

**UNTERSUCHUNG  
ZU DEN  
URSACHEN VON DECKWERKSVERWERFUNGEN  
AM NORDUFER DER ELBE**

***ANALYSIS OF RIP-RAP DEFORMATIONS  
AT THE NORTH BANK OF THE RIVER ELBE***

von  
Nino OHLE  
Claus ZIMMERMANN

## **A B S T R A C T**

The north embankment of the River Elbe near the Port of Hamburg is protected with rip-rap. The bank protection has a sandy ground with a mineral filter. In recent years the protection was deformed and destroyed several times, even after it was redesigned. For the analysis of the causes of destruction, wind and ship induced waves, including water level oscillations were measured and numerical simulations were made.

Two measurement profiles were installed in the investigation area and measurement were taken from 01<sup>st</sup> June 2001 until 30<sup>th</sup> May 2002. The significant load on the protections result from passing ships. Ship velocity and ship distance to the river bank are the most important parameter for ship induced wave heights. Using HUDSON (1959) or VAN DER MEER (1988) formula for the revetment design, the armour size is calculated and compared with today's design.

## **Z U S A M M E N F A S S U N G**

Das Nordufer der Elbe im Bereich Hamburg-Nienstedten vor der Hochwassermauer mit Schüttsteinen gegen Erosion durch Strömung und Wellenschlag gesichert. Das Deckwerk wurde parallel zum Fluss auf das sandige Ufer auf einer mineralischen (Filter) Unterschicht aufgebracht. Im Verlauf von wenigen Jahren bildeten sich Verwerfungen, d.h. Teile der Deckschicht verlagerten sich in nahezu regelmäßigen Abständen in Richtung Strommitte. Da ein vergleichbarer Schaden an Deckwerken eines Stroms bisher nicht beobachtet bzw. bekannt geworden ist, ist das Problem als komplex anzusehen. Zur Ermittlung der Ursachen der Uferverformungen wurden in einer ersten Phase die Situation im o.g. Uferbereich erfasst und dokumentiert. In einer zweiten Phase wurden Felduntersuchungen und numerischen Simulationen zur Bestimmung der tatsächlichen Lasten durchgeführt.

Für die Felduntersuchungen wurden zwei Versuchsfelder eingerichtet und Langzeitmessungen vom 01. Juni 2001 bis zum 30. Mai 2002 durchgeführt. Die Untersuchungen ergaben, dass die hauptsächlichsten Belastungen in Folge von Wellen aus Schifffahrt auftreten. Es wurde aufgezeigt, dass die Schiffsgeschwindigkeit neben dem Abstand zum Ufer die wichtigste und einzig aktiv beeinflussbare Steuergröße für die Höhe der Schiffswellen darstellt. Die gewonnen Erkenntnisse über die Belastung wurden genutzt, um mit Hilfe der HUDSON (1959) und VAN DER MEER (1988) Formel eine Neubemessung des Deckwerks durchzuführen und mit der heutigen Bemessung zu vergleichen.

# INHALT

<b>1</b>	<b>EINLEITUNG</b>	<b>163</b>
<b>2</b>	<b>UNTERSUCHUNGEN DER PHASE 1</b>	<b>164</b>
2.1	Aufbau des Uferdeckwerks	164
2.2	Bodenmechanische Strukturen	165
2.3	Grund- und Stauwasser	165
2.4	Bathymetrie der Elbe	166
2.5	Strömungen im Bereich des Deckwerks	167
<b>3</b>	<b>UNTERSUCHUNGEN DER PHASE 2</b>	<b>168</b>
3.1	Sanierungsvorschläge	168
3.1.1	Sanierungsvorschlag Variante 1	168
3.1.2	Sanierungsvorschlag Variante 2	168
3.1.3	Sanierungsvorschlag Variante 3	169
3.2	Teststrecken und wissenschaftliche Begleitung	169
3.3	Messgeräte	169
3.3.1	Drahtwellenpegel	169
3.3.2	Druckmessgeräte	170
3.3.3	Digital- und Videokameras und Wetterstation	170
<b>4</b>	<b>BELASTUNGEN INFOLGE WINDINDUZIERTER WELLEN</b>	<b>172</b>
4.1	Ermittlung im Seegangmodell	172
4.2	Messung der Windwellen im Untersuchungsgebiet	177
<b>5</b>	<b>BELASTUNGEN INFOLGE SCHIFFSINDUZIERTER WELLEN</b>	<b>179</b>
5.1	Berechnung hydraulischer Einwirkungen aus Schiffsfahrt	179
5.2	Wasserspiegelauslenkungen im Untersuchungsgebiet	180
<b>6</b>	<b>BEMESSUNG VON DECKWERKEN</b>	<b>185</b>
6.1	Grundlagen und Bemessungsformeln	185
6.2	Standsicherheitsnachweise	188
6.3	Deckwerksbemessung	190
6.3.1	Deckwerksbemessung mit Hilfe der HUDSON-Formel	191
6.3.2	Deckwerksbemessung mit Hilfe der Van der Meer-Formel	192
6.4	Beurteilung der Sanierungsvorschläge	192
<b>7</b>	<b>ZUSAMMENFASSENDE ANALYSE UND BEWERTUNG</b>	<b>193</b>
7.1	Ist-Situation	193
7.2	Belastungsanalyse	194
7.3	Schlussfolgerung	195
<b>8</b>	<b>LITERATUR</b>	<b>195</b>

## ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abb. 1-1: Untersuchungsstrecke am Nordufer der Elbe Strom-km 630 bis 633	163
Abb. 1-2: Verwerfungen des Deckwerks am Nordufer der Elbe [Aufnahme: STROM- UND HAFENBAU, Luftbildaufnahme: D-SAT2 Satellitenatlas, SCOUT-SYSTEMS]	164
Abb. 2-1: Querschnitt des Uferdeckwerks im Untersuchungsbereich	165
Abb. 2-2: Lage von Peilbrunnen und Probebohrungen im Bereich des Untersuchungsgebiets	165
Abb. 2-3: Geologischer Querschnitt im Bereich des Untersuchungsgebiets (Schnitt A-A, Lage Abb. 2-2:)	165
Abb. 2-4: Wasserstandganglinie für den Peilbrunnen FA2A.1 des Wasserwerks Boursberg	166
Abb. 2-5: Profil des Grundwasserspiegels quer zum Ufer (Schnitt B-B, Lage Abb. 2-2:) [Jahresmittelwert 1996 ermittelt von den HAMBURGER WASSERWERKEN GMBH]	166
Abb. 2-6: Differenz der Flächenpeilungen im Untersuchungsgebiet [hier: zwischen der Peilung im März 1998 und im Januar 1996]	167
Abb. 2-7: Differenzen der Peilungen im Schnitt von Elbe Strom-km 631,8	167
Abb. 2-8: Simulierte Strömungsgeschwindigkeiten während der Flut-Phase mit Andeutungen der Strömungsbelastung auf das Deckwerk [BAW, 1996]	168
Abb. 3-1: Sanierungsvorschlag Variante 1	168
Abb. 3-2: Sanierungsvorschlag Variante 2	168
Abb. 3-3: Sanierungsvorschlag Variante 3	169
Abb. 3-4: Messprinzip des eingesetzten Drahtwellenpegels im Bereich der Hafeneinfahrt des Mühlenberger Jollenhafens	170
Abb. 3-5: Eingesetzte Druckmesssonden im Bereich des Messquerschnitts 1 der Sanierungsvariante 1 [DRUCK MESSTECHNIK, 2000]	170
Abb. 3-6: Eingesetzte Digitalkamera mit Wetterstation im Bereich des Messquerschnitts der Sanierungsvariante 3	171
Abb. 3-7: Eingesetzte Videokamera mit Videowebserver im Bereich des Messquerschnitts der Sanierungsvariante 1	171
Abb. 3-8: Eingesetzte Wetterstation im Bereich des Messquerschnitts der Sanierungsvariante 3	171
Abb. 4-1: Bathymetrie des Untersuchungsgebietes	172
Abb. 4-2: Wellenhöhen im Untersuchungsgebiet für die Randbedingungen: Wasserstand 4,0 mNN; Windgeschwindigkeit 24,0 m/s; Windrichtung 270°	173
Abb. 4-3: Wellenperioden im Untersuchungsgebiet für die Randbedingungen: Wasserstand 4,0 mNN; Windgeschwindigkeit 24,0 m/s; Windrichtung 270°	173
Abb. 4-4: Simulierte Wellenhöhen für unterschiedliche Wasserstände, Windgeschwindigkeiten und Windrichtungen im Bereich I am Elbe Strom-km 632,6	174
Abb. 4-5: Simulierte Wellenhöhen für unterschiedliche Wasserstände, Windgeschwindigkeiten und Windrichtungen im Bereich II am Elbe Strom-km 631,8	175
Abb. 4-6: Simulierte Wellenhöhen für unterschiedliche Wasserstände, Windgeschwindigkeiten und Windrichtungen im Bereich III am Elbe Strom-km 631,0	176
Abb. 4-7: Gemessene Wellenhöhen im Vergleich zu den berechneten Windwellen im Bereich I am Elbe Strom-km 632,6	177
Abb. 4-8: Häufigkeit des Auftretens bestimmter Windgeschwindigkeiten in Abhängigkeit der Windrichtung im Bereich des Messquerschnitts der Sanierungsvariante 3 (Basierend auf Tagesmittelwerten)	178



Abb. 4-9: Gemessene Windgeschwindigkeiten und Windrichtungen der Wetterstation im Bereich des Messquerschnitts der Sanierungsvariante 3 (hier: Tagesmittelwerte)	178
Abb. 5-1: Schematische Darstellung von Primär- und Sekundärwellenhöhen bei Schifffahrt [BAW, 1996]	179
Abb. 5-2: Messquerschnitte der Naturmessungen am Nordufer der Elbe	181
Abb. 5-3: Resultierende Belastung aus Wind- und Schiffswellen im Untersuchungsgebiet und –zeitraum in Abhängigkeit von ankommenden und auslaufenden Schiffen	181
Abb. 5-4: Beispielergebnis der Naturmessungen	182
Abb. 5-5: Ermittlung der durchschnittlichen Schiffsgeschwindigkeiten im Abschnitt Hamburg Schulau - Finkenwerder	183
Abb. 5-6: Schwall und Sunk in Abhängigkeit der durchschnittlichen Schiffsgeschwindigkeit [Alle Ereignisse der Naturmessungen in Hamburg im Messzeitraum vom 1. Juni 2001 bis 31. Mai 2002]	184
Abb. 5-7: Schwall und Sunk in Abhängigkeit von der Schiffslänge (links) und der durchschnittlichen Schiffsgeschwindigkeit (rechts) [Ereignisse der 33 % höchsten Wellen der Naturmessungen in Hamburg vom 1. Juni 2001 bis 31. Mai 2002]	184
Abb. 5-8: Höchste gemessene Belastung aus Schwall und Sunk während des Untersuchungszeitraums (inklusive Wasserstand der Elbe bei Vorbeifahrt des abgehenden Schiffs am 23.10.2001)	185
Abb. 6-1: Porosität von Deckschichten für verschiedene Deckwerksformen [Van der Meer (1993)]	187
Abb. 6-2: Brecherformen in Abhängigkeit vom Brecherindex $\xi$ [Pilarczyk (1990)]	188
Abb. 6-3: Porenwasserdruckparameter $c$ in Abhängigkeit von der Bodendurchlässigkeit $k$ für eine Absinkgeschwindigkeit $v = 0,12$ m/s [BAW (1999)]	189
Abb. 6-4: Aufnahme einer Schiffswelle im Untersuchungsgebiet an der Elbe, die zu einer Belastung des Deckwerks führt	190
Abb. 6-5: Deckwerk der Sanierungsvariante 1 (Elbe Strom-km 632,600)	193
Abb. 7-1: Umformungen des Uferdeckwerks in der Natur und im physikalischen Modell nach mehr als 1000 Schiffspassagen	194

## TAFELVERZEICHNIS

Tafel 6-1: Empfohlene Stabilitätsbeiwerte $k_D$ für die Bemessung der Deckschicht nach Hudson nach dem No-Damage-Kriterium (maximal 5% Umlagerungen) [Auszug aus CERC (1984)]	186
Tafel 6-2: Bemessungswerte des Schädigungsgrades S für lose Schüttsteindeckwerke mit der Dicke eines doppelten durchschnittlichen Steindurchmessers [Van der Meer (1993)]	187
Tafel 6-3: Mindestdicken von Deckwerken für verschiedene Beanspruchungen [BAW (1999)]	190
Tafel 6-4: Stabilitätsbeiwert $k_D$ für die Bemessung der Deckschicht nach Hudson nach dem No-Damage-Kriterium (maximal 5% Umlagerungen) [Auszug aus CERC (1984)]	191

## SYMBOLVERZEICHNIS

a	Korrekturfaktor zur Ermittlung des tatsächlichen Fluss-, bzw. Kanalquerschnittes [-]		bei der Berechnung von Primär- bzw. Bugwellenhöhe [-]
A	Durchströmte Querschnittsfläche, Fläche des Deckwerks [m <sup>2</sup> ]	F <sub>D</sub>	Druckstoß [kN]
A <sub>e</sub>	Erosionsfläche eines Deckwerks im Bereich des Ruhewasserspiegels [m <sup>2</sup> ]	F <sub>W</sub>	Wasserdruck [kN]
α	Neigungswinkel der Böschung [° Grad]	Φ'	Effektiver Reibungswinkel des Bodens [° Grad]
b	Breite des Deckwerks [m]	g	Erdbeschleunigung [9,81 m/s <sup>2</sup> ]
b <sub>S</sub>	Breite des Schiffs [m]	g <sub>D</sub>	Flächengewicht der Schüttung [kN/m <sup>2</sup> ]
b <sub>ws</sub>	Breite des Wasserspiegels eines Fluss- bzw. Kanalquerschnittes [m]	g' <sub>D</sub>	Flächengewicht der Schüttung unter Auftrieb [kN/m <sup>2</sup> ]
β <sub>i</sub>	Beladungskoeffizienten eines Schiffs [-]	G	Gewicht des einzelnen Deckwerksteins [kN]
c	Porenwasserdruckparameter [1/m]	G'	Gewicht des einzelnen Deckwerksteins unter Auftrieb [kN]
c'	Kohäsion [kN/m <sup>2</sup> ]	G <sub>D</sub>	Gewicht der Schüttung [kN]
d	Wassertiefe [m]	G' <sub>D</sub>	Gewicht der Schüttung unter Auftrieb [kN]
d <sub>D</sub>	Schüttdicke des Deckwerks [m]	γ	Wichte des Bodens [kN/m <sup>3</sup> ]
d <sub>krit</sub>	Kritische Tiefe der böschungsparellen Bruchfuge [m]	γ'	Wichte des Bodens unter Auftrieb [kN/m <sup>3</sup> ]
d <sub>krit hydr</sub>	Kritische Tiefe des hydraulischen Grundbruchs [m]	γ <sub>F</sub>	Wichte der Deckwerksteine [kN/m <sup>3</sup> ]
d <sub>m</sub>	mittlere Wassertiefe [m]	γ' <sub>F</sub>	Wichte der Deckwerkssteine unter Auftrieb [kN/m <sup>3</sup> ]
d <sub>s</sub>	Überdeckung eines Deckwerks am Deckwerksfuß [m]	γ <sub>Filt</sub>	Wichte des Filters [kN/m <sup>3</sup> ]
Δd	Absenk des freien Wasserspiegels [m]	γ' <sub>Filt</sub>	Wichte des Filters unter Auftrieb [kN/m <sup>3</sup> ]
D	Hauptdiagonale eines Deckwerksteins [m]	γ <sub>s</sub>	Abstands zwischen Schiffsachse und Ufer bei der Berechnung v. Sekundär- bzw. Heckwellenhöhe [m]
D <sub>N50</sub>	Mittlerer nominaler Durchmesser eines Deckwerksteins [m]	γ <sub>W</sub>	Wichte des Wassers [kN/m <sup>3</sup> ]
D <sub>N50A</sub>	Mittlerer nominaler Durchmesser der Deckschicht [m]	h	Hydrostatische Druckhöhe [m]
D <sub>N50F</sub>	Mittlerer nominaler Durchmesser des Kornfilters [m]	H	Wellenhöhe [m]
D <sub>N50U</sub>	Mittlerer nominaler Durchmesser des Untergrundes [m]	H <sub>P</sub>	Wellenhöhe gemessen von einer Druckmessdose [m]
δ <sub>0</sub>	Best. Faktor zur Ermittlung des tatsächlichen Fluss-, bzw. Kanalquerschnittes bei der Berechnung von Primär- bzw. Bugwellenhöhe [-]	H <sub>Pri</sub>	Wellenhöhe der Primär- bzw. Bugwelle [m]
ε	Einbettungsart [-]	H <sub>Sek</sub>	Signifikante Wellenhöhe der Sekundär- bzw. Heckwelle [m]
φ	Var. Faktor zur Ermittlung des tatsächlichen Fluss-, bzw. Kanalquerschnittes	H <sub>S</sub>	Signifikante Wellenhöhe [m]
		ΔH	Hohlraumanteil der Schüttung [-]
		i <sub>P</sub>	Strömungsdruck infolge Absenk [kN/m <sup>3</sup> ]

$I_r$	Irribaren-Zahl, entspricht dem Brecherparameter [-]	$v_R$	Rückströmgeschwindigkeit des Wassers am Deckwerk [m/s]
$l$	Länge des Deckwerks [m]	$v_t$	Rückströmgeschwindigkeit unterm Schiff [m/s]
$l_s$	Länge des Schiffes [m]	$V$	Volumen eines Deckwerksteins [m <sup>3</sup> ]
$k$	Durchlässigkeit des Bodens [m/s]	$\xi$	Korrekturfaktor zur Erfassung der Abweichungen der eindimensionalen Rechnung gegenüber dem dreidimensionalen Strömungszustand bei der Berechnung der Primärwellen- bzw. Bugstauhöhe
$k_D$	Stabilitätsbeiwert für Steingemische [-]	$\xi_m = I_r$	Brecherparameter [-]
$k_P$	Koeffizient des Druck-Ansprechverhaltens einer Druckmessdose [-]	$x$	Koordinate in x-Richtung [-]
$\kappa$	Querschnittsfaktor [-]	$y$	Koordinate in y-Richtung [-]
$L$	Wellenlänge [m]	$z$	Koordinate in z-Richtung [-]
$n$	Porenanteil [-]	$z_P$	Überdeckungshöhe einer Druckmessdose, positiv gemessen überhalb des Ruhewasserspiegels [m]
$N$	Anzahl der Wellen einer Belastung [-]		
$p$	Hydrostatischer Wasserdruck [kN/m <sup>2</sup> ]		
$\Delta p$	Hydrostatische Wasserdruckänderung [kN/m <sup>2</sup> ]		
$P$	Porosität der Deckschicht [-]		
$\rho_s$	Schüttdichte trocken [kg/m <sup>3</sup> ]		
$\rho_F$	Trockenrohddichte der Deckwerksteine [kg/m <sup>3</sup> ]		
$\rho_w$	Dichte des Wassers [kg/m <sup>3</sup> ]		
$s$	Abstand zwischen einem passierenden Schiffsbug und einer Böschung bei der Berechnung von Sekundär- bzw. Heckwellenhöhe [m]		
$s_B$	Bugstau [m]		
$s_{om}$	Wellensteilheit [-]		
$S$	Schädigungsgrad [-]		
$t$	Zeit [s]		
$t_a$	Dicke der Schüttsteinlage des Deckwerks [m]		
$t_s$	Tiefgang des Schiffes [m]		
$t'_s$	Sohlfreiheit [m]		
$T$	Wellenperiode [s]		
$T_m$	Mittlere Wellenperiode [s]		
$\tau$	Schubspannung [kN/m <sup>2</sup> ]		
$W_{50}$	Wichte des mittleren Steinmaterials nach HUDSON [kN]		
$\Delta u$	Porenwasserüberdruck [kN/m <sup>2</sup> ]		
$v$	Strömungsgeschwindigkeit [m/s]		
$v_s$	Mittlere Geschwindigkeit des Schiffes [m/s]		

## 1 Einleitung

Das Nordufer der Elbe im Bereich Hamburg-Nienstedten zwischen Strom-km 630 und 633 (Abb. 1-1) ist vor der Hochwassermauer mit Schüttsteinen gegen Erosion durch Strömung und Wellenschlag gesichert.

Das Deckwerk wurde parallel zum Fluss auf sandigem Untergrund auf einer mineralischen (Filter-) Unterschicht aufgebracht. Im Verlauf von wenigen Jahren bildeten sich Verwerfungen, d.h. Teile der Deckschicht verlagerten sich in regelmäßigen, wellenartigen Abständen in Richtung Strommitte. Fotoaufnahmen lassen den Eindruck eines Bühnenfeldes aus Schüttsteinen aufkommen, Abb. 1-2.

Da ein vergleichbarer Schaden an Deckwerken eines Stroms bisher nicht beobachtet bzw. berichtet worden ist, wurde in einer ersten Phase die Situation erfasst:

- Dokumentation, Analyse und Darstellung der Deckwerksverformungen anhand von Fotos, Videos und Lageplänen und Begehung sowie Auswertung von Aufmessungen und Peilplänen;
- Ermittlung möglicher Grund- und Stauwasserbereiche anhand von Peilbrunnen, Bohrprofilen und zu beschaffenden Informationen;
- Darstellung der geologischen und bodenmechanischen Strukturen in Bereichen, die durch Probebohrungen und vorhandene Unterlagen

erfasst sind;

- Auswertung von Jahrespeilungen sowie zusätzlicher Peilungen in der Stromelbe, um auf Uferveränderungen zu schließen;
- Darstellung von Schiffsbewegungen und Schiffswellen;
- Ermittlung von Strömungen und Strömungsgeschwindigkeiten aufgrund vorhandener Daten und Modelle, z.B. BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU (BAW);
- Abschätzung der Wellenhöhen mit Simulationsmodellen.

Zur Sanierung des Deckwerkes hatte das Amt STROM- UND HAFENBAU – BEREICH STROMBAUTEN – im Mai 2000 insgesamt drei Vorschläge erarbeitet. Hiervon wurden zwei Vorschläge auf Teststrecken im Bereich des Untersuchungsgebietes eingebaut, nachdem durch das FRANZIUS-INSTITUT eine Analyse der Vorschläge erfolgte.

In der zweiten Phase sollten Einbau und Verhalten der Sanierungsvorschläge wissenschaftlich begleitet und auf ihre Wirkungsweise und Stabilität bewertet werden. Mit dem Amt für STROM- UND HAFENBAU wurde eine Beobachtungsphase für zwei Teststrecken durchgeführt, bevor eine der beiden Sanierungsvarianten für den gesamten Sanierungsbereich ausgewählt wurde. In der zweiten Versuchsphase wurden.

