vol. 114, No. 10, Reston VA
- Melville, B.W. and Dongol, D. M., 1992, "Bridge Pier Scour with Debris Accumulation", Journal of Hydraulic Engineering, American Society of Civil Engineers, Vol. 118, No. 9
- Molinas, A., 1990, "Bridge Stream Tube Model for Alluvial River Simulation" (BRI-STARS), User's Manual, National Cooperative Highway Research Program, Project No. HR15-11, Transportation Research Board, Washington, DC
- Mueller, D. S., 1996, "Local Scour at Bridge Piers in Nonuniform Sediment Under Dynamic Conditions", Ph. D. Dissertation. Civil Engineering Dept., Colorado State University, Fort Collins, CO
- Mueller, D. S. and Jones, J. S., 1999, "Evaluation of Recent Field and Laboratory Research on Scour at Bridge Piers in Coarse Bed Materials", ASCE Compendium, "Stream Stability and Scour at Highway Bridges", Richardson and Lagasse (eds.), Reston, VA, 1040 p.
- Raudkivi, A. J., 1986, "Functional Trends of Scour at Bridge Piers", American Society of Civil Engineers, Journal Hydraulic Division, Vol. 112, No. 1
- Richardson, E. V., Harrison, J. H. and Davis, S. R., 1991, "Evaluating Scour at Bridges", Hydraulic Engineering Circular 18, Federal Highway Administration Publication No. FHWA-IP-90-017, HEC-18, Washington, DC, 177 p.
- Richardson, E. V., Harrison, L. J., Richardson, J. R. and Davis, S. R., 1993, "Evaluating Scour At Bridges, Second Edition", Hydraulic Engineering Circular 18, Federal Highway Administration Publication No. FHWA-IP-90-017, HEC-18, Washington, DC, 239 p.
- Richardson, E. V. and Davis, S. R., 1995, "Evaluating Scour at Bridges - Third Edition", Hydraulic Engineering Circular No. 18, Federal Highway Administration Publication No. FHWA-HI-96-031, Washington, DC, 204 p.
- Richardson, E. V. and Davis, S. R., 2001, "Evaluating Scour at Bridges - Fourth Edition", Hydraulic Engineering Circular No. 18, Federal Highway Administration Publication No. FHWA-NHI 01-001, Washington, DC, 376 p.
- Richardson, E. V. and Richardson, J. R., 1993, "Scour at Highway Structures In Tidal Waters," ASCE Hydraulic Engineering, Proc. 1993 National Conference, San Francisco, CA
- Richardson, E. V. and Abed, L., 1993, "Topwidth of Pier Scour Holes in Free and Pressure Flow", ASCE Hydraulic Engineering, 1993 National Conference, San Francisco, CA
- Richardson, E. V. and Richardson, J. R., 1993, Discussion of Melville, B. W., 1992, "Local Scour at Bridge Abutments", ASCE, Jour. Hyd. Div. Vol. 119 No. 4, Reston, VA
- Richardson, E. V., Simons, D.B. and Lagasse, P. F., 2001, "Highways in the River Environment", FHWA NHI 01-004, Federal Highway Administration, Hydraulic Series No. 6, Washington, DC, First Ed Pub. 1975
- Richardson, J. R., Richardson, E. V. and Edge, B. L., 1995, "Bridge Scour in the Coastal Region", Proc. Fourth International Bridge Conference, Transportation Research Board, Washington, DC
- Richardson, J. R. and Richardson, E. V., 1999, "The Fallacy of Local Abutment Scour Equations", ASCE Compendium, "Stream Stability and Scour at Highway Bridges", Richardson and Lagasse (eds.), Reston, VA, 1040 p.
- Richardson, J. R., Richardson, E.V. and Edge, B. L., 1999, "Bridge Scour in Tidal Waterways", ASCE Compendium, "Stream Stability and Scour at Highway Bridges", Richardson and Lagasse (eds.), Reston, VA, 1040 p.

Salim, M. and Jones, J. S., 1995, "Effects of Exposed Pile Foundations on Local Pier Scour", Proceedings ASCE Water Resources Engineering Conference, San Antonio, TX

Salim, M. and Jones, J. S., 1996, "Scour Around Exposed Pile Foundations", Proceedings ASCE North American and Water and Environment Congress, '96, Anaheim, CA (also issued as FHWA Memo)

Salim, M. and Jones, J. S., 1999, "Scour Around Exposed Pile Foundations", ASCE Compendium, Stream Stability and Scour at Highway Bridges, Richardson and Lagasse (eds.), Reston, VA

Sturm, T. W., 1999, "Abutment Scour in Compound Channels", ASCE Compendium, "Stream Stability and Scour at Highway Bridges", Richardson and Lagasse (eds.), Reston, VA, 1040 p.

U. S. Army Corps of Engineers, 1993, "Scour and Deposition in Rivers and Reservoirs", User's Manual, HEC-6, Hydrologic Engineering Center, Davis, CA

U. S. Army Corps of Engineers, 1997, "Users Guide to RMA2 WES Version 4.3", Waterways Experiment Station, Barbara Donnell, Ed., Vicksburg, MS

U. S. Army Corps of Engineers, 2001, "River Analysis System", HEC-RAS, Hydraulic Reference Manual Version 3.0, Hydrologic Engineering Center, Davis, CA

U. S. Department of Transportation, 1966. "Design and Construction of Driven Pile Foundations", Washington, DC

U. S. Department of Transportation, 1988. "Drilled Shafts", FHWA-HI-88-042, Washington, DC

U. S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, 1988, "Scour at Bridges", Technical Advisory T5140.20, updated by Technical Advisory T5140.23, October 28, 1991, "Evaluating Scour at Bridges", Federal Highway Administration, Washington, DC

U. S. Department of Transportation, 1988, "Interim Procedures for Evaluating Scour at Bridges", Federal Highway Administration, Washington, DC

Zevenbergen, L. W., Hunt, J. H., Byars, M. S., Edge, B. L., Richardson, E. V. and Lagasse, P. F., 1997, "Tidal Hydraulic Modeling for Bridges User's Manual", Pooled Fund Study SPR-3(22), Ayres Associates, Fort Collins, CO

**Schiffbautechnisches Kolloquium
der Bundesanstalt für Wasserbau,
24. / 25. April 2002 in Hamburg**

Funktionale Leistungsbeschreibung bei der Ausschreibung von Wasserfahrzeugen

BOR DIPL.-ING. PETER BIELKE, BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU, DIENSTSTELLE HAMBURG,
REFERAT WASSERFAHRZEUGE

1 Einleitung

1.1 Grundlagen

Die Grundlage der Ausschreibung von Wasserfahrzeugen bildet die Verdingungsordnung für Leistungen, VOL/A ("EU-Recht"). Nach § 8, 1 (1) der VOL/A ist die Leistung **eindeutig und erschöpfend** zu beschreiben. Diese Verpflichtung liegt im Interesse von Auftragnehmer und Auftraggeber. Die Bestimmung soll sicherstellen, dass die Bewerber die Beschreibung im gleichen Sinne verstehen; die Auftraggeber sollen auf der Grundlage einer eindeutigen Leistungsbeschreibung in den Stand versetzt werden, die Angebote besser vergleichen zu können.

Daneben veranlassten Bemerkungen des Rechnungsprüfungsausschusses den BMVBW im Jahre 1999 zur Herausgabe eines Erlasses, der für die Beschaffung von Wasserfahrzeugen im Wesentlichen vorgibt:

- In allen geeigneten Fällen verstärkt das Instrument einer funktionalen Leistungsbeschreibung (**FLB**) zu wählen,
- für WSV-spezifische Aufgabenbereiche, die technisch aufwendige Systemlösungen und spezielles Fachwissen (z.B. Gasschutzsystem) voraussetzen, überwiegend die konstruktive Leistungsbeschreibung (**KLB**) vorzusehen;

darüber hinaus soll

- auf handelsübliche, bewährte Schiffstypen zurückgegriffen,
- sowie die Vorgabe einer verbindlichen Ausgabenobergrenze eingeführt werden.

Ziele hierbei waren:

- Durch FLB mehr Angebote zu erhalten,
- Kosten zu sparen,
- das „Know How“ der Werftindustrie nutzen,
- der Verzicht auf Sonderausstattungen.

1.2 Definition Funktionale – Konstruktive Leistungsbeschreibung (LB)

Nach VOL/A § 8 sind grundsätzlich als gleichrangige Formen sowohl die "funktionale" als auch die "konstruktive" Leistungsbeschreibung sowie eine Kombination beider Beschreibungsarten (sog. "Mischform") zulässig.

Der Anwendungsbereich mit den jeweiligen Grenzen ist auf dem Strahl in *Bild 1* plakativ dargestellt: Auf der einen Seite die "rein konstruktive LB", in der mit hohem Detaillierungs- und Ausarbeitungsgrad (bis hin zu Rohrleitungen, Kabelführung, etc.) die gesamte spätere Bauausführung vorkonstruiert und vorgegeben wird. Der Umfang der Spezifikation würde bei dieser Art der Leistungsbeschreibung wohl mehrere hundert Ordner beanspruchen. Die Anwendung dieses Verfahrens wäre zwar grundsätzlich möglich, jedoch auf Auftraggeberseite äußerst aufwändig, Personal-intensiv und daher auch sehr ineffizient für die Verwaltung. Auf der anderen Seite greift eine "rein funktionale LB", die Beschreibung der Leistung auf nur einer Seite wohl zu kurz! Zwischen diesen beiden Extrempositionen bildet die sog. "Mischform" der Beschreibungsarten mit funktionalen und konstruktiven Anteilen, wie sie auch schon bisher in der ZSM/BAW Anwendung fand, eine optimale Form der Leistungsbeschreibung. Abhängig von der Aufgabe und Art des Wasserfahrzeuges muss für jedes Projekt die jeweilige Zusammensetzung der funktionalen und konstruktiven Anteile festgelegt werden.

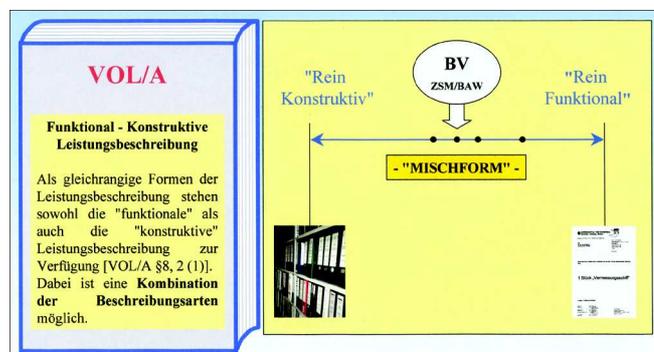


Bild 1: Funktionale – Konstruktive Leistungsbeschreibung

2 Funktionale oder konstruktive Leistungsbeschreibung?

Worin liegt die Problematik unserer Dienststelle sowie der Fachstellen in der Wahl der Leistungsbeschreibung? Dies wird bei der Betrachtung des Beschaffungsablaufes von Wasserfahrzeugen deutlich:

2.1 Entwurfsaufstellung

Auch bei Wasserfahrzeugen ist vor jeder umfangreicheren Ausschreibung bzw. Beschaffungsmaßnahme gemäß VV-WSV 2107 ein Entwurf (HU und/oder AU) auf-

zustellen. Mit dem Entwurf ist bereits die technische Konzeption mit Berechnungen als ausreichende Grundlage zur Gestaltung und Ausbildung der geplanten Maßnahme zu liefern, die erforderlichen Kosten hierfür sind einwandfrei zu ermitteln und mit einzureichen.

Voraussetzungen hierfür sind:

A. Für eine geplante Maßnahme muss die Machbarkeit vorab untersucht, geprüft und gegeben sein:

Im Referat K4 der BAW z. B. wird dies für jeden aufzustellenden Entwurf durch mehrere Schleifen mit steigender Genauigkeitsanforderung zwischen der Schiffstheorie und den einzelnen Fachbereichen gewährleistet! Es zeichnet daher das Referat K4 der BAW aus, dass kein Entwurf die Dienststelle (an WSA/WSD/BMVBW) verlässt, in dem die Machbarkeit nicht gegeben ist!

B. Ein genaue Projektierung mit Kostenrahmen hat vorzuliegen:

Das Problem liegt in der Entwurfsaufstellung darin begründet, dass es sich bei der Bestimmung des Kostenrahmens immer um eine Abschätzung für ein Projekt in der Zukunft handelt, und daher immer nur von **Mittelwerten** (einzelne Baugruppen/Gesamtpreis) ausgegangen werden kann. Jede Ausschreibung unterliegt in vollem Umfang den **Marktschwankungen**, hinzu kommen meist noch Preissteigerungen durch den zeitlichen Versatz zwischen Entwurfsaufstellung und Ausschreibung von teilweise mehr als einem Jahr. Die Grafik in *Bild 2* spiegelt repräsentativ vergangene Ausschreibungen des Referates K4. Das in der Darstellung "doppelt normierte" Kalkulationsfenster (Maximum/Minimum-Angebot der Ausschreibung) zeigt, dass bisher die jeweiligen Entwürfe von K4, von wenigen Ausnahmen abgesehen, immer auch den Mittelwert des Marktes repräsentierten (fundierte Vorabkalkulation bei der Kostenermittlung).

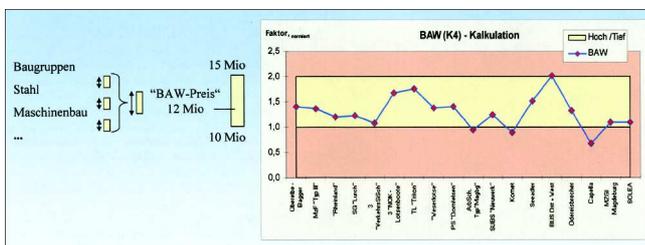


Bild 2: Vergleich: Veranschlagte Kosten (Entwurf) - Marktpreise (Ausschreibung)

2.2 Leistungsbeschreibung

Die Leistungsbeschreibung ist das **Kernstück der Vergabeunterlagen** und für die **spätere Vertragsdurchführung** von **fundamentaler Bedeutung**. Bei der Erstellung der Leistungsbeschreibung, bei der Beschaffung von Wasserfahrzeugen i. d. R. die Bauvorschrift

(BV), sind bei der Wahl der Art der Leistungsbeschreibung insbesondere folgende Randbedingungen zu beachten (*Bild 3*):

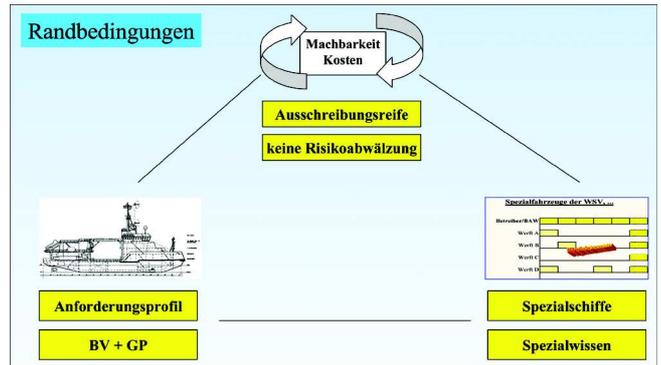


Bild 3: Randbedingungen bei Erstellung der Leistungsbeschreibung

2.2.1 Ausschreibungsreife, Risikoabwälzung

Die Auflistung von Forderungen in der Leistungsbeschreibung darf keine "Wunschliste" sein, sondern muss einen im Kostenrahmen baubaren Entwurf repräsentieren. Der Auftraggeber ist in der Pflicht, eine entsprechende **Ausschreibungsreife** herbeizuführen, keinesfalls darf eine mangelnde Planung bzw. unvollständige Grundlagenermittlung auf Seiten der Vergabestelle an die Bieter weitergegeben werden.

Nach VOL/A § 8 dürfen dem Auftragnehmer darüber hinaus keine unkalkulierbaren Risiken aufgebürdet werden. Eine vorab von Auftraggeber-Seite durchgeführte Machbarkeitsuntersuchung vermeidet eine **Risikoabwälzung** auf den Auftragnehmer.

Das Risiko bei Anwendung der funktionalen LB liegt hier insbesondere im Fehlen relevanter Anforderungen (die Leistungsbeschreibung greift oft zu kurz), die Ausschreibung wird somit auch störanfällig im Hinblick auf Nachtragsforderungen.

2.2.2 Anforderungsprofil

Die Methoden und Verfahren zur Aufgabenerledigung liegen in der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung (WSV) überwiegend fest. Das Wissen und die Erfahrung hierüber sind insbesondere bei den Wasser- und Schifffahrtsämtern und bei den entsprechenden Fach- und Sonderstellen (z. B. SBM - Sonderstelle des Bundes zur Bekämpfung von Meeresverschmutzungen, Cuxhaven) vorhanden. Insbesondere für die **Aufgabenerledigung/Zweckbestimmung** der Wasserfahrzeuge ist die Spezifikation auf Grund der Betreiber-spezifischen Anforderungen so ausführlich, genau und umfassend wie möglich/nötig zu beschreiben, für allgemeine schiffbautechnische Anforderungen kann sie auch funktionaler gehalten werden, jedoch nur soweit wie sich durch die

Zweckbestimmung keine besonderen Vorgaben/Zwänge ergeben. Wissen und Erkenntnisse des Auftraggebers werden somit an alle Bieter gleichermaßen weitergegeben.

Die **Bauvorschrift mit Generalplan** (BV mit GP) dokumentieren i. d. R. den ausschreibungsreifen Planungsstand/Entwicklungsstand des Referates. Sie bilden ein genaues Abbild des bisherigen, in mehreren Schleifen mit dem Betreiber entwickelten Anforderungsprofils, d.h. sowohl der Betreiber mit seinen betrieblichen Erfahrungen, auch der aller Fachdisziplinen sowie die durch die technische Fachstelle erstellte, zur Umsetzung notwendige technische Spezifikation (die ihrerseits wieder Auswirkungen auf das betriebliche Anforderungsprofil haben kann) finden sich hierin wieder. Der Generalplan ist als Anhalt für eine Angebotserstellung zu verstehen und ermöglicht oft gerade mittelständischen Werften erst eine Angebotsabgabe!

2.2.3 Spezialschiffe, Spezialwissen

Bei den Wasserfahrzeugen der WSV handelt es sich überwiegend um technische, meist „mehrzweckfähige“ **Spezialschiffe** mit Prototypencharakter, d. h. es sind auf dem Markt kaum bzw. keine vergleichbaren sogenannte „handelsübliche, bewährte“ Schiffstypen vorhanden, auf die der Auftraggeber und der Bieter zurückgreifen könnte (Tonnenleger, Peilschiffe, SUBS'e sind überwiegend Spezialanfertigungen, ein Markt hierfür existiert kaum). Das heißt, bei einer Ausschreibung bieten oft Werften mit, die ein solches Spezialschiff möglicherweise erst ein Mal gebaut haben bzw. nur hin und wieder ein Spezialschiff für die WSV abwickeln. Nicht selten sind Bieter dabei (und erhalten den Auftrag), die noch niemals ein Spezialschiff der geforderten Art abgewickelt haben, was u. U. zu erheblichen Problemen in der Vertragsabwicklung führen kann. Das Spezialwissen, das „Know How“ sowie die Erfahrung liegen im Bereich „Spezialschiffbau für die Verwaltung“ überwiegend auf Auftraggeberseite (*Bild 4*).

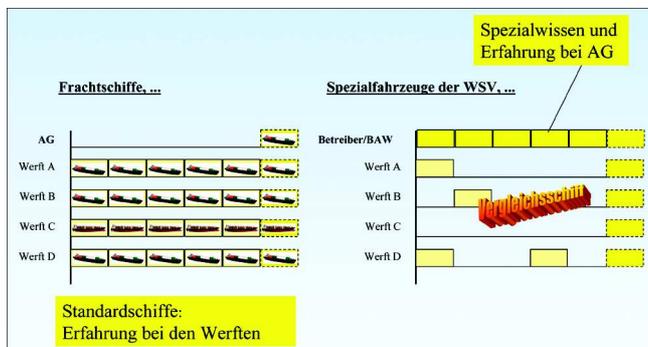


Bild 4: Standardschiffe- Spezialschiffe

Demgegenüber liegen Erfahrung und Wissen durch **Serienfertigung** bei Standardschiffen (Fracht-, Containerschiffe, ...) überwiegend auf Werftseite. Wasserfahrzeuge als Typ-Reihe (Serienbau) werden durch die WSV kaum „aufgelegt“, es handelt sich bei den Beschaffungsmaßnahmen überwiegend um Einzelanfertigungen.

Durch die Anwendung der funktionalen LB sollte darüber hinaus erreicht werden, möglichst viele Angebote der Werften zu erhalten. Die Erreichung dieses Zieles lässt sich bisher nicht bestätigen. Die Tendenz, auch bei den Fachstellen, liegt gemessen an den letzten Ausschreibungen bei eher weniger Angeboten.

Dies liegt u.a. auch begründet im überdurchschnittlichen Bearbeitungsaufwand der Werften, ein Angebot zu erstellen. Gerade bei kleineren und mittelständischen Werften bindet die funktionale LB relativ gesehen mehr Kräfte und Mittel, als dies bei den großen Werften der Fall ist. Überwiegend handwerklich orientierte Werften sind von der funktionalen LB oft überfordert! Die funktionale LB gilt daher auch oft als „wettbewerbsbeschränkend“ oder „mittelstandsfeindlich“.

2.3 Vergabe

Grundsätze der Zuschlagserteilung:

Nach GWB § 97 sowie VOL/A § 7 muss ein Auftragnehmer allgemeine Kriterien erfüllen, wenn er den Zuschlag erhalten will. Diese Eignungskriterien sind grundsätzlich Fachkunde, Leistungsfähigkeit und Zuverlässigkeit. Die Erfüllung dieser Eignungskriterien sowie die der Mindestanforderungen aus der Bauvorschrift stellen die Hürde für eine weitere Wertung des Angebotes dar.

Der Zuschlag wird auf das unter Berücksichtigung aller Umstände wirtschaftlichste Angebot erteilt. Nach VOL/A § 9a sind den Bietern alle Zuschlagskriterien, möglichst in der Reihenfolge der ihnen zuerkannten Bedeutung, anzugeben.

Dies bedeutet insbesondere bei Anwendung einer funktionalen LB, dass der Preis zwar ein ganz wesentliches, aber nicht das allein ausschlaggebende Kriterium ist. Die technischen, konstruktiven, gestalterischen und funktionsgerechten Lösungen der Bieter müssen darüber hinaus entsprechend bewertet werden. (*Bild 5*)

Bei Anwendung einer funktionalen LB kann für die abgeforderten Kriterien eine sog. „Bewertungsmatrix“ aufgestellt werden. Erste Erfahrungen, insbesondere auch bei der Ausschreibung des Eisrandforschungsschiffes, konnten gewonnen werden. Die Möglichkeiten durch die Anwendung einer Bewertungsmatrix werden jedoch häufig überschätzt. Sie weisen im gewissen Sinn einen „pseudo-objektiven Charakter“ in teilweise 3-4 Stufen auf, die subjektive Beurteilung der Fachleute der Ver-

gabestellen bleibt dennoch, ganz gleich auf welcher Ebene. Es ist daher wichtig bei Beschaffungsmaßnahmen von Wasserfahrzeugen für das jeweilige Schiff im Einzelfall zu entscheiden, welche Anforderungen zur Erledigung der Aufgaben wirklich wichtig sind, und danach den Bewertungsmaßstab anzulegen.

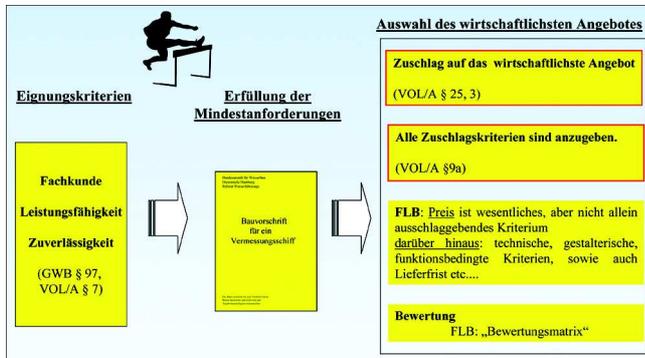


Bild 5: Grundsätze der Zuschlagserteilung

3 Schluss

Die Anwendung der funktionalen LB mit den eingangs erwähnten Vorteilen wird nicht nur von K4 kritisch gesehen. Das Ziel des BRH und des BMVBW, Kosten zu senken, wird natürlich auch von K4 unterstützt. Um Kosten zu sparen bzw. das Risiko hoher Nachtragsaufträge gering zu halten, sind jedoch insbesondere folgende Faktoren maßgebend:

- Festlegen der Anforderungen (hoher – niedriger Standard, auch bei funktionaler LB),
- Genauigkeit in der LB (minimiert das Risiko für Nachträge),
- eine vorab geklärte Machbarkeit (vermeidet Risikozuschläge),
- und: LB in geeigneten Fällen auch funktionaler.

Die bisherige Form der LB ist u. U. in Teilbereichen (Schiff A → B) funktionaler gestaltbar. Als Basis der Ausschreibung im Bereich der Aufgabenerledigung der Wasserfahrzeuge ist die FLB jedoch weniger geeignet.

Einsatz dieselektrischer Schiffsantriebe

DIPL.-ING. HARTMUT DOBINSKY, DIPL.-ING. GERD SOSNA, BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU, DIENSTSTELLE HAMBURG, REFERAT WASSERFAHRZEUGE

Teil 1: Dipl.-Ing. Hartmut Dobinsky

Dieselektrische Schiffsantriebe haben nach wie vor für Spezialschiffe große Bedeutung; trotz im Allgemeinen gegenüber Direktantrieben schlechterem Wirkungsgrad, größerer Gewichte, höherem Platzbedarf und höheren Investitionskosten. Demgegenüber stehen die besonderen Vorteile, z. B. bei Anforderungen an Energieverschiebung zwischen Verbrauchern größerer Leistung, Geräusch und vibrationsarme Antriebssysteme, stark unterschiedlichen Leistungsbedarf für besondere Fahrprofile, höhere Redundanz- und Verfügbarkeitsanforderungen, stufenlose Drehzahlverstellungen der Antriebsmotoren bis zu kleinsten Werten, höhere Drehmomente (z. B. bei Eisbrechern).

Mit der Einführung der Leistungselektronik, die den klassischen Leonard Antrieb mit Gleichstromgeneratoren und -motoren (Bild 1), oder auch Konstantstromsysteme ablöste, verringerten sich die erwähnten Nachteile.

Aus einem Drehstrom-Konstantspannungsnetz, quasi einer Kraftwerksschiene, können sowohl das Bordnetz, als auch über Leistungselektronik die Fahrtriebe mit Energie versorgt werden.

Mit Einführung der IGBT-Technik (Insulated Gate Bipolar Transistor) für größere Leistungsbereiche ist mit dem Ersatz der Gleichstromfahrmotoren durch Drehstrommotoren ein weiterer Innovationsschub hinsichtlich Ver-

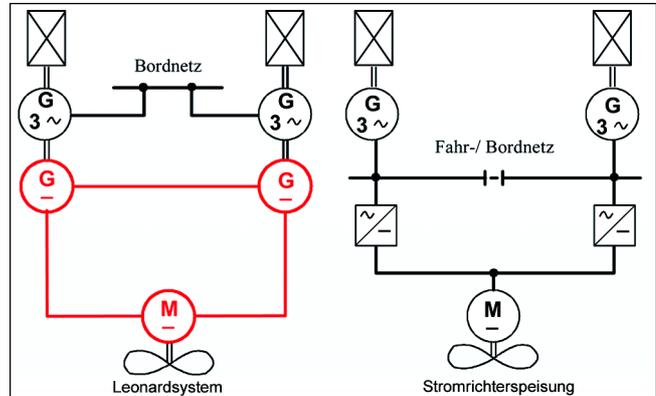


Bild 1: Gleichstromantriebe

besserung von Wirkungsgrad und Kosten zu verzeichnen.

Mit solchen Lösungen sind z. B. das Fischereischutzboot SEEADLER und das Lotsenstationsschiff ELBE ausgerüstet, die beide im Jahr 2000 von der Peenewerft bzw. Schiffswerft Abeking & Rasmussen (A&R) abgeliefert wurden. Während beim Fischereischutzboot ein Vater-/Sohn-Konzept mit 3800 kW Dieselmotoren und 750 kW E-Motoren ausgeführt wurde, erhielt das Lotsenstationsschiff ein rein elektrisches Antriebskonzept mit zwei 1000 kW Drehstrommotoren (Bild 2).

