

## **Projekt:**

Sedimentation in brackwasserbeeinflussten Vorhäfen

## **Vorhaben:**

Maßnahmen zur Minimierung der Sedimentation im  
Bereich brackwasserbeeinflusster Vorhäfen

**Bericht Nr. 649**

**BMBF Forschungsvorhaben 03KIS020**

Endbericht

Projektleiter:  
**Prof. Dr.-Ing. Claus Zimmermann**  
**Dr.-Ing. Andreas Matheja (Oberingenieur)**

Sachbearbeiter:  
**Dipl.-Ing. Oliver Stoschek**  
**Dipl.-Ing. Jan Geils**

Auftraggeber:  
**BMBF**

**Mai 2003**

## Inhalt

<b>1.</b>	<b>Veranlassung und Aufgabenstellung</b>	<b>1-1</b>
<b>2</b>	<b>Verwendete Unterlagen</b>	<b>2-1</b>
2.1	Allgemeine Informationen	2-1
2.2	Untersuchungsgebiet Hafen Emden	2-2
2.2.1	Allgemeine Informationen	2-2
2.2.2	Topographische Informationen	2-2
2.2.3	Wasserstandsdaten	2-2
2.2.3.1	Pegel „Knock“	2-2
2.2.3.2	Pegel „Neue Seeschleuse (Emden)“	2-3
2.2.3.3	Pegel „Pogum“	2-3
2.2.3.4	Pegel „Gandersum“	2-4
2.2.3.5	Pegel „Reide“	2-4
2.2.4	Strömungsdaten	2-4
2.2.5	Salinität	2-5
2.2.6	Winddaten	2-5
2.2.7	Sedimentologische Informationen	2-5
2.3	Untersuchungsgebiet Hafen Bremerhaven	2-6
2.3.1	Allgemeine Informationen	2-6
2.3.2	Topographische Informationen	2-7
2.3.3	Wasserstandsdaten	2-8
2.3.3.1	Pegel „Brake“	2-8
2.3.3.2	Pegel „Rechtenfleth“	2-8
2.3.3.3	Pegel „Nordenham“	2-8
2.3.3.4	Pegel „Bremerhaven Alter Leuchtturm“	2-9
2.3.3.5	Pegel „Robbensüdsteert“	2-9
2.3.3.6	Pegel „Leuchtturm Alte Weser“	2-9
2.3.4	Strömungsdaten	2-10
2.3.5	Salinität	2-10
2.3.5.1	Pegel „Rechtenfleth“	2-11
2.3.5.2	Pegel „Nordenham“	2-11
2.3.5.3	Pegel „Bremerhaven Alter Leuchtturm“	2-11
2.3.5.4	Pegel „Robbensüdsteert“	2-12
2.3.6	Sedimentologische Informationen	2-12

Inhalt	Seite II
<b>3 Stand des Wissens</b>	<b>3-1</b>
3.1 Einleitung	3-1
3.2 Turbulente Strömungen	3-3
3.3 Strömungen im Bereich von Hafeneinfahrten	3-8
3.3.1 Differenz zwischen den Strömungsgeschwindigkeiten in Fluss und Hafen als Ursache des Sedimenteintrages	3-9
3.3.1.1 Die Vermischungszone	3-11
3.3.1.2 Die Strömung im Hafenbecken (Walzenströmung)	3-26
3.3.1.3 Massenaustausch zwischen Hafen und Außenströmung	3-32
3.3.2 Strömungen infolge wechselnder Wasserstandsgradienten als Ursache der Sedimentation	3-45
3.3.3 Strömungen infolge wechselnder Dichtegradienten als Ursache der Sedimentation	3-46
3.3.4 Überlagerungen	3-48
3.4 Sedimenttransport, Ablagerung und Erosion im Bereich tide- und brackwasserbeeinflusster Vorhäfen	3-57
3.4.1 Sedimenttransportprozesse	3-61
3.4.1.1 Schwebstofftransport	3-66
3.4.1.2 Ausflockung von Schwebstoffen	3-67
3.4.1.3 Konsolidierung von Feinstsedimenten an der Gewässersohle	3-73
3.4.1.4 Erosion von Feinstsedimenten an der Gewässersohle	3-77
3.4.2 Einfluss der Tide und des Oberwassers auf den Transport kohäsiver Sedimente in einem Tidefluss	3-83
<b>4 Systemanalyse und Entwicklung der Untersuchungsmethodik</b>	<b>4-1</b>
4.1 Systemanalyse für den Emder Vorhafen	4-1
4.1.1 Untersuchungsgebiet	4-1
4.1.2 Hydrologische Randbedingungen	4-4
4.1.2.1 Pegel an der Ems im Untersuchungsgebiet	4-5
4.1.2.2 Strömungen im Bereich des Emder Hafens	4-6
4.1.3 Sedimente im Ems Ästuar	4-9
4.1.4 Situation im Emder Vorhafen	4-17
4.2 Systemanalyse für den Hafen Bremerhaven	4-21
4.2.1 Untersuchungsgebiet	4-21
4.2.2 Hydrologische Randbedingungen	4-23
4.2.3 Salzgehalt	4-24
4.2.4 Strömungen	4-26

4.2.4.1	Ebbeströmung	4-27
4.2.4.2	Flutströmung	4-28
4.2.5	Sedimente	4-29
4.2.6	Schwebstoffe	4-32
4.2.7	Sedimentationsraten	4-34
4.3	Entwicklung der Untersuchungsmethodik	4-36
<b>5</b>	<b>Theoretische Grundlagen der verwendeten Programmsysteme</b>	<b>5-1</b>
5.1	Allgemeines	5-1
5.2	Theoretische Grundlagen des Programmsystems MIKE21®	5-1
5.2.1	Allgemeines	5-1
5.2.2	Hydrodynamisches Modell (HD-Modul)	5-3
5.2.3	Sedimenttransportmodell (MT-Modul)	5-10
5.3	Theoretische Grundlagen des Programmsystems MIKE3®	5-19
5.3.1	Allgemeines	5-19
5.3.2	Hydrodynamisches Modell (HD-Modul)	5-19
5.3.3	Sedimenttransportmodell (MT-Modul)	5-33
5.3.4	Diskretisierung der Konvektions-Dispersions Gleichung für den 3D-Fall	5-42
5.3.5	Vertikale Diskretisierung des Modellgitters	5-45
5.3.6	Änderung der Gitterweite mit Hilfe des „Nested Grid Verfahrens“	5-47
<b>6</b>	<b>Numerische Untersuchungen für das Fallbeispiel Emden</b>	<b>6-1</b>
6.1	Vorgehensweise	6-1
6.2	Aufbau des umgebenden Regionalmodells	6-1
6.2.1	Räumliche Abgrenzung des Modellgebiets	6-1
6.2.2	Modellparameter	6-2
6.2.2.1	Gewässertopographie (Systemgeometrie)	6-2
6.2.2.2	Obere und untere Randbedingung	6-2
6.2.2.3	Zuflüsse in das Modellgebiet	6-2
6.2.2.4	Strömungsgeschwindigkeiten und -richtungen	6-2
6.2.3	Kalibrierung des hydrodynamischen Modells	6-3
6.2.3.1	Auswahl des Kalibrierungszeitraumes	6-3
6.2.3.2	Modellparameter für die Kalibrierung des hydrodynamischen Modells	6-3
6.2.3.3	Ergebnisse der Kalibrierung	6-4
6.3	Aufbau des 3D-Regionalmodells	6-10
6.3.1	Modellparameter	6-10
6.3.2	Kalibrierung des 3D-hydrodynamischen Modells	6-10
6.3.2.1	Auswahl der Zeiträume für die Kalibrierung	6-10

6.3.2.2	Modellparameter für die Kalibrierung des hydrodynamischen Modells	6-11
6.3.2.3	Ergebnisse der Kalibrierung	6-12
6.3.2.4	Diskussion der Ergebnisse der Kalibrierung des 3D-Regionalmodells	6-16
<b>7</b>	<b>Numerische Untersuchungen für das Fallbeispiel Bremerhaven</b>	<b>7-1</b>
7.1	Vorgehensweise	7-1
7.2	Aufbau des umgebenden 2D-Regionalmodells	7-1
7.2.1	Räumliche Abgrenzung des Modellgebietes	7-1
7.2.2	Modellparameter	7-3
7.2.2.1	Gewässertopographie (Systemgeometrie)	7-3
7.2.2.2	Obere Randbedingung (Wasserstand bei Nordenham)	7-3
7.2.2.3	Untere Randbedingung (Wasserstand am Pegel Robbensüdsteert)	7-5
7.2.2.4	Tidekurven	7-5
7.2.2.5	Zuflüsse in das Modellgebiet	7-5
7.2.2.6	Strömungsgeschwindigkeiten und Strömungsrichtungen	7-5
7.2.3	Kalibrierung des hydrodynamischen 2D-Modells	7-6
7.2.3.1	Auswahl des Untersuchungszeitraumes	7-6
7.2.3.2	Modellparameter für die Kalibrierung des hydrodynamischen 2D-Modells	7-7
7.2.3.3	Ergebnisse der 2D-Kalibrierung	7-8
7.3	Aufbau des 3D-Regionalmodells	7-12
7.3.1	Modellparameter	7-12
7.3.2	Kalibrierung des hydrodynamischen 3D-Modells	7-16
7.3.2.1	Auswahl der Zeiträume für die Kalibrierung	7-16
7.3.2.2	Modellparameter für die Kalibrierung des hydrodynamischen 3D-Modells	7-19
7.3.2.3	Ergebnisse der Kalibrierung des 3D-Modells	7-22
7.4	Aufbau des 3D-Sedimenttransportmodells	7-28
7.4.1	Modellparameter	7-28
7.4.2	Ergebnisse der Kalibrierung des Sedimenttransportes und -eintrages	7-31
7.5	Diskussion der Ergebnisse der Kalibrierung des 3D-Regionalmodells	7-37
<b>8.</b>	<b>Vergleich von Naturmessungen mit Berechnungsergebnissen</b>	<b>8-1</b>
8.1	Allgemeines	8-1
8.2	Eingabedateien	8-2
8.2.1	ADCP-Datei	8-2
8.2.2	MIKE3 -Datei	8-4
8.3	Vorgehen und Vergleich der Eingangsdateien	8-5
8.3.1	Tabellarische Auswertung	8-7

8.3.2	Graphische Auswertung	8-8
8.3.3	Ausblick und weiteres Vorgehen	8-9
<b>9.</b>	<b>Parameterstudie zur Bestimmung der Einflussparameter auf die Sedimentation in brackwasserbeeinflussten Häfen</b>	<b>9-1</b>
9.1	Grundlagen der Untersuchungen zur Bestimmung der maßgebenden Einflussfaktoren auf die Sedimentation	9-1
9.2	Strömungen und Salzgehalt in den Häfen	9-7
9.2.1	Einfluss der Einfahrtsbreite auf die Strömungen und den Salzgehalt im Hafen	9-7
9.2.2	Einfluss der Neigung auf die Strömungen und den Salzgehalt im Hafen	9-11
9.2.3	Einfluss der Tide auf die Strömungen und den Salzgehalt im Hafen	9-13
9.2.4	Einfluss der salinen Dichtevariation auf die Strömungen im Hafen	9-15
9.3	Analyse der Austauschwassermenge zwischen Hafen und Außenströmung	9-16
9.3.1	Einfluss der Breite der Hafeneinfahrt auf die Austauschwassermenge	9-17
9.3.2	Einfluss der Neigung auf die Austauschwassermenge	9-19
9.3.3	Einfluss der Hafenform, der Variation des Salzgehaltes und der Tide auf die Austauschwassermenge	9-21
9.4	Analyse des Sedimenteintrages in die Häfen	9-25
9.4.1	Einfluss der Breite der Hafeneinfahrt auf die Sedimentationsmenge	9-25
9.4.2	Einfluss der Neigung auf die Sedimentationsmenge	9-27
9.4.3	Einfluss der Hafenform, der Variation des Salzgehaltes und der Tide auf die Sedimentationsmenge	9-28
9.5	Schlussfolgerungen zur Bestimmung von Maßnahmen zur Minimierung der Sedimentation in brackwasserbeeinflussten Häfen	9-32
<b>10.</b>	<b>LIP III - Versuche</b>	<b>10-1</b>
10.1	Allgemeines	10-1
10.2	Funktionsweise der CDW	10-1
10.3	Modellaufbau	10-3
10.4	Ergebnisse der hydrodynamischen Simulation	10-4
10.5	Zusammenfassung und Bewertung der Ergebnisse	10-12
<b>11.</b>	<b>Untersuchungen von Maßnahmen zur Minimierung der Sedimentation am Beispiel der Zufahrt zur Nordschleuse in Bremerhaven</b>	<b>11-1</b>
11.1	Ausgangszustand im Vorhafen zur Nordschleuse	11-1
11.2	Entwicklung von Maßnahmen zur Einschränkung der Sedimentation in tide- und brackwasserbeeinflussten Häfen	11-6
11.2.1	Anwendungsbeispiel 1 (Verringerung der Einfahrtsbreite)	11-7



---

11.2.2	Anwendungsbeispiel 2 (Umlenkwand)	11-10
11.2.3	Anwendungsbeispiel 3 (Sohlsprung)	11-13
11.2.4	Anwendungsbeispiel 4 (Umlenkwand und Sohl sprung)	11-15
11.3	Zusammenfassung und Vergleich der Ergebnisse der Maßnahmen zur Einschränkung der Sedimentation	11-18
<b>12.</b>	<b>Zusammenfassung</b>	<b>12-1</b>
<b>13.</b>	<b>Schrifttum</b>	<b>13-1</b>

**ANLAGEN**

## Abbildungen

Abb. 1-1:	Struktur des BMBF Projektes "Sedimentation in brackwasserbeeinflussten Vorhäfen"	1-1
Abb. 3.1-1:	Maßgebende Prozessgrößen die den Sedimenteintrag in einem tide- und brackwasserbeeinflussten Hafen bestimmen (Stoschek, 2003)	3-2
Abb. 3.3.1-1:	Prinzipskizze zum Strömungseffekt	3-10
Abb. 3.3.1.1-1:	a) Ideale Umströmung einer scharfen Kante (Potentialströmung), b) Entstehung eines Wirbels hinter einer Kante (PRANDTL, ET AL., 1969)	3-12
Abb. 3.3.1.1-2:	Idealisierter Zusammenfluss zweier Flüssigkeiten unterschiedlicher Geschwindigkeiten (PRANDTL, ET AL., 1969)	3-12
Abb. 3.3.1.1-3:	Gewellte Trennfläche mit qualitativem Druckverhältnis (PRANDTL, ET AL., 1969)	3-12
Abb. 3.3.1.1-4:	Ausbreitung eines unter Wasser eingeleiteten Strahles (DAVIES, 1972)	3-13
Abb. 3.3.1.1-5:	Verteilung der mittleren Strömungsgeschwindigkeit eines zweidimensionalen Halbstrahles (LIEPMANN & LAUFER, 1947)	3-14
Abb. 3.3.1.1-6:	Abhängigkeit des Ausbreitungswinkels der Vermischungszone von der Geschwindigkeitsdifferenz zweier Strömungen. Ergebnisse verschiedener Autoren: ▲ BROWN & ROSHKO (1974); ● LIEPMANN & LAUFER (1947); ○ MILES & SHIH (1968), ◇ MILLS (1968); ■ PATEL (1973); × PUI (1969); + SPENCER & JONES (1971); ◁ SUNYACH (1971); □ WYGNANSKY & FIEDLER (1970); △ YULE (1972) (AUS: BROWN & ROSHKO, 1974)	3-15
Abb. 3.3.1.1-7:	Änderung der Querkomponente der Turbulenz mit der Sohlreibung S. Ergebnisse aus 5 Untersuchungen: ○ $h/c_f = 8,67$ m; △ $h/c_f = 4,59$ m; ▽ $h/c_f = 4,00$ m; ◇ $h/c_f = 3,72$ m; □ $h/c_f = 2,89$ m (CHU & BABARUTSI, 1988)	3-18
Abb. 3.3.1.1-8:	Breite der Vermischungszone. Ergebnisse aus 5 Untersuchungen: ○ $h/c_f = 8,67$ m; △ $h/c_f = 4,59$ m; ▽ $h/c_f = 4,00$ m; ◇ $h/c_f = 3,72$ m; □ $h/c_f = 2,89$ m; ---- Gleichung 2.2-24 (CHU & BABARUTSI, 1988)	3-19
Abb. 3.3.1.1-9:	Entwicklung der Breite der Vermischungszone (DURSTHOFF, 1970)	3-22
Abb. 3.3.1.1-10:	Entwicklung der Teilbreiten der Vermischungszone ( $b_{vH0}$ bzw. $b_{vR0}$ ) in Abhängigkeit von der Hafenbreite $B_H$ (DURSTHOFF, 1970)	3-22

Abb. 3.3.1.1-11:	Entwicklung der Vermischungszone bei einem 3 x 3 m großen Hafenbecken (BOOIJ, 1986)	3-24
Abb. 3.3.1.1-12:	Ebene Staupunktströmung einer ideellen Flüssigkeit (WIEGHARDT, 1965)	3-25
Abb. 3.3.1.1-13:	Aufnahme von Treibkörpern im Einfahrtsbereich, Belichtungszeit: 3s, 15 Aufnahmen (INGBER, 1985)	3-26
Abb. 3.3.1.2-1:	Drehströmung über festem Grund (SCHLICHTING, 1965)	3-27
Abb. 3.3.1.2-2:	Sohlströmungen in einem Hafenbecken aus einer Aufnahme von Kaliumpermanganatfahnen (ROHR, 1933)	3-27
Abb. 3.3.1.2-3:	Vertikale Geschwindigkeitsverteilung am Rand der Drehströmung in einem quadratischen Hafen ( $l=1\text{m}$ , $b=1\text{m}$ , $h_m=0,11\text{m}$ ): +°=° Geschwindigkeiten in u-Richtung, x = Geschwindigkeiten in v-Richtung (LANGENDOEN ET AL., 1994)	3-28
Abb. 3.3.1.2-4:	Ablagerungsformen in Hafenbecken (ROHR, 1933)	3-29
Abb. 3.3.1.2-5:	Walzenbildung in Abhängigkeit vom Breiten-Längen-Verhältnis (Westrich, 1977a)	3-29
Abb. 3.3.1.2-6:	Strömungsverteilung in der Primärwalze bei unterschiedlichem Einfahrtswinkel, gemessen im Querschnitt durch das Walzenzentrum (BOOIJ, 1986)	3-30
Abb. 3.3.1.2-7:	Einfluss eines Uferversatzes auf die Strömungsverteilung in der Primärwalze gemessen im Querschnitt durch das Walzenzentrum (BOOIJ, 1986)	3-31
Abb. 3.3.1.2-8:	Geschwindigkeitsverteilung entlang der Hauptachsen der Drehströmung in einem quadratischen Hafen (LANGENDOEN, 1992)	3-32
Abb. 3.3.1.3-1:	Veränderung des Austauschkoefizienten $A_x$ und des PRANDTLschen Mischungsweges $l$ über die Breite der Vermischungszone (LIEPMANN & LAUFER, 1947)	3-33
Abb. 3.3.1.3-2:	Entwicklung des PRANDTLschen Mischungsweges und des Mikromaßes entlang der Achse der Vermischungszone (LIEPMANN & LAUFER, 1947)	3-34
Abb. 3.3.1.3-3:	Schematische Darstellung des Versuchsstandes von WESTRICH zur Messung des Massenaustausches zwischen Außenströmung und Hafen (WESTRICH, 1977 a+b)	3-38
Abb. 3.3.1.3-4:	Messanordnung zur Bestimmung der Lichtabsorption im Hafenbecken (WESTRICH, 1977 a+b)	3-38
Abb. 3.3.1.3-5:	Konzentrationsänderung von gelöstem Material in einem Hafen in Abhängigkeit von der Zeit (WESTRICH 1977a)	3-41

Abb. 3.3.1.3-6:	Einfluss der Parameter $h/B_H$ und $B_E/B_H$ auf den Austausch zwischen Hafen und Außenströmung für $u^*/v_{y,R} = 0,058$ (WESTRICH & CLAD, 1979)	3-42
Abb. 3.3.1.3-7:	Änderung des dimensionslosen Halbwertszeit Parameters mit der Tiefe. $\circ\text{---}\circ$ = Berechnung von MCGUIRK U. RODI (1979) und $x$ = Ergebnisse aus Untersuchungen von NESTMANN (1977) (IN: LANGENDOEN, 1992)	3-44
Abb. 3.3.2-1:	Prinzipskizze zum Tideeffekt	3-45
Abb. 3.3.3-1:	Prinzipskizze zum Dichteeffekt	3-47
Abb. 3.3.3-2:	Unterschiede des dichtebedingten Wasseraustausches zwischen einer vollständig geschichteten und einer vollständig durchmischten Außenströmung	3-48
Abb. 3.3.4-1:	Superposition einer Strömung die den Hafen füllt und einer Walze (LANGENDOEN, 1992)	3-49
Abb. 3.3.4-2:	Superposition der drei Austauschmechanismen (LANGENDOEN, 1992)	3-50
Abb. 3.3.4-3:	Strömungsgeschwindigkeiten in einem Tidehafen: a) bei Flutströmung, b) bei Ebbeströmung in Häfen mit großer Oberfläche (CHRISTIANSEN, 1987)	3-51
Abb. 3.3.4-4:	Einfluss des Tidehubs und –periode auf den Wasseraustausch zwischen Hafen und Außenströmung: $B_E/B_H = 0,25$ ; $h/L_H = 0,16$ (WESTRICH, 1977b)	3-52
Abb. 3.3.4-5:	Einfluss der Phasenverschiebung zwischen tideinduzierten und dichteinduzierten Strömungen in der Hafeneinfahrt auf die dichteinduzierte Strömung (EYSINK, 1989)	3-54
Abb. 3.3.4-6:	Verminderung von dichteinduziertem Wasseraustausch durch tideinduziertes Füllen und Entleeren des Hafens, Schematisierte Strömungsprofile (EYSINK, 1989)	3-54
Abb. 3.3.4-7:	Strömungen bei Hochwasser in einer Hafeneinfahrt in vier verschiedenen Tiefen: a) 4 cm, b) 8 cm, c) 10 cm, d) 14 cm über der Sohle bei einer Wassertiefe von 22,5 cm (LANGENDOEN, 1992)	3-56
Abb. 3.4-1:	Erscheinungsform einzelner Tonminerale (GÜVEN, 1992)	3-60
Abb. 3.4-2:	Beispielhafte Zusammensetzung von Schlick (WHITEHOUSE, ET AL., 2000)	3-60
Abb. 3.4.1-1:	Kräfte am Einzelkorn (RAUDKIVI, 1982)	3-62
Abb. 3.4.1-2:	SHIELDS-Diagramm (SHIELDS, 1936)	3-63
Abb. 3.4.1-3:	Schematische Darstellung der Transportvorgänge von der mobilen Suspension bis zur auskonsolidierten Sohle (STOSCHEK, 2003)	3-65

Abb. 3.4.1.2-1:	Vergleich der mittleren Sinkgeschwindigkeiten aus Feldmessungen in Abhängigkeit von der Konzentration der suspendierten Sedimente (DELO & OCKENDEN, 1992)	3-68
Abb. 3.4.1.2-2:	Mittlere Sinkgeschwindigkeit $w_s$ in Abhängigkeit von der Konzentration $c$ (VAN RIJN, 1993)	3-70
Abb. 3.4.1.2-3:	Schematische Darstellung eines Netzwerkes aus Flocken in seinem schwächsten Zustand (PARTHENIADES, 1986)	3-72
Abb. 3.4.1.3-1:	Phasen des Absetzens und der Konsolidierung bindiger Böden (MIGNIOT & BOULOC, 1981)	3-75
Abb. 3.4.1.3-2:	Übersicht der theoretischen Studien über die Konsolidierung kohäsiver Böden (ALEXIS ET AL., 1993)	3-76
Abb. 3.4.1.3-3:	Verlauf des Porenwasserdrucks für $z_0 = 1,5 \cdot z_1$ (BEEN & SILLS, 1983)	3-77
Abb. 3.4.2-1:	Schematische Darstellung der Abhängigkeit zwischen Suspensionskonzentration und Strömungsgeschwindigkeit mit den dazugehörigen Transportprozessen im Verlauf einer Tide (VAN RIJN, 1993)	3-84
Abb. 3.4.2-2:	Erosion, Transport, Deposition und Konsolidierung im Laufe einer Tide (WHITEHOUSE, ET AL., 2000)	3-85
Abb. 3.4.2-3:	Schematische Darstellung des Salzgehaltes und der Trübung in einem Ästuar (SPINGAT, ET AL., 2000)	3-86
Abb. 3.4.2-4:	Karte und Längsschnitte in der Weser. A) Übersicht, T: Mitte der Trübungswolke. B) Längsschnitt anhand von Messungen während einer Fahrt von UW-km 75 bis UW-km 49, Ebbeströmung nach rechts; Punktiert: Linien gleichen Salzgehaltes; Ausgezogen: Linien gleicher Trübung; Schraffiert: Trübungswolke. C) Strömungsverhältnisse für B), schematisiert (WELLERSHAUS, 1982)	3-87
Abb. 3.4.2-5:	Tidengemittelte Position des Trübungsmaximums bei unterschiedlichen Oberwasserabflüssen $R$ (Schraffierte Flächen: Schwebstoffkonzentrationen $\geq 0,25 \text{ kg/m}^3$ ; Gewellte Linien: Messbereich; Isohalinen für 2‰, 5‰ und 10‰) in der Weser (GRABEMANN & KRAUSE, 1989)	3-88
Abb. 4.1.1-1:	Lageplan der Ems	4-2
Abb. 4.1.1-2:	Untersuchungsgebiet Emders Vorhafen	4-2
Abb. 4.1.2-1:	Abflüsse am Pegel Versen (Monatsmittel/ Jahresmittel) (GEWÄSSERKUNDLICHES JAHRBUCH, 1997)	4-5

Abb. 4.1.2.2-1:	Sedimentation im Emdener Vor- und Außenhafen innerhalb eines Jahres (NASNER, 1997)	4-7
Abb. 4.1.2.2-2:	Treibkörperbahnen im Emdener Vorhafen während des ersten Abschnittes der Ebbephase (NASNER, 1997)	4-7
Abb. 4.1.2.2-3:	Treibkörperbahnen im Emdener Vorhafen während des zweiten Abschnittes der Ebbephase (NASNER, 1997)	4-8
Abb. 4.1.2.2-4:	Treibkörperbahnen im Emdener Vorhafen während der Flutphase (NASNER, 1997)	4-8
Abb. 4.1.3-1:	Messstellen an der Ems, repräsentative Geschwindigkeitsverteilung über eine Tide (VAN LEUSSEN, 1996)	4-10
Abb. 4.1.3-2:	Repräsentative Salzgehaltsverteilungen (links) und Trübungsverteilungen (rechts) über eine Tide (VAN LEUSSEN, 1996)	
Abb. 4.1.3-3:	Mittlere monatliche Schwebstoffganglinie an der Gütemessstation Gandersum (SCHULZE ET AL., 1991)	4-11
		4-12
Abb. 4.1.3-4:	Zusammenhang zwischen Schwebstoffgehalt und Korndurchmesser an der Gütemessstation Gandersum (SCHULZE ET AL., 1991)	4-14
Abb. 4.1.3-5:	Korngrößenverteilung der Schwebstoffproben aus Gandersum von Oktober 1988 bis Oktober 1990 (unbehandelter Schwebstoff) (SCHULZE ET AL., 1991)	4-15
Abb. 4.1.3-6:	Korngrößenverteilung der Dollartsedimente (MERCHELBACH, 2000)	4-17
Abb. 4.2.1-1:	Weserästuar und Unterweser	4-21
Abb. 4.2.1-2:	Untersuchungsgebiet Vorhafen Kaiserschleuse und Nordschleuse	4-22
Abb. 4.2.2-1:	Abflüsse am Pegel Intschede (Monatsmittel/ Jahresmittel) (GEWÄSSERKUNDLICHES JAHRBUCH, 1997)	4-24
Abb. 4.2.3-1:	Mittlere Salzgehalte in der Weser bei Bremerhaven in Abhängigkeit vom Oberwasser (Monatsmittelwerte), Messungen von Juli 1977 bis März 1990 (NASNER, 1992)	4-26
Abb. 4.2.4-1:	Tide-, Strömungs- und Dichteeffekt im Vorhafen der Nordschleuse (HOCHSCHULE BREMEN, 1998)	4-26
Abb. 4.2.4.1-1:	Prinzipskizze der Ebbeströmungen in der Einfahrt zur Bremerhavener Nordschleuse	4-28
Abb. 4.2.4.2-1:	Prinzipskizze der Flutströmungen in der Einfahrt zur Bremerhavener Nordschleuse	4-29
Abb. 4.2.5-1:	Lage der Probenentnahme zur Bestimmung der Korngrößen (HOCHSCHULE BREMEN, 1996)	4-30
Abb. 4.2.5-2:	Körnungslinie einer gestörten Entnahme aus dem Vorhafen zur Nordschleuse, Position NS6 (HOCHSCHULE BREMEN, 1996)	4-31

Abb. 4.2.5-3:	Längspeilung im Vorhafen der Kaiserschleuse in Bremerhaven (HOCHSCHULE BREMEN, 1996)	4-32
Abb. 4.2.6-1:	Zeitreihen aus dem Jahr 1983 in Blexen für Salzgehalt $S$ [‰], Schwebstoffkonzentration $C$ [kg/m <sup>3</sup> ] und Strömungsgeschwindigkeiten $u$ [m/s] in Hauptströmungsrichtung 1 m über der Sohle in Abhängigkeit des Oberwasserabflusses (Je 4 Tage, Messintervall 10 Min.; Tabelle: Zeitpunkte der Messung und Oberwasserabfluss) (GRABEMANN & KRAUSE, 1989)	4-33
Abb. 4.2.6-2:	Zeitreihen aus verschiedenen Jahren in Blexen für Salzgehalt $S$ [‰], Schwebstoffkonzentration $C$ [kg/m <sup>3</sup> ] und Strömungsgeschwindigkeiten $u$ [m/s] in Hauptströmungsrichtung 1 m über der Sohle in Abhängigkeit des Oberwasserabflusses (Je 4 Tage, Messintervall 10 Min.; Tabelle: Zeitpunkte der Messung und Oberwasserabfluss) (GRABEMANN & KRAUSE, 1989)	4-34
Abb. 4.2.7-1:	Sedimentationsraten im Vorhafen zur Kaiserschleuse (HOCHSCHULE BREMEN, 1996)	4-35
Abb. 4.2.7-2:	Sedimentationsraten im Vorhafen zur Nordschleuse (HOCHSCHULE BREMEN, 1996)	4-35
Abb. 4.3-1:	Untersuchungsmethodik im Vorhaben „Maßnahmen zur Minimierung der Sedimentation im Bereich brackwasserbeeinflusster Häfen“	4-38
Abb. 5.2.1-1:	Indizierung von Knoten und Variablen bei Anwendung eines Finiten-Differenzen-Verfahrens	5-3
Abb. 5.3.5-1:	Schematische Darstellung der vertikalen Gitterauflösung in MIKE3 <sup>®</sup>	5-46
Abb. 5.3.5-2:	Sohnnah verwendetes logarithmisches Geschwindigkeitsprofil (DHI, 1998a)	5-47
Abb. 5.3.6-1:	Mögliche Anordnung der Modellgebiete in MIKE3 <sup>®</sup> NHD (DHI, 1998a)	5-48
Abb. 5.3.6-2:	Diskretisierung in $x$ , $y$ und $z$ -Richtung (DHI, 1998a)	5-49
Abb. 5.3.6-3:	Verknüpfung unterschiedlicher Gitter während eines $x$ -sweep's (DHI, 1998a)	5-50
Abb. 5.3.6-4:	Übergeordnete Rechenstruktur von MIKE3 <sup>®</sup> NHD (DHI, 1998a)	5-51
Abb. 5.3.6-5:	Rechenstruktur für einen $down$ -sweep in $x$ -Richtung (DHI, 1998a)	5-51
Abb. 6.2.1-1:	Ausdehnung des umgebenden Regionalmodells	6-1

Abb. 6.2.3.2-1:	Tidekurven der Ems am oberen (Gandersum) und unteren (Knock) Modellrand (h-Randbedingungen) über den Kalibrierungszeitraum (WSA EMDEN) (22.05.1996 15 <sup>00</sup> Uhr bis 06.06.1996 11 <sup>00</sup> Uhr)	6-4
Abb. 6.2.3.3-1:	Lage der Pegel für die Kalibrierung (WSA EMDEN)	6-5
Abb. 6.2.3.3-2:	Differenz zwischen gemessenen (WSA EMDEN) und berechneten Wasserständen am Pegel Pogum im Kalibrierungszeitraum (22.05.1996 15 <sup>00</sup> Uhr bis 06.06.1996 11 <sup>00</sup> Uhr)	6-5
Abb. 6.2.3.3-3:	Differenz zwischen gemessenen (WSA EMDEN) und berechneten Wasserständen am Pegel Emden im Kalibrierungszeitraum (22.05.1996 15 <sup>00</sup> Uhr bis 06.06.1996 11 <sup>00</sup> Uhr)	6-6
Abb. 6.2.3.3-4:	Differenz zwischen gemessenen (WSA EMDEN) und berechneten Wasserständen am Pegel Reide im Kalibrierungszeitraum (22.05.1996 15 <sup>00</sup> Uhr bis 06.06.1996 11 <sup>00</sup> Uhr)	6-6
Abb. 6.2.3.3-5:	Lageplan der Strömungsmesspunkte (WSA EMDEN) für die Kalibrierung	6-7
Abb. 6.2.3.3-6:	Gemessene (WSA EMDEN) und berechnete Strömungsgeschwindigkeiten am Messpunkt 1 für den Kalibrierungszeitraum (22.05.1996 15 <sup>00</sup> Uhr bis 27.05.1996 00 <sup>00</sup> Uhr)	6-8
Abb. 6.2.3.3-7:	Gemessene (WSA EMDEN) und berechnete Strömungsgeschwindigkeiten am Messpunkt 2 für den Kalibrierungszeitraum (22.05.1996 15 <sup>00</sup> Uhr bis 27.05.1996 00 <sup>00</sup> Uhr)	6-8
Abb. 6.2.3.3-8:	Gemessene (WSA EMDEN) und berechnete Strömungsrichtungen am Messpunkt 1 für den Kalibrierungszeitraum (22.05.1996 15 <sup>00</sup> Uhr bis 27.05.1996 00 <sup>00</sup> Uhr)	6-8
Abb. 6.2.3.3-9:	Gemessene (WSA EMDEN) und berechnete Strömungsrichtungen am Messpunkt 1 für den Kalibrierungszeitraum (22.05.1996 15 <sup>00</sup> Uhr bis 27.05.1996 00 <sup>00</sup> Uhr)	6-9
Abb. 6.3.2.2-1:	Wasserstände an der oberen ( Gandersum) und unteren Modellgrenze (Knock) (WSA EMDEN, 1996)	6-11
Abb. 6.3.2.2-2:	Salzgehalt an der oberen (Gandersum) und unteren Modellgrenze (Knock) (WSA EMDEN, 1996)	6-12
Abb. 6.3.2.3-1:	Berechnete und gemessene Wasserstände am Pegel Emden große Seeschleuse	6-13
Abb. 6.3.2.3-2:	Gemessene und berechnete Strömungsgeschwindigkeiten im Fahrwasser der Ems im Bereich des Emders Außenhafens	6-14
Abb. 6.3.2.3-3:	Gemessene und berechnete Strömungsrichtungen im Fahrwasser der Ems im Bereich des Emders Außenhafens	6-14

Abb. 6.3.2.3-4:	Qualitative Darstellung der Salzgehaltsverteilung in der Ems während der Flutstromphase	6-15
Abb. 6.3.2.3-5:	Qualitative Darstellung der Salzgehaltsverteilung in der Ems während der Ebbstromphase	6-15
Abb. 7.2.1-1:	Ausdehnung des Regionalmodells	7-2
Abb. 7.2.2.1-1:	Gewässertopographie des Regionalmodells (BAW-AK, 1990)	7-4
Abb. 7.2.2.6-1:	Lage der Strömungsmesspunkte des WSA Bremerhavens für die Kalibrierung	7-6
Abb. 7.2.3.2-1:	Wasserstände in der Weser an der oberen Modellgrenze (Kleinen-siel) über den Zeitraum vom 07.06.1990 18 <sup>00</sup> Uhr bis 21.06.1990 08 <sup>40</sup> Uhr (WSA BREMERHAVEN)	7-7
Abb. 7.2.3.2-1:	Wasserstände in der Weser an der unteren Modellgrenze (Robben-südsteert) über den Zeitraum vom 07.06.1990 18 <sup>00</sup> Uhr bis 21.06.1990 08 <sup>40</sup> Uhr (WSA BREMERHAVEN)	7-8
Abb. 7.2.3.3-1:	Differenz zwischen gemessenen (WSA BREMERHAVEN) und berechneten Wasserständen am Pegel „Bremerhaven Alter Leuchtturm“ im Kalibrierungszeitraum (07.06.1990 18 <sup>00</sup> Uhr bis 10.06.1990 03 <sup>40</sup> Uhr)	7-9
Abb. 7.2.3.3-2:	Gemessene (WSA BREMERHAVEN) und berechnete Strömungsgeschwindigkeiten am Messpunkt P3 für den Kalibrierungszeitraum (07.06.1990 18 <sup>00</sup> Uhr bis 10.06.1990 03 <sup>40</sup> Uhr)	7-10
Abb. 7.2.3.3-3:	Gemessene (WSA BREMERHAVEN) und berechnete Strömungsrichtungen am Messpunkt P3 für den Kalibrierungszeitraum (07.06.1990 18 <sup>00</sup> Uhr bis 10.06.1990 03 <sup>40</sup> Uhr)	7-10
Abb. 7.2.3.3-4:	Gemessene (WSA BREMERHAVEN) und berechnete Strömungsgeschwindigkeiten am Messpunkt P4 für den Kalibrierungszeitraum (07.06.1990 18 <sup>00</sup> Uhr bis 10.06.1990 03 <sup>40</sup> Uhr)	7-11
Abb. 7.2.3.3-5:	Gemessene (WSA BREMERHAVEN) und berechnete Strömungsrichtungen am Messpunkt P3 für den Kalibrierungszeitraum (07.06.1990 18 <sup>00</sup> Uhr bis 10.06.1990 03 <sup>40</sup> Uhr)	7-11
Abb. 7.3.1-1:	Gewässertopographie des 3D-Regionalmodells der Weser (Daten-grundlage: WSA BREMERHAVEN, 2000) und Lage des verdichteten 15 m Bereichs	7-14
Abb. 7.3.1-2:	Gewässertopographie des 15 m Gitter (Datengrundlage: WSA BREMERHAVEN, 2000) und Lage der verdichteten 5 m Bereiche: a) Vorhafen Nordschleuse; b) Vorhafen Kaiserschleuse	7-15

Abb. 7.3.1-3:	Gewässertopographie des 5 m Gitter (Datengrundlage: WSA BREMERHAVEN, 2000), a) Vorhafen Nordschleuse, b) Vorhafen Kaiserschleuse	7-16
Abb. 7.3.2.1-1:	Wasserstände am Pegel Bremerhaven Alter Leuchtturm im (a) ersten Kalibrierungszeitraum, September 2000 (WSA BREMERHAVEN, 2000)	7-17
Abb. 7.3.2.1-2:	Salzgehalt am Pegel Bremerhaven Alter Leuchtturm in einer Höhe von -3,2 mNN im (a) ersten Kalibrierungszeitraum, September 2000 (WSA BREMERHAVEN, 2000)	7-18
Abb. 7.3.2.1-3:	Wasserstände am Pegel Bremerhaven Alter Leuchtturm im (b) zweiten Kalibrierungszeitraum, Mai 2001 (WSA BREMERHAVEN, 2001)	7-18
Abb. 7.3.2.1-4:	Salzgehalt am Pegel Bremerhaven Alter Leuchtturm in einer Höhe von -3,2 mNN im (b) zweiten Kalibrierungszeitraum, Mai 2001 (WSA BREMERHAVEN, 2001)	7-19
Abb. 7.3.2.2-1:	Wasserstände an der oberen Modellgrenze (Kleinensiel): (a) erster Kalibrierungszeitraum, September 2000; (b) zweiter Kalibrierungszeitraum, Mai 2001 (WSA BREMERHAVEN, 2001)	7-20
Abb. 7.3.2.2-2:	Salzgehalt an der oberen Modellgrenze (Kleinensiel) in einer Höhe von -3,2 mNN: (a) erster Kalibrierungszeitraum, September 2000; (b) zweiter Kalibrierungszeitraum, Mai 2001 (WSA BREMERHAVEN, 2001)	7-20
Abb. 7.3.2.2-3:	Wasserstände an der unteren Modellgrenze (Robbensüdsteert): (a) erster Kalibrierungszeitraum, September 2000; (b) zweiter Kalibrierungszeitraum, Mai 2001 (WSA BREMERHAVEN, 2001)	7-21
Abb. 7.3.2.2-4:	Salzgehalt an der unteren Modellgrenze (Robbensüdsteert) in einer Höhe von -3,2 mNN: (a) erster Kalibrierungszeitraum, September 2000; (b) zweiter Kalibrierungszeitraum, Mai 2001 (WSA BREMERHAVEN, 2001)	7-21
Abb. 7.3.2.3-1:	Differenzen zwischen gemessenen (WSA BREMERHAVEN) und berechneten Wasserständen am Pegel „Bremerhaven Alter Leuchtturm“ im Kalibrierungszeitraum (a) (13.09.2000 02 <sup>00</sup> Uhr bis 14.09.2000 22 <sup>00</sup> Uhr)	7-23
Abb. 7.3.2.3-2:	Differenzen zwischen gemessenem (WSA BREMERHAVEN) und berechnetem Salzgehalt am Pegel „Bremerhaven Alter Leuchtturm“ im Kalibrierungszeitraum (a) in einer Höhe von -3,2 mNN (13.09.2000 02 <sup>00</sup> Uhr bis 14.09.2000 22 <sup>00</sup> Uhr)	7-24

Abb. 7.3.2.3-3:	Differenzen zwischen gemessenen (WSA BREMERHAVEN) und berechneten Wasserständen am Pegel „Bremerhaven Alter Leuchtturm“ im Kalibrierungszeitraum (b) (14.05.2001 06 <sup>00</sup> Uhr bis 16.05.2001 01 <sup>00</sup> Uhr)	7-24
Abb. 7.3.2.3-4:	Differenzen zwischen gemessenem (WSA BREMERHAVEN) und berechnetem Salzgehalt am Pegel „Bremerhaven Alter Leuchtturm“ im Kalibrierungszeitraum (b) in einer Höhe von -3,2 mNN (14.05.2001 06 <sup>00</sup> Uhr bis 16.05.2001 01 <sup>00</sup> Uhr)	7-25
Abb. 7.3.2.3-5:	Schematische Darstellung der Lage der Messpunkte des IWA-BREMENS für den Salzgehalt: (a) erster Kalibrierungszeitraum, September 2000; (b) zweiter Kalibrierungszeitraum, Mai 2001	7-26
Abb. 7.4.2-1:	Sedimentationshöhen im Vorhafen zur Nordschleuse (NASENER, 1997)	7-32
Abb. 7.4.2-2:	Berechnete Sedimentationshöhen im Vorhafen zur Nordschleuse (links) und Bathymetrie des Modellgebietes (rechts)	7-34
Abb. 7.4.2-3:	Berechnete Sedimentationshöhen im Vorhafen zur Nordschleuse in der Einfahrt und vor der Schleuse: (a) erster Untersuchungszeitraum; (b) zweiter Untersuchungszeitraum	7-35
Abb. 7.4.2-4:	Berechnete Suspensionskonzentration im Vorhafen zur Nordschleuse in der Einfahrt und vor der Schleuse: (a) erster Untersuchungszeitraum; (b) zweiter Untersuchungszeitraum	7-35
Abb. 7.4.2-5:	Maximale Verteilung der in Suspension befindlichen Sedimente im Weserästuar infolge Flutstroms a) im ersten Untersuchungszeitraum, 14. September 2000, 13:30 Uhr, b) im zweiten Untersuchungszeitraum, 15. Mai 2001, 17:30 Uhr und c) Bathymetrie des Untersuchungsgebietes	7-36
Abb. 8.1-1:	DataTool <sup>©</sup> für Auswertung und Vergleich von ADCP-Messungen mit 3D- Simulationsergebnissen	8-1
Abb. 8-2:	ADCP-Datei	8-3
Abb. 8.2.2-1:	MIKE3-Datei	8-4
Abb. 8.3-1:	Vertikaler Abgleich der ADCP-Messungen mit MIKE3-Berechnungsergebnissen	8-6
Abb. 8.3-2:	Orts- und Zeitabgleich von Messungen und Berechnungen	8-7
Abb. 8.3.2-1:	Graphische Benutzeroberfläche des DataTool <sup>©</sup> zur Visualisierung von ADCP-Messungen, MIKE3-Ergebnissen und der auftretenden Differenzen	8-9
Abb. 9.1-1:	Untersuchungsprogramm für breite Häfen	9-3

C. Zimmermann, A. Matheja, O. Stoschek, J. Geils

**BMBF-Vorhaben: Sedimentation in brackwasserbeeinflussten Vorhäfen: Minimierung der Sedimentation**
**XVII**

Abb. 9.1-2:	Untersuchungsprogramm für Vorhäfen	9-3
Abb. 9.1-3:	Analyse der Tide am Pegel Bremerhaven im 1. Untersuchungszeitraum September 2000	9-6
Abb. 9.1-4:	Analyse der Tide am Pegel Bremerhaven im 2. Untersuchungszeitraum September 2000	9-6
Abb. 9.1-5:	Schematische Darstellung des Modellgebietes für die Parameterstudie mit einem quadratischen Hafen sowie die Lage der tideabhängigen Randbedingungen für die Parameterstudie	9-7
Abb. 9.2.1-1:	Strömungsgeschwindigkeiten im Schnitt durch die Mitte des Hafens 1a) ( $B_E/B_H=1,0$ ) bei Flutströmung (14.09.00, 11:00 Uhr), überhöhte Darstellung	9-9
Abb. 9.2.1-2:	Strömungsgeschwindigkeiten im Schnitt durch die Mitte des Hafens 7a) ( $B_E/B_H=1,0$ ) bei Ebbeströmung (14.09.00, 17:30 Uhr), überhöhte Darstellung	9-9
Abb. 9.2.1-3:	Strömungsgeschwindigkeiten im Schnitt durch die Mitte des Hafens 1a) ( $B_E/B_H=0,11$ ) bei Flutströmung (14.09.00, 11:00 Uhr), überhöhte Darstellung	9-10
Abb. 9.2.1-4:	Strömungsgeschwindigkeiten im Schnitt durch die Mitte des Hafens 7a) ( $B_E/B_H=0,11$ ) bei Ebbeströmung (14.09.00, 17:30 Uhr), überhöhte Darstellung	9-10
Abb. 9.2.1-5:	Variationen des Salzgehaltes in den Häfen a) in Abhängigkeit von der Einfahrtsbreite (Hafen 1a: $B_E/B_H=1,0$ ; Hafen 7a: $B_E/B_H=0,11$ ) bei Tnw (14.09.2000 09:00 Uhr) und bei Thw (14.09.2000 14:55 Uhr) in der Mitte des Hafens	9-11
Abb. 9.2.2-1:	Strömungsgeschwindigkeiten im Schnitt durch die Mitte des Hafens 5c) ( $\alpha=90^\circ$ ) bei Flutströmung (14.09.00, 11:00 Uhr), überhöhte Darstellung	9-12
Abb. 9.2.2-2:	Strömungsgeschwindigkeiten im Schnitt durch die Mitte des Hafens 5c) ( $\alpha=90^\circ$ ) bei Ebbeströmung (14.09.00, 17:30 Uhr), überhöhte Darstellung	9-13
Abb. 9.2.2-3:	Variationen des Salzgehaltes in den Häfen c) in Abhängigkeit von der Neigung (Hafen 1c: $\alpha=90^\circ$ ; Hafen 9c: $\alpha=150^\circ$ ) bei Tnw (14.09.2000 09:00 Uhr) und bei Thw (14.09.2000 14:55 Uhr) in der Mitte des Hafens	9-13
Abb. 9.2.3-1:	Variationen des Salzgehaltes in den Häfen a) und c) in Abhängigkeit von der Einfahrtsbreite (Hafen 1a: $B_E/B_H=1,0$ ; Hafen 7a: $B_E/B_H=0,11$ ) und von der Neigung (Hafen 1c: $\alpha=90^\circ$ ; Hafen 9c:	

	$\alpha=150^\circ$ ) bei Tnw (15.05.01 11:50 Uhr) und bei Thw (15.05.01 18:25 Uhr) in der Mitte des Hafens	9-15
Abb. 9.3.1-1:	Anteile des Tide-, Dichte- und Strömungseffektes an der in der Einfahrt ausgetauschten Wassermenge in Abhängigkeit der Lage und Größe der Hafeneinfahrt	9-19
Abb. 9.3.1-2:	Anteile des Tide-, Dichte- und Strömungseffektes an der in der Einfahrt ausgetauschten Wassermenge in Abhängigkeit der Lage und Größe der Hafenneigung	9-20
Abb. 9.3.3-1:	Durchfluss durch die Hafeneinfahrt je m <sup>2</sup> Hafenoberfläche in Abhängigkeit von der Öffnungsweite, der Tide und der Variation des Salzgehaltes	9-21
Abb. 9.3.3-2:	Durchfluss durch die Hafeneinfahrt je m <sup>2</sup> Hafenoberfläche in Abhängigkeit von der Öffnungsweite	9-24
Abb. 9.5.-1:	Sedimentationsmenge je m <sup>2</sup> Hafenoberfläche in Abhängigkeit von der Öffnungsweite, der Tide und der Variation des Salzgehaltes	9-33
	Abb. 10.1-1: Darstellung der verwendeten Tiderinne	
Abb. 10.1-1:	Darstellung der Verwendeten Tiderinne	10-1
Abb. 10.2-1:	Schematische Darstellung der CDW in Verbindung mit den Sohlschwellen	10-2
Abb. 10.2-2:	Schematische Darstellung der durch die Anordnung der CDW induzierten sohlnahen Wirbelstrasse	10-2
Abb. 10.3-1:	Bathymetrie mit integrierten Nested-Bereichen	10-3
Abb. 10.3-2:	Darstellung der Wasserstandsrandbedingung am seeseitigen Modellrand	10-4
Abb. 10.4-1:	Ausgewertete Querschnitte zur Beurteilung der Strömungsverhältnisse	10-5
Abb. 10.4-2:	Salzgehaltsverteilung [‰] in Schnitt C-C (19 <sup>20</sup> Uhr, Ebbstromkenterung)	10-6
Abb. 10.4-3:	Strömungsgeschwindigkeiten [m/s] in Schnitt C-C (19 <sup>20</sup> Uhr, Ebbstromkenterung)	10-6
Abb. 10.4-4:	Salzgehaltsverteilung [‰] in Schnitt C-C (19 <sup>55</sup> Uhr, Flutstrom)	10-8
Abb. 10.4-5:	Strömungsgeschwindigkeiten [m/s] in Schnitt C-C (19 <sup>55</sup> Uhr, Flutstrom)	10-8
Abb. 10.4-6:	Salzgehaltsverteilung [‰] in Schnitt D-D (19 <sup>55</sup> Uhr, Flutstrom)	10-9
Abb. 10.4-7:	Strömungsgeschwindigkeiten [m/s] in Schnitt D-D (19 <sup>55</sup> Uhr, Flutstrom)	10-9
Abb. 10.4-8:	Salzgehaltsverteilung [‰] in Schnitt E-E (19 <sup>55</sup> Uhr, Flutstrom)	10-10