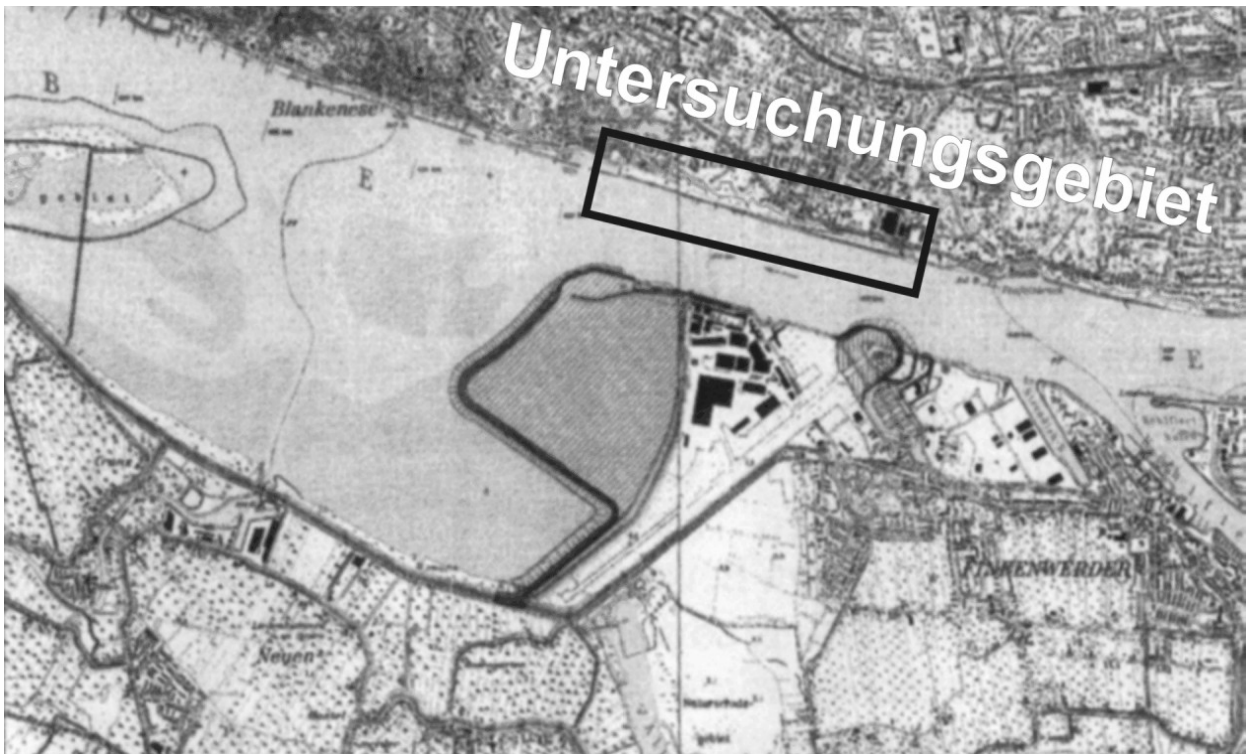


Abb. 1-1: Untersuchungsstrecke am Nordufer der Elbe Strom-km 630 bis 633

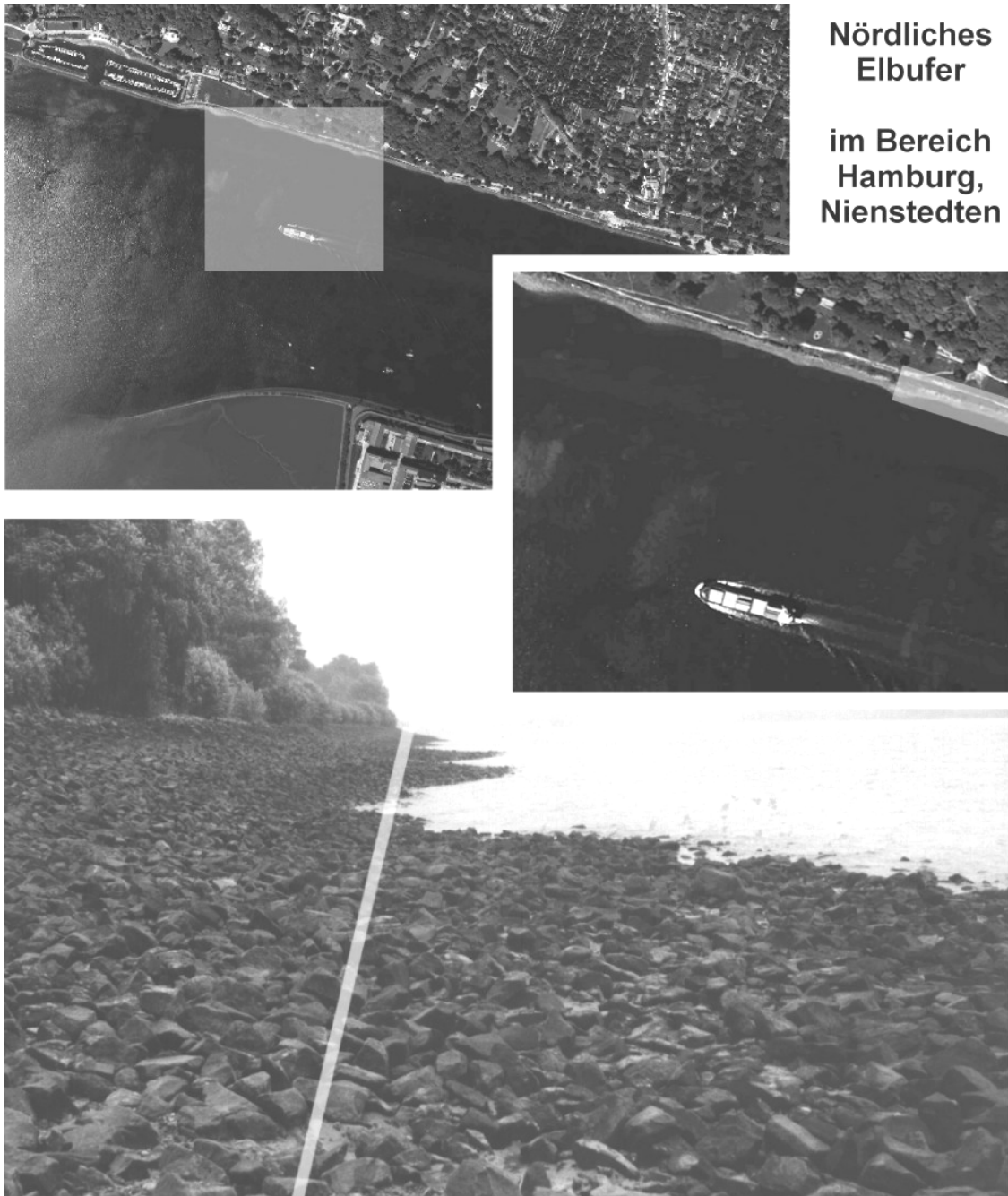


Abb. 1-2: Verwerfungen des Deckwerks am Nordufer der Elbe  
[Aufnahme: STROM- UND HAFENBAU, Luftbilddaufnahme: D-SAT2 Satellitenatlas, SCOUT-SYSTEMS]

## 2 Untersuchungen der Phase 1

### 2.1 Aufbau des Uferdeckwerks

Das Nordufer der Elbe bei Nienstedten zwischen Strom-km 630 bis 633 (Untere Elbe Blatt 10) wurde von 1952 bis 1956 in seiner heutigen Form ausgebaut. Hierzu wurde auf dem Urgelände ein Wall mit Trümerschutt angelegt. Seine Außenböschung hatte eine Neigung von 1 : 3, die Binnenböschung eine Neigung von 1 : 2 (Abb. 2-1). Die Krone des Walls wurde mit Kaimauerabdeckplatten abgedeckt, welche von der

ehemaligen schon vor dem Krieg gebauten und im Krieg teilweise zerstörten Kaimauer stammten. Das Gelände bis zur ehemaligen Kaimauer wurde mit Sand aufgefüllt. Zur Wasserseite hin schloss sich an die Kaimauerabdeckplatten ein Kaimauerbegrenzungsband an, welches ebenfalls von der alten Kaimauer verwendet wurde. Die Außenböschung des Trümmerwalls wurde mit Natursteinen gesichert. Das Deckwerk der Uferböschung wurde im Januar 1996 vom Amt für STROM- UND HAFENBAU instand gesetzt. Hierzu wurden Naturschüttsteine der Wasserbausteinklasse II verwendet.

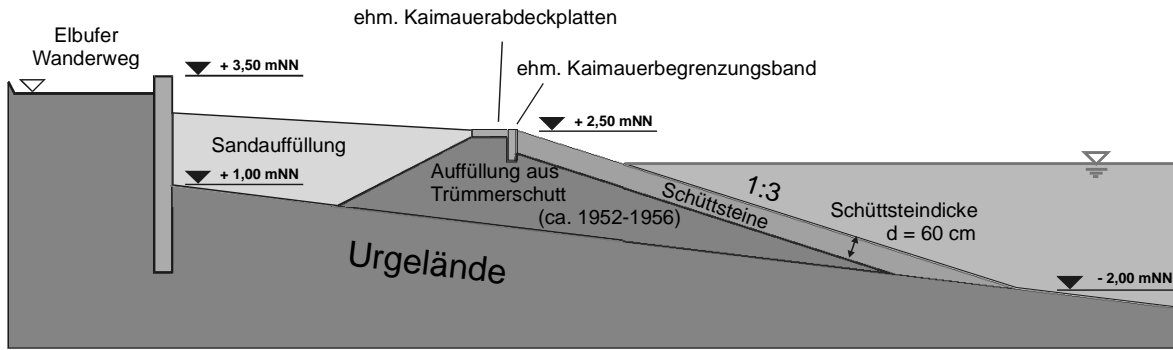


Abb. 2-1: Querschnitt des Uferdeckwerks im Untersuchungsbereich

## 2.2 Bodenmechanische Strukturen

Der Untergrund im Untersuchungsgebiet wurde 1971 durch 18 gestörte Proben (Bohrungen) erkundet. Die Lage und Mächtigkeit der einzelnen Schichten kann hierbei nur für die Probeentnahmestellen exakt festgestellt werden. Die Lage der Probeentnahmestellen im Bereich des Untersuchungsgebiets kann der Abb. 2-2: entnommen werden. Aus der Lage der einzelnen Schichten des Schnittes A-A (Abb. 2-2:) wurde auf die weiteren geologischen Strukturen geschlossen. Es ist erkennbar, dass im Untersuchungsgebiet konsolidierte und nicht kompressible Schichten vorliegen,

die zu Setzungen und damit zu Deckwerksverformungen führen könnten. Auch ist kein Zusammenhang zwischen Verformungen der Sohle infolge von Propellerstrahlbelastung und Rippelbildung und den Deckwerksverformungen erkennbar, da eine Erosion der Fahrriensensole in diesem Bereich aufgrund der erosionsfesten Böden nur schwer möglich ist.

## 2.3 Grund- und Stauwasser

Durch Grund-, Stau- und Sickerwasserströmungen kann es zu einer Belastung des Deckwerks von innen kommen. Diese indirekten Kraftwirkungen auf ein

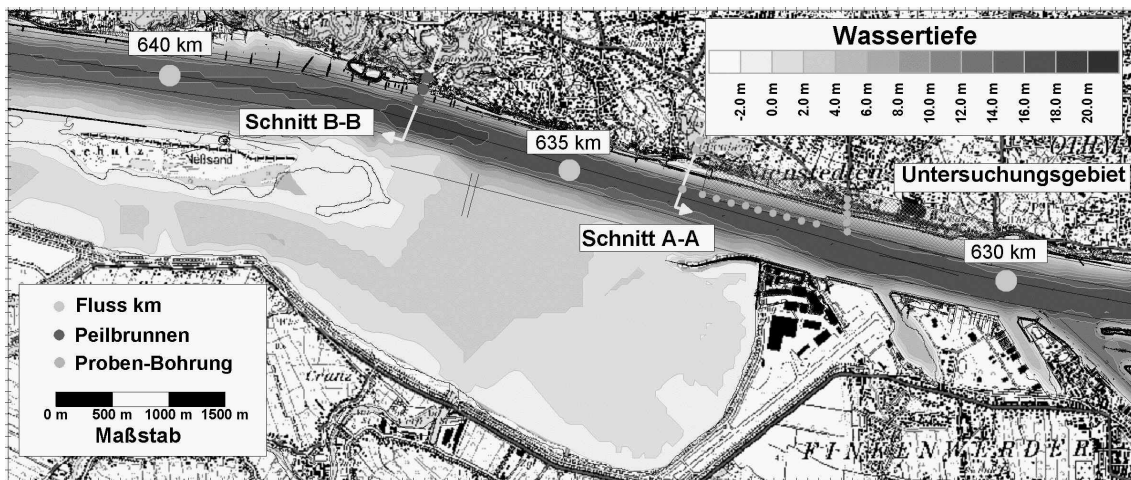


Abb. 2-2: Lage von Peilbrunnen und Probebohrungen im Bereich des Untersuchungsgebiets

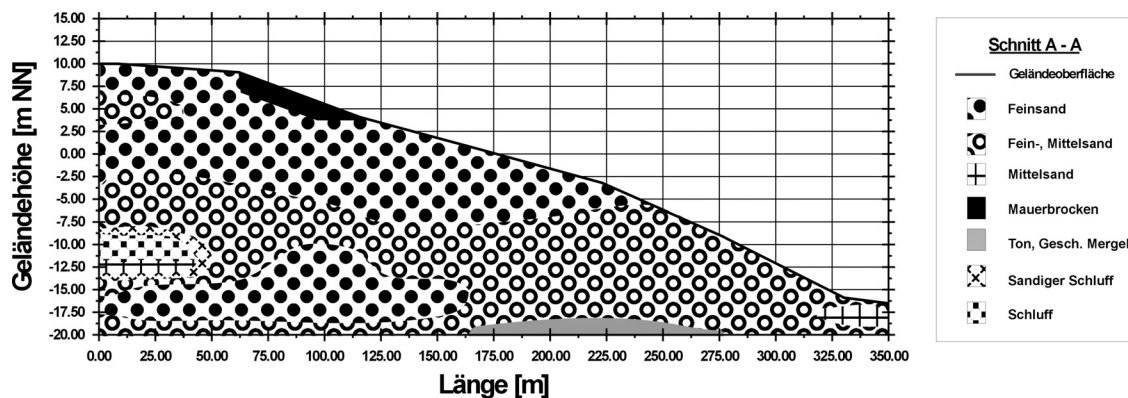


Abb. 2-3: Geologischer Querschnitt im Bereich des Untersuchungsgebiets (Schnitt A-A, Lage Abb. 2-2:)

Deckwerk werden von hydrostatischen Druckänderungen verursacht, die bei einem Absink unterhalb des Wasserspiegels auftreten können.

Ein Wasserspiegelabsink bewirkt im gesamten abgesenkten Bereich des Gewässerbettes Porenwasserüberdrücke im Untergrund, deren Größe von der Absinkgeschwindigkeit, vom Absinkmaß und von der Durchlässigkeit des Bodens abhängig ist. Die durch den Absink bedingten Porenwasserüberdrücke haben zur Bodenoberfläche gerichtete Porenwasserströmungen zur Folge, die bei Überschreiten des Grenzspannungszustandes an Unterwasserböschungen zu Rutschungen führen können. Der Grundwasserspiegel wurde mit 4 Peilbrunnen erfasst. Die Lage der Peilbrunnen kann Abb. 2-2: entnommen werden. Die Abb. 2-4 zeigt die Jahresganglinie des Wasserstandes für den Peilbrunnen FA2A.1 des Wasserwerks Bausberg im Zeitraum 1963 bis 1998

Im Querschnitt des Grundwasserprofils (Abb. 2-5, Lage Abb. 2-2:) ist zu erkennen, dass der Grundwasserspiegel im Bereich des Böschungfußes austritt. Dies

liegt selbst bei Tideniedrigwasser unter Wasser. Es ist auch erkennbar, dass der Grundwasserspiegel im Deckwerksbereich rund 5 m unter der Geländeoberfläche liegt, d.h. in weiten Bereichen keinen Einfluss auf das Deckwerk hat.

## 2.4 Bathymetrie der Elbe

Die Systemgeometrie des Uferdeckwerks mit seiner umgebenden Topographie und Bathymetrie haben Bedeutung bei Seegangsbelastungen bzw. die durch Umformungsprozesse veränderten Wind- und Schiffswellen am Ufer. Die Bathymetrie hat jedoch nur Einfluss auf die Wellen wenn diese in diesem Bereich schon Grundberührung haben, d.h. wenn hinsichtlich des Seegangs Flachwasserbedingungen vorherrschen. Im Flachwasser verändert die Bathymetrie die Seegangsausbreitung durch Refraktionsprozesse.

Zur Bemessung des Deckwerks und zur Ermittlung eventueller Schadenspotentiale und Veränderungen eines Deckwerks wird nach VAN DER MEER (1993)

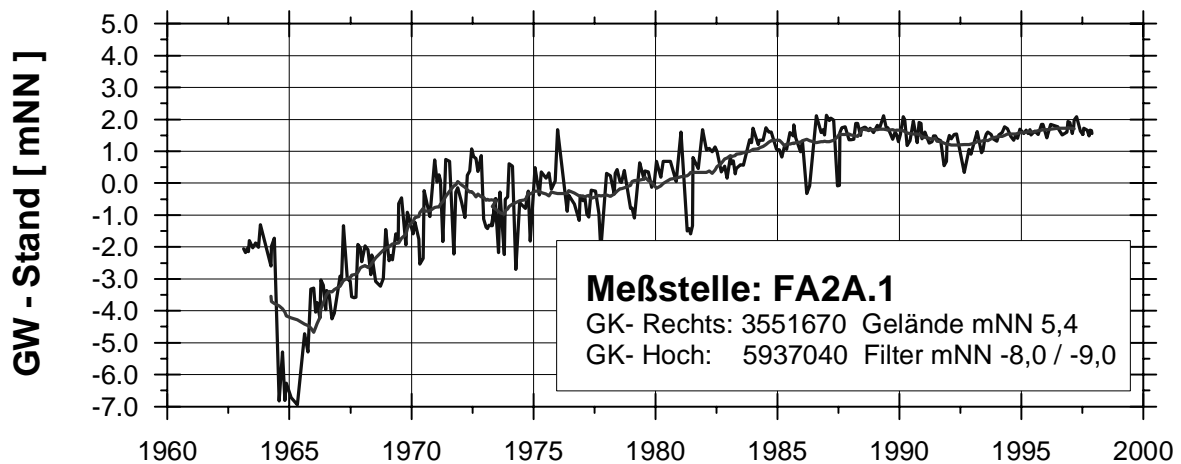


Abb. 2-4: Wasserstandganglinie für den Peilbrunnen FA2A.1 des Wasserwerks Bausberg

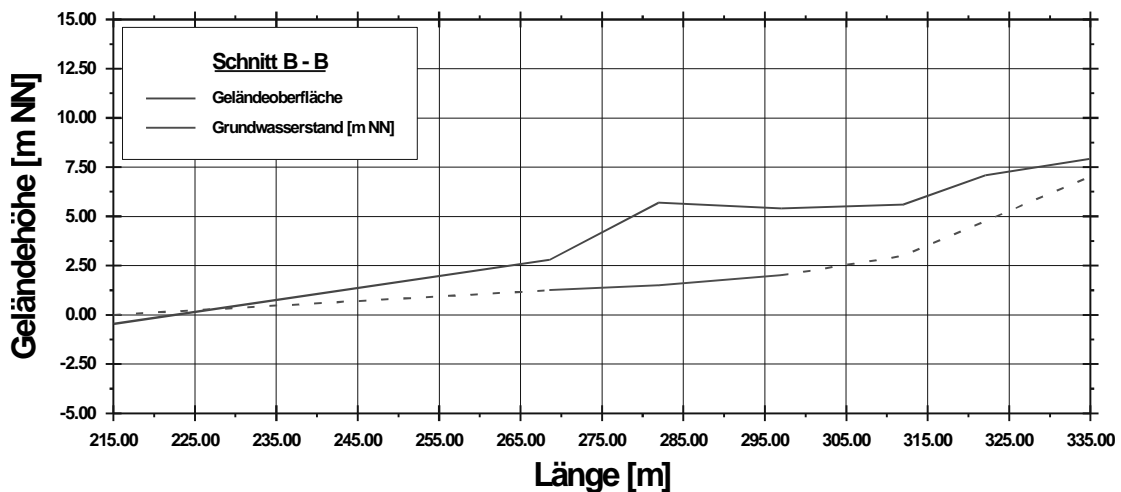


Abb. 2-5: Profil des Grundwasserspiegels quer zum Ufer (Schnitt B-B, Lage Abb. 2-2:) [Jahresmittelwert 1996 ermittelt von den HAMBURGER WASSERWERKEN GMBH]



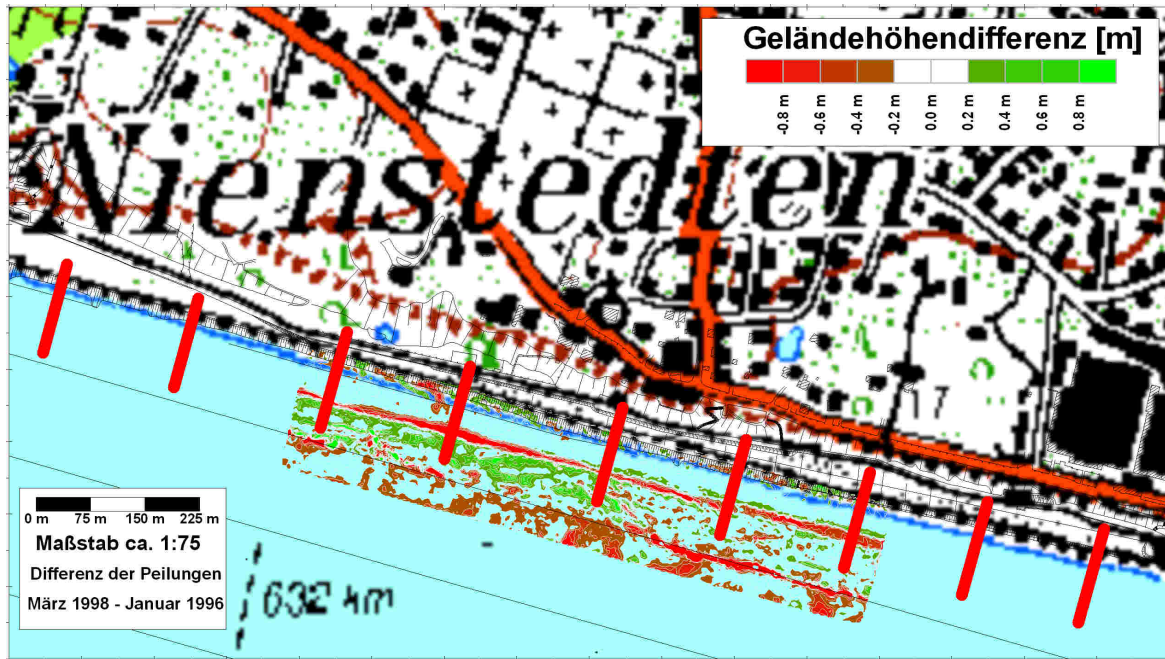


Abb. 2-6: Differenz der Flächenpeilungen im Untersuchungsgebiet  
[hier: zwischen der Peilung im März 1998 und im Januar 1996]

die erosionsgefährdete bzw. die schon in Umformung befindliche normierte Fläche des Deckwerks benötigt. Diese kann z.B. mit Hilfe von Peilungen aufgemessen und quantifiziert werden. Um Veränderungen des Deckwerks und seiner umgebenden Bathymetrie quantifizieren zu können, wurden Peilungen aus dem Jahr 1998 von der Referenzpeilung im Jahr 1996 abgezogen (Abb. 2-6). Auflandungen bzw. Erhöhungen im Gelände in der 1998'er Peilung sind gegenüber der Referenzpeilung grün dargestellt, während Erosionen und Abtrag von Sedimenten oder Deckwerkssteinen rot dargestellt sind. Es ist deutlich erkennbar, dass sich im Bereich des Strom-km 631,8 eine Ausbuchtung aus dem ehemals geraden Deckwerk gebildet hat. Hier haben Verformungen mit bis zu 0,6 m Höhe (lotrecht zum freien Wasserspiegel, siehe Abb. 2-7) stattgefunden. Die meisten Verformungen, die in den zwei Jahren zwischen den Peilungen stattgefunden haben, sind im westlichen Bereich des Peilabschnittes erkennbar. Hier haben Veränderungen mit bis zu 0,4 m Höhenunterschied stattgefunden. Im östlichen Bereich sind weniger Veränderungen erkenn-

bar, die sich in ihrer Größe aber kaum verändert haben. Zwischen den Peilungen im Januar 1998 und März 1998 sind im Vergleich zur Referenzpeilung 1996 kaum Unterschiede erkennbar.

## 2.5 Strömungen im Bereich des Deckwerks

Für den untersuchten Abschnitt des Uferdeckwerks im Bereich der Elbe Strom-km 630 bis 633 sind Strömungssimulationen durch die BAW (1996) durchgeführt worden. Sie zeigen, dass die Strömungsgeschwindigkeiten im Bereich des untersuchten Deckwerks bei durchschnittlich 0,3 m/s während der Ebbe-Phase liegen. Zur Flut-Phase betragen die durchschnittlichen Strömungsgeschwindigkeiten über dem Deckwerk etwa 0,4 m/s bei mittleren Tideverhältnissen. Die Strömungen treten weitgehend uferparallel auf. Zur Flut-Phase bewirkt die Leitwand am Mühlenberger Loch offenbar eine Umlenkung der Strömung und damit eine schräge Anströmung des Deckwerks im westlichen Bereich des Untersuchungsgebiets (Abb. 2-8). Dies ist bei einer Gitterauflösung von

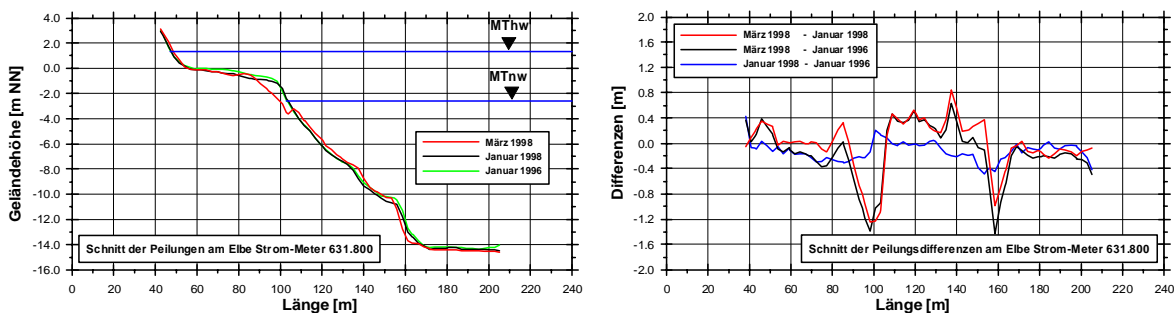


Abb. 2-7: Differenzen der Peilungen im Schnitt von Elbe Strom-km 631,8

50 m x 50 m im Modell jedoch nicht eindeutig. Um für diesen Bereich eine genauere Aussage treffen zu können, müsste ein Detailmodell aufgebaut werden.