Im Bau sind zurzeit drei Grenzschutzboote bei der Schiffswerft A&R, ebenfalls mit dem für diese Spezial-

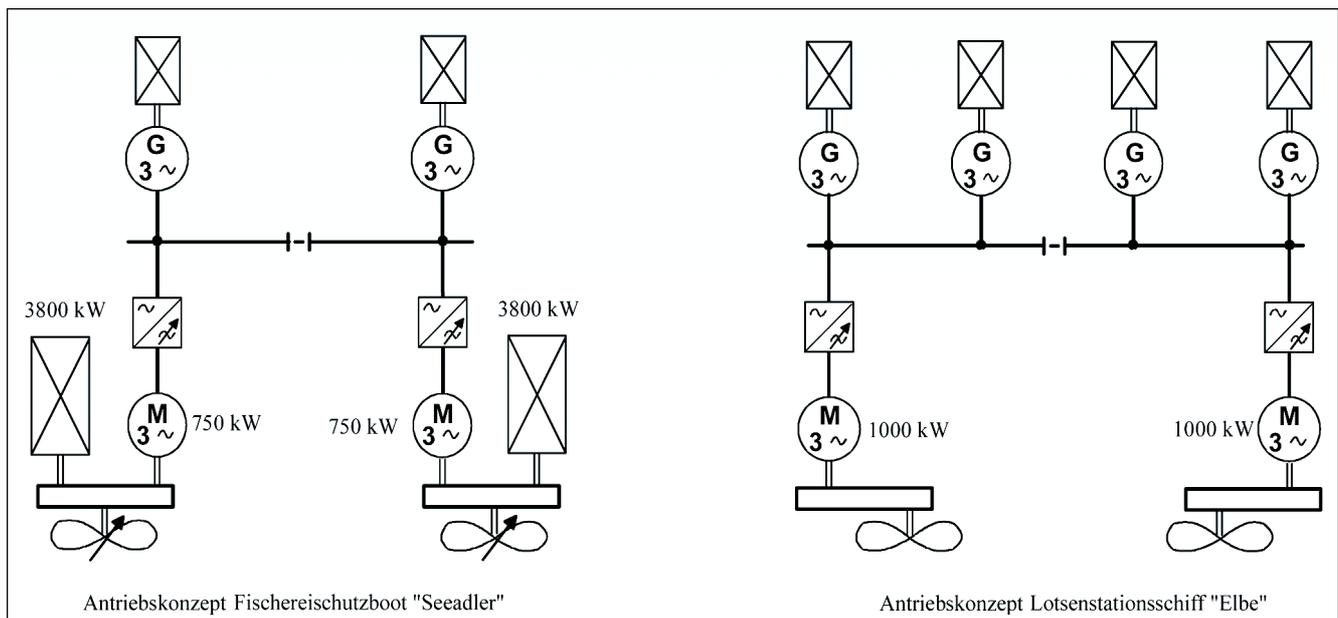


Bild 2: Drehstromantriebssysteme über Umrichter

schiffe besonders wirtschaftlichen Vater-/Sohn-Konzept, hier jeweils mit einem Dieselmotor von 5200 kW und einem Drehstrommotor von 600 kW.

Aus Gewichts- und Kostengründen sind die Drehstromantriebe als höherdrehende Maschinen ($1500 \frac{1}{\text{min}}$) mit nachgeschaltetem Getriebe ausgeführt. Ebenfalls aus Gewichts- und Kostengründen sind für die Regelung 6-pulsige Pulswechselrichter eingesetzt, mit denen zwar die nach GL geforderten Spannungsklirrfaktoren von 8 % nicht in allen Fällen eingehalten werden konnten (8 bis 11,5 % je nach Anzahl der zugeschalteten Dieselaggregate), die jedoch für die installierten Anlagen keine Probleme bereiten. Für moderne Spezialschiffe, die dem Zwang nach minimiertem Raum- und Gewichtsbedarf unterliegen, sind zurzeit die Möglichkeiten zu kompakter Bauweise von elektrischen Antriebskonzepten keinesfalls befriedigend.



Bild 3: Lotsentender DÖSE

Besonders deutlich wird dieses bei den in 2000/2001 gelieferten Lotsentendern, die mit dem schon erwähnten Lotsenstationsschiff als erste SWATH-Schiffe in Deutschland von der Schiffswerft A&R entwickelt wurden. Für diese Spezialschiffe ist eine Gewichtsminimierung von extremer Bedeutung (Bild 3).

Ein direktes Anordnen von Dieselmotoren in den Schiffsrümpfen ist nicht möglich bzw. für Einheiten dieser Größenordnung nicht empfehlenswert. Neue elektrische Antriebstechniken, wie sie für das Marine-Forschungsschiff entwickelt wurden, das ebenfalls als SWATH-Konzeption zurzeit bei den Nordseewerken entsteht, sind für die hier erforderlichen Antriebsleistungen (710 kW) noch nicht verfügbar und wohl auch nicht bezahlbar.

Vor diesem Hintergrund wurde für die Lotsentender folgendes Konzept gewählt (Bild 4):

Der Antrieb erfolgt über elektrische Wellen, bestehend aus gewichtsminimierten Drehstromgeneratoren und Drehstrommotoren in Sonderausführung, mit Dieseldrehzahlen zwischen 800 und $2100 \frac{1}{\text{min}}$. Das Bordnetz wird von einem Dieselaggregat versorgt; bei Ausfall muss zur Bordnetzversorgung ein Fahrmotor abgeschaltet und der Dieselmotor auf $1500 \frac{1}{\text{min}}$ gefahren werden. Die Ruderanlagen - und bei einem neuen Projekt auch das Bugstrahlruder - werden von unabhängigen Hydrauliksystemen betrieben, bei mechanischem Antrieb der Hydraulikpumpen vom Drehstromaggregat. Wünschenswert wäre sicherlich für dieses hochmoderne Schiff ein adäquates Antriebs-/Bordnetzkonzept, z. B. mit elektrischen Wellen ohne Getriebe, und ein unab-

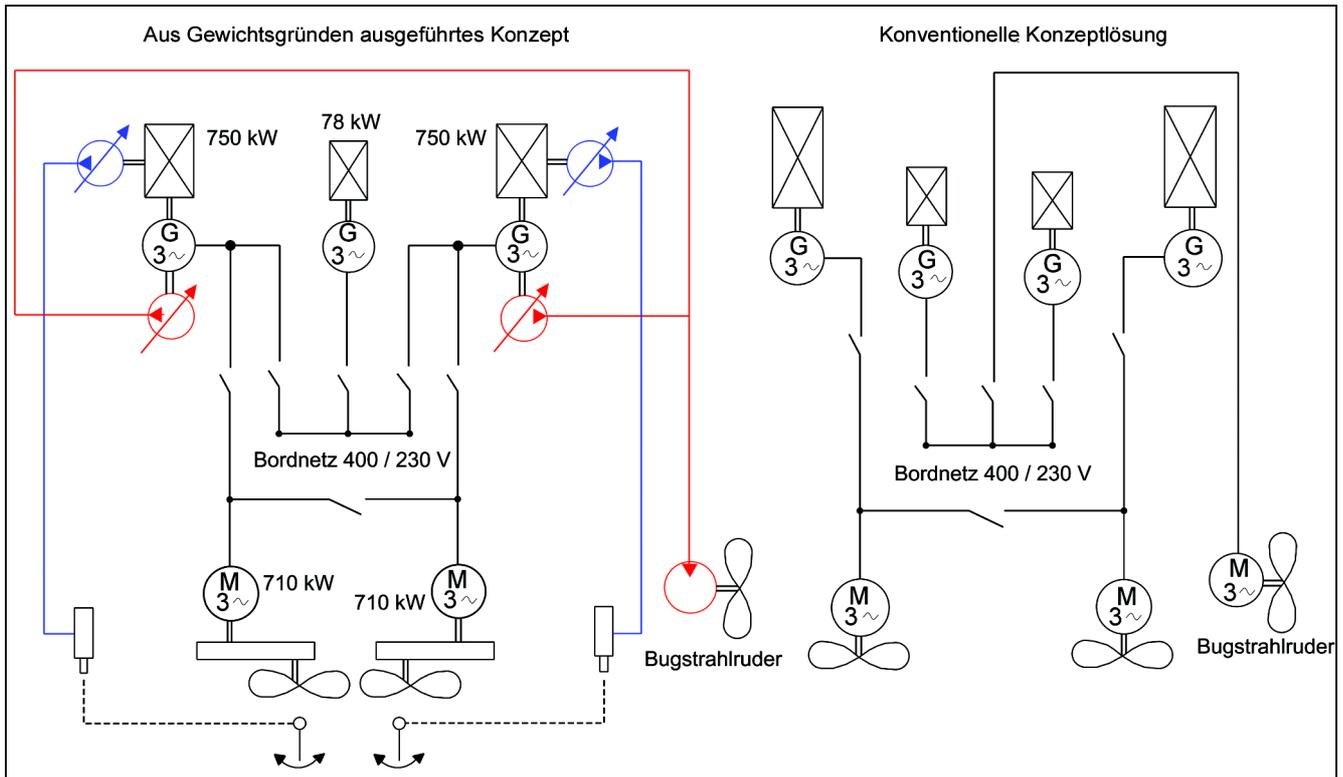


Bild 4: Antriebsvarianten Lotsentender

hängiges Bordnetz mit einem zweiten Bordnetzaggregat (Bild 5).

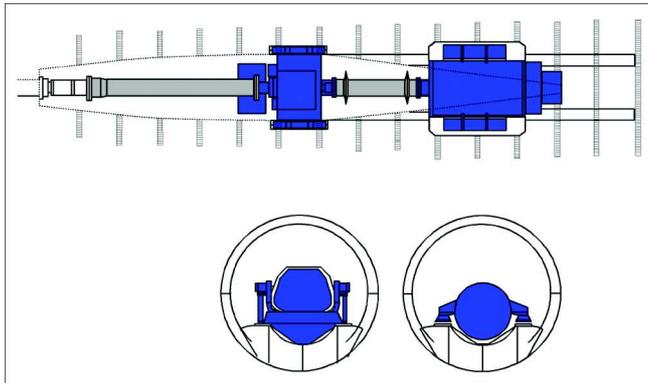


Bild 5: Raumverhältnisse eines Antriebsstranges mit E-Fahrmotor, Getriebe und Komposit (Kohlefaser)-Verbindungswellen

Probleme gibt es ebenfalls bei Schiffen, die nur mit einer Wellenanlage und aus Gewichts- und Platzgründen auch nur mit einem Fahrmotor ausgeführt werden. So sind zurzeit ein Oder-Eisbrecher bei der Schiffswerft Hitzler und ein Fischereiforschungsschiff bei der Schiffswerft Fassmer mit Gleichstromantrieben im Bau, wo aus Mangel an verfügbarem Raum noch Gleichstromantriebe zur Anwendung kommen (Bild 6).

Während sich beim Stromrichter für den Gleichstrommotor der Leistungsteil in zwei parallele Einheiten halber Nennleistung aufteilen lässt, mit Dopplung der Regелеlektronik, wäre beim vergleichbaren Drehstromkonzept ein redundanter Umrichter erforderlich. Unter Redundanzgesichtspunkten ist die bessere Antriebslösung eine

Aufteilung in zwei Systeme halber Leistung, die jedoch, bei Realisierung in konventioneller Technik, bei größerem Gewicht einen höheren Raumbedarf erforderlich macht. Als Vorteile des Gleichstromantriebes sind hier allerdings auch die Anforderungen nach hohem Anfahrmoment beim Eisbrecher und nach einem geräuschminimierten Antriebssystem, mit extremen Forderungen an den Unterwasser-Eigenstörpegel des Fischereiforschungsschiffes, zu nennen.

Für die Zukunft gesehen werden für Spezialschiffe moderne, kompakte und bezahlbare Antriebslösungen benötigt, die auf Grund geringer Leistungsgewichte folgende Möglichkeiten bieten:

- Antriebsredundanz bei Einwellenanlage
- Verzichtbarkeit auf Getriebeleistungen
- Geräuscharm
- Hohe Drehmomente
- Wartungsloser Betrieb

Durch die Entwicklung von E-Motoren mit permanentmagneterregten Rotoren ergeben sich sehr gute Möglichkeiten diese Zielsetzung zu erreichen. In der Schifffahrt eingesetzt sind zurzeit permanentmagneterregte Maschinen in sogenannten "Podded-Propulsern", bei denen der E-Antriebsmotor und Propeller in einer Gondel außerhalb des Schiffskörpers zusammengefasst sind.

Als Antriebsmotor im Schiff sind permanentmagneterregte Maschinen bisher nur als relativ aufwändige Prototypen in Marineschiffen realisiert worden. Als interessantes Beispiel für einen permanentmagneterregten Motor ist im Bild 7 der prinzipielle Aufbau einer Sektormaschine dargestellt, einer zurzeit noch theoretischen Entwicklung des „Instituts für Elektrische Maschinen“ der TU Braun-

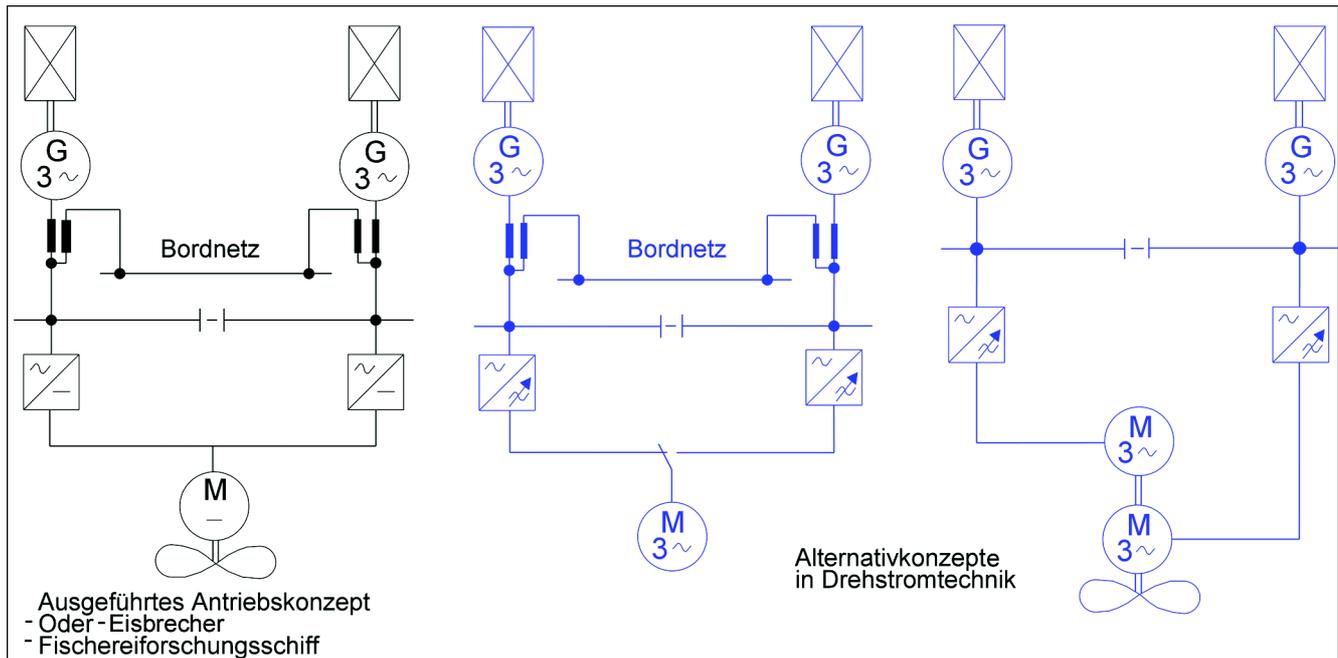


Bild 6: Antriebskonzepte „Oder-Eisbrecher“ und „Fischereiforschungsschiff“ mit Alternativen

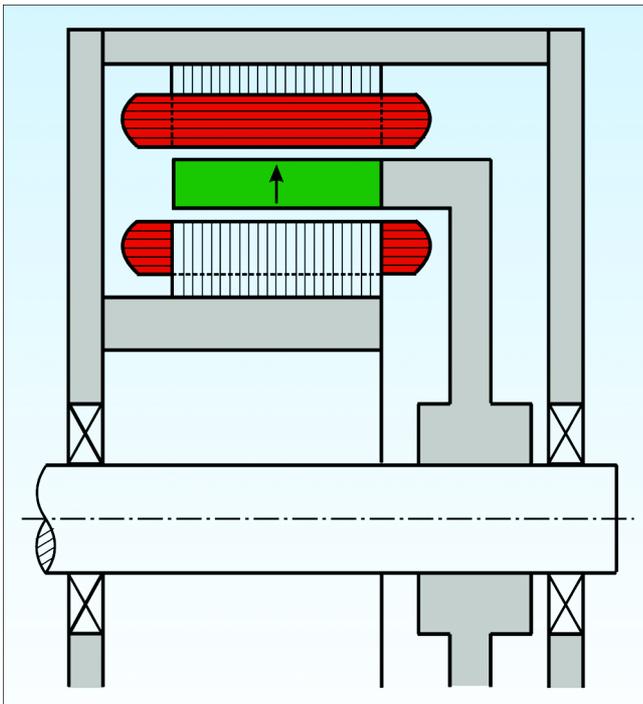


Bild 7: Sektormaschine mit permanentmagneterregtem Rotor und Doppelstator

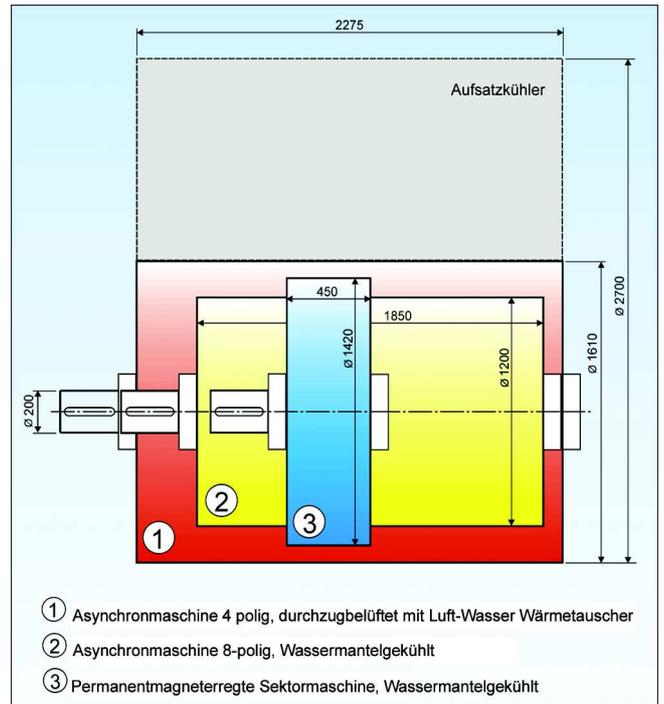


Bild 8: Größenvergleich von Drehstromantriebsvarianten

schweig. Die Maschine zeichnet sich durch einen sehr einfachen Aufbau und konventionelle Fertigungstechnik aus.

Das Maschinenkonzept ist gekennzeichnet durch:

- Kleine Hauptabmessungen
- Sehr gute Dynamik
- Niedriges Massenträgheitsmoment
- Hohe Überlastbarkeit
- Sehr geringe Verlustleistung
- Mechanisch teilbare Statoren
- Konventionelle Fertigungstechnik

In Zusammenarbeit von BAW, Referat Wasserfahrzeuge (K4), und der TU Braunschweig wurde ebenfalls der Einsatz solcher Maschinen für die Projekte Fischereiforschungsschiff und neuer Lotsentender untersucht. Das Ergebnis für den 930 kW Antriebsmotor des Fischereiforschungsschiffes ist aus der nachfolgenden Gegenüberstellung von Abmessungen untersuchter Ausführungsvarianten ersichtlich (Bild 8) sowie der wichtigsten Motordaten aus der tabellarischen Auflistung (Tabelle 1).

	DS-AS-Motor Luft-Wasser-Wärmetauscher	DS-AS-Motor Wassermantelkühlung	PMSM Wassermantelkühlung
Durchmesser	1610 mm	1200 mm	1420 mm
Länge	2275 mm	1850 mm	900 mm
Gewicht	16,8 t	8,5 t	4 t
Verluste	29 kW ($\eta = 0,97$)	103 kW ($\eta = 0,91$)	16 kW ($\eta = 0,98$)
Polzahl 2p	4	8	62
Bemessungsfrequenz	8 Hz	16 Hz	116,3 Hz
Aktives Material	ca. 9..10 t	5,4 t	1,2 t

Tabelle 1: Datenvergleich der Drehstromantriebsvarianten

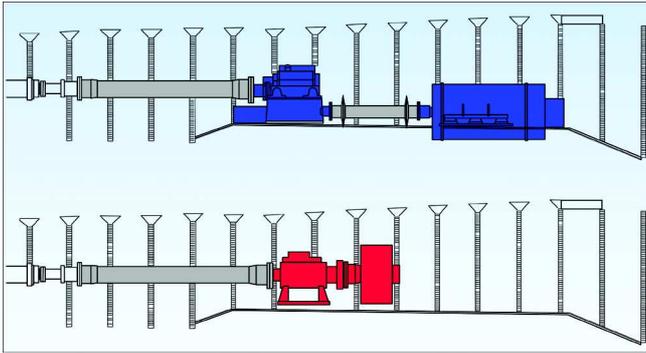


Bild 9: Propellerantrieb Lotsentender bei Einsatz von Segmentmotoren

Bei Einsatz von Segmentmaschinen für die Lotsentender würden sich Gewichtseinsparungen von größer 3 t ergeben, unter Berücksichtigung von direktem Antrieb der Welle durch den E-Motor und Ersatz des Getriebes durch ein Gleitlager (Bild 9). Bei dieser Gewichtseinsparung wäre dann auch ein günstigeres Bordnetzkonzept realisierbar.

Es ist zu erwarten, dass der Einsatz permanentmagnet-erregter Maschinen für die nahe Zukunft eine schnelle Entwicklung erfahren wird, zumal diese Technik auch für Windkraftanlagen bedeutende Vorteile aufweist.

Teil 2: Dipl.-Ing. Gerd Sosna

1 Vorteile zu Gunsten der dieselelektrischen Antriebe aus maschinenbaulicher Sicht

Obwohl der Dieselmotor aus den Antriebssträngen der Vortriebsanlagen bei dieselelektrischen Antriebsanlagen verschwunden ist und durch E-Motoren ersetzt wird, ist dieser zum Antrieb der Generatoren in unseren Bereichen noch unersetzbar.

Vorteile:

- Aufteilung der Dieselmotorleistungen auf mehrere Motoren (Generatorsätze) und damit ausreichend **Redundanzen**
- Dieselmotoren mit höheren Drehzahlen (**Schnellläufer**) zu Gunsten von Platzverhältnissen, Anschaffungspreis und Schallerfordernissen
- Bei unterschiedlichen Einsatzprofilen und Energieanforderungen können die Dieselmotoren im **Konstantdrehzahlbetrieb** in einem **optimalen Leistungsbereich** wirtschaftlich betrieben werden mit:
 - geringsten spezifischen Brennstoffverbräuchen
 - geringstem Schadstoffausstoß (im Teillastbereich bei herkömmlichen Einspritzsystemen steigen die Abgasemissionen, Ausnahme: Common-Rail-Einspritzsystem und Pumpe-Düse-System, elektronisch geregelt → höherer Brennstoffverbrauch)
 - wenig Schwachlastproblemen (Verkokungen Ventile → Ausfall)
 - Einwirken auf die TBO-Zeiten
- Die **Aufstellungen** der Diesel-Generatoraggregate ist unabhängig von den Propulsionsorganen mit den Fahrmotoren
 - Maschinenraumanordnung im Gewichtsschwerpunkt des Schiffes
 - keine langen Wellenleitungen und damit keine Durchführungen und Verbindungen zum verschmutzten und verseuchten Bereich, wie z. B. Ladetanks/Pumpenräume von Schadstoffunfallbekämpfungsschiffen (gem. GL nicht erlaubt)
- **Stufenlose Drehzahlverstellung** des E-Motors von ca. 5 1/min bis Maximum (feinfühliges Manövrieren möglich)
- Umsteuerung **Vorwärts-/Rückwärtsfahrt**: über Erregerstromumkehrung (Gleichstrom) oder Phasenvertauschung der Stromrichter (Drehstrom), damit Entfall von aufwändigen mechanischen Drehrichtungsumkehrereinheiten wie:
 - Wendeumsetzungsgetriebe (Sonderfall Lotsentender) oder
 - Verstellpropelleranlagen (Sonderfall Umbau BG 23)

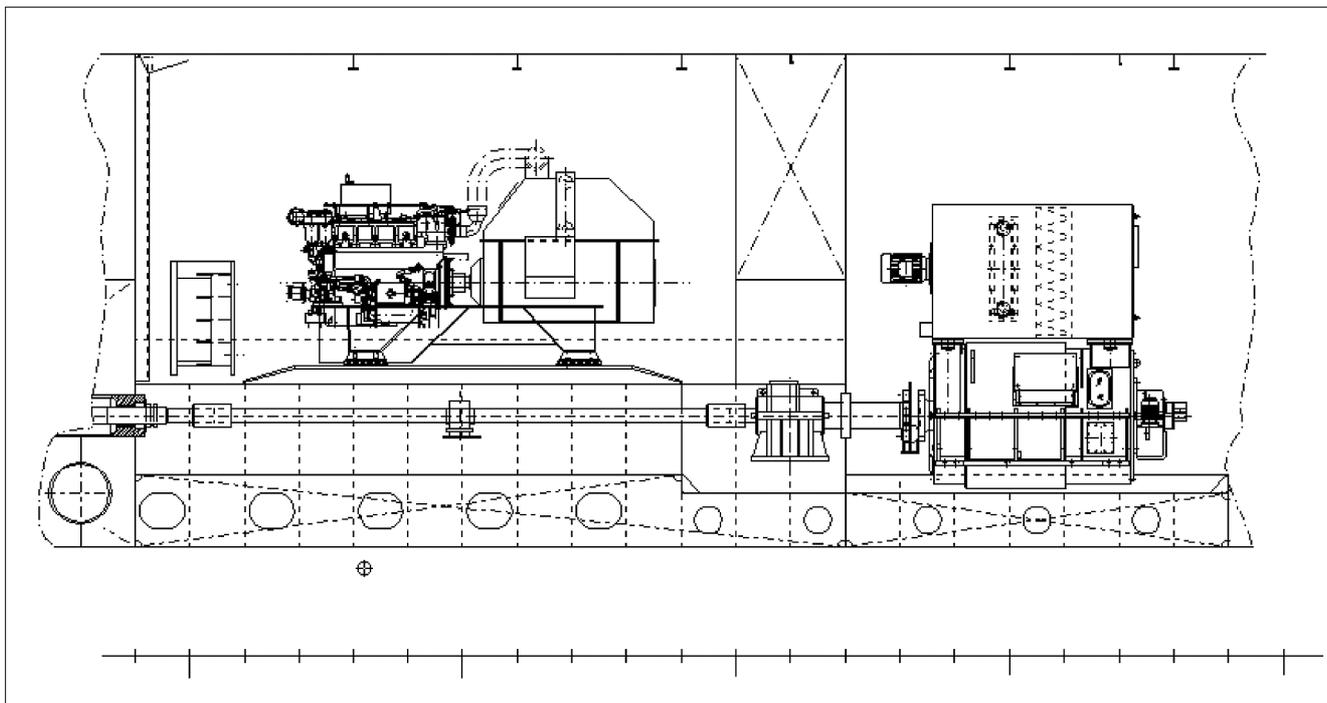


Bild 10: Beispiel KOMET: Teilansicht aus Maschinen-Raum-Plan

- **Verfügbarkeit** von:
 - Nenndrehmoment im unteren Drehzahlbereich, wobei der Gleichstrommotor sein volles Drehmoment sofort zur Verfügung stellt
 - volle Leistung vor dem Erreichen der Nenndrehzahl entsprechend der Auslegung
 - *Überschreitungsmöglichkeit des Nennmomentes bei Blockierung*

2 Beispiele / Anwendungen

A. Auswahl von direkt angetriebenen Vortriebsorganen mit E-Motoren, die wir ausschließlich in der Gleichstromtechnik eingesetzt haben:

- **Maschinenraum KOMET** (Bild 10)
 - Große Abmessungen und Gewichte
 - Schallmäßige Auslegung optimal
 - Kosten: hoch

Weitere Beispiele für den Einbau dieselelektrischer Antriebe dieser Art in der Verwaltung: Forschungsschiffe Meteor, Gauß, Poseidon, Alkor, Heincke, Sonne, Ersatz Solea, Oder-Eisbrecher

- **Schottel - SEP** (Bild 11)
 - PODs: 5 – 20 MW und kleinere Einheiten von ABB und Schottel von 0,4– 5 MW
 - Drehstromtechnik: Synchronmotoren von ABB, Lips/STN, Rolls-Royce. Im kleinen Leistungsbereich von Schottel Asynchronmaschinen; Permanent erregte Maschinen von Siemens/Schottel und im kleineren Leistungsbereich von ABB.
 - Hohe Manövrierfähigkeit