Abb. 10.4-9:	Strömungsgeschwindigkeiten [m/s] in Schnitt E-E (19 <sup>55</sup> Uhr, Flutstrom)	10-10
Abb. 10.4-10:	Salzgehaltsverteilung [%] in Schnitt F-F (19 <sup>55</sup> Uhr, Flutstrom)	10-11
Abb. 10.4-11:	Strömungsgeschwindigkeiten [m/s] in Schnitt F-F (19 <sup>55</sup> Uhr, Flutstrom)	10-11
Abb. 11.1-1:	Modellbathymetrie des Vorhafens zur Nordschleuse in Bremerhaven (Ausgangszustand)	11-2
Abb. 11.1-2:	Variationen des Salzgehaltes in der Mitte des Vorhafens zur Nordschleuse über die Tiefe in Abhängigkeit vom Tidezeitpunkt (schwarz: Flutstrom; grau: Ebbstrom)	11-4
Abb. 11.1-3:	Sedimentationshöhen im Vorhafen zur Nordschleuse bei Spring- (Zeitraum a) und Nipptide (Zeitraum b) unter Vernachlässigung der salinen Dichtegradienten	11-5
Abb. 11.2.1-1:	Modifizierte Bathymetrie mit Spundwand für das erste Anwendungsbeispiel	11-8
Abb. 11.2.1-2:	Variation des Salzgehaltes in der Mitte des Vorhafens zur Nordschleuse über die Tiefe bei Tnw (14.09.00, 09:00 Uhr) und Thw (14.09.00 14:55 Uhr), schwarz: mit Spundwand, grau Ausgangszustand	11-9
Abb. 11.2.1-3:	Sedimentationshöhen im Vorhafen zur Nordschleuse in Bremerhaven a) im Ausgangszustand und b) im ersten Anwendungsbeispiel (verringerte Einfahrtsbreite)	11-9
Abb. 11.2.2-1:	Modifizierte Bathymetrie mit Umlenkwand für das zweite Anwendungsbeispiel	11-11
Abb. 11.2.2-2:	Variation des Salzgehaltes in der Mitte des Vorhafens zur Nordschleuse über die Tiefe bei Tnw (14.09.00, 09:00 Uhr) und Thw (14.09.00 14:55 Uhr), schwarz: mit Umlenkwand, grau Ausgangszustand	11-12
Abb. 11.2.2-3:	Sedimentationshöhen im Vorhafen zur Nordschleuse in Bremerhaven a) im Ausgangszustand und b) im zweiten Anwendungsbeispiel (Umlenkwand)	11-12
Abb. 11.2.3-1:	Modifizierte Bathymetrie mit Sohl sprung für das dritte Anwendungsbeispiel	11-13
Abb. 11.2.3-2:	Variation des Salzgehaltes in der Mitte des Vorhafens zur Nordschleuse über die Tiefe bei Tnw (14.09.00, 09:00 Uhr) und Thw (14.09.00 14:55 Uhr), schwarz: mit Sohl sprung, grau Ausgangszustand	11-14



---

Abb. 11.2.3-3:	Sedimentationshöhen im Vorhafen zur Nordschleuse in Bremerhaven a) im Ausgangszustand und b) im dritten Anwendungsbeispiel (Sohlsprung)	11-15
Abb. 11.2.4-1:	Modifizierte Bathymetrie mit Umlenkwand und Sohlsprung für das vierte Anwendungsbeispiel	11-16
Abb. 11.2.4-2:	Variation des Salzgehaltes in der Mitte des Vorhafens zur Nordschleuse über die Tiefe bei Tnw (14.09.00, 09:00 Uhr) und Thw (14.09.00 14:55 Uhr), schwarz: mit Umlenkwand und Sohlsprung, grau Ausgangszustand	11-17
Abb. 11.2.4-3:	Sedimentationshöhen im Vorhafen zur Nordschleuse in Bremerhaven a) im Ausgangszustand und b) im vierten Anwendungsbeispiel (Umlenkwand und Sohlsprung)	11-17

## Tafeln

Tafel 3.3.1.1-1:	Einfluss der Einfahrtswinkel auf die Breite der Vermischungszone (BOOIJ, 1986)	3-25
Tafel 3.3.1.2-1:	Längen- und Breitenverhältnis $L_W/B_W$ der Primärwalze bei unterschiedlichen Randbedingungen (MÜLLER, 1990)	3-30
Tafel 3.4-1:	Klassifizierung von Sedimenten aufgrund ihrer Korngröße	3-57
Tafel 3.4-2:	Einteilung von Fluid-Sediment Mischungen (VAN RIJN, 1993)	3-58
Tafel 3.4-3:	Charakterisierung von kohäsiven Sedimenten (HAYTER & MEHTA, 1982)	3-59
Tafel 3.4.1.2-1:	Beispiele mittlerer Sinkgeschwindigkeiten $w_s$ in Abhängigkeit von der Konzentration $c$ (VAN RIJN & LOUISSE, 1987)	3-69
Tafel 3.4.1.4-1a:	Einflüsse sedimentologischer Parameter auf die kritische Sohl-schubspannung (RAUDKIVI, 1982)	3-80
Tafel 3.4.1.4-1b:	Einflüsse sedimentologischer Parameter auf die kritische Sohl-schubspannung (RAUDKIVI, 1982)	3-81
Tafel 3.4.1.4-2:	Vergleich der in Labormessungen bestimmten Erosions- und Depositionseigenschaften verschiedener Schlicke (WHITEHOUSE ET AL., 2000)	3-82
Tafel 3.4.1.4-3:	Charakteristiken der Schlicke aus Tafel 3.4.1.4-2 (WHITEHOUSE ET AL., 2000)	3-83
Tafel 4.1.2.1-1:	Hydrodynamische Kennwerte der Pegel Knock, Emden und Pogum (WSA EMDEN, 2000)	4-6
Tafel 4.1.3-1:	Sedimentologische Parameter gebaggerter Dollartsedimente (MERCHELBACH, 2000)	4-17
Tafel 4.1.4-1:	Bodenmechanische Eigenschaften im Emden Vorhafen (WURPTS, 1997)	4-19
Tafel 4.2.3-1:	Unterteilung der Brackwasserzone in der Weser in Halinitätszonen nach dem VENICE System (BARG, 1979)	4-25
Tafel 5.3.2-1:	Wahl empirischer Parameter für das $k$ -Modell nach RODI (1980)	5-27
Tafel 5.3.2-2:	Wahl empirischer Parameter für das $k$ - $\epsilon$ -Modell nach RODI (1980)	5-28
Tafel 5.3.2-3:	Wahl empirischer Parameter für das gemischte $k$ - $\epsilon$ -Modell nach RODI (1980) in der Vertikalen und den Ansatz von SMAGORINSKY (1963) in der Horizontalen	5-29
Tafel 5.3.3-1:	Sedimentklassifizierung innerhalb des MT-Moduls (vgl. VAN RIJN, 1993)	5-27
Tafel 7.4.2-1:	Eingangsparameter zu Beginn der Kalibrierung (VAN RIJN, 1993)	7-32

Tafel 7.4.2-2:	Durch die Kalibrierung ermittelte Sedimentparameter	7-33
Tafel 9.1-1:	Abmessungen tidebeeinflusster Häfen in Nordeuropa	9-2
Tafel 9.1-2:	Abmessungen der in der Parameterstudie untersuchten Häfen	9-2
Tafel 9.1-3:	Untersuchungsmatrix für die Parameterstudie	9-4
Tafel 9.3.3-1:	Anteile des Tide-, Dichte- und Strömungseffektes an der in der Einfahrt ausgetauschten Wassermenge bei einem vergrößerten Vorhafen b) unter Berücksichtigung verschiedener Neigungswinkel der Häfen	9-21
Tafel 9.3.3-2:	Änderung der tideinduzierten Austauschwassermengen in Abhängigkeit von der untersuchten Tide für die Hafenformen a) und c)	9-22
Tafel 9.4.1-1:	Änderung der Sedimentation in Abhängigkeit von der Lage und der Größe der Hafeneinfahrt	9-25
Tafel 9.4.2-1:	Änderung der Sedimentation in Abhängigkeit von der Neigung des Hafens	9-26
Tafel 9.4.3-1:	Änderung der Sedimentation in Abhängigkeit von der Neigung des vergrößerten Vorhafens b) in Relation zum Ausgangszustand bei $\alpha=90^\circ$	9-27
Tafel 9.4.3-2:	Änderung der Sedimentation in Abhängigkeit von der Lage und der Größe der Hafeneinfahrt bei einer Nipptide	9-29
Tafel 9.4.3-3:	Änderung der Sedimentation in Abhängigkeit von der Neigung des Hafens bei einer Nipptide	9-29
Tafel 9.4.3-4:	Änderung der Sedimentation in Abhängigkeit von der Lage und der Größe der Hafeneinfahrt ohne Berücksichtigung von salinen Dichtegradienten	9-30
Tafel 9.4.3-3:	Änderung der Sedimentation in Abhängigkeit von der Neigung des Hafens ohne Berücksichtigung von salinen Dichtegradienten	9-30
Tafel 10.3-1:	Zusammenstellung der verwendeten Modellparameter	10-4
Tafel 11.1-1:	Anteile des Tide-, Dichte und Strömungseffektes an der in der Einfahrt ausgetauschten Wassermenge	11-3
Tafel 11.1-2:	Mittlere Sedimentationshöhen und -mengen in der Einfahrt zur Nordschleuse bei verschiedenen Randbedingungen	11-6
Tafel 11.3-1:	Austauschwassermenge zwischen Hafen und Weser in den Anwendungsbeispielen und Änderung gegenüber dem Ausgangszustand	11-18
Tafel 11.3-2:	Sedimentationshöhen in den Anwendungsbeispielen und Änderung gegenüber dem Ausgangszustand	11-18

## Anlagen

Anl. 4.2.5-1:	Körnungslinie einer gestörten Entnahme aus dem Vorhafen zur Neustädter Schleuse, Position NS2 (HOCHSCHULE BREMEN, 1996)	A4-1
Anl. 4.2.5-2:	Körnungslinie einer gestörten Entnahme aus dem Vorhafen zur Neustädter Schleuse, Position NS3 (HOCHSCHULE BREMEN, 1996)	A4-1
Anl. 4.2.5-3:	Körnungslinie einer gestörten Entnahme aus dem Vorhafen zur Neustädter Schleuse, Position NS4 (HOCHSCHULE BREMEN, 1996)	A4-2
Anl. 4.2.5-4:	Körnungslinie einer gestörten Entnahme aus dem Vorhafen zur Neustädter Schleuse, Position NS5 (HOCHSCHULE BREMEN, 1996)	A4-2
Anl. 4.2.5-5:	Körnungslinie einer gestörten Entnahme aus dem Vorhafen zur Neustädter Schleuse, Position NS6 (HOCHSCHULE BREMEN, 1996)	A4-3
Anl. 4.2.5-6:	Körnungslinie einer gestörten Entnahme aus dem Vorhafen zur Neustädter Schleuse, Position NS7 (HOCHSCHULE BREMEN, 1996)	A4-3
Anl. 4.2.5-7:	Körnungslinie einer gestörten Entnahme aus dem Vorhafen zur Neustädter Schleuse, Position NS8 (HOCHSCHULE BREMEN, 1996)	A4-4
Anl. 4.2.5-8:	Körnungslinie einer gestörten Entnahme aus dem Vorhafen zur Neustädter Schleuse, Position NS9 (HOCHSCHULE BREMEN, 1996)	A4-4
Anl. 4.2.5-9:	Körnungslinie einer gestörten Entnahme aus dem Vorhafen zur Neustädter Schleuse, Position NS10 (HOCHSCHULE BREMEN, 1996)	A4-5
Anl. 4.2.5-10:	Körnungslinie einer gestörten Entnahme aus dem Vorhafen zur Neustädter Schleuse, Position NS11 (HOCHSCHULE BREMEN, 1996)	A4-5
Anl. 6.2.3.3-1:	Differenz zwischen gemessenen (WSA EMDEN) und berechneten Wasserständen am Pegel Pogum für den Kalibrierungszeitraum 22.05.1996 15 <sup>00</sup> Uhr bis 27.05.1996 00 <sup>00</sup> Uhr)	A6-1
Anl. 6.2.3.3-2:	Differenz zwischen gemessenen (WSA EMDEN) und berechneten Wasserständen am Pegel Pogum für den Kalibrierungszeitraum (27.05.1996 00 <sup>00</sup> Uhr bis 01.06.1996 00 <sup>00</sup> Uhr)	A6-1
Anl. 6.2.3.3-3:	Differenz zwischen gemessenen (WSA EMDEN) und berechneten Wasserständen am Pegel Pogum für den Kalibrierungszeitraum (01.06.1996 00 <sup>00</sup> Uhr bis 06.06.1996 11 <sup>00</sup> Uhr)	A6-2
Anl. 6.2.3.3-4:	Differenz zwischen gemessenen (WSA EMDEN) und berechneten Wasserständen am Pegel Emden für den Kalibrierungszeitraum (22.05.1996 15 <sup>00</sup> Uhr bis 27.05.1996 00 <sup>00</sup> Uhr)	A6-3
Anl. 6.2.3.3-5:	Differenz zwischen gemessenen (WSA EMDEN) und berechneten Wasserständen am Pegel Emden für den Kalibrierungszeitraum (27.05.1996 00 <sup>00</sup> Uhr bis 01.06.1996 00 <sup>00</sup> Uhr)	A6-3

Anl. 6.2.3.3-6:	Differenz zwischen gemessenen (WSA EMDEN) und berechneten Wasserständen am Pegel Emden für den Kalibrierungszeitraum (01.06.1996 00 <sup>00</sup> Uhr bis 06.06.1996 11 <sup>00</sup> Uhr)	A6-4
Anl. 6.2.3.3-7:	Differenz zwischen gemessenen (WSA EMDEN) und berechneten Wasserständen am Pegel Reide für den Kalibrierungszeitraum (22.05.1996 15 <sup>00</sup> Uhr bis 27.05.1996 00 <sup>00</sup> Uhr)	A6-5
Anl. 6.2.3.3-8:	Differenz zwischen gemessenen (WSA EMDEN) und berechneten Wasserständen am Pegel Reide für den Kalibrierungszeitraum (27.05.1996 00 <sup>00</sup> Uhr bis 01.06.1996 00 <sup>00</sup> Uhr)	A6-5
Anl. 6.2.3.3-9:	Differenz zwischen gemessenen (WSA EMDEN) und berechneten Wasserständen am Pegel Reide für den Kalibrierungszeitraum (01.06.1996 00 <sup>00</sup> Uhr bis 06.06.1996 11 <sup>00</sup> Uhr)	A6-6
Anl. 6.2.3.3-9:	Gemessene (WSA EMDEN) und berechnete Strömungsgeschwindigkeiten am Messpunkt 1 für den Kalibrierungszeitraum (22.05.1996 15 <sup>00</sup> Uhr bis 27.05.1996 00 <sup>00</sup> Uhr)	A6-7
Anl. 6.2.3.3-9:	Gemessene (WSA EMDEN) und berechnete Strömungsgeschwindigkeiten am Messpunkt 1 für den Kalibrierungszeitraum (27.05.1996 00 <sup>00</sup> Uhr bis 30.05.1996 00 <sup>00</sup> Uhr)	A6-7
Anl. 6.2.3.3-10:	Gemessene (WSA EMDEN) und berechnete Strömungsgeschwindigkeiten am Messpunkt 2 für den Kalibrierungszeitraum (27.05.1996 00 <sup>00</sup> Uhr bis 27.05.1996 00 <sup>00</sup> Uhr)	A6-8
Anl. 6.2.3.3-11:	Gemessene (WSA EMDEN) und berechnete Strömungsgeschwindigkeiten am Messpunkt 2 für den Kalibrierungszeitraum (27.05.1996 00 <sup>00</sup> Uhr bis 01.06.1996 00 <sup>00</sup> Uhr)	A6-8
Anl. 6.2.3.3-12:	Gemessene (WSA EMDEN) und berechnete Strömungsgeschwindigkeiten am Messpunkt 2 für den Kalibrierungszeitraum (01.06.1996 00 <sup>00</sup> Uhr bis 06.06.1996 00 <sup>00</sup> Uhr)	A6-9
Anl. 6.2.3.3-13:	Gemessene (WSA EMDEN) und berechnete Strömungsrichtungen am Messpunkt 1 für den Kalibrierungszeitraum (22.05.1996 15 <sup>00</sup> Uhr bis 27.05.1996 00 <sup>00</sup> Uhr)	A6-10
Anl. 6.2.3.3-14:	Gemessene (WSA EMDEN) und berechnete Strömungsrichtungen am Messpunkt 1 für den Kalibrierungszeitraum (27.05.1996 00 <sup>00</sup> Uhr bis 30.05.1996 00 <sup>00</sup> Uhr)	A6-10
Anl. 6.2.3.3-15:	Gemessene (WSA EMDEN) und berechnete Strömungsrichtungen am Messpunkt 2 für den Kalibrierungszeitraum (27.05.1996 00 <sup>00</sup> Uhr bis 27.05.1996 00 <sup>00</sup> Uhr)	A6-11

Anl. 6.2.3.3-16:	Gemessene (WSA EMDEN) und berechnete Strömungsrichtungen am Messpunkt 2 für den Kalibrierungszeitraum (27.05.1996 00 <sup>00</sup> Uhr bis 01.06.1996 00 <sup>00</sup> Uhr)	A6-11
Anl. 6.2.3.3-17:	Gemessene (WSA EMDEN) und berechnete Strömungsrichtungen am Messpunkt 2 für den Kalibrierungszeitraum (01.06.1996 00 <sup>00</sup> Uhr bis 06.06.1996 00 <sup>00</sup> Uhr)	A6-12
Anl. 7.2.2.6-1:	Strömungsgeschwindigkeiten am Messpunkt UW-km 71,75 (P3), 5m über der Sohle vom 07.06.1990 19 <sup>00</sup> Uhr bis 10.06.1990 03 <sup>35</sup> Uhr (WSA BREMERHAVEN, 2001)	A7-1
Anl. 7.2.2.6-2:	Strömungsrichtungen am Messpunkt UW-km 71,75 (P3), 5m über der Sohle vom 07.06.1990 19 <sup>00</sup> Uhr bis 10.06.1990 03 <sup>35</sup> Uhr (WSA BREMERHAVEN, 2001)	A7-1
Anl. 7.2.2.6-3:	Strömungsgeschwindigkeiten am Messpunkt UW-km 67,28 (P4), 2m über der Sohle vom 07.06.1990 18 <sup>00</sup> Uhr bis 17.06.1990 06 <sup>15</sup> Uhr (WSA BREMERHAVEN, 2001)	A7-2
Anl. 7.2.2.6-4:	Strömungsrichtungen am Messpunkt UW-km 67,28 (P4), 2m über der Sohle vom 07.06.1990 18 <sup>00</sup> Uhr bis 17.06.1990 06 <sup>15</sup> Uhr (WSA BREMERHAVEN, 2001)	A7-2
Anl. 7.2.2.6-5:	Strömungsgeschwindigkeiten am Messpunkt UW-km 67,28 (P4), 5,25m über der Sohle vom 07.06.1990 18 <sup>00</sup> Uhr bis 21.06.1990 08 <sup>40</sup> Uhr (WSA BREMERHAVEN, 2001)	A7-3
Anl. 7.2.2.6-6:	Strömungsrichtungen am Messpunkt UW-km 67,28 (P4), 5,25m über der Sohle vom 07.06.1990 18 <sup>00</sup> Uhr bis 21.06.1990 08 <sup>40</sup> Uhr (WSA BREMERHAVEN, 2001)	A7-3
Anl. 7.2.2.6-7:	Strömungsgeschwindigkeiten am Messpunkt UW-km 67,28 (P4), 9m über der Sohle vom 07.06.1990 18 <sup>00</sup> Uhr bis 21.06.1990 10 <sup>15</sup> Uhr (WSA BREMERHAVEN, 2001)	A7-4
Anl. 7.2.2.6-8:	Strömungsrichtungen am Messpunkt UW-km 67,28 (P4), 9m über der Sohle vom 07.06.1990 18 <sup>00</sup> Uhr bis 21.06.1990 10 <sup>15</sup> Uhr (WSA BREMERHAVEN, 2001)	A7-4
Anl. 7.2.3.2-1:	Wasserstände am Pegel Brake (07.06.1990 18 <sup>00</sup> Uhr bis 21.06.1990 08 <sup>40</sup> Uhr) (WSA BREMERHAVEN)	A7-5
Anl. 7.2.3.2-2:	Wasserstände am Pegel Nordenham (07.06.1990 18 <sup>00</sup> Uhr bis 21.06.1990 08 <sup>40</sup> Uhr) (WSA BREMERHAVEN)	A7-5
Anl. 7.2.3.2-3:	Wasserstände am Pegel Bremerhaven Alter Leuchtturm (07.06.1990 18 <sup>00</sup> Uhr bis 21.06.1990 08 <sup>40</sup> Uhr) (WSA BREMERHAVEN)	A7-6

Anl. 7.2.3.2-4:	Wasserstände am Pegel Robbensüdsteert (07.06.1990 18 <sup>00</sup> Uhr bis 21.06.1990 08 <sup>40</sup> Uhr) (WSA BREMERHAVEN)	A7-6
Anl. 7.2.3.3-1a:	Differenz zwischen gemessenen (WSA BREMERHAVEN) und berechneten Wasserständen am Pegel „Bremerhaven Alter Leuchtturm“ im Zeitraum vom 07.06.1990 18 <sup>00</sup> Uhr bis 14.06.1990 06 <sup>00</sup> Uhr	A7-7
Anl. 7.2.3.3-1b:	Differenz zwischen gemessenen (WSA BREMERHAVEN) und berechneten Wasserständen am Pegel „Bremerhaven Alter Leuchtturm“ im Zeitraum vom 14.06.1990 06 <sup>00</sup> Uhr bis 21.06.1990 08 <sup>40</sup> Uhr	A7-7
Anl. 7.2.3.3-2:	Gemessene (WSA BREMERHAVEN) und berechnete Strömungsgeschwindigkeiten am Messpunkt P4 im Zeitraum vom 10.06.1990 03 <sup>40</sup> Uhr bis 15.06.1990 18 <sup>00</sup> Uhr	A7-8
Anl. 7.2.3.3-3:	Gemessene (WSA BREMERHAVEN) und berechnete Strömungsrichtungen am Messpunkt P4 im Zeitraum vom 10.06.1990 03 <sup>40</sup> Uhr bis 15.06.1990 18 <sup>00</sup> Uhr	A7-8
Anl. 7.2.3.3-4:	Gemessene (WSA BREMERHAVEN) und berechnete Strömungsgeschwindigkeiten am Messpunkt P4 im Zeitraum vom 15.06.1990 18 <sup>00</sup> Uhr bis 21.06.1990 08 <sup>40</sup> Uhr	A7-9
Anl. 7.2.3.3-5:	Gemessene (WSA BREMERHAVEN) und berechnete Strömungsrichtungen am Messpunkt P4 im Zeitraum vom 15.06.1990 18 <sup>00</sup> Uhr bis 21.06.1990 08 <sup>40</sup> Uhr	A7-9
Anl. 7.3.2.2-1:	Wasserstände am Pegel Rechtenfleth im ersten Kalibrierungszeitraum, September 2000 (WSA BREMERHAVEN, 2000)	A7-10
Anl. 7.3.2.2-2:	Salzgehalt am Pegel Rechtenfleth im ersten Kalibrierungszeitraum, September 2000, in einer Höhe von -2,9 mNN (WSA BREMERHAVEN, 2000)	A7-10
Anl. 7.3.2.2-3:	Wasserstände am Pegel Rechtenfleth im zweiten Kalibrierungszeitraum, Mai 2001 (WSA BREMERHAVEN, 2001)	A7-11
Anl. 7.3.2.2-4:	Salzgehalt am Pegel Rechtenfleth im zweiten Kalibrierungszeitraum, Mai 2001, in einer Höhe von -2,9 mNN (WSA BREMERHAVEN, 2001)	A7-11
Anl. 7.3.2.2-5:	Wasserstände am Pegel Nordenham im ersten Kalibrierungszeitraum, September 2000 (WSA BREMERHAVEN, 2000)	A7-12
Anl. 7.3.2.2-6:	Salzgehalt am Pegel Nordenham im ersten Kalibrierungszeitraum, September 2000, in einer Höhe von -3,0 mNN (WSA BREMERHAVEN, 2000)	A7-12

Anl. 7.3.2.2-7:	Wasserstände am Pegel Nordenham im zweiten Kalibrierungszeitraum, Mai 2001 (WSA BREMERHAVEN, 2001)	A7-13
Anl. 7.3.2.2-8:	Salzgehalt am Pegel Nordenham im zweiten Kalibrierungszeitraum, Mai 2001, in einer Höhe von -3,0 mNN (WSA BREMERHAVEN, 2001)	A7-13
Anl. 7.3.2.2-9:	Wasserstände am Pegel Robbensüdsteert im ersten Kalibrierungszeitraum, September 2000 (WSA BREMERHAVEN, 2000)	A7-14
Anl. 7.3.2.2-10:	Salzgehalt am Pegel Robbensüdsteert im ersten Kalibrierungszeitraum, September 2000, in einer Höhe von -2,9 mNN (WSA BREMERHAVEN, 2000)	A7-14
Anl. 7.3.2.2-11:	Wasserstände am Pegel Robbensüdsteert im zweiten Kalibrierungszeitraum, Mai 2001 (WSA BREMERHAVEN, 2001)	A7-15
Anl. 7.3.2.2-12:	Salzgehalt am Pegel Robbensüdsteert im zweiten Kalibrierungszeitraum, Mai 2001, in einer Höhe von -2,9 mNN (WSA BREMERHAVEN, 2001)	A7-15
Anl. 7.3.2.3-1:	Vergleich der Salzgehaltsverteilung über die Tiefe am Punkt 1 um 08:31 Uhr und 09:06 Uhr im ersten Untersuchungszeitraum, September 2000	A7-16
Anl. 7.3.2.3-2:	Vergleich der Salzgehaltsverteilung über die Tiefe am Punkt 1 um 09:36 Uhr und 10:05 Uhr im ersten Untersuchungszeitraum, September 2000	A7-16
Anl. 7.3.2.3-3:	Vergleich der Salzgehaltsverteilung über die Tiefe am Punkt 2 um 08:27 Uhr und 09:03 Uhr im ersten Untersuchungszeitraum, September 2000	A7-17
Anl. 7.3.2.3-4:	Vergleich der Salzgehaltsverteilung über die Tiefe am Punkt 2 um 09:33 Uhr und 10:02 Uhr im ersten Untersuchungszeitraum, September 2000	A7-17
Anl. 7.3.2.3-5:	Vergleich der Salzgehaltsverteilung über die Tiefe am Punkt 3 um 08:24 Uhr und 09:00 Uhr im ersten Untersuchungszeitraum, September 2000	A7-18
Anl. 7.3.2.3-6:	Vergleich der Salzgehaltsverteilung über die Tiefe am Punkt 3 um 09:31 Uhr und 09:58 Uhr im ersten Untersuchungszeitraum, September 2000	A7-18
Anl. 7.3.2.3-7:	Vergleich der Salzgehaltsverteilung über die Tiefe am Punkt 4 um 08:35 Uhr und 09:10 Uhr im ersten Untersuchungszeitraum, September 2000	A7-19

Anl. 7.3.2.3-8:	Vergleich der Salzgehaltsverteilung über die Tiefe am Punkt 4 um 09:40 Uhr und 10:09 Uhr im ersten Untersuchungszeitraum, September 2000	A7-19
Anl. 7.3.2.3-9:	Vergleich der Salzgehaltsverteilung über die Tiefe am Punkt 5 um 08:41 Uhr und 09:15 Uhr im ersten Untersuchungszeitraum, September 2000	A7-20
Anl. 7.3.2.3-10:	Vergleich der Salzgehaltsverteilung über die Tiefe am Punkt 5 um 09:44 Uhr und 10:14 Uhr im ersten Untersuchungszeitraum, September 2000	A7-20
Anl. 7.3.2.3-11:	Vergleich der Salzgehaltsverteilung über die Tiefe am Punkt 1 um 08:30 Uhr und 09:17 Uhr im zweiten Untersuchungszeitraum, Mai 2001	A7-21
Anl. 7.3.2.3-12:	Vergleich der Salzgehaltsverteilung über die Tiefe am Punkt 1 um 09:40 Uhr und 10:02 Uhr im zweiten Untersuchungszeitraum, Mai 2001	A7-21
Anl. 7.3.2.3-13:	Vergleich der Salzgehaltsverteilung über die Tiefe am Punkt 1 um 10:32 Uhr und 11:00 Uhr im zweiten Untersuchungszeitraum, Mai 2001	A7-22
Anl. 7.3.2.3-14:	Vergleich der Salzgehaltsverteilung über die Tiefe am Punkt 1 um 11:26 Uhr und 11:45 Uhr im zweiten Untersuchungszeitraum, Mai 2001	A7-22
Anl. 7.3.2.3-15:	Vergleich der Salzgehaltsverteilung über die Tiefe am Punkt 2 um 08:33 Uhr und 09:19 Uhr im zweiten Untersuchungszeitraum, Mai 2001	A7-23
Anl. 7.3.2.3-16:	Vergleich der Salzgehaltsverteilung über die Tiefe am Punkt 2 um 09:42 Uhr und 10:04 Uhr im zweiten Untersuchungszeitraum, Mai 2001	A7-23
Anl. 7.3.2.3-17:	Vergleich der Salzgehaltsverteilung über die Tiefe am Punkt 2 um 10:34 Uhr und 11:06 Uhr im zweiten Untersuchungszeitraum, Mai 2001	A7-24
Anl. 7.3.2.3-18:	Vergleich der Salzgehaltsverteilung über die Tiefe am Punkt 2 um 11:29 Uhr und 11:47 Uhr im zweiten Untersuchungszeitraum, Mai 2001	A7-24
Anl. 7.3.2.3-19:	Vergleich der Salzgehaltsverteilung über die Tiefe am Punkt 3 um 08:36 Uhr und 09:22 Uhr im zweiten Untersuchungszeitraum, Mai 2001	A7-25

Anl. 7.3.2.3-20:	Vergleich der Salzgehaltsverteilung über die Tiefe am Punkt 3 um 09:44 Uhr und 10:06 Uhr im zweiten Untersuchungszeitraum, Mai 2001	A7-25
Anl. 7.3.2.3-21:	Vergleich der Salzgehaltsverteilung über die Tiefe am Punkt 3 um 10:36 Uhr und 11:08 Uhr im zweiten Untersuchungszeitraum, Mai 2001	A7-26
Anl. 7.3.2.3-22:	Vergleich der Salzgehaltsverteilung über die Tiefe am Punkt 3 um 11:31 Uhr und 11:49 Uhr im zweiten Untersuchungszeitraum, Mai 2001	A7-26
Anl. 7.3.2.3-23:	Vergleich der Salzgehaltsverteilung über die Tiefe am Punkt 4 um 08:38 Uhr und 09:28 Uhr im zweiten Untersuchungszeitraum, Mai 2001	A7-27
Anl. 7.3.2.3-24:	Vergleich der Salzgehaltsverteilung über die Tiefe am Punkt 4 um 09:46 Uhr und 10:15 Uhr im zweiten Untersuchungszeitraum, Mai 2001	A7-27
Anl. 7.3.2.3-25:	Vergleich der Salzgehaltsverteilung über die Tiefe am Punkt 4 um 10:39 Uhr und 11:10 Uhr im zweiten Untersuchungszeitraum, Mai 2001	A7-28
Anl. 7.3.2.3-26:	Vergleich der Salzgehaltsverteilung über die Tiefe am Punkt 4 um 11:33 Uhr und 11:51 Uhr im zweiten Untersuchungszeitraum, Mai 2001	A7-28
Anl. 7.3.2.3-27:	Vergleich der Salzgehaltsverteilung über die Tiefe am Punkt 5 um 08:41 Uhr und 09:31 Uhr im zweiten Untersuchungszeitraum, Mai 2001	A7-29
Anl. 7.3.2.3-28:	Vergleich der Salzgehaltsverteilung über die Tiefe am Punkt 5 um 09:49 Uhr und 10:17 Uhr im zweiten Untersuchungszeitraum, Mai 2001	A7-29
Anl. 7.3.2.3-29:	Vergleich der Salzgehaltsverteilung über die Tiefe am Punkt 5 um 10:42 Uhr und 11:13 Uhr im zweiten Untersuchungszeitraum, Mai 2001	A7-30
Anl. 7.3.2.3-30:	Vergleich der Salzgehaltsverteilung über die Tiefe am Punkt 5 um 11:35 Uhr und 11:53 Uhr im zweiten Untersuchungszeitraum, Mai 2001	A7-30
Anl. 7.3.2.3-31:	Vergleich der Salzgehaltsverteilung über die Tiefe am Punkt 6 um 08:44 Uhr und 09:35 Uhr im zweiten Untersuchungszeitraum, Mai 2001	A7-31

Anl. 7.3.2.3-32:	Vergleich der Salzgehaltsverteilung über die Tiefe am Punkt 6 um 09:52 Uhr und 10:21 Uhr im zweiten Untersuchungszeitraum, Mai 2001	A7-31
Anl. 7.3.2.3-33:	Vergleich der Salzgehaltsverteilung über die Tiefe am Punkt 6 um 10:45 Uhr und 11:16 Uhr im zweiten Untersuchungszeitraum, Mai 2001	A7-32
Anl. 7.3.2.3-34:	Vergleich der Salzgehaltsverteilung über die Tiefe am Punkt 6 um 11:40 Uhr und 11:56 Uhr im zweiten Untersuchungszeitraum, Mai 2001	A7-32
Anl. 7.3.2.3-35:	Berechnete und gemessene Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen der Nordschleuse am 14.09.00, 11:00 Uhr, in einer Tiefe von -1,7 mNN	A7-33
Anl. 7.3.2.3-36:	Berechnete und gemessene Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen der Nordschleuse am 14.09.00, 11:00 Uhr, in einer Tiefe von -6,2 mNN	A7-34
Anl. 7.3.2.3-37:	Berechnete und gemessene Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen der Nordschleuse am 14.09.00, 11:00 Uhr, in einer Tiefe von -9,2 mNN	A7-35
Anl. 7.3.2.3-38:	Berechnete und gemessene Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen der Nordschleuse am 14.09.00, 12:00 Uhr, in einer Tiefe von -0,8 mNN	A7-36
Anl. 7.3.2.3-39:	Berechnete und gemessene Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen der Nordschleuse am 14.09.00, 12:00 Uhr, in einer Tiefe von -5,3 mNN	A7-37
Anl. 7.3.2.3-40:	Berechnete und gemessene Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen der Nordschleuse am 14.09.00, 12:00 Uhr, in einer Tiefe von -8,3 mNN	A7-38
Anl. 7.3.2.3-41:	Berechnete und gemessene Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen der Nordschleuse am 14.09.00, 12:50 Uhr, in einer Tiefe von -0,2 mNN	A7-39
Anl. 7.3.2.3-42:	Berechnete und gemessene Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen der Nordschleuse am 14.09.00, 12:50 Uhr, in einer Tiefe von -4,7 mNN	A7-40
Anl. 7.3.2.3-43:	Berechnete und gemessene Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen der Nordschleuse am 14.09.00, 12:50 Uhr, in einer Tiefe von -7,7 mNN	A7-41

- Anl. 7.3.2.3-44: Berechnete und gemessene Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen der Nordschleuse am 14.09.00, 13:45 Uhr, in einer Tiefe von 0,2 mNN A7-42
- Anl. 7.3.2.3-45: Berechnete und gemessene Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen der Nordschleuse am 14.09.00, 13:45 Uhr, in einer Tiefe von -4,3 mNN A7-43
- Anl. 7.3.2.3-46: Berechnete und gemessene Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen der Nordschleuse am 14.09.00, 13:45 Uhr, in einer Tiefe von -7,3 mNN A7-44
- Anl. 7.3.2.3-47: Berechnete und gemessene Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen der Nordschleuse am 14.09.00, 14:45 Uhr, in einer Tiefe von 0,5 mNN A7-45
- Anl. 7.3.2.3-48: Berechnete und gemessene Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen der Nordschleuse am 14.09.00, 14:45 Uhr, in einer Tiefe von -4,0 mNN A7-46
- Anl. 7.3.2.3-49: Berechnete und gemessene Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen der Nordschleuse am 14.09.00, 14:45 Uhr, in einer Tiefe von -7,0 mNN A7-47
- Anl. 7.3.2.3-50: Berechnete und gemessene Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen der Nordschleuse am 15.05.01, 09:35 Uhr, in einer Tiefe von -1,1 mNN A7-48
- Anl. 7.3.2.3-51: Berechnete und gemessene Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen der Nordschleuse am 15.05.01, 09:35 Uhr, in einer Tiefe von -5,6 mNN A7-49
- Anl. 7.3.2.3-52: Berechnete und gemessene Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen der Nordschleuse am 15.05.01, 09:35 Uhr, in einer Tiefe von -8,6 mNN A7-50
- Anl. 7.3.2.3-53: Berechnete und gemessene Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen der Nordschleuse am 15.05.01, 10:05 Uhr, in einer Tiefe von -1,5 mNN A7-51
- Anl. 7.3.2.3-54: Berechnete und gemessene Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen der Nordschleuse am 15.05.01, 10:05 Uhr, in einer Tiefe von -6,0 mNN A7-52
- Anl. 7.3.2.3-55: Berechnete und gemessene Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen der Nordschleuse am 15.05.01, 10:05 Uhr, in einer Tiefe von -9,0 mNN A7-53

Anl. 7.3.2.3-56:	Berechnete und gemessene Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen der Nordschleuse am 15.05.01, 10:40 Uhr, in einer Tiefe von -2,0 mNN	A7-54
Anl. 7.3.2.3-57:	Berechnete und gemessene Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen der Nordschleuse am 15.05.01, 10:40 Uhr, in einer Tiefe von -6,5 mNN	A7-55
Anl. 7.3.2.3-58:	Berechnete und gemessene Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen der Nordschleuse am 15.05.01, 10:40 Uhr, in einer Tiefe von -9,5 mNN	A7-56
Anl. 7.3.2.3-59:	Berechnete und gemessene Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen der Nordschleuse am 15.05.01, 11:15 Uhr, in einer Tiefe von -2,3 mNN	A7-57
Anl. 7.3.2.3-60:	Berechnete und gemessene Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen der Nordschleuse am 15.05.01, 11:15 Uhr, in einer Tiefe von -6,8 mNN	A7-58
Anl. 7.3.2.3-61:	Berechnete und gemessene Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen der Nordschleuse am 15.05.01, 11:15 Uhr, in einer Tiefe von -9,8 mNN	A7-59
Anl. 7.3.2.3-62:	Berechnete und gemessene Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen der Nordschleuse am 15.05.01, 11:50 Uhr, in einer Tiefe von -3,0 mNN	A7-60
Anl. 7.3.2.3-63:	Berechnete und gemessene Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen der Nordschleuse am 15.05.01, 11:50 Uhr, in einer Tiefe von -7,5 mNN	A7-61
Anl. 7.3.2.3-64:	Berechnete und gemessene Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen der Nordschleuse am 15.05.01, 11:50 Uhr, in einer Tiefe von -10,5 mNN	A7-62
Anl. 7.3.2.3-65:	Berechnete und gemessene Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen der Nordschleuse am 15.05.01, 12:20 Uhr, in einer Tiefe von -3,1 mNN	A7-63
Anl. 7.3.2.3-66:	Berechnete und gemessene Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen der Nordschleuse am 15.05.01, 12:20 Uhr, in einer Tiefe von -7,6 mNN	A7-64
Anl. 7.3.2.3-67:	Berechnete und gemessene Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen der Nordschleuse am 15.05.01, 12:20 Uhr, in einer Tiefe von -10,6 mNN	A7-65

- Anl. 7.3.2.3-68: Berechnete und gemessene Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen der Nordschleuse am 15.05.01, 12:50 Uhr, in einer Tiefe von -3,2 mNN A7-66
- Anl. 7.3.2.3-69: Berechnete und gemessene Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen der Nordschleuse am 15.05.01, 12:50 Uhr, in einer Tiefe von -7,7 mNN A7-67
- Anl. 7.3.2.3-70: Berechnete und gemessene Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen der Nordschleuse am 15.05.01, 12:50 Uhr, in einer Tiefe von -10,7 mNN A7-68
- Anl. 7.3.2.3-71: Berechnete und gemessene Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen der Nordschleuse am 15.05.01, 13:30 Uhr, in einer Tiefe von -3,0 mNN A7-69
- Anl. 7.3.2.3-72: Berechnete und gemessene Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen der Nordschleuse am 15.05.01, 13:30 Uhr, in einer Tiefe von -7,5 mNN A7-70
- Anl. 7.3.2.3-73: Berechnete und gemessene Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen der Nordschleuse am 15.05.01, 13:30 Uhr, in einer Tiefe von -10,5 mNN A7-71
- Anl. 7.3.2.3-74: Berechnete und gemessene Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen der Nordschleuse am 15.05.01, 13:55 Uhr, in einer Tiefe von -2,7 mNN A7-72
- Anl. 7.3.2.3-75: Berechnete und gemessene Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen der Nordschleuse am 15.05.01, 13:55 Uhr, in einer Tiefe von -7,2 mNN A7-73
- Anl. 7.3.2.3-76: Berechnete und gemessene Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen der Nordschleuse am 15.05.01, 13:55 Uhr, in einer Tiefe von -10,2 mNN A7-74
- Anl. 7.3.2.3-77: Berechnete und gemessene Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen der Nordschleuse am 15.05.01, 14:15 Uhr, in einer Tiefe von -2,5 mNN A7-75
- Anl. 7.3.2.3-78: Berechnete und gemessene Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen der Nordschleuse am 15.05.01, 14:15 Uhr, in einer Tiefe von -7,0 mNN A7-76
- Anl. 7.3.2.3-79: Berechnete und gemessene Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen der Nordschleuse am 15.05.01, 14:15 Uhr, in einer Tiefe von -10,0 mNN A7-77

Anl. 7.3.2.3-80:	Berechnete und gemessene Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen der Nordschleuse am 15.05.01, 14:45 Uhr, in einer Tiefe von -2,0 mNN	A7-78
Anl. 7.3.2.3-81:	Berechnete und gemessene Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen der Nordschleuse am 15.05.01, 14:45 Uhr, in einer Tiefe von -6,5 mNN	A7-79
Anl. 7.3.2.3-82:	Berechnete und gemessene Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen der Nordschleuse am 15.05.01, 14:45 Uhr, in einer Tiefe von -9,5 mNN	A7-80
Anl. 7.4.2-1:	Vergleich der Schwebstoffverteilung über die Tiefe am Punkt 1 um 08:31 Uhr und 09:06 Uhr im ersten Untersuchungszeitraum, September 2000	A7-81
Anl. 7.4.2-2:	Vergleich der Schwebstoffverteilung über die Tiefe am Punkt 1 um 09:36 Uhr und 10:05 Uhr im ersten Untersuchungszeitraum, September 2000	A7-81
Anl. 7.4.2-3:	Vergleich der Schwebstoffverteilung über die Tiefe am Punkt 2 um 08:27 Uhr und 09:03 Uhr im ersten Untersuchungszeitraum, September 2000	A7-82
Anl. 7.4.2-4:	Vergleich der Schwebstoffverteilung über die Tiefe am Punkt 2 um 09:33 Uhr und 10:02 Uhr im ersten Untersuchungszeitraum, September 2000	A7-82
Anl. 7.4.2-5:	Vergleich der Schwebstoffverteilung über die Tiefe am Punkt 3 um 08:24 Uhr und 09:00 Uhr im ersten Untersuchungszeitraum, September 2000	A7-83
Anl. 7.4.2-6:	Vergleich der Schwebstoffverteilung über die Tiefe am Punkt 3 um 09:31 Uhr und 09:58 Uhr im ersten Untersuchungszeitraum, September 2000	A7-83
Anl. 7.4.2-7:	Vergleich der Schwebstoffverteilung über die Tiefe am Punkt 4 um 08:35 Uhr und 09:10 Uhr im ersten Untersuchungszeitraum, September 2000	A7-84
Anl. 7.4.2-8:	Vergleich der Schwebstoffverteilung über die Tiefe am Punkt 4 um 09:40 Uhr und 10:09 Uhr im ersten Untersuchungszeitraum, September 2000	A7-84
Anl. 7.4.2-9:	Vergleich der Schwebstoffverteilung über die Tiefe am Punkt 5 um 08:41 Uhr und 09:15 Uhr im ersten Untersuchungszeitraum, September 2000	A7-85

Anl. 7.4.2-10:	Vergleich der Schwebstoffverteilung über die Tiefe am Punkt 5 um 09:44 Uhr und 10:14 Uhr im ersten Untersuchungszeitraum, September 2000	A7-85
Anl. 7.4.2-11:	Vergleich der Schwebstoffverteilung über die Tiefe am Punkt 1 um 08:30 Uhr und 09:17 Uhr im zweiten Untersuchungszeitraum, Mai 2001	A7-86
Anl. 7.4.2-12:	Vergleich der Schwebstoffverteilung über die Tiefe am Punkt 1 um 09:40 Uhr und 10:02 Uhr im zweiten Untersuchungszeitraum, Mai 2001	A7-86
Anl. 7.4.2-13:	Vergleich der Schwebstoffverteilung über die Tiefe am Punkt 1 um 10:32 Uhr 11:00 Uhr im zweiten Untersuchungszeitraum, Mai 2001	A7-87
Anl. 7.4.2-14:	Vergleich der Schwebstoffverteilung über die Tiefe am Punkt 1 um 11:26 Uhr und 11:45 Uhr im zweiten Untersuchungszeitraum, Mai 2001	A7-87
Anl. 7.4.2-15:	Vergleich der Schwebstoffverteilung über die Tiefe am Punkt 2 um 08:33 Uhr und 09:19 Uhr im zweiten Untersuchungszeitraum, Mai 2001	A7-88
Anl. 7.4.2-16:	Vergleich der Schwebstoffverteilung über die Tiefe am Punkt 2 um 09:42 Uhr und 10:04 Uhr im zweiten Untersuchungszeitraum, Mai 2001	A7-88
Anl. 7.4.2-17:	Vergleich der Schwebstoffverteilung über die Tiefe am Punkt 2 um 10:34 Uhr und 11:06 Uhr im zweiten Untersuchungszeitraum, Mai 2001	A7-89
Anl. 7.4.2-18:	Vergleich der Schwebstoffverteilung über die Tiefe am Punkt 2 um 11:29 Uhr und 11:47 Uhr im zweiten Untersuchungszeitraum, Mai 2001	A7-89
Anl. 7.4.2-19:	Vergleich der Schwebstoffverteilung über die Tiefe am Punkt 3 um 08:36 Uhr und 09:22 Uhr im zweiten Untersuchungszeitraum, Mai 2001	A7-90
Anl. 7.4.2-20:	Vergleich der Schwebstoffverteilung über die Tiefe am Punkt 3 um 09:44 Uhr und 10:06 Uhr im zweiten Untersuchungszeitraum, Mai 2001	A7-90
Anl. 7.4.2-21:	Vergleich der Schwebstoffverteilung über die Tiefe am Punkt 3 um 10:36 Uhr und 11:08 Uhr im zweiten Untersuchungszeitraum, Mai 2001	A7-91

Anl. 7.4.2-22:	Vergleich der Schwebstoffverteilung über die Tiefe am Punkt 3 um 11:31 Uhr und 11:49 Uhr im zweiten Untersuchungszeitraum, Mai 2001	A7-91
Anl. 7.4.2-23:	Vergleich der Schwebstoffverteilung über die Tiefe am Punkt 4 um 08:38 Uhr und 09:28 Uhr im zweiten Untersuchungszeitraum, Mai 2001	A7-92
Anl. 7.4.2-24:	Vergleich der Schwebstoffverteilung über die Tiefe am Punkt 4 um 09:46 Uhr und 10:15 Uhr im zweiten Untersuchungszeitraum, Mai 2001	A7-92
Anl. 7.4.2-25:	Vergleich der Schwebstoffverteilung über die Tiefe am Punkt 4 um 10:39 Uhr und 11:10 Uhr im zweiten Untersuchungszeitraum, Mai 2001	A7-93
Anl. 7.4.2-26:	Vergleich der Schwebstoffverteilung über die Tiefe am Punkt 4 um 11:33 Uhr und 11:51 Uhr im zweiten Untersuchungszeitraum, Mai 2001	A7-93
Anl. 7.4.2-27:	Vergleich der Schwebstoffverteilung über die Tiefe am Punkt 5 um 08:41 Uhr und 09:31 Uhr im zweiten Untersuchungszeitraum, Mai 2001	A7-94
Anl. 7.4.2-28:	Vergleich der Schwebstoffverteilung über die Tiefe am Punkt 5 um 09:49 Uhr und 10:17 Uhr im zweiten Untersuchungszeitraum, Mai 2001	A7-94
Anl. 7.4.2-29:	Vergleich der Schwebstoffverteilung über die Tiefe am Punkt 5 um 10:42 Uhr und 11:13 Uhr im zweiten Untersuchungszeitraum, Mai 2001	A7-95
Anl. 7.4.2-30:	Vergleich der Schwebstoffverteilung über die Tiefe am Punkt 5 um 11:35 Uhr und 11:53 Uhr im zweiten Untersuchungszeitraum, Mai 2001	A7-95
Anl. 7.4.2-31:	Vergleich der Schwebstoffverteilung über die Tiefe am Punkt 6 um 08:44 Uhr und 09:35 Uhr im zweiten Untersuchungszeitraum, Mai 2001	A7-96
Anl. 7.4.2-32:	Vergleich der Schwebstoffverteilung über die Tiefe am Punkt 6 um 09:52 Uhr und 10:21 Uhr im zweiten Untersuchungszeitraum, Mai 2001	A7-96
Anl. 7.4.2-33:	Vergleich der Schwebstoffverteilung über die Tiefe am Punkt 6 um 10:45 Uhr und 11:16 Uhr im zweiten Untersuchungszeitraum, Mai 2001	A7-97

Anl. 7.4.2-34:	Vergleich der Schwebstoffverteilung über die Tiefe am Punkt 6 um 11:40 Uhr und 11:56 Uhr im zweiten Untersuchungszeitraum, Mai 2001	A7-97
Anl. 9.2.1-1:	Flutströmung bei einer Einfahrtsbreite von $B_E/B_H=1,0$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide)	A9-1
Anl. 9.2.1-2:	Ebbeströmung bei einer Einfahrtsbreite von $B_E/B_H=1,0$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide)	A9-2
Anl. 9.2.1-3:	Flutströmung bei einer Einfahrtsbreite von $B_E/B_H=0,78$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide)	A9-3
Anl. 9.2.1-4:	Ebbeströmung bei einer Einfahrtsbreite von $B_E/B_H=0,78$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide)	A9-4
Anl. 9.2.1-5:	Flutströmung bei einer Einfahrtsbreite von $B_E/B_H=0,56$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide)	A9-5
Anl. 9.2.1-6:	Ebbeströmung bei einer Einfahrtsbreite von $B_E/B_H=0,56$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide)	A9-6
Anl. 9.2.1-7:	Flutströmung bei einer Einfahrtsbreite von $B_E/B_H=0,56$ , Lage der Einfahrt Stromab im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide)	A9-7
Anl. 9.2.1-8:	Ebbeströmung bei einer Einfahrtsbreite von $B_E/B_H=0,56$ , Lage der Einfahrt Stromab im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide)	A9-8
Anl. 9.2.1-9:	Flutströmung bei einer Einfahrtsbreite von $B_E/B_H=0,56$ , Lage der Einfahrt Stromauf im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide)	A9-9
Anl. 9.2.1-10:	Ebbeströmung bei einer Einfahrtsbreite von $B_E/B_H=0,56$ , Lage der Einfahrt Stromauf im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide)	A9-10
Anl. 9.2.1-11:	Flutströmung bei einer Einfahrtsbreite von $B_E/B_H=0,33$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide)	A9-11
Anl. 9.2.1-12:	Ebbeströmung bei einer Einfahrtsbreite von $B_E/B_H=0,33$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide)	A9-12
Anl. 9.2.1-13:	Flutströmung bei einer Einfahrtsbreite von $B_E/B_H=0,11$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide)	A9-13
Anl. 9.2.1-14:	Ebbeströmung bei einer Einfahrtsbreite von $B_E/B_H=0,11$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide)	A9-14
Anl. 9.2.1-15:	Flutströmung bei einer Einfahrtsbreite von $B_E/B_H=1,0$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide) mit konstantem Salzgehalt	A9-15
Anl. 9.2.1-16:	Ebbeströmung bei einer Einfahrtsbreite von $B_E/B_H=1,0$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide) mit konstantem Salzgehalt	A9-16
Anl. 9.2.1-17:	Flutströmung bei einer Einfahrtsbreite von $B_E/B_H=0,78$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide) mit konstantem Salzgehalt	A9-17