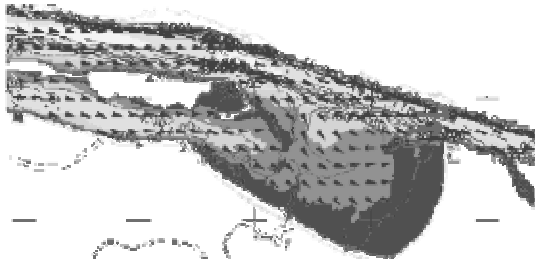


Abb. 2-8: Simulierte Strömungsgeschwindigkeiten während der Flut-Phase mit Andeutungen der Strömungsbelastung auf das Deckwerk [BAW, 1996]

Die simulierten Strömungsgeschwindigkeiten stellen keine direkte Gefährdung des Uferdeckwerks dar. Es können sich keine einzelnen Steine des Deckwerks hierdurch in Bewegung setzen. Für einen durchschnittlichen Steindurchmesser  $D_{N50} = 0,25$  m des Deckwerks (Güteklasse II) liegt die kritische Erosionsgeschwindigkeit nach SHIELDS (1936) bei  $v_{krit} = 2,5$  m/s. Die uferparallele Strömung kann jedoch durch andere Belastungen gelockerte oder sich in Bewegung befindliche Deckwerkssteine transportieren und an anderer Stelle ablagern. Hierbei könnte besonders die schräge Anströmung im westlichen Bereich (schwarze Pfeile in Abb. 2-8) des untersuchten

Uferdeckwerks zu welligen und periodischen Verformungen des Deckwerks führen, wie sie im Untersuchungsgebiet vorkommen.

### 3 Untersuchungen der Phase 2

#### 3.1 Sanierungsvorschläge

Zur Sanierung des Deckwerks hat das Amt für STROM- UND HAFENBAU – BEREICH STROMBAUTEN – im Mai 2000 insgesamt drei Vorschläge mit dem Ziel erarbeitet die widerstandsfähigste Versuchsböschung für eine zukünftige Sanierung zu erhalten.

##### 3.1.1 Sanierungsvorschlag Variante 1

In der Variante 1 sollte das vorhandene Deckwerk wie in Abb. 3-1 dargestellt mit einer Böschungsneigung 1 : 3 abgeglichen und profiliert werden und anschließend mit einem schweren Deckwerk aus Metallhütenschlacken der Güteklasse III abgedeckt werden. Die im Jahr 2000 kalkulierten Kosten beliefen sich hierbei auf circa 1.230 DM bzw. circa 629 € pro laufenden Meter Ausbau.

##### 3.1.2 Sanierungsvorschlag Variante 2

Im Sanierungsvorschlag der Variante 2 sollte, wie in

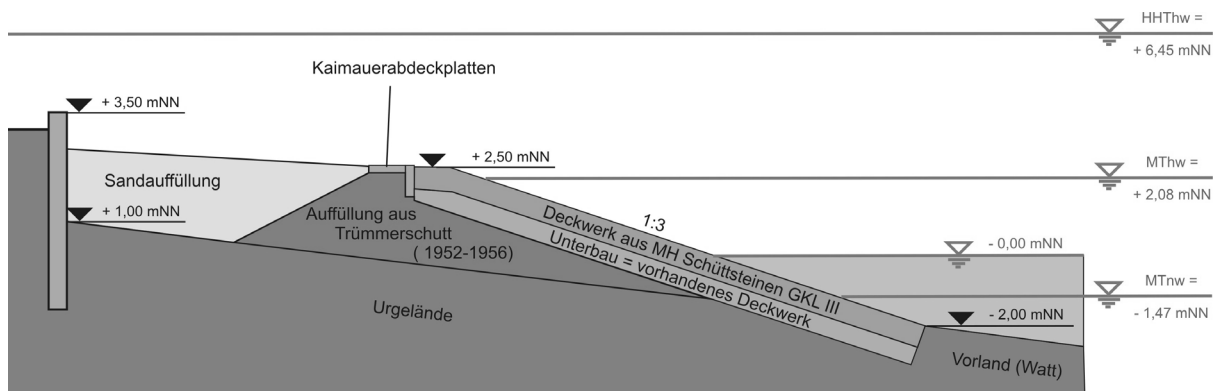


Abb. 3-1: Sanierungsvorschlag Variante 1

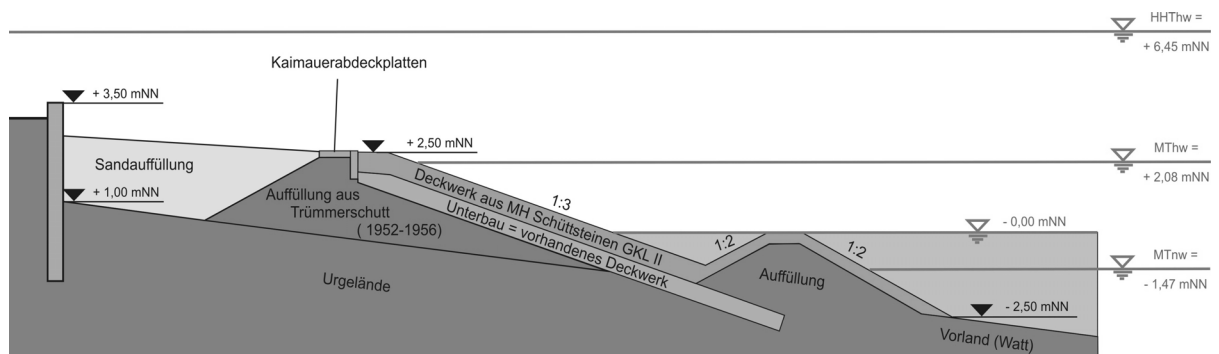


Abb. 3-2: Sanierungsvorschlag Variante 2

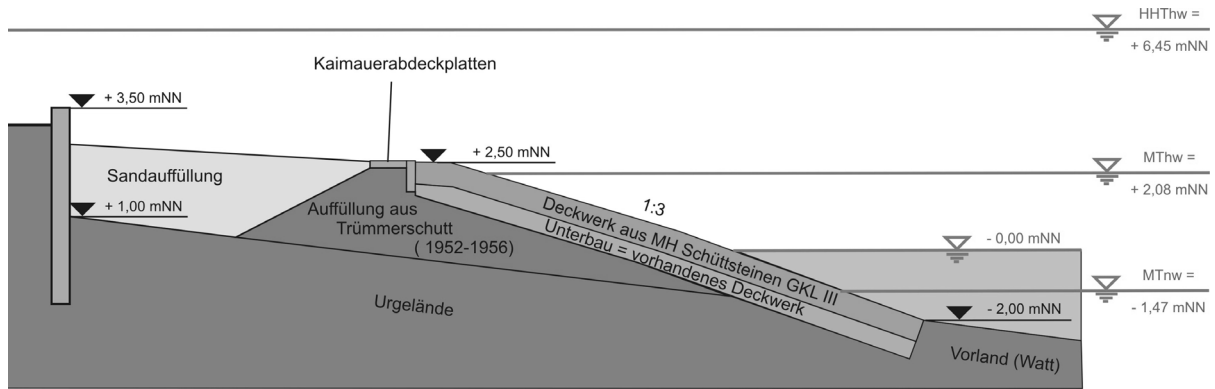


Abb. 3-3: Sanierungsvorschlag Variante 3

Abb. 3-2 dargestellt, ein Unterwasserleitwerk bzw. Unterwasserwellenbrecher profiliert werden. Der Kern des Leitwerks sollte aus dem vorhandenen Deckwerk und weiteren Auffüllmaterial bestehen. Das vorhandene Deckwerk und der Kern des Leitwerks sollten mit einem weiteren schweren Deckwerk aus Metallhüttensteinen der Güteklasse II abgedeckt werden. Das Unterwasserleitwerk bzw. der Unterwasserwellenbrecher sollte ein Brechen der Wellen und damit eine Reduzierung der Belastung durch anlaufende Wellen ermöglichen. Die im Jahr 2000 kalkulierten Kosten beliefen sich für die Variante 2 auf circa 1.304 DM bzw. circa 667 € pro laufenden Meter Ausbau.

### 3.1.3 Sanierungsvorschlag Variante 3

Variante 3 entspricht im Wesentlichen der Variante 1. Hierbei sollte jedoch auf das Nachprofilieren des vorhandenen Deckwerks verzichtet werden. Hier soll, wie in Abb. 3-3 dargestellt, nur das natürlich geformte Deckwerk mit einem schweren Deckwerk aus Metallhüttensteinen der Güteklasse III abgedeckt werden. Die im Jahr 2000 kalkulierten Kosten beliefen sich für die Variante 3 auf circa 980 DM bzw. circa 501 € pro laufenden Meter Ausbau.

## 3.2 Teststrecken und wissenschaftliche Begleitung

Nach Diskussion mit dem Amt für STROM- UND HAFENBAU – BEREICH STROMBAUTEN – wurden die Variante 1 und 3 für mögliche Sanierungsmaßnahmen ausgewählt. Die Wirkung des Unterwasserleitwerks bzw. des Unterwasserwellenbrechers der Variante 2 ist nur bei konstanten Wasserständen gegeben. Variieren die Wasserstände, so hat der Wellenbrecher bei großem Freibord keinen Einfluss. Im Bereich Hamburg beträgt der Tidehub im Durchschnitt 3,6 m, so dass eine Wirkung des Wellenbrechers

nicht gegeben ist und daher als Sanierungsvariante nicht in Frage kommt.

Für die Sanierungsvarianten 1 und 3 wurden zwei jeweils 80 m lange Teststrecken im Untersuchungsgebiet ausgewählt. Sanierungsvariante 1 liegt direkt östlich vom Jollenhafen Mühlenberg (Elbe Strom-Km 632,600), während Sanierungsvariante 3 im Bereich des Strom-Km 631,800 weiter stromauf liegt.

Im Rahmen der wissenschaftlichen Begleitung wurden durch das FRANZIUS-INSTITUT folgende Untersuchungen durchgeführt:

- Messung der Wind- und Schiffswellen mit Hilfe von Wellenpegeln und Druckmessdosen.
- Messung der Windrichtung und Windgeschwindigkeit mit Hilfe einer Wetterstation.
- Aufnahmen der Veränderung der Verformungen und der Stabilität des Deckwerks mit Hilfe von Video- und Digitalkameras.

## 3.3 Messgeräte

### 3.3.1 Drahtwellenpegel

Zur Messung der Wellen die auf das Deckwerk auftreffen wurden zwei Verfahren eingesetzt. Dies sind zum einen Druckmessgeräte und zum anderen Drahtwellenpegel. Das grundlegende Funktionsprinzip von Drahtwellenpegeln basiert auf der im Vergleich zu Luft erhöhten Leitfähigkeit von Wasser.

Der eingesetzte Drahtwellenpegel im Bereich der Hafeneinfahrt des Mühlenberger Jollenhafens besteht aus einem Leistungskreis, welcher aus einem blanken Wellenmessdraht (1,5 Ω/m) und einer isolierten Kupferspeiseleitung (0,007 Ω/m) besteht, und aus einem Messkreis, welcher sich aus einer isolierten Kupferleitung zum Fußpunkt und einer Bezugselektrode zusammensetzt (Abb. 3-4). Durch die im Vergleich zum Messdraht niederohmige Speisung liegt nahezu die gesamte Speisespannung am Messdraht an. Der Spannungsabfall am Messdraht zwischen Fußpunkt

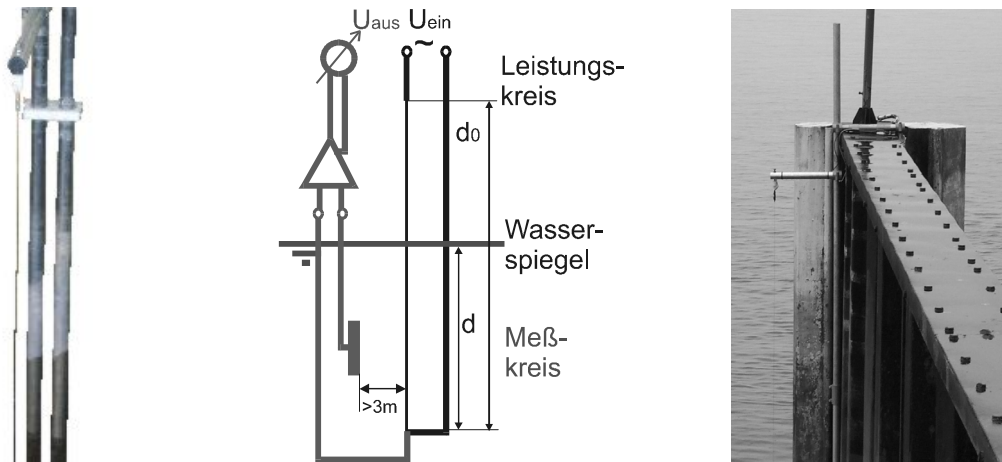


Abb. 3-4: Messprinzip des eingesetzten Drahtwellenpegels im Bereich der Hafeneinfahrt des Mühlenberger Jollenhafens

und Wasseroberfläche wird über den Widerstand des Wassers, dieser kann durch den sehr hohen Eingangswiderstand des Messverstärkers vernachlässigt werden, gemessen und ist proportional zur Eintauchtiefe  $d$  des Pegels. Es gilt:

$$d = d_0 \cdot \frac{U_{\text{aus}}}{U_{\text{ein}}} = \tilde{k} \cdot U_{\text{aus}} \quad \text{Gl. 3-1}$$

wobei  $d_0$  die gesamte Länge des Wellenpegels,  $U_{\text{ein}}$  die an den Referenzkreis angelegte Spannung und  $U_{\text{aus}}$  die an der Bezugs elektrode gemessene Spannung bezeichnet. Bei dem o.g. Verfahren können Schwankungen der Leitfähigkeit  $G$  auftreten. Die daraus resultierenden Abweichungen können jedoch wegen des hohen Eingangswiderstands des Messverstärkers vernachlässigt werden. Leitfähigkeitsänderungen, z.B. aufgrund von Salz- bzw. Temperaturgradienten oder geschichtetem Wasser, führen zu Nicht-Linearitäten in der o.g. Beziehung. Nach einer ersten Testphase in der Natur wurde daher zusätzlich durch Messung von Leitfähigkeit und Temperatur eine interne Kompensation dieses Einflusses vorgenommen.

### 3.3.2 Druckmessgeräte

Die nach dem Druckmessprinzip arbeitenden Wellenmessgeräte messen nicht die Bewegung der Wasseroberfläche selbst, sondern die hierdurch hervorgerufenen Änderungen des hydrostatischen Drucks. Dazu werden die Drucksensoren in der Regel auf dem Meeresboden eingebaut (LUCK, 1984). Zur Druckmessung werden heute fast ausschließlich piezoresistive Sensoren verwendet. Traditionelle Systeme, wie z.B. nach dem Schwingsaitenprinzip, finden kaum noch Anwendung. Abb. 3-5 zeigt piezoresistive Drucksensoren der Firma DRUCK MESSTECHNIK, die im Rahmen der Untersuchungen im Bereich des Querschnitt 1 der Sanierungsvariante 1 Verwendung fanden.

### 3.3.3 Digital- und Videokameras und Wetterstation

Zur Aufnahme der Veränderung des Deckwerks im Bereich des Messquerschnitts der Sanierungsvariante 1 wurde eine CCTV-Farbkamera der Firma

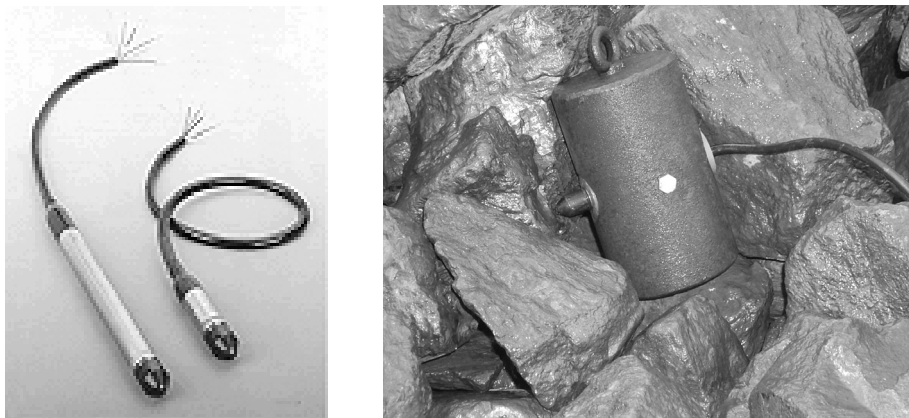


Abb. 3-5: Eingesetzte Druckmesssonden im Bereich des Messquerschnitts 1 der Sanierungsvariante 1 [DRUCK MESSTECHNIK, 2000]



Abb. 3-7: Eingesetzte Videokamera mit Videowebserver im Bereich des Messquerschnitts der Sanierungsvariante 1



Abb. 3-6: Eingesetzte Digitalkamera mit Wetterstation im Bereich des Messquerschnitts der Sanierungsvariante 3

PANASONIC vom Typ WV-CP460 in einem Wetterschutzgehäuse verwendet (Abb. 3-7). Die Kamera ist mit einem Zwischenzeilen Aufnahmeelement mit 753 Punkten horizontal und 582 Punkten vertikal ausgestattet. Eine Abtastung erfolgt mit 625 Zeilen und 50 Halb- bzw. 25 Vollbildern pro Sekunde. Die analogen PAL-Signale wurden mit Hilfe eines ERNITEC BVT-65 Moduls digital gewandelt und mit Hilfe eines 2-Draht twisted-pair Kabels übertragen. Die Daten wurden mit Hilfe eines Videowebserver der Firma CONVISION vom Typ 610A digital aufgenommen und gespeichert. Es wurde über den Zeitraum von einem Jahr Tag und Nacht ein Bild pro Minute auf den Videowebserver gespeichert.

Des weiteren wurde im Bereich des Messquerschnitts der Sanierungsvariante 3 eine Digitalkamera der Firma KODAK vom Typ DC290 ZOOM eingesetzt (Abb. 3-6). Die Kamera verfügt über eine interne Scriptfunktion der Marke DIGITA, die es erlaubt die Kamera zu

bestimmten Zeiten ein und wieder auszuschalten.

Die Kamera wurde so programmiert, dass eine Aufnahme jeweils zum Tideniedrigwasser Tag und Nacht durchgeführt wurde. Die Kamera wurde im Wetterschutzgehäuse der Wetterstation untergebracht und hat eine Auflösung von 1901 Pixel horizontal und 1212 Pixel vertikal, dies entspricht einer physikalischen Auflösung von 2,3 Millionen Pixeln.

Zusammen mit der Digitalkamera wurde am Messquerschnitt der Sanierungsvariante 3 ebenfalls eine Telemetrie-Wetterstation errichtet (Abb. 3-8). Die Station ist mit einem Windgeschwindigkeits- und Windrichtungsmesser ausgestattet, sowie einem Sensormodul zur Erfassung von Temperatur, Luftfeuchtigkeit und Lichtstärke. Die Daten wurden intern gespeichert. Zur Beurteilung der Wettersituation wurden ein Datensatz von Windgeschwindigkeit, Windrichtung, Temperatur, Luftfeuchtigkeit und Lichtstärke pro Tag gespeichert.



Abb. 3-8: Eingesetzte Wetterstation im Bereich des Messquerschnitts der Sanierungsvariante 3

## 4 Belastungen infolge windinduzierter Wellen

### 4.1 Ermittlung im Seegangmodell

Für den Bereich des Uferdeckwerks wurden die möglichen Seegangsverhältnisse mit dem numerischen Seegangmodell SWAN, welches von der TU Delft entwickelt wurde, für unterschiedliche Tidewasserstände, Strömungen und Windsituationen berechnet.

Der Seegang wird in diesem Bereich zunächst durch örtliche Windfelder angefacht. Dabei ist der Energieeintrag und damit auch die entstehende Wellenhöhe von der Windgeschwindigkeit und insbesondere der Windwirklänge (Streichlänge) abhängig.

Im Untersuchungsgebiet können Westwinde sehr hohe Wellen bewirken, da das Mühlenberger Loch hier eine relativ große Windstreichlänge bietet. Dies ist auch nach dem Ausbau des Werksgeländes der EADS der Fall.

Die Untersuchungen wurden daher mit der ursprünglichen Bathymetrie aus dem Jahr 1998 durchgeführt. Vor allem die westlichen Teile des Uferdeckwerks sind diesen hohen Wellen bei Westwinden ausgesetzt, während an den östlichen Deckwerken des Untersuchungsgebiets geringere Wellenhöhen auftreten. Für diesen Bereich herrschen für alle Windlagen nur kurze Windwirklängen.

Abb. 4-1 zeigt die für die numerische Seegangssimulation notwendige Bathymetrie des Untersuchungsge-

biets. Die Gitterauflösung für das Untersuchungsgebiet betrug 2,5 m in x- und y-Richtung.

Die Seegangssimulationen für das Untersuchungsgebiet wurden für die folgenden Randbedingungen durchgeführt:

- Wasserstände:  
0,0 mNN / 2,0 mNN / 4,0 mNN / 6,0 mNN
- Windgeschwindigkeiten:  
8,0 m/s / 16,0 m/s / 24,0 m/s / 32,0 m/s
- Windrichtungen:  
150° / 180° / 210° / 240° / 270° / 300° / 330°

Die Abb. 4-2 zeigt beispielhaft ein Ergebnis der Simulation der Wellenhöhen für die Randbedingung: Wasserstand 4,0 mNN; Windgeschwindigkeit 24,0 m/s; Windrichtung 270°. Die Wellen erreichen hier Höhen bis 0,55 m für den Bereich des westlichen Uferdeckwerks und 0,45 m für das östliche Ufer vor Nienstedten.

Abb. 4-3 zeigt die Ergebnisse der Wellenperiodensimulation für die oben genannten Randbedingungen. Es ergeben sich hier Wellenperioden von 2 bis 3 s für das gesamte Untersuchungsgebiet. Um die Wellenhöhen im Bereich des Uferdeckwerks für die verschiedenen Wasserstände, Windrichtungen und Windgeschwindigkeiten besser quantifizieren zu können sind im folgenden die Wellenhöhen über die Windrichtung für verschiedene Querschnitte und Wasserstände dargestellt.

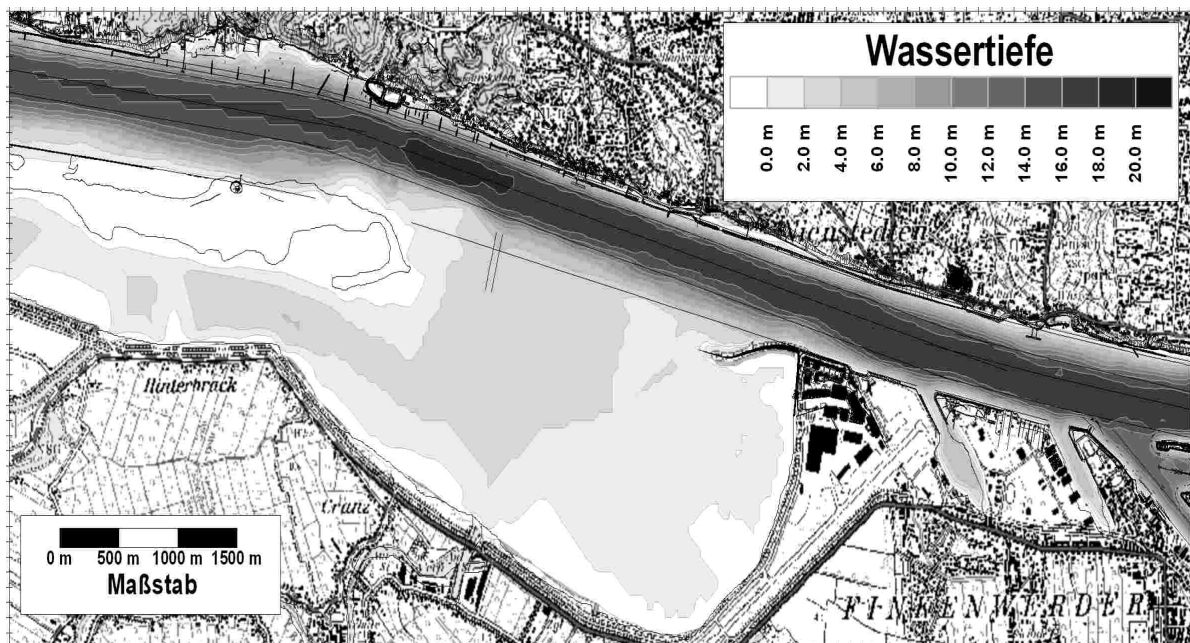


Abb. 4-1: Bathymetrie des Untersuchungsgebietes



Abb. 4-4 zeigt den Querschnitt am Elbe Strom-km 632,6; die Abb. 4-5 am Strom-km 631,8 und Abb. 4-6 zeigt die Wellenhöhen im Bereich des Elbe

Strom-km 631,0 für verschiedene Tidewasserstände, Windrichtungen und Windgeschwindigkeiten.