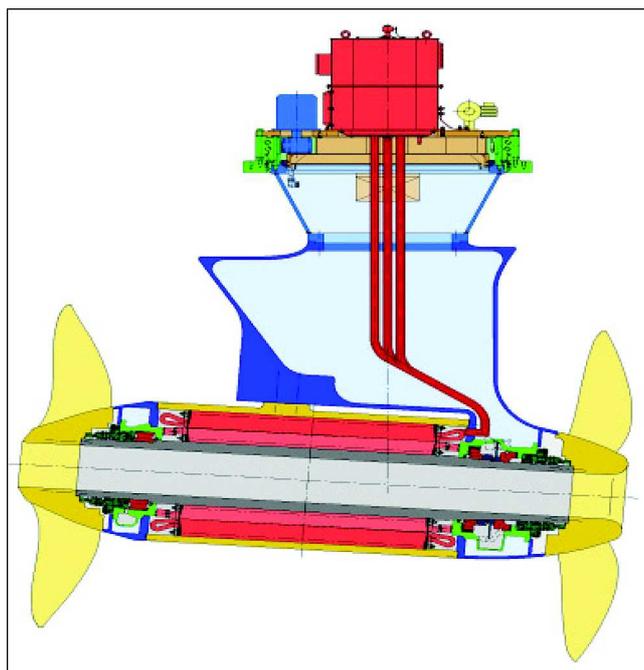


Bild 11: Beispiel Schottel: POD-Antrieb

- Platzersparnis (E-Motor außerhalb des Schiffes)
- Kosten: hoch

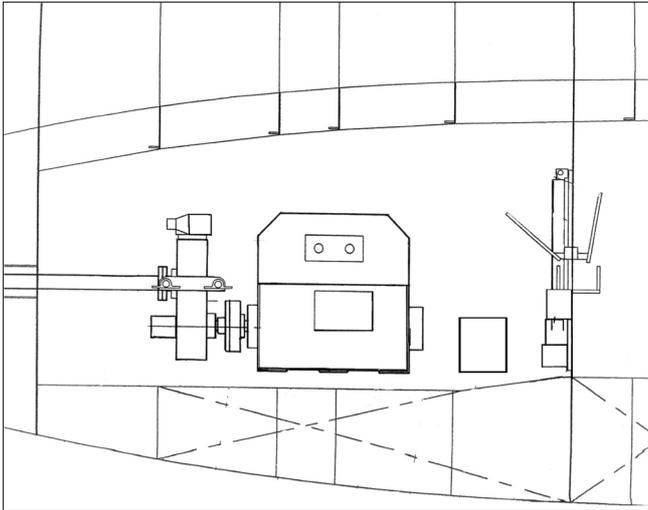


Bild 12: Beispiel ELBE: Teilansicht aus Maschinen-Raum-Plan

B. Auswahl von über **Untersetzungsgetriebe** angetriebene Vortriebsorgane mit E-Motoren, die wir ausschließlich in der Drehstromtechnik eingesetzt haben:

- **Maschinenraum ELBE** (Bild 12)
 - Zusätzliche Lärmerzeugung und geringere Lebensdauererwartungen durch hohe Drehzahlen und Getriebe und dadurch auch wartungsintensiver
 - Norm-Standard E-Motoren
 - Kosten: niedriger, mit Ausnahme der Ruderpropeller

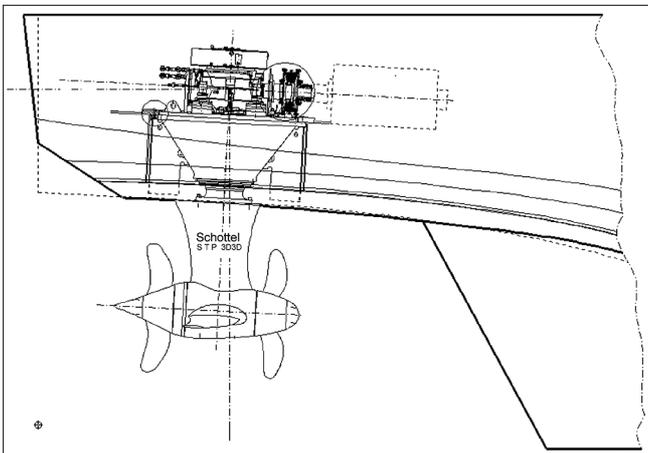


Bild 13: Beispiel Schottel: Ansicht Ruderpropeller

- **Schottel- Ruderpropeller** (Bild 13)

Weitere Beispiele: NEUWERK, Lotsenstationsschiff ELBE, Lotsentender

Das Thema unseres Vortrages war der Einsatz von dieselektrischen Schiffsantrieben. In unserer schnelllebigen Zeit ist aber dieses bereits wieder eine Untergruppe von der mit dem neumodischen Schlagwort versehenen Überschrift:

“All Electric Ship“

1. Diesel- Elektrischer Antrieb
2. Gasturbinen- Elektrischer Antrieb
 - Ein wirtschaftlicher Betrieb rechnet sich nur in Verbindung mit Abdampfturbinen
 - Der Dieselmotor ist noch nicht ganz vom Schiff verschwunden, denn die Klassen fordern zum Anfahren der Turbinen bzw. als Notstromerzeuger diesen immer noch
 - Beispiele: Kreuzfahrtschiffe bei der Meyer-Werft
3. Brennstoffzellen
 - Elektrische Energiegewinnung aus der Synthese von Sauerstoff und Wasserstoff
 - Schadstoffarme Energieversorgung der Zukunft in Verbindung mit Kraft-Wärme-Kopplung mit Wirkungsgraden zurzeit von 50 % bis eventuell 65 %
 - Beispiele: U-Boote der Bundesmarine in Bau bei HDW

Modernisierung der Fähren entlang des NOK

BOR DIPL.-ING. BENNO LENKEIT, DIPL.-ING. MANFRED STRYI, FACHSTELLE MASCHINENWESEN NORD, RENDSBURG

1 Rückblick auf die Vorgeschichte

Die Entwicklung der Fähren entlang des NOK vollzog sich von sogenannten Seilzugfähren über teilweise motorbetriebene Kettenfähren und freifahrenden Dampf-
fähren zu:

- 11 Stück 45-t-Standardfähren, gebaut in den Jahren 1953 bis 1968 (Bild 1),
- 3 Stück 45-t-Klappenfähren, von denen 2 Stück zur quasi „Standardfähre“ umgebaut wurden, gebaut in der Zeit wie die Standardfähren und
- 3 Stück 100-t-Standardfähren, die letzte wurde 1973 fertiggestellt.

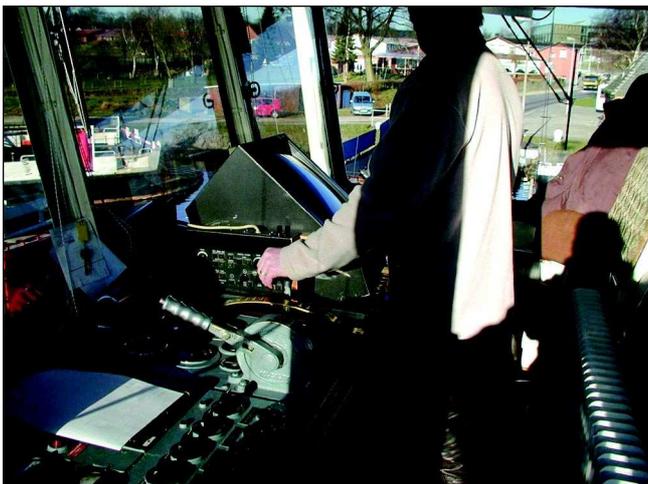


Bild 1: 45-t-Standardfähre – Ursprünglicher Zustand

Diese neu entwickelten Fähren waren im Großen und Ganzen recht gut gelungen, erfüllten die in sie gesetzten Erwartungen zufriedenstellend und wurden nach den Einsatzerfahrungen im Laufe der Zeit geringfügig verbessert. Alle Beteiligten waren ganz zufrieden und man hatte die Fähren gut angenommen; zwar wurde im Sommer mal über die Hitze und im Winter mal über die Kälte im Steuerstand geklagt, aber prinzipiell hatte sich jeder Fährführer an seinen Arbeitsplatz gewöhnt und war damit zufrieden, bis sich die Arbeitsmedizin nach der Untersuchung der Fährführer zu Wort meldete.

Auf der 19. Arbeitsschutzausschusssitzung am 18. Februar 1980 in Rendsburg wurde vom Arbeitsmediziner berichtet, dass Erkrankungen bzw. bestimmte Krankheitsbilder der Fährführer, so z. B. Krampfadern, Haltungsschäden und Kreislaufstörungen, um einige wesentliche zu nennen, auffällige Häufigkeiten aufwiesen.

Dies war der Beginn einer langen Geschichte

A Ursachenforschung und wesentliche Meilensteine auf dem Weg zum neuen Konzept

Ausgangsbasis war also das Jahr 1980, indem seitens der Arbeitsmediziner über auffällige Krankheitsbilder der Fährführer berichtet wurde, die auf einen nicht ergonomisch ausgestalteten Arbeitsplatz zurückzuführen waren. Widersprüchliche Einschätzungen seitens der Arbeitsmediziner zu den daraus resultierenden Forderungen führten bis in das Jahr 1983. In diesem Jahr erfolgte eine gemeinsame und abschließende Festlegung der relevanten Beanstandungspunkte zwischen der WSD Nord und dem damaligen Wasserstraßen-Maschinenamt (WMA) Rendsburg.

Als relevante Beanstandungspunkte wurden ausgemacht:

- Bisheriges Führen der Fähre nur im Stehen und in verdrehter Körperhaltung möglich,
- negative vorhandene klimatische Bedingungen, wie Fuß- und Strahlungskälte,
- vorhandene Sichtbehinderungen durch Einbauten und Erweiterungen, Blendungen und Spiegelungen durch Sonnenlicht,
- unübersichtliche Bedienstände, bedingt durch laufende Nachrüstungen, ohne Einhaltung ergonomischer Grundforderungen,
- Abgasbelastigung,
- allgemeiner Bewegungsmangel des Schiffsführers und
- fehlende Raumhöhe.

In den folgenden Jahren, beginnend im Juli 1984 mit einem Auftrag an die ehemalige Zentralstelle für Schiffs- und Maschinentechnik (ZSM) in Hamburg, begann eine beachtliche Entwicklungsarbeit, die eine Vielzahl verschiedenartiger Varianten zu Tage förderte. Bereits Ende 1984 gab es Vorschläge für die Verbesserung des vorhandenen Steuerstandes wie auch einen Vorschlag für den Steuerstand eines Neubaus. Stichworte wie Mittelpult, getrennte Pulte und Drehpult lassen erahnen, wie vielschichtig diese Thematik zu sein schien.

Zu Beginn des Jahres 1985 wurde eine zusätzliche Variante „Straßenbahn“ (Fahrpulte in jeder Fahrtrichtung) untersucht und mit detaillierten und zu Grunde zu legenden Festlegungen spezifiziert. Diese waren wie folgt:

- Lichtraumprofil (4,50 m gem. StVZO)
- lichte Raumhöhe, erforderlicher Schrankraum, Schreibplatz
- Präzisierung der erforderlichen Sichtbedingungen des Fährführers
- Anforderungen hinsichtlich Raumklima (Isolierverglasung)
- Festdrehzahl für Antriebsmotoren
- Beachtung: Bedienkräfte der Steuerhebel, Kopplung von Bewegungsrichtungen ermöglichen
- Radargerät wie für Ein-Mann-Fahrstand

Eine anschließende Erprobung bereitgestellter Modelle (Variante 1 - getrennte Pulte an beiden Seiten sowie Variante 2 - „Straßenbahn“) seitens der Fährführer endete mit einem weiteren Planungsauftrag an das WMA, u. a. auftretende Bedienkräfte soweit wie möglich zu reduzieren, unter Beibehaltung des hohen geforderten und gewohnten Sicherheitsanspruches.

Zeitgleiche Versuche sowie Gespräche mit verschiedenen Firmen zur Entwicklung alternativer Steuerungen zur Reduzierung der Bedienkräfte, u. a. Fa. Callesen, Fa. Voith oder auch Zulieferer der Flugzeugindustrie, verliefen ohne brauchbare Ergebnisse.

Ein zu Beginn des Jahres 1987 durchgeführter Test einer elektrischen Steuerung einer zu dem Zeitpunkt namhaften Firma, endete mit dem Ergebnis zu hoher Handkräfte an den Joysticks und häufigen elektrischen Ausfällen, die in keiner Weise akzeptabel waren.

Fazit dieser Untersuchungen war, die sichere mechanische Steuerung beizubehalten und unter dieser Prämisse Möglichkeiten zur Verbesserung der Arbeitsbedingungen der Fährführer zu untersuchen.

Im Jahre 1989 wurde zur weiteren Unterstützung dieser zunehmend komplizierten Angelegenheit das Bernhard-Nocht-Institut, Arbeitsgruppe Schifffahrtsmedizin eingeschaltet, deren Vorschlag nunmehr ein gedoppelter Steuerstand („Straßenbahn“) mit servounterstützter mechanischer Voithsteuerung war. Ein Anfrage an eine Reihe einschlägiger Firmen brachte zwei realisierbare Vorschläge, wovon einer schließlich in 1991 als Modellsteuerung den Fährführern vorgestellt werden konnte. Die Resonanz und Akzeptanz war überwiegend positiv, sodass ein entsprechendes Ruderhausmodell, einschließlich zugehöriger Modellsteuerung, als Auftrag an das WMA formuliert wurde. Diese Erstellung wurde parallel durch das Institut begleitet und im Juni 1993 wurde nach eingehender Modellerprobung beschlossen, eine erste Fähre, die Fähre „Küstrin“, mit diesem neuen Steuerstand, einschließlich Steuerung, auszurüsten.

Gut ein Jahr später konnten bereits Beurteilungen zum Erfolg dieser Konzeption abgefragt werden, die letzte notwendige Anpassungen am Prototypen „Küstrin“ (Bild 2) erforderlich machten.



Bild 2: Fähre „Küstrin“

Parallel zu den technischen und betrieblichen Erkenntnissen überprüfte die WSD eine weitere wichtige Komponente für die Fortsetzung des Konzeptes die „Wirtschaftliche“. Sie kam zu einem Ergebnis, welches in einem sogenannten „14-Punkte-Programm“ zusammengefasst wurde und neben weiteren technischen Anforderungen eine erhebliche Kostenreduzierung gegenüber dem Prototypen einforderte.

Nahezu zeitgleich zu dieser neuen Aufgabenstellung an das WMA kam erstmals eine technische Lösung auf den Markt, die auch die Lösung für das Problem darstellen sollte. Es war eine vollelektronische Joystick-Steuerung der Fa. GKS, die erstmalig keine direkten mechanischen Verbindungen zu den Verstelleinheiten an den VS-Propellern erforderlich machten und somit völlig neue Überlegungen, vor allem für die Gestaltung des Fährsteuerstandes und die Konzeption des Fahr- und Bedienpultes ermöglichten. Somit war also auch die Dopplung der Fahrpulte erledigt, denn durch eine elegante Anordnung konnte dies auch anders gelöst werden.

Neben dem nach wie vor wichtigen Kriterium die Fähren, auch nach der durchgeführten Modernisierung, in der Schifffahnhalle des Bauhofes Rendsburg reparieren zu können, gab es kaum Grenzen, den Ideenreichtum für ein völlig neues Steuerstandskonzept ausleben zu können. Das Ergebnis kann sich sehen lassen und soll im folgenden in einigen wesentlichen Details in Verbindung mit den übrigen wichtigen Hauptbestandteilen der Modernisierung erläutert werden.

B Wesentliche Elemente der modernisierten 45-t-Fähre

Die Erneuerung der Fährführerhäuser wurde nunmehr im Rahmen der anstehenden Modernisierung der 45-t-Fähren für einen Weiterbetrieb von 25 Jahren eingebettet. Neben dem zentralen Element dieser Modernisierung, dem eigentlichen Steuerstand und seiner notwendigen Peripherie bis hin zu den elektromechani-

schen Verstellereinheiten direkt am VS-Propeller, wurden weitere notwendige Modernisierungen geplant. Im Einzelnen waren dies, die erforderliche Neumotorisierung, die Erweiterung des Aufenthaltsraumes für den Decksmann auf dem Hauptdeck sowie die Schaffung eines Wind- und Wetterschutzes für den Decksmann an den jeweiligen Fährenden.

Die neue E-Anlage:

Im Zuge der Modernisierung wurde die vorhandene abgängige E-Verkabelung (einpölig) durch eine zwei-pöilige Verkabelung auf der gesamten Fähre ersetzt. In diesem Zusammenhang wurden ca. 3,5 km neue Kabel verlegt.

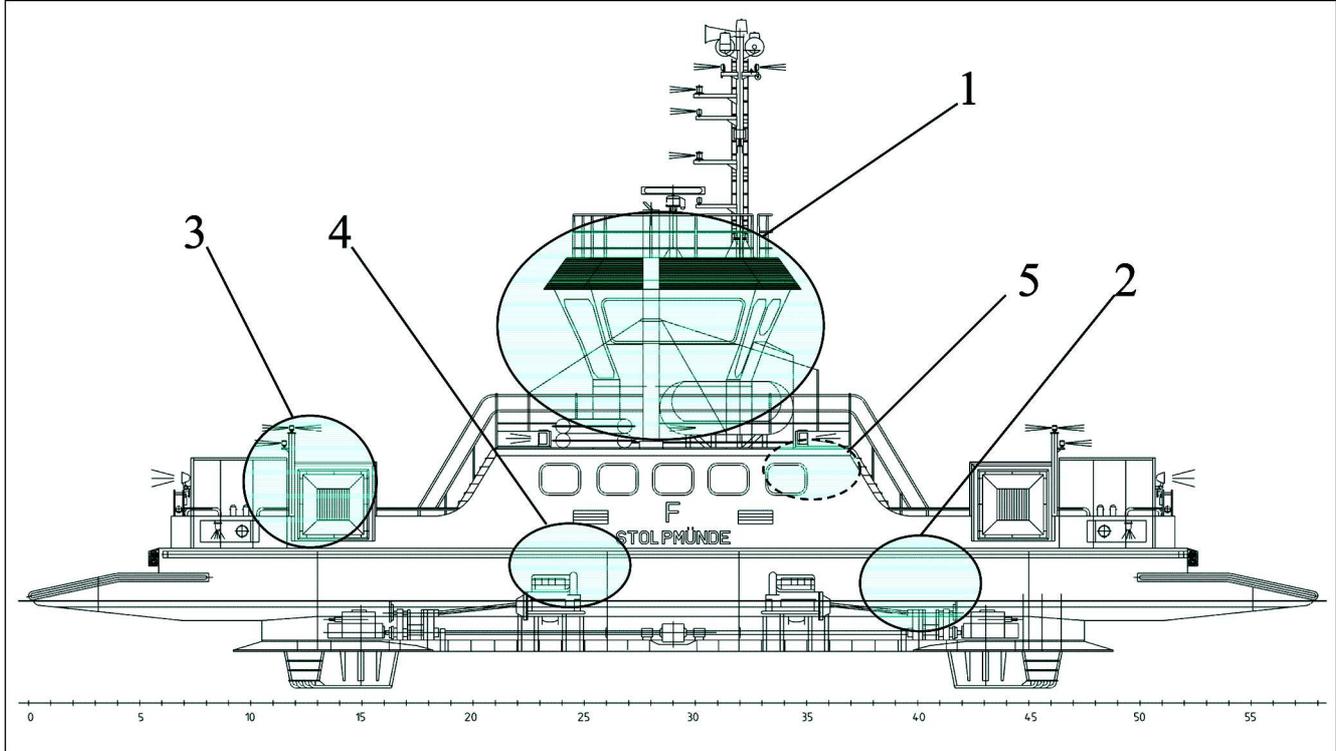


Bild 3: Umbaukomponenten: 1. Fährführerhaus - 2. elektromechanische Verstellereinheiten - 3. Decksmannunterstand - 4. Neumotorisierung - 5. Aufenthaltsraum für Decksmann

Im Folgenden soll auf die wesentlichen Komponenten etwas näher eingegangen werden (Bild 3).

Das Fährführerhaus:

Das Fährführerhaus bildet die „Schnittstelle“ zur vorhandenen Unterkonstruktion. Es wird als Fremdlieferung komplett gefertigt und ausgerüstet angeliefert und auf dem Bauhof in Rendsburg zum entsprechenden Termin montiert.

Es ist, bedingt durch die Konstruktion sowie die Anforderung nach besten Sichtbedingungen auf die Fährspitzen sowie die Anlegeseite (Dalben), einseitig überkragend aufgesetzt. Weiterhin ist es gekennzeichnet durch überdurchschnittlich große Fenster, inklusive einer Scheibenwischanlage und Zulufttemperierung. Genügend Schrank- und Stauraum, gewonnen durch die Bauhöhe im Innenraum, runden das neue „Herz“ der alten Fähre bei weitgehend beibehaltener Silhouette ab. Ab dem Jahr 2000 wurden die Fähren mit einer speziell auf diesen Anwendungsfall zugeschnittenen „Klimatisierung“ erweitert.

Das zentrale Bedienpult:

Zwei ergonomisch und gleichermaßen in jede Fahrtrichtung voraus angeordnete Joysticks als Wegsteuerung für die beiden VS-Propeller bilden das zentrale Element. Als Notsteuerung sind zwei Tiller angeordnet, die unmittelbar bei Ausfall der Wegsteuerung aktiv werden. Vom zentralen Bedienpult genießt der Fährführer eine hervorragende Sicht auf nahezu alle Teile der unter ihm liegenden Fähre. (Bild 4)



- zwei Joysticks als Wegsteuerung für die beiden VS- Propeller, so angeordnet, dass in beide Fahrtrichtungen voraus bedienbar
- Zeitsteuerung als Notsteuerung über Tiller, unmittelbar aktivierbar bei Ausfall der Wegsteuerung
- mehrfache Redundanz der elektronischen Steuerung durch eindeutige Zuordnung je VSP sowie getrennte Einspeisung
- ergonomisch angeordnete Bedien-Anzeige- und Alarminrichtungen
- Standpunkt des Fährführers nahezu auf Seite Fähre, somit beste Sichtbedingungen

Bild 4: Fährführerhaus – zentrales Bedienpult

Die Stehhilfe:

Auf Anregung der Arbeitsmediziner sowie Forderungen seitens der Fährführer wurde eine frei schwenk- und arretierbare sowie in der Höhe an die jeweilige Schiffsführung angepasste Stehhilfe konzipiert und eingebaut. Sie ist beidseitig vor dem zentralen Bedienpult vorhanden.

Der „Heuboden“:

Der Heuboden ist integriert in die Ruderhauskonstruktion, bildet die Verbindungsstelle zur Unterkonstruktion der Fähre und ist konzipiert zur Aufnahme der gesamten Lüftungstechnik, des Wärmetauschers für die Zulufttemperierung, einschließlich zugehöriger Schaltschränke.

Der Wind- und Wetterschutz:

Der Wind- und Wetterschutz ist eine wesentliche Maßnahme des Gesamtkataloges zur Verbesserung der Arbeitsbedingungen für den Decksmann. Er wurde komplett aus Plexiglas gefertigt, um den gewünschten Blickkontakt zwischen Fährführer und Decksmann zu ermöglichen.

Der Aufenthaltsraum für den Decksmann:

Im Rahmen der ohnehin notwendigen Erneuerung des Unterstandes wurde ein vergrößerter Raum für den Decksmann geschaffen. Er ist ausgestattet mit entsprechenden Fenstern, einer Heizung sowie Sitzmöglichkeit und kleinem Tisch als Ruheplatz für Pausen.

Die Neumotorisierung:

Im Zuge der Neumotorisierung brachte eine EU-weite Ausschreibung im Ergebnis den BF 6M 1013 der Fa. Deutz als wassergekühlten Nachfolger der bislang luftgekühlten Motortype F 8L 714, ebenfalls der Fa. Deutz. Die Besonderheit, es erfolgt eine Integration in das bestehende System der Fähre ohne externe Wasserkühlung, d. h. über eine in die Motorkonstruktion integrierte Wasserkühlung mit Wabekühler und Gebläse sowie Luftabfuhr über die vorhandenen Luftkanäle. Bereits gemachte Erfahrungen belegen Standzeiten von mehr als 20.000 h bei vertretbaren Verschleißerscheinungen (bislang waren ca. 15.000 h möglich). Des Weiteren wurden eine erhebliche Kraftstoffersparnis von bis zu 30 % gegenüber den „Vorgängern“ ermittelt.

2 Aktueller Stand der Umsetzung

Für die gesamten Maßnahmen zur Modernisierung der Fähren entlang des NOK wurden bislang ein Nachtrag zum Entwurf-HU (1994), vier Entwürfe-AU (1995/1996) sowie zwei Änderungsberichte (1999/ 2001) gefertigt.

Im Jahre 1995 gab der BMVBW mit seinem Genehmigungserlass zum Nachtrag des E-HU der Modernisierung und Grundinstandsetzung der Fähren am NOK für einen Weiterbetrieb von 25 Jahren einen geplanten Realisierungszeitraum von 10 Haushaltsjahren. 11 von 14 Fähren werden zum Ende des Jahres 2002 bereits umgebaut sein, in den nächsten drei Jahren müssen die verbleibenden drei 45-t-Fähren sowie die nachträglich in das Programm aufgenommenen Modernisierungen der 100-t-Fähren im Zuge der geplanten Besatzungsreduzierung von drei auf zwei Mann folgen.

Die aktuellen wie auch prognostizierten Investitionskosten stellen sich aus heutiger Sicht folgendermaßen dar. Von den ursprünglich mit Nachtrag zum E-HU eingeworbenen Haushaltsmitteln in Höhe von ca. 18,7 Mio. EURO wurden bislang ca. 6,6 Mio. EURO verausgabt, weitere rund 5 Mio. EURO folgen für die ausstehenden Maßnahmen an den verbleibenden 45-t-Fähren sowie den 100-t-Fähren. Haushaltsmittel von mehr als 7 Mio. EURO können nach Abschluss der Maßnahme als Einsparung dem Bundeshaushalt zurückgeführt werden.

3 Ausblick in die Zukunft

Ein ehrgeiziges Modernisierungsprogramm an den Fähren entlang des NOK liegt bald hinter uns. Zeit auszuruhen, sollte man meinen. Doch nein, es lohnt schon heute, wenn auch noch ohne dringende und zwingende Notwendigkeit, über neue moderne und zukunftsweisende Fähren am NOK nachzudenken, die Augen und Ohren nach neuen zukunftsweisenden Entwicklungen offen zu halten und auch schon mal den Blick über den Tellerrand zu suchen.

Halten wir uns weiterhin an die Vorgaben des BMVBW muss spätestens im Jahr 2020 die erste Fähre der „neuen Generation“ den NOK befahren. Betrachtet man den wichtigen und nicht zu unterschätzenden Vorlauf an Ideensammlungen, an Vorplanungen, eine Vielzahl zu entwickelnder und zu diskutierender möglicher Varianten sowie die Sammlung und Einbringung wichtiger Erfahrungen aus der Vergangenheit, so müssen und wollen wir bald mit unserer Arbeit beginnen.

Verlängerung MzS MELLUM

BDIR DIPL.-ING. ANDREAS STUMPE, TECHNISCHE FACHSTELLE NORDWEST, BRAKE

Die MELLUM und ihre Aufgaben

Die MELLUM ist ein Mehrzweckschiff der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes (Bild 1). Sie wird vom Wasser- und Schifffahrtsamt Wilhelmshaven bereedert für die Erledigung folgender Aufgaben:

- Schifffahrtspolizei
- Schifffahrtszeichen
- Schadstoffbekämpfung
- Brandbekämpfung
- Schleppen von Havaristen
- Eisbrechen



Bild 1: MzS MELLUM - vor Verlängerung in 1999

Die MELLUM wurde bei der Elsfl ether Werft gebaut und 1984 in Betrieb genommen.

Sie hatte folgende Hauptabmessungen:

- Länge über alles: 71,50 m
- Breite über alles: 15,11 m
- Konstruktionstiefgang: 5,25 m

Es wird eine Geschwindigkeit von 16 kn mit einer Leistung von 4 x 1655 kW erreicht. Je zwei Motoren sind über Getriebe auf zwei in Düsen laufende Verstellpropeller gekuppelt. Ausreichende Manövrierfähigkeit wird erreicht mit zwei Hochleistungsflößenrudern und einem 1130 kW starken Bugstrahlruder. Die Schleppleistung wies nach Abnahme des Schiffes einen Pfahlzug von 110 t auf. Der im achteren Decksbereich montierte Kran hat bei 13 m Ausladung eine Tragkraft von etwa 12 t. Die MELLUM fährt mit 16 Mann Besatzung im 24-h-Betrieb. Vorratsergänzung und Besatzungswechsel werden einmal wöchentlich vorgenommen.

Gründe für einen Umbau

Die Mehrzweckschiffe des Bundes stellen optimale Kompromisse in der technischen Ausführung für die Erledigung unterschiedlicher Aufgaben dar. Die einzelnen Anforderungen an das Schiff erfordern oft gegeneinanderstehende Ausführungen, sie müssen aber so aufeinander abgestimmt werden, dass jede einzelne Aufgabe möglichst weitgehend erfüllt werden kann. Die Anforderungen und die Erkenntnisse an einzelne Aufgabenerledigungen ändern sich häufig und ziehen Umbauten und Anpassungen im kleineren und größeren Rahmen nach sich. Der Umbau mit den folgenschwersten Eingriffen wurde 1995 vorgenommen. Das Schiff wurde mit einer Schutzluftanlage nachgerüstet, um in explosiblen und sogar in toxischen Atmosphären zur Hilfeleistung bei Havaristen operieren zu können.

Im Einzelnen gehört zu dieser Anlage:

- Eine gasdichte Zitadelle zum Schutz der Besatzung vor toxischen Gasen,
- eine Filter- und Reservefilterstation zur Freihaltung der Schiffsinnenluft gegen toxische Verunreinigungen,
- eine automatische Gaserkennungsanlage,
- erhöhte Schiffshilfeleistung,
- Änderungen der Raumanordnungen im Aufbau,
- erhöhte Feuerlöschleistung für Havaristen und Eigenschutz,
- ausfahrbarer Feuerlöschmonitor,
- Erweiterungen für die Maschinenraum- und Abgas- kühlung.

Insgesamt erhöhte sich das Gewicht der MELLUM um rund 440 t und brachte eine Kopflastigkeit mit einer Tiefgangsvergrößerung am vorderen Lot von 0,64 m (Tabelle 1).