Anl. 9.2.1-18:	Ebbeströmung bei einer Einfahrtsbreite von $B_E/B_H=0,78$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide) mit konstantem Salzgehalt	A9-18
Anl. 9.2.1-19:	Flutströmung bei einer Einfahrtsbreite von $B_E/B_H=0,56$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide) mit konstantem Salzgehalt	A9-19
Anl. 9.2.1-20:	Ebbeströmung bei einer Einfahrtsbreite von $B_E/B_H=0,56$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide) mit konstantem Salzgehalt	A9-20
Anl. 9.2.1-21:	Flutströmung bei einer Einfahrtsbreite von $B_E/B_H=0,56$ , Lage der Einfahrt Stromab im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide) mit konstantem Salzgehalt	A9-21
Anl. 9.2.1-22:	Ebbeströmung bei einer Einfahrtsbreite von $B_E/B_H=0,56$ , Lage der Einfahrt Stromab im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide) mit konstantem Salzgehalt	A9-22
Anl. 9.2.1-23:	Flutströmung bei einer Einfahrtsbreite von $B_E/B_H=0,56$ , Lage der Einfahrt Stromauf im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide) mit konstantem Salzgehalt	A9-23
Anl. 9.2.1-24:	Ebbeströmung bei einer Einfahrtsbreite von $B_E/B_H=0,56$ , Lage der Einfahrt Stromauf im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide) mit konstantem Salzgehalt	A9-24
Anl. 9.2.1-25:	Flutströmung bei einer Einfahrtsbreite von $B_E/B_H=0,33$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide) mit konstantem Salzgehalt	A9-25
Anl. 9.2.1-26:	Ebbeströmung bei einer Einfahrtsbreite von $B_E/B_H=0,33$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide) mit konstantem Salzgehalt	A9-26
Anl. 9.2.1-27:	Flutströmung bei einer Einfahrtsbreite von $B_E/B_H=0,11$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide) mit konstantem Salzgehalt	A9-27
Anl. 9.2.1-28:	Ebbeströmung bei einer Einfahrtsbreite von $B_E/B_H=0,11$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide) mit konstantem Salzgehalt	A9-28
Anl. 9.2.1-29:	Flutströmung bei einer Einfahrtsbreite von $B_E/B_H=1,0$ im zweiten Untersuchungszeitraum (Nipptide)	A9-29
Anl. 9.2.1-30:	Ebbeströmung bei einer Einfahrtsbreite von $B_E/B_H=1,0$ im zweiten Untersuchungszeitraum (Nipptide)	A9-30
Anl. 9.2.1-31:	Flutströmung bei einer Einfahrtsbreite von $B_E/B_H=0,78$ im zweiten Untersuchungszeitraum (Nipptide)	A9-31
Anl. 9.2.1-32:	Ebbeströmung bei einer Einfahrtsbreite von $B_E/B_H=0,78$ im zweiten Untersuchungszeitraum (Nipptide)	A9-32
Anl. 9.2.1-33:	Flutströmung bei einer Einfahrtsbreite von $B_E/B_H=0,56$ im zweiten Untersuchungszeitraum (Nipptide)	A9-33

Anl. 9.2.1-34:	Ebbeströmung bei einer Einfahrtsbreite von $B_E/B_H=0,56$ im zweiten Untersuchungszeitraum (Nipptide)	A9-34
Anl. 9.2.1-35:	Flutströmung bei einer Einfahrtsbreite von $B_E/B_H=0,56$ , Lage der Einfahrt Stromab im zweiten Untersuchungszeitraum (Nipptide)	A9-35
Anl. 9.2.1-36:	Ebbeströmung bei einer Einfahrtsbreite von $B_E/B_H=0,56$ , Lage der Einfahrt Stromab im zweiten Untersuchungszeitraum (Nipptide)	A9-36
Anl. 9.2.1-37:	Flutströmung bei einer Einfahrtsbreite von $B_E/B_H=0,56$ , Lage der Einfahrt Stromauf im zweiten Untersuchungszeitraum (Nipptide)	A9-37
Anl. 9.2.1-38:	Ebbeströmung bei einer Einfahrtsbreite von $B_E/B_H=,56$ , Lage der Einfahrt Stromauf im zweiten Untersuchungszeitraum (Nipptide)	A9-38
Anl. 9.2.1-39:	Flutströmung bei einer Einfahrtsbreite von $B_E/B_H=0,33$ im zweiten Untersuchungszeitraum (Nipptide)	A9-39
Anl. 9.2.1-40:	Ebbeströmung bei einer Einfahrtsbreite von $B_E/B_H=0,33$ im zweiten Untersuchungszeitraum (Nipptide)	A9-40
Anl. 9.2.1-41:	Flutströmung bei einer Einfahrtsbreite von $B_E/B_H=0,11$ im zweiten Untersuchungszeitraum (Nipptide)	A9-41
Anl. 9.2.1-42:	Ebbeströmung bei einer Einfahrtsbreite von $B_E/B_H=0,11$ im zweiten Untersuchungszeitraum (Nipptide)	A9-42
Anl. 9.2.2-1:	Flutströmung bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=30^\circ$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide)	A9-43
Anl. 9.2.2-2:	Ebbeströmung bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=30^\circ$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide)	A9-44
Anl. 9.2.2-3:	Flutströmung bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=45^\circ$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide)	A9-45
Anl. 9.2.2-4:	Ebbeströmung bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=45^\circ$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide)	A9-46
Anl. 9.2.2-5:	Flutströmung bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=60^\circ$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide)	A9-47
Anl. 9.2.2-6:	Ebbeströmung bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=60^\circ$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide)	A9-48
Anl. 9.2.2-7:	Flutströmung bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=75^\circ$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide)	A9-49
Anl. 9.2.2-8:	Ebbeströmung bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=75^\circ$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide)	A9-50
Anl. 9.2.2-9:	Flutströmung bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=90^\circ$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide)	A9-51

Anl. 9.2.2-10:	Ebbeströmung bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=90^\circ$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide)	A9-52
Anl. 9.2.2-11:	Flutströmung bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=105^\circ$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide)	A9-53
Anl. 9.2.2-12:	Ebbeströmung bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=105^\circ$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide)	A9-54
Anl. 9.2.2-13:	Flutströmung bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=120^\circ$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide)	A9-55
Anl. 9.2.2-14:	Ebbeströmung bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=120^\circ$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide)	A9-56
Anl. 9.2.2-15:	Flutströmung bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=135^\circ$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide)	A9-57
Anl. 9.2.2-16:	Ebbeströmung bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=135^\circ$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide)	A9-58
Anl. 9.2.2-17:	Flutströmung bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=150^\circ$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide)	A9-59
Anl. 9.2.2-18:	Ebbeströmung bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=150^\circ$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide)	A9-60
Anl. 9.2.2-19:	Flutströmung bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=30^\circ$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide) mit konstantem Salzgehalt	A9-61
Anl. 9.2.2-20:	Ebbeströmung bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=30^\circ$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide) mit konstantem Salzgehalt	A9-62
Anl. 9.2.2-21:	Flutströmung bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=45^\circ$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide) mit konstantem Salzgehalt	A9-63
Anl. 9.2.2-22:	Ebbeströmung bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=45^\circ$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide) mit konstantem Salzgehalt	A9-64
Anl. 9.2.2-23:	Flutströmung bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=60^\circ$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide) mit konstantem Salzgehalt	A9-65
Anl. 9.2.2-24:	Ebbeströmung bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=60^\circ$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide) mit konstantem Salzgehalt	A9-66
Anl. 9.2.2-25:	Flutströmung bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=75^\circ$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide) mit konstantem Salzgehalt	A9-67
Anl. 9.2.2-26:	Ebbeströmung bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=75^\circ$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide) mit konstantem Salzgehalt	A9-68
Anl. 9.2.2-27:	Flutströmung bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=90^\circ$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide) mit konstantem Salzgehalt	A9-69

Anl. 9.2.2-28:	Ebbeströmung bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=90^\circ$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide) mit konstantem Salzgehalt	A9-70
Anl. 9.2.2-29:	Flutströmung bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=105^\circ$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide) mit konstantem Salzgehalt	A9-71
Anl. 9.2.2-30:	Ebbeströmung bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=105^\circ$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide) mit konstantem Salzgehalt	A9-72
Anl. 9.2.2-31:	Flutströmung bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=120^\circ$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide) mit konstantem Salzgehalt	A9-73
Anl. 9.2.2-32:	Ebbeströmung bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=120^\circ$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide) mit konstantem Salzgehalt	A9-74
Anl. 9.2.2-33:	Flutströmung bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=135^\circ$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide) mit konstantem Salzgehalt	A9-75
Anl. 9.2.2-34:	Ebbeströmung bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=135^\circ$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide) mit konstantem Salzgehalt	A9-76
Anl. 9.2.2-35:	Flutströmung bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=150^\circ$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide) mit konstantem Salzgehalt	A9-77
Anl. 9.2.2-36:	Ebbeströmung bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=150^\circ$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide) mit konstantem Salzgehalt	A9-78
Anl. 9.2.2-37:	Flutströmung bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=30^\circ$ im zweiten Untersuchungszeitraum (Nipptide)	A9-79
Anl. 9.2.2-38:	Ebbeströmung bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=30^\circ$ im zweiten Untersuchungszeitraum (Nipptide)	A9-80
Anl. 9.2.2-39:	Flutströmung bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=45^\circ$ im zweiten Untersuchungszeitraum (Nipptide)	A9-81
Anl. 9.2.2-40:	Ebbeströmung bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=45^\circ$ im zweiten Untersuchungszeitraum (Nipptide)	A9-82
Anl. 9.2.2-41:	Flutströmung bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=60^\circ$ im zweiten Untersuchungszeitraum (Nipptide)	A9-83
Anl. 9.2.2-42:	Ebbeströmung bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=60^\circ$ im zweiten Untersuchungszeitraum (Nipptide)	A9-84
Anl. 9.2.2-43:	Flutströmung bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=75^\circ$ im zweiten Untersuchungszeitraum (Nipptide)	A9-85
Anl. 9.2.2-44:	Ebbeströmung bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=75^\circ$ im zweiten Untersuchungszeitraum (Nipptide)	A9-86
Anl. 9.2.2-45:	Flutströmung bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=90^\circ$ im zweiten Untersuchungszeitraum (Nipptide)	A9-87

Anl. 9.2.2-46:	Ebbeströmung bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=90^\circ$ im zweiten Untersuchungszeitraum (Nipptide)	A9-88
Anl. 9.2.2-47:	Flutströmung bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=105^\circ$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide)	A9-89
Anl. 9.2.2-48:	Ebbeströmung bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=105^\circ$ im zweiten Untersuchungszeitraum (Nipptide)	A9-90
Anl. 9.2.2-49:	Flutströmung bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=120^\circ$ im zweiten Untersuchungszeitraum (Nipptide)	A9-91
Anl. 9.2.2-50:	Ebbeströmung bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=120^\circ$ im zweiten Untersuchungszeitraum (Nipptide)	A9-92
Anl. 9.2.2-51:	Flutströmung bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=135^\circ$ im zweiten Untersuchungszeitraum (Nipptide)	A9-93
Anl. 9.2.2-52:	Ebbeströmung bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=135^\circ$ im zweiten Untersuchungszeitraum (Nipptide)	A9-94
Anl. 9.2.2-53:	Flutströmung bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=150^\circ$ im zweiten Untersuchungszeitraum (Nipptide)	A9-95
Anl. 9.2.2-54:	Ebbeströmung bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=150^\circ$ im zweiten Untersuchungszeitraum (Nipptide)	A9-96
Anl. 9.3-1:	Austauschwassermenge zwischen den Häfen der Parameterstudie und der Weser	A9-97
Anl. 9.3-2:	Austauschwassermenge in Abhängigkeit der Lage und der Größe der Hafeneinfahrt bei verschiedenen Tiden sowie mit und ohne Berücksichtigung der salinen Dichtegradienten	A9-97
Anl. 9.3-3	Austauschwassermenge in Abhängigkeit von der Hafenneigung bei verschiedenen Tiden sowie mit und ohne Berücksichtigung der salinen Dichtegradienten	A9-98
Anl. 9.3-4:	Austauschwassermenge in Abhängigkeit von der Hafenneigung in den Häfen b) mit vergrößerter Oberfläche	A9-98
Anl. 9.4-1:	Sedimentation in den Häfen der Parameterstudie	A9-99
Anl. 9.4-2:	Sedimentation in Abhängigkeit der Lage und der Größe der Hafeneinfahrt bei verschiedenen Tiden sowie mit und ohne Berücksichtigung der salinen Dichtegradienten	A9-99
Anl.: 9.4-3:	Sedimentation in Abhängigkeit der Hafenneigung bei verschiedenen Tiden sowie mit und ohne Berücksichtigung der salinen Dichtegradienten	A9-100
Anl. 9.4-4:	Sedimentation in Abhängigkeit von der Hafenneigung in den Häfen b) mit vergrößerter Oberfläche	A9-100

Anl. 9.4.1-1:	Mittlere Sedimentationshöhe je Tide bei einer Einfahrtsbreite von $B_E/B_H=1,0$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide)	A9-101
Anl. 9.4.1-2:	Mittlere Sedimentationshöhe je Tide bei einer Einfahrtsbreite von $B_E/B_H=0,78$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide)	A9-101
Anl. 9.4.1-3:	Mittlere Sedimentationshöhe je Tide bei einer Einfahrtsbreite von $B_E/B_H=0,56$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide)	A9-102
Anl. 9.4.1-4:	Mittlere Sedimentationshöhe je Tide bei einer Einfahrtsbreite von $B_E/B_H=0,56$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide), Lage der Einfahrt Stromab	A9-102
Anl. 9.4.1-5:	Mittlere Sedimentationshöhe je Tide bei einer Einfahrtsbreite von $B_E/B_H=0,56$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide), Lage der Einfahrt Stromauf	A9-103
Anl. 9.4.1-6:	Mittlere Sedimentationshöhe je Tide bei einer Einfahrtsbreite von $B_E/B_H=0,33$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide)	A9-103
Anl. 9.4.1-7:	Mittlere Sedimentationshöhe je Tide bei einer Einfahrtsbreite von $B_E/B_H=0,11$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide)	A9-104
Anl. 9.4.1-8:	Mittlere Sedimentationshöhe je Tide bei einer Einfahrtsbreite von $B_E/B_H=1,0$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide) mit konstantem Salzgehalt	A9-104
Anl. 9.4.1-9:	Mittlere Sedimentationshöhe je Tide bei einer Einfahrtsbreite von $B_E/B_H=0,78$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide) mit konstantem Salzgehalt	A9-105
Anl. 9.4.1-10:	Mittlere Sedimentationshöhe je Tide bei einer Einfahrtsbreite von $B_E/B_H=0,56$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide) mit konstantem Salzgehalt	A9-105
Anl. 9.4.1-11:	Mittlere Sedimentationshöhe je Tide bei einer Einfahrtsbreite von $B_E/B_H=0,56$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide) mit konstantem Salzgehalt, Lage der Einfahrt Stromab	A9-106
Anl. 9.4.1-12:	Mittlere Sedimentationshöhe je Tide bei einer Einfahrtsbreite von $B_E/B_H=0,56$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide) mit konstantem Salzgehalt, Lage der Einfahrt Stromauf	A9-106
Anl. 9.4.1-13:	Mittlere Sedimentationshöhe je Tide bei einer Einfahrtsbreite von $B_E/B_H=0,33$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide) mit konstantem Salzgehalt	A9-107
Anl. 9.4.1-14:	Mittlere Sedimentationshöhe je Tide bei einer Einfahrtsbreite von $B_E/B_H=0,11$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide) mit konstantem Salzgehalt	A9-107

Anl. 9.4.1-15:	Mittlere Sedimentationshöhe je Tide bei einer Einfahrtsbreite von $B_E/B_H=1,0$ im zweiten Untersuchungszeitraum (Nipptide)	A9-108
Anl. 9.4.1-16:	Mittlere Sedimentationshöhe je Tide bei einer Einfahrtsbreite von $B_E/B_H=0,78$ im zweiten Untersuchungszeitraum (Nipptide)	A9-108
Anl. 9.4.1-17:	Mittlere Sedimentationshöhe je Tide bei einer Einfahrtsbreite von $B_E/B_H=0,56$ im zweiten Untersuchungszeitraum (Nipptide)	A9-109
Anl. 9.4.1-18:	Mittlere Sedimentationshöhe je Tide bei einer Einfahrtsbreite von $B_E/B_H=0,56$ im zweiten Untersuchungszeitraum (Nipptide), Lage der Einfahrt Stromab	A9-109
Anl. 9.4.1-19:	Mittlere Sedimentationshöhe je Tide bei einer Einfahrtsbreite von $B_E/B_H=0,56$ im zweiten Untersuchungszeitraum (Nipptide), Lage der Einfahrt Stromauf	A9-110
Anl. 9.4.1-20:	Mittlere Sedimentationshöhe je Tide bei einer Einfahrtsbreite von $B_E/B_H=0,33$ im zweiten Untersuchungszeitraum (Nipptide)	A9-110
Anl. 9.4.1-21:	Mittlere Sedimentationshöhe je Tide bei einer Einfahrtsbreite von $B_E/B_H=0,11$ im zweiten Untersuchungszeitraum (Nipptide)	A9-111
Anl. 9.4.2-1:	Mittlere Sedimentationshöhe je Tide bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=30^\circ$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide)	A9-112
Anl. 9.4.2-2:	Mittlere Sedimentationshöhe je Tide bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=45^\circ$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide)	A9-113
Anl. 9.4.2-3:	Mittlere Sedimentationshöhe je Tide bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=60^\circ$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide)	A9-113
Anl. 9.4.2-4:	Mittlere Sedimentationshöhe je Tide bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=75^\circ$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide)	A9-114
Anl. 9.4.2-5:	Mittlere Sedimentationshöhe je Tide bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=90^\circ$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide)	A9-114
Anl. 9.4.2-6:	Mittlere Sedimentationshöhe je Tide bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=105^\circ$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide)	A9-115
Anl. 9.4.2-7:	Mittlere Sedimentationshöhe je Tide bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=120^\circ$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide)	A9-115
Anl. 9.4.2-8:	Mittlere Sedimentationshöhe je Tide bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=135^\circ$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide)	A9-116
Anl. 9.4.2-9:	Mittlere Sedimentationshöhe je Tide bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=150^\circ$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide)	A9-117
Anl. 9.4.2-10:	Mittlere Sedimentationshöhe je Tide bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=30^\circ$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide) mit konstantem Salzgehalt	A9-118

Anl. 9.4.2-11:	Mittlere Sedimentationshöhe je Tide bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=45^\circ$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide) mit konstantem Salzgehalt	A9-119
Anl. 9.4.2-12:	Mittlere Sedimentationshöhe je Tide bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=60^\circ$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide) mit konstantem Salzgehalt	A9-119
Anl. 9.4.2-13:	Mittlere Sedimentationshöhe je Tide bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=75^\circ$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide) mit konstantem Salzgehalt	A9-120
Anl. 9.4.2-14:	Mittlere Sedimentationshöhe je Tide bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=90^\circ$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide) mit konstantem Salzgehalt	A9-120
Anl. 9.4.2-15:	Mittlere Sedimentationshöhe je Tide bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=105^\circ$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide) mit konstantem Salzgehalt	A9-121
Anl. 9.4.2-16:	Mittlere Sedimentationshöhe je Tide bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=120^\circ$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide) mit konstantem Salzgehalt	A9-121
Anl. 9.4.2-17:	Mittlere Sedimentationshöhe je Tide bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=135^\circ$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide) mit konstantem Salzgehalt	A9-122
Anl. 9.4.2-18:	Mittlere Sedimentationshöhe je Tide bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=150^\circ$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide) mit konstantem Salzgehalt	A9-123
Anl. 9.4.2-19:	Mittlere Sedimentationshöhe je Tide bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=30^\circ$ im zweiten Untersuchungszeitraum (Nipptide)	A9-124
Anl. 9.4.2-20:	Mittlere Sedimentationshöhe je Tide bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=45^\circ$ im zweiten Untersuchungszeitraum (Nipptide)	A9-125
Anl. 9.4.2-21:	Mittlere Sedimentationshöhe je Tide bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=60^\circ$ im zweiten Untersuchungszeitraum (Nipptide)	A9-125
Anl. 9.4.2-22:	Mittlere Sedimentationshöhe je Tide bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=75^\circ$ im zweiten Untersuchungszeitraum (Nipptide)	A9-126
Anl. 9.4.2-23:	Mittlere Sedimentationshöhe je Tide bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=90^\circ$ im zweiten Untersuchungszeitraum (Nipptide)	A9-126
Anl. 9.4.2-24:	Mittlere Sedimentationshöhe je Tide bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=105^\circ$ im zweiten Untersuchungszeitraum (Nipptide)	A9-127



Anl. 9.4.2-25:	Mittlere Sedimentationshöhe je Tide bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=120^\circ$ im zweiten Untersuchungszeitraum (Nipptide)	A9-127
Anl. 9.4.2-26:	Mittlere Sedimentationshöhe je Tide bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=135^\circ$ im zweiten Untersuchungszeitraum (Nipptide)	A9-128
Anl. 9.4.2-27:	Mittlere Sedimentationshöhe je Tide bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=150^\circ$ im zweiten Untersuchungszeitraum (Nipptide)	A9-129
Anl. 9.4.2-28:	Mittlere Sedimentationshöhe je Tide bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=30^\circ$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide) mit langen Häfen (b)	A9-130
Anl. 9.4.2-29:	Mittlere Sedimentationshöhe je Tide bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=90^\circ$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide) mit langen Häfen (b)	A9-131
Anl. 9.4.2-30:	Mittlere Sedimentationshöhe je Tide bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=135^\circ$ im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide) mit langen Häfen (b)	A9-132

## 1. Veranlassung und Aufgabenstellung

Mit dem Bescheid vom 05.05.2000 (Geschäftszeichen: 416-40003-03KIS020) des BUNDESMINISTERIUMS FÜR BILDUNG UND FORSCHUNG (BMBF) erhielt das FRANZIUS-INSTITUT FÜR WASSERBAU UND KÜSTENINGENIEURWESEN DER UNIVERSITÄT HANNOVER innerhalb des Projektes "Sedimentation in brackwasserbeeinflussten Vorhäfen" eine Zuwendung für die Bearbeitung des Vorhabens "Maßnahmen zur Minimierung von Sedimentationen im Bereich brackwasserbeeinflusster Vorhäfen" (Abb. 1-1).

Das Projekt wurde durch das FRANZIUS-INSTITUT koordiniert und unterteilt sich in die Vorhaben „Hydrodynamische und morphologische Vorgänge in brackwasserbeeinflussten Vorhäfen“ des INSTITUTES FÜR WASSERBAU DER HOCHSCHULE BREMEN und „Maßnahmen zur Minimierung der Sedimentation im Bereich brackwasserbeeinflusster Vorhäfen“ des FRANZIUS-INSTITUTES.

Übergeordnetes Ziel des Vorhabens ist, eine wissenschaftlich fundierte Antwort auf die Frage zu erhalten, ob und bei welchen hydrodynamischen und sedimentologischen Randbedingungen Maßnahmen zur Minimierung von Sedimentationen (Feinstsedimente) im Bereich brackwasserbeeinflusster Vorhäfen in welcher Form nutzbringend sind.

In diesem Zusammenhang soll auch der Frage nach Herkunft, Eintragspfad, jahreszeitlicher Verteilung des Eintrags, Fraktionierung und Eintragsmengen von Feinstsedimenten nachgegangen werden. Für die Entwicklung o.g. Maßnahmen sind außerdem die ‘Ursache-Wirkungsbeziehungen’ der Sedimentations- und Umlagerungsprozesse innerhalb der Vorhabensbereiche zu untersuchen.

Die Sinkgeschwindigkeiten von Feinstsedimenten werden durch die Salzkonzentration maßgeblich beeinflusst (Laborversuche von KRONE, 1992). Dem Einfluss der Brackwasserzone im unterstromigen Bereich von Tideästuarien kommt somit eine besondere Bedeutung zu, da das saline Milieu gerade im Vorhafenbereich zu dreidimensionalen Strömungsvorgängen führt (Dichteeffekt) und den Absetzvorgang von Feinstsedimenten maßgebend beeinflusst.

Zu diesem Zweck sollen am Beispiel zweier ausgewählter Vorhäfen mit Hilfe eines etablierten numerischen Modells (MIKE 3), das für ähnliche Fragestellungen bereits validiert wurde, Untersuchungsstrategien erarbeitet werden, die auf andere Vorhäfen der deutschen Nordseeküste übertragbar sein sollen. Diese als systemanalytischer Ansatz konzipierten Validierungsstudien für den o.g. speziellen Anwendungsfall, sollen durch Naturmessungen abgesi-

chert werden, welche die bereits vorhandene Datengrundlage sinnvoll ergänzen sollen (Abb. 1-1).

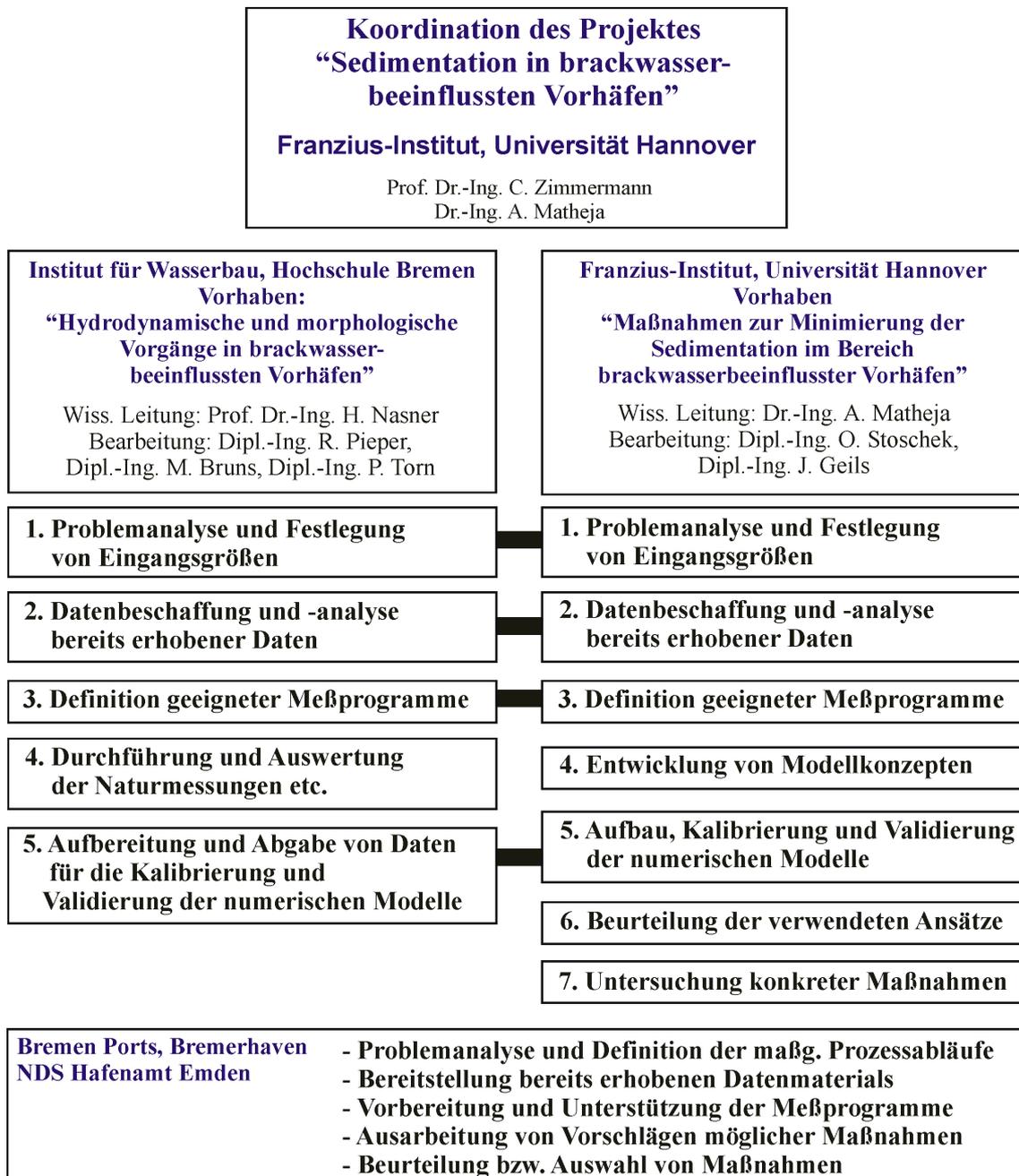


Abb.1-1: Struktur des BMBF Projektes "Sedimentation in brackwasserbeeinflussten Vorhäfen"

Zur Analyse der komplexen Vorgänge in den tide- und brackwasserbeeinflussten Vorhäfen wurden numerische 3-dimensionale Modelle für die Vorhafenbereiche zur Nordschleuse in Bremerhaven und zur Seeschleuse in Emden aufgebaut. Diese Modelle wurden anhand der

Naturmessungen kalibriert und validiert. Aus diesen Modellen heraus wurde eine Parameterstudie zur Bestimmung des Einflusses verschiedener Hafenformen und Randbedingungen auf die Sedimentation entwickelt. Aus dieser Parameterstudie konnten Maßnahmen zur Minimierung der Sedimentation entwickelt und im Vorhafen zur Nordschleuse in Bremerhaven getestet werden.

Die Notwendigkeit des Projektes "Sedimentation in brackwasserbeeinflussten Vorhäfen" wird durch die jährlich notwendigen finanziellen Aufwendungen für Unterhaltungsbaggerungen und die besonders in jüngster Zeit diskutierte Belastung von Sedimenten durch Tributylzinn bzw. die in diesem Zusammenhang notwendige Minimierung von Sedimentationen unterstrichen.

Dieser Bericht enthält die Ergebnisse aus dem Vorhaben „Maßnahmen zur Minimierung der Sedimentation im Bereich brackwasserbeeinflusster Vorhäfen“. Die Ergebnisse aus dem Vorhaben „Hydrodynamische und morphologische Vorgänge in brackwasserbeeinflussten Vorhäfen“ sind Bestandteil eines separaten Berichtsbandes.

## 2 Verwendete Unterlagen

### 2.1 Allgemeine Informationen

FRANZIUS-INSTITUT FÜR WASSERBAU UND KÜSTENINGENIEURWESEN:

Maßnahmen zur Minimierung der Sedimentation im Bereich brackwasserbeeinflussten Vorhäfen, 1. Zwischenbericht, 2001.

Maßnahmen zur Minimierung der Sedimentation im Bereich brackwasserbeeinflussten Vorhäfen, 1. Zwischenbericht, 2002.

Schwebstoffeintrag und –ablagerung in Hafenbecken an Tideästuarien. DFG-Forschungsbericht, Hannover, 1989a.

Modellversuche für den Köhlfleet Hamburg. Untersuchungsbericht, unveröffentlicht, 1989b.

Hydraulische Modellversuche zur Reduzierung des Schlickfalls im Neustädter Hafen in Bremen. Untersuchungsbericht, unveröffentlicht, 1989c.

Hydraulische Modellversuche für den Vorhafen der Seeschleuse in Wilhelmshaven. Untersuchungsbericht, unveröffentlicht, 1992.

Maßnahmen zur Reduzierung von Sedimentation und Baggermengen im Neustädter Hafen in der Hafengruppe Bremen-Stadt. Untersuchungsbericht, unveröffentlicht, 1999.

Maßnahmen zur Reduzierung von Sedimentation und Baggermengen im Neustädter Hafen in der Hafengruppe Bremen-Stadt – Zusatzuntersuchungen-. Untersuchungsbericht, unveröffentlicht, 2000.

Untersuchungen zur Reduzierung von Sedimentation und Baggermengen am Liegeplatz des Segelschulschiffes "Deutschland" in der Lesum und der Einfahrt zum Hafen Vegesack. Untersuchungsbericht, unveröffentlicht, 2000.

INSTITUT FÜR WASSERBAU DER HOCHSCHULE BREMEN:

Untersuchungen über die Sedimentation im Vorhafen der Nordschleuse in Bremerhaven, 1988.

Sedimentation in Tidehäfen, Phase 1: Schlussbericht MTK 0470, 1992.

Sedimentation in Tidehäfen, Phase 2: Schlussbericht MTK 0544, 1996.

Strömungsmessungen im Vorhafen der Nordschleuse in Bremerhaven, 1998.

Hydrodynamische und Morphologische Vorgänge in brackwasserbeeinflussten Vorhäfen –In situ Messungen-, Zwischenbericht, 2001.

NIEDERSÄCHSISCHES LANDESAMT FÜR ÖKOLOGIE:

Gewässerkundliches Jahrbuch Weser- und Emsgebiet, 1990 - 1997

LABOR FÜR WASSERBAU DER HOCHSCHULE BREMEN:

Hydrodynamische und morphologische Vorgänge in brackwasserbeeinflussten Vorhäfen - in situ Messungen -, 1. Zwischenbericht 2001.

Hydrodynamische und morphologische Vorgänge in brackwasserbeeinflussten Vorhäfen - in situ Messungen -, 2. Zwischenbericht 2002.

## **2.2      Untersuchungsgebiet Hafen Emden**

### **2.2.1      Allgemeine Informationen**

NIEDERSÄCHSISCHES HAFENAMT EMDEN:

Hafenentwicklungskonzept Phase1, 1 DIN-A-2-Plan, Maßstab 1: 5.000, 1999.

Tabellen zum aufgenommenen und verklappten Baggergut sowie zum Baggeraufwand im Emden Hafen, 2000.

Tabelle zur Bestimmung der Wassermengen im Emden Binnenhafen, 2000.

### **2.2.2      Topographische Informationen**

NIEDERSÄCHSISCHES HAFENAMT EMDEN:

Peildaten Emden Außenhafen vom: 13.01.99, 05.03.99, 19.05.99, 24.06.99, 10.08.99, 06.10.99, 02.11.99, 22.12.99, 19.01.00, 16.02.00, 10.05.00, 17.05.00, 28.-29.06.00, 28.08.00, 23.10.00, 22.11.00, 21.12.00

Peildaten Emden Vorhafen vom: 19.05.99, 24.06.99, 10.08.99, 05.10.99, 22.12.99, 19.01.00, 16.02.00, 17.05.00, 28.-29.06.00, 29.08.00, 24.10.00, 23.11.00, 21.12.00

Peildaten Emskai: 15.03.99, 20.04.99, 11.05.99, 25.06.99, 12.08.99, 02.11.99, 19.01.00, 22.03.00, 19.01.00, 28.08.00, 23.10.00, 22.11.00, 21.12.00

Peildaten Neuer Binnenhafen vom: 06.01.99, 04.03.99, 06.-07.04.99, 14.06.99, 05.-06.08.99, 30.09.99, 27.10.99, 29.12.99, 11.-15.02.00, 05.05.00, 06.06.00

Große Seeschleuse vom 30.08.00, 12.10.00, 20.11.00

BAW-AK:

Peildaten des Untersuchungsgebiets (Dollart, Ems, Emden Hafen) im 15 m Raster für den Zeitraum Mai/Juni 1996 (ASCII-Format), 2000.

Geiseleitdamm für den Zeitraum Mai/Juni 1996 (ASCII-Format), 2000.

Seedeich Ems-km 46 bis 48,5 für den Zeitraum Mai/Juni 1996 (ASCII-Format), 2000.

Emden Hafenmole für den Zeitraum Mai/Juni 1996 (ASCII-Format), 2000.

### **2.2.3 Wasserstandsdaten**

#### **2.2.3.1 Pegel „Knock“**

WASSER- UND SCHIFFFAHRTSAMT EMDEN:

Scheitelwerte des Pegels „Knock“ für den Zeitraum 1. Januar 1997 bis 31.12.1999, 1 Datei (ASCII-Format), 2000.

Pegeldaten des Pegels „Knock“ im 1-Minuten-Intervall für den Zeitraum 1. März 1998 bis 11. August 2000, 1 Datei (ASCII-Format), 2000.

Pegeldaten des Pegels „Knock“ im 1-Minuten-Intervall für den Zeitraum 1. August 2000 bis 31. Oktober 2001, 1 Datei (ASCII-Format), 2001.

BAW-AK:

Pegeldaten des Pegels „Knock“ für den Zeitraum 13. Mai 1996 bis 1. Juli 1996, 1 Datei (ASCII-Format), 2000.

#### **2.2.3.2 Pegel „Neue Seeschleuse (Emden)“**

WASSER- UND SCHIFFFAHRTSAMT EMDEN:

Scheitelwerte des Pegels „Neue Seeschleuse“ für den Zeitraum 1. Januar 1997 bis 31.12.1999, 1 Datei (ASCII-Format), 2000.

Pegeldaten des Pegels „Neue Seeschleuse“ im 1-Minuten-Intervall für den Zeitraum 1. März 1998 bis 10. August 2000, 1 Datei (ASCII-Format), 2000.

Pegeldaten des Pegels „Emden neue Seeschleuse“ im 1-Minuten-Intervall für den Zeitraum 1. August 2000 bis 31. Oktober 2001, 1 Datei (ASCII-Format), 2001.

BAW-AK:

Pegeldaten des Pegels „Neue Seeschleuse“ für den Zeitraum 14. Mai 1996 bis 1. Juli 1996, 1 Datei (ASCII-Format), 2000.

#### **2.2.3.3 Pegel „Pogum“**

WASSER- UND SCHIFFFAHRTSAMT EMDEN:

Scheitelwerte des Pegels „Pogum“ für den Zeitraum 1. Januar 1997 bis 31.12.1999, 1 Datei (ASCII-Format), 2000.

Pegeldaten des Pegels „Pogum“ im 1-Minuten-Intervall für den Zeitraum 10. Juni 1998 bis 11. August 2000, 1 Datei (ASCII-Format), 2000.

BAW-AK:

Pegeldaten des Pegels „Pogum“ für den Zeitraum 1. Mai 1996 bis 1. Juli 1996, 1 Datei (ASCII-Format), 2000.

#### **2.2.3.4    Pegel „Gandersum“**

NLWK - BETRIEBSSTELLE AURICH:

Pegeldaten des Pegels „Gandersum“ im 3-Minuten-Intervall für den Zeitraum 1. Januar 1998 bis 5. September 2000, 1 Datei (ASCII-Format), 2000.

Pegeldaten des Pegels „Gandersum“ im 1-Minuten-Intervall für den Zeitraum 1. August 2000 bis 31. Oktober 2001, 1 Datei (ASCII-Format), 2001.

BAW-AK:

Pegeldaten des Pegels „Gandersum“ für den Zeitraum 15. Mai 1996 bis 1. Juli 1996, 1 Datei (ASCII-Format), 2000.

#### **2.2.3.5    Pegel „Reide“**

BAW-AK:

Pegeldaten des Pegels „Reide“ im 1-Minuten-Intervall für den Zeitraum 1. Mai 1996 bis 27. Juni 1996, 1 Datei (ASCII-Format), 2000.

#### **2.2.4      Strömungsdaten**

BAW-AK:

Oberwasserzufluss am Pegel Nieuwe Stanzijl (Niederlande) für den Zeitraum 1. Mai 1996 bis 7. Juli 1996 (ASCII-Format), 2000.

NLWK - BETRIEBSSTELLE AURICH:

Strömungsgeschwindigkeiten am Pegel „Gandersum“ im 3-Minuten Intervall für den Zeitraum 1. Januar 1998 bis 11. Mai 1999, 2000.

WSA EMDEN:

Strömungsgeschwindigkeiten im Emsfahrwasser 1996/1998, 2000.

LABOR FÜR WASSERBAU DER HOCHSCHULE BREMEN:

ADCP-Messungen im Außenhafen Emden und in der Ems am: 19.07.2000, 20.07.2000, 24.07.2000, 25.07.2000, 26.07.2000

Drifter-Messungen im Außenhafen Emden und in der Ems am: 20.07.2000, 21.07.2000, 26.07.2000, 27.07.2000, 21.03.2001, 22.03.2001, 26.03.2001, 29.03.2001, 30.03.2001.

Strömungsmessungen mit 3 Aandera-Sonden im Fahrwasser der Ems, Bereich Emder Außenhafen: 18.09.2001 bis 08.10.2001, durchgehend in ca. 1-Minuten-Intervall.

### **2.2.5 Salinität**

NIEDERSÄCHSISCHES HAFENAMT EMDEN:

Tabellen mit Ergebnissen von Salinitätsmessungen für den Zeitraum vom November 1998 bis zum Juni 2000 in den Emder Häfen, 2000.

BAW-AK:

Salinitätsmessungen am Pegel „Knock“ für den Zeitraum 1. Mai bis 30. Juni 1996, 2000.

Salinitätsmessungen am Pegel „Gandersum“ für den Zeitraum 15. Mai bis 07. Juni 1996, 2000.

Salinitätsmessungen am Pegel „Pogum“ für den Zeitraum 1. Mai bis 30. Juni 1996, 2000.

NLWK - BETRIEBSSTELLE AURICH:

Leitfähigkeitsmessungen am Pegel „Gandersum“ für den Zeitraum 1. Januar 1998 bis 1. August 2000, 2000.

PH-Wertmessungen am Pegel „Gandersum“ für den Zeitraum 1. Januar 1998 bis 1. August 2000, 2000.

LABOR FÜR WASSERBAU DER HOCHSCHULE BREMEN:

Salzgehaltmessungen an verschiedenen Punkten im Außenhafen Emden und in der Ems am: 18.07.2000, 19.07.2000, 20.07.2000, 21.08.2000, 24.07.2000, 25.07.2000, 20.03.2001, 21.03.2001, 27.03.2001, 29.03.2001.

### **2.2.6 Winddaten**

NLWK - BETRIEBSSTELLE AURICH:

Windrichtung und -geschwindigkeit am Pegel „Gandersum“ im 30-Minuten Intervall vom 14. September 1998 bis 31. August 2000, 2000.

### **2.2.7 Sedimentologische Informationen**

DR. GREISER UND PARTNER, UNTERSUCHUNGSBERICHT:

Einsatz der ViskoNaut II im Emdener Hafen zur Aufnahme von Viskositätskennlinien und Zuordnung der rheologischen Kenndaten mit Auswertung der ViskoNaut II Messdaten, 1999.

DASCH CONSULTING, MESSERGEBNISSE:

Messungen mit der Nautisonde vom 14.01.99, 26.02.99, 09.04.99, 20.05.99 und 19.08.99, 1999.

DR. GREISER, S. GRESIKOWSKI, H. HARMS, UNIVERSITÄT HAMBURG, AQUAMES GBR:  
Feststofftransport und Verschlickung im Emdener Hafen, 1992.

N. GREISER, M. LINDNER, GREISER UND PARTNER:

Geotechnische und rheologische Vergleichsuntersuchungen an Schlick: Rheologische Charakterisierung, 1999.

EDEN, VORRATH & PARTNER, MESSGUTACHTEN:

Untersuchungen zur Problematik der nautischen Tiefe in Fahrwassern mit Schlickgrund, 1999.

NLWK - BETRIEBSSTELLE AURICH:

Trübungsmessungen am Pegel „Gandersum“ im 3-Minuten Intervall für den Zeitraum 1. Januar 1998 bis 31. August 1998, 1999.

LABOR FÜR WASSERBAU DER HOCHSCHULE BREMEN:

Trübungsmessungen an verschiedenen Punkten im Außenhafen Emden und in der Ems am: 18.07.2000, 19.07.2000, 20.07.2000, 21.08.2000, 24.07.2000, 25.07.2000, 20.03.2001, 21.03.2001, 27.03.2001, 29.03.2001.

## **2.3 Untersuchungsgebiet Hafen Bremerhaven**

### **2.3.1 Allgemeine Informationen**

INSTITUT FÜR WASSERBAU DER HOCHSCHULE BREMEN:

Untersuchungen über die Sedimentation im Vorhafen der Nordschleuse in Bremerhaven, Untersuchungsbericht, 1988.

Strömungsmessungen im Vorhafen der Nordschleuse in Bremerhaven, Untersuchungsbericht, Anlagen (Strömungsbahnen) als Datei, 1998.

HANSESTADT BREMISCHES HAFENAMT – BEZIRK BREMERHAVEN:

Schiffsbewegungen in der Nord- und Kaiserschleuse in Bremerhaven vom 01.01.2000 bis zum 30.04.2000, 2000.

Abschätzung des Baggergutaufkommens mit Hilfe der Zuwässerung in der Überseehafen auf Grund der Schleusungsverluste, 2000.

INGENIEURBÜRO FITTSCHEN, ABSCHLUßBERICHT, HAMBURG:

Nördliche Erweiterung des Container Terminals Wilhelm Kaisen Bremerhaven (CTIII), Wellenmessungen in der Weser vor Bremerhaven, 1999.

INGENIEURBÜRO DR.-ING. V. PATZOLD, HOLM-SEPPENSEN:

Baggergutkonzept der Hafengruppe Bremerhaven, physikalische und mineralogische Untersuchungen an rezenten Hafensedimenten der Vorhäfen, 1996.

INGENIEURBÜRO VISSCHER, BURGWEDEL:

Trübungsmessungen im Bereich der Überseehäfen, der Nord- und Kaiserschleuse, des Fischereihafens und der Weser von Strom-km 67,5 bis 69,4, 1996-1998.

### **2.3.2 Topographische Informationen**

HANSESTADT BREMISCHES HAFENAMT – BEZIRK BREMERHAVEN:

Peildaten Columbuskaje vom: 03.05.96, 09.05.96, 29.05.96, 20.08.96, 19.09.96, 24.09.96, 25.11.96, 23.01.97, 20.03.97, 08.07.97, 22.07.97, 17.12.97, 28.01.98, 09.04.98, 19.06.98, 18.08.98, 23.11.98, 02.02.99, 19.04.99, 22.06.99, 12.08.99, 24.09.99, 15.12.99, 22.02.00, 31.03.00, 10.05.00, 19.06.00

Peildaten Kaiserschleuse vom: 12.03.96, 24.06.96, 08.08.96, 01.11.96, 17.02.97, 13.05.97, 15.10.97, 06.01.98, 12.02.98, 08.04.98, 15.07.98, 19.11.98, 12.04.99, 21.06.99, 25.11.99, 04.01.00, 13.04.00, 21.06.00

Peildaten Nordschleuse vom: 06.05.96, 19./20.06.96, 15.08.96, 28.01.97, 05.03.97, 12.05.97, 14.07.97, 04.09.97, 03.11.97, 19.01.98, 09.02.98, 29.04.98, 27.07.98, 18.11.98, 23.03.99, 22.06.99, 24.11.99, 13.03.00, 06.07.00

Peildaten Stromkaje vom: März 96, 17.-20.06.96, August 96, November 96, Januar 97, März 97, Mai 97, Juni 97, Juli 97, September 97, Oktober 97, Dezember 97, Januar 98, April 98, Juni 98, Juli 98, August 98, 03.10.98, Dezember 98, Januar 99, April 99, Juli 99, September 99, Oktober 99, November 99, Dezember 99, Januar 00, Februar 00, März 00, Juli 00

WASSER- UND SCHIFFFAHRTSAMTES BREMERHAVEN:

Peilungen in der Weser von km 43 bis km 83 und den angrenzenden Wattgebieten der Außenweser aus dem Jahr 1999, 2000.

BAW-AK:

Topographie des Untersuchungsgebietes von UW-km 50 bis UW-km 90 aus dem Jahr 1990.

### **2.3.3 Wasserstandsdaten**

#### **2.3.3.1 Pegel „Brake“**

BAW-AK:

Pegeldaten im 10-Minuten-Intervall für den Zeitraum 28.05.1990 08:00 Uhr bis 02.07.1990 08:00 Uhr, 1 Datei (ASCII-Format), 2000.

#### **2.3.3.2 Pegel „Rechtenfleth“**

WASSER- UND SCHIFFFAHRTSAMT BREMERHAVEN:

Pegeldaten im 5-Minuten-Intervall für den Zeitraum 01. Januar 1997 00:05 bis 12. September 08:05 Uhr, 1 Datei (ASCII-Format), 2000.

Pegeldaten im 5-Minuten-Intervall für den Zeitraum 01. September 2000, 00:00 Uhr, bis 01. Oktober 2000, 00:00 Uhr, 1 Datei (ASCII-Format), 2001.

Pegeldaten im 5-Minuten-Intervall für den Zeitraum 01. Mai 2001, 00:00 Uhr, bis 31. Mai 2001, 23:55 Uhr, 1 Datei (ASCII-Format), 2002.

#### **2.3.3.3 Pegel „Nordenham“**

WASSER- UND SCHIFFFAHRTSAMT BREMERHAVEN:

Pegeldaten im 5-Minuten-Intervall für den Zeitraum 01. Januar 1997 00:05 Uhr bis 12. September 08:05 Uhr, 1 Datei (ASCII-Format), 2000.

Pegeldaten im 5-Minuten-Intervall für den Zeitraum 01. September 2000, 00:00 Uhr, bis 01. Oktober 2000, 00:00 Uhr, 1 Datei (ASCII-Format), 2001.

Pegeldaten im 5-Minuten-Intervall für den Zeitraum 01. Mai 2001, 00:00 Uhr, bis 31. Mai 2001, 23:55 Uhr, 1 Datei (ASCII-Format), 2002.

BAW-AK:

Pegeldaten im 10-Minuten-Intervall für den Zeitraum 29.05.1990 09:00 Uhr bis 05.07.1990 09:40 Uhr, 1 Datei (ASCII-Format), 2000.

#### **2.3.3.4 Pegel „Bremerhaven Alter Leuchtturm“**

WASSER- UND SCHIFFFAHRTSAMT BREMERHAVEN:

Pegeldaten im 5-Minuten-Intervall für den Zeitraum 01. Januar 1997 00:05 Uhr bis 12. September 08:05 Uhr, 1 Datei (ASCII-Format), 2000.

Pegeldaten im 5-Minuten-Intervall für den Zeitraum 01. September 2000, 00:00 Uhr, bis 01. Oktober 2000, 00:00 Uhr, 1 Datei (ASCII-Format), 2001.

Pegeldaten im 5-Minuten-Intervall für den Zeitraum 01. Mai 2001, 00:00 Uhr, bis 31. Mai 2001, 23:55 Uhr, 1 Datei (ASCII-Format), 2002.

BAW-AK:

Pegeldaten im 10-Minuten-Intervall für den Zeitraum 05.06.1990 09:00 Uhr bis 03.07.1990 08:00 Uhr, 1 Datei (ASCII-Format), 2000.

#### **2.3.3.5 Pegel „Robbensüdsteert“**

WASSER- UND SCHIFFFAHRTSAMT BREMERHAVEN:

Pegeldaten im 5-Minuten-Intervall für den Zeitraum 01. Januar 1997 00:05 Uhr bis 12. September 08:05 Uhr, 1 Datei (ASCII-Format), 2000.

Pegeldaten im 5-Minuten-Intervall für den Zeitraum 01. September 2000, 00:00 Uhr, bis 01. Oktober 2000, 00:00 Uhr, 1 Datei (ASCII-Format), 2001.

Pegeldaten im 5-Minuten-Intervall für den Zeitraum 01. Mai 2001, 00:00 Uhr, bis 31. Mai 2001, 23:55 Uhr, 1 Datei (ASCII-Format), 2002.