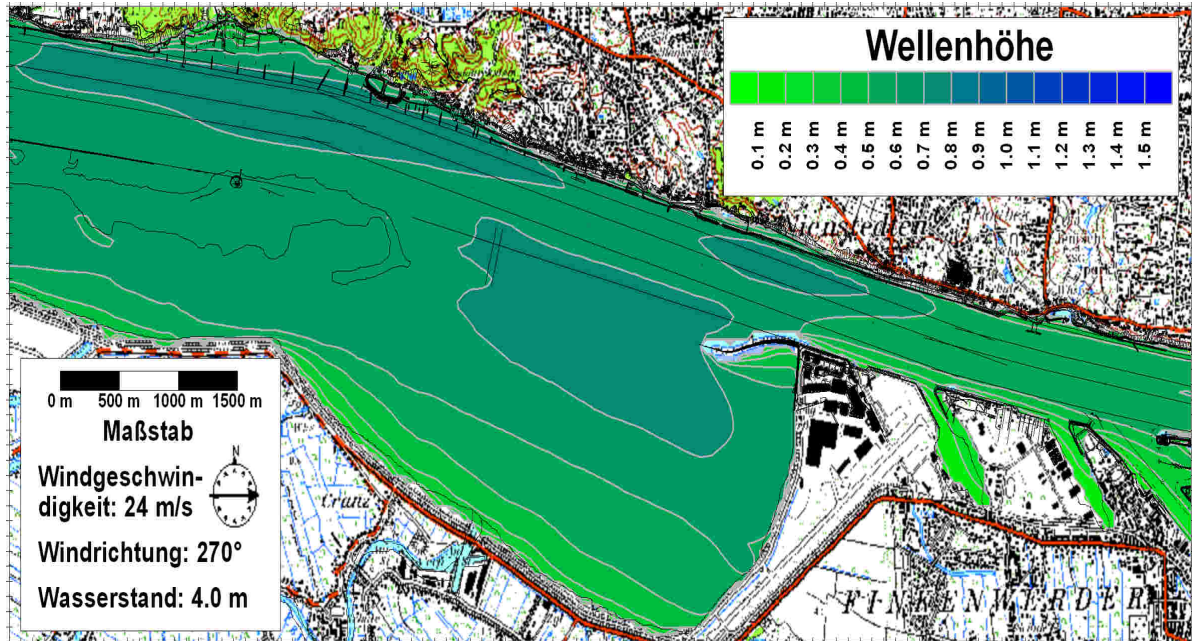


Abb. 4-2: Wellenhöhen im Untersuchungsgebiet für die Randbedingungen: Wasserstand 4,0 mNN; Windgeschwindigkeit 24,0 m/s; Windrichtung 270°

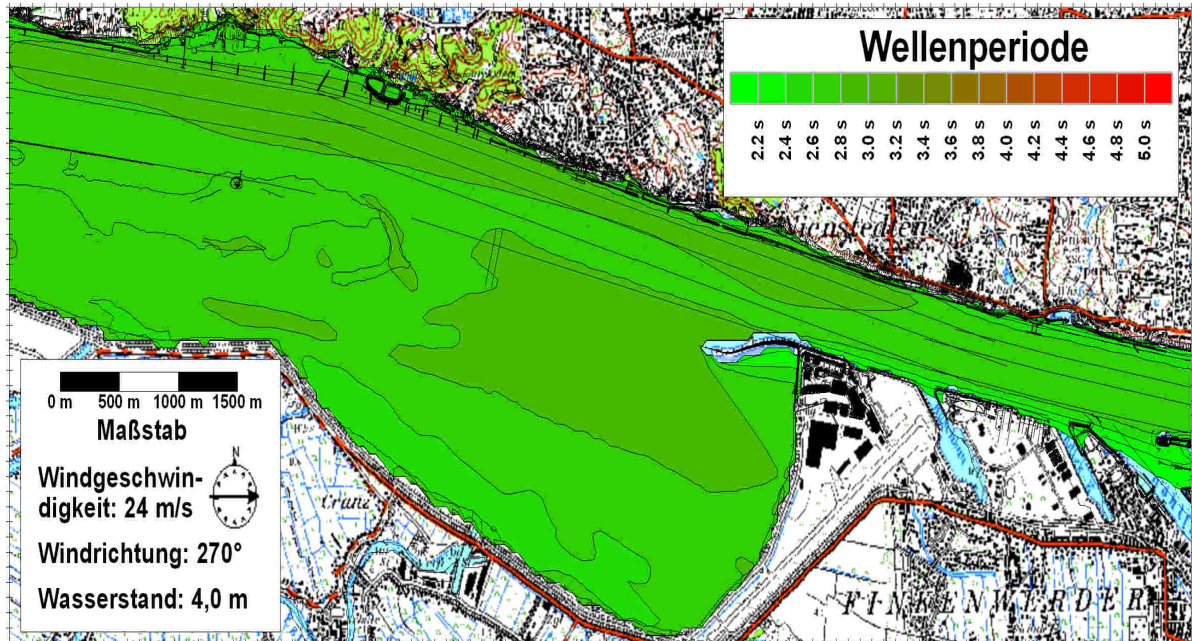


Abb. 4-3: Wellenperioden im Untersuchungsgebiet für die Randbedingungen: Wasserstand 4,0 mNN; Windgeschwindigkeit 24,0 m/s; Windrichtung 270°

# BEREICH I

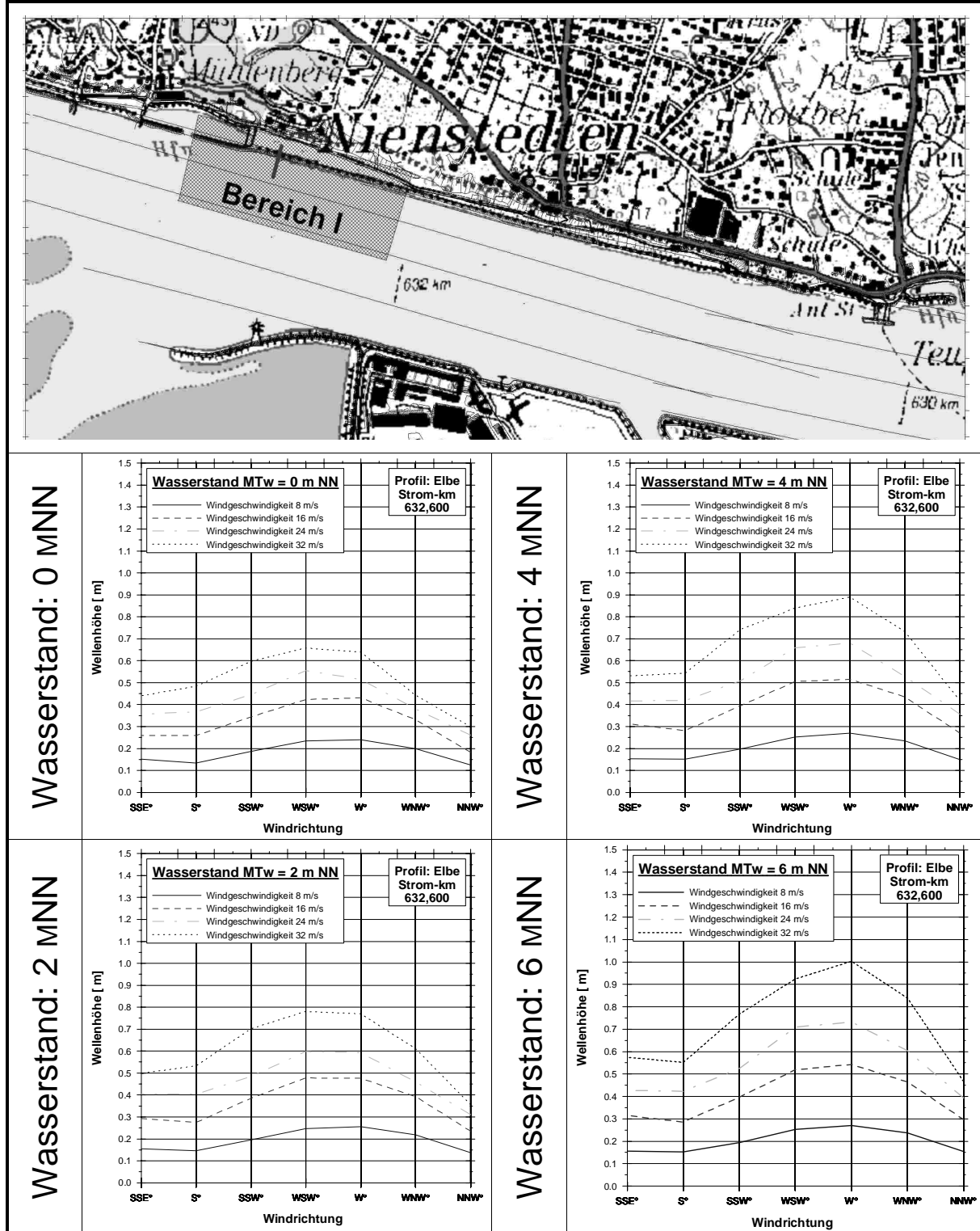


Abb. 4-4: Simulierte Wellenhöhen für unterschiedliche Wasserstände, Windgeschwindigkeiten und Windrichtungen im Bereich I am Elbe Strom-km 632,6



## BEREICH II

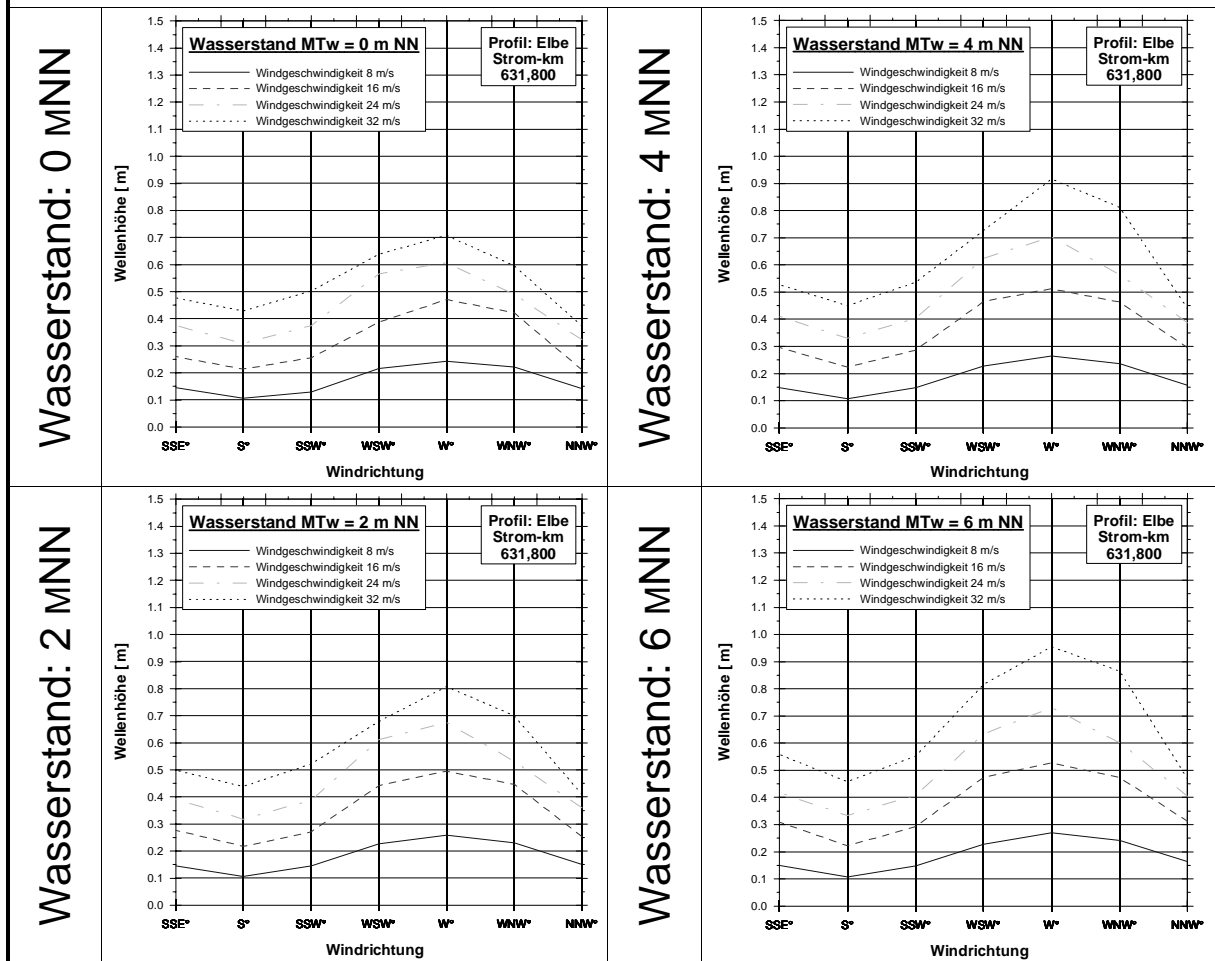
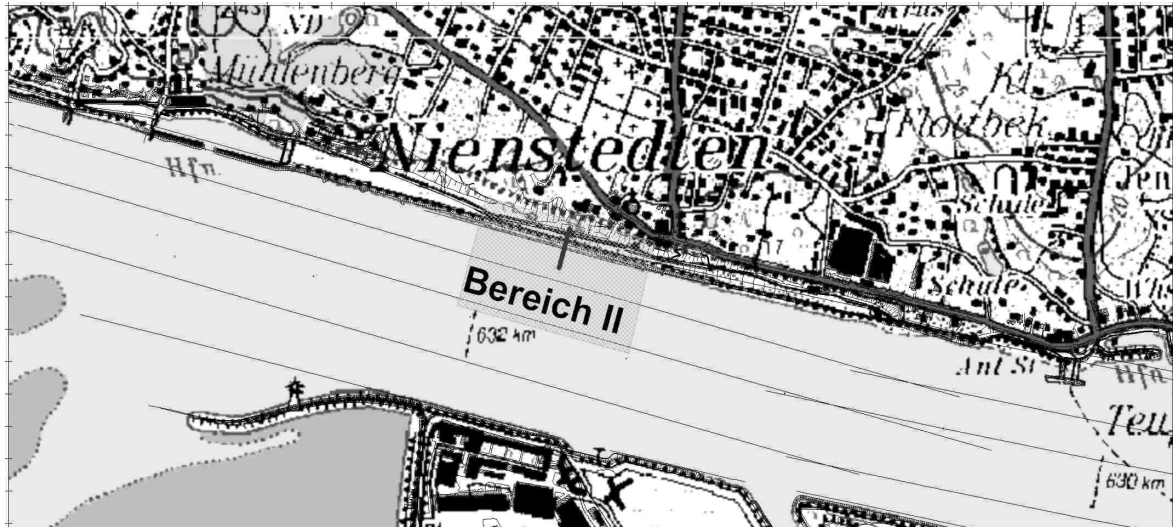


Abb. 4-5: Simulierte Wellenhöhen für unterschiedliche Wasserstände, Windgeschwindigkeiten und Windrichtungen im Bereich II am Elbe Strom-km 631,8

## BEREICH III

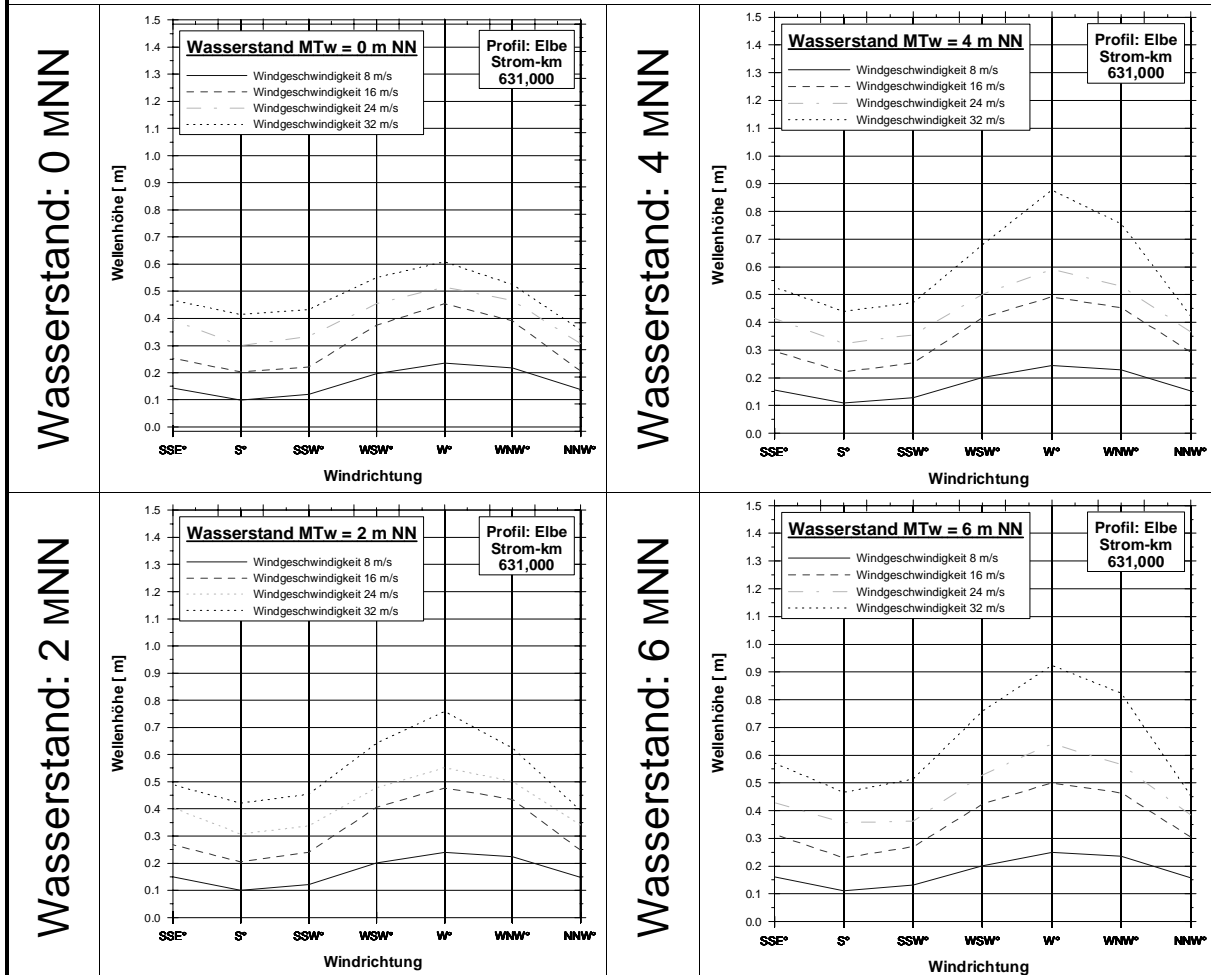
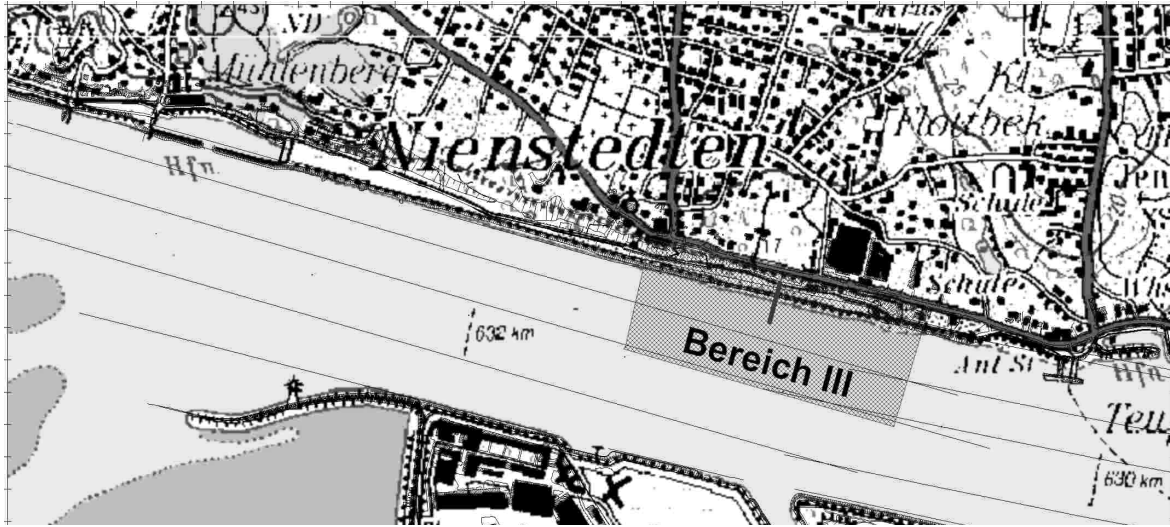


Abb. 4-6: Simulierte Wellenhöhen für unterschiedliche Wasserstände, Windgeschwindigkeiten und Windrichtungen im Bereich III am Elbe Strom-km 631,0

#### 4.2 Messung der Windwellen im Untersuchungsgebiet

Die Daten der Wasserspiegeländerung am Drahtwellenpegel und den Druckmessdosen wurden mit maximal 4 Hz, d.h. 4 Messungen pro Sekunde gespeichert. Während die Daten des Wellenpegels nur mit Hilfe einer Kalibration in Wasserspiegelauslenkungen umgerechnet werden müssen, ermitteln die Druckmessdosen den Wasserstand über eine Änderung des Wasserdrucks am Messkopf.

Je tiefer die Druckmessdose liegt, umso geringer ist das Auflösungsvermögen der eigentlichen Welle. Daher wurden mehrere Druckmessdosen in unterschiedlichen Höhenlagen eingebaut und zur Auswertung die jeweils genaueste Messung herangezogen. Die Daten wurden mit Hilfe der folgenden Gleichung umgerechnet:

$$H_s = \frac{H_p}{k_p} \quad \text{mit} \quad k_p = \frac{\cosh\left(\frac{2\pi}{L} \cdot (d + z_p)\right)}{\cosh\left(\frac{2\pi}{L} \cdot d\right)} \quad \text{Gl. 4-1}$$

Hierbei ist  $H_p$  die Wellenhöhe gemessen an der Druckmessdose,  $k_p$  ist der Koeffizient des Druckansprechverhaltens der Druckmessdose,  $L$  ist die Wellenlänge,  $d$  ist die Wassertiefe bei ruhigem Wasserspiegel und  $z_p$  entspricht der Überdeckungshöhe der Druckmessdose, positiv gemessen überhalb des Ruhewasserspiegels. Der von der Druckmessdose gemessene Wasserdruck wurde mit Hilfe einer Kalibration in die gemessene Wellenhöhe  $H_p$  umgerechnet.

Die o.g. Formel ergibt sich nach der linearen Wellentheorie. Untersuchungen haben geringe Abweichungen für unregelmäßige Wellen ergeben. Schiffswellen, die eher mit regelmäßigen Wellen zu vergleichen sind, werden ausreichend genau berechnet. Die in der Abb. 2-8 dargestellten geringen Abweichungen zwischen berechneten und gemessenen unregelmäßigen Windwellen sind daher teilweise auf die Messung der Wellen mit Drucksensoren zurückzuführen. Eine weitere geringe Einschränkung ergibt sich aus der gewählten Messfrequenz. Um eine Naturmessung für ein Jahr zu ermöglichen, wurde die Messfrequenz auf 4 Hz festgelegt. Dies reicht aus, um Schiffswellen mit Wellenperioden von 5 bis 9 s aufzulösen, ergibt aber bei Windwellen mit Wellenperioden von 2 bis 4 s in Einzelfällen etwas geringere Wellenhöhen.