	Ursprüngliche Daten von 1987	Daten nach Schutzluftumbau 1995	Differenzen:
Tiefgang vorne (m)	4,82	5,46	0,64
Tiefgang hinten (m)	4,82	5,24	0,42
Freibord incl. Schanzkleid (m)	6,68	6,04	-0,64
Verdrängung (m ³)	2745	3180	435
Gewichtszunahme (to)	2794	3237	443

Tabelle 1: Daten der MELLUM

Die Schwimmwasserlinie der MELLUM verlagerte sich in folgender Weise (Bild 2):

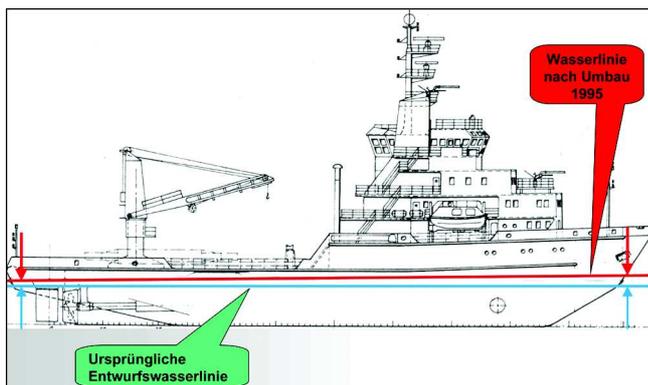


Bild 2: Schwimmwasserlinie

Folgen für den Einsatz der MELLUM

Die Stabilitätswerte der MELLUM änderten sich nachteilig. Der Umfang der Hebelarmkurve und die aufrichtenden Hebel waren soweit vermindert, dass nur noch die in ihren Anforderungen reduzierten Stabilitätsvorschriften für Offshore-Fahrzeuge erfüllt wurden. Dieser Umstand führte dazu, dass der Kran hinsichtlich seiner zulässigen Last reduziert werden musste und ab einer bestimmten Wellenhöhe, die bereits relativ gering angesetzt war, gänzlich mit Kranarbeiten ausgesetzt werden musste. Damit war das Schiff als Tonnenleger eingeschränkt. Die Schiffsführungen bemängelten verschlechterte Seegangseigenschaften wegen auffallend tragem Verhalten des Schiffes in schwerer See und häufigerer Aufnahme vom „grünem Wasser“ im Vorschiffsbereich und auf dem Arbeitsdeck. Um Beschädigungen des Schiffes bei schlechtem Wetter möglichst zu vermeiden, wurden die im vorderen Teil des Schiffes angeordneten Brennstofftanks möglichst nicht mehr befüllt. Somit reduzierte sich auch die Seeausdauer des Schiffes, da nicht mehr über das vollständige Bunkervolumen verfügt werden konnte.



Bild 3: Seeschlageschaden

Als Eisbrecher in der Ostsee kam die MELLUM ebenfalls nicht mehr auf ihre volle Leistungsfähigkeit, da der Ansatz des Vorstevens zum Auffahren auf die Eiskante unterhalb der Wasserlinie lag. Damit konnte sich das Schiff nicht mehr mit seinem vollen Gewicht auf das Eis schieben und es so zum Einbrechen bringen.

Seeschlageschaden

Im November 1996 erhielt die MELLUM in Höhe der Tonne „4“ auf dem Fahrwasser der Elbe bei etwa Beaufort 10 durch einen ungewöhnlich steilen und plötzlich auftauchenden Brecher einen Schlag auf das Vorschiff. Es wurden Verformungen des Brückenaufbaus im Bereich des Backdecks und des ersten Aufbaudeck festgestellt. Fast 10 mm starke Decksbeplattungen waren wie Wellblech zusammengeschoben worden (Bild 3, 4 und 5). Sämtliche Einbauten und Wohneinrichtungen im Kabinenbereich waren abgerissen und vollständig zerstört.

Da das vordere Maschinenstore vollgelaufen war, wurde sogar befürchtet, dass das Kollisionsschott gerissen war. Dieser Verdacht bestätigte sich zwar nicht, aber die Beschädigungen im Vorschiffsbereich der MELLUM waren so stark, dass die Fahrerlaubnis und sämtliche



Bild 4: Seeschlageschaden

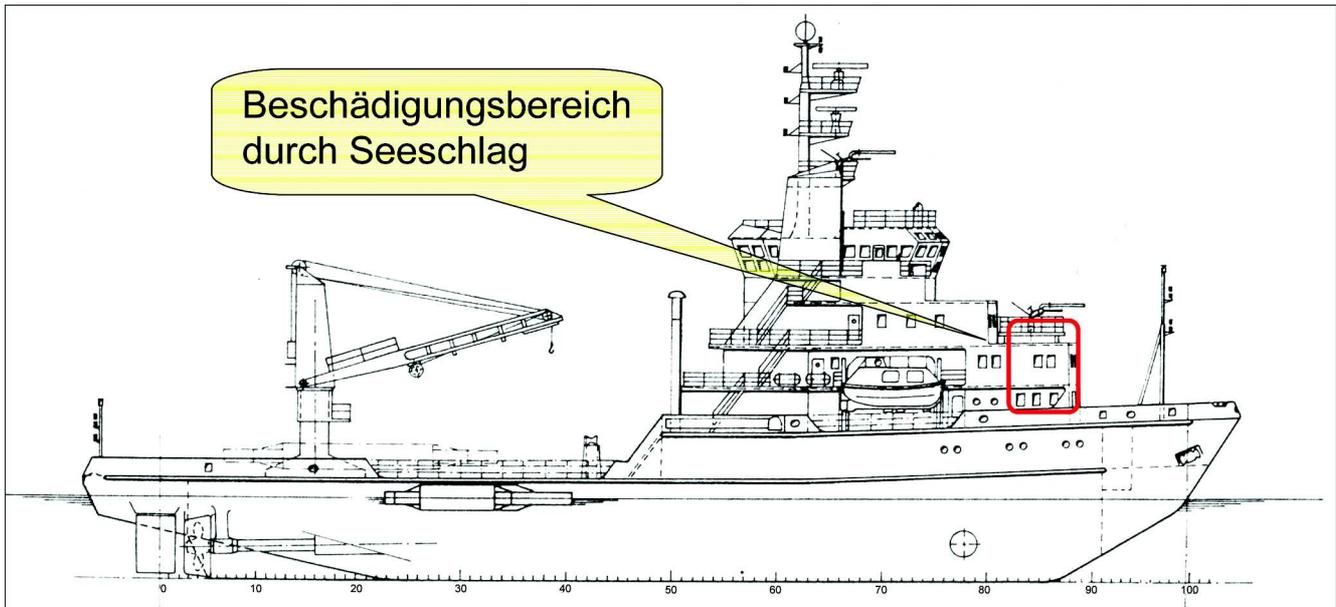


Bild 5: Beschädigungsbereich durch Seeschlag

Zulassungen bis zur Reparatur der Schäden entzogen wurden.

Nur der Umsicht der Schiffsführung war es zu verdanken, dass Seeschlagblenden gesetzt waren, und somit weitere Beschädigungen, eventuell sogar Personenverluste verhindert wurden.

Im Rahmen einer Werftinstandsetzung wurde der vordere Aufbauteil des Fahrzeuges ersetzt. Der vordere Wohnaufbau bis zum Aufbaufrontschott von Hauptdeckshöhe bis zum ersten Aufbaudeck mussten in einer eilig veranlassten Werftzeit ausgewechselt werden.

Jetzt war offensichtlich, dass die MELLUM zur Erfüllung ihrer Aufgaben nicht mehr über ausreichende Seetüchtigkeit verfügte. Aber ein Fahrzeug, das dem Anspruch gerecht werden soll, anderen Schiffen in Notlagen - auch bei schwerem Wetter - zu Hilfe zu kommen bzw. wirksam Assistenz leisten zu können, muss von vornherein anderen Fahrzeugen auch im Hinblick auf Seetüchtigkeit einschließlich Stabilität überlegen sein.

Für die Wiederherstellung der erforderlichen Seegangseigenschaften des Schiffes war jetzt also ausreichend Handlungsbedarf gegeben.

Ziele des Vorhabens

Die MELLUM musste soweit behandelt werden, dass sie ihre bekannten guten Seegang- und Betriebseigenschaften wiedererhielt.

Dieses Ziel war nur dadurch zu erreichen, dass ausreichend Auftrieb erzeugt wurde. Dieser Auftrieb musste insbesondere im Vorschiffsbereich zur Wirkung kommen.

Damit sollte erreicht werden:

- Verbesserung des Stampfverhaltens,
- Wiederherstellung vollständiger Eisbrecheigenschaften,
- Vollständige Nutzung der Krantragfähigkeit,
- Ausnutzung der vollständigen Bunkerkapazität.

Ablauf der Umsetzung

Für die Konkretisierung des Vorhabens wurde bei der Hamburgischen Schiffbauversuchsanstalt eine Studie in Auftrag gegeben, aus der die geeigneteste Maßnahme zur Erreichung des Zieles hervorgehen sollte. Auf dieser Grundlage wurde zur Erklärung und Finanzierung des Vorhabens ein Haushaltsentwurf aufgestellt.

Es wurde festgelegt, dass die Gesamtmaßnahme als „Paket“ an eine Werft vergeben werden sollte. Zum Inhalt des Auftrages wurden bestimmt:

- Seegangs- und Eisbrechversuche
- Ermittlung der günstigsten Vorschiffsform unter Berücksichtigung aller Einflüsse und Aufgaben des Schiffes
- Abbau des alten Vorschiffes
- Anbau und Fertigung des neuen Vorschiffes

Die Gründe für die Vergabe dieses gebündelten Auftrages lagen darin, die Gesamtverantwortung des Auftrages in eine Hand geben zu können, um Koordinationsprobleme bei der Abstimmung der unterschiedlichen Einzelergebnisse der vorhergehenden Untersuchungen zu vermeiden.

Das Bundesministerium für Verkehr, Bau und Wohnungswesen genehmigte das Vorhaben und stellte die erforderlichen Gelder bereit.

Die bei der Hamburgischen Schiffbauversuchsanstalt in Auftrag gegebene Untersuchung bewertete drei unterschiedlich große Schiffsverlängerungen in ihren Einflüssen auf Stabilität und Seegangverhalten.

Die Abstufungen der Verlängerungsvarianten auf Hauptdecksebene betragen 6 m, 7,5 m und 9 m. Die Änderungen von Verdrängung, Schiffsgewicht, Vorschiffssektionsgewicht und der Kosten in Abhängigkeit der gewählten Verlängerung sind in der Grafik zu erkennen (Bild 6).

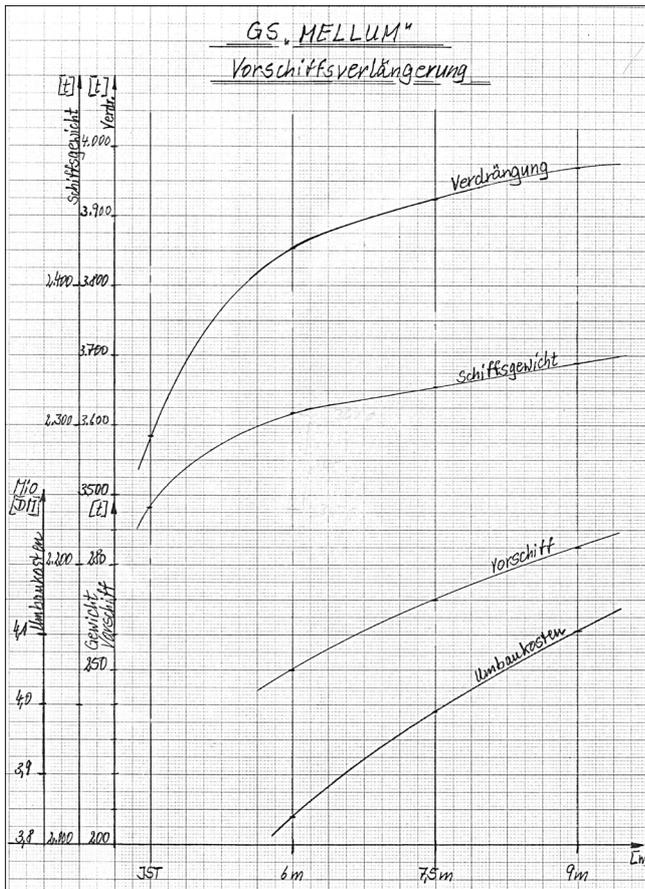


Bild 6: Untersuchungen zur Schiffsverlängerung

Eine deutliche Reduzierung der Häufigkeit der Wasserübernahme am Bug ergab sich bereits bei der Verlängerungsvariante von 6 m. Der Auftriebsgewinn wirkt sich aber erst ab einer Verlängerung von 7,5 m am deutlichsten aus, obwohl die Erfüllung der Stabilitätskriterien bereits mit 7,1 m Verlängerung erreicht wird. Eine weitere Verbesserung bei der Übernahme von Seewasser ergab die Sprungvergrößerung des neuen Vorschiffes. Die im Haushaltsentwurf als Finanzierungsgrundlage vorgeschlagene Variante zielte auf eine Verlängerung von 7,5 m in Hauptdeckshöhe. Über eine Ausschreibung im europäischen Raum wurde als Hauptauftragnehmer die HDW-Nobiskrug in Rendsburg mit der Gesamtmaß-

nahme der Verlängerung der MELLUM betraut. Der terminliche Ablauf der Voruntersuchungen und des eigentlichen Umbaus ist aus der Planung zu ersehen.

In einer etwa 10-wöchigen Wertzeit wurde das Vorschiff der MELLUM ausgewechselt und zeitgleich während der Wertzeit eine Grundinstandsetzung durchgeführt. Sämtliche Planungen der Werft wurde mit den Auftraggebern - in diesem Fall die Technische Fachstelle Nordwest - und Vertretern des Wasser- und Schifffahrtsamtes Wilhelmshaven abgesprochen.

Vorbereitungen am Vorschiff

Nach Einschwimmen wurde das Schiff im Trockendock der Werft im Bugbereich mit zwei Paar Stützträgern verschweißt. Die Stützträger wurden mit dem Aufbaufrontschott vorne und weiter hinten mit der Schiffsinnenkonstruktion verbunden.

Die optimale Verbindung des neuen Vorschiffs mit dem bestehenden Schiff bedingte eine Abtrennung des alten Bugs entlang einer Trennlinie, die im unteren Bereich etwa bei Spant 75 begann und im oberen Bereich am Aufbaufrontschott endete. Somit musste der freischwebende Aufbau mit den Stützen abgefangen werden (Bild 7). Die Lage der Schnittlinie war ein Ergebnis der Schleppversuche, mit denen der günstigste Form und der geeigneteste Ansatz für die neue Vorschiffssektion an das bestehende Schiff ermittelt wurde (Bild 8).



Bild 7: Freischwebender Aufbau mit Stützen

Das gesamte bestehende Vorschiff wurde abgetrennt. Auch die Bugstrahlanlage war in dem abzutrennenden Bugteil mitenthalten.

Die Hilfsmaschinen und Bordstromaggregate wurden nicht berührt, sie verblieben auf ihren bestehenden Fundamenten.

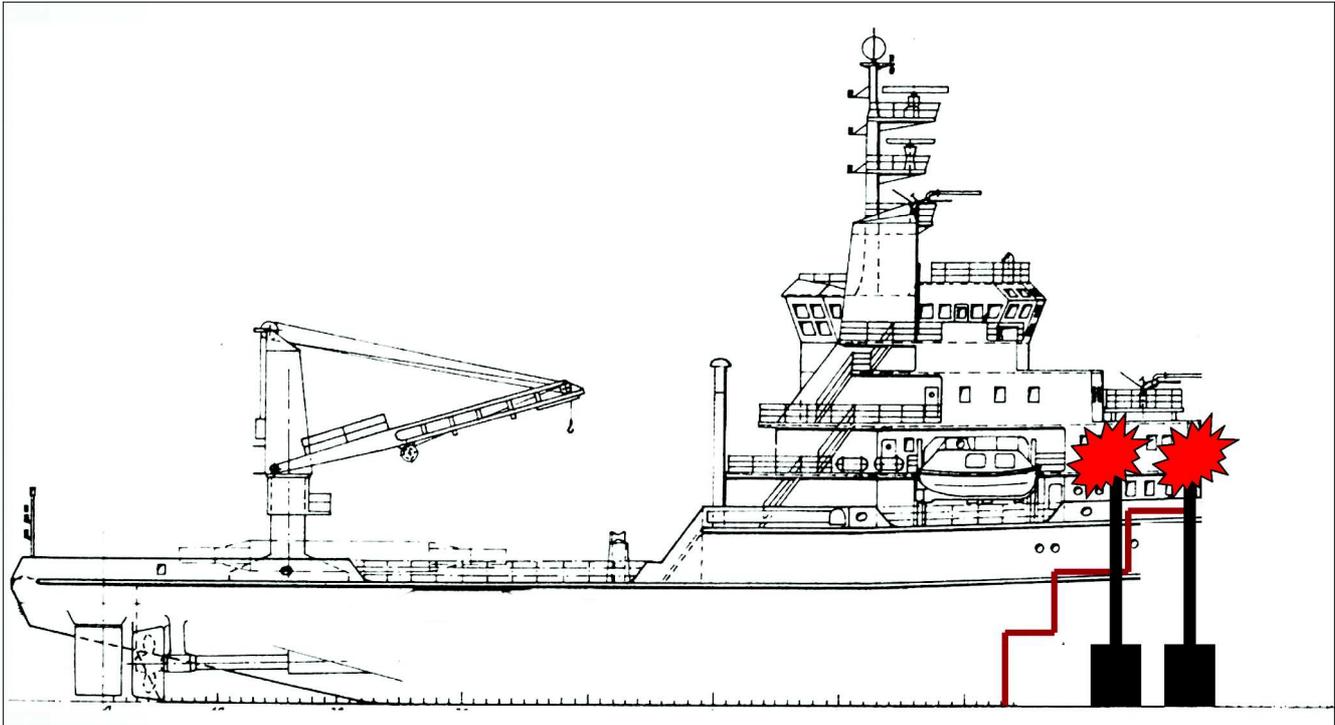


Bild 8: Trennlinie am Vorschiff

Anbau der neuen Vorschiffsektion

Ausgehend von untersten Ende des Schnittes wurde begonnen mit dem Ansetzen der neuen Vorschiffes. Vorbereitete kleinere und größerer Sektionsteile wurden angesetzt. Die größten Teile, bestehend aus dem Vorschiffsunterwasserteil und dem Vorschiffsüberwasserteil wurden zuletzt angesetzt, ausgerichtet und mit der bestehenden Struktur verschweißt.

Das Bugstrahlruder wurde vollständig in das neue Vorschiff integriert und sitzt seitdem in seiner nach vorne verlegten Position aus hydrodynamischer und lärmakustischer Sicht an weitaus geeigneterer Stelle als vor dem Umbau.

Das Vorschiff, aufgeteilt in einen Unterwasserteil und in einen Überwasserteil wurden separat an den Schiffskörper angesetzt und fest verbunden (Bild 9).



Bild 9: Neuer, verlängerter Bug

Der fertig gestellten MELLUM ist der verlängerte neue Bug deutlich anzusehen (Bild 10).



Bild 10: Seitenansicht neues Vorschiff

In der zeichnerischen Seitenansicht (Bild 11) sind die Unterschiede zwischen altem und neuem Vorschiff deutlich zu erkennen (das hellgrau ausgefüllte Vorschiff stellt die alte Schiffsform dar).

Der Bugstrahler liegt außerhalb des Unterbringungs-bereichs für die Besatzung und der Knick des Eisbrechstevens liegt deutlich über der Wasserlinie. Auf Basislinie wirkt sich die Verlängerung mit Versetzung des Vorstevens um 9 Spantlängen aus.

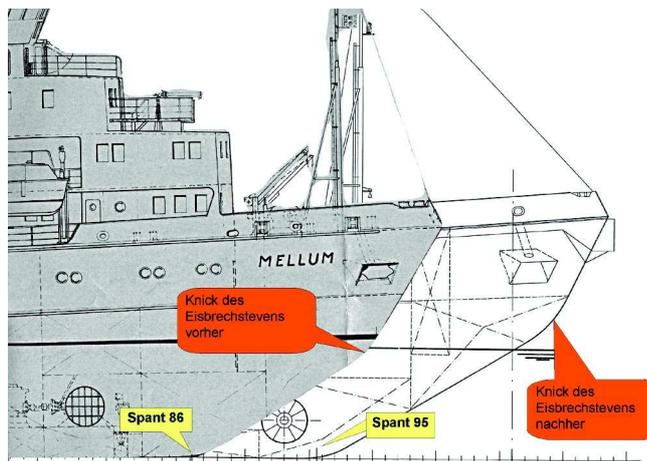


Bild 11: MzS MELLUM - altes/neues Vorschiff

Die Verlängerung der MELLUM wurde durch die Werft HDW-Nobiskrug in Rendsburg weitgehend termingerecht ausgeführt. Seit Indienststellung sind durch die Besatzung keine weiteren Zweifel an der Seetüchtigkeit des Schiffes geäußert worden.

Das Schiff erfüllt seine gesamten Aufgaben ohne Einschränkung und unter Nutzung seiner vollständigen Bunkerkapazität (Bild 12).



Bild 12: MzS MELLUM - nach Verlängerung in 1999

Entwicklung eines Sandhobels

DIPL.-ING. BERND GARBER, BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU, DIENSTSTELLE HAMBURG,
REFERAT WASSERFAHRZEUGE

1 Einleitung

Im Rahmen der Verkehrssicherungspflicht sind von der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes festgesetzte Wassertiefen und Regelquerschnitte für Kanäle und Flussbereiche sicherzustellen, um eine ungehinderte Schifffahrt zu gewährleisten. In einzelnen Bereichen der Schifffahrt bilden sich immer wieder behindernde Versandungen auf den Gewässersohlen u.a. auch hervorgerufen durch kurzfristig auftretende, nicht planbare Hochwasser mit höheren Abflussgeschwindigkeiten. Es stellen sich Sandriffelspitzen auf den geraden Strecken und Dünenablagerungen in den Innenkurvenbereichen ein.

In den vergangenen Jahren sind diese Versandungen durch Großgeräte der Baggerei behoben worden, die aus Rentabilitätsgründen nach und nach außer Dienst gestellt und nur zum Teil durch neue Geräte ersetzt wurden.

Um weitere Sohlen- und Uferböschungserosionen zu vermeiden, die sich auch aus einer Entnahme von unnötigen Sandmengen ergeben können, sollte neben der bislang ausgeführten, sehr teuren Baggerei angestrebt werden, kleinere und mittlere Sandunebenheiten kostengünstig mit WSV-eigenen Geräten auszugleichen bzw. zu glätten.

Auf Anfrage des WSA Meppen bei der BAW wurde durch das Referat Wasserfahrzeuge in enger Zusammenarbeit mit dem Bauhof Meppen ein sogenannter Sandhobel neu entwickelt und konzipiert. Die bislang einge-

setzten, an einem Schiff angehängten Schleppgeschirre, wie z. B. in Form einer Harke, hatten sich für die örtliche Sohlenbeschaffenheit mit einer mittleren Sandkorngröße, röllig ohne Feianteile, als nicht brauchbar erwiesen.

Dieser neu entwickelte Sandhobel (Bilder 1 und 2) wird von einem Schiff geschleppt und trägt die Sandspitzen durch mehrere Arbeitsgänge ab. Dabei werden die Erhöhungen „abgehobelt“ und in das nachfolgende Sohlental versetzt.

Hauptabmessungen:

Länge = 2,60 m

Breite = 4,00 m

Gewicht = ca. 1,1 t

(wird noch um Zusatzgewichte von ca. 500 bis 900 kg erhöht)

Material: NF-Stahl

Da es sich um eine Neuentwicklung mit vielen Optimierungsschritten handelte, wurde der Sandhobel aus Kostengründen vom Bauhof Meppen gefertigt.

2 Prinzipielle Arbeitsweise

Der Hobel wird als „loses“ Schleppgeschirr angeordnet. Die Absenkung erfolgt auf definierte Arbeitstiefe über eine Bockkonstruktion mit Winde, das Schleppen mittels beidseitig im Mittschiffsbereich angeschlagenen Ketten, um so die Manövrierbarkeit des Schiffes best-

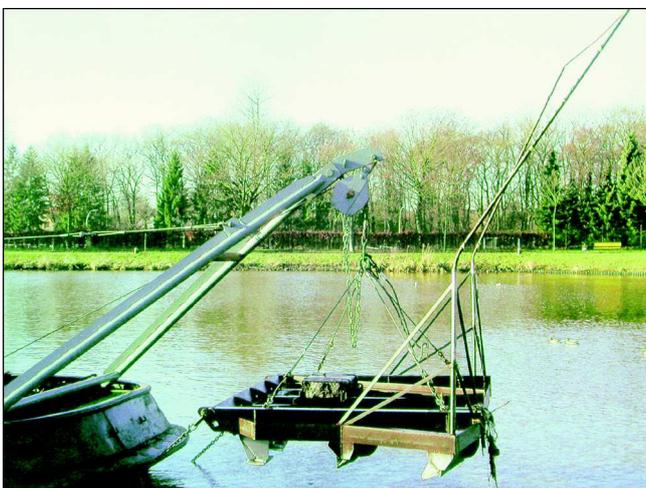


Bild 1: Angehängter Hobel



Bild 2: Angehängter Hobel

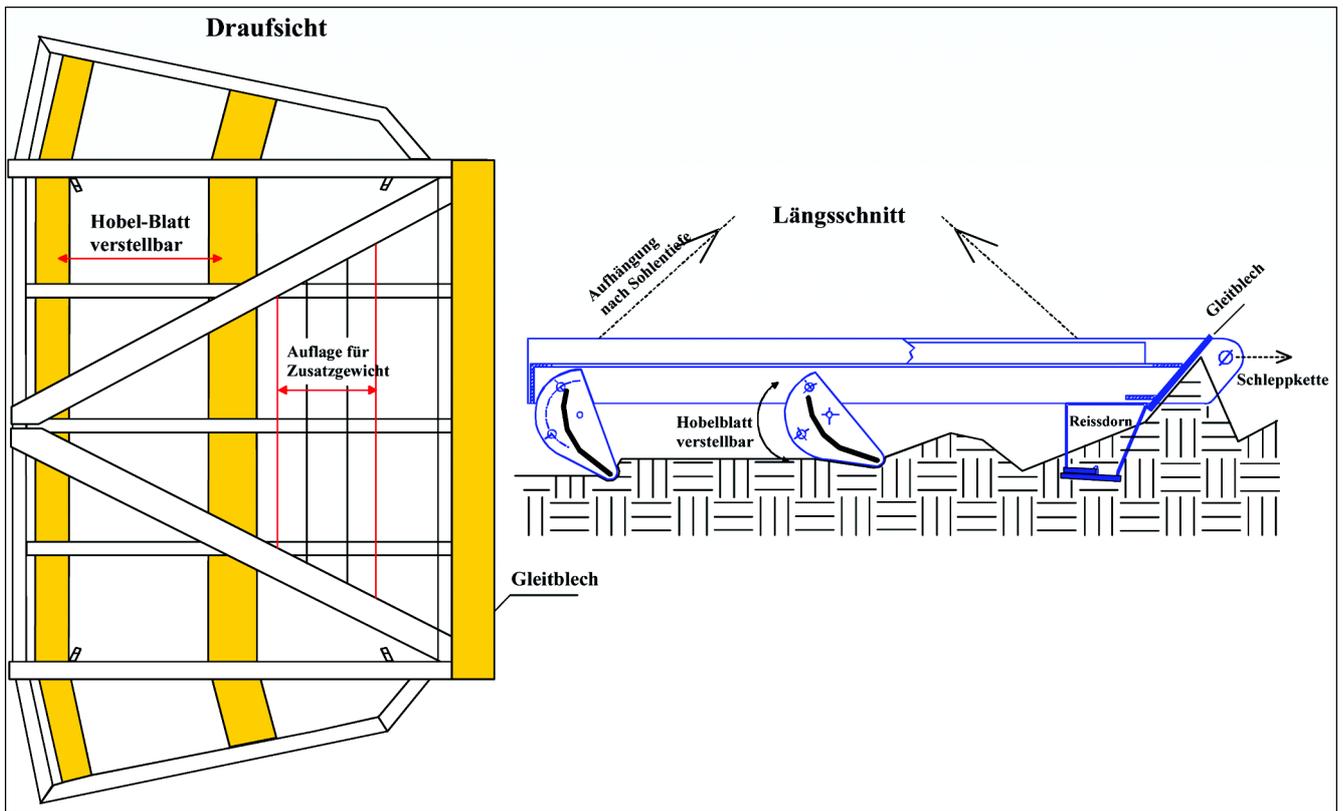


Bild 3: Sandhobel Prinzipdarstellung

möglich zu erhalten und um eine größtmögliche horizontale Schleppkraft zu erzeugen (Bild 3).

Zur Wirkungsweise in abgehängter Tiefe bei Sanderhebungen:

Über das Eigengewicht dringen die an Vorkante vorhandenen Reißdornen (Bild 4) in die verfestigte Sohlenoberfläche ein, sodass der dann gelockerte Sand über die dahinter befindlichen Räumbleche abgetragen wird. Durch das ebenfalls an Vorkante vorhandene Gleitblech ist ein kontrollierter Abtrag, ein Hobeln, möglich. Dieses Blech verhindert, dass sich der Hobel zu sehr über die Reißdornen in die Sandberge einarbeitet und es somit

zu einer Überlastung und einem Stillstand des Systems kommen kann. Darüber hinaus findet zugleich eine Abweisung bei Auflaufen auf Hindernisse statt. Die Räumbleche sind je nach Untergrundbeschaffenheit und Betriebserfahrung unterschiedlich anstellbar (Bild 5).