BAW-AK:

Pegeldaten im 10-Minuten-Intervall für den Zeitraum 15.05.1990 00:00 Uhr bis 12.07.1990 13:20 Uhr, 1 Datei (ASCII-Format), 2000.

#### **2.3.3.6 Pegel „Leuchtturm Alte Weser“**

BAW-AK:

Pegeldaten im 10-Minuten-Intervall für den Zeitraum 12.06.1990 13:30 Uhr bis 29.06.1990 23:50 Uhr, 1 Datei (ASCII-Format), 2000.

#### **2.3.4 Strömungsdaten**

WASSER- UND SCHIFFFAHRTSAMT BREMERHAVEN:

Strömungsgeschwindigkeiten in der Weser bei Bremerhaven, 2001:

UW-Km 71,750 (5m ü.S.)	07.06.1990, 19:00 bis 10.06.1990, 03:35
UW-Km 67,280 (9m ü.S.)	07.06.1990, 18:00 bis 21.06.1990, 10:15
UW-Km 67,280 (5,25m ü.S.)	07.06.1990, 18:00 bis 21.06.1990, 08:35
UW-Km 67,280 (2m ü.S.)	07.06.1990, 18:00 bis 17.06.1990, 06:15
UW-Km 79,520 (7m ü.S.)	07.06.1990, 19:00 bis 21.06.1990, 20:15
UW-Km 79,520 (8,5m ü.S.)	07.06.1990, 19:00 bis 26.06.1990, 10:15
UW-Km 79,520 (2m ü.S.)	07.06.1990, 19:00 bis 20.06.1990, 10:15
UW-Km 52,790 (2m ü.S.)	01.10.1990, 16:00 bis 05.10.1990, 11:35
UW-Km 52,790 (4,75m ü.S.)	01.10.1990, 16:00 bis 05.10.1990, 11:35
UW-Km 52,790 (7,5m ü.S.)	01.10.1990, 17:00 bis 05.10.1990, 12:35

LABOR FÜR WASSERBAU DER HOCHSCHULE BREMEN:

ADCP-Messungen im Vorhafen zur Nordschleuse und in der Weser am: 11.09.2000, 12.09.2000, 14.09.2000, 15.09.2000, 18.09.2000, 19.09.2000, 21.09.2000, 15.05.2001, 16.05.2001, 21.05.2001, 22.05.2001.

ADCP-Messungen im Vorhafen zur Kaiserschleuse und in der Weser am: 16.10.2001, 17.10.2001, 22.10.2001, 24.10.2001, 25.10.2001.

Drifter-Messungen im Vorhafen zur Nordschleuse und in der Weser am: 13.09.2000, 14.09.2000, 15.09.2000, 18.09.2000, 19.09.2000, 21.09.2000, 22.09.2000, 16.05.2001, 17.05.2001, 22.05.2001, 23.05.2001, 25.05.2001.

### 2.3.5 Salinität

WASSER- UND SCHIFFFAHRTSAMT BREMERHAVEN:

Salinitätsmessungen am Pegel „Rechtenfleth“ für den Zeitraum 06.06.1997 08:55 Uhr bis 25.08.2000 10:00 Uhr, 2000.

Salinitätsmessungen am Pegel „Nordenham“ für den Zeitraum 02.06.1997 12:35 Uhr bis 25.08.2000 11:35 Uhr, 2000.

Salinitätsmessungen am Pegel „Bremerhaven Alter Leuchtturm“ für den Zeitraum 08.05.1998 10:15 Uhr bis 28.08.2000 09:45 Uhr, 2000.

Salinitätsmessungen am Pegel „Robbensüdsteert“ für den Zeitraum 30.05.1997 10:25 Uhr bis 31.08.2000 12:30 Uhr

LABOR FÜR WASSERBAU DER HOCHSCHULE BREMEN:

Salzgehaltsmessungen an verschiedenen Punkten in der Weser und im Vorhafen zur Nordschleuse am: 13.09.2000, 14.09.2000, 22.09.2000, 14.05.2001, 15.05.2001, 17.05.2001, 21.05.2001, 23.05.2001.

### **2.3.5.1 Pegel „Rechtenfleth“**

WASSER- UND SCHIFFFAHRTSAMT BREMERHAVEN:

Salzgehaltsmessungen am Pegel „Rechtenfleth“ für den Zeitraum 01. September 2000, 00:00 Uhr, bis 01. Oktober 2000, 00:00 Uhr, 2001.

Salzgehaltsmessungen am Pegel „Rechtenfleth“ für den Zeitraum 01. Mai 2001, 00:00 Uhr, bis 31. Mai 2001, 23:55 Uhr, 2002.

### **2.3.5.2 Pegel „Nordenham“**

WASSER- UND SCHIFFFAHRTSAMT BREMERHAVEN:

Salzgehaltsmessungen am Pegel „Nordenham“ für den Zeitraum 01. September 2000, 00:00 Uhr, bis 01. Oktober 2000, 00:00 Uhr, 2001.

Salzgehaltsmessungen am Pegel „Nordenham“ für den Zeitraum 01. Mai 2001, 00:00 Uhr, bis 31. Mai 2001, 23:55 Uhr, 2002.

### **2.3.5.3 Pegel „Bremerhaven Alter Leuchtturm“**

WASSER- UND SCHIFFFAHRTSAMT BREMERHAVEN:

Salzgehaltsmessungen am Pegel „Bremerhaven Alter Leuchtturm“ für den Zeitraum 01. September 2000, 00:00 Uhr, bis 01. Oktober 2000, 00:00 Uhr, 2001.

Salzgehaltsmessungen am Pegel „Bremerhaven Alter Leuchtturm“ für den Zeitraum 01. Mai 2001, 00:00 Uhr, bis 31. Mai 2001, 23:55 Uhr, 2002.

### **2.3.5.4 Pegel „Robbensüdsteert“**

WASSER- UND SCHIFFFAHRTSAMT BREMERHAVEN:

Salzgehaltsmessungen am Pegel „Robbensüdsteert“ für den Zeitraum 01. September 2000, 00:00 Uhr, bis 01. Oktober 2000, 00:00 Uhr, 2001.

Salzgehaltsmessungen am Pegel „Robbensüdsteert“ für den Zeitraum 01. Mai 2001, 00:00 Uhr, bis 31. Mai 2001, 23:55 Uhr, 2002.

### **2.3.6 Sedimentologische Informationen**

INSTITUT FÜR WASSERBAU DER HOCHSCHULE BREMEN:

Summenkurven mit Angabe der Massen-%-Anteile je Kornklasse von 10 Messungen im Untersuchungsgebiet Bremerhaven, Vorhafen Nordschleuse, inkl. Übersichtsplan, 1994.

Trübungsmessungen an verschiedenen Punkten in der Weser und im Vorhafen zur Nordschleuse am: 13.09.2000, 14.09.2000, 22.09.2000, 14.05.2001, 15.05.2001, 17.05.2001, 21.05.2001, 23.05.2001.

WASSER- UND SCHIFFFAHRTSAMT BREMERHAVEN:

Zusammenstellung der Baggermengen im Bereich UW-km 68 bis UW-km 71, Excel Tabelle, 2000.

DASCH CONSULTING, MESSERGEBNISSE, KIEL:

Messungen mit der Nautisonde in Bremerhaven vom 10.11.1997, 1997.

Messungen mit der Nautisonde vom 13.01.1998, 27.01.1998, 10.02.1998, 17.02.1998, 04.03.1998 und 17.03.1998 in den drei Schleusenvorhöfen, 1998.

Übersicht über die Messungen in den drei Schleusenvorhöfen mit der Nautisonde vom 17.02.1998, 04.03.1998 und 17.03.1998, 1999.

Messungen von Dichteschichtungen mit der Nautisonde vom 13.01.1998 und 27.01.1998 in den drei Schleusenvorhöfen, 1998.

### 3 Stand des Wissens

#### 3.1 Einleitung

Die maßgebenden Prozessgrößen, die den Sedimenteintrag in einem tide- und brackwasserbeeinflussten Hafen bestimmen, lassen sich durch das transportierende Medium und das transportierte Medium beschreiben. Durch eine detaillierte Kenntnis der einzelnen Transport- und Absetzvorgänge können Maßnahmen zur Einschränkung der Sedimentation gewonnen werden.

Die Strömung im Bereich von Hafeneinfahrten und in den Häfen ist im Allgemeinen hoch turbulent und stark dreidimensional ausgeprägt. Diese dreidimensionalen Strömungen beeinflussen das Absetzverhalten der transportierten Sedimente. In den Häfen finden sich vorrangig kohäsive Sedimente, die, je nach Konzentration, sich gegenseitig beeinflussen können und im Extremfall wiederum Einfluss auf die dreidimensionale Strömung im Hafen haben.

Der Wasseraustausch zwischen Hafen und Außenströmung ist abhängig von den Abmessungen und der Form der Hafeneinfahrt ( $B_E$ ,  $B_H$ ,  $L_H$ ,  $\alpha$ ). Zusätzlich bestehen Abhängigkeiten von der zeitlichen ( $t$ ) Variation des Wasserstandes  $h$ , der Strömungsgeschwindigkeiten vor der Hafeneinfahrt ( $v_n$ ), der Dichteänderungen infolge Salinität  $S$  und der Schwebstoffkonzentration  $c$ . Die Parameter  $v_n$ ,  $S$  und  $c$  variieren zusätzlich über die Breite  $y$  und die Tiefe  $z$  (Abb. 3.1-1, Gl. 3.1-1). Die salinen Dichteänderungen über die Tiefe können durch die Richardsonzahl beschrieben werden (Gl. 3.1-2).

$$A_{\text{ex}} = f \{B_E, B_H, L_H, \alpha, T, Ri, h(t), Q_{\text{Fluss}}(t), \Delta\rho(t,y,z), v_n(t,y,z), S(t,y,z), c(t,y,z)\} \quad (3.1-1)$$

Mit:

$B_E$	Breite der Einfahrt [m]
$B_H$	mittlere Breite des Hafens [m]
$L_H$	mittlere Länge des Hafens [m]
$\alpha$	Neigung des Hafens zur Flussachse [°]
$t$	Zeit [s]
$h$	Wasserstand [h]
$Q_{\text{Fluss}}$	Oberwasserzufluss [m <sup>3</sup> /s]
$y$	Breite des Flusses
$z$	Abstand von der Gewässersohle [m]
$v_n$	Geschwindigkeit in x, y und z Richtung [m/s]
$S$	Salinität [‰]
$c$	Schwebstoffkonzentration [kg/m <sup>3</sup> ]

$\Delta\rho$  Dichtedifferenz zwischen Fluss- und Hafenwasser [ $\text{kg/m}^3$ ]

$Ri_E$  Estuarine Richardsonzahl

$$Ri_E = \frac{\Delta\rho \cdot g \cdot Q_f}{\rho \cdot W \cdot u_t^3} \quad (3.1-2)$$

Mit:

$Ri_E$  Richardsonzahl [-]

$\Delta\rho$  Dichtedifferenz zwischen See- und Flusswasser [ $\text{kg/m}^3$ ]

$\rho$  Dichte des Wassers [ $\text{kg/m}^3$ ]

$Q_f$  Frischwasserzufluss [ $\text{m}^3/\text{s}$ ]

$W$  Breite des Flusses an der Mündung [m]

$g$  Erdbeschleunigung [ $\text{m/s}^2$ ]

$u_t$  Quadratwurzel der Geschwindigkeit an der Flussmündung [m/s]

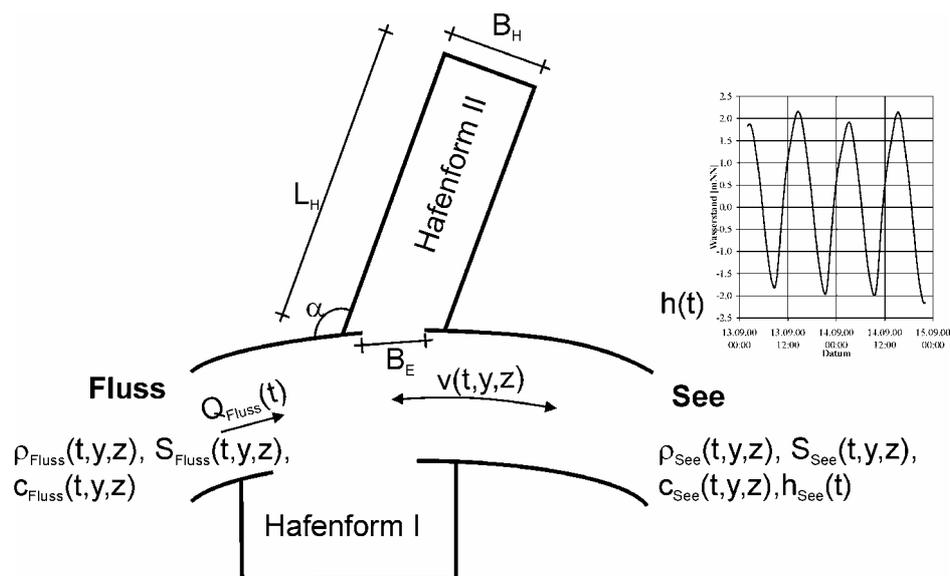


Abb. 3.1-1: Maßgebende Prozessgrößen, die den Sedimenteintrag in einem tide- und brackwasserbeeinflussten Hafen bestimmen (STOSCHEK, 2003)

Die Sedimentationsmenge im Hafen ist zusätzlich zu den die Austauschwassermenge beschreibenden Parametern von den maßgebenden sedimentologischen Parametern Sinkgeschwindigkeit  $w_s$ , Korndurchmesser  $d$ , kritischen Sohlschubspannung für Sedimentation  $\tau_{d,crit}$ , kritischen Sohlschubspannung für Erosion  $\tau_{e,crit}$ , Transportkapazität, Flockenbildung und der Dichte des Materials abhängig.

### 3.2 Turbulente Strömungen

Strömungen in Flüssen und größtenteils auch in Häfen sind überwiegend turbulente Strömungen. Im Gegensatz zur laminaren Strömung, die durch eine mittlere Geschwindigkeit  $\bar{v}_i$  und den mittleren Druck  $\bar{p}_i$  beschrieben werden kann, wird die Grundströmung von turbulenten Schwankungen ( $v'_i, p'_i$ ) überlagert. Nach REYNOLDS (1895) lässt sich die resultierende Geschwindigkeit in einen laminaren und einen turbulenten Teil zerlegen:

$$v_i = \bar{v}_i + v'_i \quad (3.2-1)$$

Mit:

- $v_i$  resultierende Geschwindigkeit [m/s]
- $\bar{v}_i$  mittlere Geschwindigkeit [m/s]
- $v'_i$  turbulente Schwankungen der Geschwindigkeit [m/s]

Die zeitlichen Mittelwerte ergeben sich dabei aus der Integration der Geschwindigkeit  $v_i$  über den Zeitraum T. Der Zeitraum T ist so groß, dass die Mittelwerte zeitunabhängig sind.

$$\bar{v}_i = \frac{1}{T} \int_{t_0}^{t_0+T} v_i dt \quad (3.2-2)$$

Mit:

- T Zeitraum [s]

Die zeitlichen Mittelwerte der turbulenten Schwankung sind definitionsgemäß Null:

$$\frac{1}{T} \int_{t_0}^{t_0+T} v'_i dt = 0 \quad (3.2-3)$$

Im strömenden Wasser treten aufgrund der Zähigkeitseinflüsse Schub- und Normalspannungen auf, die zu den Formänderungsgeschwindigkeiten proportional sind. Diese mittlere Größe der turbulenten Schwankungen kann in der Form der Standardabweichung angegeben werden:

$$\bar{v}'_i = \left[ \frac{1}{T} \int_{t_0}^{t_0+T} (v_i - \bar{v}_i)^2 dt \right]^{0,5} \quad (3.2-4)$$

NAVIER und STOKES entwickelten aus dem Ansatz von EULER, der die Wirkung der äußeren Kräfte auf eine ideale Strömung beschreibt, eine Bewegungsgleichung unter Berücksichtigung der Zusatzspannungen infolge innerer Reibung. Mit Hilfe der Kontinuitätsgleichung

$$\frac{\partial v_i}{\partial x_i} = 0 \quad (3.2-5)$$

und der NAVIER-STOKESSchen Bewegungsgleichung lassen sich die laminaren und die turbulenten Strömungen beschreiben:

$$\frac{dv_i}{dt} = f_i - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x_i} + \nu \frac{\partial^2 v_i}{\partial x_j \partial x_j} = v_j \frac{\partial v_i}{\partial x_j} + \frac{\partial v_i}{\partial t} \quad (3.2-6)$$

Mit:

$x_i, x_j$	$x, y, z$
$v_i, v_j$	$v_x, v_y, v_z$ [m/s]
$f_i$	äußere Kraft in Richtung $x_i$ [kN]
$\nu$	kinematische Zähigkeit [m <sup>2</sup> /s]
$\rho$	lokale Dichte des Wassers [kg/m <sup>3</sup> ]
$p$	Druck [kN/m <sup>2</sup> ]

Unter Berücksichtigung der REYNOLDSchen Aufteilung der Bewegung in Mittelwerte und gemittelte Schwankungsanteile kann sowohl die Grundbewegung als auch die Schwankungsbewegung die Kontinuitätsgleichung jeweils für sich erfüllen. Durch Einsetzen von Gl. 3.2-1 in Gl. 3.2-5 unter Berücksichtigung von Gl. 3.2-2 und Gl. 3.2-3 gilt:

$$\frac{\partial \bar{v}_i}{\partial x_i} = 0 \quad \text{und} \quad \frac{\partial \bar{v}'_i}{\partial x_i} = 0 \quad (3.2-7)$$

Die Behandlung der NAVIER-STOKESSchen Bewegungsgleichung in gleicher Weise führt zu den REYNOLDSchen Bewegungsgleichungen:

$$f_i - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x_i} + \nu \frac{\partial^2 \bar{v}_i}{\partial x_j \partial x_j} + \frac{\partial}{\partial x_j} \overline{v'_i \cdot v'_j} = v_j \frac{\partial \bar{v}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \bar{v}_i}{\partial t} \quad (3.2-8)$$

Der Term  $\overline{v'_i \cdot v'_j}$  beinhaltet die Korrelationen der Schwankungsbewegungen, die im Produkt mit der Dichte zum REYNOLDSSchen Spannungstensor der Schwankungsbewegungen führen (SCHLICHTING, 1965):

$$\begin{pmatrix} \sigma'_x & \tau'_{xy} & \tau'_{xz} \\ \tau'_{yx} & \sigma'_y & \tau'_{yz} \\ \tau'_{zx} & \tau'_{zy} & \sigma'_z \end{pmatrix} = -\rho \begin{pmatrix} \overline{v_x'^2} & \overline{v_x'v_y'} & \overline{v_x'v_z'} \\ \overline{v_y'v_x'} & \overline{v_y'^2} & \overline{v_y'v_z'} \\ \overline{v_z'v_x'} & \overline{v_z'v_y'} & \overline{v_z'^2} \end{pmatrix} \quad (3.2-9)$$

Diese turbulenzbedingten Zusatzspannungen werden auch scheinbare Schub- bzw. Normalspannungen  $\tau'_{ij}$  [kN/m<sup>2</sup>] bzw.  $\sigma'_i$  [kN/m<sup>2</sup>] genannt. Sie wirken zusätzlich zu den Spannungen die aufgrund der Zähigkeit des Wassers und der Verformung durch die Grundströmung auftreten (Gl. 3.2-10).

$$\tau'_{ij} = \eta \frac{\partial \bar{v}_i}{\partial x_j} \quad (3.2-10)$$

Mit:

$\eta$  dynamische Zähigkeit [m<sup>2</sup>/s]

Entsprechend den auftretenden scheinbaren Spannungen an einer Einheitsfläche tritt ein turbulenter Impulstransport gleicher Größe pro Zeiteinheit durch diese Fläche auf.

Die analytische Lösung der REYNOLDSSchen Gleichung ist aufwendig und nicht immer möglich. Um sie dennoch lösen zu können, werden Annahmen getroffen, die in vielen Fällen auf empirische Zusammenhänge zurückgreifen.

Eine der ältesten Annahmen wurde von BOUSSINESQ (1877) getroffen. Er setzt voraus, dass die turbulenten Spannungen ähnlich der Zähigkeit in laminaren Strömungen proportional zum räumlichen Gradienten der mittleren Geschwindigkeiten sind. Der Austauschparameter  $A_t$  ist dabei lokal veränderlich.

$$\tau'_{ij} = A_t \frac{\partial \bar{v}_i}{\partial x_j} = -\rho \cdot \overline{v_i'v_j'} \quad (3.2-11)$$

Da die Vermischungsprozesse in den drei Koordinatenrichtungen  $x$ ,  $y$  und  $z$  variabel sein können, wurde von ERTEL (1937) der richtungsabhängige Austauschparameter  $A_{ij}$  eingeführt.

$$\tau'_{ij} = A_{ij} \frac{\partial \bar{v}_i}{\partial x_j} \quad (3.2-12)$$

Dieser Austauschtensor ist sowohl von den Mittelwerten der Strömungsgeschwindigkeit als auch von deren Verteilung abhängig. Durch die Division der Impulsaustauschkoeffizienten mit der Dichte erhält man, vergleichbar mit der kinematischen Zähigkeit (Gl. 3.2-13), die scheinbare Zähigkeit (Gl. 3.2-14):

$$\nu = \frac{\eta}{\rho} \quad (3.2-13)$$

$$\nu_t = \frac{A_t}{\rho} \quad (3.2-14)$$

Mit:

$\nu$  kinematische Zähigkeit [m<sup>2</sup>/s]

$\nu_t$  scheinbare Zähigkeit [m<sup>2</sup>/s]

Einen Weg zur Bestimmung der REYNOLDSschen Schubspannungen (s. Gl. 3.2-10) entwickelte PRANDTL (1925). Er geht von einem Turbulenzballen aus, der eine gewisse Eigendynamik besitzt. Dieser Turbulenzballen kann sich aufgrund der Eigendynamik auch quer zur Hauptströmungsrichtung bewegen. Der Weg, den dieser Turbulenzballen quer zur Strömung mit der Geschwindigkeit seiner ursprünglichen Transportschicht zurücklegen kann, bevor er durch Vermischung seine Individualität verliert, wird PRANDTLscher Mischungsweg  $l$  genannt. Die Schwankungsbewegungen in Längsrichtung erzeugen dabei Querschwankungen gleicher Größenordnung. Daraus folgt der Ansatz von Prandtl (Gl. 3.2-15).  $l$  ist dabei eine Funktion des Ortes und unabhängig vom Betrag der Geschwindigkeit.

$$-\rho \overline{v'_i \cdot v'_j} = \rho \cdot l^2 \left| \frac{\partial \bar{v}_i}{\partial x_j} \right| \frac{\partial \bar{v}_i}{\partial x_j} \quad (3.2-15)$$

Mit:

$l$  PRANDTLscher Mischungsweg [m]

Analog zu Gl. 3.2-14 gilt hier:

$$\nu_t = l^2 \left| \frac{\partial \bar{v}_i}{\partial x_j} \right| \quad (3.2-16)$$

Nachteilig wirkt sich in der Mischungswegtheorie die Tatsache aus, dass die scheinbaren Schubspannungen nur vom lokalen Geschwindigkeitsgradienten abhängen. Turbulenzwirbel, die oberhalb der betrachteten Stelle erzeugt werden, bleiben unberücksichtigt, beeinflussen jedoch die Schubspannungen. Mit Hilfe dieses Ansatzes kann dennoch allgemein gezeigt werden, dass die größten Schubspannungen  $\tau'_{ij}$  an den Stellen auftreten, an denen auch der Geschwindigkeitsgradient  $\partial \bar{v}_i / \partial x_j$  am größten ist (PRANDTL ET AL., 1969).

Für Strömungen ohne Geschwindigkeitsgradienten ist dieser Mischungswegansatz nicht lösbar. Für SCHLICHTING (1965) sind die genannten Ansätze daher nicht universell einsetzbar. Er schlägt daher eine von PRANDTL (1945) genannte Betrachtung der Energie der Fluktuationbewegung vor:

$$E_{\text{tur}} = \frac{\rho}{2} \left( \overline{v_x'^2} + \overline{v_y'^2} + \overline{v_z'^2} \right) \quad (3.2-17)$$

Der Austauschkoefizient kann mit Hilfe der Gleichung 3.2-18 bestimmt werden.  $Z_1$  [-] ist dabei eine Konstante und  $L_J$  [m] ein Maß für die energiereichen und mischungsintensiven Wirbel. Beide Werte sind experimentell zu bestimmen.

$$v_t = \frac{Z_1}{2} \sqrt{\overline{v_x'^2} + \overline{v_y'^2} + \overline{v_z'^2}} \cdot L_J \quad (3.2-18)$$

Zur Beschreibung der scheinbaren Zähigkeit der freien Turbulenz, zu der auch die Strömungsvorgänge in der Vermischungszone der Hafeneinfahrten gehören, hat PRANDTL (1942) eine einfachere Formel entwickelt.

$$v_t = z_2 \cdot b \cdot (\bar{v}_{\text{max}} - \bar{v}_{\text{min}}) \quad (3.2-19)$$

Mit:

$z_2$  Konstante [-]

$b$  Breite der Vermischungszone [m]

$\bar{v}_{\text{max}}$  maximale Geschwindigkeiten an den Rändern der Vermischungszone [m/s]

$\bar{v}_{\text{min}}$  minimale Geschwindigkeiten an den Rändern der Vermischungszone [m/s]

Eine Zusammenstellung von Parametern zur Berechnung von Wirbelviskositäten für die Probleme der freien Turbulenz wird von ROTTA (1972) gegeben. Im Fall eines ebenen Halbstrahles in ruhender Umgebung wurde z.B. für die Gl. 3.2-19 der Wert  $z_2=0,011$  ermittelt. FLOCKSTRA

(1968) wählt  $z_2=0,014$  zur Berechnung der turbulenten Zähigkeit in einem hydrodynamisch numerischen Modell für Strömungen in Hafeneinfahrten und Bühnenfeldern.

Der Impulstransport ist nach der REYNOLDSSchen Analogie mit einem Transport von Masse und Wärme verbunden. Die PRANDTL-SCHMIDT-Zahl beschreibt das konstante Verhältnis von turbulenter Zähigkeit zu turbulentem Massen- und Wärmetransport, der durch den Diffusionskoeffizienten  $D_t$  angegeben wird:

$$\text{Pr} = \frac{\nu_t}{D_t} \quad (3.2-20)$$

Mit:

Pr	PRANDTL-SCHMIDT-Zahl [-]
$\nu_t$	scheinbare Zähigkeit [ $\text{m}^2/\text{s}$ ]
$D_t$	Diffusionskoeffizient [ $\text{m}^2/\text{s}$ ]

Einen Anhaltswert für die PRANDTL-SCHMIDT-Zahl geben JOBSON & SAYRE (1970) mit  $\text{Pr} \approx 0,7$ . Das bedeutet, dass Masse und Wärme etwa 1,4 mal so schnell wie der Impuls durch die Turbulenz transportiert werden.

### 3.3 Strömungen im Bereich von Hafeneinfahrten

Eine Ursache für große Baggermengen in Häfen an Tideästuarien liegt in den durch den Fluss herangeführten Sedimenten, die einerseits durch die Tidebewegung aktiviert und transportiert und andererseits von Oberstrom aus dem gesamten Einzugsgebiet herangeführt und zum Teil aufgrund der vorherrschenden lokalen Strömungsverhältnisse in die Häfen eingetragen werden und sich dort absetzen.

Zusätzlich werden im Brackwasserbereich durch lokale Dichtegradienten verstärkt Sedimente in Häfen eingetragen. In grundsätzlichen Untersuchungen zur Bestimmung des Wasseraustausches zwischen Hafen und Außenströmung und des Sedimenteintrages in Häfen wurden von VOLLMERS (1963), DURSTHOFF (1970), WESTRICH (1977A,B), BOOIJ (1986), BRINKMANN (1990) und MÜLLER (1990) Laboruntersuchungen ohne Berücksichtigung einer veränderlichen Dichte durchgeführt.

Darauf aufbauend hat LANGENDOEN (1992) Modelluntersuchungen für eine instationäre Strömung mit variablem Salzgehalt durchgeführt die von VAN LEEUWEN & HOFLAND (1999) durch

Untersuchungen von Maßnahmen zur Verringerung der Sedimentation an Flusshäfen in einem Laborgerinne erweitert wurden.

Zusätzlich sind in einer Reihe von Projektstudien für Häfen an Flüssen und im Tidebereich (FRANZIUS-INSTITUT, 1989a, 1989b, 1999, 2000b) in Verbindung mit Messungen in der Natur Zusammenhänge zwischen den in Hafenbereichen von Tiden induzierten Strömungen und davon abhängigen Sedimenteinträgen und Sedimentablagerungsbereichen bestimmt worden. Die Strömungsausbildungen zwischen Tidefluss und Hafeneinfahrt sowie im Hafen geben Hinweise auf den Umfang des Sedimenteintrages und die Sedimentationsbereiche. Insbesondere liegen Erkenntnisse über die qualitativen Auswirkungen von strömungsverändernden Einbauten und Umbauten in der Hafeneinfahrt auf die Verminderung von Sedimenteintrag und -ablagerung vor (SCHWARZE, ET AL., 1995; ZIMMERMANN, 1997; ZIMMERMANN ET AL., 2000). Untersuchungen zu den aus Brackwassereinfluss resultierenden Dichteströmungen sind vorrangig im Labor durchgeführt worden (LANGENDOEN, 1992; EYSINK, 1989). Drei wesentliche Strömungsarten, die den Sedimentaustausch zwischen Hafen und Fluss bewirken, müssen dabei unterschieden werden:

- 1) Austausch infolge unterschiedlicher Strömungsgeschwindigkeiten in Hafen und Fluss entlang der Trennfläche zwischen beiden (Strömungseffekt)
- 2) Austausch infolge des Netto-Durchflusses in und aus dem Hafen heraus (Tideeffekt)
- 3) Austausch infolge einer dichteinduzierten Strömung durch Dichteunterschiede zwischen Hafen und Fluss (Dichteeffekt)

Ein zusätzlicher Austausch kann durch Wind (schubspannungsinduzierte Oberflächenströmung) oder Wellen (Turbulenz) hervorgerufen werden.

Weitere anthropogene Einflüsse wie z.B. Schifffahrt (Verdrängung und Volumenausgleich, propellerinduzierte Strömungen) und Baggerung können den Massenaustausch zwischen Hafen und Außenströmung beeinflussen.

### **3.3.1 Differenz zwischen den Strömungsgeschwindigkeiten in Fluss und Hafen als Ursache des Sedimenteintrages**

Zwischen der Strömung in der Hafeneinfahrt und der Außenströmung ist im Regelfall eine Geschwindigkeitsdifferenz vorhanden. Zur Überbrückung dieser Geschwindigkeitsdifferenz wird die Energie über eine Wirbelstraße von der Außenströmung auf die Wassermasse im

Hafen übertragen. Dieser Energieeintrag erhöht die Strömungsgeschwindigkeiten im Hafen und erzeugt dort Walzenströmungen (Primär- und Sekundärwalzen). Dabei tritt zugleich im Bereich der Hafeneinfahrt ein Wasseraustausch durch die Vermischungszone auf, dessen Größe von der Breite, der Tiefe, der baulichen Gestaltung der Hafeneinfahrt und der Intensität der an der Hafeneinfahrt vorbeiziehenden Strömung abhängt (Abb. 3.3.1-1).

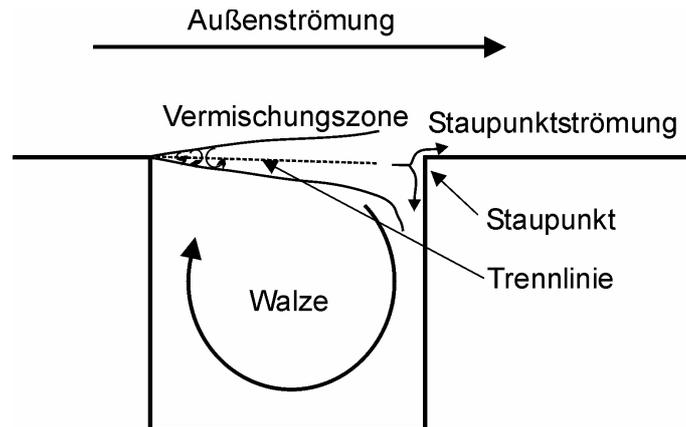


Abb. 3.3.1-1: Prinzipskizze zum Strömungseffekt

Unter der Annahme, dass die Außenströmung konstant ist und die Geschwindigkeiten in der Vermischungszone geringer sind als in der Außenströmung, findet unter Berücksichtigung der Massenerhaltungsgleichung eine Verlagerung der Trennlinie (vgl. Abb. 3.3.1-1) in der Vermischungszone in den Hafen statt. Ein Teil des Hafenwassers wird über die Vermischungszone in den Fluss ausgetauscht, während sich in der Verlängerung der Trennlinie am unterstromigen Rand ein Staupunkt ausbildet, an dem wiederum ein Teil des Wassers aus der Vermischungszone zurück in den Hafen gelenkt wird. Die Position des Staupunktes hängt von dem Verhältnis der Menge des Fluss- und des Hafenwassers ab, das in der Vermischungszone vorhanden ist (LANGENDOEN, 1992).

Die im Einfahrtbereich vorhandenen unterschiedlichen Strömungsgeschwindigkeiten und die Umlenkung der Strömung am Staupunkt führen zu einem erhöhten Wasseraustausch und somit zu einem erhöhten Eintrag von Schwebstoffen in den Hafen. Diese Sedimente (Schwebstoffe und sohlnahe Sedimente) lagern sich überwiegend in den Walzenbereichen aufgrund der dort herrschenden Strömungsstruktur ab. Die Strömungsgeschwindigkeit vermindert sich zum Kern der Walze und die sohlnahen Strömungsbahnen sind zur Walzenmitte gerichtet. Der Strömungseffekt des Wasseraustausches kann in Tidegebieten sowohl bei Flutstrom als auch bei Ebbestrom auftreten. Für den Sedimenttransport in den Hafen sind die Vermi-

schungszone und die Strömungen im Hafen und deren Materialtransportkapazitäten von entscheidender Bedeutung.

### 3.3.1.1 Die Vermischungszone

Die im Vergleich zur Hauptströmung vorherrschende höhere Turbulenzintensität in der Vermischungszone (Abb. 3.3.1-1) hat ihren Ursprung in den Ablösungsvorgängen beim Umströmen der oberstromigen Hafenecke, sowie in dem Zusammentreffen zweier Strömungen mit unterschiedlicher Geschwindigkeit (Flussströmung und Hafenströmung).

Zur Beschreibung der Ablösungsvorgänge an der oberstromigen Hafenecke kann im Grundsatz davon ausgegangen werden, dass es sich hierbei um eine Potentialströmung handelt, die einer ausgerundeten Hafenecke folgt. Bei einer Verkleinerung des Rundungshalbmessers nimmt die Krümmung der Stromlinien zu. Die Ablenkung verursacht einen Druckabfall quer zur Strömung, der aufgrund der BERNOULLISCHEN Gleichung für Stromlinien (Gl. 3.3.1.1-1) zu einer Erhöhung der Geschwindigkeiten auf der Krümmungsinnenseite und zu einer Abnahme auf der Krümmungsaußenseite führt.

$$\int \frac{dp}{\rho} + \frac{v^2}{2} = \text{const.} \quad (3.3.1.1-1)$$

Mit:

- p hydrostatischer Druck [kN/m<sup>2</sup>]
- ρ spezifische Dichte [kg/m<sup>3</sup>]
- v Strömungsgeschwindigkeit [m/s]

Mit einer weiteren Verkleinerung des Krümmungsradius gegen Null treten somit unendlich steile, zur Ecke gerichtete Druckgradienten auf, die unendlich hohe Geschwindigkeiten an der Ecke hervorrufen würden (Abb. 3.3.1.1-1a). Da dieser Fall sich in einer realen, reibungsbehafteten Strömung nicht einstellen kann, löst sich die Strömung von der Wand ab, so dass Wirbel entstehen (Abb. 3.3.1.1-1b). Durch diese Wirbel wird dem Bereich direkt hinter der Kante Wasser zugeführt.

Kleinmaßstäblich kann dies als Zusammenfluss zweier Flüssigkeiten unterschiedlicher Geschwindigkeiten an einer Kante angesehen werden (Abb. 3.3.1.1-2). Bereits im Zustrom sind jedoch leichte Schwankungen vorhanden, so dass die Trennfläche zwischen den beiden Strömungen eine anfängliche Wellung aufweist (Abb. 3.3.1.1-3). Diese anfängliche Wellung ist abhängig von der Rauigkeit der Rinnenwand oberhalb der Hafeneinfahrt. Eine erhöhte Rau-

higkeit verursacht eine größere Anfangsturbulenz, die wiederum zu einem erhöhten Wasser-  
austausch führen kann (DURSTHOFF, 1970).

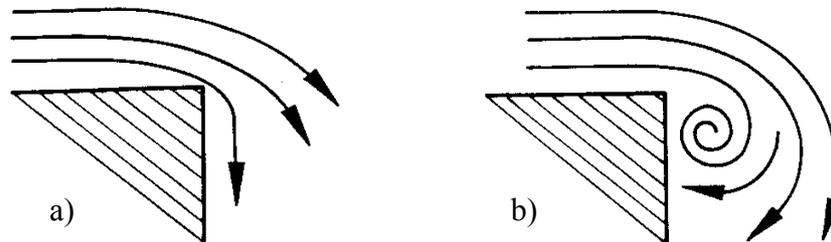


Abb. 3.3.1.1-1: a) Ideale Umströmung einer scharfen Kante (Potentialströmung), b) Entstehung eines Wirbels hinter einer Kante (PRANDTL, ET AL., 1969)

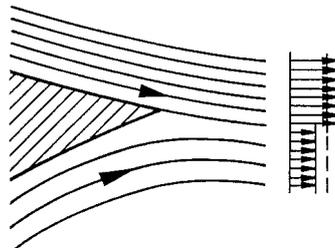


Abb. 3.3.1.1-2: Idealisierter Zusammenfluss zweier Flüssigkeiten unterschiedlicher Geschwindigkeiten (PRANDTL, ET AL., 1969)

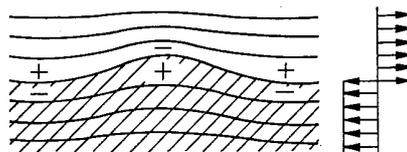


Abb. 3.3.1.1-3: Gewellte Trennfläche mit qualitativem Druckverhältnis (PRANDTL, ET AL., 1969)

Die wellige Form verursacht Druckunterschiede (+ = Wellenberg = höherer Druck; - = Wellental = niedrigerer Druck) zwischen den beiden Bereichen entlang der Trennfläche. Diese Druckunterschiede werden durch Bewegung in Richtung des Druckgradienten ausgeglichen. Daraus folgt ein stärkeres, gegenseitiges ineinander Eindringen der Flüssigkeitskörper, was schließlich, wie bereits in Abb. 3.3.1.1-1 angedeutet, zu einem Aufrollen der Trennschicht führt (PRANDTL, ET AL., 1969).

Die beiden hier beschriebenen Vorgänge überlagern sich. Die an der oberstromigen Ecke erzeugten Wirbel wachsen in Strömungsrichtung an und bewegen sich mit der Strömung über

den Einfahrtbereich. Die Trennfläche zerfällt dabei in einzelne Wirbel unterschiedlicher Größe, die durch ihre rotierenden Bewegungen Wasser zwischen Fluss und Hafen austauschen.

Die Ausbreitung dieser Vermischungszone kann in der Strömungsmechanik als ein Problem der Strahlausbreitung behandelt werden. Ein unterhalb der Wasseroberfläche parallel zur Hauptströmungsrichtung eingeleiteter Strahl breitet sich idealisiert gleichmäßig zu allen Seiten der Strahlachse aus, wenn der Abstand zum Rand des Wasserkörpers ausreichend groß ist. Dabei nimmt er ständig Flüssigkeit aus der angrenzenden Hauptströmung in sich auf (Abb. 3.3.1.1-4). Der Ausbreitungswinkel dieses freien Strahles bezogen auf die Strahlachse liegt bei rd.  $7^\circ$  (DAVIES, 1972).

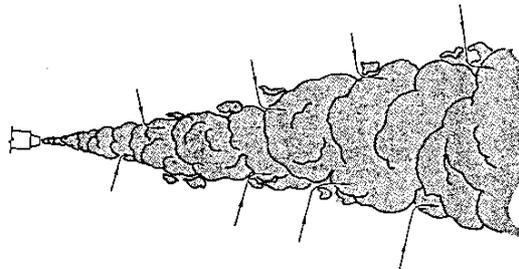


Abb. 3.3.1.1-4: Ausbreitung eines unter Wasser eingeleiteten Strahles (DAVIES, 1972)

Bei der Betrachtung eines schmalen Spaltes zeigt sich, dass die Strahlausbreitung und die Vermischung ähnlich wie bei einer punktförmigen Quelle verlaufen. Ist dieser Spalt unendlich lang, kann von einer zweidimensionalen Geschwindigkeitsverteilung ausgegangen werden, die symmetrisch zur Strahlebene verläuft. Bei der Verbreiterung des Spaltes ergibt sich eine Strömung mit plötzlicher Querschnittserweiterung. Diese Querschnittserweiterung entspricht auch der Ausbreitung eines Halbstrahles.

LIEPMANN & LAUFER (1947) führten in einer Grundlagenarbeit ausführliche Untersuchungen über die Ausbreitung eines Halbstrahles und die damit verbundenen Vermischungsvorgänge in einem Windkanal durch (Abb. 3.3.1.1-5). Eine ähnliche Analogie zwischen Wind und Wasserströmungen findet sich auch bei ZANKE (1982). Die Strömungen in einer Hafeneinfahrt werden jedoch durch die Sohlreibung beeinflusst, so dass diese Ergebnisse aus dem Windkanal nicht direkt auf das Problem der Hafeneinfahrt übertragen werden können.

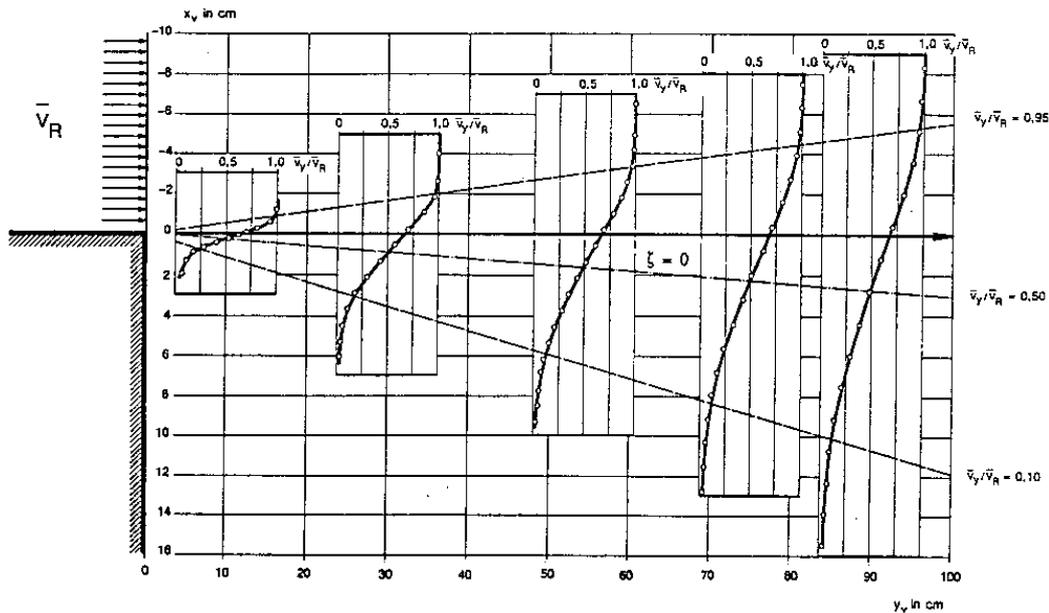


Abb. 3.3.1.1-5: Verteilung der mittleren Strömungsgeschwindigkeit eines zweidimensionalen Halbstrahles (LIEPMANN & LAUFER, 1947)

Die Ausbreitung der Vermischungszone in Abb. 3.3.1.1-5, beispielhaft durch die Linien  $\bar{v}_y/\bar{v}_R = 0,95$  und  $\bar{v}_y/\bar{v}_R = 0,10$  gekennzeichnet, kann in diesem Fall als linear und symmetrisch bezogen auf die Stromlinie  $\xi = 0$  (Achse der Vermischungszone) angesehen werden. Die relative Geschwindigkeit entlang dieser Linie beträgt  $\bar{v}_y/\bar{v}_R = 0,5$ . Der Ausbreitungswinkel beträgt, bezogen auf die Mittellinie, ca.  $5^\circ$ .

In den Untersuchungen von LIEPMANN & LAUFER (1947), sowie in weiteren Untersuchungen unterschiedlicher Autoren, ist eine lineare Aufweitung der Vermischungszone parallel zur Hauptströmungsrichtung zu erkennen (Abb. 3.3.1.1-6). Diese Ergebnisse bestätigen die Theorie, dass es in ausreichender Entfernung zum Entwicklungsort der Vermischungszone zu einer Angleichung der Außenströmung und der Hafenströmung kommt.

BROWN & ROSHKO (1974) entwickelten Gl. 3.3.1.1-2 zur Berechnung der Breite einer zweidimensionalen Vermischungszone (konstant über die Tiefe).

$$\frac{db}{dy_v} = 0,181 \cdot \frac{\bar{v}_{y,R} - \bar{v}_{y,H}}{\bar{v}_{y,R} + \bar{v}_{y,H}} = 0,181 \cdot \lambda \quad (3.3.1.1-2)$$

Mit:

$$b \quad \text{Breite der Vermischungszone [m]} \quad b = \frac{\bar{v}_{y,R} - \bar{v}_{y,H}}{(\partial v / \partial x_v)_{\max}} \quad (3.3.1.1-3)$$

$\lambda$	Relative Geschwindigkeitsdifferenz zwischen Hafen und Außenströmung
$\bar{v}_{y,H}$	Randstromgeschwindigkeit der Vermischungszone im Hafen in Längsrichtung [m/s]
$\bar{v}_{y,R}$	Randstromgeschwindigkeit der Vermischungszone im Fluss in Längsrichtung [m/s]
$y_v$	Längskoordinate der Vermischungszone [m]
$x_v$	Querkoordinate der Vermischungszone [m]

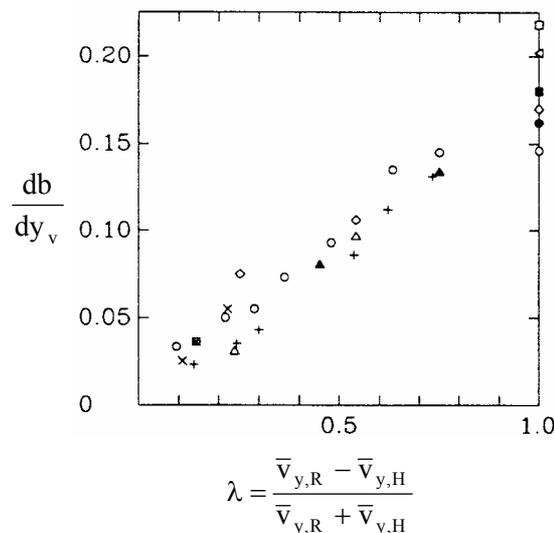


Abb. 3.3.1.1-6: Abhängigkeit des Ausbreitungswinkels der Vermischungszone von der Geschwindigkeitsdifferenz zweier Strömungen. Ergebnisse verschiedener Autoren: ▲ BROWN & ROSHKO (1974); ● LIEPMANN & LAUFER (1947); ○ MILES & SHIH (1968), ◇ MILLS (1968); ■ PATEL (1973); × PUI (1969); + SPENCER & JONES (1971); ◁ SUNYACH (1971); □ WYGNANSKY & FIEDLER (1970); △ YULE (1972) (AUS: BROWN & ROSHKO, 1974)

Unter der Annahme, dass es in ausreichender Entfernung zum Entwicklungsort der Vermischungszone zu einer Angleichung der Außenströmung und der Hafenströmung kommt und unter Verwendung einer Approximation der Randzone kann eine analytische Lösung der REYNOLDsgleichung für eine frei entwickelte Vermischungszone gefunden werden. Mit Hilfe dieser Annahmen kann gezeigt werden, dass  $db/dy_v$  konstant ist. Die Verteilung der mittleren Wassermengen in der Vermischungszone hat dabei die Form:

$$M = m_0 f(x_v / l_0) \tag{3.3.1.1-4}$$

Mit:

$m_0$  als Maß für die Wassermenge

$l_0$  als laterales Längenmaß.

Sowohl  $m_0$  als auch  $l_0$  sind Funktionen von  $y_v$ . Eine zweite Annahme zur Lösung der REYNOLDS-Gleichung ist, dass die Wirbelviskosität in der Querrichtung konstant sei (LANGENDOEN, 1992):

$$v_t = \beta \left( \bar{v}_{y,R} - \bar{v}_{y,H} \right) l_0 \quad (3.3.1.1-5)$$

Mit:

$\beta$  Mischungskonstante

Die Beziehung zwischen  $l_0$  und der Breite der Vermischungszone ist entsprechend Gleichung 3.3.1.1-6:

$$b = \sqrt{2\pi} \cdot l_0 \quad (3.3.1.1-6)$$

Das Profil der mittleren Längsgeschwindigkeiten in einer ebenen Vermischungszone kann durch ein Fehlerintegral oder eine Summenverteilung beschrieben werden (TOWNSEND, 1976; in: LANGENDOEN, 1992):

$$\bar{v}_y(x_v) = \bar{v}_{y,H} + \left( \bar{v}_{y,R} - \bar{v}_{y,H} \right) f(\eta) = \bar{v}_{y,H} + \left( \bar{v}_{y,R} - \bar{v}_{y,H} \right) \cdot (2\pi)^{-1/2} \int_{-\infty}^{\eta+\eta_0} e^{-y_v^2/2} dy_v \quad (3.3.1.1-7)$$

Mit:

$\eta = x_v / l_0$  Position der Trennlinie

Unter Berücksichtigung der Impulserhaltungsgleichung ergibt sich für die laterale Position ( $\eta = -\eta_0$ ) der Trennlinie (vgl. Abb. 3.3.1-1) Gleichung 3.3.1.1-8. Die Geschwindigkeit in der Trennlinie setzt sich aus der Geschwindigkeit im Hafen und der Geschwindigkeit in der Außenströmung zu gleichen Teilen zusammen ( $\bar{v}_y = (\bar{v}_{y,R} + \bar{v}_{y,H})/2$ ).

$$\eta = \frac{\sqrt{2}-1}{\sqrt{2\pi}} \cdot \left( \frac{\bar{v}_{y,H}}{\bar{v}_{y,R} - \bar{v}_{y,H}} + \frac{1}{2} \right)^{-1} \quad (3.3.1.1-8)$$

Die Trennlinie verschiebt sich zu der Seite mit den geringeren Geschwindigkeiten. Für quadratische Häfen und relativ große Tiefen gibt TOWNSEND (1976; in: LANGENDOEN, 1992) eine Verschiebung von  $\eta_0 = 0,22$  und ein  $x_{v0} = 0,012y_v$  an. Diese Untersuchungen haben eine Mischungskonstante von:

$$\beta = \frac{1}{2\lambda} \frac{dl_0}{dy_v} = 0,028 \quad (3.3.1.1-9)$$

bei unterschiedlichen Geschwindigkeiten ergeben. Durch Einsetzen von Gl. 3.3.1.1-2 in Gl. 3.3.1.1-9 ergibt sich jedoch ein größerer Wert von  $\beta$ :

$$\beta = \frac{(2\pi)^{-1/2}}{2\lambda} \frac{db}{dy_v} = \frac{(2\pi)^{-1/2}}{2\lambda} \cdot 0,181\lambda = 0,036 \quad (3.3.1.1-10)$$

Die Sohlreibung ist in den o.g. Gleichungen nicht enthalten. In flachen Häfen oder Flüssen hat sie jedoch einen nicht zu vernachlässigenden Einfluss auf das vertikale Geschwindigkeitsprofil. Messungen von CHU & BABARUTSI (1988) haben gezeigt, dass die durch Sohlreibung erzeugte Querkomponente der Turbulenz abnimmt, wenn die Sohlreibung  $S$  vergrößert wird (Abb. 3.3.1.1-7).

$$S = \frac{c_f b}{4h} \frac{1}{\lambda} \quad (3.3.1.1-11)$$

Mit:

$h$  Wassertiefe [m]

$\lambda$  Relative Geschwindigkeitsdifferenz zwischen Hafen und Außenströmung [-]

$c_f$  Sohlreibungskoeffizient [-] mit  $\left( \tau_b = \frac{1}{2} \rho c_f \bar{v}^2 \right)$

$\tau_b$  Sohlschubspannung [kN/m<sup>2</sup>]

$\bar{v}$  tiefengemittelte Geschwindigkeit [m/s]

CHU & BABARUTSI (1988) bestimmten in ihren Versuchen den Sohlreibungskoeffizienten  $c_f$  zu:

$$\frac{1}{\sqrt{c_f}} = -4 \log \left( \frac{1,25}{Re \sqrt{c_f}} \right) \quad (3.3.1.1-12)$$

Mit:

$Re$  Reynoldszahl ( $Re = 4vh/\nu$ )

$\nu$  kinematische Viskosität [m<sup>2</sup>/s]

In Abb. 3.3.1.1-7 wird die Querkomponente der turbulenten Bewegung durch den betragsmäßigen Geschwindigkeitsüberschuss,  $v'_{y,e}$ , in der Vermischungszone dargestellt. Der betrags-

mäßige Geschwindigkeitsüberschuss ist der Unterschied zwischen dem maximalen Betrag der Geschwindigkeit in der Vermischungszone und dem mittleren Betrag der Geschwindigkeit in den angrenzenden Strömungen, welche nur durch die Sohlreibung erzeugt werden.