Um einen Vergleich der berechneten zu den gemessenen Windwellen zu erhalten, dürfen in den zu vergleichenden Zeiträumen keine weiteren Belastungen am Deckwerk, z.B. aus Schiffsfahrt, bestehen. Dies ist im Verhältnis nur in kurzen Zeiträumen der Fall. Da sich die Wasserstände tidebedingt stark ändern, ergeben sich für einen Vergleich mit den berechneten Windwellen nur wenige Punkte. Diese sind zusammenfassend in der Abb. 4-7 dargestellt.

Es ist erkennbar, dass die berechneten Werte gegenüber den gemessenen Werten innerhalb der 10%-Quantile liegen. Dies ist mit den o.g. Ungenauigkeiten der Messungen zu erklären.

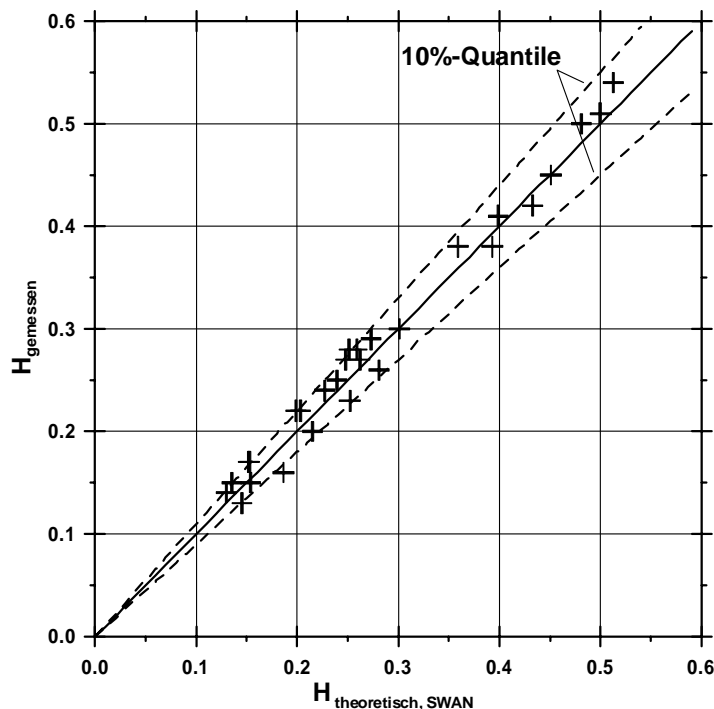


Abb. 4-7: Gemessene Wellenhöhen im Vergleich zu den berechneten Windwellen im Bereich I am Elbe Strom-km 632,6

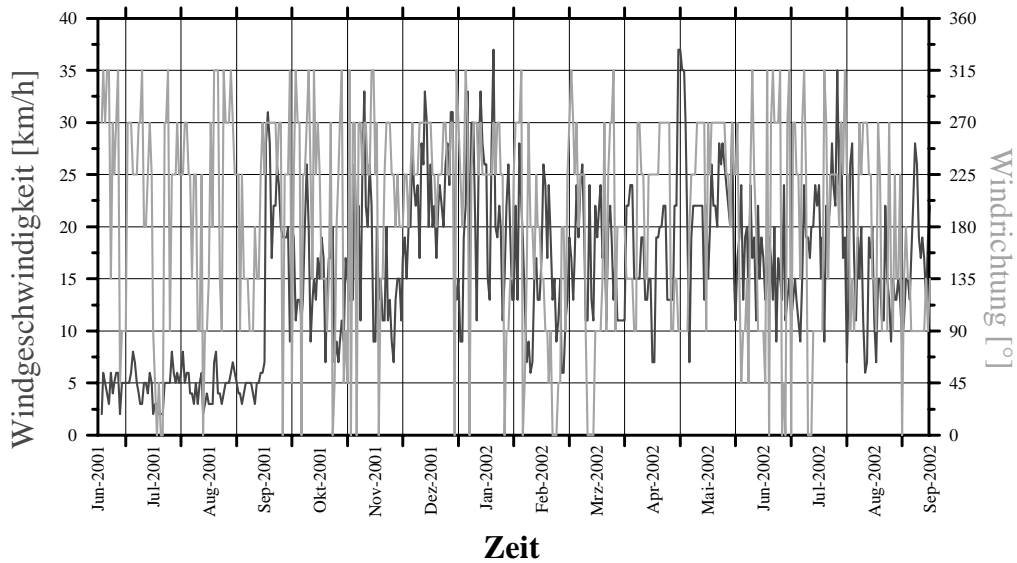


Abb. 4-9: Gemessene Windgeschwindigkeiten und Windrichtungen der Wetterstation im Bereich des Messquerschnitts der Sanierungsvariante 3 (hier: Tagesmittelwerte)

Für die Ermittlung der maßgebenden Belastung aus Windwellen können daher die berechneten Werte herangezogen werden, da diese jede Belastungssituation erfassen. Bei den Naturmessungen können nur die im gemessenen Zeitraum erfassten Belastungssituationen beurteilt werden. Für die oben durchgeführte Korrelation der gemessenen und berechneten Windwellen wird neben dem Wasserstand auch die Windgeschwindigkeit benötigt.

In der Abb. 4-9 ist die gemessene Windgeschwindigkeit der Wetterstation im Bereich des Messquerschnitts der Sanierungsvariante 3 als Tagesmittelwert dargestellt. Wird die gemessene Windgeschwindigkeit und Windrichtung als Häufigkeit dargestellt, so ist aus der Abb. 4-8 ersichtlich, dass die Hauptwindrichtungen der Hauptbelastungen vorwiegend aus Windwellen mit süd-westlichen bis westlichen Winden bestehen.

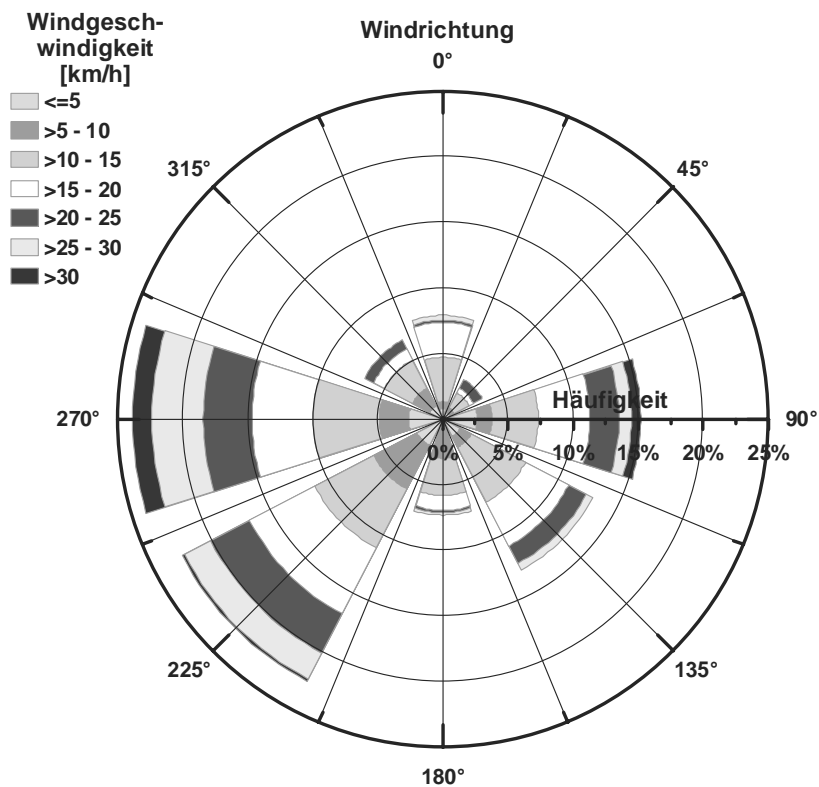


Abb. 4-8: Häufigkeit des Auftretens bestimmter Windgeschwindigkeiten in Abhängigkeit der Windrichtung im Bereich des Messquerschnitts der Sanierungsvariante 3 (Basierend auf Tagesmittelwerten)

## 5 Belastungen infolge schiffsinduzierter Wellen

### 5.1 Berechnung hydraulischer Einwirkungen aus Schiffsfahrt

Die Bemessungswellenhöhe zur Berechnung der hydraulischen Lasten aus Schiffsfahrt ergeben sich zum Einen aus der Berechnung der Primärwellen- bzw. Bugstauhöhe und zum Anderen aus der Ermittlung der Sekundärwellen- bzw. Heckstauwellenhöhe. Abb. 5-1 zeigt eine schematische Darstellung der Belastung aus Schiffswellen.

Je nach Höhe und Periode der auftretenden Wellentypen erfährt die Böschung eine mehr oder minder starke Belastung. Die Ermittlung der resultierenden Wellen aus Schiffsfahrt ergibt sich nach dem Merkblatt zur Bemessung von Böschungs- und Sohlsicherungen MBB (1999) aus dem Wellenheitenanteil, der als resultierender Wert aus der Primärwellen- bzw. Bugstauhöhe und der Sekundärwellen- bzw. Heckstauwellenhöhe größer ist.

In der praktischen Bemessung wird daher die maximale Differenz zwischen Primär- und Sekundärwellen als die Hauptbelastung aus Schiffswellen herangezogen (Abb. 5-1). Die Betrachtungsweise liegt auf der sicheren Seite. Nach o.g. Merkblatt berechnen sich Primär- und Sekundärwellen wie folgt:

Primärwellen- bzw. Bugstauhöhe:

$$H_{\text{prim}} = \xi \cdot \kappa \cdot (0,1 \cdot g \cdot d_m)^{0,75} \cdot v_s^{3,5} \quad \text{Gl. 5-1}$$

Sekundärwellen- bzw. Heckwellenhöhe:

$$H_{\text{sek}} = \beta_i \cdot d_m \cdot \left( \frac{s}{d_m} \right)^{-\frac{1}{3}} \cdot \frac{v_s^2}{g \cdot d_m} \quad \text{Gl. 5-2}$$

Hierbei bezeichnet  $v_s$  die mittlere Schiffsgeschwindigkeit in m/s und  $\beta_i$  den Beladungskoeffizienten des Schiffs. Er ist für Schubboote, Aufsichtsboote, Schlepper und beladene Schiffe = 1 und für leere Schiffe zwischen 0,35 und 0,5. Weiterhin ist  $\xi$  ein Korrekturfaktor zur Erfassung der Abweichungen der eindimensionalen Rechnung gegenüber dem dreidimensionalen Strömungszustand:

$$\xi = \text{Korrekturfaktor} = 0,6 \cdot e^{2,08 \left( \frac{d_m}{b_{ws}} \right)} \quad \text{Gl. 5-3}$$

$d_m$  gibt hierbei die mittlere Wassertiefe am Böschungsfußpunkt an und  $b_{ws}$  gibt die Breite des Wasserspiegels im Fluss- bzw. Kanalquerschnitt an.  $\kappa$  gibt einen Querschnittsfaktor für den Fluss- bzw. Kanalquerschnitt an auf dem das Schiff fährt. Er ermittelt sich wie folgt:

$$\kappa = \text{Querschnittsfaktor} = \frac{1}{2g} \left[ (\delta_0 - a(\delta_0 - 1)) (0,4 - a + a^2 + 9a^4) (1 + 0,1) + \frac{1}{\phi} \right] \quad \text{Gl. 5-4}$$

$a$  bezeichnet hier den Korrekturfaktor zur Ermittlung des tatsächlichen Fluss-, bzw. Kanalquerschnitts (hier  $a = 0,05$ ),  $\delta_0$  gibt einen bestimmten Faktor an (hier  $\delta_0 = 1,3$ ) und  $\phi$  gibt einen variablen Faktor an, der sich bei Flussquerschnitten wie folgt berechnet:

$$\phi = \text{Faktor} = \frac{(1-a)^2}{1-(1-a)^2} = \frac{(1-0,05)^2}{1-(1-0,05)^2} = 9,256 \quad \text{Gl. 5-5}$$

Letztlich gibt  $s$  den Abstand zwischen dem passie-

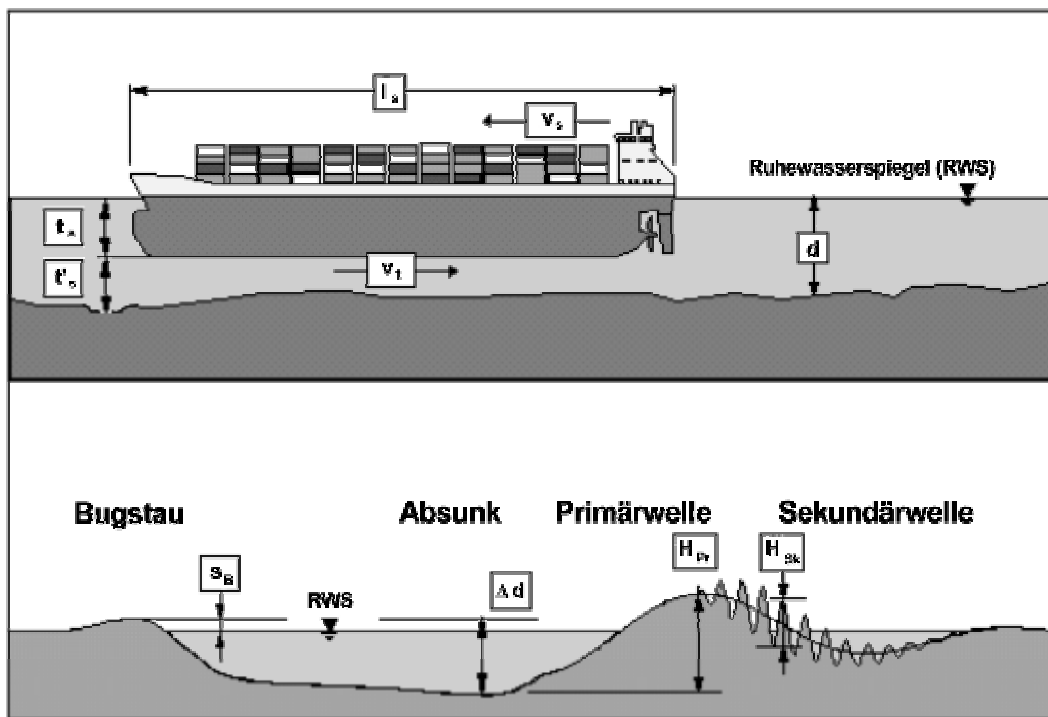


Abb. 5-1: Schematische Darstellung von Primär- und Sekundärwellenhöhen bei Schiffsfahrt [BAW, 1996]

renden Schiffsbug und der Böschung an. Dieser ermittelt sich mit Hilfe des Abstandes zwischen Schiffsachse und Ufer  $\gamma_s$ :

$$s = \text{mittlerer Abstand zwischen Schiffsbug und Böschung} = \frac{\gamma_s}{\sin(19,3^\circ)} \quad \text{Gl. 5-6}$$

Die resultierende Wellenhöhe aus Schiffsahrt  $H_{\text{Schiff}}$  errechnet sich, wie oben erwähnt, wie folgt:

$$H_{\text{Schiff}} = H_{\text{prim}} + H_{\text{sek}} \quad \text{Gl. 5-7}$$

Die Ermittlung der Bemessungswellenhöhe aus Schiffsahrt erfolgte mit im Untersuchungsquerschnitt an der Elbe vorhandenen Randbedingungen und getroffenen Annahmen. Die Primärwellen- bzw. Bugstauhöhe ergibt sich somit wie folgt:

$$H_{\text{prim}} = \xi \cdot \kappa \cdot (0,1 \cdot g \cdot d_m)^{0,75} \cdot v_s^{3,5} \quad \text{Gl. 5-8}$$

$$\text{mit } \xi = \text{Korrekturfaktor} = 0,6 \cdot e^{2,08 \left( \frac{d_m}{b_{\text{WS}}} \right)}$$

$$\text{mit } d_m = \text{mittlere Wassertiefe} = \sim 14 \text{ m}$$

$$\text{mit } b_{\text{WS}} = \text{mittlere Flussbreite} = \sim 575 \text{ m}$$

$$\text{mit } \kappa = \frac{1}{2 \cdot g} \left[ (\delta_0 - a(\delta_0 - 1)) \cdot (0,4 \cdot a + a^2 + 9 \cdot a^4) \cdot (1 + 0,1) + \frac{1}{\phi} \right]$$

$$\text{mit } a = \text{kor. Querschnittsverhältnis} = 0,05$$

$$\text{mit } \delta_0 = \text{Konstante} = 1,3$$

$$\text{mit } \phi = \text{Faktor} = \frac{(1-a)^2}{1-(1-a)^2} = \frac{(1-0,05)^2}{1-(1-0,05)^2} = 9,256$$

$$\text{mit } g = \text{Erdbeschleunigung} = 9,81 \text{ m/s}^2$$

$$\text{mit } v_s = \text{mittl. Schiffsgeschwind.} = \sim 3 \text{ m/s}$$

$$\Rightarrow H_{\text{prim}} = 1,47 \text{ m}$$

Entsprechend ergibt sich die Sekundärwellen- bzw. Heckwellenhöhe mit Hilfe der Gleichung ( 5-2 ) wie folgt:

$$H_{\text{sek}} = \beta_i \cdot d_m \cdot \left( \frac{s}{d_m} \right)^{-\frac{1}{3}} \cdot \frac{v_s^2}{g \cdot d_m} \quad \text{Gl. 5-9}$$

$$\text{mit } \beta_i = \text{Beladungskoeffizient} = 1,0 \quad (\text{ungünstigste Annahme})$$

$$\text{mit } \gamma_s = \text{Abst. Schiffsachse-Ufer} = \sim 175 \text{ m}$$

$$\text{mit } s = \frac{175 \text{ m}}{\sin(19,3^\circ)} = 530 \text{ m}$$

$$\text{mit } v = \text{mittl. Schiffsgeschwind.} = \sim 3 \text{ m/s}$$

$$\Rightarrow H_{\text{sek}} = 0,27 \text{ m}$$

Damit ergibt sich die Gesamtwellenhöhe über dem Böschungsfußpunkt aus schiffsinduzierten Wellen  $H_{\text{Schiff}}$  wie folgt:

$$H_{\text{Schiff}} = H_{\text{prim}} + H_{\text{sek}} \quad \text{Gl. 5-10}$$

$$\text{mit } H_{\text{prim}} = \text{Primärwellenhöhe} = 1,47 \text{ m}$$

$$\text{mit } H_{\text{sek}} = \text{Sekundärwellenhöhe} = 0,27 \text{ m}$$

$$\Rightarrow H_{\text{Schiff}} = 1,74 \text{ m}$$

Es ergibt sich somit eine rechnerische Belastung der Böschung und des Deckwerks aus Schiffswellen von 1,74 m für die oben beschriebenen Randbedingungen und Annahmen.

## 5.2 Wasserspiegelauslenkungen im Untersuchungsgebiet

Um die tatsächlichen wind- und schiffsinduzierten Wellen und den durch sie hervorgerufenen schnellen Wasserspiegelabsenk zu ermitteln, wurden an den in Abb. 5-2 dargestellten Messquerschnitten an der Elbe Naturmessungen durchgeführt. Die Messungen erfolgten vom 1. Juni 2001 bis 31. Mai 2002.

Hierzu wurde der am Pegel Schulau gemessene Tidewasserstand phasenkorrigiert und von der Messung subtrahiert (Abb. 5-3 oben). Dadurch ergaben sich Schwall und Sunk am Deckwerk. Mit Hilfe von Daten des Oberhafenamtes Hamburg konnten den verschiedenen Wasserspiegelauslenkungen der passierenden Schiffe bestimmte Schiffstypen zugeordnet werden (Abb. 5-3 unten).

Die ermittelten Daten umfassten hierbei die Kombination von Wind- und Schiffswellen. Je nach Wetterlage gab es zusätzlich zur Belastung aus den Schiffswellen eine überprägende Belastung aus Windwellen. Dies ist daran zu erkennen, dass auch ohne Schiffspassage eine Belastung im Bereich des Deckwerks gemessen wurde.

Mit dem oben beschriebenen Versuchsaufbau war es möglich, einen Zusammenhang von Schwall und Absenk, d.h. der tatsächlichen Belastung des Deckwerks in Abhängigkeit vom passierenden Schiffstyp, Schiffsgeschwindigkeit, Entfernung und Abladung des Schiffes, sowie der Wetterlage zu ermitteln.

Ziel der oben erläuterten Auswertung war es, die resultierende Belastung auf das Deckwerk einzelnen Schiffen zuordnen zu können.

Hierbei ist zu berücksichtigen, dass nicht immer einem einzelnen Schiff die Belastung am Deckwerk zuzuordnen ist, da unter Umständen zum Messzeitpunkt mehrere Schiffe den Messquerschnitt passiert haben oder durch Reflektionen eine Störung der gemessenen Wellen auftrat.

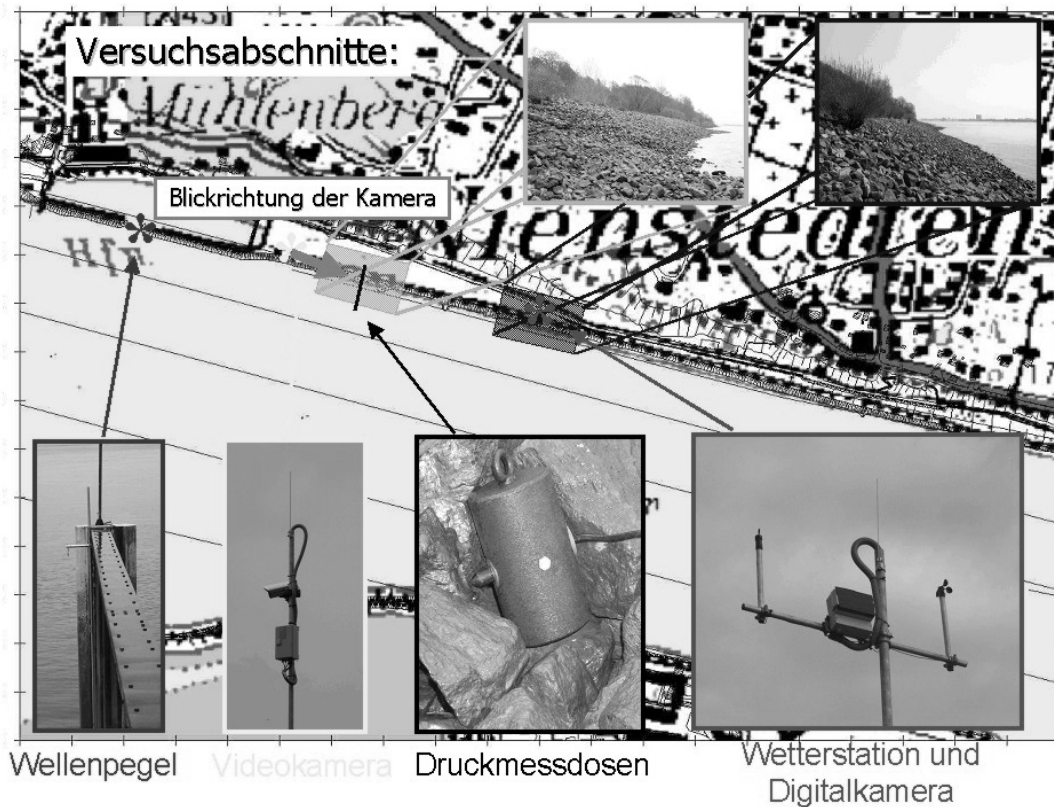


Abb. 5-2: Messquerschnitte der Naturmessungen am Nordufer der Elbe

Für die Bewertung der Belastungen von Schiffereignissen wurden nur die Ereignisse bei denen eine eindeutige Zuordnung durch das passierende Schiff möglich war, ausgewählt. Dies führte dazu, dass teilweise mehr ankommende als abgehende Schiffe eine Bewertung fanden, da den Wellen durch Um- und Überlagerung verschiedener Schiffspassagen keine eindeutige Zuordnung mehr zu ermöglichen war (siehe

Abb. 5-3).

Bei der gewählten Messmethode ist zu beachten, dass bei gleichem Schiffstyp, Passierabstand und Schiffsgeschwindigkeit unterschiedliche Belastungen durch das Schiff ermittelt werden, da die gemessenen Werte immer abhängig von den jeweiligen Umwelteinflüssen sind und somit von unterschiedlich hohen Windwellen überlagert werden.