Die äußeren Bereiche der Räumbleche sind etwas nach vorne abgeknickt angeordnet, um so eine zentrierende Wirkung für das Gesamtsystem „Schiff mit Hobel“ zu erreichen. Damit bleibt das Manövrierverhalten des Schleppers kontrollierbar und ein seitliches Auswandern des Hobels mit der Gefahr, dass dann die Zugketten den Propeller beschädigen, wird verhindert. Die Räumbleche schließen an den äußersten Enden aus Festig-

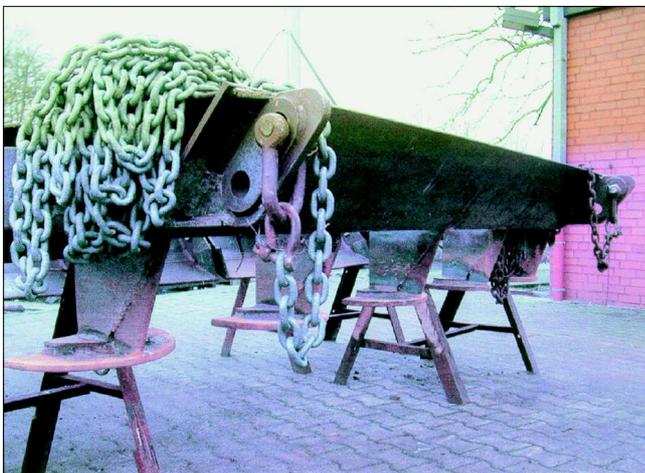


Bild 4: Detail: Gleitblech und Reißdorne

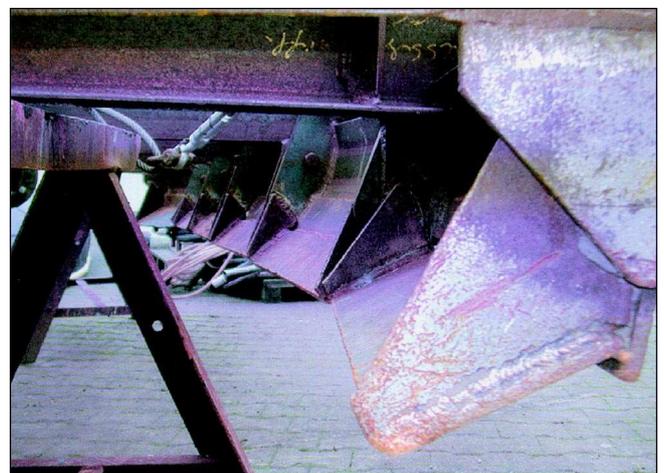


Bild 5: Detail: Räumbleche

keitsgründen mit einer geschlossenen Konstruktion ab, die zugleich auch als Abweiser gegen Spundwände und zum Schutz der Uferböschungen dient.

Je nach Sohlenbeschaffenheit ist eine Beballastung und Austrimmung mit Zusatzgewichten erforderlich. Hierfür sind entsprechende Möglichkeiten geschaffen.

3 Einsatz und Erprobung

Der Hobel wird im Bereich des WSA Meppen mit dem Eisbrecher „E1576“ betrieben, der bei einer Leistung von 296 kW einen Pfahlzug von 4,2 t aufzuweisen hat. Anhand der ersten Betriebserfahrungen wurden die Bauteile des Hobels in mehreren Iterationsschritten seitens des Bauhofs Meppen weiter optimiert.

Diese Optimierungsmaßnahmen betrafen u.a.:

- Anstellung und Abstand der Räumleche
- Exakte Beballastung und Austrimmung mit Zusatzgewichten

Die Hobelvorgänge werden mit einer Geschwindigkeit von ca. 5 km/h gefahren.

Im Rahmen einer dann anschließenden und erfolgreichen Erprobungsphase wurden die Ergebnisse der „Hobelvorgänge“ mit Peilungen durch das WSA Meppen und mit Hilfe des Messschiffes „Westfalen“ dokumentiert. Zusammenfassend ergab sich je nach Bodenbeschaffenheit bis zu 5 cm Abtrag pro Arbeitsgang bei Erhebungen von 2 – 5 m Länge (Bild 6 und Bild 7).

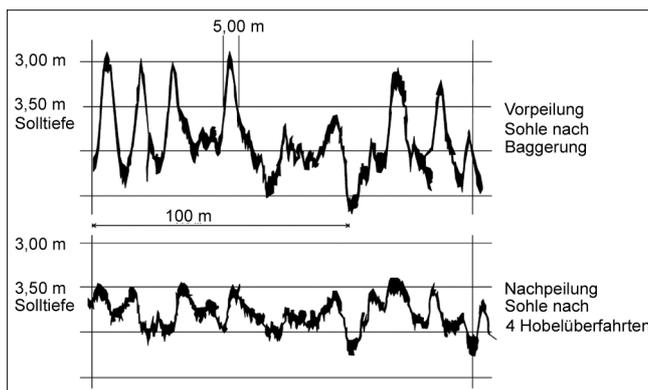


Bild 6: Peilerggebnisse

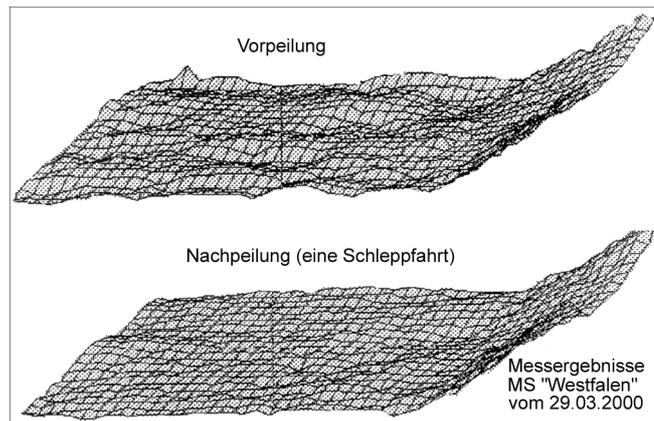


Bild 7: 3D-Plott

4 Bewertung und Ergebnisse

Nach Abschluss der bisherigen Erprobungen und der Betriebserfahrungen lassen sich folgende Ergebnisse hervorheben:

- Kostengünstige Alternative bzw. Ergänzung zur Baggerei
- Vermeidung von Uferböschungserosionen durch Nichtentnahme von Sandmengen
- Verminderte Ansätze für neue Riffelbildung durch Sohlenwartung bzw. -pflege
- Mit ständigem Glätten wiesen gehobelte Bereiche nach einem Hochwasser nicht die sonst erwarteten Versandungen auf
- Schnelles Reagieren auf neue Untiefen möglich
- Kleinere Hindernisse werden abgerahmt (z. B. Kühlschränke, Fahrräder usw.; vor allem wurden auch noch nicht geortete Hindernisse wie Findlinge oder Pfahlköpfe auf diese Weise aufgespürt)

Nach dem Erfahrungsbericht des Außenbezirks Meppen wurden im letztem Jahr 20.000 m³ Versandungen durch Baggerei behoben und 27.000 m³ durch den Sandhobel ausgeglichen.

5 Aktueller Zwischenstand

Zwischenzeitlich wurden ähnlich positive Erfahrungen im Bereich WSA Uelzen mit dem Meppener Eisbrecher gesammelt, sodass dort ein Sandhobelnachbau auf der Genthiner Werft erfolgte. Weiterhin zeigt das WSA Bingen Interesse, um insbesondere schnell auf immer wieder entstehende Untiefen reagieren zu können (die Behebung der Sandbänke durch Baggerei ist zu langfristig).

Darüber hinaus plant das WSA Meppen nach diesen Prototypen einen vergrößerten Sandhobel mit Optimierungen auf der Grundlage der bislang vorhandenen Betriebserfahrungen und aus einer noch beabsichtigten Unterwasserdokumentation über die Arbeitsweise des Hobels.

Nach den bislang gemachten Erkenntnissen wird eine Weiterentwicklung und Optimierung dieser Technik hinsichtlich weiterer anstehender Nachrüstungen und Schiffsneubauten angeregt. Zwischenzeitlich wurde die Grundidee, die durch Strömungsgeschwindigkeit entstehenden Sandriffelspitzen mit einem sogenannten Sandhobel abzutragen und zu versetzen, als Verbesserungsvorschlag prämiert.

Entwicklung und Einsatz von flachgehenden Aufsichts- und Arbeitsschiffen (Typ Spatz)

DIPL.-ING. GERRIT CLAUßEN, FACHSTELLE FÜR MASCHINENWESEN, MINDEN

Nicht nur auf den Meeren, sondern auch auf kleinen Flüssen mit wenig Wasser müssen Aufsichtsboote der WSV ihren Dienst tun. Die bei „Spatz“-Untersuchung aufgeführten Varianten des flachgehenden Bootes mit Tiefgang – > als 65 cm – ist hier das Thema, über das berichtet wird. (Bild 1)



Bild 1: Typ-Schiff „Spatz“

Angedacht wurde dieser Entwurf schon im Frühjahr 1995, um Fahrzeuge aus den 50iger Jahren auf der Oberweser zu ersetzen. Doch die Verwaltungsmühlen mahlen langsam und die Akzeptanz für einen etwas teuren „Spatz“ für ein Gewässer mit wenig Berufsschiffahrt war schwer zu bekommen. So dauerte also die Genehmigungsprozedur mit Einwänden da, Änderungen hier, Nachweisen dort, Bedenken sowieso, „nur“ knapp vier Jahre, sodass die Ausschreibung dann Ende 1999 veröffentlicht wurde. Grundlage der Ausschreibung war die Bauvorschrift für den „Normal-Spatz“ sowie ein Schiffsentwurf des damaligen Wasserstraßen-Maschinenamtes, heute Fachstelle für Maschinenwesen Mitte.

Dieses Projekt „Schiffsentwurf mit Linierriss und Gewichtsermittlung“ sicherte die Machbarkeit eines solchen Fahrzeuges ab. Wichtige Machbarkeitskriterien waren also das Befahren des Seichtwasserbereiches mit max. 0,65 m Tiefgang, 2 t Schubkraft für den entsprechenden Schubbetrieb bei strömenden Gewässer sowie Schleppeigenschaften für den Notfall. Zur Ermittlung der optimalen Schiffsform, Absenkung und des Leistungsbedarfs wurde ein Schlepp- und Propulsionsversuch bei der Versuchsanstalt für Binnenschiffahrt e.V. in Duisburg durchgeführt.

Für ein Arbeitsboot, das vorwiegend im Bereich der Oberweser eingesetzt werden soll, waren durch Modellversuche festzustellen:

- Der Widerstand, der Leistungsbedarf und die Geschwindigkeit auf flachem Wasser,
- der Pfahlzug,
- die Vertrimmung,
- die Absenkung,
- die Eignung zum Schieben von Leichtern.

Die Versuche wurden bei ausgewählten Fahrten mit Seitenaufnahmen des Wellenprofils und durch Unterwasseraufnahmen des Hinterschiffs dokumentiert. Die Schiffsbreite von 4 m sowie eine Länge von max. 16 m und der minimale Tiefgang sorgten für einen relativ völligen Schiffskörper (Völligkeitsgrad 0,59) bei ca. 22,5 t Verdrängung.

Der Liniენტwurf der Schiffswerft Barthel stellte sich bei den Schleppversuchen als optimal heraus. Sowohl die Werte für Absenkung und Trimm des Fahrzeugs in der entsprechend wenig wasserführenden Oberweser zur Größe des Bootes ergaben überdurchschnittlich gute Werte.

Bei Flachwasser 1,5 m Absenkung 0,3 m (Linie - ▽ - in Bild 2).

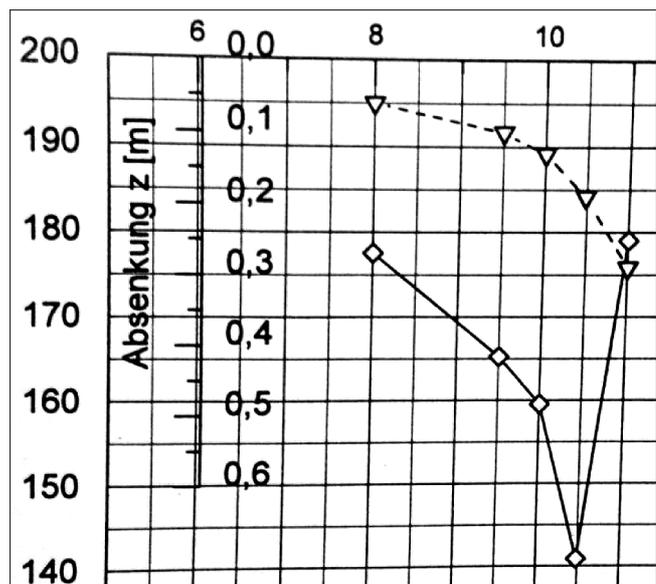


Bild 2: Absenkung bei 1,5 m Wassertiefe

Bei Normalwasser 4,0 m Absenkung 0,2 m (Linie - ▽ - in Bild 3) und Trimm 0,7°.

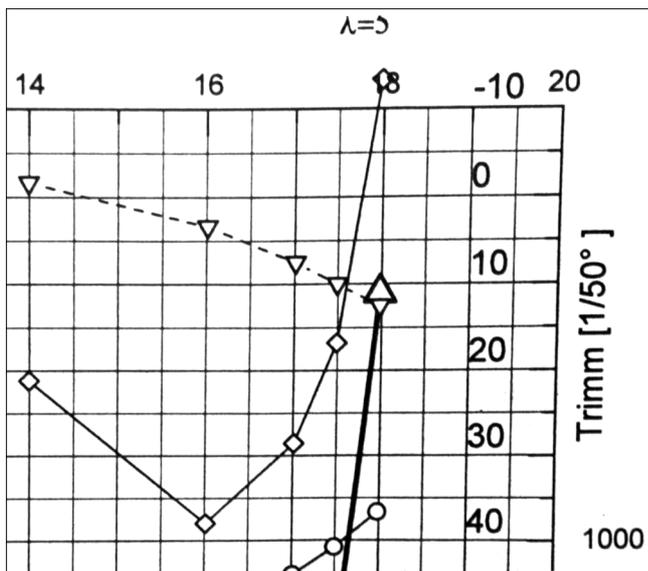


Bild 3: Absenkung bei 4 m Wassertiefe

Diese Werte galten als Maximalwerte, die aber im Normalbetrieb nicht erreicht werden, da die volle Leistung von den Fahrzeugen nur selten abgefordert wird.

Interessant sind hier die Hinterschifflinien bzw. der Propellertunnelbereich, wo die Wasserzuführung zu den Propellern nicht nur von unten, sondern auch von der Seite aus gewährleistet wird, um ein weiteres Absenken des Hinterschiffes zu vermeiden (Bild 4). Die Auslegung der Motorleistung für solch ein Motoraufsichtsboot bzw. Schubboot und Schlepper für das eigentliche Schieben mit entsprechenden Leightern wäre erheblich geringer gewesen, ca. $1 \times 130 \text{ kW}$ wäre bei realistischen Geschwindigkeitsgrößen ausreichend gewesen.

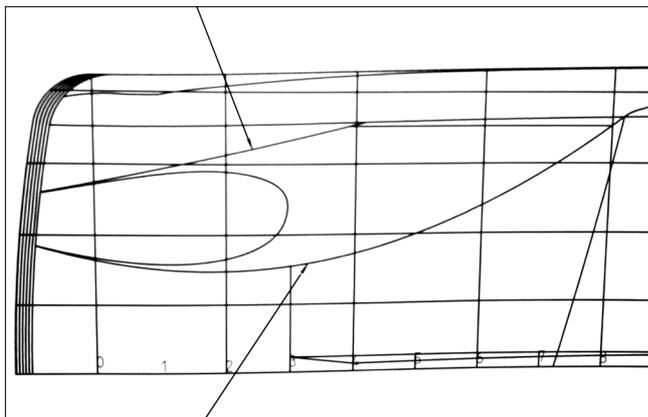


Bild 4: Hinterschifflinien

Da das Fahrzeug aber auch als Schlepper benutzt werden soll, um Havaristen, aufliegende Prahme nach Wasserstandsänderungen freizuschleppen, wurde vom Amt Hann. Münden eine Pfahlzugkraft von 20 kN gefordert.

Anzumerken ist hierbei, dass es auf der Oberweser keine Schleppfahrzeuge gibt, die Schleppboote von Dritten alle wesentlich größere Tiefgänge besitzen und so die Weser zum größten Teile nicht befahren können.

Die Motorleistung je 102 kW bei 2300 U/min wurde daher nach dem Pfahlzug-Versuch ausgewählt. Das heißt, die Pfahlzugleistung stimmt nicht mit der Fahrleistung überein.

Die Aufteilung des Bootes ist gegenüber dem herkömmlichen „Spatz“-Entwurf grundlegend geändert. Durch die Anordnung des Steuerhauses nach vorne und die Küche nach hinten wurde eine gute Übersicht über das Vordeck mit seinen Spannwinden erzielt. Die Motoren wurden unten bzw. mit dem höheren Deck angeordnet, um eine bessere Zugänglichkeit zu erreichen. Für den Schleppsinsatz wurde das Arbeitsdeck ohne Schanz ausgeführt, um den Schleppbaken so tief wie möglich ansetzen zu können. Durch die Gesamtbreite von 4,0 m zu 3,60 m zum normalen „Spatz“ und der völligeren Vorschiffform entstand hier ein großflächiger Vordeckbereich.

Ein weiterer Vorteil dieser Anordnung ist die Vorschiff Luke, die mit einer Leiter direkt den Einstieg in den Storenraum ermöglicht. Die hier zu lagernden Ausrüstungsgegenstände brauchen dadurch nicht mehr durch das Steuerhaus und der Küche in den Lagerraum gebracht werden.

Doch nicht nur im schiffbaulichen Bereich wurden Veränderungen vorgenommen. Die gesamten Tanks für Diesel, Fäkalien, Frisch- und Trinkwasser (separate freistehende Tanks) befinden sich im geräumigen Storenraum (Trimm neutral). Reparaturen an Pumpen, Filtern, Schläuchen etc. können jetzt ohne Aufnehmer irgendwelcher Böden stehend und bequem durchgeführt werden. Diese Anordnung resultiert aus der Betriebserfahrung der herkömmlichen Boote, wo die Reparaturarbeiten an diesen Ausrüstungseinrichtungen die Zugänglichkeit nicht immer einfach ist.

Zur besseren Stromversorgung wurden diese Fahrzeuge mit einem Pandudieselaggregat versehen. Die elektrischen Anlagen wiegen nach Aussage der Herren (Elektriker) so gut wie gar nichts und nachher wundert man sich, dass das Fahrzeug Schlagseite hat. Die gesamten Kabelwege wurden in der Mitte des Fahrzeuges knapp über die Bodenwrangen gelegt, schwerpunktmäßig tief und krängungsneutral.

Aber das Wichtigste am Bau eines solch verhältnismäßig kleinen Schiffes ist, dass die vorher gemachte Gewichtsprognose mit ihren Schwerpunkten beim Bau auch realisierbar wird. Denn eines der Hauptkriterien für diesen Zweischrauber war die Einhaltung eines sehr geringen Tiefganges.

Der Aufbau aus Aluminium war selbstverständlich. Aber wenn Werften solch ein Boot bauen, dann wird verbaut, was vorhanden ist. Doch hier wurde von der FMW der Einbau von Gewichten stetig überprüft. Der Stahlrumpf wurde nach Fertigstellung mit zwei Zugmessern gewogen und der Längenschwerpunkt daraus errechnet. Jedes größere einzubauende Teil ging nur über eine Waage auf das Fahrzeug. Diese Gewichtsberechnungen verfolgen den Bau des Fahrzeugs. So konnte jederzeit auf Gewichtsveränderungen entsprechend reagiert werden, sodass das eine oder andere Teil einen anderen Standort auf dem Schiff bekam. Winden, Tanks, Hilfsaggregat, Hydraulikanlagen, Batteriesätze, E-Verteilung, Pumpen, Innenausbau, waren hier die sog. verschiebbaren Gewichte, um das Boot optimal auszutrimmen.

Am Ende kam ein Fahrzeug heraus, das betriebsfertig bei vollen Vorräten einen Tiefgang von nicht ganz 63 cm besaß. Der Bootstrimm (achterlastig) betrug liegend 5 cm. In Fahrt wurde hier mit die Kopflastigkeit beim Fahren bis 15 km/h reduziert, sodass dieses Fahrzeug bei Dienstgeschwindigkeit fast gleichlastig im Wasser liegt. Nicht ein Gramm Ballast brauchte zu irgendeiner Gewichtskorrektur eingebaut werden. Was außer die Einhaltung des Tiefganges bei gleichlastigem Fahrzeug wurde bei der Erprobung noch erreicht.

Pfahlzug 20,50 kN, Geschwindigkeit: 17,5 km/h/2350 U/min, Baukosten: 394.000 EURO

Das Typschiff „Spatz“ ist ja nur der eine Teil des Gesamtkonzeptes. Der zweite Part besteht aus einem entsprechenden Prahm für die jeweiligen Arbeiten. Rampen, Kräne, Stelzen, Stromerzeuger, Spezialwinden etc. gehören zum Standard und meistens auch schon mehrfach kombiniert. Diese Prahme nennt man auch Mehrzweckprahme oder auch Vorsatzprahm. Diese Kombinationen sind jetzt schon dabei, die überregional eingesetzten Schwimmgreifer teilweise die Arbeit wegzunehmen. Denn diese Fahrzeuge werden direkt vom ABz aus eingesetzt, d. h., eine Planung, wann das größere Gerät kommt, entfällt.

Benutzt werden diese Prahme für fast alle anfallenden Arbeiten im und am Gewässerbett. Zum Auslegen von Seezeichen, Bodenaushub für Poller und feststehende Seezeichen, Ausholarbeiten, Reparaturen von Bühnen mit Schüttsteinen usw.



Bild 5: Stelzen bzw. Ankerpfähle

Ein wichtiger Fortschritt für das Arbeiten auf dem Wasser ist der Einbau von Stelzen bzw. Ankerpfählen (Bild 5). Die Aufgabe dieser Rechteckpfähle ist es, den gesamten Verband (Motorboot und Prahm) im fließenden Wasser auf Position zu halten. Mit Überdruckventile geregelt, geben hierbei die Pfähle bei jeder Schiffsbewegung nach (z.B. Kranarbeiten). Durch eine an der Stelze befestigten Zahnstange wird mit einem Ritzel die Stelze hoch und runter bewegt. Angetrieben wird die Welle durch einen Hydraulikmotor. Die Kosten für solch eine Pfahleinrichtung belaufen sich auf ca. 25.000 EURO.



Bild 6: Das gesamte System „Spatz“

Zum Abschluss noch einmal das gesamte System „Spatz“ (Bild 6), mit dem an der Oberweser die Arbeiten der WSV jetzt durchgeführt werden.

Antifouling (TBT-Alternativen)

DIPL.-ING. WILFRIED GERMER, BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU, DIENSTSTELLE HAMBURG,
REFERAT WASSERFAHRZEUGE

Mit diesem Vortrag sollen Ihnen die bewuchshemmenden Außenbeschichtungen auf Außenhautflächen und Anhängen von Seeschiffen etwas näher gebracht werden. Da für Sie als Anwender die Praxis im Vordergrund steht, möchte ich dieses in erster Linie durch einen Gedankenaustausch mit Ihnen erreichen, denn Sie vor Ort haben Ihre eigenen Erfahrungen mit den verschiedenen, allgemein als ANTIFOULING bekannten Beschichtungen gesammelt.

Fouling ist der Bewuchs von Schiffen im Unterwasserbereich mit den verschiedenen Meeresorganismen, wie zum Beispiel Muscheln, Pocken und Seetang. Fouling erhöht den Widerstand der Schiffe beträchtlich, was schon im Altertum als Problem erkannt wurde. Schon damals wurden daher die geteerten Holzboote mit Kupfer- und Bleiplatten gegen Fouling geschützt. In der modernen Schifffahrt bewirkt der Bewuchs einen merklich höheren Treibstoffverbrauch, der sich natürlich nicht nur auf die Kosten sondern auch auf die Umwelt negativ auswirkt. Wegen der hohen Materialkosten für die Kupferbeplattungen und der Materialunverträglichkeit von Eisen und Kupfer mussten wirtschaftlichere Alternativlösungen gefunden werden. Nach umfangreichen Forschungen und Versuchen mit allen möglichen Stoffen setzte sich letztendlich der Farbanstrich durch, dem zunächst als Gift gegen Fouling Kupferverbindungen beigemischt wurden. Nach dem zweiten Weltkrieg wurden dann Organozinn-Farben entwickelt, deren bekanntester Vertreter das **Tributylzinn**, abgekürzt **TBT** für das englische Tributyltin, ist.

Diese Beschichtungen mit den TBT-Wirkstoffen lösen sich gleichmäßig im Wasser langsam auf und halten auf Grund ihrer Giftigkeit wirksam Meeresorganismen vom Schiff ab. Es handelt sich hierbei um die sogenannten selbstpolierenden Antifouling (self-polishing coatings, abgekürzt SPC's). Wie wohl inzwischen allgemein bekannt ist, schützt das TBT nicht nur gegen Bewuchs. Es schädigt bereits in äußerst niedrigen Konzentrationen die Meeresorganismen bis hin zu den Fischen und greift somit direkt auch in die menschliche Nahrungskette ein. Diese Auswirkungen haben dazu geführt, dass TBT-haltige Beschichtungen bereits seit 1989 in Deutschland auf Schiffen bis 25 m Länge verboten sind. Ab 2003 wird international die Anwendung TBT-haltiger Schiffsfarben bei Neuanstrichen verboten. Ab 2008 sind dann die Anstriche total verboten, sodass auch TBT-haltige Restbeschichtungen entfernt werden müssen. Dieses zukünftig weltweite Verbot von TBT-haltigen Beschichtungsstoffen hat zur Folge, dass andere, mög-

lichst gleichwertige und umweltverträgliche Ersatzstoffe entwickelt werden müssen.

Zu diesen Ersatzstoffen zählen auch wieder die kupferhaltigen Anstriche, deren geringere Wirkung gegenüber TBT durch einen höheren Kupferanteil ausgeglichen wird. Da es sich bei Kupfer aber ebenfalls um ein giftiges Schwermetall handelt, werden bereits die Auswirkungen auf die Ökosysteme untersucht. Es ist also eine Frage der Zeit, wann grundsätzlich alle schwer biologisch abbaubaren Gifte in Beschichtungssystemen verboten werden. Aus diesem Grund werden jetzt vorrangig biozidfreie Antifoulingbeschichtungen entwickelt und in praktischen Versuchen auf ihre Wirksamkeit hin untersucht.

In der Tabelle 1 habe ich einmal die verschiedenen Antifoulingbeschichtungen gegenübergestellt. Hierbei habe ich biozidhaltige und biozidfreie Beschichtungen unterschieden.

Wie unterschiedlich die einzelnen biozidfreien Beschichtungsstoffe wirken, zeigt Bild 1 der ATAIR, die vom BSH für Testbeschichtungen verschiedener Farbhersteller zur Verfügung gestellt wurde. Kupferhaltige Antifouling wurden bereits nicht mehr getestet. Die Versuche wurden wissenschaftlich von Dr. Watermann von der Fa. LimnoMar begleitet. Ganz besonders auffällig ist der unterschiedliche Bewuchs auf der Land- und Wasserseite des Schiffes durch den unterschiedlichen Lichteinfall.

Folgende Teststreifen wurden nach sorgfältiger Entfernung der TBT-haltigen Antifoulingbeschichtung aufgebracht:

Teststreifen 1: Mikrofaser, Faserlänge 0,5 mm
Teststreifen 2: Mikrofaser, Faserlänge 1,0 mm
Teststreifen 3, 5, 6 und 7: lösemittelhaltige Beschichtungen
Teststreifen 4: wasserbasierende Beschichtung

Die Hersteller der Teststreifen 1 + 2 sowie der Streifen 4 + 5 sind jeweils die gleichen.

Zu beachten ist auch, dass zwischen dem wasserbasierenden Teststreifen 4 und dem Lösemittelhaltigen Teststreifen 5 kaum ein Unterschied in der Wirkung zu erkennen ist.