CHU & BABARUTSI (1988) ermittelten eine anfängliche Ausbreitungsrate einer flachen Vermischungszone, die doppelt so groß wie die Ausbreitungsrate einer unendlichen Vermischungszone ist (vgl. Gl. 3.3.1.1-2). Dies gilt für den Nahfeldbereich, der sich, im Vergleich zum Rauigkeitslängenmaßstab  $h/c_f$ , unmittelbar an die Ablösekante anschließt (Abb. 3.3.1.1-8).

$$\frac{db}{dy_v} = 2\lambda_0 \frac{db^*}{dy_v^*} = 0,36\lambda_0 \quad \text{mit } y_v^* = c_f y_v / h \quad (3.3.1.1-13)$$

Mit :

$b^*$  Breite der Vermischungszone in Abhängigkeit von der Rauigkeit [-]

$$b^* = c_f b / 2h\lambda_0$$

$\lambda_0$  relative Geschwindigkeitsdifferenz zwischen Hafen und Außenströmung 0,01 m unterhalb der Ablösekante [-]

$y_v^*$  Rauigkeitsbeeinflusste relative Längenentwicklung [-]

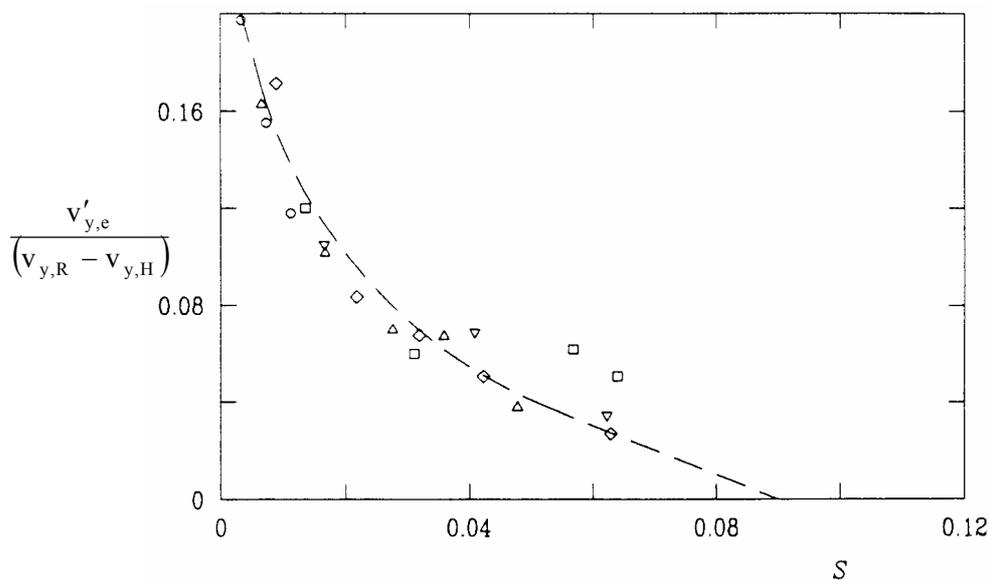


Abb. 3.3.1.1-7: Änderung der Querkomponente der Turbulenz mit der Sohlreibung  $S$ . Ergebnisse aus 5 Untersuchungen:  $\circ$   $h/c_f = 8,67$  m;  $\triangle$   $h/c_f = 4,59$  m;  $\nabla$   $h/c_f = 4,00$  m;  $\diamond$   $h/c_f = 3,72$  m;  $\square$   $h/c_f = 2,89$  m (CHU & BABARUTSI, 1988)

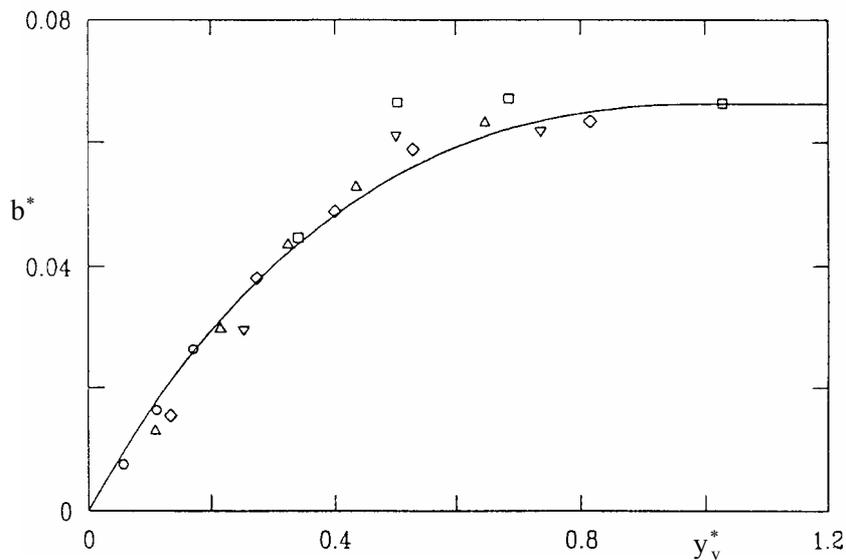


Abb. 3.3.1.1-8: Breite der Vermischungszone. Ergebnisse aus 5 Untersuchungen:  
 ○  $h/c_f = 8,67$  m; △  $h/c_f = 4,59$  m; ▽  $h/c_f = 4,00$  m; ◇  $h/c_f = 3,72$  m; □  $h/c_f = 2,89$  m;  
 ---- Gleichung 3.3.1.1-13 (CHU & BABARUTSI, 1988)

Entsprechend den Ergebnissen von CHU & BABARUTSI (1988) wird das Wachstum der Wirbel in vertikale Richtung in der Vermischungszone durch die Wassertiefe eingeschränkt. Der Energieaustausch zwischen der horizontalen Bewegung und der vertikalen Bewegung ist in einer flachen Vermischungszone eingeschränkt und resultiert in einer größeren anfänglichen Ausbreitungsrate.

Die Ausbreitungsrate der Vermischungszone reduziert sich mit zunehmender Bedeutung der Sohlreibung im Fernfeld. CHU & BABARUTSI (1988) bestimmten die Ausbreitungsrate zu:

$$\frac{db}{dy_v} = 0,36\lambda_0 \left(1 - \frac{S}{0,09}\right) \quad \text{für } S < 0,09 \quad (3.3.1.1-14a)$$

$$\frac{db}{dy_v} = 0 \quad \text{für } S > 0,09 \quad (3.3.1.1-14b)$$

Eine Ausbreitungsrate von Null für  $S > 0,09$  erscheint jedoch fraglich. Die Turbulenz in der Vermischungszone ist für  $S > 0,09$  genauso groß wie die Turbulenz in der umliegenden Strömung. Die Breite der Vermischungszone sollte dementsprechend weiter zunehmen, da Wasser aus der umgebenden Strömung in die Vermischungszone eingetragen wird.

Unter der Annahme, dass die mittlere Geschwindigkeit in der umgebenden Strömung in  $y$ -Richtung konstant bleibt, gilt die folgende Beziehung zwischen  $b^*$  und  $y_v^*$ :

$$b^* = 0,18 y_v^* e^{-y_v^*} \quad \text{für: } y_v^* < 1 \quad (3.3.1.1-15a)$$

$$b^* = 0,18 e^{-1} = 0,066 \quad \text{für: } y_v^* \geq 1 \quad (3.3.1.1-15b)$$

Die Mischungskonstante  $\beta$  ist für diesen Fall einer in der Höhe begrenzten Vermischungszone nicht konstant. Substitution von Gl. 3.3.1.1-15 in Gl. 3.3.1.1-9 ergibt:

$$\beta = \frac{e^{-c_f y_v / h}}{(2\pi)^{1/2}} \left( 0,1845 - 0,18 \frac{c_f y_v}{h} \right) \quad (3.3.1.1-16)$$

TORDA ET AL. (1953) untersuchten die Vermischung von parallelen Halbstrahlen unterschiedlicher Geschwindigkeiten. Ein Ergebnis ist, dass die Breite der Vermischungszone mit kleiner werdender Geschwindigkeitsdifferenz abnimmt. Diesen Einfluss der Geschwindigkeitsdifferenz auf die Breite der Vermischungszone wird auch in dem Ansatz von ROTTA & TOWNSEND (in BOOIJ, 1986) berücksichtigt:

$$b = 0,10 \cdot \left( 1 - \bar{v}_{y,H} / \bar{v}_{y,R} \right)^2 \cdot y_v \quad (3.3.1.1-17)$$

Die unterschiedlichen Ausbreitungsraten in den Experimenten von BROWN & ROSHKO (1974) und CHU & BABARUTSI (1988) resultieren aus unterschiedlichen Anfangsbedingungen an der Ablösekante. Die Ausbreitungsrate der Vermischungszone zwischen einem Hafen und einer Außenströmung reagiert u.a. sensitiv auf (LANGENDOEN, 1992):

- Unterschiedliche Turbulenz in Außen- und Hafenströmung,
- Struktur und Grad der Fluktuation der Turbulenz in der Grenzschicht oberhalb der Ablösekante,
- Krümmung der Trennlinie der Vermischungszone und der Winkel zwischen beiden Strömungen,
- Sohlreibung in flachen Vermischungszonen.

DURSTHOFF (1970) untersuchte die Größe und Ausdehnung der Vermischungszone in einem 20 m langen, 0,7 m breiten und 0,35 m tiefen hydraulischen Modellgerinne. Die Kantenlängen des angeschlossenen rechtwinkligen Hafenbeckens variierten zwischen 1 m und 2 m. Die Versuche wurden mit konstanten Wasserständen und Rinnengeschwindigkeiten zwischen

0,05 m/s und 0,4 m/s durchgeführt ( $\lambda = 0,7$  bis  $0,8$ ). Die Ausdehnung der Vermischungszone wurde mit Hilfe eines Farbtracers in der Nähe der oberstromigen Ecke der Einfahrt zum Hafen visualisiert und fotografisch ausgewertet. Diese Art der Auswertung führt zu einer Überschätzung der Breite der Vermischungszone. Zum einen ist die Diffusion des Materials größer als der Impuls in Querrichtung, aber auch die Ränder der Vermischungszone sind aufgrund ihrer gewellten Form nicht genau zu bestimmen. Als ein Ergebnis der fotografischen Auswertung ergab sich, dass die Hafenzlänge und die mittlere Geschwindigkeit keinen nennenswerten Einfluss auf die Geometrie der Vermischungszone haben. Die Vermischungszone wurde dabei bis zur unterstromigen Hafenzwand betrachtet. Die Einströmbreite in den Hafen beträgt dabei ca. 20% der Einfahrtbreite ( $B_E$ ), so dass sich die Bezugslänge der Vermischungszone zu  $L_v = 0,8 B_E$  ergibt.

Im Gegensatz zu den Untersuchungen von LIEPMANN & LAUFER (1947) im Windkanal verlief die Strahlausbreitung in den Versuchen von DURSTHOFF (1970) weder symmetrisch noch linear. Die rinnen- bzw. hafenseitige Breitenentwicklung  $b_{vH}$  bzw.  $b_{vR}$  kann mit den Gleichungen 3.3.1.1-18 und 3.3.1.1-19 beschrieben werden. Die verwendeten Symbole sind in Abb. 3.3.1.1-9 dargestellt.

$$\frac{b_{vH}}{b_{vH_0}} = \left( \frac{Y_v}{L_v} \right)^{0,52} \quad (3.3.1.1-18)$$

$$\frac{b_{vR}}{b_{vR_0}} = \left( \frac{Y_v}{L_v} \right)^{0,63} \quad (3.3.1.1-19)$$

Die erhöhte Ausbreitungsrate in der Rinne ist wahrscheinlich auf eine erhöhte Turbulenz im Fluss zurückzuführen. Die Ausbreitungsrate nimmt auch hier mit dem Abstand zur Ablösekante ab. Die Sohlreibung in Abhängigkeit zur Wassertiefe lag bei  $h/c_f = 75$ . Der Einfluss der Sohlreibung ist jedoch nur sehr gering, da die Einfahrtbreite bei 1 m lag. Die Abnahme der Ausbreitungsrate der Vermischungszone in Richtung der unterstromigen Ecke kann auch auf die Zunahme der Strömungsgeschwindigkeiten im Hafen, in Richtung der unterstromigen Ecke, zurückgeführt werden. Die Geschwindigkeitsdifferenz  $\lambda$  verringert sich dadurch entsprechend, genauso wie die Ausbreitungsrate (nach Gl. 3.3.1.1-2).

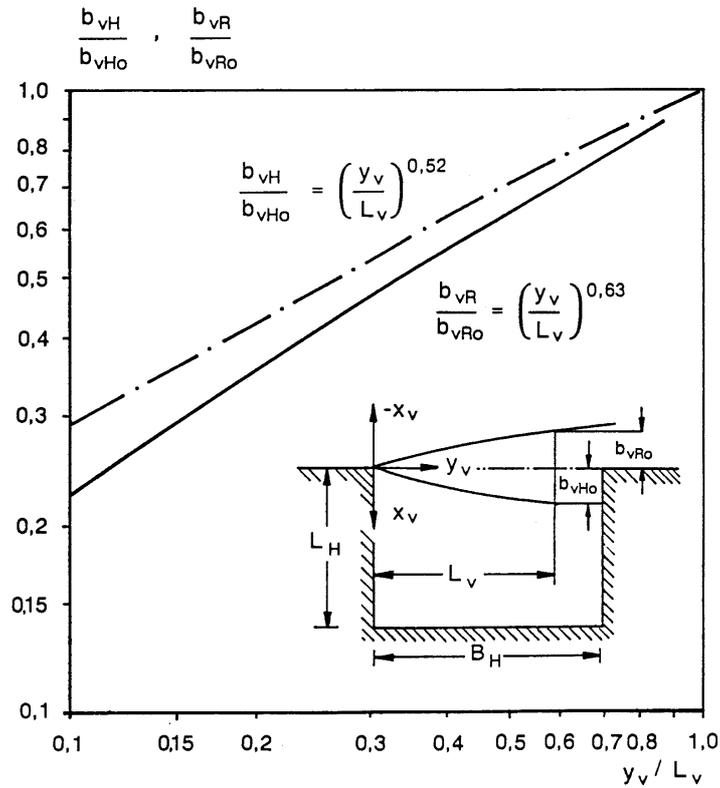


Abb. 3.3.1.1-9: Entwicklung der Breite der Vermischungzone (DURSTHOFF, 1970)

Die Abhängigkeiten der Teilbreiten  $b_{vHo}$  bzw.  $b_{vRo}$  bei  $Y_v = L_v$  von der Hafensbreite  $B_H$  sind in Abb. 3.3.1.1-10 dargestellt (Hafensbreite  $B_H =$  Einfahrtsbreite  $B_E$ ).

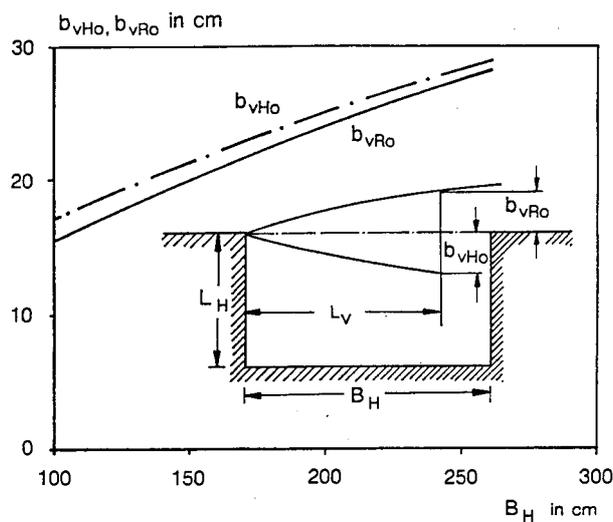


Abb. 3.3.1.1-10: Entwicklung der Teilbreiten der Vermischungzone ( $b_{vHo}$  bzw.  $b_{vRo}$ ) in Abhängigkeit von der Hafensbreite  $B_H$  (DURSTHOFF, 1970)

OBRAZOVSKIJ (1962) (in: MÜLLER, 1990) geht von einer symmetrischen Verteilung der Vermischungszone aus (Gl. 3.3.1.1-20).

$$\frac{b_v}{b_{v_0}} = \left( \frac{Y_v}{L_v} \right)^{0,5} \quad (3.3.1.1-20)$$

Die wirksame Länge der Vermischungszone ist dabei eine Funktion der Hafenbreite, des Mündungswinkels sowie des Abstandes des Walzenzentrums zur unterstromigen Hafengrenzung. Eine Angabe zu  $b_{v_0}$  wurde nicht gemacht.

Der Einfluss der Walzenströmung wird bei DURSTHOFF (1970) als Grund für die Verringerung der Ausbreitung der Vermischungszone gegenüber einem linearen Ansatz genannt. In Fließrichtung der Rinne betrachtet (y-Richtung) nimmt die korrespondierende Geschwindigkeitskomponente ( $v_y$ ) der Walzenströmung von der oberstromigen Einfahrtsecke her zu. Die Differenz zwischen  $\bar{v}_{y,R}$  und  $\bar{v}_{y,H}$  verringert sich. Nach den Messungen von TORDA, ET AL. (1953) führt dies zu einer relativen Abnahme der Breite der Vermischungszone. Die Trennlinie ist bei den Untersuchungen von DURSTHOFF (1970), im Gegensatz zu anderen Untersuchungen mit unbegrenzter Dicke der Vermischungszone (geringer Einfluss der Sohlreibung), in den Fluss verlagert. Dies wird nach DURSTHOFF (1970) durch die relativ dicke Grenzschicht oberhalb des Ablösepunktes ausgelöst. Unter Berücksichtigung der Massenerhaltung müssen sich die Geschwindigkeiten in der Rinne vor dem Hafen erhöhen.

BOUIJ (1986) bestimmte die Breite der Vermischungszone anhand von gemessenen Geschwindigkeitsprofilen in der Längskomponente  $\bar{v}_y$ . Die Trennlinie der Vermischungszone stellt sich als gekrümmt und in den Hafen verlagert dar. Die Messungen wurden in einer Tiefe von  $z = 0,5 h$  durchgeführt und basieren auf der Annahme, dass die Strömungsverteilung zweidimensional ist. Das verwendete Modell war 18 m lang, 1,0 m breit und 0,11 m tief. Auf der Basis einer mittleren Rinnengeschwindigkeit von  $\bar{v}_R = 0,5 \text{ m/s}$  ( $\lambda \approx 0,8$ ) wurden umfangreiche Untersuchungen geometrischer Parameter, wie z.B. Länge – Breiten – Verhältnis, Einfahrtswinkel, Öffnungsweite und Hafenform durchgeführt. Einen Einfluss der Sohlreibung konnte BOUIJ (1986) nicht feststellen. Die Sohlreibung in Abhängigkeit zur Wassertiefe lag bei  $h/c_f = 20$ , die Einfahrtbreite betrug 1 m.

An den Rändern des Vermischungsbereiches beträgt die Abweichung der Längsstromkomponente von den Bezugsgrößen  $\bar{v}_{y,R}$  und  $\bar{v}_{y,H}$ :

$$\bar{v}_y = (\bar{v}_{y,R} - \bar{v}_{y,H}) / 2 \cdot Eu \quad (3.3.1.1-21)$$

Mit:

Eu EULERSche Zahl [-]

$\bar{v}_{y,R}$  und  $\bar{v}_{y,H}$  entsprechen dabei den Geschwindigkeiten an den Orten des jeweiligen Querschnittes, an denen eine deutliche Änderung des Geschwindigkeitsgradienten  $d\bar{v}_y/dx$  zu erkennen ist. Innerhalb der Vermischungszone ist der Gradient nahezu konstant. Der in Abb. 3.3.1.1-11 angedeutete geschwungene Verlauf der Vermischungszone stimmt weder mit dem linearen Ansatz aus der Aerodynamik (LIEPMANN & LAUFER 1947) noch mit den Ansätzen von DURSTHOFF (1970) und OBRAZOVSKIJ (1962) überein.

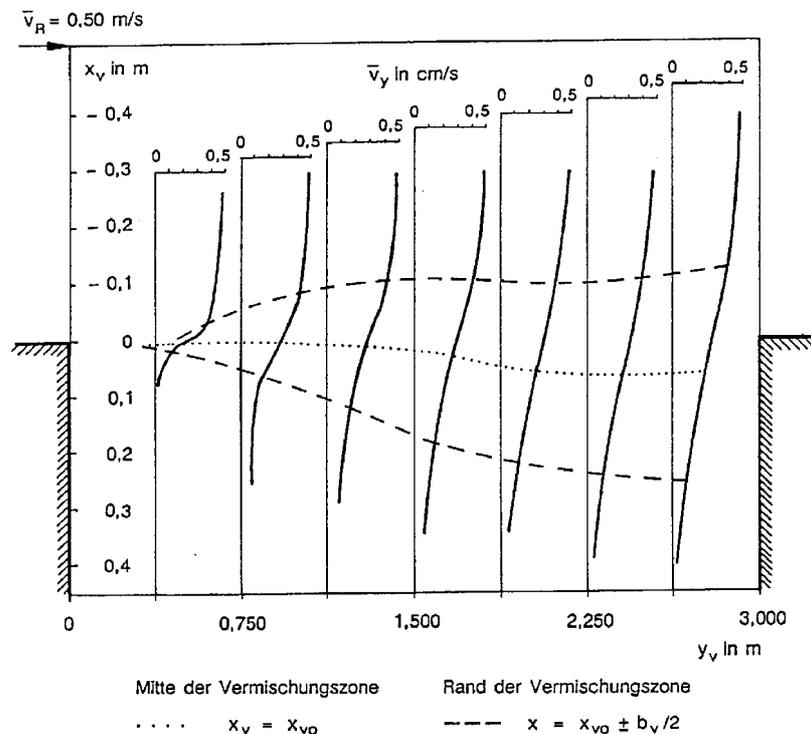
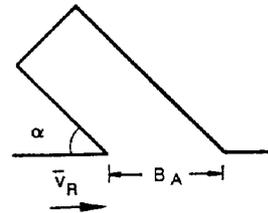


Abb. 3.3.1.1-11: Entwicklung der Vermischungszone bei einem 3 x 3 m großen Hafenbecken (BOOIJ, 1986)

Durch die Geometrie des Hafenbeckens und den Uferverlauf der Rinne werden die Strömungsvorgänge in der Hafeneinfahrt zusätzlich beeinflusst. Eine universelle Beschreibung der Form der Ausbreitungszone und der zugehörigen Geschwindigkeitsprofile kann daher nicht gegeben werden. Die Untersuchungen von BOOIJ (1986) mit unterschiedlichen Einfahrtrichtungen  $\alpha$  bestätigen diese Aussage. In der Tafel 3.3.1.1-1 sind beispielhaft einige

Breiten der Vermischungszone  $b_0$  am unterstromigen Rand der Einfahrt in Relation zur Einfahrtsbreite  $B_A$  aufgetragen.

$\alpha$	$b_0/B_A$
45°	0,11
90°	0,19
135°	0,28



Tafel 3.3.1.1-1: Einfluss der Einfahrtswinkel auf die Breite der Vermischungszone  
(BOOIJ, 1986)

Bei der Betrachtung der Längsentwicklung der Vermischungszone muss auch die unterstromige Hafenecke mit einbezogen werden. Durch den Staudruck an der unterstromigen Hafenecke wird die Längsentwicklung der Vermischungszone begrenzt. Der Staudruck lenkt einen Teil der Strömung aus der Vermischungszone in den Hafen um. In Abb. 3.3.1.1-12 sind die Isobaren der ebenen Staupunktströmung einer ideellen Flüssigkeit dargestellt. Am Staupunkt gilt  $\bar{v}_x = \bar{v}_y = 0$ . Infolge der Geschwindigkeitsabnahme nimmt der Druck zum Staupunkt hin zu.

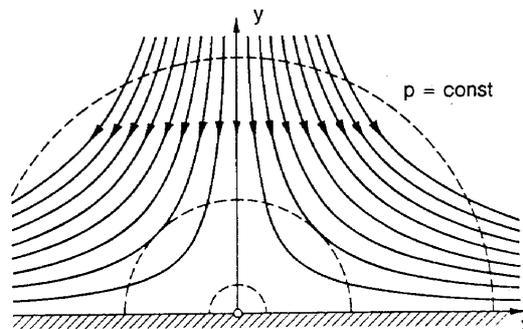


Abb. 3.3.1.1-12: Ebene Staupunktströmung einer ideellen Flüssigkeit  
(WIEGHARDT, 1965)

Im Gegensatz zur Darstellung in Abb. 3.3.1.1-12 wird die mittlere Strömung zusätzlich durch die Wirbelbewegungen aus der Vermischungszone überlagert. Aufgrund dieser turbulenten Bewegungen in der Vermischungszone ist die Lage des Staupunktes ebenfalls veränderlich. Sie kann nur bei der Betrachtung eines ausreichend langen Zeitraumes als konstant angenommen werden.

Die Abb. 3.3.1.1-13 zeigt die Bewegung von Treibkörpern im Einfahrtsbereich eines Hafens. Die Abbildung wurde aus 15 Aufnahmen zusammengestellt. Die mittlere Rinnengeschwindigkeit betrug 30,5 cm (INGBER, 1985).

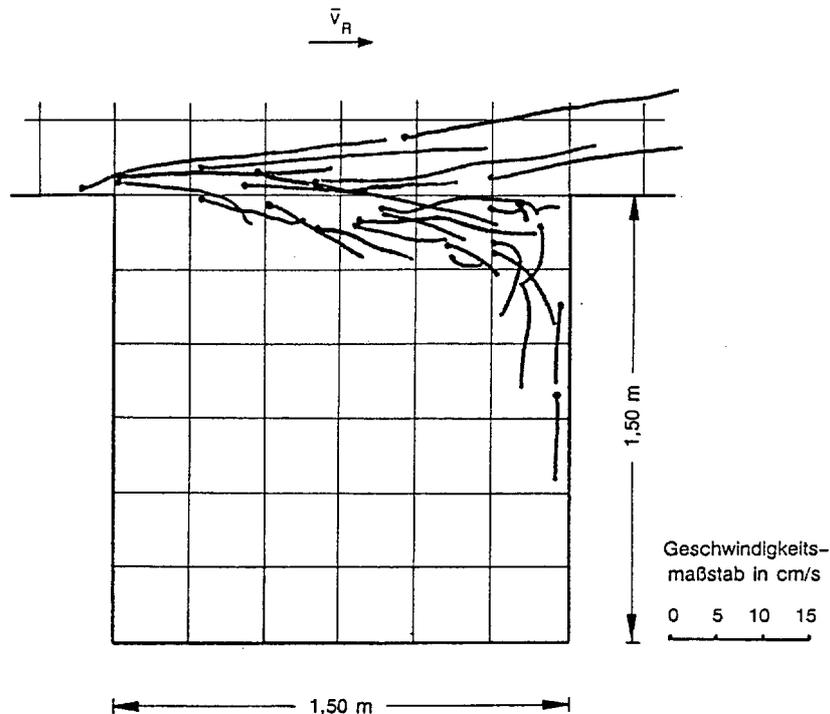


Abb. 3.3.1.1-13: Aufnahme von Treibkörpern im Einfahrtsbereich, Belichtungszeit: 3s, 15 Aufnahmen (INGBER, 1985)

Die Lage des Staupunktes sowie die Art der Strömungsumlenkung bestimmt die Menge der Energie, die auf den Wasserkörper im Hafenbecken übertragen wird (DURSTHOFF, 1970).

### 3.3.1.2 Die Strömung im Hafenbecken (Walzenströmung)

Im Hafenbecken lässt sich das Strömungsbild durch eine oder mehrere Lotrechte Walzen beschreiben. In vereinfachter Form wurden diese Bewegungsvorgänge bereits von SCHLICHTING (1965) als Drehströmung über festem Grund beschrieben (Abb. 3.3.1.2-1).

Für Wasserteilchen mit einem großen Grundabstand  $z$  besteht ein Gleichgewicht zwischen Zentrifugalkraft und dem radialen Druckgradienten. In Sohlhöhe werden die Teilchen durch die Sohlreibung abgebremst, so dass sich die Zentrifugalkraft verringert. Bei gleichbleibendem Druckgradienten entsteht am Boden eine radial nach innen gerichtete Strömung, die aus Kontinuitätsgründen eine axiale Aufwärtsströmung verursacht. Sedimentteilchen an der Wasseroberfläche bewegen sich von der Walzenmitte in einer Spiralbewegung an den Walzenrand

zurück und werden schließlich zum Teil über die Vermischungszone in die Außenströmung abgegeben. Dieser sog. Teetasseneffekt kann in physikalischen Versuchen an Farbfahnen von an der Sohle ausgelegten Kaliumpermanganatkörnern nachvollzogen werden. Die Farbfahnen bewegen sich spiralförmig auf das Walzenzentrum zu (3.3.1.2-2).

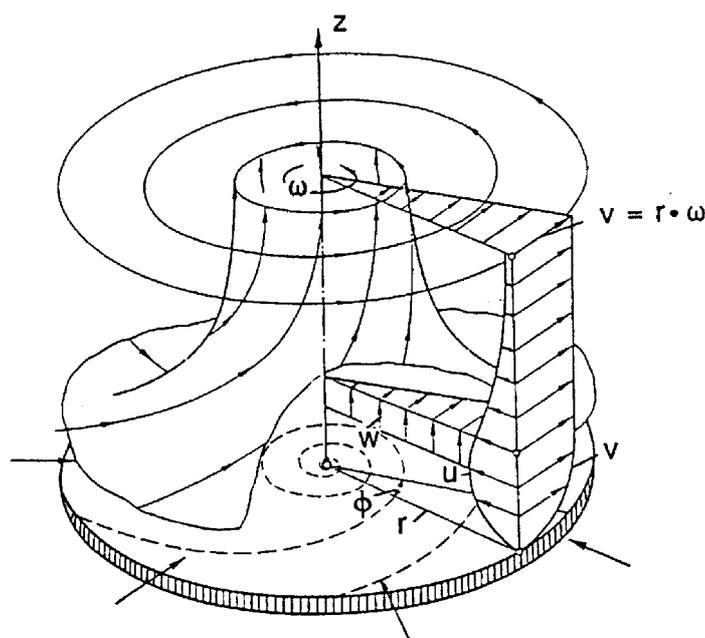


Abb. 3.3.1.2-1: Drehströmung über festem Grund (SCHLICHTING, 1965)

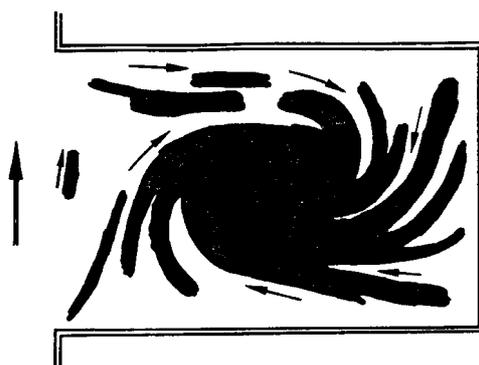


Abb. 3.3.1.2-2: Sohlströmungen in einem Hafenbecken aus einer Aufnahme von Kaliumpermanganatfahnen (ROHR, 1933)

In Abb. 3.3.1.2-3 ist die von LANGENDOEN ET AL. (1994) ermittelte vertikale Geschwindigkeitsverteilung am Rand der Drehströmung in einem Hafen ( $b=1\text{m}$ ,  $l=1\text{m}$ ) dargestellt. Zusätzlich zu der o.g. Sekundärströmung von der Walzenmitte an der Wasseroberfläche zum Rand und am Boden wieder zur Walzenmitte zurück sind die sohlnahen Geschwindigkeiten im Be-

reich nahe der unterstromigen Hafengebrenzung um bis zu 50% höher, als die Geschwindigkeiten in den oberen Wasserschichten. Diese Strömungsverteilung entsteht, sobald sich die Drehströmung voll ausgebildet hat und dauert bis zum Auflösen der Drehströmung während der Stillwasserphase an. Durch eine Verminderung der Einfahrtsbreite um 50% wurde in den Versuchen von LANGENDOEN ET AL. (1994) die Sekundärströmung um 2/3 verringert und die sohnahen Geschwindigkeiten waren rd. 35% größer als die Geschwindigkeiten in den oberen Wasserschichten.

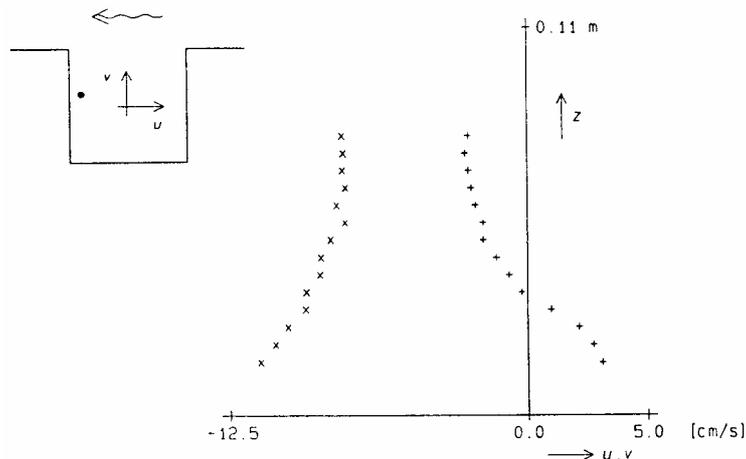


Abb. 3.3.1.2-3: Vertikale Geschwindigkeitsverteilung am Rand der Drehströmung in einem quadratischen Hafen ( $l=1\text{m}$ ,  $b=1\text{m}$ ,  $h_m=0,11\text{m}$ ): + = Geschwindigkeiten in u-Richtung, x = Geschwindigkeiten in v-Richtung (LANGENDOEN ET AL., 1994)

Auf dem gleichen Weg geraten Sedimente, die durch die Vermischungszone in das Hafenbecken gelangen, in den Bereich niedriger Geschwindigkeiten. Die Ablagerungsmenge im Walzenzentrum ist von der Größe der Strömungsgeschwindigkeit, der Entwicklung der Turbulenz im Hafenbecken sowie von den Eigenschaften des Sediments abhängig. Bei ROHR (1933) ist in charakteristischen Ablagerungsbildern zu erkennen, dass sich das gröbere Geschiebe in den Außenbereichen der Walze ablagert, während die feineren Schwebstoffe durch die Spiralströmung in das Walzenzentrum geführt werden (Abb. 3.3.1.2-4). Die in der Walzenmitte entstehende Sedimentlinse kann in vielen Hafenbecken beobachtet werden (K.D. MÜLLER, 1988; FRANZIUS-INSTITUT, 1999).

Die Anzahl der Walzen ist von der Geometrie der Hafeneinfahrt und des Hafenbeckens, der Außenströmung und der Reibung im Hafenbecken abhängig. Bis zu einem Verhältnis von  $B_H/L_H = 0,5$  bilden sich in stationären Strömungen Mehrfachwalzensysteme aus (Abb. 3.3.1.2-5).

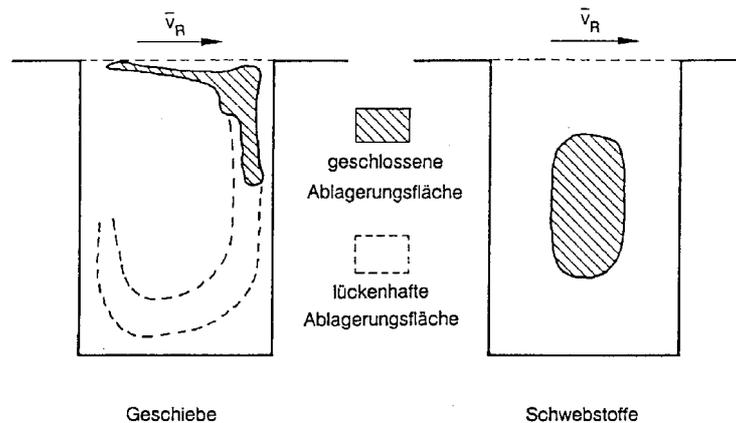


Abb. 3.3.1.2-4: Ablagerungsformen in Hafenbecken (ROHR, 1933)

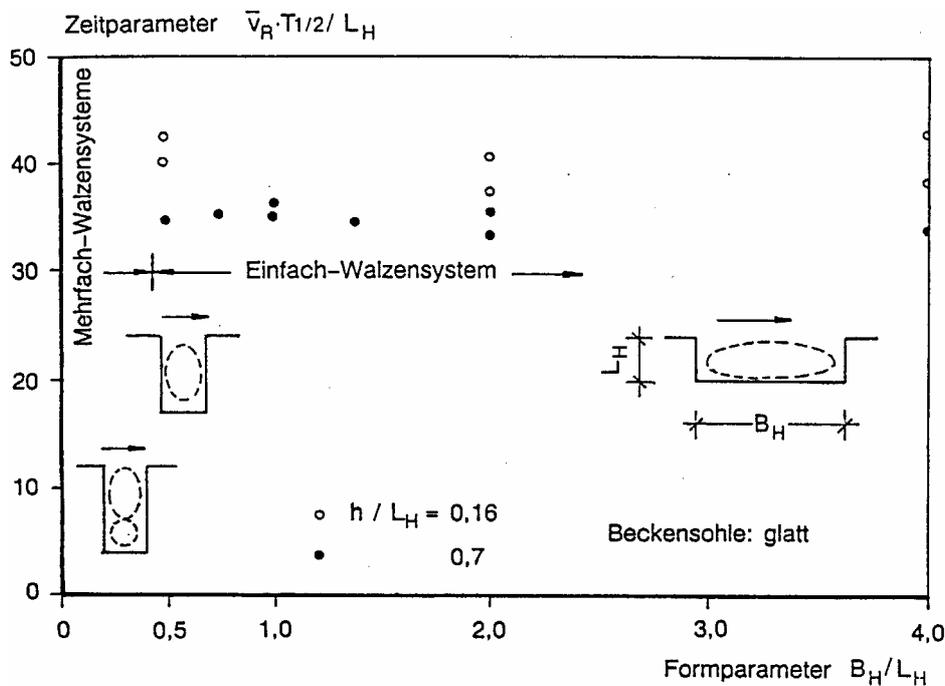


Abb. 3.3.1.2-5: Walzenbildung in Abhängigkeit vom Breiten-Längen-Verhältnis (WESTRICH, 1977a)

Schon kleinere Einbauten können das Strömungsbild im Hafenbecken deutlich verändern (VOLLMERS, 1963, MÜLLER, 1988). Bis zu einem Längen- und Breitenverhältnis der Walze von  $L_W/B_W = 1,6$  bildet sich bei BOOIJ (1986) in einem rechtwinklig zur Strömung angeordneten Hafenbecken eine Primärwalze aus. Bei einem größeren Längen-/Breitenverhältnis als  $L_W/B_W = 1,6$  bildete sich eine Sekundärwalze aus. Bei DURSTHOFF (1970) trat eine Sekundärwalze erst bei einem Längen/Breitenverhältnis von 2 auf, bei ROHR (1933) trat auch bei einem Verhältnis von  $L_W/B_W = 1,4\text{m} / 0,65\text{m} = 2,15$  lediglich eine Walze auf. Anhand der in Tafel

3.3.1.2-1 dargestellten Randbedingungen ist der Einfluss der Außenströmung  $\bar{v}_R$ , der Wassertiefe  $h$  und des Einfahrtswinkels  $\alpha$  zu erkennen. Mit zunehmendem Winkel wird die Umlenkung der Staupunktströmung verringert. Dadurch nehmen die Ausdehnung der Walze und ihre Drehgeschwindigkeit zu (Abb. 3.3.1.2-6). Die Modellsohle ist in allen drei Fällen als glatt anzusehen.

Verfasser	$\bar{v}_R$ [m/s]	$h$ [m]	$\alpha$ [°]	$L_W / B_W$
ROHR (1933)	0,12 und 0,20	0,05	90	2,15
DURSTHOFF (1970)	0,32	0,35	90	2,00
			45	1,50
BOUIJ (1986)	0,50	0,11	90	1,60
			135	2,20

Tafel 3.3.1.2-1: Längen- und Breitenverhältnis  $L_W / B_W$  der Primärwalze bei unterschiedlichen Randbedingungen (MÜLLER, 1990)

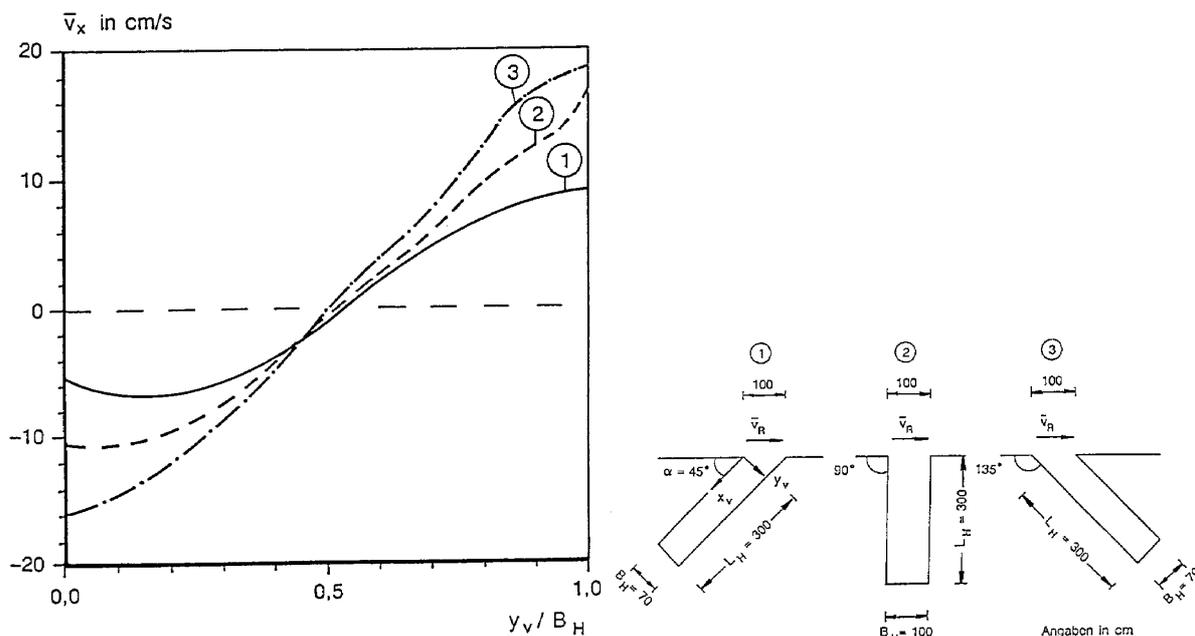


Abb. 3.3.1.2-6: Strömungsverteilung in der Primärwalze bei unterschiedlichem Einfahrtswinkel, gemessen im Querschnitt durch das Walzenzentrum (BOUIJ, 1986)

Abb. 3.3.1.2-7 zeigt den Einfluss eines Versatzes in der Linienführung des hafenseitigen Ufers (BOUIJ, 1986). Die Reduzierung der Rinnenbreite unterhalb des Hafens (3) hat eine Verringerung der Walzenströmung von rd. 40% gegenüber dem Strömungszustand mit geradlinigem Uferverlauf (1) zur Folge. Der umgekehrte Versatz (2) hat eine leichte Erhöhung der

Strömungsgeschwindigkeiten im Einströmbereich zur Folge. Die Randbedingungen waren bei allen Versuchen gleich.

Die Unterschiede werden von BOOIJ (1986) für den Fall der Verbreiterung (2) mit der bereits in der Vermischungszone stattfindenden Umlenkung der Strömung in den Hafen und der einhergehenden Verkleinerung des Umlenkwinkels am Staupunkt beschrieben. Im Fall (3) ist die Strömung durch die Einengung unterhalb des Hafens von der Einfahrt weggerichtet. Die innere Reibung wird durch eine stärkere Umlenkung an der unterstromigen Hafenwand erhöht, so dass die Walzenströmung abnimmt.

Die Geschwindigkeitsverteilung in den Hafenbecken kann bei gleicher Außenströmung von der Hafengeometrie und von der Gestaltung der Einfahrt (z.B. Teilschließung) beeinflusst werden (BOOIJ, 1986; WESTRICH, 1977)

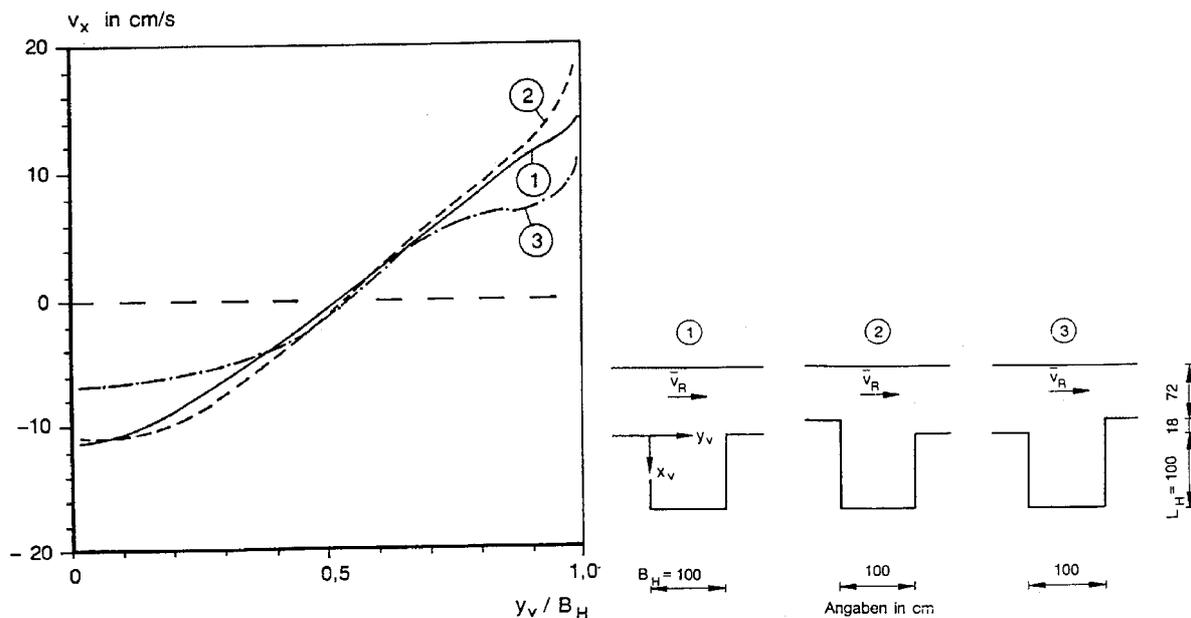


Abb. 3.3.1.2-7: Einfluss eines Ufersversatzes auf die Strömungsverteilung in der Primärwalze, gemessen im Querschnitt durch das Walzenzentrum (BOOIJ, 1986)

Die Geschwindigkeiten in der Walze im Hafenbecken sind in der Nähe des Staupunktes am größten. Sie nehmen in Strömungsrichtung der Walze ab (Abb. 3.3.1.2-8). Die maximal auftretenden Geschwindigkeiten der Walzenströmung in einem quadratischen Hafen, bei dem die Einfahrtsbreite identisch mit der Hafebreite ist ( $B_E = B_H$ ), liegen bei rd. 33% der Außengeschwindigkeit (DURSTHOFF, 1970). Die mittlere Geschwindigkeit der Walze betrug rd.  $0,22 \bar{v}_R$ . BOOIJ (1986) hatte bei seinen Messungen geringere Geschwindigkeiten vorgefunden.

Die Maximalgeschwindigkeit lag bei  $0,25 \bar{v}_R$  und die mittlere Geschwindigkeit bei  $0,17 \bar{v}_R$ . Die Unterschiede zwischen den Ergebnissen von DURSTHOFF und BOOIJ liegen in den Versuchsdurchführungen. BOOIJ hatte eine Wassertiefe von 0.105 m die, verglichen zu der Wassertiefe bei den Versuchen von DURSTHOFF von 0,35 m, gering ist und daher einen höheren Einfluss der Sohlreibung aufweist. Die Sohlreibungskoeffizienten lagen bei  $c_f \approx 0,005$  (BOOIJ, 1986) und  $c_f \approx 0,0045$  (DURSTHOFF, 1971). Bei Häfen mit  $B_E/B_H < 1$  sind die Geschwindigkeiten der Walze aufgrund der verminderten Einfahrtsbreite geringer.

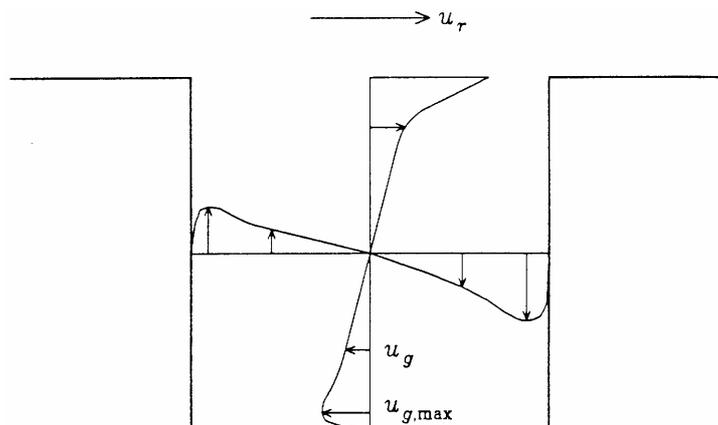


Abb. 3.3.1.2-8: Geschwindigkeitsverteilung entlang der Hauptachsen der Drehströmung in einem quadratischen Hafen (LANGENDOEN, 1992)

Die bislang durchgeführten und hier wiedergegebenen Untersuchungen gehen bei der Beschreibung der Strömungszustände von einer 2-dimensionalen tiefengemittelten Strömung aus. Lediglich die Darstellungen von SCHLICHTING (1965) (Abb. 3.3.1.2-1) und von LANGENDOEN, ET AL. (1994) (Abb. 3.3.1.2-3) vermitteln einen Eindruck über die komplexe 3-dimensionalität der in einem Hafen vorherrschenden Strömungsverhältnisse. Die von SCHLICHTING (1965) dargestellte komplexe Strömung ist bislang nicht aufgemessen und abgeglichen worden.