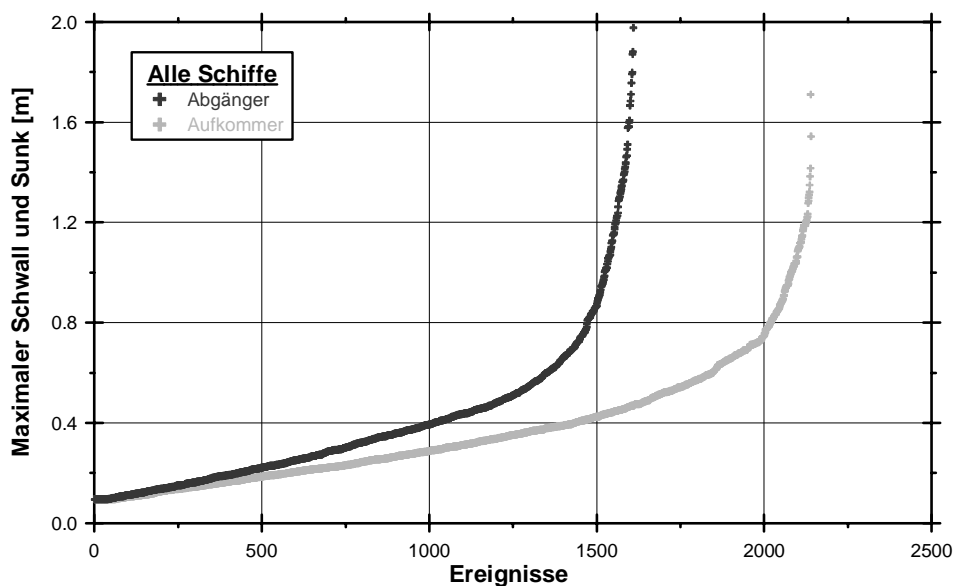


Abb. 5-3: Resultierende Belastung aus Wind- und Schiffswellen im Untersuchungsgebiet und –zeitraum in Abhängigkeit von ankommenden und auslaufenden Schiffen

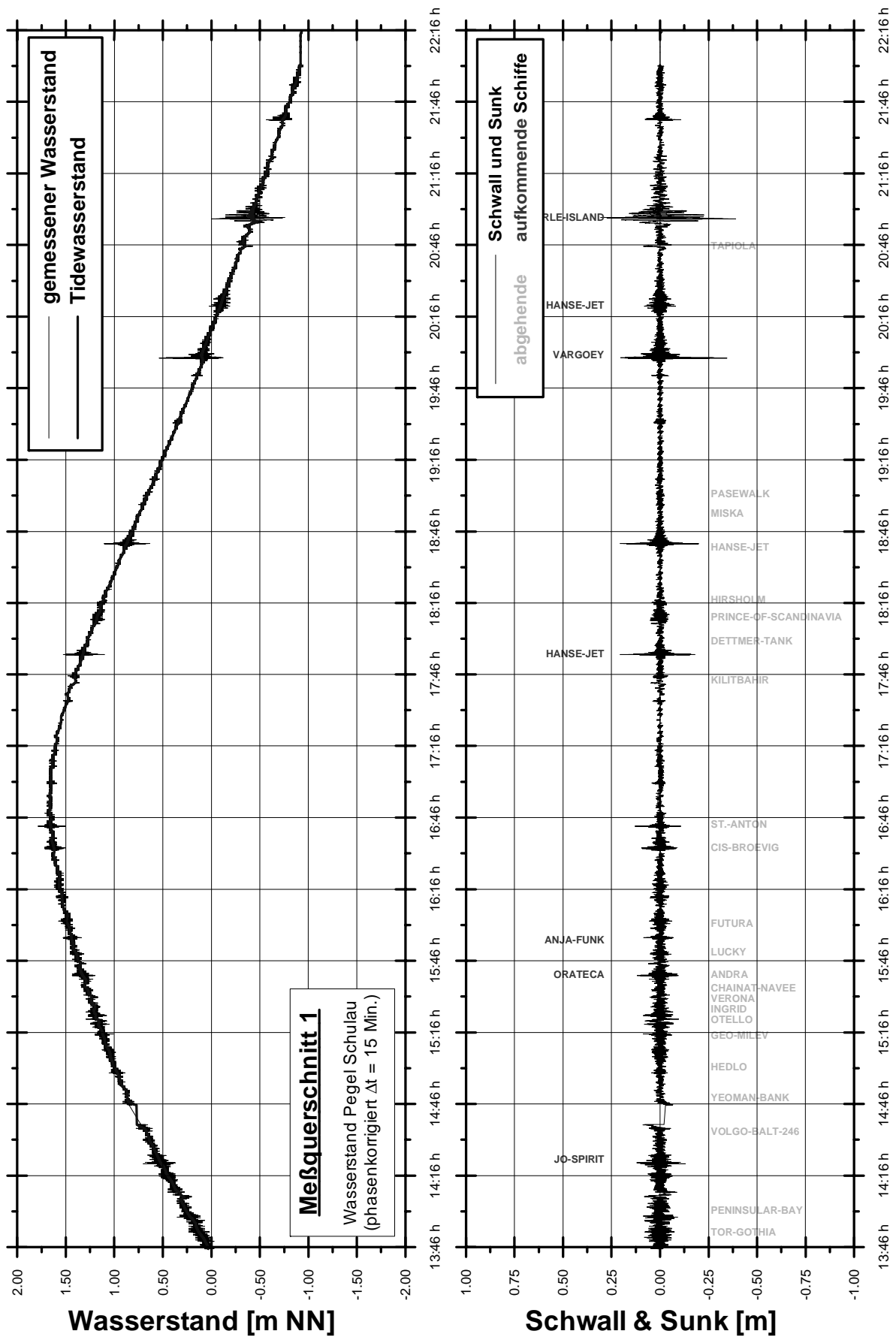


Abb. 5-4: Beispielergebnis der Naturmessungen



Dennoch können die Ergebnisse der Naturmessungen für eine Charakterisierung und Beschreibung der Schiffswellenereignisse im begrenzten Fahrwasser herangezogen werden:

- Die Schiffsgeschwindigkeit ist neben dem Querschnittsverhältnis die wichtigste und einzig aktiv beeinflussbare Steuergröße für die Höhe der Schiffswellen.
- Die Primärwellenhöhe und der Absenk nehmen mit größer werdenden Querschnitt und Abstand vom Ufer ab, im Gegensatz dazu nimmt die Sekundärwellenhöhe zu.
- Die Primärwellen wirken als langperiodische Wasserspiegelschwankungen über lange Zeiträume (5 - 10 Minuten) während die Sekundärwellenbelastung nur über kurze Zeiträume (30 - 60 Sekunden) auftritt.
- Eine rechnerische Abschätzung der Absunktiefen (Squat) und der Schiffswellenhöhen liefert unter geometrisch komplizierten, natürlichen Verhältnissen und variablen Randbedingungen keine befriedigenden Ergebnisse.

Abb. 5-5 zeigt den oben beschriebenen engen Zusammenhang zwischen durchschnittlichen Schiffsgeschwindigkeiten und den von ihnen verursachten Wasserspiegelauslenkungen für die Naturmessungen in Hamburg.

Die durchschnittliche Schiffsgeschwindigkeit entspricht hierbei nicht der direkten Geschwindigkeit eines passierenden Schiffs im Bereich des Deckwerks, da die Information der Schiffsgeschwindigkeit nicht vom Oberhafenamt erhoben und somit geliefert werden können. Daher wird die durchschnittliche Schiffsgeschwindigkeit für den Abschnitt zwischen Schulau und Finkenwerder bestimmt, in dem auch das unter-

suchte Deckwerk liegt. Die Passierzeiten und damit die benötigte Zeit zwischen den Passierpunkten und die Strecke zwischen Ihnen sind somit bekannt, so dass für diesen Abschnitt eine durchschnittliche Schiffsgeschwindigkeit rechnerisch ermittelt werden kann (Abb. 5-5). Im Gegensatz zu der Ermittlung der Windwellen bedeuten die oben ermittelten Fakten, dass bei der Auswertung der Belastung aus Schiffswellen nicht die berechneten, sondern die tatsächlich gemessenen Werte herangezogen werden sollten. Es ist davon auszugehen, dass der relativ lange Messzeitraum von einem Jahr ausreicht, um eine repräsentative Ermittlung der Schiffsbelastung zu ermöglichen.

Maßgebend für die Belastung und Umformung des Deckwerks sind Tagesmaximalwerte, für die jedoch eine ausreichend lange Messdauer zur Verfügung stehen muss. Dies ist eine stabile statistische Kenngröße, die auch Van der Meer (1993) nutzt. Er begründet diese Auswertung damit, dass nur die 2 % höchsten Wellen einer Dauerbelastung eine Rolle für Umformungen und Umlagerungen an Deckwerken und Wellenbrechern spielen. Hudson geht von einem etwas konservativeren Ansatz aus und berücksichtigt die 33 % höchsten Wellen. Dies bedeutet für die Auswertung, dass nach der Höhe der Belastung sortiert, nur die höchsten gemessenen Wellen zur Berechnung der Belastung herangezogen werden. Die Auswahl der Messereignisse ist in Abb. 5-5 nicht eingegrenzt, während bei der Darstellung in Abb. 5-7 die Wellenhöhen auf die beschriebenen höchsten 33 % der Wellen eingegrenzt wurden. Hier ist neben der durchschnittlichen Schiffsgeschwindigkeit (rechts) auch die Abhängigkeit des Schwall- und Sunks von der Schiffslänge (links) als Variable des Schiffstyps dargestellt.

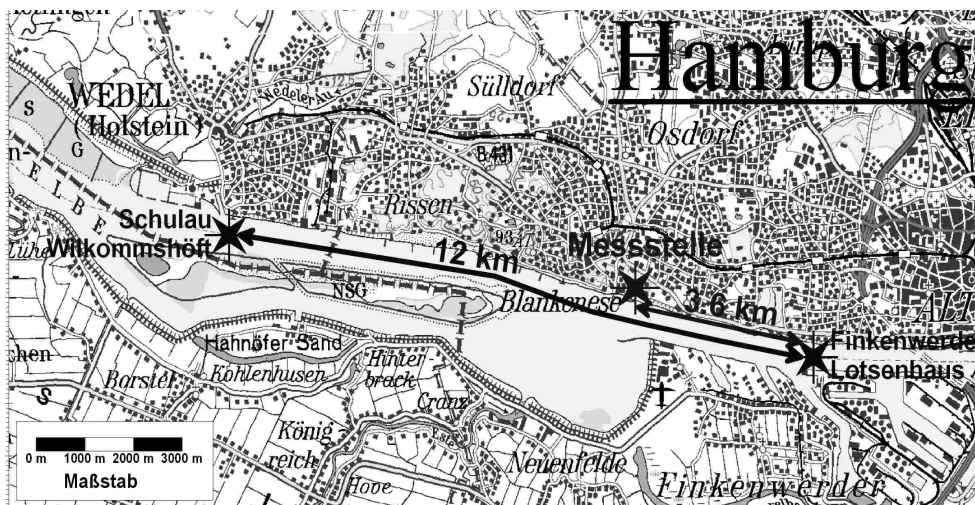


Abb. 5-5: Ermittlung der durchschnittlichen Schiffsgeschwindigkeiten im Abschnitt Hamburg Schulau - Finkenwerder

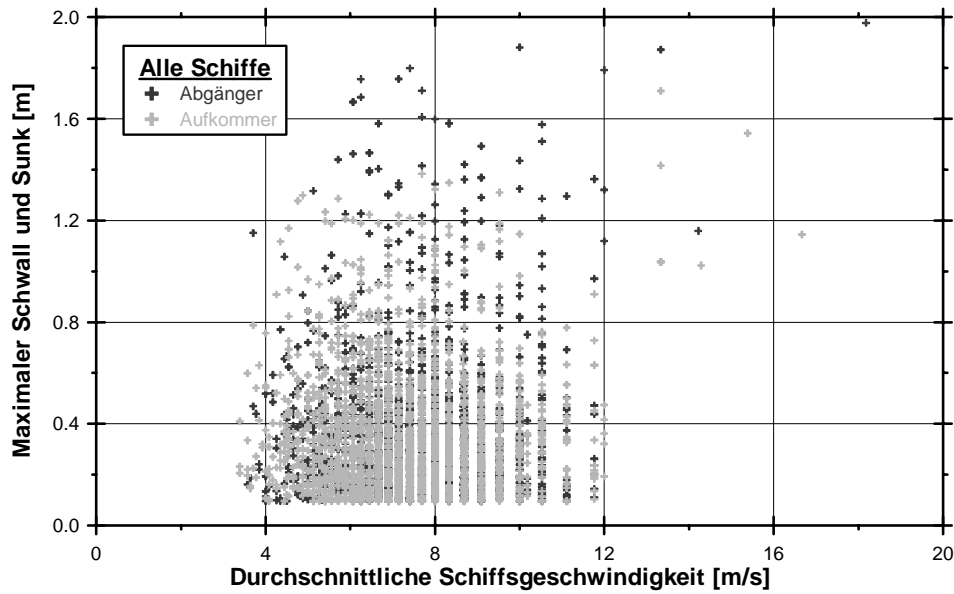


Abb. 5-6: Schwall und Sunk in Abhängigkeit der durchschnittlichen Schiffsgeschwindigkeit [Alle Ereignisse der Naturmessungen in Hamburg im Messzeitraum vom 1. Juni 2001 bis 31. Mai 2002]

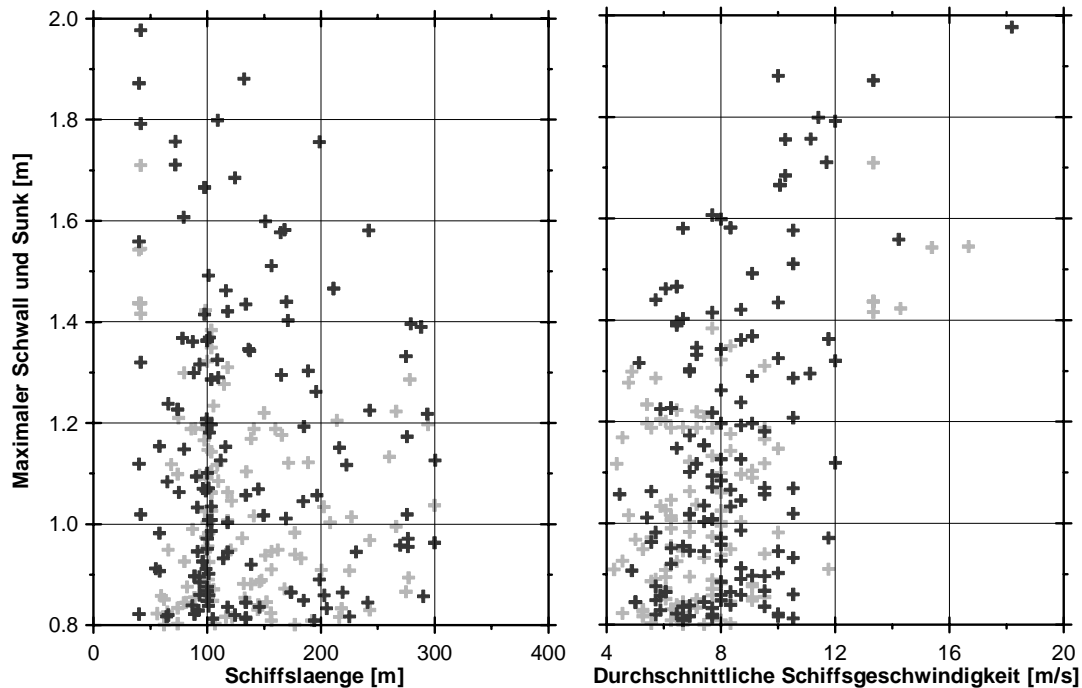


Abb. 5-7: Schwall und Sunk in Abhängigkeit von der Schiffslänge (links) und der durchschnittlichen Schiffsgeschwindigkeit (rechts) [Ereignisse der 33 % höchsten Wellen der Naturmessungen in Hamburg vom 1. Juni 2001 bis 31. Mai 2002]

Aus Abb. 5-7 ist zu erkennen, dass schnell fahrende Schiffe mit relativ kurzen Schiffslängen den größten Absunk im Bereich des untersuchten Deckwerks ergeben. In Abb. 5-8 ist der Maximalwert für den gesamten Messzeitraum vom 1. Juni 2001 bis 31. Mai 2002 beispielhaft dargestellt.

Die höchste Belastung ergab sich mit einem Absunk  $\Delta d$  von 1,53 m, die Höhe der Primärwelle dieses

Schiffs betrug 1,62 m und die höchsten Sekundärwellen waren 0,35 m hoch.

Die Messungen ergaben eine maximale Belastung durch Schiffswellen von 1,97 m. Die rechnerische Ermittlung ergab einen Wert von 1,74 m. Dies ist vor allem auf die erhöhten Schiffsgeschwindigkeiten zurückzuführen, die bei den Messungen ermittelt wurden.

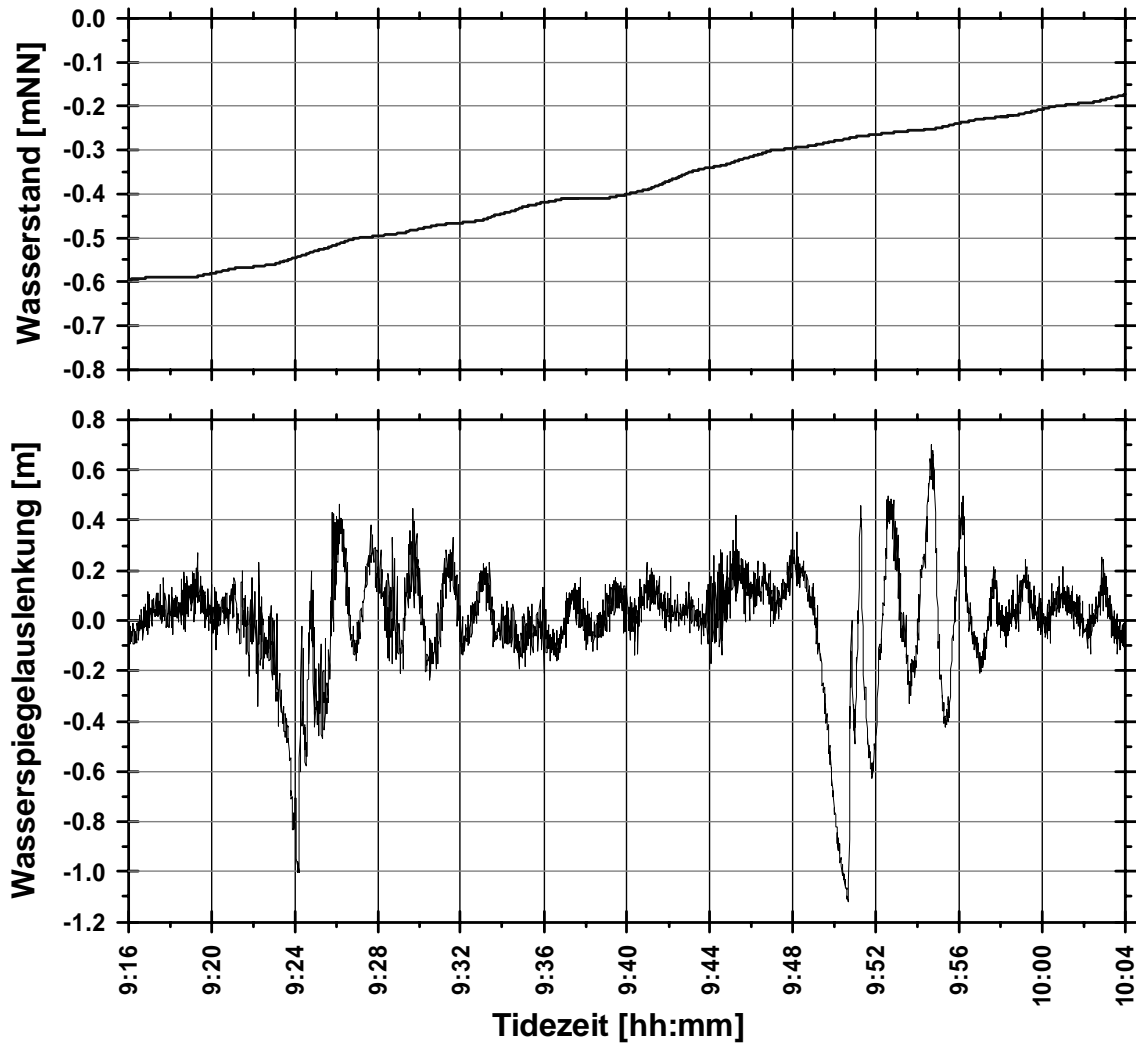


Abb. 5-8: Höchste gemessene Belastung aus Schwall und Sunk während des Untersuchungszeitraums (inklusive Wasserstand der Elbe bei Vorbeifahrt des abgehenden Schiffs am 23.10.2001)

## 6 Bemessung von Deckwerken

### 6.1 Grundlagen und Bemessungsformeln

Für die hydraulische Bemessung haben sich empirisch theoretische Formeln und Parameterkombinationen bewährt, wie sie von Hudson (1959) oder Van der Meer (1988) ermittelt wurden. Das erforderliche Gewicht des Einzelsteins  $G_S$  der Schüttstein-Deckschicht wird dabei als Funktion der Wichte des Steinmaterials  $W_{50}$  oder des mittleren nominalen Korndurchmessers  $D_{N50}$ , seiner Gestalt im Hinblick auf die Stabilität des internen Stützgerüsts  $k_D$ , der Böschungneigung  $\alpha$ , sowie der Wellenhöhe  $H_S$  bestimmt:

$$G_S = f(W_{50} \text{ bzw. } D_{N50}, k_D, \alpha, H_S) \quad \text{Gl. 6-1}$$

Eine der ersten Bemessungsansätze formulierte Hudson (1959) mit Hilfe von Experimenten, welche indirekt die Belastungen aus den aktiven Schub-, Lift- und Beschleunigungskräften berücksichtigen:

$$W_{50} = \frac{\gamma_F \cdot H^3}{k_D \cdot \left( \frac{\gamma_F}{\gamma_W} - 1 \right)^3 \cdot \cot \alpha} \quad \text{Gl. 6-2}$$

Hierbei ist  $W_{50}$  die Wichte eines nominalen Einzelsteins der Steinschüttung,  $H$  die Bemessungswellenhöhe,  $\gamma_F$  die Wichte des Steinmaterials,  $\gamma_W$  die Wichte des Wassers,  $\alpha$  der Böschungswinkel und  $k_D$  der Stabilitätsbeiwert für Steingemische (Tafel 6-1). Hierbei wurde der Stabilitätsbeiwert aus Experimenten ermittelt, wobei eine 5%ige Schädigung der Deckschicht im Experiment zugelassen wurde (No-Damage-Kriterium). Außerdem ist dieser Beiwert abhängig davon, ob es sich bei der Belastung um brechende oder nicht brechende Wellen handelt. Die Vorteile der Hudson-Formel sind ihre einfache Anwendung für einen weiten Bereich von Wasserbausteinen und Deckwerksformen. Sie hat aber auch Nachteile und Einschränkungen, von denen einige hier genannt sind:

Art der Deck-schichtelemente	Anzahl der Lagen	Art der Anordnung	Brechende Wellen	Nicht brechende Wellen	Neigung
Glatte, abgerundete Natursteine	2	zufällig	1,2	2,4	1 : 1,5 bis 1 : 3
	≥ 3	zufällig	1,6	3,2	1 : 1,5 bis 1 : 3
Scharfkantige Bruchsteine	2	zufällig	2,02	4,0	1 : 1,5 bis 1 : 3
	≥ 3	zufällig	2,2	4,5	1 : 1,5 bis 1 : 3
	2	speziell gesetzt	5,8	7,0	1 : 1,5 bis 1 : 3
Tetrapoden	2	zufällig	7,0	8,0	1 : 1,5 bis 1 : 3
Tribar	2	zufällig	9,0	10,0	1 : 1,5 bis 1 : 3
Dolos	2	zufällig	15,8	31,8	1 : 2 bis 1 : 3

Tafel 6-1: Empfohlene Stabilitätsbeiwerte  $k_D$  für die Bemessung der Deckschicht nach Hudson nach dem No-Damage-Kriterium (maximal 5% Umlagerungen) [Auszug aus CERC (1984)]

- Die Formel beinhaltet Modelleffekte
- Entwickelt aus regelmäßigen Wellen
- Keine Berücksichtigung von Wellenperioden oder Dauer von Sturmfluten
- Die Art einer Umformung des Deckwerks wird nicht beschrieben
- Das Deckwerk muss durchlässig sein und darf nicht überströmt werden

Um eine Anpassung der Hudson Formel für unregelmäßigen Seegang zu erreichen und eine Vergleichbarkeit mit den von Van der Meer aufgestellten Formeln zu bekommen, kann die Hudson Formel wie folgt umgestellt werden:

$$\frac{H_s}{\left(\frac{\gamma_F}{\gamma_W} - 1\right) \cdot D_{N_{50}}} = (k_D \cdot \cot \alpha)^{2/3} \quad \text{Gl. 6-3}$$

Hierbei ist  $H_s$  die signifikante Wellenhöhe eines unregelmäßigen Belastungsseegangs,  $D_{N_{50}}$  der mittlere nominale Korndurchmesser eines Einzelsteins der Steinschüttung,  $\gamma_F$  die Wichte des Steinmaterials,  $\gamma_W$  die Wichte des Wassers,  $\alpha$  der Böschungswinkel und  $k_D$  ist der Stabilitätsbeiwert für Steingemische und kann aus der Tafel 6-1 entnommen werden.