Produkt Eigenschaften	Biozidhaltige Beschichtungen				Biozidfreie Beschichtungen			
	TBT (Tributylzinn)	Kupferhaltige Beschichtungs- stoffe	Beschichtungs- stoffe auf Basis nur organischer Biozide	Silikon- Beschichtung (LSE-Farben)	Selbstpolierende Beschichtungs- stoffe	Biologische Beschichtungs- stoffe	Mikrofaser- Beschichtungen	Elektrisch leitende Beschichtungen
Besonderheit	Giffige Organozinn- verbindung	TBT-frei, jedoch nicht biozidfrei	TBT-frei, jedoch nicht biozidfrei	TBT- und biozidfrei	TBT- und biozidfrei	Natürliche Wirk- stoffe, die Orga- nismen absto- ßen aber nicht töten		
Wirksam durch	Selbstpolierung: Durch chemi- sche Reaktion im Seewasser wird das TBT ständig freige- setzt. Das was- serlösliche Bin- demittel wird durch die Fahrt durch das Was- ser abgewa- schen (poliert)	Selbstpolierung: Durch chemi- sche Reaktion im Seewasser wird das Kupfer ständig freige- setzt. Das was- serlösliche Bin- demittel wird durch die Fahrt durch das Was- ser abgewa- schen (poliert)	Selbstpolierung: Die organischen Gifte werden durch Selbst- polierung freige- setzt	Extrem glatte Oberfläche (Antihaftebe- schichtung). Durch die sehr glatte Oberflä- che kann sich der Bewuchs nicht halten. Das Ablösen (Polie- ren) erfolgt durch die Fahrt durch das Was- ser (Wirkung ist geschwindig- keitsabhängig)	Selbstpolierung: Der Beschich- tungsstoff poliert sich durch das ständige Freige- ben seiner Mo- leküle selbst	Verwendung von natürlichen Organismen. Die in der Natur vorkommenden Abwehrstoffe (Wirkstoffe u.a. Bakterien) wer- den labormäßig gezüchtet	Robbenpelzarti- ge Faserbe- schichtung (L = 1 mm, ca. 500 Fasern/ cm ²) an der sich die Organismen nicht festsetzen können	Chlor-Ionen- schicht, die durch einen elektro-chemi- schen Prozess auf der Außen- haut erzeugt wird
Bewuchshemmung	Hohe Wirksam- keit	Hohe Wirksam- keit durch erhöhten Kupferanteil	Hohe Wirksam- keit	Hohe Wirksam- keit	Wirksamkeit gegenüber TBT- bzw. Kupfer- haltigen Beschichtungen: Makroalgen wenig Seepocken gleich	Noch keine Aussage. Feld- versuche sind angelaufen	Gute Bewäh- rung bei Versu- chen mit Platten. Versuchsergeb- nisse an Schif- fen liegen mit Teiflächen vor	Hohe Wirksam- keit

Tabelle 1: Gegenüberstellung von Antifouling

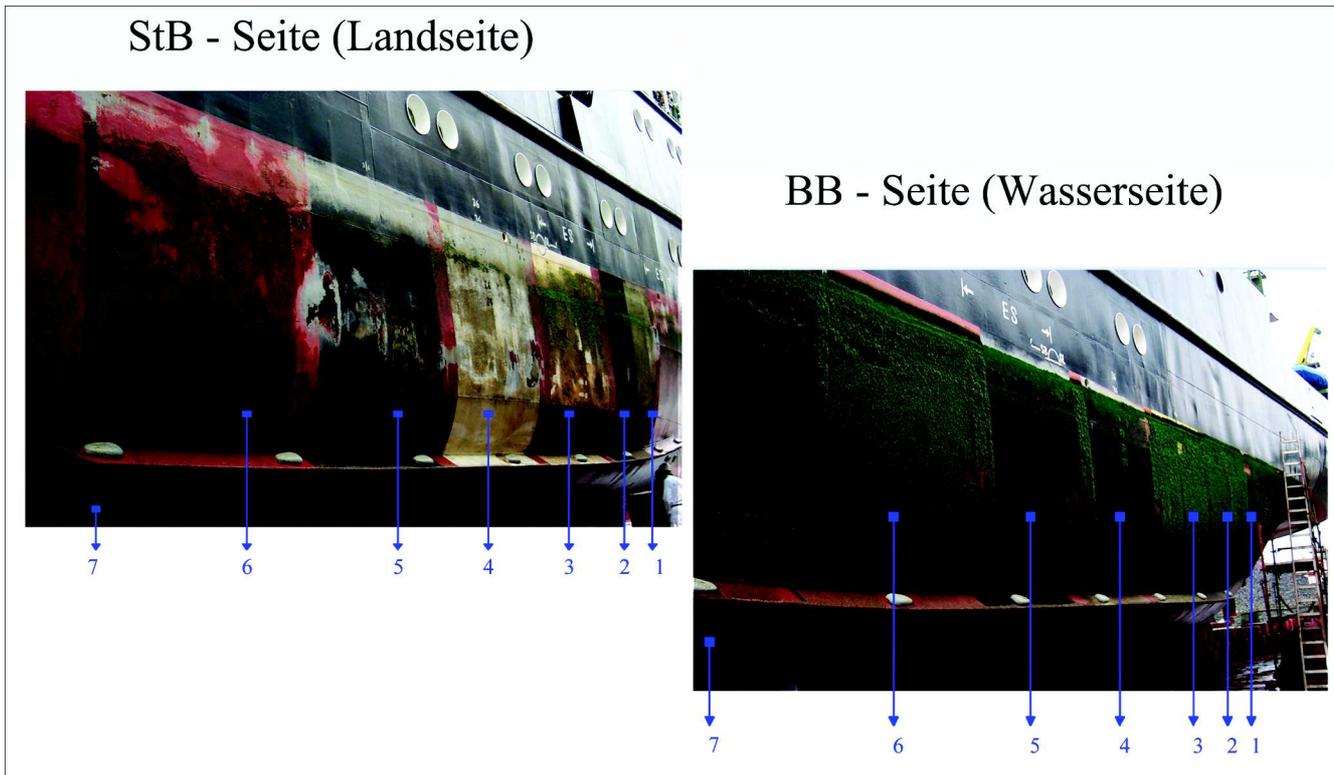


Bild 1: Testbeschichtungen verschiedener Farbhersteller auf ATAIR

Eine hundertprozentige Alternative zu den Organozinnverbindungen konnte bisher noch nicht gefunden werden und es wird wohl noch einige Zeit vergehen, bis eine gefunden wird.

Da die Einsatzprofile der Verwaltungsfahrzeuge zwischen Fahrt- und Liegezeiten im Großen und Ganzen wohl als gleich angesehen werden können, lassen sich die Ergebnisse der ATAIR wohl ganz gut auf die anderen Verwaltungsfahrzeuge übertragen.

Wegen der nahezu gleichen Einsatzprofile sollte ein reger Erfahrungsaustausch mit anderen Verwaltungen, wie der Wasserschutzpolizei, dem Zoll, dem Bundesgrenzschutz und den Wasser- und Schifffahrtsämtern angestrebt werden.

Nur so können für die Fahrzeuge mit ihren eigenen Einsatzbereichen und Einsatzprofilen die jeweils optimalen Antifoulingbeschichtungen herausgefunden werden.

Umweltverträgliche Schmierstoffe und Hydrauliköle

DIPL.-ING. MARTEN CHRISTIANSEN, BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU, DIENSTSTELLE HAMBURG, REFERAT WASSERFAHRZEUGE

Auf Behördenschiffen, die von der BAW, Referat K4, projektiert wurden, werden seit Anfang der 90er Jahre verstärkt umweltfreundliche Betriebsstoffe eingesetzt. Anlass war die politische Vorgabe, bei der Beschaffung von Schiffen die Anwendung von umweltfreundlichen Betriebsstoffen zu forcieren.

Diese Forderung wurde entsprechend dem Stand der Technik und unter Abwägung der Praktikabilität der Erstellung und des Betriebes der Anlagen umgesetzt. Der prinzipiellen technischen Machbarkeit stand anfänglich häufig die mangelnde praktische Erfahrung der Maschinenhersteller aber auch die Vorbehalte der Betreiber, in den Punkten Betriebssicherheit und Wirtschaftlichkeit, entgegen.

Diese Vorbehalte hatten Ihre Berechtigung durch die undifferenziert bekannt gewordenen Probleme mit den "Bioölen". Ursachen für die technischen Probleme sind überwiegend in den nicht verfügbaren oder bekannten Informationen zur Verwendung dieser neuen Betriebsmittel zu suchen. Es fehlten praktische Erfahrungen und verbindliche technische Vorgaben durch die Norm, die Betriebsmittelhersteller sowie die Komponentenhersteller. Heute bekannte Schadensursachen wurden aus Unkenntnis nicht ausgeschlossen. Es wurden unverträgliche Betriebsstoffe vermischt oder die Verträglichkeit von Materialien, wie Kunststoffbauteile und Farben, nicht hinterfragt. Das Referat Wasserfahrzeuge der BAW hat bei seinen Projekten frühzeitig konsequent auf die Verwendung von synthetischen Estern gesetzt.

Beweggrund war die subjektive Erkenntnis, dass der Einsatz der synthetischen Ester die geforderte höhere Umweltverträglichkeit erfüllt aber nicht zwingend ein größeres Ausfall- oder Zerstörungsrisiko provoziert. Auch ohne wissenschaftlich strukturierte Analyse der Betriebserfahrungen mit synthetischen Estern kann prinzipiell ein unproblematischer Betrieb bestätigt werden. Weniger fassbar sind dagegen die Kosten der mit synthetischen Estern betriebenen Anlagen. Offensichtlich sind lediglich die höheren Erstinvestitionen. Eventuelle Kostenvorteile durch z. B. höhere Standzeiten und breitere Anwendungsbereiche wären noch nachzuweisen.

Die positiven Betriebserfahrungen und der zunehmend routinierte Umgang der Systemhersteller mit den synthetischen Estern hat, in den von der BAW projektierten Schiffsneubauten, zu einem ständig anwachsenden Anteil dieser umweltfreundlichen Betriebsstoffe geführt.

Anfänglich wurden die umweltfreundlichen Betriebsstoffe überwiegend in hydraulischen Anlagen eingesetzt. Zunehmend werden die umweltfreundlichen Öle als Schmieröl in Decksmaschinen und Querstrahlanlagen verwendet. Im Bereich der Stevenrohrwellen werden zum Teil Polyglykole eingesetzt.

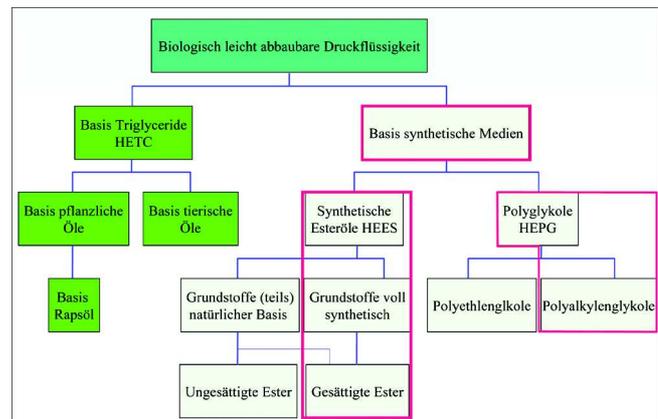


Bild 1: Umweltfreundliche Betriebsstoffe

Aus Bild 1 wird die Vielfalt der auf dem Markt befindlichen umweltfreundlichen Betriebsstoffe deutlich. Die Öle auf der Basis Triglyceride (HETC) haben den Vorteil, dass sie aus erneuerbaren Rohstoffquellen (pflanzlichem Ölen oder tierischen Fetten) gewonnen werden können. Schwachpunkt bei diesen Ölen ist die technische Leistungsfähigkeit. Bei vergleichbarer oder höherer technischer Leistungsfähigkeit stellen die synthetischen Ester (HEES) die interessanteste Alternative, zu den konventionellen Ölen, dar.

Exemplarisches Beispiele für die Anwendung sind das Fischereischutzboot SEEADLER, Baujahr 2000 (Bild 2), oder die zurzeit im Bau befindlichen Schiffe für den Bundesgrenzschutz (Bild 3).

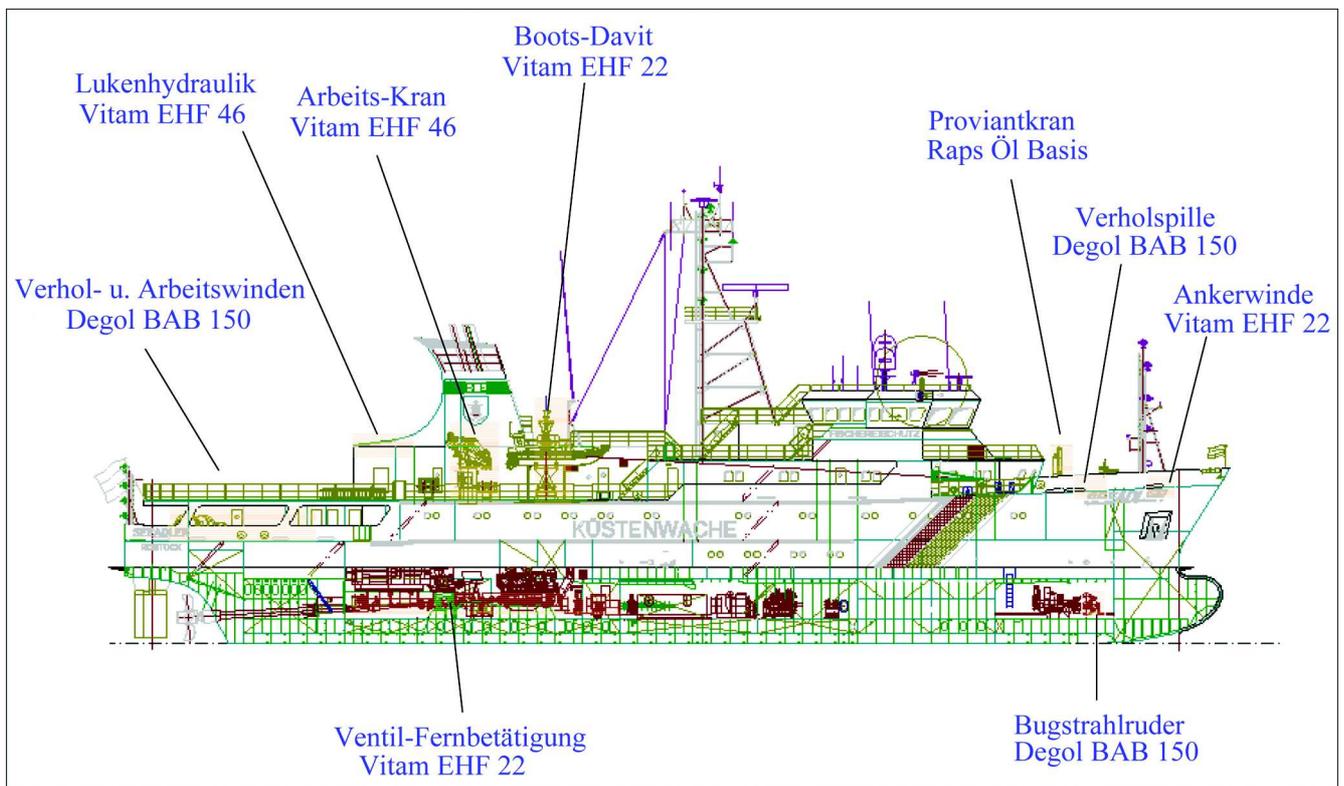


Bild 2: Fischereischutzboot SEEADLER

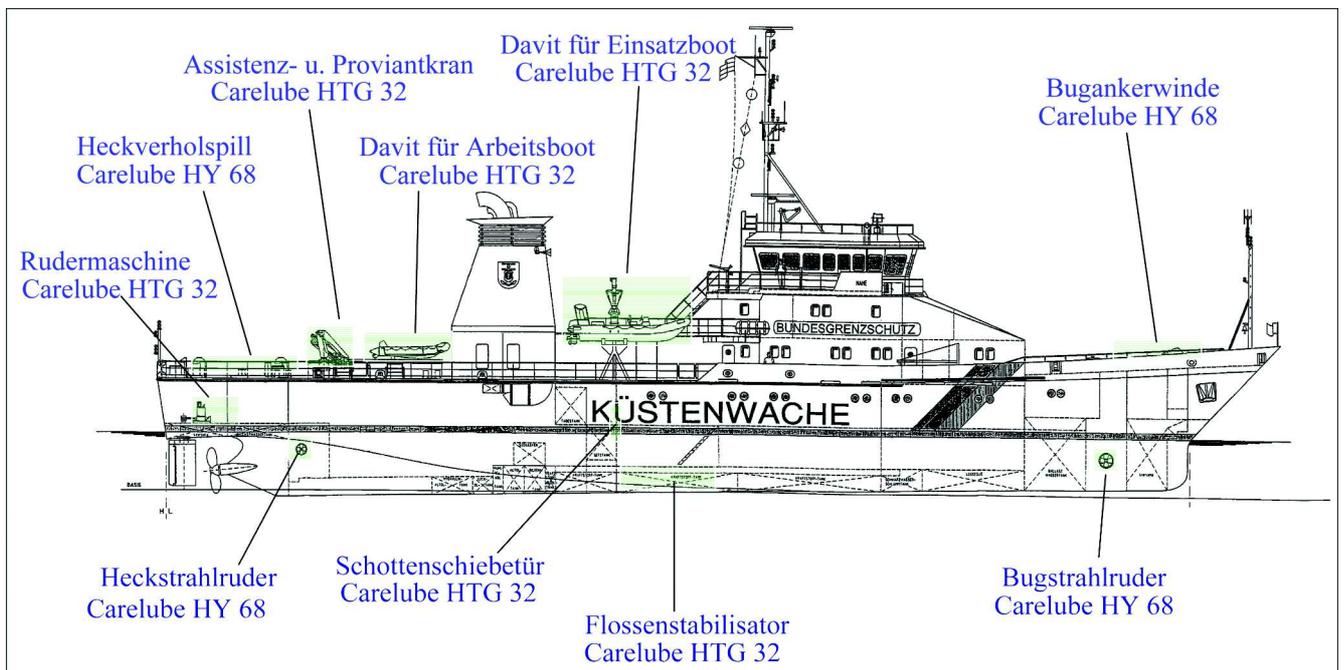


Bild 3: Bundesgrenzschutz-Patrouillenboot

Fächerlot- und Sonarsysteme

DIPL.-ING. KLAUS HOFFMANN, BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU, DIENSTSTELLE HAMBURG,
REFERAT WASSERFAHRZEUGE

Der Vortrag soll einen kurzen Überblick über Fächerlote und Sonare geben, ohne dabei zu tief in die Eigenschaften der Systeme einzugehen.

Worin unterscheiden sich die Fächerlote und Sonare von den normalen Vertikalloten?

Während das Vertikallot senkrecht nach unten lotet und somit die Wassertiefe unter dem Schiff misst, arbeitet ein Fächerlot - wie der Name schon sagt - fächerförmig unter dem Schiff, und zwar querschiffs (Bild 1a).

Ein Sonar arbeitet normalerweise in horizontaler Richtung (man nennt es daher auch Horizontallot). Man unterscheidet zwischen dem klassischen Voraussonar (Bild 1b) und dem Seitensichtsonar, besser bekannt als Side-Scan-Sonar (Bild 1c).

des Bundesamtes für Seeschifffahrt und Hydrographie (BSH).

Es soll noch kurz erläutert werden, inwieweit die **Schiffsbewegungen** in das Messergebnis eingehen:

Beim Fächerlot ist es notwendig, die Schiffsbewegungen zu erfassen und möglichst online auszugleichen.

Zuerst das **Rollen** (Bild 3a): Hier sieht man deutlich, dass mit dem Rollen erhebliche Fehler entstehen können. Es werden die Orte der Einzelbeams verfälscht aber auch die Messwerte für die Wassertiefe. Besonders gravierend treten die Fehler an den äußeren Beams auf. Auch beim **Stampfen** (Bild 3b) können ähnliche Fehler auftreten, allerdings mit geringerer Auswirkung. Darüber hinaus treten auch beim **Gieren** (Bild 3c) Fehler auf,

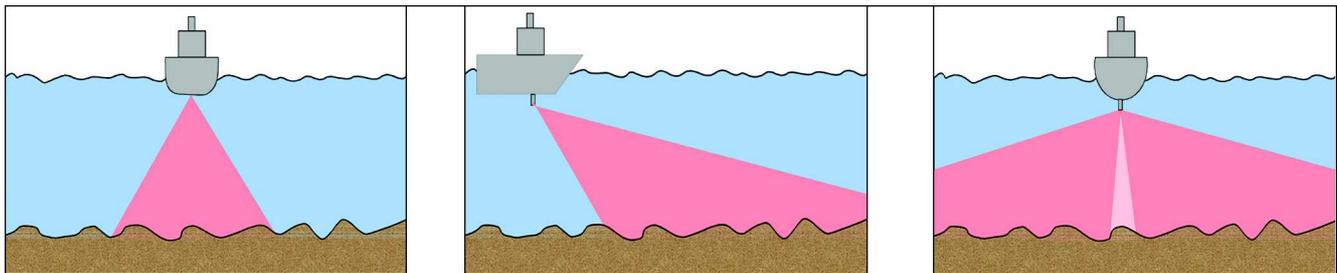


Bild 1: a: Fächerlot, b: Voraus-Sonar, c: Side-Scan-Sonar

Die Arbeitsweisen dieser Lote werden im Folgenden erläutert:

A Fächerlote

Das Fächerlot hat einen bestimmten Öffnungswinkel quer zum Schiff. Dieser Winkel bestimmt auch die Breite des erfassten Meeres- oder Flussbodens, und zwar in Abhängigkeit der Wassertiefe unter dem Schwinger. Innerhalb dieses Fächers hat das Fächerlot eine gewisse Anzahl von Einzelstrahlen (Beams genannt). Die Anzahl der Beams ist auch ein Maß der Auflösung in der Breite.

In Tabelle 1 ist zusammengefasst, welche Fächerlote im Laufe der Jahre auf deutschen Schiffen eingebaut wurden. Man sieht hieran auch die Entwicklung der Leistungsfähigkeit dieser Systeme, die mit dem Fortschritt in der Rechnertechnik auch ständig gewachsen ist. Bild 2 zeigt den Hydrosweep-Schwinger des VWFS „WEGA“

wie man aus dieser einfachen Skizze erkennen kann. Um diese Fehler korrigieren zu können, benutzt man für die ersten beiden Effekte (Rollen und Stampfen) einen Bewegungssensor. Dieser Sensor misst die Bewegungen in allen drei Ebenen mit drei Beschleunigungsaufnehmern. Diese Werte werden dem Fächerlot zugeführt und dort online zur Korrektur benutzt. Um das Gieren zu korrigieren muss auch ein Kreisel angeschlossen werden.

Die dritte Ebene ist noch gar nicht erwähnt. Es ist der **Hub**. Durch die Wellenbewegung verfälscht natürlich auch der Hub die Messwerte, wie auch beim bekannten Vertikallot.

Ein weiterer wichtiger Parameter ist die **Wasserschallgeschwindigkeit**, und zwar nicht nur der Mittelwert der Wassersäule – diesen benötigt man ja auch beim Vertikallot – sondern maßgeblich ist das sogenannte Wasserschallgeschwindigkeitsprofil, d. h. die Änderungen der Wasserschallgeschwindigkeit mit der Wassertiefe. Die-

Fächerlotsystem	Schiff	eingebaut im Jahre	Fächer- öffnungswinkel	Anzahl der Beams	Bedeckung Breite / Tiefe	Beispiele	
						Tiefe Meter	Fächerbreite Meter
SeaBeam 12 kHz	Polarstern	1982	43°		0,8	1000 5000	800 4000
Hydrosweep DS 20 kHz	Meteor	1986	90°	59	2	1000 5000	2000 10000
Hydrosweep MD 50 kHz	Wega	1990	152°	63	8 (6)	20	160 (120)
	Deneb	1994				50	400 (300)
Fansweep 20 100 / 200 kHz	Komet	1998	161°	1440	12 (6)	20	240 (120)
						50	600 (300)
EM 3000 300 kHz	Einzel- Transducer		120°	127	3,5	20	70
						50	175
EM 3000 300 kHz	Wega	2000	2x120°	254	12 (6)	20	240 (120)
						50	600 (300)
EM 12 12 kHz	Sonne	2001	150°	191	7,5	2000	12000
						5000	30000

Tabelle 1: Übersicht der eingebauten Fächerlote



Bild 2: Hydrosweep-Schwinger des VWFS „WEGA“

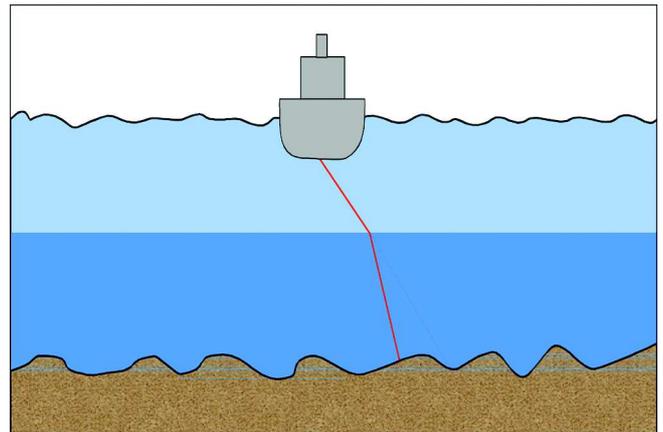


Bild 4: Schallbrechung

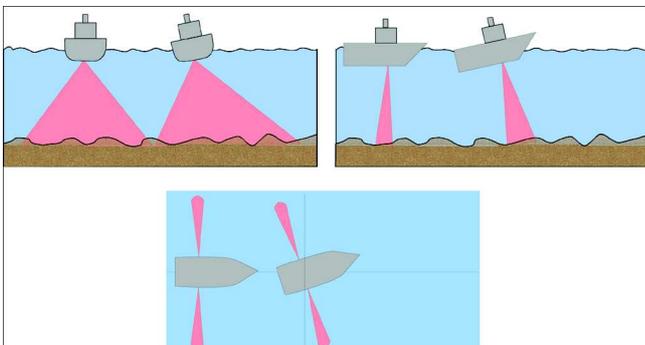


Bild 3: Einfluss der Schiffsbewegungen auf das Messergebnis

se Änderungen entstehen z. B. durch Veränderungen der Temperatur, durch Temperaturschichten oder Sprungschichten im Salzgehalt.

Auch ist der Wert der Schallgeschwindigkeit am Ort des Schwingers wichtig. Daher wird oft eine Sonde fest am Schiffsboden eingebaut, die dann das sogenannte c-Kiel ständig misst. Das Profil wird mit einer c-Messsonde (z. B. eine CTD-Sonde) in Abhängigkeit von der Wassertiefe gemessen und die Werte in das Fächerlotsystem eingespeist (Bild 4).

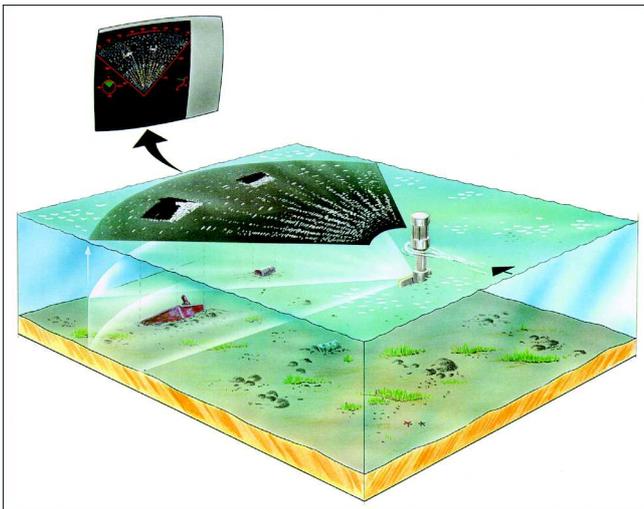


Bild 5: Arbeitsweise Sonar

Ein Wrack am Meeresboden ist sehr schwer auszumachen, da auch vom Meeresboden viele Echos zurückkommen und ein echtes Ziel daher vom Rauschen dieser Bodenechos nur schwer zu unterscheiden ist.

Erst mit dem Einsatz eines modifizierten Minenjagdsonars konnten hier erhebliche Verbesserungen erzielt werden.

In Bild 5 erkennt man vereinfacht die Arbeitsweise: Ähnlich wie beim Fächerlot kann hier ein Ziel mit vielen Einzelbeams gut aufgelöst werden.

In der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung und beim BSH existieren heute jeweils zwei dieser Sonare mit der Typenbezeichnung OSS 11 Z (**Objekt Such Sonar**). Die WSV hat auf den Schiffen „SCHARHÖRN“ und „NEUWERK“, das BSH auf „DENEBO“ und „KOMET“ jeweils eines dieser Systeme. Dieses Sonar hat den wesentlichen Vorteil, dass es ähnlich wie ein Fächerlot in der Horizontalen mit einem Erfassungswinkel von 90 Grad 127 Einzelbeams aufweist und somit ein Objekt nicht nur entdecken sondern auch klassifizieren kann. (Bild 6 und Bild 7)

B Sonare

Sonare, die im zivilen Bereich eingesetzt werden, kommen ursprünglich aus der Fischerei. Sie dienen dort der Ortung von Fischschwärmen. Das Fischereisonar hat einen Schwinger zumeist in einer Kunststoffkugel eingehüllt und wird mittels eines Ausfahrgerätes etwa 1 m unter den Schiffsrumpf herausgefahren. Der Schwinger kann in der horizontalen Richtung gedreht und in der vertikalen Richtung geneigt werden. Da diese Schwinger einen relativ großen Öffnungswinkel haben (allerdings ohne Auffächerung in Einzelbeams), ist die Erfassung eines Zieles und die Identifizierung nur schwer möglich. Ein Fischschwarm in der Wassersäule ist gut zu sehen (und zu hören).