### 3.3.1.3 Massenaustausch zwischen Hafen und Außenströmung

Einen wesentlichen Anteil am Massenaustausch zwischen Hafen und Außenströmung haben die Vermischungsprozesse in der Hafeneinfahrt. Der eigentliche Austausch findet zwischen der Vermischungszone und dem Hafen und am Staupunkt am unterstromigen Rand des Hafenbeckens, an dem ein Teil der Strömung umgelenkt wird, statt (Abb. 3.3.1-1). Ein Austausch von Sedimenten findet statt, wenn das einströmende Wasser Feinstsedimente enthält,

die in Schwebelagern sind. Der Schwebstoffaustausch kann dabei in Relation zum Wasseraustausch gesetzt werden. Der Geschiebeeintrag in Häfen wurde bislang nicht quantifiziert.

Die zugehörigen Austauschkoefizienten können mit Hilfe der REYNOLDSSchen Analogie, nach der der Austausch von Masse proportional zum Impulsaustausch ist, aus der Messung der turbulenten Schwankungen heraus bestimmt werden (vgl. Kap. 3.3). Der eigentliche Austauschprozess kann dabei als Diffusion angesehen werden. Die Diffusivität setzt sich dabei aus der Wirbelviskosität  $\nu_t$  oder dem Diffusionskoeffizienten  $D_t$  zusammen. Die beiden Koeffizienten sind durch die turbulente SCHMIDT- oder PRANDTLZAHL miteinander gekoppelt (vgl. Gl. 3.3.1.1-21). Der Wert der PRANDTLZAHL hängt von der Menge des transportierten Materials und der Art der Turbulenzerzeugung ab ( $Pr = 0,9$  für Wandreibung,  $Pr = 0,5$  in Vermischungszonen und  $Pr = 0,7$  für einen runden Strahl).

Der Austauschkoefizient  $A_x$ , der proportional zur scheinbaren Zähigkeit aus Gl. 3.3.1.1-15 ist, und die in Abb. 3.3.1.3-1 dargestellten Verteilungen des PRANDTLschen Mischungsweges  $l$  können aus einer bekannten Schubspannungsverteilung und den Geschwindigkeitsgradienten mit Hilfe der Gleichungen 3.3.1.1-16 und 3.3.1.1-17 und berechnet werden. Entsprechend zur linearen Strahlausbreitung nimmt der PRANDTLsche Mischungsweg in Strömungsrichtung proportional zur Entfernung von der Ablösekannte zu (Abb. 3.3.1.3-2). Die Dissipationswirbel wachsen mit der Quadratwurzel dieses Abstandes.

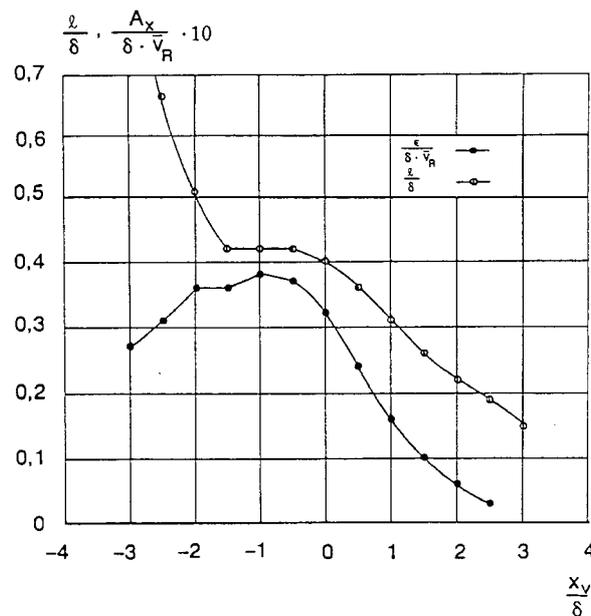


Abb. 3.3.1.3-1: Veränderung des Austauschkoefizienten  $A_x$  und des PRANDTLschen Mischungsweges  $l$  über die Breite der Vermischungszone (LIEPMANN & LAUFER, 1947)

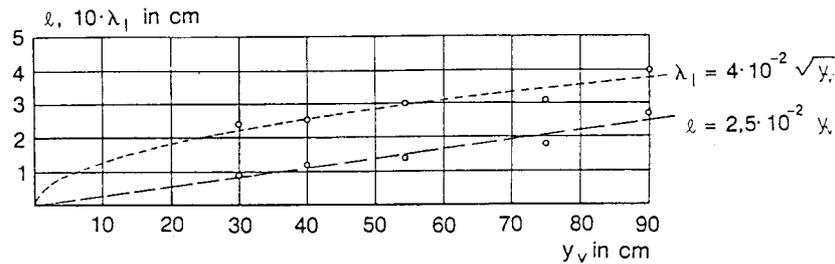


Abb. 3.3.1.3-2: Entwicklung des PRANDTL'schen Mischungsweges und des Mikromaßes entlang der Achse der Vermischungszone (LIEPMANN & LAUFER, 1947)

Die Austauschkoeffizienten und der Mischungsweg sind, im Fall des ebenen Halbstrahles, im allgemeinen konstant über die Breite der Vermischungszone (ROTTA, 1972). Die Parameter lassen sich als eine Funktion des Abstandes von der Ablösekannte  $y_v$  bestimmen:

$$l \approx b_v \quad (3.3.1.3-1)$$

$$v_t \approx \bar{v}_{y,v} \cdot b_v \quad (3.3.1.3-2)$$

wobei Gl. 3.3.1.3-2 mit  $\bar{v}_{y,v} = \bar{v}_{\max} - \bar{v}_{\min}$  der Gl. 3.3.1.1-20 entspricht.

Die Grundlage eines Ansatzes von YUE (1986, in: MÜLLER, 1990) zur Berechnung des Schwebstoffeintrages in ein Hafenbecken beruht auf der Grundlage der Annahme, dass der Mischungsweg proportional zur Breite der Vermischungszone ist. Der Proportionalitätsfaktor wird mit weiteren Faktoren zu einer Größe zusammengefasst und muss aus Modellversuchen bestimmt werden.

Einen Ansatz zur Beschreibung des Austausches in der Vermischungszone, der auf der Verteilung der Längsströmungsgeschwindigkeit nach der Fehlerintegralfunktion, sowie der Annahme von affinen Strömungsprofilen und einer linearen, ebenen Strahlausbreitung basiert, wurde von BOOIJ (1986) entwickelt.

BOOIJ setzt dabei voraus, dass an jeder Stelle des Querschnittes die Anteile aus Rinnen- und Hafenwasser ( $p_R$  bzw.  $p_H$ ) zusammen den Wert 1 ergeben, und dass die Geschwindigkeit an der gleichen Stelle sich aufgrund der Impulserhaltung aus den entsprechenden Anteilen der Rinnen- und Hafengeschwindigkeit zusammensetzt:

$$p_H + p_R = 1 \quad (3.3.1.3-3)$$

$$v_\phi = p_H \cdot \bar{v}_{y,H} + p_R \cdot \bar{v}_{y,R} \quad (3.3.1.3-4)$$

Mit:

$\bar{v}_{y,H}$       Geschwindigkeit am hafenseitigen Rand der Vermischungszone [m/s]

 $\bar{v}_{y,R}$       Geschwindigkeit am rinnenseitigen Rand der Vermischungszone [m/s]

 $v_\phi$           Geschwindigkeit in der Vermischungszone an der Position  $\phi$  [m/s]

 $\phi$  ist eine dimensionslose Querkoordinate, die in Gl. 3.3.1.3-5 bestimmt wird.

$$X_v = x_{v_0} + c_2 \cdot b_v \cdot \phi \quad (3.3.1.3-5)$$

Mit:

 $c_2 = 0,79$  Empirischer Beiwert

 $\phi=0 = x_{v_0}$  Mitte der Vermischungszone mit  $\bar{v}_y = (\bar{v}_{y,R} + \bar{v}_{y,H})/2$ 

Mit Hilfe des Verlaufes der Fehlerintegralfunktion  $f(\phi)$  kann die Geschwindigkeit  $\bar{v}(\phi)$  beschrieben werden:

$$\bar{v}(\phi) = \bar{v}_{y,H} + 0,5 \cdot (\bar{v}_{y,R} - \bar{v}_{y,H}) \cdot f(\phi) \quad (3.3.1.3-6)$$

Mit:

$$f(\phi) = 1 - \frac{2}{\sqrt{\pi}} \cdot \int_0^\phi e^{-\phi^2} \cdot d\phi \quad (3.3.1.3-7)$$

Der Anteil des Hafenwassers an jeder Stelle der Vermischungszone lässt sich mit Gl. 3.3.1.3-8 berechnen. Der zugehörige Anteil am Wasser aus der Rinne ergibt sich aus Gl. 3.3.1.3-3.

$$p_H(\phi) = \frac{1 - v(\phi)/\bar{v}_{y,R}}{1 - \bar{v}_{y,H}/\bar{v}_{y,R}} \quad (3.3.1.3-8)$$

Die Durchflussmengenanteile des Hafenwassers  $Q_H(\phi)$  rinnenseitig von  $\phi$  und des Rinnenwassers  $Q_R(\phi)$  auf der Hafenseite können durch Integration über die Querkoordinate bestimmt werden:

$$Q_H(\phi) = h \int_{-\infty}^\phi p_H(\phi) \cdot \bar{v}(\phi) \cdot c_2 \cdot b_v \quad (3.3.1.3-9)$$

$$Q_R(\phi) = h \int_\phi^\infty p_R(\phi) \cdot \bar{v}(\phi) \cdot c_2 \cdot b_v \quad (3.3.1.3-10)$$

Der Bereich der Vermischungszone in dem beide Durchflüsse den gleichen Anteil haben, wird mit  $\phi_0$  bezeichnet. Die Austauschwassermenge lässt sich damit nach einem vereinfachten Ansatz von BOOIJ (1986) bestimmen:

$$Q_a = 0,5 \cdot (Q_H(\phi_0) + Q_R(\phi_0)) \quad (3.3.1.3-11)$$

Der Impulsaustausch wird von der Breite der Vermischungszone beeinflusst. Die Breite der Vermischungszone variiert mit der Geometrie der Einfahrt in den Hafen. Mit Hilfe der theoretischen Breite der Vermischungszone ( $b_{\text{theor}}=0,1 y_v$ ) nach LIEPMANN & LAUFER (1947) eigenen Messungen und unter Berücksichtigung der Tatsache, dass der Massenaustausch entsprechend der PRANDTL-SCHMIDT-Zahl  $Pr$  (Gl. 3.2-20) größer ist, als der Impulsaustausch, hat BOOIJ (1986) Gl. 3.3.1.3-12 als eine Abschätzung des Wasseraustausches aufgestellt.

$$Q_a \approx 0,018 \cdot h \cdot \bar{v}_{y,R} \cdot B_E \cdot b_v / b_{\text{theor}} \quad (3.3.1.3-12)$$

Mit:

$B_E$  Einfahrtsbreite [m]

$\bar{v}_{y,R}$  Strömungsgeschwindigkeit in der Rinne am Rand der Vermischungszone [m/s]

$b_v$  gemessene Breite der Vermischungszone [m]

$b_{\text{theor}}$  theoretische Breite der Vermischungszone [m]

Der Vorfaktor wurde bei einem Verhältnis von mittlerer Hafen- zu mittlerer Rinnengeschwindigkeit von  $\bar{v}_{y,H} / \bar{v}_{y,R} = 0,1$  und einer PRANDTL-SCHMIDT-Zahl von  $Pr = 0,5$  ermittelt.

Der Faktor  $b_v / b_{\text{theor}}$  hat bei einem rechtwinklig zur Rinnenströmung angeordneten Hafenbecken den Wert 1,8.

Bei der Bestimmung der Austauschwassermenge mit Hilfe der Gleichung 3.3.1.3-12 kann die Unsicherheit bei der Bestimmung von  $\bar{v}_{y,R}$  und  $b_v$  das Ergebnis nachteilig beeinflussen. Die angenommene Geschwindigkeitsverteilung sowie die Zweidimensionalität der Vermischungszone stellen ebenfalls eine Vereinfachung der tatsächlichen Strömungsvorgänge dar. Diese den Wasseraustausch beeinflussenden, turbulenten Schwankungen und die daraus resultierenden Schubspannungen bleiben ebenso unberücksichtigt, wie die Transport- und Vermischungsprozesse im Hafen. Die Formel stellt eine Näherung für die Berechnung des Wasseraustausches dar.

Untersuchungen zur Bestimmung des Wasseraustausches zwischen Hafen- und Außenströmung unter Berücksichtigung der hafenen internen Strömungsvorgänge wurden u.a. von DURSTHOFF (1970), WESTRICH (1977), BOOIJ (1986), MÜLLER (1990) und LANGENDOEN (1992) durchgeführt.

DURSTHOFF (1970) bestimmte in einem Versuchsgerinne mit anhängendem quadratischen, bzw. rechteckigen Hafen, den Wasseraustausch in Abhängigkeit von der mittleren Strömungsgeschwindigkeit  $\bar{v}_R$  und der Hafebreite  $B_H$  mit Hilfe der Absaugmethode. Bei dieser Methode wird im Einströmbereich in der Nähe des Staupunktes gerade soviel Wasser abgesaugt, dass kein durch Farbstoff gekennzeichnetes Wasser aus der Außenströmung in den Hafen gelangen kann. Das abgepumpte Wasser, das der ausgetauschten Wassermenge entsprechen soll, wird an der oberstromigen Einfahrtsecke wieder dem Hafenwasser zugegeben, so dass kein Defizit entstehen kann. VOLLMER (1963) hat festgestellt, dass bereits leichte Störungen in der Vermischungzone den Wasseraustausch nachhaltig beeinflussen können. Zudem räumt DURSTHOFF (1970) selber ein, dass es nicht möglich ist, das gesamte einströmende Wasser, das auf der gesamten Länge der Vermischungzone eingetragen wird, abzusaugen. Auf eine Darstellung der Ergebnisse wird daher hier verzichtet.

WESTRICH (1977 a+b) verwendete für seine Untersuchungen zur Bestimmung des Wasseraustausches die Lichtabsorptionsmethode. Dabei wird die zeitliche Abnahme eines konservativen Farbstoffes über die Absorption von Laserlicht gemessen. Die Versuche wurden u.a. in einer 5,5m langen und 0,6m breiten Versuchsrinne mit angeschlossenem Rechteckbecken durchgeführt (Abb. 3.3.1.3-3). Im Bereich eines Glasbodens wurde in vier Vertikalprofilen kontinuierlich die Lichtabsorption gemessen (Abb. 3.3.1.3-4). Eine Störung der Strömungsvorgänge, außer zu Versuchsbeginn, findet nicht statt.

Der Austauschprozess bei WESTRICH (1977) ist als Diffusion anzusehen. Der Diffusionskoeffizient lässt sich mit Gl. 3.3.1.3-13 beschreiben.

$$D_t = \beta' (v_{y,R} - v_{y,H}) \cdot \frac{b}{Pr} \approx 0,8 \cdot \beta' \cdot v_{y,R} \cdot \frac{b}{Pr} \quad (3.3.1.3-13)$$

Mit:

$$\beta' = \beta / \sqrt{2\pi}$$

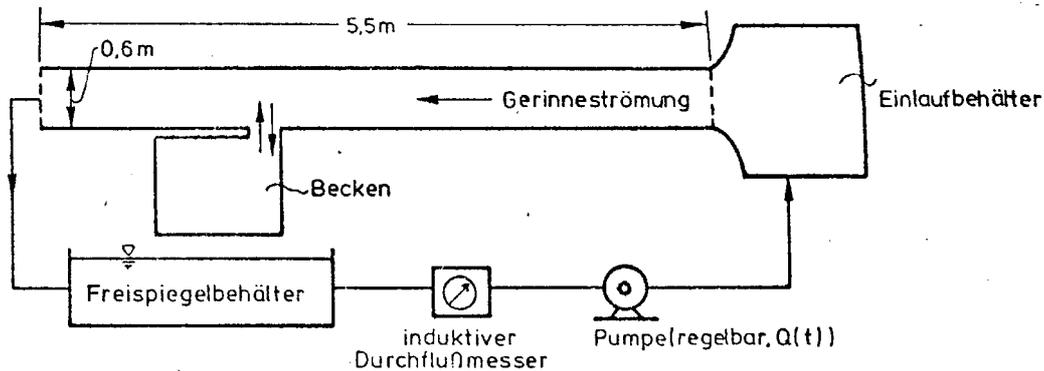


Abb. 3.3.1.3-3: Schematische Darstellung des Versuchszustandes von WESTRICH zur Messung des Massenaustausches zwischen Außenströmung und Hafen (WESTRICH, 1977 a+b)

Meßanordnung:

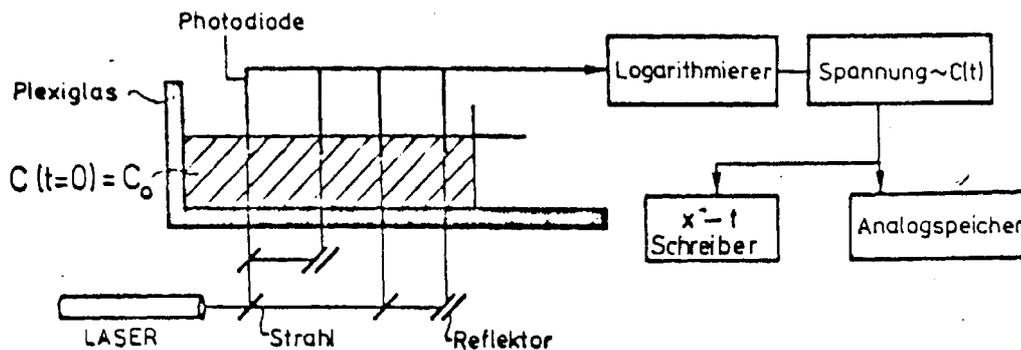


Abb. 3.3.1.3-4: Messanordnung zur Bestimmung der Lichtabsorption im Hafenbecken (WESTRICH, 1977 a+b)

Der Austausch von Material zwischen Hafen und Außenströmung steigt mit der Geschwindigkeit  $v_{v,R}$  und  $b$  an. Aus Gleichung 3.3.1.1-9 ergibt sich für  $\beta'$  ein Wert von 0,011. Aus Gleichung 3.3.1.1-2 ergibt sich  $\beta'$  zu 0,014 während RODI (1984)  $\beta'$  mit 0,019 bestimmt (unter der Annahme, dass die Geschwindigkeitsverteilung durch ein Fehlerintegral beschrieben werden kann; die Breite der Vermischungszone wird dabei von RODI mit  $4,653l_0$  beschrieben).

Das Austauschvolumen zwischen Hafen und Außenströmung lässt sich mit Hilfe der Gl. 3.3.1.3-14 bestimmen.  $A_x$  ist ein Koeffizient in Abhängigkeit von der Hafengeometrie. BOOIJ (1986) bestimmte  $A_x$  zu 0,032 für Häfen mit einem Einfahrtswinkel  $\alpha = 90^\circ$ . DURSTHOFF (1970) bestimmte  $A_x$  zu 0,05 und OBRAZOVSKIJ (in: MÜLLER, 1990) zu 0,04.

$$Q_A = A_x \cdot v_{y,R} \cdot B_E \cdot h \quad (3.3.1.3-14)$$

Die Ausrichtung der Hafeneinfahrt hat einen deutlichen Einfluss auf den Wasseraustausch zwischen Hafen und Außenströmung. BOOIJ (1986) bestimmte in seinen Experimenten den Austauschkoeffizienten  $A_x$  für verschiedene Winkel. So fand er heraus, dass  $A_x = 0,05$  für  $\alpha = 45^\circ$  gilt und  $A_x = 0,02$  für  $\alpha = 135^\circ$ . Die von SPARTARU & MARCULESCU (in: DURSTHOFF, 1970) bestimmten Koeffizienten von  $A_x = 0,035$  für  $\alpha = 45^\circ$  und  $A_x = 0,025$  für  $\alpha = 135^\circ$  zeigen einen geringeren Einfluss der Ausrichtung der Hafeneinfahrt auf den Volumenaustausch. Der Einfluss des Winkels  $\alpha$  kann aus dem Verhalten der Vermischungszone hergeleitet werden. Bei den Untersuchungen von BOOIJ (1986) zeigte sich, dass bei einem Winkel von  $\alpha = 45^\circ$  die Vermischungszone breiter und bei einem Winkel von  $\alpha = 135^\circ$  schmaler ist, als bei einem rechtwinklig abzweigenden Hafenbecken ( $\alpha = 90^\circ$ ) (vgl. Tafel 3.3.1.1-1). Eine breitere Vermischungszone weist eine größere Zumischung von Fluss- und Hafenwasser auf, so dass der Austausch zwischen Hafen und Außenströmung größer wird (LANGENDOEN, 1992).

Transportiert eine Strömung zusätzlich Stoffe unter stationären Fließbedingungen, wird der Massenaustausch durch die turbulenten Strömungen längs der Vermischungszone unter Berücksichtigung des Konzentrationsgradienten quer zur Vermischungszone verursacht. WESTRICH (1977a) hat die volumengemittelte Konzentration von gelösten Stoffen im Hafen,  $c_H$ , in Abhängigkeit von der Konzentration  $c_0$  zum Zeitpunkt  $t = 0$  wie folgt definiert:

$$\frac{c_H}{c_0} = \left( \frac{h}{B_E}, \frac{B_E}{L}, \frac{v_{y,R}}{B_E}, \frac{u_{*,R}}{v_{y,R}}, \text{Geometrie der Einfahrt} \right) \quad (3.3.1.3-15)$$

Mit:

$u_{*,R}$       Sohlschubspannung im Fluss [m/s]

Die ersten beiden Parameter repräsentieren die Hafengeometrie. Der dritte Parameter ist eine dimensionslose Zeit und der vierte Parameter beinhaltet ein Maß für die Turbulenz im Fluss. Die „Geometrie der Einfahrt“ kann bei den meisten Häfen durch den dimensionslosen Parameter  $B_E/B_H$  und den Winkel  $\alpha$ , unter dem der Hafen zur Außenströmung hin angeordnet ist, ausgedrückt werden. Zusätzlich beinhaltet der Parameter „Geometrie der Einfahrt“ auch Informationen über z.B. die Neigung der Böschungen an den Einfahrtsbegrenzungen sowie die Position einer engen Einfahrt relativ zum Hafenbecken.

Unter der Annahme, dass die Austauschfläche eine Trennfläche zwischen zwei beidseitig unendlich ausgedehnten Fluiden ist, die mit unterschiedlicher Geschwindigkeit strömen, hat WESTRICH (1977a) ein Grundgesetz für den Massenaustausch formuliert. Er geht weiter davon aus, dass die Vermischung in der Hauptströmung lediglich über eine bestimmte Vermischungsbreite  $b_v$  erfolgt und dass bei einer breiten Außenströmung ( $B_R > b_v$ ) der Austausch-

vorgang von der Querausdehnung nicht beeinflusst wird. Für den Tracertransport wurde das Gradientengesetz zugrundegelegt:

$$\dot{m} = -D_t(c_H - c_V)/b_{v,m} \quad (3.3.1.3-16)$$

Mit:

$\dot{m}$  Massenstromdichte [ $\text{kg/s} \cdot \text{m}^2$ ]

$D_t$  Diffusionskoeffizient [ $\text{m}^2/\text{s}$ ]

$c_H, c_V$  mittlere Tracerkonzentration im Hafenbecken u. in der Vermischungszone [ $\text{kg}/\text{m}^3$ ]

$b_{v,m}$  mittlere Breite der Vermischungszone [m]

Unter Verwendung der REYNOLDSchen Analogie ergibt sich nach Gl. 3.3.1.1-21:

$$\frac{D_t}{v_t} = \text{konst.} \quad (3.3.1.3-17)$$

Die scheinbare Zähigkeit  $v_t$  wird mit dem PRANDTLschen Ansatz für die freie Turbulenz nach Gl. 3.3.1.1-20 berechnet:

$$v_t = z_2 \cdot b_{v,m} \cdot (\bar{v}_R - \bar{v}_H) \quad (3.3.1.3-18)$$

Mit:

$z_2$  Konstante [-]

$\bar{v}_R$  mittlere Strömungsgeschwindigkeiten in der Rinne [m/s]

$\bar{v}_H$  mittlere Strömungsgeschwindigkeiten im Hafen [m/s]

Durch Einsetzen der Gl. 3.3.1.3-18 und Gl. 3.3.1.3-17 in Gl. 3.3.1.3-16 und unter der Annahme, dass die mittleren Strömungen im Hafen proportional zur Außenströmung sind und die resultierenden Tracerkonzentrationen in der Vermischungszone von den Tracerkonzentrationen im Hafen abhängen, kann die Massenstromdichte mit Gl. 3.3.1.3-19 berechnet werden.

$$\dot{m} = \mu \cdot \bar{v}_{y,R} \cdot c_H \quad (3.3.1.3-19)$$

Mit:

$\mu$  Austauschkoefizient

Im Austauschkoefizienten  $\mu$  sind die verwendeten Proportionalitätskonstanten und die Zahl  $z_2$  zusammengefasst. Die zeitliche Abnahme der Tracermenge im Hafenbecken entspricht dem Massenstrom durch die Hafeneinfahrt (Gl. 3.3.1.3-20). Dabei gilt die Annahme, dass der

Konzentrationsgradient an den geschlossenen Rändern und an der Oberfläche gleich Null ist, und dass die mittlere Konzentration in der Hafeneinfahrt proportional zur volumengemittelten Konzentration im Hafen ist.

$$V_H \frac{\partial c_H}{\partial t} = -\mu \cdot B_E \cdot h \cdot v_{y,R} \cdot c_H \quad (3.3.1.3-20)$$

Mit :

$$V_H = B_H \cdot L_H \cdot h = \text{Beckenvolumen [m}^3\text{]}$$

$$B_E = \text{Breite der Einfahrt [m]}$$

$$h = \text{Wassertiefe [m]}$$

Für die Anfangsbedingung  $c_H(t=0) = c_0$  gilt die Gleichung 3.3.1.3-21:

$$\frac{c_H}{c_0} = \exp\left(-\mu \cdot \frac{B_E}{B_H} \frac{B_H}{L_H} \frac{v_{y,R}}{B_H} \cdot t\right) \quad (3.3.1.3-21)$$

Die dimensionslosen Parameter  $h/B_H$  und  $u^*/v_{y,R}$  sind implizit in die Gleichung 3.3.1.3-21 durch den Koeffizienten  $\mu$  eingeschlossen. Die Mischungskonstante  $\beta$  und das Verhältnis  $v_{y,H}/v_{y,R}$  hängen von der Turbulenz in der Außenströmung und der Sohlreibung ab. Messungen von WESTRICH (1977a) bestätigen Gleichung 3.3.1.3-21 (Abb. 3.3.1.3-5).

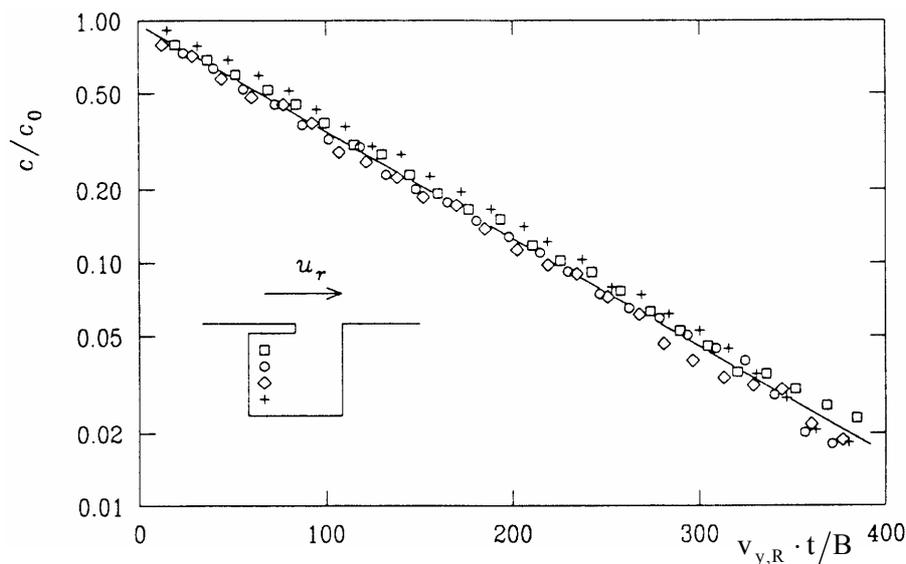


Abb. 3.3.1.3-5: Konzentrationsänderung von gelöstem Material in einem Hafen in Abhängigkeit von der Zeit (WESTRICH 1977a)

Der Parameter  $B_H/L_H$  bekommt eine besondere Bedeutung, wenn  $L_H \geq 2 B_H$  ist. Die Primärwalze facht bei diesem Verhältnis von  $B_H/L_H$  eine Sekundärwalze an. Durch das Austauschen von  $v_{y,R}$  durch  $v_{y,H}$  in Gleichung 3.3.1.3-13 wird die Diffusivität der Vermischungszone zwischen den beiden Walzen viel kleiner, als die Diffusivität zwischen der Walze und der Außenströmung. Die Diffusion im gesamten Hafen nimmt durch die zweite Walze ab. Dadurch nimmt auch der Massenaustausch zwischen Hafen und Außenströmung ab, da nur ein Teil des Hafens direkt an dem Austausch beteiligt ist (LANGENDOEN, 1992).

WESTRICH & CLAD (1979) beobachteten in ihren Versuchen, dass ein einfaches Walzensystem eine größere Austauschintensität hat, als ein korrespondierendes Doppelwalzensystem mit gleichen Abmessungen (Abb. 3.3.1.3-6). Das einfache Walzensystem wurde durch eine verengte Einfahrt an der stromabwärts gelegenen Seite des Hafens erzeugt, während für das Doppelwalzensystem die eingeeengte Einfahrt an die stromaufwärts gelegene Seite des Hafens verlegt wurde.

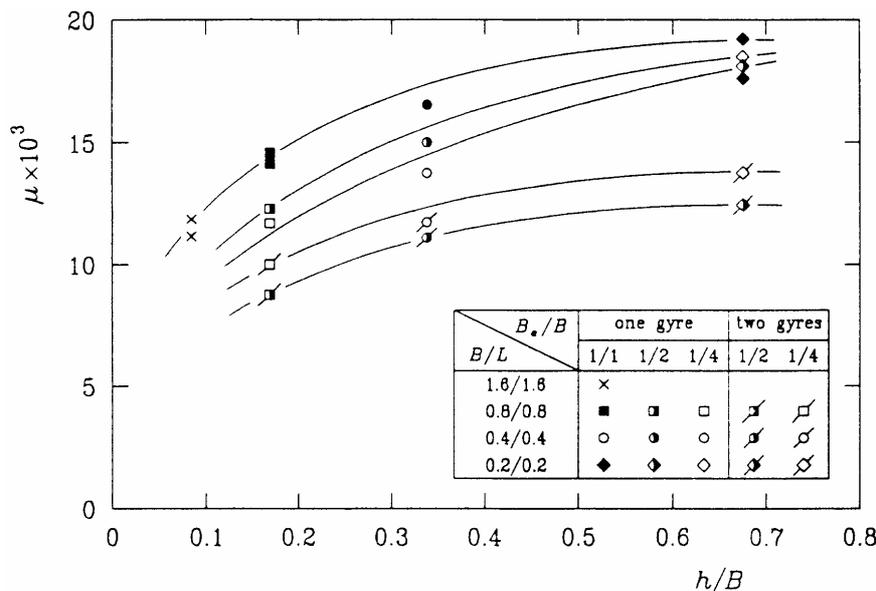


Abb. 3.3.1.3-6: Einfluss der Parameter  $h/B_H$  und  $B_E/B_H$  auf den Austausch zwischen Hafen und Außenströmung für  $u^*/v_{y,R} = 0,058$  (WESTRICH & CLAD, 1979)

In Abb. 3.3.1.3-6 ist zudem der Einfluss der Wassertiefe auf den Wasseraustausch zwischen Hafen und Außenströmung, repräsentiert durch den Koeffizienten  $\mu$ , zu erkennen.

Der Abbau des Tracers ist ein instationärer Prozess, der nach dem exponentiellen Zeitgesetz verläuft. Die Größe des Austauschkoeffizienten wird bei WESTRICH (1977 a,b) an eine feste Abbaurate von  $c(t_{1/2})/c_0 = 0,5$  gekoppelt. Durch Einsetzen in Gl. 3.3.1.3-21 folgt:

$$\mu = \ln 2 \frac{B_H}{B_E} \frac{L_H}{v_{y,R} t_{1/2}} \quad (3.3.1.3-22)$$

Mit :

$t_{1/2}$       Halbwertszeit der mittleren Konzentration im Hafen [s]

Die Halbwertszeit der mittleren Konzentration im Hafen ist, bezogen auf Gl. 3.3.1.3-22, proportional zu:

$$t_{1/2} \propto \frac{B_H}{B_E} \frac{L_H}{v_{y,R}} \quad (3.3.1.3-23)$$

Nach der Zeit  $t_A = 5t_{1/2}$  war die Tracerkonzentration in den Versuchen von WESTRICH (1977a) nahezu vollständig abgebaut ( $c(t_A) = 3\%$ ).

$T_{1/2}$  ist ferner proportional zu  $B_H L_H / D_t$ . Unter der Annahme, dass die Turbulenz im Hafen ursächlich aus der Turbulenz aus der Vermischungszone entsteht, nimmt die Diffusivität linear mit der Entfernung zur oberstromigen Ablösekante des Hafens zu. Die mittlere Diffusivität im Hafen ist somit proportional zu  $v_{y,R} B_E$ .

MCGUIRK & RODI (1979) haben für kleine Wassertiefen einen deutlichen Einfluss der Wassertiefe auf den Parameter  $t_{1/2} v_{y,R} / L_H$  festgestellt (Abb. 3.3.1.3-7a). Bei größeren Wassertiefen ist der Parameter konstant. Das Verhältnis  $B_E / B_H$  war in den Untersuchungen konstant. Dieses Vorgehen stimmt mit den Untersuchungen von WESTRICH & CLAD (1979) überein (Abb. 3.3.1.3-6). Die Änderungen von  $t_{1/2} v_{y,R} / L_H$  werden durch den Einfluss der Sohlreibung bei geringen Wassertiefen hervorgerufen. Der Diffusionskoeffizient hängt somit von der Tiefe ab. MCGUIRK & RODI (1979) nahmen an, dass die Wirbelviskosität proportional zu  $v_{y,R} h$  ist:

$$t_{1/2} \propto \frac{B_H}{h} \frac{L_H}{v_{y,R}} \quad (3.3.1.3-24)$$

Der Parameter  $t_{1/2} v_{y,R} h / L_H$  variiert in einem geringeren Maße über die Tiefe als der Parameter  $t_{1/2} v_{y,R} / L_H$  (Abb. 3.3.1.3-7b). Dies gilt besonders bei geringen Tiefen in denen die Turbulenz durch die Sohle generiert wird.

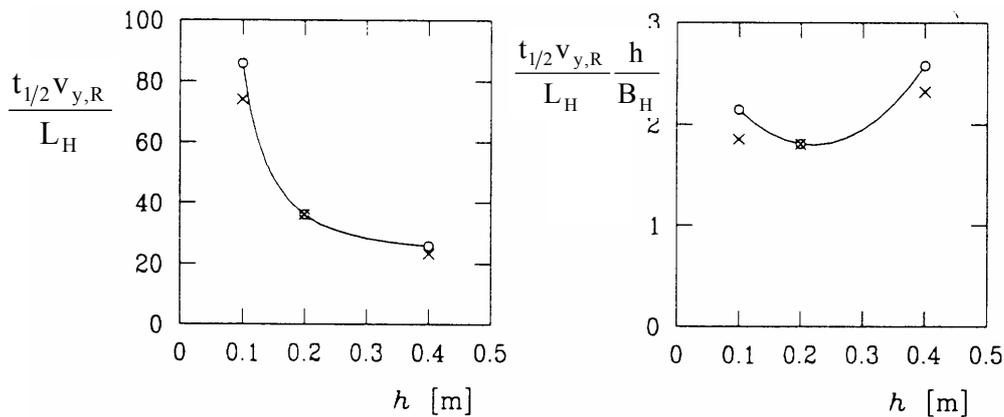


Abb. 3.3.1.3-7: Änderung des dimensionslosen Halbwertszeit Parameters mit der Tiefe.

○—○ = Berechnung von MCGUIRK & RODI (1979) und x = Ergebnisse aus Untersuchungen von NESTMANN (1977) (IN: LANGENDOEN, 1992)

Aus diesen Ergebnissen wird ersichtlich, dass Spüleffekte im Hafen durch die Steigerung der Strömungsgeschwindigkeit im Fluss, Verringerung der Hafenoberfläche, Erhöhung der Wassertiefe oder Vergrößerung der Einfahrtsbreite gesteigert werden können. Ähnliche Ergebnisse finden sich bei WESTRICH & CLAD (1979). Durch eine Verminderung des Verhältnisses von  $B_E/B_H$  verringerte sich der Austausch zwischen Hafen und Außenströmung. Ebenso führte eine Verminderung von  $h/B_H$  zu einer Verringerung des Austausches. In tiefem Wasser ist der Vermischungsprozess überwiegend dreidimensional, während im flachen Wasser der horizontale Austausch gering gegenüber dem vertikalen Austausch ist. Somit dauert es länger bis Sedimente das Zentrum der Walze erreichen. Dies führt zu einem verminderten Austausch zwischen Hafen und Außenströmung.

Die Untersuchungen von WESTRICH (1977a) beschreiben ausschließlich die Messungen der Konzentrationsveränderungen im Hafen. Hierfür wurde der zeitliche Verlauf von Tracerkonzentrationen ermittelt, indem innerhalb des Hafenbeckens ein zeitlich konstanter Massenstrom an Tracer zugegeben wird. Nach einer bestimmten Anlaufphase stellt sich innerhalb des Totwassers gemäß der Austauschleistung ein zeitlich konstantes Konzentrationsfeld ein, bei dem der Tracerabfluss über die Austauschfläche gleich dem Tracerinput ist.

Die hier vorgestellten Gleichungen zur Bestimmung der Austauschmenge zwischen Hafen und Außenströmung sind lediglich für gelöstes Material gültig. Für kohäsive oder sandige Materialien müssen weitere Parameter berücksichtigt werden.

### 3.3.2 Strömungen infolge wechselnder Wasserstandsgradienten als Ursache der Sedimentation

Zusätzlich zu dem vom Strömungseffekt verursachten Wasseraustausch tritt an Tideflüssen ein Füll- und Entleerungsvorgang als Folge von Wasserstandsänderungen auf. Die Wasserstandsänderungen können durch Änderungen im Oberwasserabfluss, z.B. beim Passieren einer Hochwasserwelle, entstehen. Signifikant sind jedoch die Wasserstandsänderungen infolge Tide. In der Zeit von  $T_{nw}$  bis  $T_{thw}$  läuft tidebedingt Wasser in das Hafenbecken ein, das in der Zeit von  $T_{thw}$  bis  $T_{nw}$  wieder aus dem Hafen ausläuft (Tideeffekt, Abb. 3.3.2-1). Oberwasser, Tidehub und Wasserstände beeinflussen sich gegenseitig.

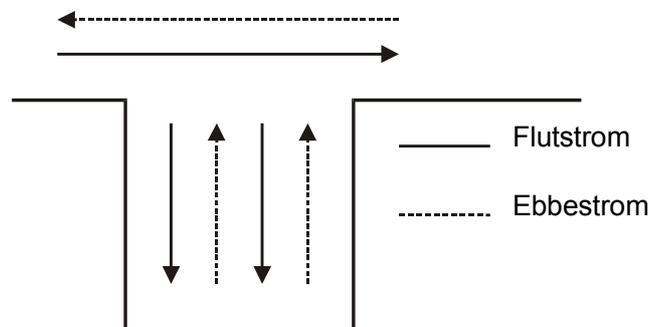


Abb. 3.3.2-1: Prinzipskizze zum Tideeffekt

Die Tidebewegung im Hafen kann durch eine eindimensionale Flachwassergleichung bestimmt werden (Gl. 3.3.2-1a+b).

$$B_H \frac{\partial \zeta}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (3.3.2-1a)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{Q^2}{A} \right) + g \cdot A \frac{\partial \zeta}{\partial x} + \frac{g}{c_z^2} \frac{Q|Q|}{A \cdot r_h} = 0 \quad (3.3.2-1b)$$

Mit:

- $\zeta$  Lokale Wasserspiegelauslenkung [m]
- $V$  Austauschwassermenge [ $m^3$ ]
- $A$  angeschlossene Wasseroberfläche in [ $m^2$ ]
- $x$  Richtung parallel zur Hafenaachse
- $g$  Erdbeschleunigung [ $m/s^2$ ]
- $c_z$  Chézy Koeffizient [ $m^{1/2}/s$ ]
- $r_h$  Hydraulischer Radius [m]

An der Rückseite des Hafens ist die Austauschwassermenge  $V=0$ . Gleichung 3.3.2-1b vereinfacht sich somit zu  $\partial\zeta/\partial x = 0$ . Diese Annahme gilt näherungsweise für den gesamten Hafen, wenn der Hafen nicht länger als 5% der Wellenlänge der Tide ist. Die Integration der Gleichung 3.3.2-1a über  $x$  führt zu einer vereinfachten Gleichung für den Durchfluss durch die Hafeneinfahrt bei variierendem Wasserspiegel:

$$V = A \cdot \frac{\partial\zeta}{\partial t} \quad (3.3.2-2)$$

Die Wasseraustauschmenge hängt von der Wasserspiegelauslenkung und der Größe der Hafenoberfläche ab (Abb. 3.3.2-1) und ist somit unabhängig von der Grundrissform und von der mittleren Wassertiefe eines Tidehafens.

### 3.3.3 Strömungen infolge wechselnder Dichtegradienten als Ursache der Sedimentation

Im Brackwasserbereich eines Flusses tritt ein Dichteeffekt bedingt durch unterschiedliche Salzgehalte des Flusswassers und des Wassers im Hafenbecken auf. Salzhaltiges Seewasser schiebt sich unter das während der Ebbeströmung eingetragene Flusswasser. Es entstehen dabei entgegengesetzt gerichtete Strömungen an der Oberfläche und an der Sohle (Abb. 3.3.3-1). Auch das Zusammentreffen von schwebstoffreichem Flusswasser mit schwebstoffarmem Hafenwasser oder große Temperaturdifferenzen können zu Dichteströmungen führen.

Durch Vernachlässigung der Reibungsverluste an der Schnittfläche zwischen Salz- und Süßwasser kann die Austauschwassermenge durch die Gleichung von SCHIJF & SCHÖNFELD (1953) berechnet werden:

$$V_{d,ex} = \frac{1}{4} B_E h \sqrt{\varepsilon \cdot g \cdot h} \quad (3.3.3-1)$$

Mit:

$V_{d,ex}$  Austauschwassermenge [ $m^3$ ]

$\varepsilon$  Relative Dichte:  $|\rho_r - \rho_h|/\rho_h$

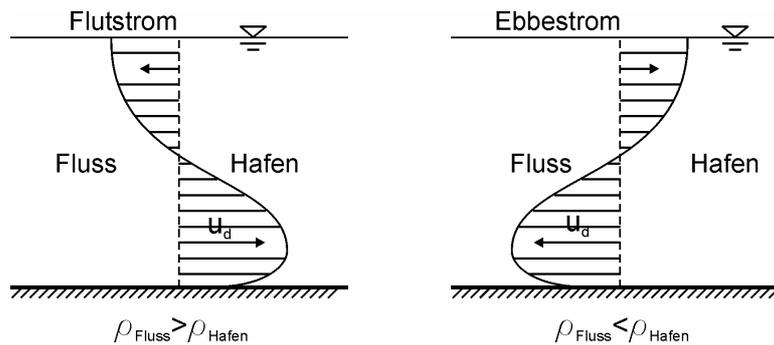


Abb. 3.3.3-1: Prinzipskizze zum Dichteeffekt

Unter der Annahme, dass die Schichtdicke der Hälfte der Wassertiefe entspricht, ergibt sich die Geschwindigkeit  $u_d$  in den beiden Schichten zu:

$$u_d = \frac{1}{2} \sqrt{\varepsilon \cdot g \cdot h} \quad (3.3.3-2)$$

Aufgrund der Energieverluste durch Turbulenzen in den einzelnen Schichten, der Reibungsverluste zwischen den Schichten, der Vermischung zwischen den Schichten und dem Einströmen in den Hafen ist die Austauschwassermenge geringer, als in Gl. 3.3.3-1 angegeben. Empirisch bestimmte Austauschwassermengen sind rd. 10% geringer als die aus Gl. 3.3.3-1 berechneten Austauschwassermengen (LANGENDOEN, 1992).

Bei einer konstanten Dichte in der Außenströmung nähert sich die Dichte des Hafengewässers der Dichte der Außenströmung an. Der Dichteunterschied nimmt mit der Zeit ab. Somit würde sich auch der Wasseraustausch reduzieren. In der Natur ändert sich die Dichte im Hafen und im umgebenden Ästuar infolge der Tideeinwirkungen ständig. Die Richtung des aus Dichteschichtung resultierenden Wasseraustausches ändert sich kontinuierlich. Der Grad der Vermischung von Salz- und Süßwasser im Fluss und somit auch die Dichteverteilung im Fluss in Raum und Zeit wird vorrangig durch die Tide bestimmt.

Der dichtebedingte Wasseraustausch ist ebenfalls von der Hafengröße abhängig. Bei einem kleinen Hafenvolumen nimmt der dichtebedingte Wasseraustausch ab. Das Verhältnis von Hafenvolumen zur ungestörten dichtebedingten Austauschwassermenge  $V_h/V_{d,ex}$  ist ein Maß für die Verringerung des dichtebedingten Wasseraustausches (EYSINK, 1989). Zusätzlich beeinflusst der Grad der Durchmischung in der Außenströmung den Wasseraustausch im Hafen (DELFT HYDRAULICS, 1977). Unter der Annahme, dass die Außenströmung vollständig geschichtet ist, findet nur in einem Teil der vorhandenen Wassertiefe ein dichtebedingter Wasseraustausch statt (Abb. 3.3.3-2).

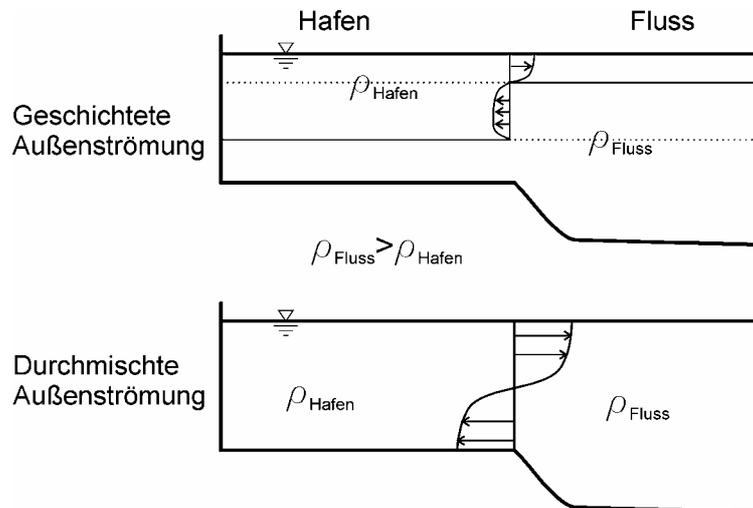


Abb. 3.3.3-2: Unterschiede des dichtebedingten Wasseraustausches zwischen einer vollständig geschichteten und einer vollständig durchmischten Außenströmung

Der Salzgehalt im Wasser beeinflusst zusätzlich den Sedimentationsprozess im Hafenbecken. Er hat großen Einfluss auf die Flockulation kohäsiver Materialien und auf die Sinkgeschwindigkeit dieser Flocken.

### 3.3.4 Überlagerungen

Der Sediment austausch zwischen Hafen und Außenströmung wird durch eine Überlagerung der o.g. Prozesse hervorgerufen. In den Häfen findet sich immer eine Kombination der verschiedenen Austauschvorgänge. In einigen Fällen kann der eine oder andere Austauschmechanismus im Vergleich zu den übrigen Austauschvorgängen vernachlässigt werden. Für Häfen, die z.B. direkt am Meer oder an Flüssen oberhalb der Brackwassergrenze liegen, kann der Dichteeffekt vernachlässigt werden. Für Häfen in Ästuaren wird der Sediment austausch durch eine Kombination von allen drei Austauschvorgängen bestimmt.

Die Austauschvorgänge interagieren miteinander, wenn sie gleichzeitig auftreten. Beispiele finden sich bei BOOIJ (1986), DELFT HYDRAULICS (1977), ROELFZEMA & VAN OS (1978) und EYSINK (1989). Der gesamte Sediment austausch zwischen Hafen und Außenströmung darf dabei nicht als Summe der einzelnen Austauschmengen der verschiedenen Austauschvorgänge betrachtet werden. BOOIJ (1986) hat in seinen Untersuchungen aufgezeigt, dass sich bei einer Kombination mit einer Außenströmung entlang der Hafeneinfahrt und einem aus Was-

serstandsänderungen bedingten Wasseraustausch nicht die Summe der einzelnen Austauschmengen ergibt.

Aus der Überlagerung der drei Austauschvorgänge ergibt sich folgendes Bild:

- 1) Unter der Bedingung, dass der Dichteeffekt vernachlässigt werden kann und dass die in den Hafen gerichtete Geschwindigkeit  $u_s$ , die aus dem Tideeffekt resultiert, kleiner ist, als die Geschwindigkeit einer Walze in der Einfahrt zum Hafen, zeigt sich die in Abb. 3.3.4-1a dargestellte Wasserbewegung zum Füllen des Hafens. Das Wasser gelangt an der unterstromigen Wand der Einfahrt in den Hafen. Bei auslaufendem Wasser findet sich die Walze an der unterstromigen Seite der Einfahrt, während an der oberstromigen Seite das Wasser austritt.
- 2) Abb. 3.3.4-1b zeigt dieselbe Situation wie 1), jedoch mit einer Geschwindigkeit  $u_s$ , die größer ist, als die Geschwindigkeit der Walze. Die Walze nimmt nicht mehr am Austauschprozess mit der Außenströmung teil, da sie weiter in den Hafen verlagert wurde.
- 3) Die Überlagerung von allen Austauschvorgängen führt zu einer unterschiedlichen Lage der Walzen in der Vertikalen (Abb. 3.3.4-2). In der Abbildung ist die Lage der Walzen bei einer höheren Dichte des Flusswassers als des Hafenwassers skizziert.