Im Gegensatz zu Hudson (1959) hat Van der Meer (1988) eine weiterreichende Bemessungsformel für

lose Steinschüttungen aufgestellt. Sie berücksichtigt zum großen Teil die von Hudson vernachlässigten Randbedingungen. Hierbei unterscheidet Van der Meer bei seiner Bemessungsformel vor allem zwischen Schwallbrechern:

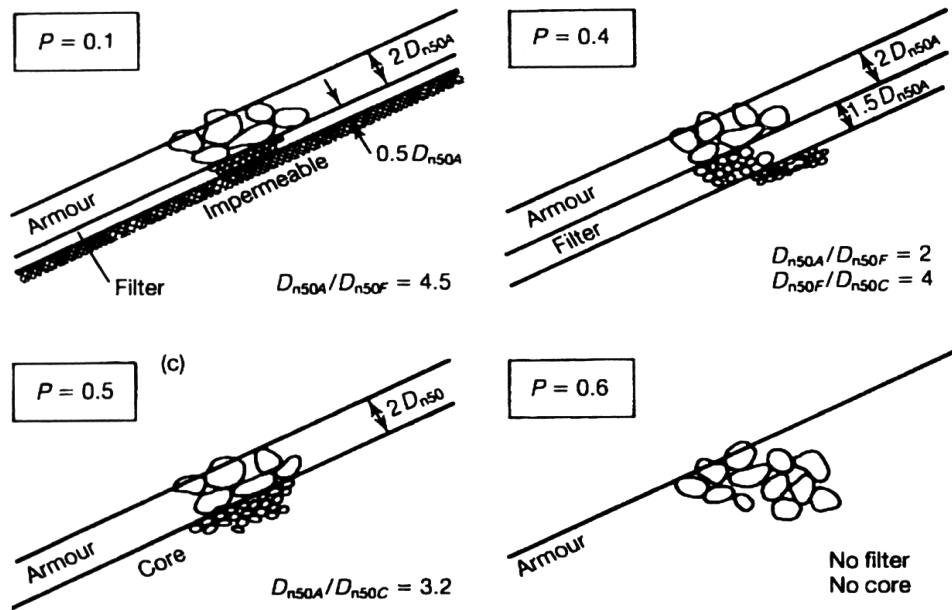
$$\frac{H_s}{\left(\frac{\gamma_F}{\gamma_W} - 1\right) \cdot D_{N_{50}}} = 1,0 \cdot P^{-0,13} \cdot \left(\frac{S}{\sqrt{N}}\right)^{0,2} \cdot \sqrt{\cot \alpha} \cdot \xi_m^P \quad \text{Gl. 6-4}$$

und Sturzbrechern:

$$\frac{H_s}{\left(\frac{\gamma_F}{\gamma_W} - 1\right) \cdot D_{N_{50}}} = 6,2 \cdot P^{0,18} \cdot \left(\frac{S}{\sqrt{N}}\right)^{0,2} \cdot \xi_m^{-0,5} \quad \text{Gl. 6-5}$$

Van der Meer (1993) empfiehlt für Böschungen mit Neigungen von  $\cot \alpha \geq 4,0$  immer die Gleichung 3-4 für Sturzbrecher zu verwenden.  $P$  beschreibt bei Van der Meer die Porosität der Deckschicht. Sie sollte zwischen 0,1 und 0,6 liegen und kann anhand der folgenden Abb. 6-1 ermittelt werden.

$S$  beschreibt den Schädigungsgrad der Deckschicht. Dieser kann je nach Uferdeckwerk in seiner Entwicklung und Auswirkung verschieden sein. So könnte der Schädigungsgrad in Form einer Prozentangabe über die verformten und bewegten Steine im Bezug auf einen Teil oder die gesamte Böschungfläche gesehen werden.



- $D_{N50A}$  Mittlerer nominaler Korndurchmesser der Deckschicht
- $D_{N50F}$  Mittlerer nominaler Korndurchmesser des Kornfilters
- $D_{N50C}$  Mittlerer nominaler Korndurchmesser des Untergrundes

Abb. 6-1: Porosität von Deckschichten für verschiedene Deckwerksformen [Van der Meer (1993)]

In diesem Fall ist jedoch ein Vergleich von verschiedenen Uferdeckwerken schwierig. Daher schlägt Van der Meer (1993) vor, den Schaden eines Deckwerkes mit Hilfe eines dimensionslosen Schädigungsgrades zu beschreiben, welcher sich aus einer Erosionsfläche im Bereich des Ruhewasserspiegels  $A_e$  und dem mittleren nominalen Korndurchmesser  $D_{N50}$  eines Einzelsteins der Steinschüttung ergibt. Ein solcher Schädigungsgrad wäre unabhängig von Böschungsneigung, -höhe und -länge und ist wie folgt definiert:

$$S = \frac{A_e}{D_{N50}^2} \quad \text{Gl. 6-6}$$

Je nach Böschungsneigung und Deckwerksdicke ist der Schädigungsgrad begrenzt. So gibt die Tafel 6-2 Auskunft über den Anfangsschaden eines Deckwerkes, wie er nach der Hudson-Formel für einen 0 - 5% Schaden definiert ist und zeigt die Schädigungsgrade

für mittlere Schäden bis hin zum Versagen einer Deckschicht.

Die Werte wurden beispielhaft für ein Deckwerk mit der Dicke eines doppelten durchschnittlichen Steindurchmessers für verschiedene Böschungsneigungen ermittelt. N beschreibt die Anzahl der Wellen, die während einer Bemessungsturmflut auf das Deckwerk wirken. Van der Meer gibt an, dass die Zahl nicht größer als 7500 Wellen gewählt werden sollte, da bei noch längeren Belastungen sich ein Gleichgewichtszustand bei der Verformung einstellt. Abschließend wird zur Bemessung des Deckwerkes noch der Brecherparameter  $\xi_m$  bzw. die Irribaren-Zahl  $I_r$  benötigt. Sie legt auch fest, ob es sich bei der brechenden Welle um einen Schwall- oder einen Sturzbrecher handelt (siehe Abb. 6-2 ). Der Brecherparameter  $\xi_m$  ist nach Van der Meer (1993) wie folgt definiert:

Böschungsneigung	Anfangsschaden	mittlerer Schaden	Versagen
1 : 1,5	2	3 - 5	8
1 : 2	2	4 - 6	8
1 : 3	2	6 - 9	12
1 : 4	3	8 - 12	17
1 : 6	3	8 - 12	17

Tafel 6-2: Bemessungswerte des Schädigungsgrades S für lose Schüttsteindeckwerke mit der Dicke eines doppelten durchschnittlichen Steindurchmessers [Van der Meer (1993)]

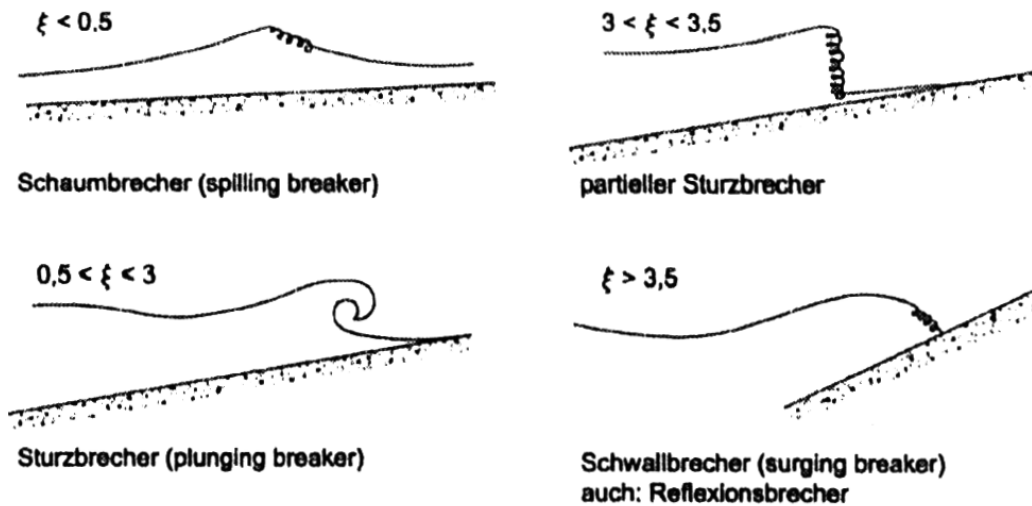


Abb. 6-2: Brecherformen in Abhängigkeit vom Brecherindex  $\xi$  [Pilarczyk (1990)]

$$I_r = \xi_m = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{s_{om}}} \quad \text{Gl. 6-7}$$

wobei  $\alpha$  den Böschungswinkel beschreibt und  $s_{om}$  die Wellensteilheit beschreibt und im Bereich zwischen  $0,005 < s_{om} < 0,06$  liegen sollte. Sie ist wie folgt definiert:

$$s_{om} = \frac{2\pi \cdot H_s}{g \cdot T_m^2} \quad \text{Gl. 6-8}$$

Hierbei ist  $H_s$  die signifikante Wellenhöhe eines unregelmäßigen Belastungsseegangs,  $T_m$  die mittlere Periode dieses Seegangs und  $g$  die Erdbeschleunigung.

## 6.2 Standsicherheitsnachweise

Bei der geotechnischen Bemessung einer Deckschicht ist zwischen der lokalen und der globalen Standsicherheit durchlässiger und dichter Deckwerke zu unterscheiden. Die lokale und globale Standsicherheit sind für den Lastfall Porenwasserüberdrücke infolge schneller Wasserspiegelsunkereignisse und für den Lastfall äußere Belastung aus Strömung und Wellen nachzuweisen.

Der schnelle Wasserspiegelabsenk eines Gewässers und der damit verbundene Porenwasserüberdruck im oberflächennahen Bodenbereich, sowie die äußere Belastung des Deckwerkes kann zu folgenden Bruchkriterien führen, wenn das Flächengewicht des Deckwerkes nicht hinreichend groß ist:

- Abgleiten des Deckwerkes in einer böschungsp parallelen Bruchfuge des Bodens in einer kritischen Tiefe  $d_{krit}$  unterhalb des Deckwerkes
- Hydrodynamische Bodenumlagerungen unmittelbar unterhalb des Deckwerkes (Stabilität gegen Abheben)

Für die Ermittlung des erforderlichen Flächengewichts eines durchlässigen Deckwerkes auf einer Uferböschung, d.h. für den Nachweis der lokalen Standsicherheit müssen grundsätzlich beide geotechnischen Nachweise geführt werden. Diese Nachweise können in gleicher Weise auch zur Überprüfung der lokalen Standsicherheit natürlicher Uferböschungen herangezogen werden.

Das nachfolgende vereinfacht dargestellte Berechnungsverfahren zur Ermittlung des erforderlichen Flächengewichts einer durchlässigen Deckschicht auf einer Uferböschung beruht auf den Bruchmechanismen, wie sie von Rankine (1880) für das Kräftegleichgewicht im plastischen Grenzzustand ermittelt wurden.

Hierfür werden zunächst die unendlich lange Böschung betrachtet und danach zusätzliche Kräfte berücksichtigt, welche durch Fußstützung, Aufhängung oder von außen auf das Deckwerk einwirken. Es werden die Schubspannungen in der Gleitfläche der unendlich langen Böschung ermittelt und die darüber hinaus einwirkenden Kräfte werden in äquivalente Schubspannungen umgerechnet und die Länge der Böschung damit begrenzt.

Die Berechnung des Flächengewichts der Deckschicht bzw. die Berechnung der zugehörigen Dicke einer durchlässigen Böschungssicherung erfolgt für die oberflächennahe, böschungsp parallele Bruchfuge in der kritischen Tiefe  $d_{krit}$ .

Diese ermittelt sich so, dass der Scherwiderstand des Bodens gerade in dieser kritischen Tiefe den kleinsten Wert annimmt, welches an einer Böschung zum Abgleiten einer darüber liegenden Bodenschicht führen kann. Die kritische Tiefe  $d_{krit}$  kann wie folgt ermittelt werden:

$$d_{\text{krit}} = \frac{1}{c} \cdot \ln \left[ \frac{\tan \phi' \cdot \gamma_w \cdot \Delta d \cdot c}{\cos \alpha \cdot \gamma' \cdot (\tan \phi' - \tan \alpha)} \right] \quad \text{Gl. 6-9}$$

Wobei  $c$  der Porenwasserdruckparameter ist, wie er in Abhängigkeit der Durchlässigkeit des Bodens  $k$  mit Hilfe der Abb. 6-3 bestimmt werden kann.

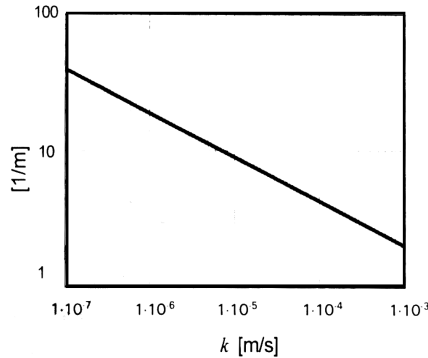


Abb. 6-3: Porenwasserdruckparameter  $c$  in Abhängigkeit von der Bodendurchlässigkeit  $k$  für eine Absinkgeschwindigkeit  $v = 0,12$  m/s [BAW (1999)]

Weiterhin ist  $\Delta d$  der max. schnelle Wasserspiegel Absink,  $\alpha$  der Böschungswinkel,  $\gamma_w$  die Wichte des Wassers,  $\gamma'$  die Wichte des Bodens unter Auftrieb und  $\phi'$  der effektive Reibungswinkel des Bodens. Ergibt sich aus der Berechnung, dass  $d_{\text{krit}} \leq 0$  ist, so ist die lokale Standsicherheit einer Böschung auch ohne Deckwerk gewährleistet. Das gegen Abgleiten einer Böschung erforderliche Deckschichtgewicht ergibt sich dann nach folgender Gleichung von Köhler (1989):

$$g_d = \frac{\Delta u \cdot \tan \phi' - c' - \tau}{\cos \alpha \cdot \tan \phi' - \sin \alpha} - (\gamma'_{\text{Filt}} \cdot d_{\text{Filt}} + \gamma' \cdot d_{\text{krit}}) \quad \text{Gl. 6-10}$$

Hierbei ist  $\Delta u$  der Porenwasserüberdruck als Folge eines schnellen Wasserspiegelabsinks, welcher sich in Abhängigkeit der Tiefe  $z$  unter der Böschung bzw. Gewässersohle als Eingangsgröße nach Köhler (1989) wie folgt bestimmen lässt. Für  $z$  muss in diesem Fall die Tiefe der kritischen Bruchfuge  $d_{\text{krit}}$  angenommen werden:

$$\Delta u = \gamma_w \cdot \Delta d \cdot (1 - e^{-c \cdot z}) \quad \text{Gl. 6-11}$$

Hier ist  $c$  wieder der Porenwasserdruckparameter nach Abb. 6-3,  $\Delta d$  ist der maximale schnelle Wasserspiegelabsink,  $\gamma_w$  die Wichte des Wassers. Weiterhin ist  $\phi'$  der effektive Reibungswinkel des Bodens,  $c'$  ist die effektive Kohäsion des Bodens,  $\tau$  ist die Summe der zusätzlichen äquivalenten Schubspannungen aus Fußstützung, Aufhängung oder von außen einwirkenden Lasten auf das Deckwerk. Letztlich beschreibt  $\alpha$  den Böschungswinkel,  $\gamma'_{\text{Filt}}$  die Wichte des Filters unter Auftrieb,  $d_{\text{Filt}}$  die Dicke des Filters,  $\gamma'$  die Wichte des Bodens unter Auftrieb und  $d_{\text{krit}}$  die kritische Tiefe der Bruchfuge nach Gleichung (6-9). Bei

geschichtetem Baugrund ist das Flächengewicht des Deckwerks für die Schicht zu bemessen, für die das größte Flächengewicht erforderlich ist.

Kommt es zu großen Fußstütz-, Deckwerkaufhängungs- oder von außen einwirkenden Kräften oder ist die Uferböschung sehr flach geneigt, so kann infolge des Porenwasserüberdrucks eine Abhebung der Bodenfläche und damit eine Auflockerung des Untergrunds eintreten. Bei kohäsionslosen Böden können dadurch hydrodynamische Bodenumlagerungen möglich werden. In einem solchen Fall ist das Flächengewicht so hoch anzusetzen, dass der Porenwasserüberdruck in der kritischen Tiefe durch eine entsprechend hohe Auflast überdrückt wird. Das erforderliche Flächengewicht  $g'_d$  der Deckschicht unter Wasser zur Verhinderung des Abhebens und der Verhinderung von hydrodynamischen Bodenverlagerungen ergibt sich in Analogie zum hydraulischen Grundbruch wie folgt:

$$g'_d = \frac{\Delta u}{\cos \alpha} - (\gamma'_{\text{Filt}} \cdot d_{\text{Filt}} + \gamma' \cdot d_{\text{krit hydr}} + c') \quad \text{Gl. 6-12}$$

Hierbei ist  $\Delta u$  der Porenwasserüberdruck als Folge eines schnellen Wasserspiegelabsinks nach Gleichung (6-11),  $\alpha$  beschreibt den Böschungswinkel,  $c'$  ist die effektive Kohäsion des Bodens,  $\gamma'_{\text{Filt}}$  die Wichte des Filters unter Auftrieb,  $d_{\text{Filt}}$  die Dicke des Filters,  $\gamma'$  die Wichte des Bodens unter Auftrieb und  $d_{\text{krit hydr}}$  beschreibt die kritische Tiefe des hydraulischen Grundbruchs. Diese lässt sich wiederum mit Hilfe der folgenden Formel berechnen, BAW (1999):

$$d_{\text{krit hydr}} = \frac{1}{c} \cdot \ln \left[ \frac{\gamma_w \cdot \Delta d \cdot c}{\cos \alpha \cdot \gamma'_F} \right] \quad \text{Gl. 6-13}$$

Wobei  $c$ , der Porenwasserdruckparameter, aus Abb. 6-3 bestimmt werden kann,  $\Delta d$  ist der maximale schnelle Wasserspiegelabsink,  $\alpha$  der Böschungswinkel und  $\gamma'_F$  ist die Wichte des Decksteinmaterials unter Auftrieb.

Die globale Standsicherheit der wasserseitigen Böschung einschließlich Deckwerk und sonstiger Auflasten (z.B. durch Vorschüttungen) ist nach DIN 4084 (Sicherheit gegen Böschungsbruch) für die oben beschriebenen Lastfälle nachzuweisen. Hierbei ist zu untersuchen, ob die Gleitlinien nach DIN 4084 unterhalb der kritischen Tiefe  $d_{\text{krit}}$  bzw.  $d_{\text{krit hydr}}$  in die Böschung einschneiden. Für den Nachweis der globalen Standsicherheit darf nach dem BAW-Merkblatt MBB die auf der sicheren Seite liegende verminderte Wasserdruckbelastung auf den Bruchkörper aus der vollen Wasserstandsdifferenz zwischen der eventuellen Grundwasserspiegellinie im Schnittpunkt der Bruchfuge und dem abgesenkten Wasserspiegel angesetzt werden.

Beanspruchung	Mindestschichtdicke für Deckwerke auf Kornfilter	Mindestschichtdicke für Deckwerke auf Geotextil
Ankerwurf	0,5 m	0,6 m
Schiffsstoß	0,3 m	0,4 m
Filterstabilität / UV-Schutz	$\geq 1,5 D_{N50} + 0,1 \text{ m}$	$\geq 1,5 D_{N50} \geq 0,1 \text{ m}$

Tafel 6-3: Mindestdicken von Deckwerken für verschiedene Beanspruchungen [BAW (1999)]

Bei einer genaueren Standsicherheitsberechnung darf der an der Bruchfuge anstehende Porenwasserüberdruck unter Beachtung der maßgebenden Absunkhöhe und Absunkgeschwindigkeit angesetzt werden. Die Schichtdicke  $d_D$  der Deckschicht der Uferböschung ergibt sich nun aus dem ungünstigsten Flächengewicht des geotechnischen Standsicherheitsnachweises der Gleichungen (6-10) und (6-12) und der allgemeinen geometrischen Abhängigkeit - Gleichung (6-14):

$$d_D = \frac{g_D}{(\gamma_F - \gamma_w) \cdot (1 - \Delta H)} \quad \text{Gl. 6-14}$$

Nach dem BAW-Merkblatt MBB sind nach Abromeit (1997) die in der Tafel 6-3 dargestellten Mindestdi-

cken für Uferdeckwerke festgelegt worden, welche auf alle Fälle eingehalten werden müssen.

### 6.3 Deckwerksbemessung

Mit Hilfe der durchgeführten Untersuchungen ergibt sich eine maximale Bemessungswellenhöhe auf das Deckwerk von 1,97 m. Diese ergibt sich vor allem aus Schiffswellen und entspricht in Ihrer Form eher einer regelmäßigen rollenden Welle. Beispielhaft ist eine solche Welle in Abb. 6-4 dargestellt.

Zur Beurteilung des vorhandenen Deckwerks und seiner Verformungen ist es erforderlich, die Bemessungswellenhöhe für die heutige Situation zu ermitteln, um abschätzen zu können, ob die derzeitigen



Abb. 6-4: Aufnahme einer Schiffswelle im Untersuchungsgebiet an der Elbe, die zu einer Belastung des Deckwerks führt



Belastungen dieser ursprünglichen Bemessungswellenhöhe entsprechen. Hierzu kann Gleichung (6-3) so umgestellt werden, so dass die heutige Bemessungswellenhöhe  $H_{\text{Bem IST}}$  bestimmt werden kann:

$$\Rightarrow H_{\text{Bem IST}} = (k_D \cdot n)^{\frac{1}{3}} \cdot \left( \frac{\gamma_F}{\gamma_W} - 1 \right) \cdot D_{N_{50}} \quad \text{Gl. 6-15}$$

mit  $D_{N_{50}}$  = Nomineller Steindurchmesser  
= Steinklasse IV = ~ 0,40 m

mit  $\gamma_F$  = Wichte des Steinmaterials  
= ~ 27 kN/m<sup>3</sup> bei Granit-Steinen

mit  $\gamma_W$  = Wichte des Wassers  
= ~ 10 kg/m<sup>3</sup> bei Süßwasser

mit  $n$  = Böschungsneigung = 3

mit  $k_D$  = Stabilitätsbeiwert = 1,6

$$\Rightarrow H_{\text{Bem IST}} = (1,6 \cdot 3)^{\frac{1}{3}} \cdot \left( \frac{27 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}}{10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}} - 1 \right) \cdot 0,4 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \underline{H_{\text{Bem IST}} = 1,14 \text{ m}}$$

Es ergibt sich somit eine rechnerische maximale Belastung der Böschung und des Deckwerks mit Wellenhöhen von 1,14 m. Höhere Wellen führen zu einer Zerstörung des Deckwerks bzw. einer Verlagerung von mehr als 5 % der Steine (No-Damage-Kriterium von Hudson).

Die Untersuchungen in der Natur haben als Hauptbelastung Wellen mit maximal 1,97 m Höhe aus Schiffsfahrt ermittelt. Diese übersteigen damit die Bemessungswellenhöhe der heutigen Situation, so dass es zu den erheblichen Umlagerungen im Untersuchungsgebiet kommen konnte.

Um die o.g. Wellenkräfte durch das Deckwerk aufzunehmen und ohne Schaden in den Untergrund ableiten zu können, wird eine Neubemessung des Deckwerks mit Hilfe der Hudson-Formel und der Van der Meer-Formel durchgeführt. Als Anfangs- und Randbedingungen dienen hierzu die in den Naturuntersuchungen aufgenommenen Daten. Anschließend wird das Ergebnis mit den vorgeschlagenen Sanierungsvarianten verglichen und eventuelle Anpassungen der Varianten gemacht.