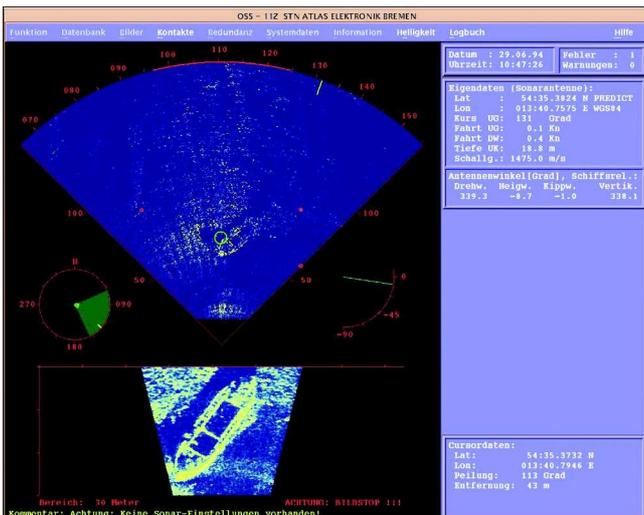


Bild 6 und 7: Darstellung eines Wracks und der Heckklappe von „Jan Heweliusz“

Als letztes spezielles Echolot soll noch das **Side-Scan-Sonar** erwähnt werden. Ursprünglich wurde dies – und wird es auch heute noch – als ein Schleppkörper hinter dem Schiff hergezogen. Der Schleppkörper ist ein zylindrischer Körper von ca. 10 cm Durchmesser und etwa 1 m Länge. Er hat beidseitig Schwinger mit großem vertikalen und sehr schmalen horizontalen Öffnungswinkel (Bild 8).

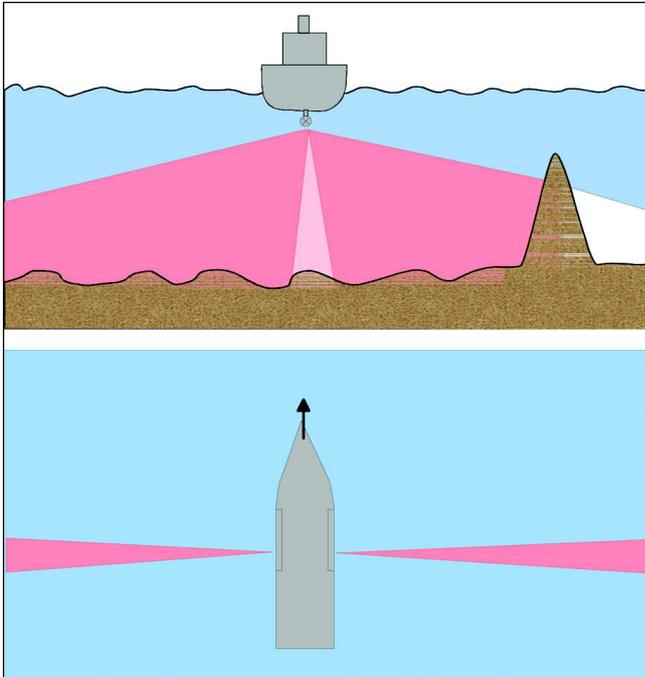


Bild 8: Side-Scan-Sonar

Bei diesem System wird das Bild aus den einzelnen schmalen Beams, auf Papier oder Bildschirm mit der Schiffs-Vorwärtsbewegung zusammengesetzt. Man kann dann Objekte, wie z. B. Wracks, am Meeresboden als Echo und am Schattenbild erkennen und identifizieren.

Wegen der umständlichen Handhabung beim Schleppen sind die BSH Schiffe erstmalig mit einem fest eingebauten - also nicht geschlepptem – SSS ausgerüstet worden. Der Schleppkörper wird dabei ähnlich wie ein Sonar, etwa 1 m unter dem Schiffsboden herausgefahren. Da das SSS „davon lebt“, dass der Fisch dicht über dem Meeresboden geschleppt wird, ist der Einsatzbereich bei fest eingebautem Schleppkörper auf relativ geringe Wassertiefen (bis ca. 30...50 m) begrenzt.

Das OSS 11Z hat übrigens auch die Möglichkeit, Side-Scan-Aufnahmen zu machen, indem die Antenne parallel zur Fahrtrichtung des Schiffes ausgerichtet wird und dann genau wie beim SSS das Objekt beim Vorbeifahren auf dem Bildschirm zusammengesetzt wird.

Einsatz von AIS/VDR an Bord

BDIR DIPL.-ING. RALF-DIETER PREUß, BUNDESAMT FÜR SEESCHIFFFAHRT UND HYDROGRAPHIE, HAMBURG

AIS – das weltweite „shipborne Automatic Identification System“

Die AIS-Idee

Mit dem *Universal Shipborne Automatic Identification System (AIS)*, wie das geplante weltweite Radiotranspondersystem bei der *International Maritime Organisation (IMO)* genannt wird, erhalten alle Schiffe, die mit einem Radiotransponder ausgerüstet sind, von allen anderen ausgerüsteten Schiffen Informationen über das Schiff und seine aktuellen Fahrdaten. (Bild 1)

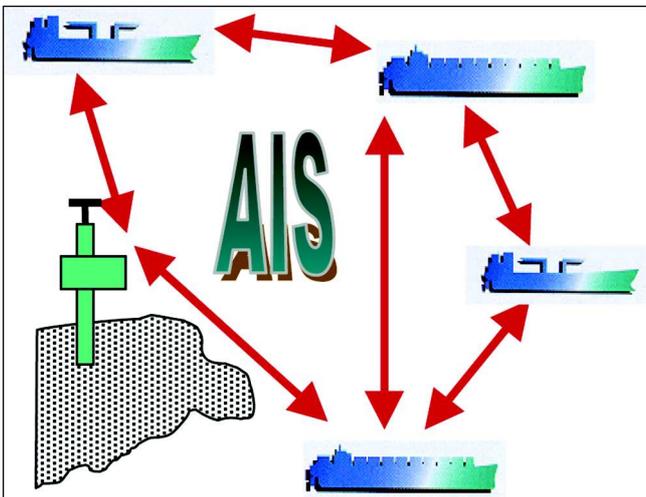


Bild 1: Radiotranspondersystem AIS

Es handelt sich konkret u.a. um die Identität des Schiffs, seine exakte Position, seinen Kurs, seine Geschwindigkeit, seine Vorausrichtung und Drehrate. Jedes Schiff sendet diese Informationen zyklisch und automatisch „an alle“ (Broadcast-Verfahren).

Der Datenaustausch erfolgt über ein selbstorganisierendes Datenfunkverfahren (SOTDMA) im UKW-Seefunkband.

Die vom AIS gelieferten Daten können in die bordeigenen Navigationssysteme – insbesondere RADAR und ECDIS – integriert und so dem Bordpersonal zugänglich gemacht werden.

Daher ist AIS an Bord ausgerüsteter Schiffe ein elegantes Mittel zur Unterstützung der Kollisionsverhütung und kann das Bordradar wirkungsvoll ergänzen.

Fügt man zu den zyklisch übertragenen dynamischen Daten noch weitere schiffs- oder reise-bezogene Informationen hinzu, dann ist AIS auch ein ideales Verkehrserfassungsmittel für Verkehrssicherungs- und Schiffsmeldesysteme.

Der Stand der Einführung

Für die weltweite Einführung des AIS als Pflichtausrüstung in 2002 sind die Voraussetzungen geschaffen worden:

- AIS ist als Gegenstand einer SOLAS-Pflichtausrüstung ab 1. Juli 2002 für Schiffsneubauten ab 300BRZ aufwärts und für Fahrgastschiffe in der Neufassung des SOLAS-Kapitels 5 verankert. Die Nachrüstung bestehender Schiffe erfolgt abgestuft bis 1. Juli 2008.
- Eine IMO-Leistungsnorm für AIS ist verabschiedet (MSC.74(69) Annex 3).
- Für das AIS-Funkprotokoll verabschiedete die ITU-R einen entsprechenden Standard. (ITU-R M.1371); zwei exklusive UKW-Seefunkfrequenzen sind weltweit für AIS reserviert.
- Bei der IEC ist ein Prüfstandard für AIS-Bordgeräte (IEC 61993-2 CDV) Anfang 2002 angenommen worden.
- Die IMO hat eine Richtlinie über die Darstellung von AIS-Daten verabschiedet; weitere Untersuchungen über die ergonomisch günstige Darstellung von AIS-Informationen auf den verschiedenen Anzeigegeräten der Schiffsbrücke laufen (maßgeblich durch BMVBW).

Zur Umsetzung der Pflichtausrüstung ist die rechtzeitige Verfügbarkeit zugelassener Geräte erforderlich. Das BSH hat gemeinsam mit FVT und WSD-Nord AIS-Erprobungen vorgenommen mit folgenden Zielen:

- Vorbereitung zukünftiger AIS-Baumusterprüfungen durch rechtzeitige Entwicklung von Prüfverfahren zeitgleich mit der Standardisierung in der IEC.
- Beurteilung der funktionalen Konformität der Bordgeräte im Interesse eines reibungslosen Übergangs in ein Baumusterprüfverfahren.
- Einbringung von Erkenntnissen aus dem Konformitätstest in die Standardisierung bei IEC und ITU.
- Gewinnung von Planungsdaten für die zukünftige Anwendung von AIS in der WSV.

Momentan laufen beim BSH die förmlichen Zulassungsverfahren für Bordgeräte mit Hochdruck.

Verarbeitung von AIS Informationen an Bord

Mit dem AIS erhalten alle Schiffe, die mit einem solchen Gerät ausgerüstet sind, von allen anderen ausgerüsteten Schiffen Informationen über das Schiff und seine aktuellen Fahrdaten wie:

- die Identität des Schiffs,
- seine exakte Position,
- seinen Kurs und Geschwindigkeit,
- seine Vorausrichtung und Drehrate.

Der AIS selbst enthält kein für die Navigation sinnvoll verwendbares Display.

Die vom AIS gelieferten Daten können aber in die bord-eigenen Navigationssysteme integriert und so dem Bordpersonal zugänglich gemacht werden (Bild 2).

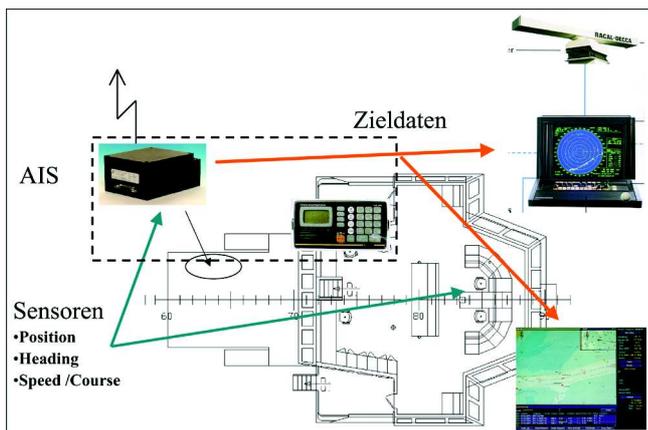


Bild 2: Verarbeitung von AIS-Informationen an Bord

Erstmals können damit Informationen über Position und Lage anderer Fahrzeuge mit sehr hoher Aktualität in navigatorische Entscheidungen an Bord einbezogen werden.

Ebenso erleichtert die mögliche Identifizierung eines Fahrzeugs die Kommunikation; der allgemeine Anruf „ship on my port side“ wird der Vergangenheit angehören.

Eine effiziente Nutzung erfordert eine Darstellung der AIS-Daten auf einem graphischen Display – insbesondere RADAR oder ECDIS –.

Dann ist AIS an Bord ausgerüsteter Schiffe ein elegantes Mittel zur Unterstützung der Kollisionsverhütung und wird das Bordradar wirkungsvoll ergänzen.

Die dynamischen Zielinformationen können in graphischer Form auf dem Bildschirm dargestellt werden (Bild 3):

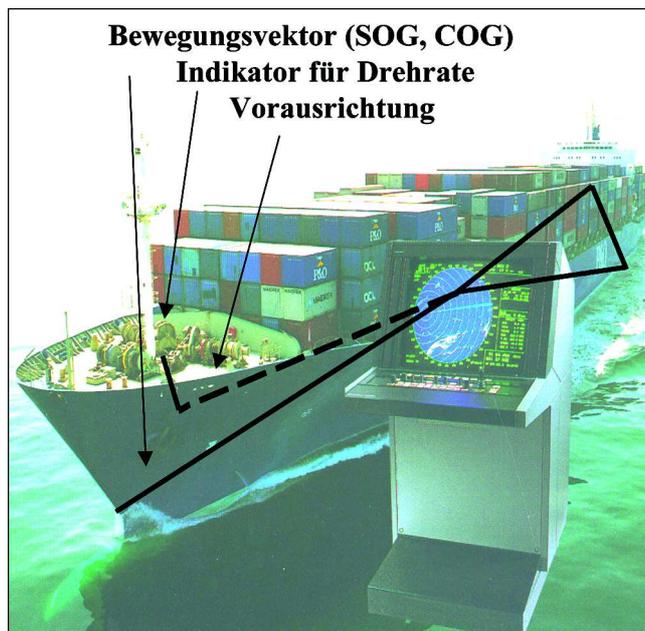


Bild 3: Darstellung der dynamischen Zielinformationen

- Symbol an der Position des Ziels
- Vektor für Geschwindigkeit und Kurs über Grund (SOG, COG)
- Vorausrichtung (Heading)
- Drehrate (ROT-rate)

Hieraus können auch weitere Parameter wie der erwartete Passierabstand (CPA) oder der wahrscheinliche Weg des anderen Fahrzeugs errechnet werden.

Zusätzlich werden die statischen Zielinformationen auf Anforderung in separaten Fenstern angezeigt.

Zu den vom AIS übertragenen Daten gehören auch Antennenstandort und Fahrzeugabmessungen. Damit ist im Bereich größerer Darstellungsmaßstäbe die Angabe des Umrisses eines Fahrzeugs in seiner realen Lage möglich, während ein Radarbild im Wesentlichen eine Anzeige der Flanke des Zielobjekts liefert. Dies ermöglicht zusammen mit der Angabe von Vorausrichtung und Drehrate die frühzeitige und exakte Erkennung von Manövern und eröffnet neue Perspektiven beispielsweise für die Führung von Schleppverbänden oder für Einsatzkräfte bei Havarien (Bild 4).

Die vom AIS System gelieferten Daten können auch anderen, kommerziellen Diensteanbietern zugänglich gemacht werden oder externe Daten wie zum Beispiel über Schifffahrtszeichen, aktuelle Warnungen, Strömungsverhältnisse vor Hafenzufahrten o.ä. in das System eingespeist und an Bord dargestellt werden. Hier steht die Entwicklung erst an ihrem Anfang.

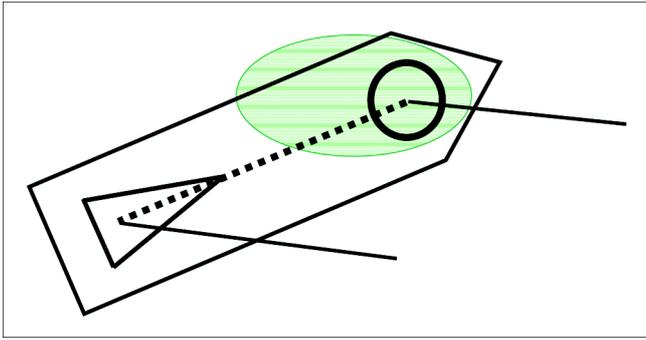


Bild 4: Darstellung im Nahbereich

Nach weitgehendem Abschluss der technischen Standardisierung des AIS werden nun auf IMO-Ebene – maßgeblich auch durch das BMVBW – Untersuchungen zur Nutzung und ergonomischen Darstellung der AIS Informationen durchgeführt. Ziel ist eine IMO-Richtlinie übergreifend für die verschiedenen Anzeigesysteme.

Der AIS ist insofern mehr als nur ein weiterer Sensor – er wird die Diskussion um die Integration von Informationen und die Bildung funktionaler statt gerätebezogener Arbeitsplätze an Bord maßgeblich beeinflussen.

Für die Prüfung und Zulassung sowohl der AIS Geräte wie auch der Integration in Radar und ECDIS ist das BSH durch Installation einer Simulationsumgebung vorbereitet.

Gesamtinhaltsverzeichnis aller bisher erschienenen Mitteilungsblätter

Hinweis: Die erste Zahl steht für die fortlaufende Nummerierung, die zweite Zahl für das Erscheinungsjahr, danach werden Autor und Titel des Beitrages aufgeführt.

- 1/53 Jambor: Erhöhung der festen Wehrschwelle bei gleicher hydraulischer Leistung
Burghart: Die Verteilung der Abflußmenge über den Querschnitt
Türk: Untersuchung über die Geschiebebewegung in Flüssen und Stauanlagen. Das elektro-akustische Geschiebe-Abhörverfahren
Zweck: Flach- und Pfahlgründungen in weichem tonigem Schluff
Canisius: Aus der Arbeit der Bundesanstalt
Liebs: Ausbau der Unteren Hunte
Schleiermacher: Sicherung der Schifffahrtsrinne in der Donau im Bereich der Innmündung bei Passau
Boos: Vom wasserbaulichen Versuchswesen in England
- 2/53 Canisius: Technische Entwicklung im Wasserbau
Pichl: Der Ortungstachygraph und seine Anwendung
Burghart/Gehrig: Beitrag zur Frage der Geschwindigkeitsverteilung in offenen Gerinnen
Davidenkoff: Grundwasserzufluß zu Brunnen und Gräben
Sagawe: Der Dehnungsmeßstreifen als Meßelement bei erd- und wasserbaulichen Modellversuchen
Zweck: Zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Pfählen (I)
- 3/54 Canisius: Die Bodenmechanik im Dienste des Wasserbaues
Wehrkamp: Ein neues Flußprofilmeßgerät
Liebs: Abzweigung einer verhältnismäßigen Teilwassermenge an einem Meßwehr
Schleiermacher: Gestaltung schräg angeströmter Brückenpfeiler
Zweck: Zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Pfählen (II)
Meenen: Reiseeindrücke von einem Einsatz der Bundesanstalt in Venezuela
- 4/54 Jambor: Die Gestaltung von Kanalabzweigungen unter besonderer Berücksichtigung von Schwingungen im Kanal
Herr: Spülvermögen bei Verschlämmung und Geschiebeablagerung in einem Wehrfeld mit höckerartig erhöhter Wehrschwelle
Wehrkamp: Das Flußprofilzeichengerät von Dr. Fahrentholz
Davidenkoff: Gefährdung der Stauwerke bei Unterströmung
Zweck: Zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Pfählen (III)
- 5/55 Canisius: Die Bundesanstalt für Wasserbau. Ein Rückblick auf ihre Entwicklung 1948 -1955
Niebuhr: Kritische Betrachtungen zur Frage der Modellrauigkeit (I)
Schleiermacher: Wasserspiegelaufnahmen in Flußkrümmungen und Wasserspiegelquergefälle
Gehrig: Überprüfung hydrographischer Angaben durch den Modellversuch
Poggensee: Die Grundformel zur Bestimmung der Schleusenleistung
Zweck/Davidenkoff: Die versuchstechnischen Verfahren zur Berechnung des Netzes einer Grundwasserströmung
- 6/56 Schleiermacher: Geschwindigkeits-Verlagerung in Querschnitten mittels Buhnen oder Leitwerken
Gehrig: Messung und Berechnung von Kräften an Schiffen im Modell
Wigand: Verhinderung von Geschiebeablagerungen vor den unteren Schleusenvorhöfen und Staustufen
Zweck/Davidenkoff: Über die Zusammensetzung von Filtern
Poggensee: Anwendung und Kritik von Rammformeln
- 7/56 Gehrig: Strömungsmessung mit einem Kreiszyylinder
Zweck/Davidenkoff: Untersuchung von Sicherungsmaßnahmen an Flußdeichen durch Modellversuche
Schleiermacher: Einfache Darstellung des zeitlichen Ablaufes von Anschwellungen in Wasserläufen
Niebuhr: Beitrag zur Erfassung der Räumkraft einer ungleichförmigen Strömung unter besonderer Berücksichtigung der Verhältnisse im Tidegebiet
Davidenkoff: Angenäherte Ermittlung des Grundwasserzuflusses zu einer in einem durchlässigen Boden ausgehobenen Grube

- 7/56 Liebs: Abflußbeiwerte für grasbewachsene Deiche
Jambor: Formgebung des Trennpfeilers in Flußkraftwerken
- 8/57 Yalin: Die theoretische Analyse der Mechanik der Geschiebebewegung
Davidenkoff: Durchsickerung durch Deiche und Erddämme (I)
- 9/57 Zweck/Davidenkoff: Auftrieb unter Wehren auf durchlässigem Grund
Davidenkoff: Wirkung der Sickerströmung auf die Standsicherheit eines Erddammes (II)
Schleiermacher: Versuch einer morphologischen Begründung von Rauigkeits-Beiwerten für die Berechnung des Wasserspiegel-Gefälles
Yalin: Ermittlung des Querschnittes mit maximalem Geschiebetransportvermögen
- 10/58 Magens: Untersuchung der Ursachen und des Vorganges der Verschlickung der Schleusenvorhöfen zu Brunsbüttelkoog
- 11/58 Rubbert: Die Vertiefung der Tideflüsse und ihre Problematik
Gruhle: Verformungsmessungen an den Spundwänden der Schleuse Friedrichsfeld
Gehrig: Der Verbau von Übertiefen und die Erhaltung des Fahrwassers
Davidenkoff: Durchsickerung durch Deiche und Erddämme (Schluß aus 8 und 9)
- 12/59 Zweck/Dietrich: Zur Ermittlung der Verteilung des Coulomb'schen Erddruckes
Zweck: Versuchsergebnisse über die Zusammensetzung von Filtern
Rubbert: Die Tiderechnung als Problem der Numerischen Analysis
- 13/59 Zweck/Dietrich: Die Berechnung verankerter Spundwände in nicht bindigen Böden nach ROWE
Felkel: Der Schwellbetrieb der Flußkraftwerke
Steinfeld: Über den Erddruck an Schacht- und Brunnenwandungen
- 14/60 Felkel: Walzenbucht und Ringgraben als Mittel zur Verminderung der Schwebstoffablagerungen in Flußhäfen
Davidenkoff: Neue Forschungsarbeiten über die Konsolidierung wassergesättigter bindiger Böden
Gehrig/Herr: Beitrag zur Ermittlung des Wasserdruckes auf gekrümmte Flächen
- 15/60 Jambor: Lage und Gestaltung der Schleusen und ihrer Zufahrten
Felkel: Wasserspiegelmessungen an einer festen Wehrschwelle
Felkel: Gemessene Abflüsse in Gerinnen mit Weidenbewuchs
- 16/61 Felkel: Die Modelluntersuchungen für zehn Moselstaustufen
Davidenkoff: Sickerverluste bei Durch- und Unterströmung von Deichen
Dietrich: Schnittgrößen und Randspannungen in der Sohlfuge einer Kaimauer oder Stützmauer von rechteckigem Querschnitt
- 17/62 Kleinschmidt/Schröder: Sonderheft Korrosionsversuche
- 18/62 Felkel: Der Einsatz frei fahrender Modellschiffe beim flußbaulichen Versuch
Vollmer: Erfahrungen an einem Tidemodell mit beweglicher Sohle und Vergleich zwischen Modell- und Naturmessungen
Felkel: Ein einfaches Rundbecken zum Mischen von Wasser und Koagulieren von Schmutzstoffen
Davidenkoff: Über die Berechnung der Sickerverluste aus Kanälen
- 19/63 Zweck/Dietrich: Modellversuche mit steifen Dalben in bindigen Böden bei plötzlicher Belastung
Jansen: Die Neukonstruktion von Fahrstühlen für Kraftmessungen an Modellschiffen
Felkel: Die Neckartalplanung im Raume Heilbronn
Jänke: Überprüfung der Brauchbarkeit von Pfahlformeln anhand von Probelastungen und Messungen an Stahlpfählen
- 20/64 Franke: Die Strömungsvorgänge bei unvollkommenen Brunnen

- 21/64 Naujoks: Untersuchungen zum Nachweis eines spezifischen Sättigungsgrades
 Dietrich: Zur Berechnung der Tragfähigkeit starrer Dalben in homogenen Böden
 Liebs: Die Abschirmung von Seehäfen gegen Seegang
 Franke: Der Einfluß des Neigungswinkels der wasserführenden Schicht und einer partiellen Auskleidung des durchlässigen Brunnenschachtes auf die Zuflußmenge zu einem artesischen Brunnen
- 22/65 Rubbert: Tidewellenberechnungen nach dem Universalprogramm der BAW „Anwendung zur Berechnung der Tidebewegung der Oberelbe“
 Jambor: Schutz der Sohle in Flüssen
 Davidenkoff/Franke: Untersuchung der räumlichen Sickerströmung in eine umpundete Baugrube in offenen Gewässern
- 23/66 Dietrich: Modellversuche mit biegsamen langen Dalben unter wiederholten Belastungen im Sand
 Ruck: Untersuchungen der Sandwandungsverhältnisse im Küstenbereich zwischen Stohl und Brauner Berg
 Dietz: Einfluß der Saugschlauchbeaufschlagung bei Kaplanturbinen auf die Schiffahrtsverhältnisse im Unterwasser von Staustufen
 Felkel/Canisius: Elektronische Berechnung von Wasserspiegellagen
- 24/66 Völpel/Samu: Reliefänderungen in der Tidestromrinne des Wangerooger Fahrwassers im Verlaufe einer Sturmperiode und in der darauf folgenden Periode mit ruhigeren Wetterlagen
 Schnoor: Über neue Verfahren zur Berechnung des Reflexionsdruckes von Wasserwellen auf senkrechte Wände
 Zweck: Baugrunduntersuchungen mit Sonden gem. DIN 4094 mit Auswertungsmöglichkeiten
 Davidenkoff/Franke: Räumliche Sickerströmung in eine umpundete Baugrube im Grundwasser
- 25/67 Schnoor: Über verschiedene Verfahren zur Berechnung der Wellenangriffskräfte nicht brechender Wellen auf senkrechte Pfähle und Wände
 Davidenkoff: Dimensionierung von Brunnenfiltern
 Franke: Die Wirkungen des Wassers auf die Standsicherheit von Böschungen
 Schulz/Ruck: Die Sandwanderungsverhältnisse an der Nordküste der Insel Fehmarn zwischen Westermarkelsdorf und Puttgarden
 Lambert: Die Erscheinung der Gezeiten und ihre Erklärung
- 26/68 Schnoor: Über verschiedene Verfahren zur Berechnung der Wellenangriffskräfte auf senkrechte Pfähle und Wände
 Samu: Ergebnisse der Sandwanderungsuntersuchungen in der südlichen Nordsee
 Ruck: Auswirkung der geologischen Verhältnisse im Küstengebiet auf Baumaßnahmen im Wasserbau
- 27/68 Schäle/Kuhn/Schröder/Hofmann: Kanal- und Schiffahrtsversuche Bamberg 1967
- 28/69 Jänke: Untersuchungen der Zusammendrückbarkeit und Scherfestigkeit von Sanden und Kiesen sowie der sie bestimmenden Einflüsse
 Felkel: Der Weg zum vollständigen mathematischen Flußmodell
- 29/69 Dietz: Kolkosickerung durch Befestigungsstrecken für das Eidersiel
 Dietz: Kolkosicherung am Elbewehr Geesthacht
- 30/70 Franke/Manzke: Zwei interessante Beispiele von den Erdbauaufgaben am Elbe-Seitenkanal
 Franke: Einige Beispiele zur Strömungsdruckwirkung des Grundwassers
 Felkel: Ideestudie über die Möglichkeiten der Verhütung von Sohlenerosionen durch Geschiebezufuhr aus der Talauflage ins Flußbett, dargestellt am Beispiel des Oberrheins
 Jurisch: Beitrag zur Verwendung von Durchflußgleichung bei Dreieck-Überfällen
 Sindern/Rohde: Zur Vorgeschichte der Abdämmung der Eider in der Linie Hundeknöll-Vollerwiek
 Harten: Abdämmung der Eider; Modellversuche im Tidemodell
 Dietz: Abdämmung der Eider; Modellversuche für das Sielbauwerk