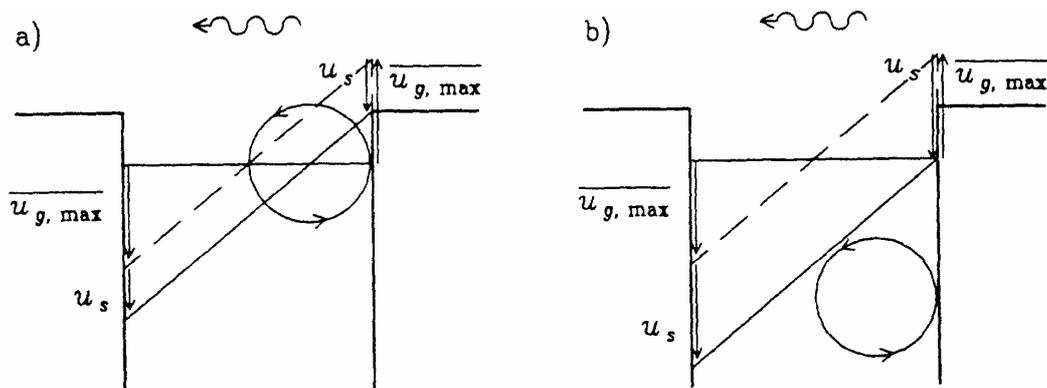


Abb. 3.3.4-1: Superposition einer Strömung die den Hafen füllt und einer Walze  
(LANGENDOEN, 1992)

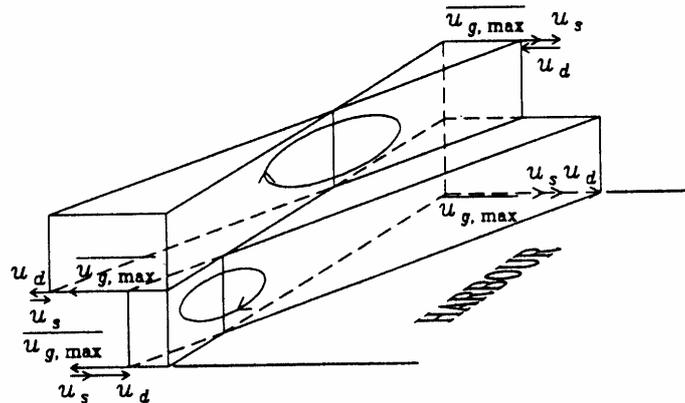


Abb. 3.3.4-2: Superposition der drei Austauschmechanismen (LANGENDOEN, 1992)

Bei der Betrachtung der Abhängigkeiten von Tide- und Strömungseffekt stellt sich bei Häfen mit kleiner Oberfläche aber großer Einfahrtsbreite eine starke auf dem Strömungseffekt basierende Strömung ein. Sowohl bei Flutstrom als auch bei Ebbestrom treten Walzen im Hafen mit entsprechenden Drehrichtungen auf. Mit zunehmender Größe der Hafenoberfläche, d.h. des Tidevolumens, nimmt der anteilige Einfluss des Strömungseffektes am Wasseraustausch ab und der des Tideeffektes zu. Bei Häfen mit großer Oberfläche verstärkt der Tideeffekt den Wasseraustausch. Bei Flutstrom bildet sich ein ausgeprägter Füllstrom aus, der die Walzenbewegung im Hafen noch verstärkt (CHRISTIANSEN, 1987). Die Walze in der Hafeneinfahrt hat eine Einengung des Füllstromes während des ansteigenden Wasserspiegels zur Folge (Abb. 3.3.4-3a). Daraus resultieren höhere Strömungsgeschwindigkeiten in der Hafeneinfahrt. Das Sediment setzt sich mit abnehmenden Strömungsgeschwindigkeiten weiter im Inneren des Hafens ab. Während der Ebbe wird der durch das hohe Tidevolumen im Hafen bedingte Entleerungsstrom aus dem Hafen heraus so groß, dass die Bildung einer Ebbestromwalze in der Hafeneinfahrt verhindert wird (Abb. 3.3.4-3b). Die daraus resultierenden geringeren Geschwindigkeiten im Hafen reichen nicht aus, das abgelagerte Sediment zu resuspendieren und aus dem Hafen auszutragen. Ein kontinuierlicher Sedimenteintrag entsteht CHRISTIANSEN (1987). Diese Verdrängung der Walze bei Ebbestromung konnte auch in den Untersuchungen im Neustädter Hafen der stadtbremischen Häfen beobachtet werden (FRANZIUS-INSTITUT, 1999).

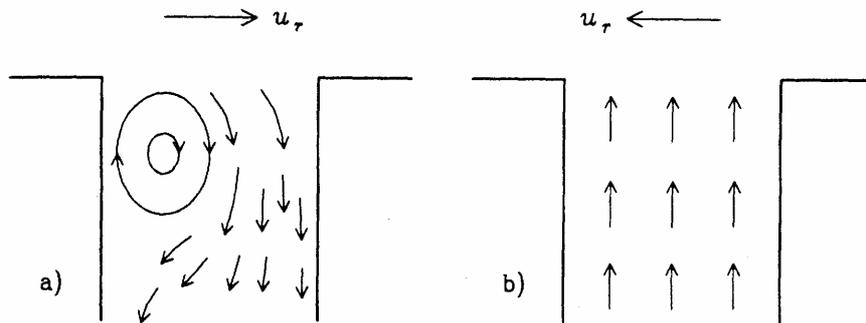


Abb. 3.3.4-3: Strömungsgeschwindigkeiten in einem Tidehafen: a) bei Flutströmung, b) bei Ebbeströmung in Häfen mit großer Oberfläche (CHRISTIANSEN, 1987)

WESTRICH untersuchte 1977(b) den Austausch zwischen Hafen und Außenströmung unter instationären Wasserstands- und Strömungsbedingungen. Er nahm dabei an, dass der Austausch zwischen Hafen und Außenströmung die Summe der Austauschmengen aus dem Strömungseffekt (vgl. Kap. 3.3.1.3, Gl. 3.3.1.3-12) und dem Tideeffekt (vgl. Kap. 3.3.2, Gl. 3.3.2-2) ist. Unter der Voraussetzung, dass die Konzentration von Tracerstoffen in der Außenströmung Null ist, gilt für die volumen- und tidegemittelte Konzentration von gelösten Tracerstoffen im Hafen:

$$\frac{c_H}{c_0} = \exp \left[ - \left( \mu \cdot v_{y,R} + \gamma \cdot \overline{v_{x,H}} \right) \frac{\overline{A}}{\overline{V}} t \right] \quad (3.3.4-1)$$

Mit:

$\gamma$   $0 \leq \gamma \leq 1$  Konstante zur Beschreibung des Grades der internen Durchmischung im Hafen [-]

$\overline{v_{x,H}}$  Querschnittsgemittelte Geschwindigkeit senkrecht zur Hafeneinfahrt während des Füllens und Entleerens des Beckens [m/s]

$\overline{A}$  Mittlere Größe der Trennfläche zwischen Hafen und Außenströmung während 1 Tide [m<sup>2</sup>]

$\overline{V}$  Mittleres Hafenvolumen während 1 Tide [m<sup>3</sup>]

Für stationäre Fließbedingungen ( $\mu \cdot v_{y,R} + \gamma \cdot \overline{v_{x,H}} \gg 1$ ) reduziert sich Gl. 3.3.4-1 auf Gl. 3.3.1.3-21. Für große Wasserspiegeldifferenzen in der Außenströmung ( $\mu \cdot v_{y,R} + \gamma \cdot \overline{v_{x,H}} \ll 1$ ) reduziert sich Gl. 3.3.4-1 zu:

$$\frac{c_H}{c_0} = \exp \left[ -\gamma \cdot \overline{v_{x,H}} \frac{\overline{A}}{\overline{V}} t \right] \quad (3.3.4-2)$$

Der Austauschkoefizient  $\mu$  für instationäre Strömungen ergibt sich zu:

$$\mu = \frac{\ln 2}{\frac{t_{1/2} \overline{A v_{x,H}}}{\overline{V}}} = \frac{2 \ln 2}{\frac{t_{1/2} \cdot \Delta V}{T \cdot \overline{V}}} \quad (3.3.4-3)$$

Mit:

T Tideperiode [s<sup>-1</sup>]

$\Delta V$  Tidevolumen [m<sup>3</sup>]

Abb. 3.3.4-4 zeigt den Einfluss der Tideperiode und des Tidehubes auf den Wasseraustausch zwischen Hafen und Außenströmung. Das Ausschwemmen von gelösten Stoffen aus dem Hafen erhöht sich bei einem erhöhten Tidevolumen und einer höheren Tideperiode. Für extreme Situationen wie  $\Delta V/\overline{V} \rightarrow 0$  oder  $L_H/u_R T \rightarrow 0$  ist die Strömung in der Hafeneinfahrt quasi-stationär, so dass der Austausch vorrangig durch turbulente Diffusion verursacht wird. Für relativ tiefe Häfen ist  $t_{1/2} u_r/L$  nahezu konstant (Abb. 3.3.4-4). Für  $L_H/u_R T \rightarrow \infty$  wird der Austausch durch den Tidehub und die Oberfläche des Hafens bestimmt.

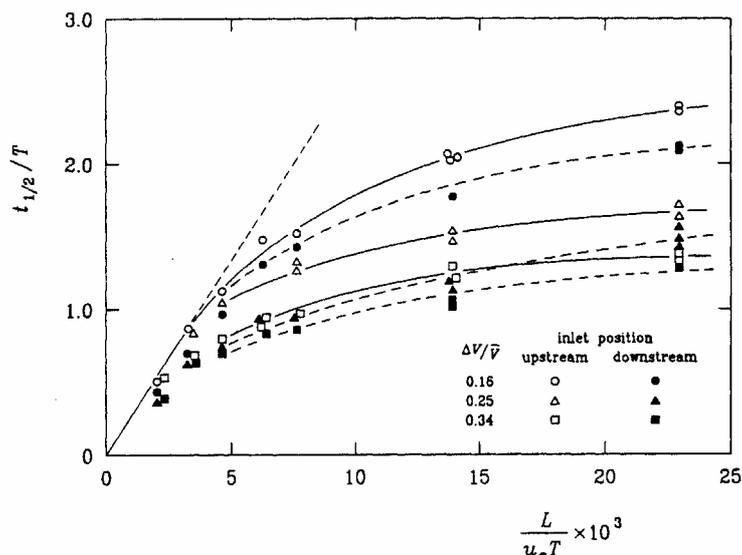


Abb. 3.3.4-4: Einfluss des Tidehubes und -periode auf den Wasseraustausch zwischen Hafen und Außenströmung anhand der Betrachtung der Halbwertszeit des Tracers:  $B_E/B_H = 0,25$ ;  $h/L_H = 0,16$  (WESTRICH, 1977b)

WESTRICH (1977b) untersuchte die instationäre Strömung lediglich in eine Richtung. Seine Untersuchungen sind daher nicht auf die komplette Tideströmung übertragbar. BRINKMANN (1990) fand in ihren Untersuchungen heraus, dass sich der Wasseraustausch zwischen Hafen und Außenströmung während der Stillwasserphase aufgrund der darauf folgenden Richtungsänderung vergrößert. Rund 60% des absoluten Wasseraustausches während einer Tidephase finden im Zeitraum der Tidekenterung statt.

Der dichteinduzierte Austausch zwischen Hafen und Außenströmung tritt vorwiegend mit dem Austausch infolge von Wasserstandsänderungen auf. Aufgrund der Tideströmung ist im Brackwasserbereich die Dichte des Wassers vor der Hafeneinfahrt im Bezug auf Raum und Zeit nicht konstant. Zwischen der Änderung der Dichte in der Außenströmung und der Änderung der Dichte im Hafen liegt ein zeitlicher Versatz. Die Dichte des Hafenwassers folgt dabei der Dichte der Außenströmung. Die Größe des zeitlichen Versatzes bestimmt sich aus der Rate mit der das Hafenwasser ausgetauscht wird. Die Austauschrate hängt von der Einfahrtsbreite, dem Hafenvolumen, der Geschwindigkeit der Austauschströmung und der Tideperiode ab. Daraus resultiert eine geringere Dichteviation im Hafen gegenüber der Außenströmung. Die Dichte im Hafen gleicht sich dabei der tidegemittelten Dichte der Außenströmung an. Die relative Dichte in Gl. 3.3.3-1 kann damit durch  $\left| \rho_R - \overline{\rho_R} \right| / \overline{\rho_R}$  ersetzt werden (LANGENDOEN, 1992). Zusätzlich gibt es zwischen dem tideinduzierten Füllen und Entleeren und dem dichteinduzierten Füllen und Entleeren des Hafens eine Phasenverschiebung. In Abb. 3.3.4-5 sind die Abhängigkeiten der dichteinduzierten Strömung von Parametern wie die Änderung des Wasserspiegels vor der Hafeneinfahrt ( $h$ ), Strömungsgeschwindigkeit vor der Hafeneinfahrt ( $u_0$ ), mittlerer Änderung der Dichte vor ( $\rho_0$ ) und im Hafen ( $\rho_{ha}$ ) und Differenzen zwischen beiden, tideinduzierten Ein- und Ausströmungsgeschwindigkeiten ( $u_t$ ) und ungestörte ( $u_{d0}$ ) und überlagerter Dichteströmung ( $u_{d0}-u_t$ ) schematisch dargestellt. Die Phasenverschiebung zwischen den beiden Prozessen bestimmt die Wasseraustauschmenge (EYSINK, 1989).

Die Schichtdicke des durch Dichtegradienten bedingten Austausches verändert sich ebenfalls, wenn zusätzlich der tidebedingte Wasseraustausch auftritt. Unter der Annahme, dass in der Außenströmung kein Dichtegradient vorhanden ist, kann die Schichtdicke bestimmt werden.

Bei einer dominanten Dichteströmung im Vergleich zum tidebedingten Füllstrom, kann angenommen werden, dass die Schichtdicke rund die Hälfte der Wassertiefe beträgt. Werden beide Strömungen überlagert ergibt sich schematisch die Darstellung aus Abb. 3.3.4-6. Dadurch, dass  $2u_t h/2$  der Durchflussrate beim Füllen oder Entleeren entspricht, ist der dichteinduzierte Wasseraustausch immer in der gleichen Art und Weise reduziert.

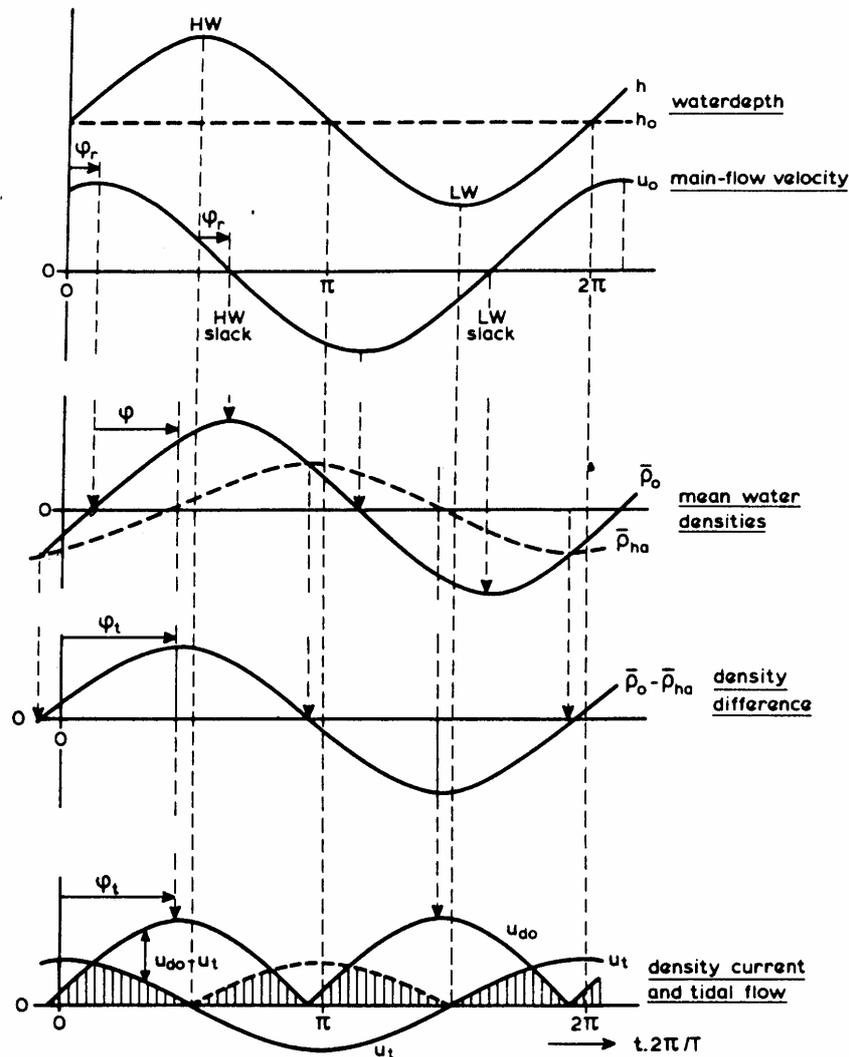


Abb. 3.3.4-5: Einfluss der Phasenverschiebung zwischen tideinduzierten und dichteinduzierten Strömungen in der Hafeneinfahrt auf die dichteinduzierte Strömung (EYSINK, 1989)

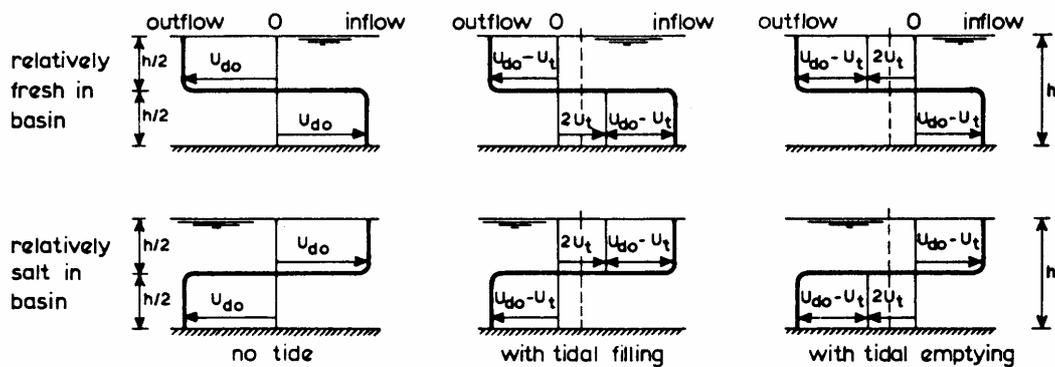


Abb. 3.3.4-6: Verminderung von dichteinduziertem Wasseraustausch durch tideinduziertes Füllen und Entleeren des Hafens, Schematisierte Strömungsprofile (EYSINK, 1989)

Der Wasseraustausch infolge der Dichteströmung, ohne Berücksichtigung des horizontalen Austausches, kann durch Gl. 3.3.4-4 beschrieben werden (EYSINK, 1989).

$$Q_d = (u_{d0} - u_t) \cdot \frac{1}{2} hb \quad \text{mit} \quad u_{d0} = f_3 \cdot \left( \frac{\Delta\rho}{\rho} gh \right)^{\frac{1}{2}} \quad (3.3.4-4)$$

Mit:

$u_{d0}$	dichteinduzierte Austauschgeschwindigkeit [m/s]
$Q_d$	Austauschrate infolge Dichteströmung [m <sup>3</sup> ]
$\rho$	Dichte des Wassers [kg/m <sup>3</sup> ]
$\Delta\rho$	Dichtedifferenz zwischen Seewasser und frischem Flusswasser [kg/m <sup>3</sup> ]
$f_3$	Koeffizient [-]

Die Tideströmung in der Außenströmung hat einen Einfluss auf das Maß der Vermischung von frischem Fluss- und salzigem Seewasser und somit auch auf die Dichteverteilung vor dem Hafen. Das Maß der Vermischung von Salz- und Flusswasser in einem Ästuar kann durch die RICHARDSON-Zahl ( $Ri_E$ ) beschrieben werden (Gl. 3.3.4-5)

$$Ri_E = \frac{\Delta\rho g Q_f}{\rho W u_t^3} \quad (3.3.4-5)$$

Mit:

$\Delta\rho$	Dichtedifferenz zwischen Seewasser und frischem Flusswasser [kg/m <sup>3</sup> ]
$Q_f$	Frischwasserabfluss [m <sup>3</sup> /s]
$W$	Kanalbreite an der Mündung des Ästuars [m]
$u_t$	RMS Tidegeschwindigkeit an der Mündung des Ästuars [m/s]
$Ri_E$	RICHARDSON-Zahl [-]

Aus Naturmessungen wurde der Übergang zwischen einem geschichteten Ästuar in ein durchmischtes Ästuar bei einer RICHARDSON Zahl von 0,08 (gut durchmischt:  $Ri_E < 0,08$ ) bis 0,8 (geschichtet:  $Ri_E > 0,8$ ) bestimmt. Modelluntersuchungen von DELFT HYDRAULICS (1977) haben gezeigt, dass der größte Wasseraustausch zwischen Hafen und Außenströmung unter gut durchmischten Bedingungen in der Außenströmung stattfindet.

Die dichteinduzierte Strömung wird bei Überlagerung mit dem Strömungseffekt in den verschiedenen Wassertiefen auf unterschiedliche Art und Weise verändert. Messungen von LANGENDOEN (1992) zeigen qualitativ die Überlagerung der beiden Strömungen (Abb. 3.3.4-7). Der dichteinduzierte Füllstrom an der Sohle verlagert die Walze auf die rechte Seite des Hafens (Abb. 3.3.4-7a) während zur gleichen Zeit die nach außen gerichtete Strömung an der

Oberfläche die Walze nach links verlagert (Abb. 3.3.4-7d). Die Abbildung zeigt die Strömungsgeschwindigkeiten während des Hochwassers, so dass die Änderung des Wasserstandes vernachlässigbar ist.

Untersuchungen zur Bestimmung der Änderungen des strömungsinduzierten Wasseraustausches in Folge einer dichteinduzierten Strömung sind bislang nicht durchgeführt worden.

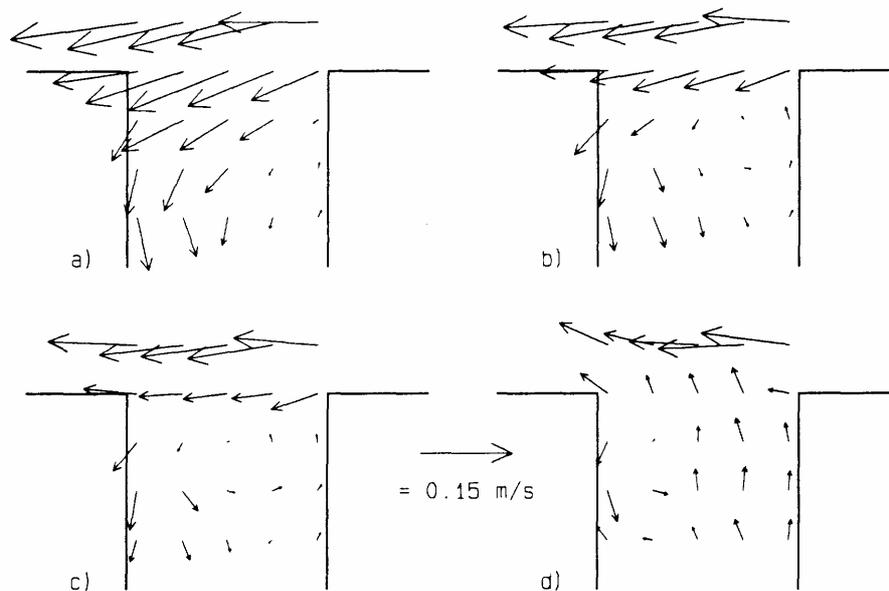


Abb. 3.3.4-7: Strömungen bei Hochwasser in einer Hafeneinfahrt in vier verschiedenen Tiefen: a) 4 cm, b) 8 cm, c) 10 cm, d) 14 cm über der Sohle bei einer Wassertiefe von 22,5 cm (LANGENDOEN, 1992)

EYSINK (1989) entwickelte ein empirisches Modell (SILTHAR), um die Sedimentation infolge der drei Austauschmechanismen in einem Hafen zu bestimmen. Dabei wurden Abschätzungen für die Interaktion zwischen den verschiedenen Austauschmechanismen getroffen. Das Modell diente lediglich der Abschätzung des Gesamtaustausches. Eine Interaktion zwischen Strömungs- und Dichteeffekt war nicht berücksichtigt. Zur Berücksichtigung des Dichteeffektes wurde zusätzlich der Wasserstand als konstant angenommen.

In den unterschiedlichen Untersuchungen (u.a. ROELFZEMA, 1977; LANGENDOEN, 1992, EYSINK, 1989) hat sich gezeigt, dass die drei Austauschmechanismen Strömungen in unterschiedlicher Stärke in einem Hafen erzeugen. Unter Berücksichtigung der Lage des Hafens lässt sich jedoch allgemein sagen, dass der dichteinduzierte Austausch stärker als der tideinduzierte und der strömungsinduzierte Austausch ist (VAN LEEUWEN, HOFLAND, 1999). Messungen von ROELFZEMA & VAN OS (1978) zeigen, dass bei einem gleichzeitigen Auftreten

von Tideeffekt, Strömungseffekt und Dichteeffekt bis zu 75 % des Wasseraustausches durch den Dichteeffekt verursacht werden können.

Generell kann der Strömungseffekt im Gegensatz zum Tideeffekt in verhältnismäßig weiten Grenzen mit baulichen Maßnahmen im Bereich der Hafeneinfahrt beeinflusst werden. Auf ihn müssen deshalb die Bemühungen gerichtet sein, die das Ziel haben, unerwünschte Strömungen im Hafen und der Hafeneinfahrt zu vermeiden sowie den Wasseraustausch infolge Strömungseffekt und damit die notwendigen Baggermengen im Hafen zu vermindern. Den baulichen Maßnahmen sind allerdings durch die nautischen Erfordernisse praktische Grenzen gesetzt. Der Wasseraustausch und damit der Sedimenteintrag durch den Tideeffekt ließe sich nur durch eine Veränderung der Wasseroberfläche des Hafenbeckens oder des Tidehubs beeinflussen. Der Dichteeffekt überlagert in Tidegebieten mit Salzwassereinfluss die o.g. Effekte. Die Möglichkeit der Beeinflussung der Dichteströmung durch bauliche Maßnahmen ist stark von den örtlichen Gegebenheiten (Lage des Hafens zum Fluss, Wassertiefe, Durchmischung des Ästuars, etc.) abhängig.

### 3.4 Sedimenttransport, Ablagerung und Erosion im Bereich tide- und brackwasserbeeinflusster Vorhäfen

In Tidehäfen werden sowohl Sand- als auch Schluff- und Tonsedimente eingetragen. Die Kornform und -größe der Sedimente bestimmt ursächlich deren Transporteigenschaften. Sande sind z.B. von der Form her eher rund. Eine Klassifizierung der Sedimente erfolgt über die Korngröße (Taf. 3.4-1).

Material	d [mm]
Sand ( <i>sand</i> )	>0,60
Schluff ( <i>silt</i> )	0,02<d<0,60
Lehm, Ton ( <i>clay</i> )	<0,02

Tafel 3.4-1: Klassifizierung von Sedimenten aufgrund ihrer Korngröße

Bei einem Anteil von mehr als 10% Schluff oder Ton kann das Sediment als ein kohäsives Sediment mit entsprechenden Eigenschaften angesehen werden (WHITEHOUSE, ET AL., 2000). Natürliches kohäsives Sediment ist sehr komplex zusammengesetzt. Es besteht aus Kolloiden (in Dispersion), Tonmineralien (mit Durchmesser kleiner 0,5 mm), Sand, anderem körnigem und organischem Material in einer wässrigen Umgebung mit variierendem pH-Wert, sich ändernder Temperatur und Ionenstärke. Es erscheint als ausflockende Suspension mit Feststoffkonzentrationen von wenigen g/l bis annähernd einer Konzentration, die der sich ausbilden-

den Sohle entspricht (z.B. Fluid Mud-Lagen). Zudem ändert sich bei kohäsiven Böden mit steigendem Wassergehalt die Plastizität von fest, über plastisch, zu flüssig (Taf. 3.4-2).

Bezeichnung	Trockenroh- dichte [g/l]	Nassdichte [g/l]	Zustand der Konsolidierung	Rheologisches Verhalten
Suspension	0-10	-	-	Newton'sche Fluid, flüssig
Fluid Mud	10-100	-	Frisch konsolidiert (1 Tag)	Verdünntes Fluid Mud
	100-250	-	Schwach konsolidiert (1 Woche)	Fluid Mud (Bingham)
	250-325	1150-1200	Mittel konsolidiert (1 Monat)	Dichtes Fluid Mud (Bingham)
Weich Abgesetzte Sedi- mente an der Sohle	325-400	1200-1250	Mittel konsolidiert (1 Monat)	Dichtes Fluid Mud (Bingham)
	400-550	1250-1350	Stark konsolidiert (1 Jahr)	Flüssig bis fest
Hart	550-650	1350-1400	Steifer Schlick (10 Jahre)	Fest
	>650	>1400	Harter Schlick (100 Jahre)	Fest

Tafel 3.4-2: Einteilung von Fluid-Sediment Mischungen (VAN RIJN, 1993)

Die Komplexität des kohäsiven Sedimentes kann durch eine Charakterisierung von HAYTER & METHA, 1982, verdeutlicht werden (Tafel 3.4-3). Zur vollständigen Beschreibung des kohäsiven Sedimentes ist eine Vielzahl von Parametern notwendig. Viele Untersuchungen zur Beschreibung von kohäsiven Sedimenten sind aufgrund dieser Komplexität empirischer Natur und beschränken sich dabei auf die spezifischen Untersuchungsgebiete.

Die Kohäsion verändert die Eigenschaften eines Bodens nachhaltig. Die kohäsive Wirkung geht im allgemeinen von Ton aus, dessen Tonminerale chemisch bedingte, interne Bindungskräfte entwickeln. Ein Tonanteil von mehr als 10 % in einem Sediment genügt, um sämtliche Poren eines Korngemisches auszufüllen. Die Tragwirkung des Korngerüstes ist dann nur noch zufälliger Natur, d.h. die Eigenschaften des Tons bestimmen die Gesamteigenschaften des Bodens. Auf die Erosion bzw. Sedimentation eines solchen Bodens hat aber auch die übrige Kornverteilung einen erheblichen Einfluss. Die Entstehung der Kohäsion ist von mehreren Faktoren und deren Zusammenspiel untereinander abhängig. Von entscheidender Bedeutung sind u.a. die Struktur bzw. die Oberfläche der Tonminerale, der pH-Wert, die Ladung und die biogene Zusammensetzung des kohäsiven Materials. Häufig vorzufindende Tonminerale sind die sogenannten Schichtgitter-Silikate. Aufgrund ihrer durch die Verwitterung entstandenen Form werden diese oft als Plättchen bezeichnet (Abb. 3.4-1).

Die schluffigen Sedimente treten vorrangig in Ästuaren und Buchten auf, in denen die vorherrschenden Strömungen und Wellen nur geringe Kräfte auf die Sohle ausüben können. In diesem Bereich befinden sich große Mengen von Feinstsedimenten in Schwebelage. Diese stellen vielfach die Hauptmenge an sedimentiertem Material in den Häfen dar, da sie länger in Suspension bleiben als Sand und sich somit im Verlauf einer Tide auch bei geringen Strömungsgeschwindigkeiten weit in die Häfen hinein verteilen können (Abb. 3.4-2). In den Häfen bil-

det sich zusätzlich ein organischer Anteil an der Sedimentationsmenge aus absterbenden Organismen infolge der innerhalb der Tide durch veränderten Salzgehalt hervorgerufenen Änderungen im Habitat.

1.	Type of material (a) Clay minerals (i) Clay mineral alone (ii) Mixture of clay minerals in varying proportions (iii) Mixture of clay mineral and non-clay mineral, both in the fine sediment range (b) Soils, muds and clay material (i) Mixture of cohesive and non-cohesive (such as sand) sediments (ii) Mixture of clay material and organic matter or organic compounds (iii) Sediments from natural environment (unclassified) (iv) Sediments from natural environment (classified according to Soil Classification System) (c) Non-sediment fine materials
2.	Nature of clay structure (a) Electrical forces acting between particles (i) Net energy of attraction (ii) Double layer thickness (b) Particle arrangement or fabric consisting of texture and particle orientation
3.	Particle size distribution (a) Median diameter (b) Effective size (c) Uniformity coefficient (d) Curvature coefficient
4.	Cation Exchange Capacity
5.	Exchangeable sodium percentage
6.	Sodium Adsorption Ratio of clay
7.	Dielectric constant
8.	Silica-sesquioxide ratio
9.	Chemical composition
10.	Specific Gravity
11.	Hydration or adsorbed water
12.	Antecedent water
13.	Aging
14.	Colour
15.	Odour
16.	Texture
17.	Grain properties
18.	Biological matter

Tafel 3.4-3: Charakterisierung von kohäsiven Sedimenten (HAYTER & METHA, 1982)

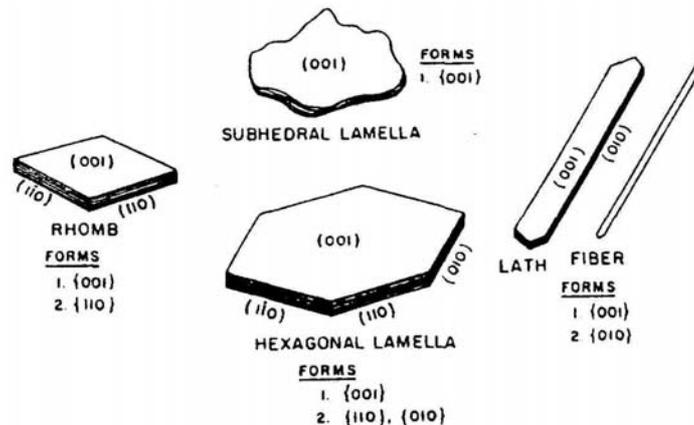


Abb. 3.4-1: Erscheinungsformen einzelner Tonmineralien (GÜVEN, 1992)

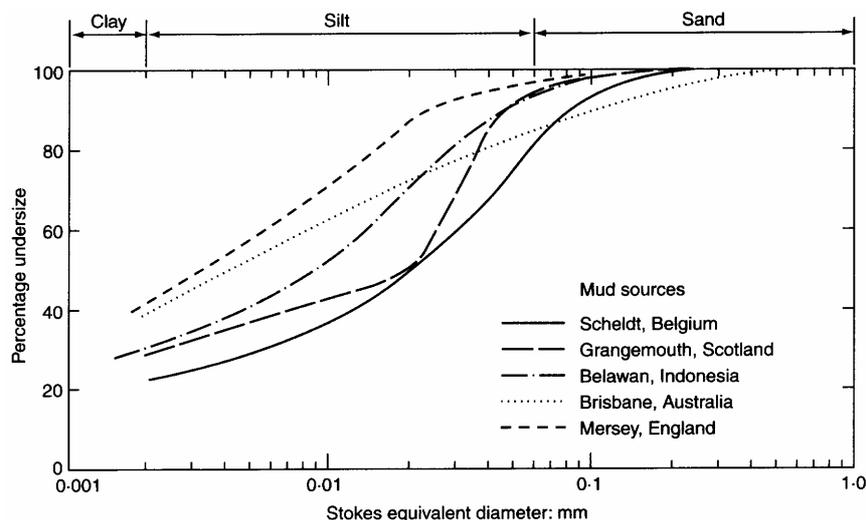


Abb. 3.4-2: Beispielhafte Zusammensetzung von Schlick (WHITEHOUSE, ET AL., 2000)

Wasser mit einem hohen Sedimentanteil wird zwischen Fluss und Hafen ausgetauscht. Im Allgemeinen ist im Hafen eine geringere Sedimentkonzentration als in der Außenströmung vorhanden. Daraus ergibt sich ein Netto-Sedimenttransport in den Hafen hinein. Die Sedimentmenge, die sich eventuell im Hafen absetzt ist hauptsächlich von

- dem Wasseraustausch zwischen Hafen und Außenströmung,
- der Sedimentkonzentration von Hafen- und Flusswasser,
- der Sinkgeschwindigkeit der Sedimentpartikel,
- der Dauer des Austausches des in den Hafen einströmenden Wassers und
- der Aufenthaltszeit im Hafen

abhängig (BOOIJ, 1986). Der Wasseraustausch ist bereits in Kap. 3.3 beschrieben worden. Der Schwebstoffaustausch  $S$  zwischen Außenströmung und Hafen pro Zeiteinheit kann näherungsweise durch Gleichung 3.4-1 beschrieben werden.

$$S = Q_{\text{ex}} \Delta c \quad (3.4-1)$$

Mit:

$S$  Schwebstoffaustauschrate [kg/s]

$Q_{\text{ex}}$  Austauschvolumen [m<sup>3</sup>/s]

$\Delta c$  Differenz der Sedimentkonzentration zwischen Fluss- und Hafenwasser [kg/m<sup>3</sup>]

Nicht die gesamte eingetragene Sedimentmenge  $S$  lagert sich im Hafen ab. Ein Teil des Sedimentes wird durch die Strömung wieder aus dem Hafen transportiert. Zugleich können bei erhöhten Strömungsgeschwindigkeiten, z.B. bei Extremereignissen, abgelagerte Sedimente erodieren.

Der Schwerpunkt dieser Untersuchung wird auf dem Eintrag von schluffigem Material in die Häfen liegen und somit vorrangig den Schwebstofftransport behandeln.

### 3.4.1 Sedimenttransportprozesse

Die Beschreibung der Sedimentations- und Erosionsprozesse von Sedimenten unter Strömungseinfluss bereitet infolge der dynamischen Randbedingungen erhebliche Schwierigkeiten. Zu diesen Randbedingungen zählen u.a. die sich im Verlauf einer Tide zyklisch ändernden Strömungsverhältnisse, die örtlich und zeitlich variierende Zusammensetzung des Fluids und des transportierten Sediments sowie der Einfluss biogener Komponenten auf das Absinkverhalten der Sedimente bzw. Aufbau und Festigkeit der Gewässersohle.

Durch Flut- und Ebbeströmungen, wie sie kontinuierlich wiederkehrend im Verlauf der Tide herrschen, kommt es zu morphologischen Veränderungen mit je nach Oberwasserführung mehr oder weniger ausgeprägtem Jahresgang. Unter bestimmten Bedingungen wird an der Sohle befindliches Material erodiert und mit dem Fluid transportiert, bis es durch eine verminderte Strömungsintensität, z.B. in den Kenterphasen, nicht mehr in Schwebelage gehalten werden kann und sedimentiert.

Transportprozesse von kohäsionslosen Sedimenten können heute mit ausreichender Genauigkeit beschrieben werden. Einen im ingenieur-technischen Bereich häufig angewandten Ansatz für den Beginn der Sedimentbewegung stellt die Lösung von SHIELDS (1936) dar. In diesem

und anderen Ansätzen ist ein Korn in einem ebenen Bett Kräften aus dem Fluid (Trägheit, Reibung usw.) und der Gravitation ausgesetzt (Abb. 3.4.1-1).

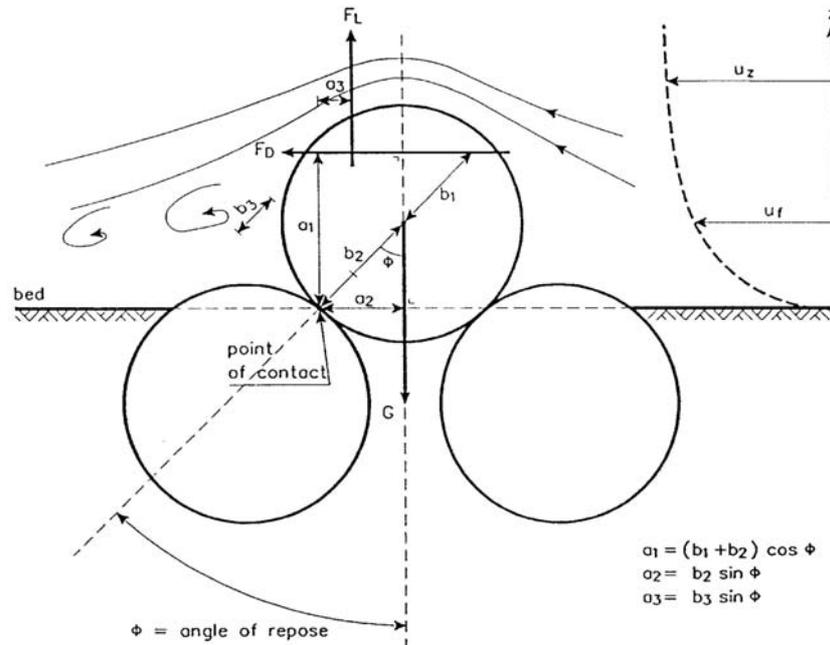


Abb. 3.4.1-1: Kräfte am Einzelkorn (RAUDKIVI, 1982)

Das in Abbildung 3.4.1-2 dargestellte Diagramm zeigt einen Zusammenhang zwischen dem Korndurchmesser  $d$  und der Schubspannungsgeschwindigkeit  $u_*$ . Ist die Kornfraktion des Sediments bekannt, so lässt sich die zugehörige kritische Schubspannungsgeschwindigkeit  $u_{*c}$  bestimmen, bei der die Erosion der Einzelkörner einsetzt.

Des Weiteren existiert für kohäsionslose Sedimente eine Vielzahl weiterer Ansätze, welche die Berechnung der sohnahen Transportraten in dimensionsloser Form erlauben. Diese, für stationär-gleichförmige Strömungen entwickelten Ansätze, liefern auch im Tidebereich brauchbare Ergebnisse. Hier seien z.B. die Formulierungen von EINSTEIN (1950), MEYER-PETER & MÜLLER (1948), BAGNOLD (1956) und ENGELUND & FREDSSØE (1974) genannt.

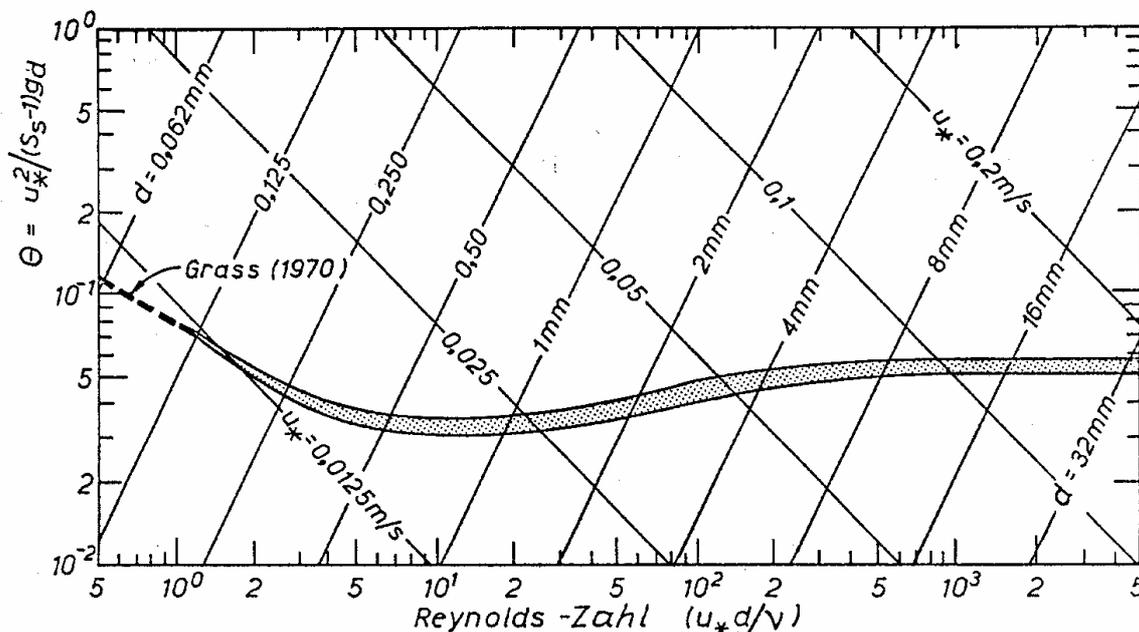


Abb. 3.4.1-2: SHIELDS-Diagramm (SHIELDS, 1936)

Im Gegensatz dazu stellt sich die genaue Beschreibung der Transportprozesse von kohäsiven Sedimenten deutlich schwieriger dar, da diese nicht als einzelne Körner, sondern als größere Aggregate (Flocken) in Suspension transportiert werden (RAUDKIVI, 1982). Die einzelnen Flocken werden nicht mehr unabhängig voneinander transportiert, sondern bilden aufgrund der Kohäsionskräfte im Kontaktfall größere Verbände bzw. führen Stöße im Fall gleichen Ladungspotentials aus. Die Ladungspotentiale der Aggregate können aus der Mehrschichtstruktur des enthaltenen Tonmineralkomplexes (z.B. Illit als typisches Dreischicht-Tonmineral bzw. Montmorillonit als Vierschicht-Tonmineral) abgeleitet werden. Daher zeigen Feinstsedimente oft unerwartete rheologische Eigenschaften (LAGALY, 1988; ABDELMAWLA, 1998). Schon bei einem Gehalt von fünf bis zehn Massenprozent bestimmt die durch die Mehrschicht-Tonminerale entstehende Kohäsion die Transporteigenschaften des Sedimentes (DYER, 1986). So ändern sich ab bestimmten Sedimentkonzentrationen die rheologischen Eigenschaften des Fluid-Sediment-Gemisches derartig, dass durch die vorhandenen Wechselwirkungen zwischen den einzelnen kohäsiven Partikeln das Fließen des Fluids von einem NEWTON'schen Verhalten (einzelne, voneinander unabhängig transportierte Partikel) zu einem pseudoplastischen, nicht-NEWTON'schen Verhalten übergeht (GÜVEN, 1992). In diesem Fall bilden die kohäsiven Sedimentpartikel einen Aggregatzustand, dessen Viskosität deutlich höher ist.

Weiterhin erschwert die Sedimentzusammensetzung (Fraktionsspektrum, mengenmäßige Verteilung) die mathematische Beschreibung der grundlegenden Prozessabläufe. Die aus Kolloi-

den, Tonmineralien, Sand und organischem Material bestehende Sedimentzusammensetzung verändert ihre Transporteigenschaften mit sich änderndem pH-Wert, Temperatur und Ionenstärke der Tonmineralkomplexe.

Ein weiterer, die mathematische Erfassung erschwerender, Faktor ist der Einfluss von Organismen und organischem Material auf die verschiedenen Transportprozesse. Daneben finden sich in einer lebenden Sohle ein starkes chemisches Gefälle, adhäsive Substanzen, Gasblasen sowie Rillen, Kanäle bzw. Röhren von Bodenorganismen, welche einen Einfluss auf die Erosionseigenschaften des Bodens haben (MONTAGUE, 1986).

PARKER (1986) entwickelte ein Modell, welches die Vorgänge bzw. Zusammenhänge aufzeigt, die vom frei beweglichen (mobilen) Sediment bis hin zur auskonsolidierten Sohle auftreten können. Eine schematische Darstellung dieses Modells ist in Abbildung 3.4.1-3 zu finden. Ein wichtiger Aspekt ist der zyklische Transfer von Material.

In Abschnitten höherer Strömungsintensitäten kann das Sediment in Schwebelage gehalten werden, und es bewegt sich frei unter dem Einfluss der aus der Wasserbewegung entstehenden Kräfte. PARKER (1986) spricht hier von einer mobilen Suspension.

Hat sich die Turbulenzintensität der Strömung so verringert, dass die auf die Sedimentpartikel wirkenden Gravitationskräfte nicht mehr ausgeglichen werden können, beginnt das Sediment abzusinken. Aufgrund der zwischen den kohäsiven Tonpartikeln wirkenden Anziehungskräfte formen diese mit zunehmender Konzentration durch den Absetzprozess lose Ansammlungen, die im allgemeinen als Flocken bezeichnet werden. Mit zunehmender Flockengröße steigt auch die Sinkgeschwindigkeit im Vergleich zu einem einzelnen Teilchen an. Im weiteren Verlauf des Absetzvorgangs beginnen die Flocken oberhalb einer bestimmten Konzentration sich gegenseitig zu behindern. Die Sinkgeschwindigkeit nimmt deutlich ab. Ist keine horizontale Bewegung, sondern nur noch ein vertikales Absetzen mit stark verminderter Sinkgeschwindigkeit möglich, entsteht eine stationäre Suspension (PARKER, 1986).

Durch Strömung induzierte Turbulenzen können Flockenansammlungen wieder aus der stationären Suspension in die mobile Suspension heraustragen. Das Material, welches die Sohle erreicht, wird unter seinem Eigengewicht weiter verdichtet, bis die zunächst Kartenhaus-ähnliche Struktur unter der zunehmenden Auflast zusammenbricht. Unterstützt wird dieser Vorgang u.a. durch die Anziehungskräfte, die zwischen den kohäsiven Sedimentpartikeln herrschen. Das in den Hohlräumen eingeschlossene Porenwasser wird während dieses Vorgangs herausgedrückt. Die Verdichtung des abgelagerten Sedimentes durch Eigengewicht unter Abscheiden des Porenwassers wird als Konsolidierung bezeichnet.

Die Konsolidierung der jüngeren Ablagerungen kann solange fortschreiten, wie die auftretenden Strömungsgeschwindigkeiten und resultierenden Turbulenzen nicht stark genug sind, um das Sediment zu erodieren. Die beginnende Konsolidierung des kohäsiven Sedimentes führt zu einer Erhöhung der Widerstandsfähigkeit gegen Erosion, so dass ein Teil des abgelagerten Sedimentes auch bei höheren Strömungsgeschwindigkeiten und Turbulenzen nicht resuspendiert werden kann und die Sohlmächtigkeit in geringem Maße zunimmt. Diesen Bereich erhöhter Erosionsstabilität bezeichnet PARKER (1986) als *settled mud* bzw. als *settled bed*, also einen sich absetzenden Schlamm oder Schlick. VAN RIJN (1993) definiert diesen Schlick als Fluid-Sediment-Gemisch bestehend aus Salzwasser, Sand, Tonmineralien und organischem Material. Dieser Teil der Ablagerung kann auskonsolidieren, bis die dichteste Lagerung erreicht ist. Diese erosionsstabilen Sohlschichten können später durch entsprechend große Scherbeanspruchungen erodiert und resuspendiert (*entrainment*) werden. Damit schließt sich der o.g. Materialkreislauf.

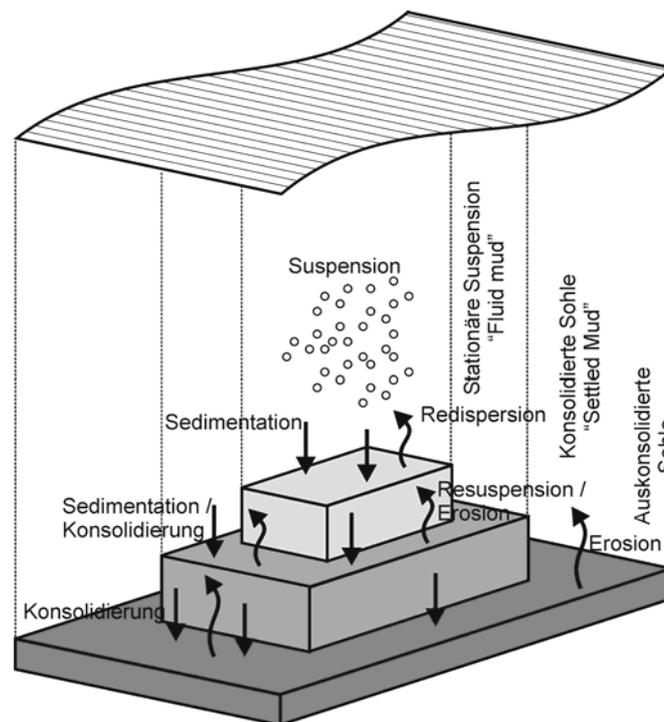


Abb. 3.4.1-3: Schematische Darstellung der Transportvorgänge von der mobilen Suspension bis zur auskonsolidierten Sohle (STOSCHEK, 2003)

### 3.4.1.1 Schwebstofftransport

Transportprozesse von Schwebstoffen, die quantitativ beschrieben werden sollen, beinhalten Sedimentanhäufungen, Absetzvorgänge, Sedimentablagerungen, Konsolidierung, Erosion und

dispersiven Transport. Diese Vorgänge werden in einem mathematischen Modell gewöhnlich durch Quell- und Sinkterme sowie Terme, die den Transport wiedergeben, beschrieben. Eine mögliche Darstellungsform ist die Advektions-Dispersions-Gleichung für Massentransport. Gl. 3.4.1.1-1 stellt sie in allgemeiner dreidimensionaler Form (TEISSON & FRITSCH, 1988) dar. Je nach Aufgabenstellung lässt sich Gl. 3.4.1.1-1 über Annahmen vereinfachen (z.B. mittlere Geschwindigkeiten, Betrachtung in zwei Dimensionen etc.), so dass einzelne Terme entfallen.

$$\frac{\partial c}{\partial t} + u \frac{\partial c}{\partial x} + v \frac{\partial c}{\partial y} + w \frac{\partial c}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial x} (D_x \frac{\partial c}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y} (D_y \frac{\partial c}{\partial y}) + \frac{\partial}{\partial z} (D_z \frac{\partial c}{\partial z}) + S \quad (3.4.1.1-1)$$

Mit:

- $c$             Konzentration [kg/m<sup>3</sup>]
- $u, v, w$      Komponenten der Strömungsgeschwindigkeit in x-, y- und z-Richtung [m/s]
- $D_x, D_y, D_z$  Diffusionskoeffizient in x-, y- und z-Richtung [m<sup>2</sup>/s]
- $S$             Sink- und Quellterm ( $S = -q_d + q_e$ ) [kg/(m<sup>3</sup>·s)]
- $q_e$           Erosionsrate [kg/(m<sup>3</sup>·s)]
- $q_d$           Sedimentationsrate [kg/(m<sup>3</sup>·s)]

Der Schwebstofftransport kann mit zunehmender Schwebstoffkonzentration die turbulente Energie des Wassers beeinflussen. Die Sohlschubspannung kann sich signifikant verringern und somit Einfluss auf den Transport kohäsiver Sedimente und der Eintrag in die Suspension ausüben. Der wichtigste Prozess, der zur Änderung der Turbulenz beiträgt, ist die Dämpfung durch Auftriebskräfte. Ein Beispiel ist das Absinken von Partikeln, das durch eine Schicht mit höherer Partikelkonzentration in einer stabilen Schichtung auf einer tieferen Ebene, gestört wird. Des Weiteren erhöhen die Partikel in einem Fluid die Viskosität der Mischung, was wiederum die Dissipation der turbulenten kinetischen Energie erhöht. Bei sehr hohen Partikelkonzentrationen kann die Turbulenz durch die Interaktion zwischen den Partikeln an Energie verlieren, was sich wiederum durch einen zusätzlichen Anstieg der Viskosität der Suspension bemerkbar macht (TOORMAN, et al., 2002).