### 6.3.1 Deckwerksbemessung mit Hilfe der HUDSON-Formel

Zur Berechnung der erforderlichen Decksteingröße kann die Hudson-Formel der Gleichung (6-3) so umgestellt werden, dass der nominelle Steindurchmesser  $D_{N_{50}}$  bestimmt werden kann:

$$\frac{H_{\text{Bem}}}{\left( \frac{\gamma_F}{\gamma_W} - 1 \right) \cdot D_{N_{50}}} = (k_D \cdot n)^{\frac{1}{3}} \quad \text{Gl. 6-16}$$

$$D_{N_{50}} = \frac{H_{\text{Bem}}}{\left( \frac{\gamma_F}{\gamma_W} - 1 \right) \cdot (k_D \cdot n)^{\frac{1}{3}}}$$

mit  $H_{\text{Bem}}$  = Bemessungswellenhöhe  
= 1,97 m / 1,2 m = 1,64 m

mit  $\gamma_F$  = Wichte des Steinmaterials  
= ~ 38 kN/m<sup>3</sup> bei MHS-Steinen

mit  $\gamma_W$  = Wichte des Wassers  
= ~ 10 kN/m<sup>3</sup> bei Süßwasser

mit  $n$  = Böschungsneigung = 3

mit  $k_D$  = Stabilitätsbeiwert = 3,2

Deckschicht-elemente	Anzahl der Lagen	Art der Anordnung	Brechende Wellen	Nicht brechende Wellen	Neigung
Glatte, abgerundete Natursteine	2	Zufällig	1,2	2,4	1 : 1,5 bis 1 : 3
	≥ 3	Zufällig	1,6	3,2	1 : 1,5 bis 1 : 3
Scharfkantige Bruchsteine	2	Zufällig	2,02	4,0	1 : 1,5 bis 1 : 3
	3	Zufällig	2,0	4,5	1 : 1,5 bis 1 : 3
	≥ 4	Zufällig	3,2	7,0	1 : 1,5 bis 1 : 3
Tetrapoden	2	zufällig	7,0	8,0	1 : 1,5 bis 1 : 3
Dolos	2	zufällig	15,8	31,8	1 : 2 bis 1 : 3

Tafel 6-4: Stabilitätsbeiwert  $k_D$  für die Bemessung der Deckschicht nach Hudson nach dem No-Damage-Kriterium (maximal 5% Umlagerungen) [Auszug aus CERC (1984)]

$$D_{N_{50}} = \frac{1,64 \text{ m}}{\left( \frac{38 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}}{10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}} - 1 \right) \cdot (3,2 \cdot 3)^{0,5}} = 0,28 \text{ m}$$

⇒ Wasserbausteinklasse III MHS-Stein

mit  $\gamma_F$  = Wichte des Steinmaterials  
= ~ 38 kN/m<sup>3</sup> bei MHS-Steinen

mit  $\gamma_W$  = Wichte des Wassers  
= ~ 10 kN/m<sup>3</sup> bei Süßwasser

### 6.3.2 Deckwerksbemessung mit Hilfe der Van der Meer-Formel

Zur Berechnung der erforderlichen Decksteingröße nach Van der Meer muss als Erstes festgestellt werden, ob es sich bei der Belastung auf das Deckwerk um einen Schwall- oder Sturzbrecher handelt. Dies erfolgt mit Hilfe der Gleichungen (6-4) und (6-5) für eine sig. Wellenhöhe von  $H_s = H_{\max} / 1,27 = 1,97 \text{ m} / 1,27 = 1,55 \text{ m}$  ( $H_{\max}$  ermittelt aus den Naturmessungen) und einer gemessenen mittleren Wellenperiode von 10 s.

$$I_r = \xi_m = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{s_{om}}} \quad \text{Gl. 6-17}$$

mit  $s_{om} = \frac{2\pi \cdot H_s}{g \cdot T_m^2}$

mit  $H_s$  = signifikante Wellenhöhe = 1,55 m

mit  $g$  = Erdbeschleunigung = 9,81 m/s<sup>2</sup>

mit  $T_m$  = mittlere Wellenperiode = 10 s

$$s_{om} = \frac{2\pi \cdot 1,55 \text{ m}}{9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot (10 \text{ s})^2} = 0,01$$

mit  $\tan \alpha = 1 / 6$

$$\Rightarrow I_r = \xi_m = \frac{1/6}{\sqrt{0,01}} = 1,67 \Rightarrow \text{Sturzbrecher}$$

Damit wird Gleichung (6-5) zur Bemessung der Decksteine nach Van der Meer genutzt und kann so umgestellt werden, dass der nominelle Steindurchmesser  $D_{N_{50}}$  bestimmt werden kann:

$$\frac{H_s}{\left( \frac{\gamma_F}{\gamma_W} - 1 \right) \cdot D_{N_{50}}} = 6,2 \cdot P^{0,18} \cdot \left( \frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0,2} \cdot \xi_m^{-0,5} \quad \text{Gl. 6-18}$$

$$D_{N_{50}} = \frac{H_s}{\left( \frac{\gamma_F}{\gamma_W} - 1 \right) \cdot 6,2 \cdot P^{0,18} \cdot \left( \frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0,2} \cdot \xi_m^{-0,5}}$$

mit  $S$  = Schädigungsgrad = 10

mit  $N$  = Anzahl der Wellen = 15000

mit  $H_s$  = signifikante Wellenhöhe = 1,55 m

mit  $P$  = Porosität der Deckschichten = 0,5

mit  $I_r = \xi_m = \frac{1/6}{\sqrt{0,01}} = 1,67$  (siehe oben)

$$D_{N_{50}} = \frac{1,55 \text{ m}}{\left( \frac{38 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}}{10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}} - 1 \right) \cdot 6,2 \cdot 0,5^{0,18} \cdot \left( \frac{10}{\sqrt{15000}} \right)^{0,2} \cdot 1,67^{-0,5}} = \frac{1,55 \text{ m}}{7,184}$$

$$\Rightarrow D_{N_{50}} = 0,22 \text{ m}$$

⇒ Wasserbausteinkl. II-III MHS-Stein

Damit ergeben sich für sowohl nach der Bemessung von Hudson als auch nach der Bemessung von Van der Meer Decksteine der Wasserbausteinklasse II - III bei gewählten Metallhüttenschlackensteinen.

Da die Belastung aus Schiffswellen eher der Bemessung nach Hudson entspricht und diese auf der sicheren Seite liegt, wird im Folgenden eine Bemessung nach Hudson empfohlen. Die Bemessung ergibt einen nominellen Steindurchmesser von  $D_{N_{50}} = 0,28 \text{ m}$ , d.h. Wasserbausteine der Güteklasse III bei gewählten Metallhüttenschlackesteinen.

### 6.4 Beurteilung der Sanierungsvorschläge

In der Sanierungsvariante 1 wurde das vorhandene Deckwerk mit einer Böschungsneigung 1 : 3 abgeglichen und neu profiliert und anschließend mit einem schweren Deckwerk aus Metallhüttenschlacken der Güteklasse III abgedeckt.

Im Gegensatz zur Sanierungsvariante 1 wurde bei der Variante 2 auf das Nachprofilieren des vorhandenen Deckwerks verzichtet. Die jeweils 80 m langen Teststrecken der beiden Sanierungsvarianten wurden über den Untersuchungszeitraum jeweils mit Video- und Digitalkameras überwacht, um Steinbewegungen und weitere Verformungen des Deckwerks beobachten zu können.

Die linke Seite der Abb. 6-5 zeigt Aufnahmen des Deckwerks im Bereich der Sanierungsvariante 1 im Juli 2001 und auf der rechten Seite im Juni 2002. Während dieses Zeitraums sind im Bereich des sanierten Deckwerks keine Steinverlagerungen erkennbar, während im ursprünglichen Teil besonders im Übergang zum sanierten Deckwerk starke Umlagerungen von Deckwerkssteinen erkennbar sind.

Anhand der unteren Aufnahmen der Abb. 6-5 ist erkennbar, dass sich die periodischen Verformungen in Längsrichtung insgesamt kaum verändert haben.

Die Verformungen und Umlagerungen im nicht sanierten und Übergangsbereich sind hier jedoch geringer als bei der Sanierungsvariante 1. Dies liegt sicherlich aber auch an der örtlichen Lage. So haben die Messungen im Bereich der Sanierungsvariante 1 zusätzlich zu den Schiffswellen wesentlich höhere Dauerbelastungen aus Windwellen ergeben als im Bereich der Sanierungsvariante 3.

Hinzu kommt das schon im nicht sanierten und natürlich im sanierten Bereich des Deckwerks der Sanierungsvariante 3 eine bessere Ausführung des Deckwerkfußes besteht, als im Bereich der Sanierungsvariante 1 anzutreffen ist.

Bei der Sanierung der Reststrecken im Bereich des Untersuchungsgebietes ist somit vor allem auf eine fachgerechte Ausführung des Deckwerkfußes zu achten. Auf ein Nachprofilieren der vorhandenen Deckschicht kann verzichtet werden, sofern das vorhandene Deckwerk, wie im Bereich der Sanierungsvariante 3, vor allem im Bereich des Deckwerkfußes keine größeren Verformungen aufweist. Sind in diesem Bereich stärkere meist zungenartige Verformungen erkennbar, sollte das Deckwerk inklusive Deckwerkfuß neu profiliert und saniert werden.

## 7 Zusammenfassende Analyse und Bewertung

### 7.1 Ist-Situation

Im vorliegenden Bericht ist die Situation des nördlichen Uferbereichs der Elbe zwischen Strom-km 630 bis 633 im Bereich Hamburg Nienstedten erfasst und dokumentiert worden. Die Verformungen des Deckwerks wurden mit Hilfe von Fotos und Videos dokumentiert und analysiert.

Es konnten drei Bereiche mit unterschiedlichen Deckwerksverformungen identifiziert werden. Es ist erkennbar, dass die Deckwerksverformungen im Bereich gegenüber des Mühlenberger Lochs am größten sind und in Richtung Osten geringer werden und sogar in Bereiche mit Sedimentationsanlandungen übergehen.

Anhand von drei Peilungen in einem Teilbereich des Untersuchungsgebiets konnte das langfristige und kurzfristige Verhalten des Deckwerks analysiert werden. Dies deutet darauf hin, dass globale Veränderungen nur über lange Zeiträume stattfinden, während kurzfristige und einmalige Ereignisse, wie z.B. Sturmflut- und Hochwasserereignisse oder hohe Belastungen aus Wind- oder Schiffswellen lokale Umlagerun-



Juli 2001



Juni 2002

Abb. 6-5: Deckwerk der Sanierungsvariante 1  
(Elbe Strom-km 632,600)

gen verursachen. So konnte verdeutlicht werden, dass es sich bei den Verformungen am Uferdeckwerk um komplexe Prozesse mit unterschiedlichster Belastung handelt. Anhand der geologischen und bodenmechanischen Situation kann ausgeschlossen werden, dass setzungsanfällige Bodenschichten im Bereich des Deckwerkes liegen.

Jedoch fehlt dem Deckwerk ein fachgerecht aufgebauter Mischkornfilter. Dieser wird durch historischen Trümmerschuttunterbau ersetzt, welcher wiederum auf Fein- und Mittelsand auflagert. So können kleine Störungen im "Filter" zu Umlagerungen oder Erosionen besonders am Deckwerksfuß führen und nachfolgend stärkere Veränderungen in der offenen Deckwerksschüttung stattfinden.

Die BAW (1996) hat im Rahmen der Fahrrinnenvertiefung für den untersuchten Abschnitt durch Simulationen Strömungsgeschwindigkeiten von maximal 0,4 m/s im Bereich des Deckwerks ermittelt. Diese stellen keine direkte Gefährdung der Uferdeckwerke dar. Sie können jedoch durch Wellen oder Turbulenzen in Bewegung gebrachte Deckwerkssteine zur Umlagerung bringen.

Für die Form der Deckwerksverformungen sind dann die Strömungsrichtungen am Uferdeckwerk von Bedeutung. Diese treten im gesamten Untersuchungsgebiet weitgehend uferparallel auf. Zur Flut-Phase sind aber im Bereich des Deckwerks gegenüber dem Mühlenberger Loch auch schräge Strömungsbelastungen erkennbar.

## 7.2 Belastungsanalyse

Da Verformungen an Deckwerken eines Stroms wie in Hamburg bisher noch nicht zu beobachten waren, wurden einige qualitative physikalische Untersuchungen in der Schiffsrinne des FRANZIUS-INSTITUTS durchgeführt.

Die Untersuchungen wurden in einem Modell mit ebener beweglicher Sohle im Maßstab 1:45 durchgeführt. Hierbei wurde ein charakteristischer Aufbau gewählt, wie er im westlichen Bereich am Nordufer der Elbe vorkommt. Zur Vorbeifahrt im Modell wurde ein maßstäbliches Containerschiff eingesetzt, welches mit der Schleppvorrichtung der Schiffsrinne bewegt wurde. Diese ermöglicht eine hohe Beschleunigung und Geschwindigkeit, sowie die Trimmung des Schiffes. Abb. 7-1 zeigt die Ergebnisse der Deckwerksumformung nach der Vorbeifahrt von mehr als 1000 Schiffen im physikalischen Modell. Die rote Linie zeigt jeweils die umgerechneten Verformungen im Naturmaßstab, während die gelbe Linie die Verformung im Modellmaßstab von 1:45 angibt. Die hauptsächlichen Belastungen treten in Folge von Wellen aus Wind und Schiffsfahrt und ihrer Kombination auf. Hier wurde aufgezeigt, dass die Schiffsgeschwindigkeit neben dem Abstand zum Ufer die wichtigste und einzig aktiv beeinflussbare Steuergröße für die Höhe der Schiffswellen darstellt. Die Gesamtheit der Belastungen und auch die Belastungsgrößen mit ihren langperiodischen Wellen aus der Schiffsfahrt erscheinen hierbei so signifikant, dass sie die Deckwerksstabilität nachhaltig beeinträchtigen.



Deckwerksverformungen  
im Modell

Deckwerksverformungen  
in der Natur

— M 1:45  
— Natur

— Naturmaßstab

Abb. 7-1: Umformungen des Uferdeckwerkes in der Natur und im physikalischen Modell nach mehr als 1000 Schiffspassagen

Zur weiteren Ermittlung der Ursachen der Deckwerksverformungen wurde vorgeschlagen mit Hilfe der Hudson-Formel die Wellenhöhen zu bestimmen, mit der die vorhandenen Deckwerksverformungen verursacht worden sind. Sie wurden mit 1,14 m bestimmt. Anschließend wurden in Naturuntersuchungen die Belastungsereignisse ermittelt, die zu einer tatsächlichen Umformung führen können. Sie wurden mit maximal 1,97 m hohen Wellen aus Schiffsfahrt ermittelt und übersteigen damit die Bemessungswellenhöhe der heutigen Situation, so dass es zu den erheblichen Umlagerungen im Untersuchungsgebiet kommen konnte.

Für die Art und Form der Umlagerung sind neben den Schiffswellen auch örtliche Strömungen verantwortlich. Die langperiodischen Primär- und Sekundärwellen ( $T_m = 5$  bis 10 s) aus Schiffsbelastungen überprägen die kurzperiodischen Windwellen ( $T_m = 2$  bis 3 s) während einer Sturmflut. Durch den erheblichen Schwall und Sunk der Schiffe kam es so zu einem nach unten gerichteten Transport von Deckwerkssteinen. Die uferparallele örtliche Tideströmung und die schräge Belastung der Rollwellen aus Schiffsfahrt haben dabei die in Schwebelage gebrachten Steine des Deckwerks in Längsrichtung umgelagert, so dass es zu buhlenartigen Verformungen des Deckwerks kommen konnte.

### 7.3 Schlussfolgerung

Die Analyse der Deckwerksverformungen hat gezeigt, dass die hauptsächlichsten Belastungen des Deckwerks in Folge von Wellen aus Wind und Schiffsfahrt und ihrer Kombination auftreten. Es wurde ermittelt, dass sich die stärkeren Verformungen im westlichen Teil des Untersuchungsgebiets aus den höheren Dauerbelastungen aus Windwellen ergeben. Die Belastungsgrößen aus Schiffsfahrt mit ihren langperiodischen Wellen erscheinen hierbei so signifikant, dass sie die Deckwerksstabilität nachhaltig beeinträchtigen.

Hierbei wurde festgestellt, dass die Verformungen und Umlagerungen in den nicht sanierten Bereichen wegen der Unterdimensionierung des vorhandenen Deckwerks erheblich sind. In den sanierten Bereichen wurden keine Umlagerungen und Verformungen während des Untersuchungszeitraums festgestellt.

Die Neubemessung des Deckwerks hat mit den durch Naturmessungen ermittelten Randbedingungen die in den Sanierungsvarianten gewählten Bemessungen des Deckwerks bestätigt. Es wird empfohlen bei den örtlichen Belastungen ein Deckwerk mit MHS Steinen der Güteklasse III zu verwenden. Alternativ kann auch eine Verklammerung des vorhandenen Deck-

werks durchgeführt werden, wobei hierbei die recht inhomogenen Untergrund- und Filterverhältnisse berücksichtigt werden müssten.

Schließlich wird die Ausbildung des Deckwerkfußes als ein entscheidender Punkt für die weitere Sanierung des Deckwerks angesehen. Bei der Sanierung der Reststrecken im Bereich des Untersuchungsgebiets ist somit vor allem auf eine fachgerechte Ausführung des Deckwerkfußes zu achten. Zudem wurde festgestellt, dass auf ein Nachprofilieren der vorhandenen Deckschicht verzichtet werden kann, sofern das vorhandene Deckwerk vor allem im Bereich des Deckwerkfußes keine größeren Verformungen aufweist. Sind in diesem Bereich stärkere Verformungen erkennbar, so sollte das Deckwerk inklusive Deckwerkfuß neu profiliert und saniert werden.

## 8 Literatur

- ABROMEIT, H.-U. (1997) Ermittlung technisch gleichwertiger Deckwerke an Wasserstraßen und im Küstenbereich in Abhängigkeit von der Trockenrohdichte der verwendeten Wasserbausteine, BAW Mitteilungen, Bundesanstalt für Wasserbau, Nr. 75, Karlsruhe, Januar 1997
- BAW (1990) Merkblatt Anwendung von hydraulisch- und bitumengebundenen Stoffen zum Verguss von Wasserbausteinen an Wasserstraßen (MAV), Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, Ausgabe 1990
- BAW (1995) Aussprachetag „Kanalauskleidungen“, Bundesanstalt für Wasserbau - Außenstelle Berlin, 1995
- BAW (1996) Gutachten zur Anpassung der Fahrinne der Unter- und Außenelbe an die Containerschiffahrt, Zusammenfassendes Gutachten Hydromechanik, Bundesanstalt für Wasserbau - Außenstelle Küste, Hamburg, November 1996
- BAW (1998) Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen (MSD), Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, Ausgabe 1998
- BAW (1999) Merkblatt Bemessung von Böschungs- und Sohlsicherungen (MBB), Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, Ausgabe 1990
- CERC (1984) Shore Protection Manual, Coastal Engineering Research Center, Vol. I & II, 1984

- DAVIDENKOFF, R. (1976) Anwendung von Filtern im Wasserbau, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1976
- EAK (1993) EAK 1993 - Empfehlungen für Küstenschutzbauwerke, Empfehlungen des Ausschusses für Küstenschutzwerke EAK, Die Küste, Heft 55, 1993
- EVU (1990) Empfehlungen für Verklammerung und Vollverguss von Uferschutzwerken und Sohlensicherungen, Herausgeber: Bauberatung Zement des Bundesverbandes der Deutschen Zementindustrie, 1990
- FRANKE, E. (1976) Seedeichbau, K.H. Brößkamp, Vereinigung der Nassbaggerunternehmungen e.V., Hamburg, 1976
- FRANZIUS INSTITUT (1995) Ausbaubedingte Änderungen der schiffserzeugten Belastungen in der Unter- und Außenelbe, Auftraggeber: BAW Küste, Hannover, November 1995
- GERDING, E. (1993) Toe structure stability of rubble mound breakwaters, Master's thesis at Delft University of Technology, Delft, August 1993
- GROOT, M.B. DE (1989) Allgemeine Grundlagen zur Standsicherheit des Untergrundes von Deckwerken, BAW Mitteilungen, Bundesanstalt für Wasserbau, Nr. 66, Karlsruhe, August 1989
- HALLAUER, O. (1986) Vergussstoffe für Uferdeckwerke, BAW Mitteilungen, Bundesanstalt für Wasserbau, Nr. 58, Karlsruhe, April 1986
- HANSEN, U. A. (1985) Wasserbausteine im Deckwerksbau - Bemessung und Konstruktion, Westholsteinische Verlagsanstalt Boyens & Co., Heide (Holstein), 1985
- HUDSON, R.Y. (1959) Laboratory Investigations of Rubble-Mound Breakwaters, Journal Waterways and Harbours, ASCE, Vol. 96, No. WW2, 1959
- KNIEß, H.-G. (1977) Bemessung von Schüttstein-Deckwerken im Verkehrswasserbau, Teil 1: Lose Steinschüttungen, BAW Mitteilungen, Bundesanstalt für Wasserbau, Nr. 42, Karlsruhe, 1977
- KNIEß, H.G. (1983) Kriterien und Ansätze für die technische und wirtschaftliche Bemessung von Auskleidungen in Binnenschifffahrtskanälen, BAW Mitteilungen, Bundesanstalt für Wasserbau, Nr. 53, Karlsruhe, August 1983
- KOBUS, H. (1978) Wasserbauliches Versuchswesen, Deutscher Verband für Wasserwirtschaft, Mitteilungsheft Nr. 4, 1978
- KÖHLER, H-J. (1985) Modellversuche für die Dimensionierung von Deckwerken an Wasserstraßen - Stabilität loser Steinschüttungen, BAW Mitteilungen, Bundesanstalt für Wasserbau, Nr. 56, Karlsruhe, September 1985
- KÖHLER, H-J. (1989) Messung von Porenwasserüberdrücken im Untergrund, BAW Mitteilungen, Bundesanstalt für Wasserbau, Nr. 66, Karlsruhe, 1989
- KÖHLER, H-J. (1997) Porenwasserdruckausbreitung im Boden, Messverfahren und Berechnungsansätze, BAW Mitteilungen, Bundesanstalt für Wasserbau, Nr. 75, Karlsruhe, Januar 1997
- LEE, K.-Y. (1982) Ein Beitrag zur Berechnung der Widerstandserhöhung in von vorn kommenden Wellen, Dissertation, 1982
- MAST II (1993A) Scour by wave action in front of a berm breakwater, Delft hydraulics, Delft University of Technology, Mai 1993
- MAST II (1993B) Rubble mound breakwater failure modes - Failure mechanisms observed during model test, Delft hydraulics, Delft University of Technology, Delft, Dezember 1993
- PASCHEN, R. (1977) Konsolidierungs- und Scherverhalten von salzhaltigem Klei, Mitteilungen des IGBE der Universität Hannover, Heft 14, 1977
- PILARCZYK, K.W. (1988) Dikes and Revetments - Design, maintenance and safety assessment, A.A. Balkema, Rotterdam, Brookefield, 1988
- PILARCZYK, K.W. (1990) Coastal Protection, Verlag A.A. Balkema, Rotterdam, 1990

- RANKINE, W.J.M. (1880) Handbuch der Bauingenieurkunst, N. d. 12. - Neuauflage des Originals in deutsch bearbeitet von Franz Kreuter, Verlag Lehmann & Wentzel, Wien, 1880
- RICHWIEN, W. (1976) Zum Einfluss der Konsolidierungsdauer auf die wirksame Spannung und die Scherfestigkeit von aufbereitetem Klei, Mitteilungen des IGBE der Universität Hannover, Heft 11, 1976
- SHANK, G.E & HERBICH, J.B. (1970) Forces due to Waves on Submerged Structures, Coastal and Ocean Engineering Division, Texas Engineering Experiment Station, Texas A&M University, Mai 1970
- SHIELDS, A. (1936) Anwendung der Ähnlichkeitsmechanik und der Turbulenzforschung auf die Geschiebebewegung, Mitteilungen der Preußischen Versuchsanstalt für Wasser-, Erd- und Schiffbau, Heft 26, 1936
- SIEFERT, W. (1984) Hydrologische und morphologische Untersuchungen für das Mühlenberger Loch, die Außeneste und den Nessand, Auftragegeber: Strom- und Hafenbau, Hamburger Küstenforschung, Heft 43, Dezember 1984
- VAN DER MEER, J.W. (1988) Deterministic and probabilistic design of breakwater armor, Journal Waterways and Harbors, ASCE, Vol. 114, 1988
- VAN DER MEER, J.W. (1993) Conceptual design of rubble mound during model test, Delft hydraulics, Delft University of Technology, Publications No. 483, Delft, Dezember 1993
- ZITSCHER, F.; HEERTEN, G. & SAATHOFF, F. (1987) Geotextilien und Dichtungsbahnen, U. Smolczyk, Grundbautaschenbuch, 3. Auflage, Teil 3, Verlag, 1987