- 31/72 Giese/Teichert/Vollmers: Das Tideregime der Elbe - Hydraulisches Modell mit beweglicher Sohle
Dorer: Berechnung der nichtstationären Abflüsse in nicht-prismatischen offenen Gerinnen
Dietz: Ausbildung von langen Pfeilern bei Schräganströmung am Beispiel der BAB-Mainbrücke Eddersheim
Dietz: Systematische Modellversuche über die Pfeilerkolkbildung
- 32/72 Niebuhr: Einfluß der Seitenwände bei hydraulischen Versuchen in einer rechteckigen Glasrinne
Ache: Ergebnisse von Sondierungen neben einem eingespülten Gründungskörper einer Leuchtbake
Franke/Ache: Ein Verfahren zur Berechnung eingespannter gedrungener Gründungskörper
Franke/Garbrecht/Kieckbusch: Meßfehler infolge unvollkommener Volumenkonstanz von Porenwasserdruckgebern beim Scherversuch
Franke/Bernhard: Erddruckansatz bei trogförmigen Bauwerken und Wechselwirkung zwischen Erd- und Sohldruck am Beispiel des Schiffshebewerkes Lüneburg
Felkel: Das Sohlenkorn des Rheins zwischen Straßburg und Bingen
Giese: Fahrwasserumbildungen in der Unter- und Außenelbe
- 33/72 Rohde/Meyn: Untersuchungen über das hydrodynamische Verhalten oberflächenmarkierten Sandes und über die Einbringmethode bei Leitstoffuntersuchungen
Ruck: Erfahrungen beim Präparieren von Sand für Leitstoffuntersuchungen
Dietz: Kolksicherung am Störsperrwerk
Hein: Verhalten von Rost unter nicht absolut dichten Beschichtungen bei Anlegen von kathodischem Schutz im Stahlwasserbau
- 34/73 Hovers: Der Einfluß von Strombauwerken auf die morphologische Entwicklung der Stromrinnen im Mündungsgebiet eines Tideflusses, untersucht am Beispiel der Außenweser
- 35/73 Davidenkoff: Anwendung von Bodenfiltern im Wasserbau
Tödten: Beitrag zur Energiedissipation von Tosbecken im Modellversuch
Hein: Sulfatangriff des Meerwassers auf Beton? Ein Beitrag zur Klärung der Frage, warum Meerwasser trotz hohen Sulfatgehaltes Beton nicht angreift
Jurisch: Messung der Momentangeschwindigkeiten mit Hilfe der Laser-Doppler-Anemometrie
Pulina: Geschwindigkeitsmessungen an einer Bootsgasse
Dietz: Modelluntersuchung der Schleusenvorhöfen an der Rheinstaustufe Iffezheim
List: Untersuchungen von instationär belasteten Kunststoff-Filtern für den Wasserbau
- 36/74 Dietz: Hydraulische Probleme bei der Planung von Staustufen
Felkel: Modellversuche mit Grundschwellen und Schifffahrt
Dietz/Pulina: Wahl der Wehrverschlüsse beim Ausbau der Saar zur Schifffahrtsstraße
- 37/75 Tödten: Untersuchung der Strömungsvorgänge an Buhnen
Schuppener: Erddruckmessungen am Schiffshebewerk Lüneburg
Harten/Knieß: Eiderdamm - Natur- und Modellmessungen
Dietz: Wellenmessungen im Hafen Travemünde - Vergleich zwischen Natur und Modell
- 38/75 Schuppener: Der Erddruck einer rolligen Hinterfüllung auf eine unverschiebliche Stützwand infolge der Verdichtung
Felkel: Untersuchungen der Veränderungen der Höhenlage der Sohle des Oberrheins
Samu: Beitrag zur morphologischen Entwicklung der Außenjade
- 39/76 Dietz/Pulina: Modelluntersuchungen zur Gestaltung der Hauptbauwerke an der Rheinstaustufe Iffezheim
- 40/76 Dietz/Pulina: Zur Wahl des Zugsegmentes als Wehrverschluß bei Ausbau der Saar
Knieß: Eiderdamm - Wiederauffüllung von Baggerlöchern im Watt
Annuß/Dehm/Hein/Schröder: Korrosion an Spundwänden - Wand-Dickenmessungen mit Ultraschall
Dietz/Pulina: Zur Problematik der Querströmungen in Vorhafenzufahrten und ihre Untersuchung im Modell
Dietz: Zur Frage der Nachbildung von Kolkvorgängen im Modell

- 41/77 Armbruster: Vergleich berechneter und gemessener Grundwasserstände am Beispiel Kehl
 Döscher: Die Suspensionswand
 Feddersen: Querbelaastete Verankerungen
 Franke/Garbrecht: Drei Serien von Probelastungen an Großbohrpfählen in Sand-Ziel-Methode - Ergebnisse
 Franke/Schuppener: Besonderheiten beim Gründungsgutachten für ein flachgegründetes off-shore-Bauwerk
 Hauß: Beispiele für die Anwendung statistischer Methoden in der Bodenmechanik
 Kiekbusch: Elektrisches Messen von Volumenänderungen beim Triaxialversuch
 Ruck: Sondierungen zur Erkundung unterhalb der Gewässersohle von schwimmender Arbeitsplattform
 Sagawe: Kraft- und Spannungsmessungen an der Containerkaje in Bremerhaven
 Schulz: Überlegungen zur Führung des Nachweises der Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge
- 42/77 Hein: Untersuchung über den Korrosionsablauf an wetterfesten Stählen in Abhängigkeit von der Entfernung zum Meer
 Knieß: Bemessung von Schüttstein-Deckwerken im Verkehrswasserbau; Teil I: Lose Steinschüttungen
 Hein: Zum Korrosionsverhalten von Zink in salzhaltigen Wässern
- 43/78 Dietz: Strömungsabweiser und/oder durchbrochene Trennmole als Mittel zur Verminderung der Querströmung in oberen Vorhafenzufahrten am Beispiel der neuen Mainstaustufe Krotzenburg
 Knieß: Belastungen der Böschung des NOK durch Schiffsverkehr - Ergebnisse von Naturmessungen
- 44/79 Pulina: Modelluntersuchungen für die Saarstaustufe Rehlingen
 Jurisch: Untersuchungen über die Abflußverhältnisse im Bereich einer Grundschwelle
- 45/79 Dietz/Pulina: Zur Frage des Wehrschwelenprofils beim Zugsegment
 Dorer/Siem Hou Lie: Schwall- und Sunkberechnungen mit impliziten Differenzenverfahren
- 46/80 Garbrecht: Auswertung von Setzungsmessungen - zwei Beispiele -
 Liebig: Stabilitätsuntersuchungen von Mehrfachregelkreisen an hydraulischen Modellen im wasserbaulichen Versuchswesen
 Franke: Studie zur Frage des Einflusses von Meereswellen auf die Größe des Sohlwasserdruckes unter Offshore-Flachgründungen
 Armbruster: Die Sickerwasserströmung im Bereich der Stauanlage Kulturwehr Kehl - Teil I: Unterströmung und Standsicherheit im Endzustand
- 47/80 Felkel: Die Geschiebezugabe als flußbauliche Lösung des Erosionsproblems des Oberrheins
- 48/80 Giese: Das Tideregime der Elbe - Hydraulisches-Modell mit beweglicher Sohle
 Schulz/Feddersen/Weichert: Zwängungskräfte infolge Sohlreibung
- 49/81 Pulina/Voigt: Hydrodynamische Belastung der Wehrverschlüsse an den Saarstufen Rehlingen, Mettlach und Schoden sowie Abflußleistungen bei spezifischen Betriebsfällen – Modelluntersuchungen
- 50/81 Schulz: Zur Festigkeit überverdichteter Tone
 Gehrig: Die Berechnung des Geschiebetriebanfanges
 Knieß: Schütten von Steinen unter Wasser
 Wulzinger: Sedimenttransport und Sohlausbildung im Tidemodell der Elbe mit beweglicher Sohle
- 51/82 Pulina/Voigt: Einfluß der Randbedingungen auf die Abflußleistung unterströmter Wehrverschlüsse
 Kemnitz: Beitrag zur Verringerung der Quergeschwindigkeiten im unteren Schleusenvorhafen einer Staustufe
 Hein/Klein: Untersuchung über den Temperatureinfluß auf das Korrosionsverhalten von ungeschütztem Stahl im Emden Hafengewässer
- 52/83 Pulina/Voigt: Neubau eines Wehres im Zitadellengraben Berlin-Spandau
 Knieß: Untersuchung zum Nachweis der Wirtschaftlichkeit von Uferdeckwerken an Wasserstraßen

- 53/83 Knieß: Kriterien und Ansätze für die technische und wirtschaftliche Bemessung von Auskleidungen in Binnenschiffahrtskanälen
- 54/84 Dorer: Ähnlichkeit bei flußbaulichen Modellen
- 55/84 Knieß: Untersuchung und Begutachtung alter Massivbauwerke an Wasserstraßen
Wagner: Die Untersuchung von Stahlwasserbauten
Hein: Korrosion über und unter dem Wasserspiegel
Hallauer: Grundsätzliche Betrachtungen über den Schutz und die Instandsetzung von Betonbauwerken
Abromeit: Anwendung von geotextilen Filtern bei Uferdeckwerken von Wasserstraßen in der BRD
Knieß/Köhler: Untersuchung gebundener Steinschüttungen auf Flexibilität, Verbundfestigkeit und Wasserdurchlässigkeit
Kellner/Annuß/Kretschmer: Kurzberichte über Arbeiten des Referats „Meßtechnik“
- 56/85 Schulz: Die Ermittlung des Seitendrucks in überkonsolidierten Tonen mit Hilfe von Laborversuchen
Schuppener: Verformungsmessungen im Erd- und Grundbau
Köhler: Modellversuche für die Dimensionierung von Deckwerken an Wasserstraßen - Stabilität loser Steinschüttungen
- 57/85 Armbruster: Messungen, Inspektion und Kontrolle an Dämmen
Pulina/Voigt: Lastbeanspruchungen langgestreckter Bauwerke in der Wasserstraße
- 58/86 Dorer: Stabilitätsformeln für lose Deckschichten von Böschungs- und Sohlenbefestigungen
Schulz: Kompressibilität und Porenwasserüberdruck - Bedeutung für Gewässersohlen
Hallauer: Vergußstoffe für Uferdeckwerke
Eißfeldt: Standsicherheitsbeurteilung alter Hafenanlagen am Beispiel der Woltmann Kaje Cuxhaven
Reiner/Schuppener: Gründungsbeurteilung und Sicherung des Weserwehres in Bremen
Knieß: Verfahren zur Untersuchung von Spanngliedern
- 59/86 Samu: Ein Beitrag zu den Sedimentationsverhältnissen im Emdener Fahrwasser und Emdener Hafen
Armbruster/Venetis: Der Einfluß von zeitweilig überstauten Polderflächen auf das Grundwasser
Müller/Renz: Erfahrungen bei der Untersuchung von Dükern und Durchlässen
Hein: Über das Korrosionsverhalten von Stahlspundwänden im Mittellandkanal
- 60/87 Rohde: 25 Jahre Außenstelle Küste
Dietz: Untersuchungen in den Tidemodellen der Außenstelle Küste
Kiekbusch: Entwicklung des Hamburger Bodenmechanischen Labors der BAW
Schuppener: Erfahrungen mit Bodenmechanischen Laborversuchen an Klei
Manzke: Erd- und grundbauliche Beratung beim Bau des Elbeseitenkanals
Schuppener/Eißfeldt: Standsicherheitsbeurteilung der Gründungen alter Wasserbauwerke
Alberts: Wanddickenmessungen an Stahlspundwänden
Harten: Das Staustufenmodell Weserwehr bei Bremen
Giese: Aufbau eines hydraulischen Tidemodells für das Lagunengebiet von Abu Dhabi
Fahse: Traceruntersuchungen in der Natur
Samu: Geomorphologische Untersuchungen im Bereich der Brammerbank und des Krautsander Watts in der Unterelbe
Jensen: Überlegung zur künftigen Entwicklung der Sturmflutwasserstände an der Nordseeküste
- 61/87 Lohrberg: Prof. W. Gehrig und seine Bedeutung für die Entwicklung des Modellversuchswesens in der WSV
Garbrecht: Erosion, Transport, Sedimentations-Probleme und Überlegungen im Altertum
Mosonyi: Geschiebeprobleme bei Hochdruckwasserkraftwerken
Vollmers: Probleme bei der praktischen Berechnung des Geschiebebetriebs
Nestmann/Bachmeier: Anwendung von Luftmodellen im strömungsmechanischen Versuchswesen des Flußbaus
Haferburg/Müller: Instandsetzung der Mittellandkanalbrücke 144 b über die Weser in Minden
- 62/88 Weichert: Kenngrößen von Bentonit-Zement-Suspensionen und ihre Bedeutung für die Eigenschaften von Dichtungswandmaterialien

- 63/88 40-Jahre Bundesanstalt für Wasserbau
- 64/88 Keil: Zur Untersuchung von Naturvorgängen als Grundlage für Ausbau und Unterhaltung der Bundeswasserstraßen im Küstenbereich
 Holz: Moderne Konzepte für Tidemodelle
 Vollmers: Reflexionen über Modelle mit beweglicher Sohle
 Knieß: Einführungsansprache beim Festakt zur 40 Jahr-Feier der BAW am 08.11.88
 Knittel: Ansprache anlässlich des 40jährigen Jubiläums der BAW in Karlsruhe am 08.11.88
 Lenk: Verantwortungsprobleme im Wasserbau
 Zimmermann/Nestmann: Ströme und Kanäle als Ingenieurbauwerke oder gestaltete Natur
 Schulz: Standsicherheiten, Bemessungskriterien und Normen - Kontraindikationen eines naturnahen Flußbaus?
 Lankenau: Technische Zwänge, Entwicklungen und Notwendigkeiten bei modernen Wasserstraßen
 Reinhardt: Rechtliche Zwänge, Entwicklungen und Notwendigkeiten bei modernen Wasserstraßen
 Kolb: Grundsätze der Landschaftsplanung bei der Gestaltung von Wasserstraßen
 Larsen: Notwendiges Umdenken beim Ingenieur in Ausbildung und Praxis
 Kennedy: Sediment, flood-control and navigation aspects of the Three Gorges Project, Yangtse river, China
- 65/89 Schröder: Auswirkung der Harmonisierung des EG-Binnenmarktes auf das Bauwesen
 Flach: Normung für das Bauwesen im Rahmen eines europäischen Binnenmarktes
 Litzner: Welche Auswirkungen haben die vorgesehenen europäischen Regelungen auf die deutschen Stahlbeton-Bestimmungen
 Hallauer: Die Entwicklung der Zusammensetzung von Beton für Wasserbauten
 Bayer: Einsatz der Betonbauweise bei Offshore-Bauwerken
 Lamprecht: Verwendung von Beton bei Wasserbauten in der Antike
 Rasmus: Entwicklung des Stahlbrückenbaus am Nord-Ostsee-Kanal (NOK)
 Roehle: Der technische Fortschritt bei der Konstruktion und betrieblichen Ausbildung von Stahlwasserbauverschlüssen
 Wagner: Untersuchung von Stahlwasserbauverschlüssen, vergleichende Auswertung und Folgerungen
- 66/89 Mühring: Entwicklung und Stand der Deckwerksbauweisen im Bereich der Wasser- und Schifffahrtsgeschichte
 Bartnik: Entwicklung und Stand der Deckwerksbauweisen im Bereich der Wasser- und Schifffahrtsgeschichte
 Paul, W.: Deckwerksbauweisen an Rhein, Neckar, Saar
 Paul, H. J.: Deckwerke unter ausführungstechnischen Gesichtspunkten
 Möbius: Abrollen von Geotextilien unter Wasser
 Saggau: Deichschlußmaßnahme Nordstrander Bucht
 Lastrup: Dünensicherungsmaßnahmen an der dänischen Nordseeküste
 de Groot: Allgemeine Grundlagen zur Standsicherheit des Untergrundes unter Deckwerken
 Oumeraci: Zur äußeren Beanspruchung von Deckschichten
 Richwien: Seegang und Bodenmechanik - Geotechnische Versagensmechanismen von Seedeichen
 Köhler: Messungen von Porenwasserüberdrücken im Untergrund
 Bezuijen: Wasserüberdruck bei Betonsteindeckwerken
 Sparboom: Naturmaßstäbliche Untersuchungen an einem Deckwerk im Großen Wellenkanal
 Heerten: Analogiebetrachtungen von Filtern
 Hallauer: Baustoffe für Deckwerke
 Saathoff: Prüfung an Geotextilien
 Schulz: Überblick über neue nationale und internationale Empfehlungen
- 67/90 Hein: Zur Korrosion von Stahlspundwänden in Wasser
 Kunz: Risikoorientierte Lastkonzeption für Schiffsstoß auf Bauwerke
 Pulina/Voigt: Untersuchungen beim Umbau und Neubau von Wehranlagen an Bundeswasserstraßen
 Zimmermann: Zur Frage zulässiger Querströmungen an Bundeswasserstraßen
 Tsakiris: Kombinierte Anwendung der Dezimalklassifikation und von Titelstichwörtern zur Inhaltsschließung von Dokumenten

- 68/91 Knieß: Erweiterte Bundesanstalt für Wasserbau
Alf/Theurer: Prognose zur Entwicklung des Ladungspotentials für die Binnenschifffahrt in den neuen Bundesländern
Schulz: Zur Mobilisierung von Bewehrungskräften in nichtbindigen Böden
Ehmann: Bauwerksmessungen am Beispiel des Weserwehres
Hamfler: Temperatur- und Dehnungsmessungen während der Erhärtungsphase des Betons
Hauß: Verwendbarkeit von Waschbergen im Verkehrswasserbau
Köhler/Feddersen: Porenwasserdruckmessungen in Böden, Mauerwerk und Beton
- 69/92 Ohde: Nachdruck der Veröffentlichungen zu „Bodenmechanischen Problemen“
- 70/93 Knieß: 90 Jahre Versuchsanstalt für Wasserbau
Pulina: Bestimmung der zulässigen Strömungsgröße für seitliche Einleitungsbauwerke an Bundeswasserstraßen
Köhler u. a. m.: Wellenamplitudenmessungen mittels videometrischer Bildverarbeitung
Kuhl: Die Geschiebezugabe unterhalb der Staustufe Iffezheim von 1978 - 1992
Siebert: Simulation von Erosion und Deposition mit grobem Geschiebe unterhalb Iffezheim
Nestmann: Oberrheinausbau, Unterwasser Iffezheim
- 71/94 Nestmann/Theobald: Numerisches Modell zur Steuerung und Regelung einer Staustufenkette am Beispiel von Rhein und Neckar
Dietz/Nestmann: Strömungsuntersuchungen für das Eider-Sperrwerk
- 72/95 Fritsche: Modellversuche zur Bestimmung des dynamischen Verhaltens von Fundamenten
Huth: Modellierung des zyklischen Materialverhaltens von Lockergestein
Holzlöhner: Einfluß des Bodens beim Schiffsstoß auf Bauwerke
Schuppener: Eine Proberammung vor einer Stützwand mit unzureichender Standsicherheit
Palloks/Zierach: Zum Problem der Prognose von Schwingungen und Setzungen durch Pfahlrammungen mit Vibrationsrammbären
Haupt: Sackungen im Boden durch Erschütterungseinwirkungen
Zerrenthin/Palloks: Beiträge zur Prognose von Rammerschütterungen mit Hilfe von Fallversuchen
Palloks/Dietrich: Erfahrungen mit Lockerungssprengungen für das Einbringen von Spundbohlen im Mergelgestein
Huber: Ein Beitrag zur Erschütterungsausbreitung bei Zügen
Achilles/Hebener: Untersuchungen der Erschütterungsemission für den Ausbau von Straßenbahnstrecken mit angrenzender historischer Bebauung
- 73/95 Westendarp: Untersuchungen und Instandsetzungsmaßnahmen an den Massivbauteilen des Eidersperrwerkes
Dietz: Strömungsverhältnisse, Kolkbildung und Sohlensicherung am Eider-Sperrwerk
Heibaum: Sanierung der Kolke am Eidersperrwerk - Geotechnische Stabilität von Deckwerk und Untergrund
- 74/96 Faist: Langfristige Wasserspiegelsenkungen und Grundsätze der Strombaumaßnahmen in der Erosionsstrecke der Elbe
Glazik: Flußmorphologische Bewertung der Erosionsstrecke der Elbe unterhalb von Mühlberg
Faulhaber: Flußbauliche Analyse und Bewertung der Erosionsstrecke der Elbe
Schmidt: Ergebnisse neuerer Untersuchungen zu Gewässersohle und Feststofftransport in der Erosionsstrecke
Alexy: Hydronumerische Untersuchungen zur Felsabgrabung und zum Einbau von Grundschnellen in der Elbe bei Torgau
Fuehrer: Untersuchungen der Einsinktiefe von Bergfahrern im Stromabschnitt Torgau
Schoßig: Sohlenstabilisierung der Elbe km 154,62 - 155,70 im Bereich der Torgauer Brücken - praktische Durchführung -
Kühne: Sohleninstandsetzung im Stromabschnitt Klöden (El-km 188,8 - km 192,2)

- 75/97 Abromeit: Ermittlung technisch gleichwertiger Deckwerke an Wasserstraßen und im Küstenbereich in Abhängigkeit von der Trockenrohdichte der verwendeten Wasserbausteine
 Alberts/Heeling: Wanddickenmessungen an korrodierten Stahlspundwänden - Statistische Datenauswertung zur Abschätzung der maximalen Abrostung -
 Köhler: Porenwasserdruckausbreitung im Boden, Messverfahren und Berechnungsansätze
- 76/97 Krause: Ansprache anlässlich der Verabschiedung von Prof. Dr.-Ing. Schulz
 Schwieger: Monitoringsystem zur Überwachung der Fugendichtigkeit an der Schleuse Uelzen
 Köhler: Boden und Wasser - Druck und Strömung
 Armbruster-Veneti: Leckageortung an Bauwerken der WSV mittels thermischer Messungen
 Schulz: Rückblick auf 23 Jahre Geotechnik in der BAW
 Schuppener: Gedanken zu den zukünftigen Aufgaben der Geotechnik in der BAW
- 77/98 Armbruster-Veneti et al.: Das Schawan-Wehr in Karelien - Zustand und Lebensdauer
 Fuehrer: Untersuchungen zur hydraulischen Beanspruchung der Wasserstraßen durch die Schifffahrt
 Jurisch: Untersuchung der Genauigkeiten von Tachymeter- und DGPS-Ortungen zur Ermittlung hydraulischer und hydrologischer Daten in Flüssen
 Lasar/Voigt: Gestaltung des Allerelementlastungsbauwerkes I am MLK
- 78/98 50 Jahre Bundesanstalt für Wasserbau
- 79/98 Heinz: Konzeptionelle Überlegungen zur Nutzung der Wasserstraßen bei Eis
 Barjenbruch: Wärmehaushalt von Kanälen
 Klüssendorf-Mediger: Prognose von Eiserscheinungen auf ostdeutschen Wasserstraßen
 Brydda: Chancen eines garantierten Ganzjahresverkehrs auf mitteleuropäischen Kanälen
 Busch: Eissituation an den Wasserstraßen der WSD Süd
 Voß: Eisbildung und Eisauflauf auf den Binnenwasserstraßen der WSD Ost
 Rupp: Eisbrechende Fahrzeuge und deren Einsatzmöglichkeiten bei Eisbedeckung
 Kaschubowski: Eisfreihaltung mit Luftsprudelanlagen
 Sachs: Tauchmotorpropellerpumpen zur Eisfreihaltung von Stemmtoren
 Alexy: Eisdruck auf Kanalbrücken
 Alexy: Optimierung der Eisabführung an Brücken
- 80/99 Kirchdörfer: Donauausbau Straubing - Vilshofen - vertiefte Untersuchungen - Ziele, Varianten, Organisationsstruktur
 Hochschopf: Donauausbau Straubing - Vilshofen - vertiefte Untersuchungen - Baumaßnahmen Naturversuch Sohlendeckwerk
 Jurisch/Orlovius: Durchführung und Rohdatenauswertung
 Strobl: Steinschlaguntersuchungen zur Ermittlung vertikaler Sicherheitsabstände in der Schifffahrt
 Zöllner: Fahrdynamische Untersuchungen der Versuchsanstalt für Binnenschiffbau e. V., Duisburg, zum Donauausbau Straubing - Vilshofen
 Neuner: Untersuchungen zu den horizontalen Sicherheitsabständen in einem mit Buhnen geregelten Flussabschnitt
 Nestmann: Luftmodelluntersuchungen zu Kolkverbaumaßnahmen
 Kellermann: Donauausbau Straubing - Vilshofen - vertiefte Untersuchungen - 1D-Modellverfahren - Modelltechnik, 3D-Untersuchungen, Buhnen, flussmorphologische Änderungen
 Söhngen: Fahrdynamische Modelluntersuchungen
 Roßbach/Kaupfert: Physikalischer Modellversuch Isarmündung
- 81/00 Beucke: Festvortrag - Bauinformatik als Verbundstelle zwischen Bauingenieurwesen und Informatik
 Siebels: Wie kam es zum Standort Ilmenau
 KSP Engel und Zimmermann Architekten: Neubau der Dienststelle der Bundesanstalt für Wasserbau in Ilmenau
 Siebels: Kunstwettbewerb für den Neubau der Dienststelle der Bundesanstalt für Wasserbau in Ilmenau
 Paul: Erwartungen der WSV an die BAW-Dienststelle in Ilmenau
 Bruns: Informations- und Kommunikationstechnik - Perspektiven und Visionen -
 Bruns: Zur Geschichte der Datenverarbeitung in der BAW

- 81/00 Fleischer: Zur Begutachtung der Standsicherheit alter, massiver Verkehrswasserbauten
Palloks: Die Entwicklung der Aufgaben des Referats Baugrunddynamik (BD)
Palloks: Bericht über das BAW - Kolloquium „Setzungen durch Bodenschwingungen“ in der Außenstelle Berlin am 29.09.1999
- 82/00 Oebius: Charakterisierung der Einflussgrößen Schiffsumströmung und Propellerstrahl auf die Wasserstraßen
Zöllner: Schiffbauliche Maßnahmen zur Reduzierung der Sohlbeanspruchung
Rieck/Abdel-Maksoud/Hellwig: Numerische Berechnung der induzierten Geschwindigkeiten eines Binnenschiffes im Flussbett bei Bergfahrt
Fuehrer/Pagel: Formparameter- und Tiefgangseinflüsse auf die erreichbare Schiffsgeschwindigkeit und schiffsinduzierte Sohlströmung im allseitig begrenzten Fahrwasser – Ergebnisse der 3D-Modellierung der Schiffsumströmung nach FANKAN
Willamowski: Anwendung hydraulischer und fahrdynamischer Bewertungskriterien zur Beurteilung der Befahrbarkeit von Flüssen am Beispiel der Unteren Saale
Söhngen/Heer: Einfluss des mittleren Rückströmungsfeldes auf den Geschiebetransport am Beispiel des Rheins bei Westhoven
Abromeit: Deckwerksschäden durch Verockerung des geotextilen Filters und Sanierungsmethode
Alexy: Ermittlung der Kolkiefen und der erforderlichen Sohlenbefestigung im Bereich einer Brückenbaustelle in der Elbe
Faulhaber: Veränderung von hydraulischen Parametern der Elbe in den letzten 100 Jahren
Hentschel/Kauther: Hochgeschwindigkeitsvideokamera im wasserbaulichen und geotechnischen Versuchswesen
Gladkow/Söhngen: Modellierung des Geschiebetransports mit unterschiedlicher Korngröße in Flüssen
Glazik: Historische Entwicklung des wasserbaulichen Modellversuchswesens in den Versuchsanstalten Berlin-Karlshorst und Potsdam
- 83/01 Aster: Bauwerksinstandsetzung und Kernaufgaben - Ein Widerspruch?
Hermening: Anforderungen der WSV an die BAW bezüglich der Beratung bei der Instandhaltung der Anlagen
Kunz/Bödefeld: Von der Bauwerksinspektion zum Bauwerksmanagement
Westendarp: Betoninstandsetzung - Neue Anforderungen und Entwicklungen
Strobl/Wildner: Injektion mit hydraulischem Bindemittel im porösen Massenbeton
Meinhold: Instandsetzungsmöglichkeiten und -grenzen für Stahlwasserbauten
Binder: Arbeits- und Umweltschutz bei Korrosionsschutzarbeiten
Beuke: Gestalterische Aspekte bei der Modernisierung der Schleuse Woltersdorf
- 84/02 Butow: Zusammenarbeit der Sankt-Petersburger Staatlichen Universität für Wasserkommunikationen mit der Bundesanstalt für Wasserbau
Armbruster: Ausgewählte Aspekte der Zusammenarbeit auf dem Gebiet der Geotechnik
Kljujew: Deformationen der Schleusenkammerwände an der Wolga-Ostsee-Wasserstraße
Ogarjow/Koblew: Zustand und Entwicklungsperspektiven der Kaspische-Schwarzmeer-Wasserstraße
Radionow: Rekonstruktion des Moskau-Kanals
Bödefeld: Auswertung der Bauwerksinspektion
Dettmann/Zentgraf: Pegelabhängige Fahrspurberechnung in fließenden Gewässern
Kemnitz: Modellierung des Geschiebetransports in Flüssen
Kemnitz: Untersuchung von Schleusenfüllsystemen am Beispiel der neuen Hafenschleuse Magdeburg
Lausen: Numerische 3D-Simulation der Moselstaustufe Lehmen
Odenwald: Prüfung und Beurteilung der Baugrubenabdichtung für den Schleusenrenewbau Uelzen II im Elbe-Seitenkanal
Paul: Donauausbau Straubing - Vilshofen
Stenglein: Unterhaltungskonzept für den freifließenden Rhein
- 85/02 Empfehlungen zur Anwendung von Oberflächendichtungen an Sohle und Böschung von Wasserstraßen
Annandale et al.: Fallstudien zur Kolkbildung / Scour Case Studies
Heibaum: Geotechnische Aspekte von Kolkentwicklung und Kolkenschutz / Geotechnical Parameters of Scouring and Scour Countermeasures
Richardson et al.: Praktische Berechnungen zu Kolken an Brücken in den USA / United States Practice for Bridge Scour Analysis
Bielke: Funktionale Leistungsbeschreibung bei der Ausschreibung von Wasserfahrzeugen

Dobinsky/Sosna: Einsatz dieselektrischer Schiffsantriebe
Lenkeit/Stryi: Modernisierung der Fähren entlang des NOK
Stumpe: Verlängerung MzS MELLUM
Garber: Entwicklung eines Sandhobels
Claußen: Entwicklung und Einsatz von flachgehenden Aufsichts- und Arbeitsschiffen (Typ Spatz)
Kühnlein: Modellversuchswesen im Schiffbau
Germer: Antifouling (TBT-Alternativen)
Christiansen: Umweltverträgliche Schmierstoffe und Hydrauliköle
Hoffmann: Fächerlot- und Sonarsysteme
Preuß: Einsatz von AIS/VDR an Bord