### 3.4.1.2 Ausflockung von Schwebstoffen

Die Ausflockung von Schwebstoffen erfordert Kollisionen, hervorgerufen durch eine entsprechend hohe Bewegungsenergie der einzelnen Teilchen. Die drei maßgebenden Kollisionsmechanismen sind (VAN RIJN, 1993):

- BROWN'sche Molekularbewegung von Partikeln  $< 4\mu\text{m}$ . Die Anzahl der herbeigeführten Kollisionen ist proportional zur Partikelkonzentration.
- Kollision in einem turbulenten Strömungsfeld.
- Kollision durch unterschiedlich hohe Sinkgeschwindigkeiten der Aggregate (*differential settling*). Hierbei treffen größere Aggregate infolge höherer Sinkgeschwindigkeiten auf kleinere Aggregate oder einzelne Partikel, überwinden dadurch die abstoßenden Kräfte und gehen mit ihnen eine Verbindung ein.

Weitere beeinflussende Faktoren sind die Korngröße, Partikelkonzentration, Salzgehalt, Temperatur und der Anteil organischen Materials.

Die Größe der Flocken hängt von der Kollisionsfrequenz und damit von der Konzentration sowie der Größe der Kohäsionskräfte ab (BURT, 1986). Die Kollisionsfrequenz berechnet KRONE (1962) über die Wahrscheinlichkeit einer Kollision zwischen zwei Teilchen. Dabei wird zwischen der Kollisionsfrequenz aufgrund der BROWN'schen Molekularbewegung (Gl. 3.4.1.2-1) und einer Kollisionsfrequenz aufgrund örtlicher Schubspannungen, resultierend aus der Wasserbewegung, unterschieden (Gl. 3.4.1.2-2).

$$I = \frac{4 \cdot k_{\text{Boltzmann}} \cdot T' \cdot n_{\text{Ton}}}{3 \cdot \mu} \quad (3.4.1.2-1)$$

$$J = \frac{4}{3} \cdot n_{\text{Ton}} \cdot R^3 \cdot \frac{du}{dz} \quad (3.4.1.2-2)$$

Mit:

I Kollisionswahrscheinlichkeit aufgrund BROWNScher Molekularbewegung [1/s]

J Kollisionswahrscheinlichkeit aufgrund örtlicher Schubspannungen [1/s]

$k_{\text{BOLTZMANN}}$  BOLTZMANN-Konstante =  $1,3803 \cdot 10^{-25}$  [J/K]

$T'$  absolute Temperatur [°K]

$n_{\text{Ton}}$  Anzahl der Tonteilchen pro Volumeneinheit [ $1/\text{m}^3$ ]

$\mu$  dynamische Viskosität [ $\text{kg}/(\text{m}\cdot\text{s})$ ]

R Kollisionsradius (Annahme des zweifachen Partikelradius) [m]

$du/dz$  örtliche Größe der Schubspannung [1/s]

Mit zunehmender Konzentration steigt die Kollisionsrate an, wodurch größere Aggregate gebildet werden, die sich mit anwachsendem Gewicht schneller absetzen (Abb. 3.4.1.2-1).

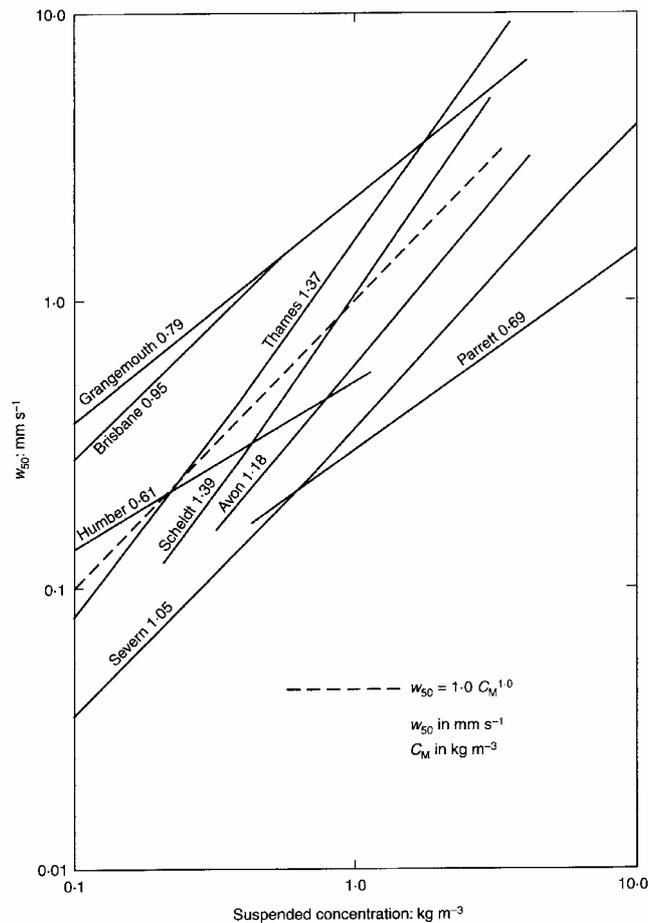


Abb. 3.4.1.2-1: Vergleich der mittleren Sinkgeschwindigkeiten aus Feldmessungen in Abhängigkeit von der Konzentration der suspendierten Sedimente (DELO & OCKENDEN, 1992)

Die Berechnung der Sinkgeschwindigkeit lässt sich in Abhängigkeit von der Konzentration in drei Bereiche unterteilen (MEHTA, 1986):

**Konzentrationen unter 10 mg/l:** Die Bildung größerer Aggregate ist aufgrund seltener Kollisionen vernachlässigbar. Die Sinkgeschwindigkeit der Teilchen lässt sich mit Hilfe des STOKES'schen Gesetzes berechnen. Dieser Fall liegt in der Praxis nur selten vor. Es gilt:

$$w_s = \frac{g \cdot d^2}{18 \cdot \mu} \cdot (\rho_s - \rho_w) \tag{3.4.1.2-3}$$

Mit:

- $w_s$  Partikelsinkgeschwindigkeit [m/s]
- $g$  Erdbeschleunigung [m/s<sup>2</sup>]
- $d$  Korn- bzw. Partikeldurchmesser [m]
- $\mu$  dynamische Viskosität [kg/(m·s)]

$\rho_s$  Dichte der Partikel [kg/m<sup>3</sup>]

$\rho_w$  Dichte des Wassers [kg/m<sup>3</sup>]

**Konzentrationen zwischen 10 mg/l und 10.000 mg/l:** Durch Aggregatbildung (Flockenbildung) kommt es mit zunehmender Konzentration zu einer Erhöhung der Sinkgeschwindigkeit  $w_s$ . In diesem Fall ergibt sich folgende Beziehung zwischen der Sinkgeschwindigkeit  $w_s$  und der Konzentration  $c$  (vgl. Abb. 3.4.1.2-2 und Tafel 3.4.1.2-1):

$$w_s = k^* \cdot c^{n^*} \quad (3.4.1.2-4)$$

Mit:

$w_s$  Partikelsinkgeschwindigkeit [m/s]

$k^*$  sedimentspezifischer, empirischer Koeffizient [m<sup>3</sup>/kg]

$c$  Suspensionskonzentration [kg/m<sup>3</sup>]

$n^*$  Potenz, Konstante [-]

	$w_s$	$c$	SEDIMENT
NEDECO (1965)	1·10 <sup>-2</sup> mm/s bis 3·10 <sup>-2</sup>	2·10 <sup>2</sup> mg/l bis 1·10 <sup>5</sup>	Demerara silt
OWEN (1970)	2·10 <sup>-2</sup> mm/s bis 7,5·10 <sup>-</sup>	2·10 <sup>2</sup> mg/l bis 3·10 <sup>4</sup>	Avonmouth mud
VAN RIJN/LOUISSE (1987)	1·10 <sup>-2</sup> mm/s bis 1,5·10 <sup>-</sup>	2·10 <sup>2</sup> mg/l bis 1·10 <sup>5</sup>	Kaolinit

Tafel 3.4.1.2-1: Beispiele mittlerer Sinkgeschwindigkeiten  $w_s$  in Abhängigkeit von der Konzentration  $c$  (VAN RIJN & LOUISSE, 1987)

ZHU (1993) gibt Versuchsergebnisse von KRONE (1962) wieder, der bei Suspensionskonzentrationen kleiner 10.000 mg/l Größen für  $k^* = 0,011$  und  $n^* = 4/3$  erhält. BURT (1986) bestätigt nach Feldmessungen in der Themse die Proportionalität von Sinkgeschwindigkeit und Konzentration potenziert mit 4/3. Jedoch weicht der Vorfaktor  $k^*$  von KRONE's Ergebnissen ab. Nach PARTHENIADES (1986) ändert sich  $k^*$  je nach Zusammensetzung des Sedimentes, während sich  $n^*$  auch nach anderen Autoren zu annähernd 4/3 ergibt. MEHTA (1986) und VAN RIJN (1993) geben für  $n^*$  einen Bereich von 1 bis 2 an.

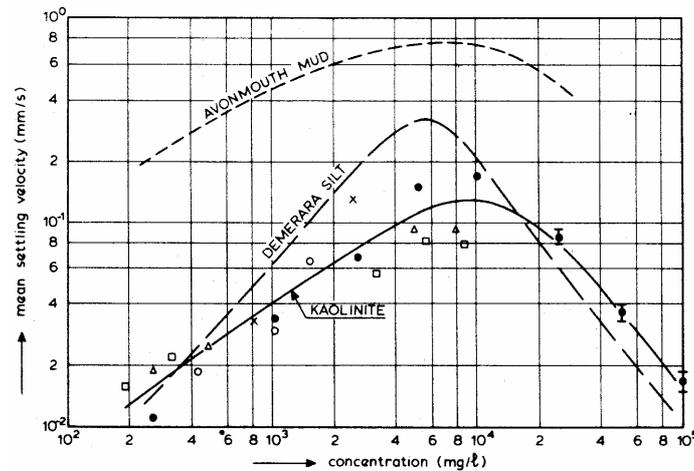


Abb. 3.4.1.2-2: Mittlere Sinkgeschwindigkeit  $w_s$  in Abhängigkeit von der Konzentration  $c$  (VAN RIJN, 1993)

**Konzentrationen von mehr als 10.000 mg/l:** Bei Konzentrationen größer 10.000 mg/l bilden die Flocken im sogenannten *Fluid Mud* ein kontinuierliches Netzwerk, aus dem das vorhandene eingeschlossene Porenwasser nur eingeschränkt nach oben entweichen kann, da es sich während des Verdrängungsprozesses einen Weg durch die Flockenzwischenräume bahnen muss. Aufgrund dieser Vorgänge ist die Sinkgeschwindigkeit in diesem Bereich deutlich reduziert. Dieser Prozess wird als gehemmtes oder behindertes Absetzen (*hindered settling*) bezeichnet (KRONE, 1962). Die BROWN'sche Molekularbewegung spielt dort für die Kollisionsprozesse eine immer größere Rolle. In vielen praktischen Fällen hat sich in diesem Bereich die empirische Gleichung 3.4.1.2-5 als ausreichend genau erwiesen:

$$w_s = w_{so} (1 - \alpha \cdot c)^\beta \quad (3.4.1.2-5)$$

Mit:

- $w_s$  Partikelsinkgeschwindigkeit [m/s]
- $w_{so}$  Referenzsinkgeschwindigkeit eines einzelnen Partikels (entspricht i.w. Gl. 3.4.1.3-5) [m/s]
- $\alpha$  sedimentspezifischer, empirischer Koeffizient [m<sup>3</sup>/kg]
- $c$  Suspensionskonzentration [kg/m<sup>3</sup>]
- $\beta$  Koeffizient (= 3 bis 5; VAN RIJN, 1993) [-]

Einige aktuellere Arbeiten zu diesem Themenbereich wurden von METHA veröffentlicht (z.B. MEHTA, 1996). Diese Arbeiten enthalten eine weitere empirische Lösung (Gl. 3.4.1.2-6) zur Beschreibung der Sinkgeschwindigkeit in sogenannten *hindered settling*-Bereichen.

$$w_s = \frac{a' \cdot c^{n'}}{(c^2 + b'^2)^{m'}} \quad (3.4.1.2-6)$$

Mit:

$w_s$	Partikelsinkgeschwindigkeit [m/s]
$a'$	sedimentspezifischer, empirischer Koeffizient [-]
$c$	Suspensionskonzentration [kg/m <sup>3</sup> ]
$n'$	sedimentspezifischer, empirischer Koeffizient (= 0,8 bis 2,5; MEHTA, 1996) [-]
$b'$	sedimentspezifischer, empirischer Koeffizient (=1 bis 10; MEHTA, 1996) [-]
$m'$	sedimentspezifischer, empirischer Koeffizient (=1 bis 3; MEHTA, 1996) [-]

Die Einflüsse der in Suspension befindlichen biogenen Komponenten auf die Transportprozesse von Feinstsedimenten sind unzureichend erforscht. Erschwert werden die Untersuchungen durch die zeitliche und räumliche Variabilität der auftretenden Prozesse. Dennoch ist eine Reihe von biologisch begründeten Prozessabläufen bekannt, die zu einer Flockenbildung führen oder eine solche begünstigen:

- Ausfällung, Polymerisation oder Adsorption an gelösten organischen Partikeln,
- Adhäsion an Detritus,
- Ausscheidung organischer Substanzen (EPS),
- Aggregation an Luft- oder Gasbläschen,
- Pelletisation (Aggregation von suspendierten Stoffen zu Kotpartikeln),
- Aggregation an den Rückständen benthischer Mikroflora und -fauna.

Die Auswirkungen auf Größe, Dichte und Stabilität der gebildeten Flocken ist sehr unterschiedlich. Funktionelle Zusammenhänge zur Sinkgeschwindigkeit lassen sich aus verschiedenen Gründen nicht herleiten:

- Die einzelnen Mechanismen sind stark von den Milieubedingungen und der Populationszusammensetzung abhängig. Eine Veränderung dieser beiden Faktoren kann sich innerhalb kurzer Zeit vollziehen und gehört mitunter zu einem natürlichen Zyklus.
- Die Einflüsse lassen sich nicht auf physikalisch-chemische Wechselwirkungen zurückführen.

Aufgrund der Komplexität der erwähnten Vorgänge ist man daher bemüht, zunächst einzelne Teilprozesse genauer zu verstehen. Beispielsweise ist die Haftung der Mikroorganismen an den suspendierten Partikeln relativ gut erforscht. Eine zentrale Rolle spielen hier Extrazelluläre Polymere Substanzen (EPS), die eine Art Brückenfunktion zwischen Substrat und Zelle übernehmen. So gilt es als gesichert, dass es infolge biologischer Aktivität zu einer verstärkten Aggregatbildung kommt. Deren Einfluss auf die zu erwartenden Sinkgeschwindigkeiten

ist jedoch unklar. Einer Erhöhung durch die Bildung größerer Flocken steht eine Abnahme durch die Verringerung der mittleren Dichte gegenüber.

KRONE (1962) stellte fest, dass es ab einer Suspensionskonzentration von rd. 10 g/l zu einem behinderten Absetzen im sogenannten *Fluid Mud* kommt. KIRBY (1986) unterteilt diesen Bereich weiter in mobilen und stationären *Fluid Mud*. Letzterer weist keine horizontalen Geschwindigkeitsanteile mehr auf. Im Bereich des stationären *Fluid Muds* entsteht das vielleicht schwächste Gleichgewicht zwischen dem Eigengewicht, den bindenden Kräften an den Kontaktpunkten der Flocken und den Scherspannungen. Diese erste Ablagerung ist durch einen hohen Poren- und Wassergehalt sowie eine geringe Dichte gekennzeichnet (Abb. 3.4.1.2-3). Mit zunehmender Konsolidierung nimmt der Druck auf tiefere Schichten zu, so dass es zu einer Neuformierung kommt. Die ersten Kontaktpunkte brechen auf und die Flocken formieren sich unter Abgabe von Porenwasser zu einem stabileren Gerüst mit einer größeren Anzahl an Kontaktpunkten, wodurch die Dichte der Flockenansammlungen ansteigt (PARTHENIADES, 1986). Die weitere Konsolidierung an der Gewässersohle wird durch Konsolidierungstheorien (z.B. von GIBSON ET AL., 1967 oder BEEN & SILLS, 1983) wiedergegeben.

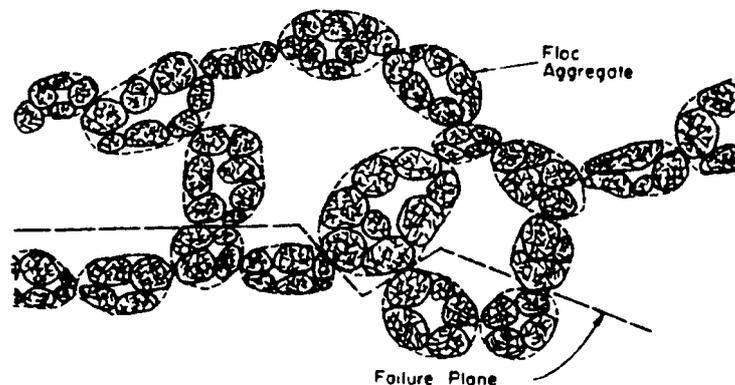


Abb. 3.4.1.2-3: Schematische Darstellung eines Netzwerkes aus Flocken in seinem schwächsten Zustand (PARTHENIADES, 1986)

Nach LICK ET AL. (1992) sind numerische Simulationen der Ausflockungsprozesse zwar möglich, jedoch ist der Rechenaufwand und damit der Zeitbedarf, um zu Ergebnissen zu gelangen, sehr hoch. Die Ursache dafür liegt darin, dass bislang alle Zustände einer einzelnen Flocke numerisch beschrieben wurden und dadurch die Gesamtbeschreibung des Ausflockungsprozesses zu erheblichen Datenmengen führt, deren Auswertung sehr zeitaufwendig ist. Die Lösung dieses Problems besteht für LICK ET AL. (1992) darin, die Anzahl der einzelnen Zustände zu reduzieren, indem Flocken gleicher Größe gruppiert werden. So kann die Anzahl der zu

berechnenden Zustände von einigen Tausend auf eine kleinere Zahl reduziert werden. Typisch sind nach LICK ET AL. (1993) zehn zu berechnende Zustände.

Wie auch bei anderen Modellen ist in diesem Modell die Erhaltung der Masse gewährleistet. Im Vergleich zu LICK ET AL. (1992) fehlt anderen Ansätzen häufig eine Betrachtung des Volumens. Während einer Kollision bleibt zwar die Masse erhalten, jedoch ändert sich das Volumen, da sich auch Hohlräume zwischen den Partikeln oder kleineren Flocken bilden können. Die mathematische Herleitung des numerischen Modells ist bei LICK ET AL. (1992) zu finden, während LICK ET AL. (1993) eine Zusammenfassung der Modelleigenschaften und eine allgemeine Beschreibung des Ausflockungsvorganges wiedergeben.

Generell ist die Ermittlung der Sinkgeschwindigkeit von Feinstsedimenten in Anbetracht der zu bestimmenden empirischen Koeffizienten schwierig (vgl. Gl. 3.4.1.2-3 bis 3.4.1.2-6). Weitere Informationen zur Sinkgeschwindigkeit kohäsiver Sedimente können den Arbeiten von NEILSON (1992) und RUNZE ET AL. (1989) entnommen werden.

### 3.4.1.3 Konsolidierung von Feinstsedimenten an der Gewässersohle

Im Übergangsbereich zwischen voll konsolidierter Gewässersohle und Suspension entwickelt sich ein Rahmengerüst zwischen Flocken, dem wirksame Spannungen zugeordnet werden können. In der Wassersäule können die Suspensionskonzentration  $c$  [g/l], die Gesamtspannung  $\sigma$  [kN/m<sup>3</sup>], welche sich aus der Integration des Dichteprofiles ergibt und der Fluid- bzw. Porenwasserdruck  $u^*$  [kN/m<sup>3</sup>] bestimmt werden. Daraus errechnet sich die sogenannte wirksame Spannung  $\sigma'$  als Differenz aus der Gesamtspannung und dem Porenwasserdruck  $\sigma' = \sigma - u^*$ . Während in Suspensionen in der Regel keine wirksamen Spannungen auftreten, ist in einem herkömmlichen Boden die wirksame Spannung selten gleich Null (außer an der Oberfläche), da durch das Eigengewicht des Bodens eine Gesamtspannung erzeugt wird, die meistens größer ist als der Porenwasserdruck. Letzterer entspricht i.a. annähernd der hydrostatischen Druckverteilung und ist dadurch kleiner als die Gesamtspannung (SILLS & ELDER, 1986). Daher kann die wirksame Spannung als physikalischer Parameter zur Festlegung des Übergangs zwischen Suspension und konsolidierter Schicht dienen (SILLS & ELDER, 1986).

Das Rahmengerüst zwischen den Flocken ist sehr kompressibel, so dass große Verformungen möglich sind. Wenn sich weiteres Material an der obersten Schicht ablagert, wird der Zwischenraum durch das zusätzliche Gewicht unter Ausscheidung von Porenwasser aus den Hohlräumen der Flocken weiter verkleinert. Dieser Verdichtungsprozess wird als Konsolidie-

ung bezeichnet. Durch die in Wechselwirkung tretenden Flocken entsteht ein stabilisierender Effekt auf die Sohle gegenüber den anstehenden Strömungen und Turbulenzen (SILLS & ELDER, 1986).

MIGNIOT/BOULOC (1981) unterscheiden fünf Phasen der Konsolidierung (Abb. 3.4.1.3-1):

- |                          |   |
|--------------------------|---|
| 0 Std. bis 0,1 Std.:     | Flockenbildungsphase  |
|                          | Das suspendierte Material setzt sich durch Flockenbildung rasch ab. Es entsteht eine feste Schicht.   |
| 0,1 Std. bis 1,0 Std.:   | Gehemmtes oder behindertes Absetzen   |
|                          | Eine Suspensionskonzentration von $c > 10$ g/l behindert das Absetzen der Schwebstoffe, da das Wasser infolge der starken Flockenbildung nicht leicht entweichen kann. Es bildet sich die sogenannte <i>Fluid Mud</i> -Schicht. |
| 1,0 Std. bis 10, 0 Std.: | 1. Konsolidierungsphase   |
|                          | Die Flockenstruktur bricht auf, das Porenwasser entweicht und die Sedimente beginnen zu konsolidieren.  |
| 10 Std. bis 600 Std.:    | 2. Konsolidierungsphase   |
|                          | Durch die Drainwirkung entweicht das Wasser nur langsam.  |
| > 600 Std.:              | 3. Konsolidierungsphase   |
|                          | Durch die Auflast der oberen Schichten wird eine zusätzliche Konsolidierung erreicht.   |

Je höher der Konsolidierungsgrad und die Tiefe des Bodens, desto größer ist die Bodendichte und damit auch der Bodenfeststoffgehalt  $c_b$ . Der Bodenfeststoffgehalt  $c_b$  an der Sohle kann als Funktion der Trockenlegungs- bzw. der Konsolidierungsdauer  $t^*$  dargestellt werden (MIGNIOT & BOULOC, 1981):

$$c_b = \alpha^* \cdot \log t^* + \beta^* \quad (3.4.1.3-1)$$

Mit:

- |            |   |
|------------|---|
| $c_b$      | Bodenfeststoffgehalt [kg/m <sup>3</sup> ]     |
| $t^*$      | Trockenlegungs- bzw. Konsolidierungsdauer [s] |
| $\alpha^*$ | Korngrößenfaktor [-]                          |
| $\beta^*$  | Faktor in Abhängigkeit vom Fluid [-]          |

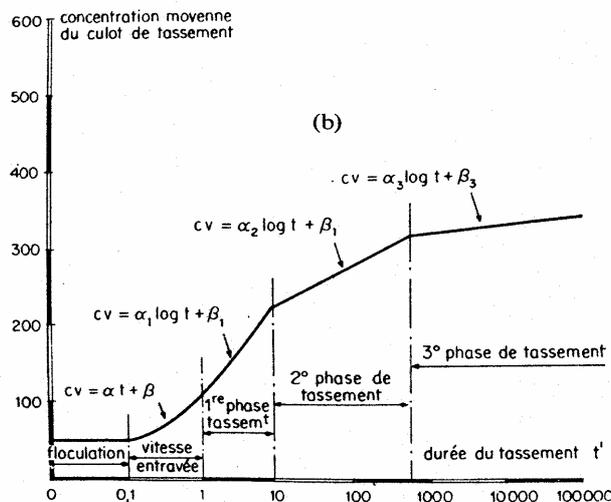


Abb. 3.4.1.3-1: Phasen des Absetzens und der Konsolidierung bindiger Böden  
(MIGNIOT&BOULOC, 1981)

Bisher wurde die Konsolidierung in Modellansätzen nur ungenügend berücksichtigt. Eine Übersicht der Arbeiten über die Konsolidierung kohäsiver Böden (Abb. 3.4.1.3-2) zeigt, dass die Arbeiten von TERZAGHI (1925), KYNCH (1952) und GIBSON ET AL. (1967) grundlegend sind. KYNCH (1952) legt den Grundstein der theoretischen Beschreibung des Absetzprozesses von Sedimenten. Ziel dieser Arbeit war es, den Sedimentationsvorgang vollständig über die örtliche Konzentration zu beschreiben, ohne die auf die Partikel wirkenden Kräfte zu berücksichtigen. Das Modell von GIBSON ET AL. (1967) ist allgemeingültiger, da der Konsolidierungsvorgang unter Berücksichtigung der möglichen Verformungen durch vertikale Spannungen und variierender Permeabilität und Kompressibilität beschrieben wird. Bei dünnen Schichten ist das Eigengewicht der konsolidierten Schicht vernachlässigbar. Dagegen wird bei dicken Schichten die Konsolidierung vornehmlich durch das Eigengewicht vorangetrieben.

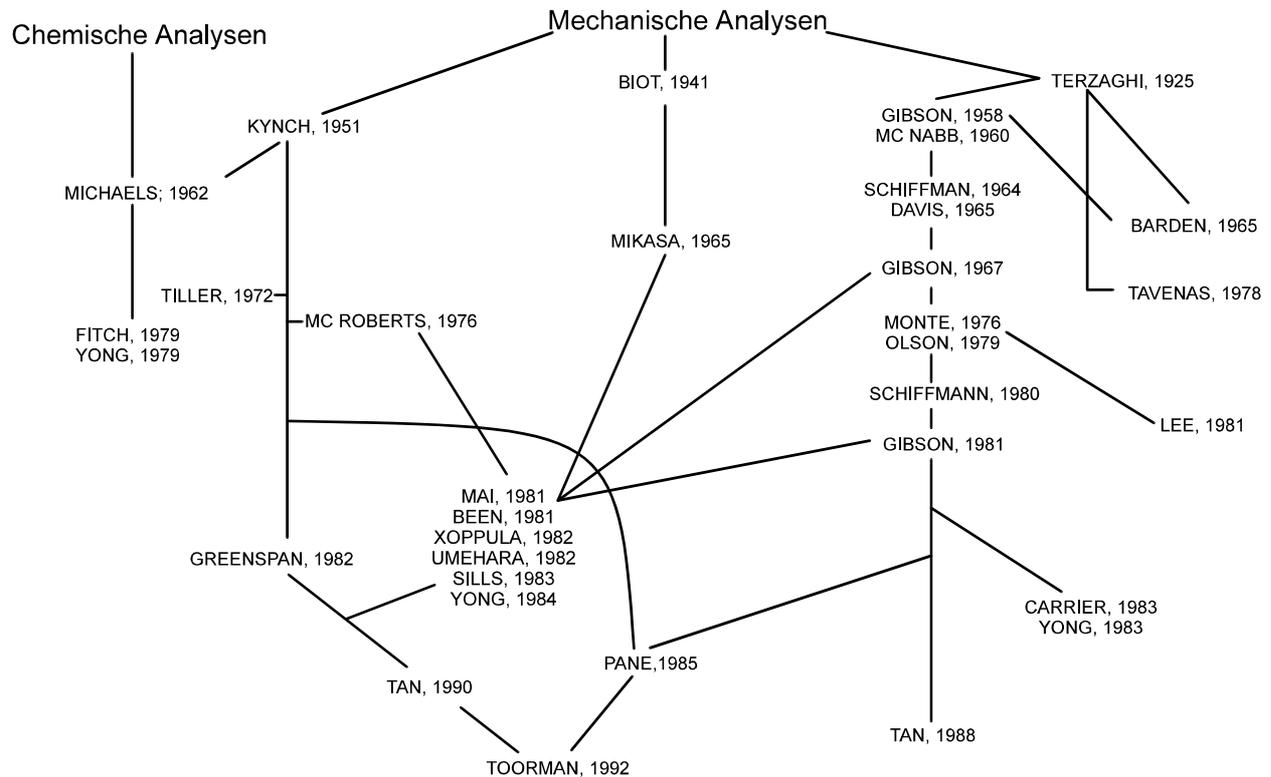


Abb. 3.4.1.3-2: Übersicht der theoretischen Studien über die Konsolidierung kohäsiver Böden (ALEXIS ET AL., 1993)

Als weiterer Ansatz zur Beschreibung der Konsolidierung von Schwebstoffen sei der von BEEN/SILLS (1983) genannt. Er ermöglicht die Berechnung des Porenwasserdrucks  $u^*$  an einer beliebigen Stelle  $y$  und zum beliebigen Zeitpunkt  $t$  unter einer imaginären Auflast:

$$u^*(y^*, T^*) = 2 \cdot (\rho_S - \rho_F) \cdot z_0 \cdot \sum_n \frac{\cos(m^\circ \cdot \pi \cdot y)}{m^{\circ 2} \cdot \pi^2} \cdot \exp(-m^{\circ 2} \cdot \pi^2 \cdot T^*) \quad (3.4.1.3-2)$$

Mit:

- $u^*$  Porenwasserdruck [KN/m<sup>2</sup>]
- $y^*$  Materialkoordinate [-]
- $T^*$  Zeitfaktor [-]
- $\rho_S$  Dichte des Sediments [kg/m<sup>3</sup>]
- $\rho_F$  Dichte des Fluids [kg/m<sup>3</sup>]
- $z^0$  Koordinate der Schichtoberfläche [m]
- $n^\circ = 0, 1, 2, 3, \dots$  [-]
- $m^\circ = 0,5 \cdot (2 \cdot n^\circ + 1)$  [-]

Mit Gleichung 3.4.1.3-1 ergibt sich für  $z = z_1$  (reale Sohloberfläche) ein resultierender Porenwasserdruck. Aus Laborversuchen sollte sich dieser jedoch zu Null ergeben. Daher wurde Gleichung 3.4.1.3-1 in folgender Weise modifiziert (BEEN & SILLS, 1983):

$$u_1(z, t) = u^*(z, t) - u^*(z_1, t) \quad \text{für } 0 \leq z \leq z_1 \quad (3.4.1.3-3)$$

Mit:

- $u^*$  Porenwasserdruck [KN/m<sup>2</sup>]
- $u_1$  Porenwasserdruck in der realen Sohle [KN/m<sup>2</sup>]
- $z$  vertikale Koordinate [m]
- $z_1$  reale Sohloberfläche [m]
- $t$  Zeit [s]

Eine mögliche Darstellung der Ergebnisse aus der Kombination der Gleichungen 3.4.1.3-2 und 3.4.1.3-3 zeigt Abbildung 3.4.1.3-3 für den Fall  $z_0 = 1,5 \cdot z_1$  ( $z_0$  ist die Koordinate der Schichtoberfläche).

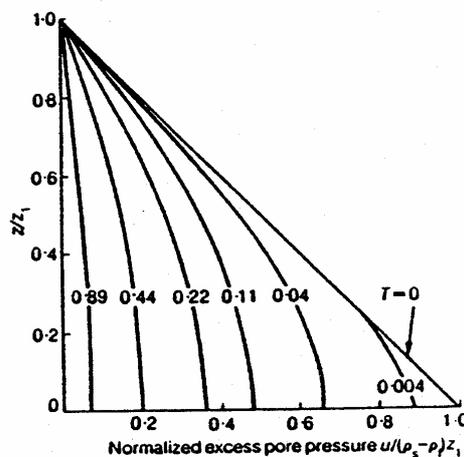


Abb. 3.4.1.3-3: Verlauf des Porenwasserdrucks für  $z_0 = 1,5 \cdot z_1$  (BEEN & SILLS, 1983)

### 3.4.1.4 Erosion von Feinstsedimenten an der Gewässersohle

Wenn äußere Kräfte auf die Sohloberfläche von sedimentiertem kohäsiven Material einwirken, können sowohl Erosions- als auch Sedimentationsprozesse stattfinden, wobei die Größe des jeweiligen Partikelstroms u.a. von der Größe der angreifenden Kräfte abhängt. Die Sohl-schubspannung  $\tau_0$  ist dabei ein weitverbreitetes Maß für die Intensität der Sedimentations- bzw. Erosionsprozesse. Gebräuchlich ist auch die aus  $\tau_0$  resultierende Schubspannungsgeschwindigkeit  $u^*$ :

$$u_*^2 = \frac{\tau_0}{\rho} = \frac{\mu}{\rho} \cdot \frac{du}{dy} = \nu \frac{du}{dy} \quad (3.4.1.4-1)$$

Mit:

$u_*$	Schubspannungsgeschwindigkeit [m/s]
$\tau_0$	Sohlschubspannung [KN/m <sup>2</sup> ]
$\rho$	Dichte des Fluids [kg/m <sup>3</sup> ]
$\mu$	dynamische Zähigkeit des Fluids [kg/(m·s)]
$\nu$	kinematische Zähigkeit des Fluids [m <sup>2</sup> /s]
$du/dy$	Geschwindigkeitsgradient [1/s]

Die zu Erosionen führenden Kräfte resultieren aus:

1. den über einen gewissen Zeitraum gleichgerichteten, instationären turbulenzintensiven Strömungen, wie sie die Ebbe-, Flut- und Dichteströmungen darstellen
2. den kurz-periodischen oszillierenden, durch Oberflächenwellen hervorgerufenen Strömungen

Die Erosion an der Gewässersohle setzt ein, wenn die an der Sohle herrschenden Schubspannungen  $\tau_0$  die kritische Sohlschubspannung  $\tau_c$  übersteigen, das heißt wenn die äußere Schubspannung  $\tau_0$  groß genug ist, um die zwischen den kohäsiven Partikeln entstandenen elektrochemischen Bindungen aufzubrechen, wodurch das Material resuspendiert. Eine konsolidierte Gewässersohle wird also für  $\tau_0 > \tau_c$  bzw.  $u_* > u_{*c}$  erodiert.

MEHTA (1986) unterscheidet in Bezug auf den Erosionsprozess zwischen der Oberflächen- und der Massenerosion. Bei der Oberflächenerosion werden einzelne Partikel oder Aggregate aufgrund von auftretenden Scherspannungen aus ihren elektrochemischen Bindungen herausgelöst. Dagegen werden bei der Massenerosion größere Elemente von einer Ausdehnung sehr vieler Flocken aus der Sohle herausgerissen. Diese Elemente gehen bei verhältnismäßig flüssigem Boden sofort in Suspension über. Bei festeren Sohlmaterialien werden sie rollend transportiert, dabei zerkleinert und schließlich ebenfalls resuspendiert (ZANKE, 1982). Letztere Erosionsart ist besonders bei oszillierenden Strömungen infolge Wellen anzutreffen.

Für über die Tiefe homogene und auskonsolidierte Sohlen gibt MEHTA (1986) folgende Gleichung zur Berechnung der Erosionsrate E an:

$$E = \frac{dm}{dt} = \alpha_1 \cdot \left( \frac{\tau_0 - \tau_s}{\tau_s} \right) \quad (3.4.1.4-2)$$

Mit:

E	Erosionsrate [m <sup>3</sup> /s]
dm/dt	zeitlicher Gradient der Massentransportrate [m <sup>3</sup> /s]
$\alpha_1$	empirische Erosionsratenkonstante [m <sup>3</sup> /s]
$\tau_0$	Sohlschubspannung [KN/m <sup>2</sup> ]
$\tau_s$	vorhandener kohäsiver Scher- oder Strömungswiderstand der Sohle [KN/m <sup>2</sup> ]

Für eine konstante Schubbelastung  $\tau_0$  ist E konstant, solange  $\tau_s$  nicht mit der Tiefe z variiert. Für weichere, nur teilweise konsolidierte Sohlen kann die Erosionsrate nach Gleichung 3.4.1.4-3 bestimmt werden:

$$E(z) = \frac{dm}{dt}(z) = \varepsilon_0 \cdot \exp(\alpha_2 (\tau_0 - \tau_s(z))^{0,5}) \quad (3.4.1.4-3)$$

Mit:

E(z)	Erosionsrate [m <sup>3</sup> /s]
dm/dt	Gradient der Massentransportrate [m <sup>3</sup> /s]
$\varepsilon_0$	empirische Konstante [m <sup>3</sup> /s]
$\alpha_2$	empirische Konstante [m <sup>0,5</sup> ·s/kg <sup>0,5</sup> ]
$\tau_0$	Sohlschubspannung [KN/m <sup>2</sup> ]
$\tau_s(z)$	kohäsiver Scher- oder Strömungswiderstand der Sohle [KN/m <sup>2</sup> ]

Der Strömungswiderstand  $\tau_s$  steigt mit zunehmendem Konsolidierungsgrad über die Tiefe z an. Daher kann der Erosionsprozess solange über die Tiefe fortschreiten, bis in einer bestimmten Tiefe  $\tau_s$  die Größe von  $\tau_c$  erreicht hat und damit der Strömungswiderstand größer wird als die anliegende erodierende Schubspannung. Die jeweiligen Koeffizienten  $\alpha_1$ ,  $\alpha_2$  und  $\varepsilon_0$  müssen experimentell in Laborversuchen bestimmt werden, da sie von den physikalisch-chemischen Eigenschaften des Fluids und des Sedimentes abhängen.

Tafel 3.4.1.4-1 zeigt eine Zusammenstellung von Untersuchungsergebnissen über die Einflüsse verschiedener Parameter auf die erosionskritische Schubspannung.

ZUNAHME ...	QUELLE: RAUDKIVI, 1982	KRITISCHE SCHUBSPAN-	
		SINKT	STEIGT
der Temperatur		X	
des Wassergehaltes		X	
des Dispersionsverhältnisse (= Verhältnis von Tonanteilen in einer dispergierten und einer nicht dispergierten Probe)		X	
des Korndurchmessers		X	
des Tonanteils			X

Taf. 3.4.1.4-1a: Einflüsse sedimentologischer Parameter auf die kritische Sohlschubspannung (RAUDKIVI, 1982)

ZUNAHME ...	QUELLE: RAUDKIVI, 1982	KRITISCHE SCHUBSPAN- SINKT	KRITISCHE SCHUBSPAN- STEIGT
<p>des Plastizitätsindex (= Differenz des Wassergehaltes an der Fließgrenze und des Wassergehaltes an der Ausrollgrenze)</p>			<p><b>X</b></p>
<p>des Salzgehaltes</p>			<p><b>X</b></p>

Taf. 3.4.1.4-1b: Einflüsse sedimentologischer Parameter auf die kritische Sohlschubspannung (RAUDKIVI, 1982)

Ein Vergleich der verschiedenen Forschungsergebnisse hinsichtlich allgemeingültiger Aussagen ist nur beschränkt möglich, da sich das versuchstechnisch eingesetzte kohäsive Material insbesondere hinsichtlich vorhandener Verunreinigungen sowie der Vorbereitung für das Experiment unterscheidet (WILLIAMS, 1986). Einen Überblick über die Größenordnung der für die Erosion relevanten Parameter geben die Tafeln 3.4.1.4-2 und 3.4.1.4-3.

Mud type	Erosion constant $m_e$ : $\text{kg N}^{-1} \text{s}^{-1}$	Erosion shear stress $\tau_e$ : $\text{N m}^{-2}$	Permeability $K_f$ : $\text{m s}^{-1}$	Effective stress $\sigma'$ : $\text{N m}^{-2}$	Setting velocity $w_{50}$ : $\text{m s}^{-1}$	Erosion shear-stress at $C_M = 50 \text{ kg m}^{-3}$ : $\text{N m}^{-2}$	Shear-stress at field $C_M$ : $\text{N m}^{-2}$	Permeability $C_M = 100 \text{ kg m}^{-3}$ : $\text{m s}^{-1}$
Cardiff Taff/Ely	–	$\tau_e = 0.00022 C_M^{1.5}$	$K_f = 10^{-9} V_r^2$	$\sigma' = 3000 V_r^2 - 4.5$	$w_{50} = 0.0003 C_M^{1.0}$	0.08	2.5	$6 \times 10^{-6}$
Cardiff Rhymney	–	$\tau_e = 0.0042 C_M^{0.9}$	$K_f = 10^{-9} V_r^2$	$\sigma' = 4000 V_r^2 - 4.0$	$w_{50} = 0.0003 C_M^{1.0}$	0.14	1.1	$6 \times 10^{-6}$
Fawley	–	$\tau_e = 0.0005 C_M^{1.43}$	$\log(K_f) = -0.014 C_M - 4.9$	$\sigma' = 0.004 C_M^2 + 0.058 C_M + 7.6$	$w_{50} = 0.0075 C_M^{1.9}$	0.13	2.2	$5 \times 10^{-7}$
Grangemouth	0.0005–0.0014	$\tau_e = 0.0045 C_M^{0.9}$	$\log(K_f) = -0.01 C_M - 5.5$	$\sigma' = 0.0005 C_M^2 - 0.01 C_M + 0.05$	–	0.15	1.4	$3 \times 10^{-7}$
Harwich	0.0007	$\tau_e = 0.00035 C_M^{1.43}$	$\log(K_f) = -0.0115 C_M - 5.3$	$\sigma' = 0.0011 C_M^2 - 0.15 C_M + 15.0$	$w_{50} = 0.002 C_M^{2.0}$	0.09	1.8	$4 \times 10^{-7}$
Hong Kong	0.0006–0.0015	$\tau_e = 0.0013 C_M^{1.2}$	–	–	–	0.14	–	–
Ipswich	0.0009–0.0030	$\tau_e = 0.00028 C_M^{1.55}$	–	–	$w_{50} = 0.0012 C_M^{1.4}$	0.12	4.4	–
Kelang	0.0002–0.0009	$\tau_e = 0.0005 C_M^{1.4}$	–	–	–	0.12	–	–
Kingsnorth	0.0007	$\tau_e = 0.005 C_M^{0.9}$	$\log(K_f) = -0.017 C_M - 4.75$	$\sigma' = 0.0009 C_M^2 - 0.09 C_M + 2.25$	$w_{50} = 0.0014 C_M^{1.0}$	0.17	1.6	$4 \times 10^{-7}$
Medway	0.0007	$\tau_e = 0.0007 C_M^{1.3}$	$K_f = 10^{-10} V_r^3$	$\sigma' = 1600 V_r^2 - 2.3$	–	0.11	1.4	$1.6 \times 10^{-5}$
Mersey Eastham	0.0005	$\tau_e = 0.013 C_M^{0.7}$	$\log(K_f) = -0.015 C_M - 4.25$	$\sigma' = 0.0007 C_M^2 - 0.07 C_M + 1.75$	–	0.20	0.8	$2 \times 10^{-6}$
Mersey Runcorn	–	–	$\log(K_f) = -0.01 C_M - 4.25$	$\sigma' = 0.0004 C_M^2 - 0.04 C_M + 1.0$	–	–	–	$6 \times 10^{-6}$
Poole	0.0007–0.0014	$\tau_e = 0.0003 C_M^{1.5}$	–	$\sigma' = 9000 V_r^3 - 0.204$	–	0.11	6.8	–
Tees Seal Sands	0.0002–0.0014	$\tau_e = 0.0025 C_M^{1.0}$	–	–	–	0.13	2.2	–
Tees dredged	0.0005–0.0018	$\tau_e = 0.00014 C_M^{1.7}$	$\log(K_f) = -0.011 C_M - 5.0$	$\sigma' = 0.0008 C_M^2 - 0.016 C_M + 0.08$	–	0.11	9.6	$8 \times 10^{-7}$

Note.  $C_M$  = dry density in  $\text{kg m}^{-3}$ .  $V_r$  = voids ratio, ( $e = [2650/C_M] - 1$ )  
 \*, relationship is for beds 70–80 mm final thickness

Tafel 3.4.1.4-2: Vergleich der in Labormessungen bestimmten Erosions- und Depositionseigenschaften verschiedener Schlicke (WHITEHOUSE, ET AL., 2000)

Mud type	% Silt: $\leq 63$ microns	Organics: %	Cation Exchange Capacity: meq/100 g	Mineralogy	Bulk density: $\text{kg m}^{-3}$
Cardiff Taff/Ely	80–100	12.6–14.9	–	–	1300–1850
Cardiff Rhymney	>90	10.6–12.8	–	–	1300–1850
Fawley	95	2.2–2.4	23.6–24.2	Quartz 26% Clays 74%	1220–1650
Grangemouth	80–90	4.7–5.5	18.8–20.3	Quartz 18% Clays 82%	1370
Harwich	88–95	2.2–2.7	21.5–23.6	Quartz 24% Clays 76%	1250
Hong Kong	65–80	6.9–9.6	14.0	Quartz 20% Clays 80%	–
Ipswich	–	–	–	Quartz 17% Clays 83%	1320
Kelang	65–80	–	–	Quartz 17% Clays 83%	–
Kingsnorth	64	4.8	26.0	Quartz 17% Clays 83%	1375
Medway	80	2.7–2.9	20.9–22.9	Quartz 21% Clays 79%	1220
Mersey Eastham	80	8.6	14.1	–	1140
Mersey Runcorn	45	6.3	17.2	–	1250
Poole	80–85	2.2–2.3	20.6–20.7	Quartz 30% Clays 70%	1500
Tees Seal Sands	75	4.0–4.5	15.1–15.7	Quartz 19% Clays 81%	1550
Tees Dredged	75	10.1–11.1	17.6–18.1	Quartz 22% Clays 78%	1430

Tafel 3.4.1.4-3: Charakteristiken der Schlicke aus Tafel 3.4.1.4-2  
(WHITEHOUSE, ET AL., 2000)

### 3.4.2 Einfluss der Tide und des Oberwassers auf den Transport kohäsiver Sedimente in einem Tidefluss

Wird die kritische Geschwindigkeit für den Transport eines Schwebstoffteilchen unterschritten, so dass die Sinkbewegung einsetzt, kann es bis zum Erreichen der Sohle horizontal verdriftet werden („*settling lag effect*“). Zwischen der kritischen Strömungsgeschwindigkeit für Sedimentation ( $v_{crit, sed.}$ ) bzw. Erosion ( $v_{crit, ero.}$ ) besteht eine Differenz ( $v_{crit, sed.} < v_{crit, ero.}$ ), welche die Größe des sogenannten „*scour lag effects*“ beschreibt. Die Differenz zwischen den o.g. Strömungsgeschwindigkeiten nimmt mit abnehmendem Korndurchmesser zu. Je kleiner der Korndurchmesser des Sedimentpartikels, desto geringer wird  $v_{crit, sed.}$ . Daher verbleiben

Feinstsedimente über einen längeren Zeitraum in Schwebelage als solche mit größerem Korndurchmesser.

Die Strömungen während einer Tide erzeugen im halbtäglichen Wechsel sowohl Erosionen als auch Sedimentationen. Abbildung 3.4.2-1 zeigt den Verlauf der Strömungsgeschwindigkeiten, Konzentrationen sowie die Transportart des Sedimentes während einer Tide.

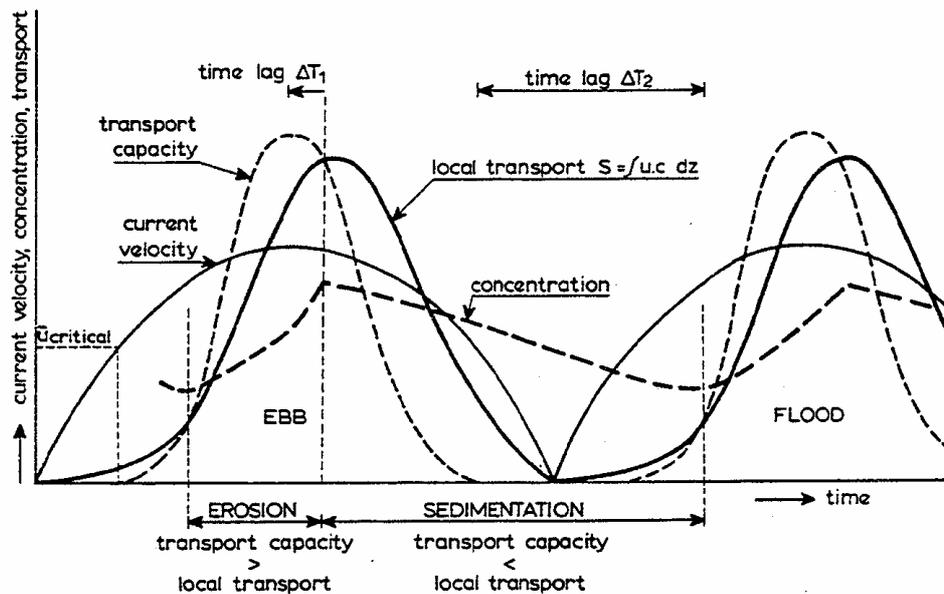


Abb. 3.4.2-1: Schematische Darstellung der Abhängigkeit zwischen Suspensionskonzentration und Strömungsgeschwindigkeit mit den dazugehörigen Transportprozessen im Verlauf einer Tide (VAN RIJN, 1993)

Nach NICHOLS (1986) ist der zeitliche Versatz zwischen Auftreten maximaler Suspensionskonzentrationen und Geschwindigkeitsmaxima ( $\Delta T_1$  ca. 30 bis 90 Minuten) ein signifikantes Merkmal des Tideinflusses.

Ein zeitlicher Versatz zwischen Unterschreiten der kritischen Strömungsgeschwindigkeiten und der einsetzenden Sedimentation ist in tidebeeinflussten Gebieten ebenfalls erkennbar ( $\Delta T_2$ , Abb. 3.4.2-1). Die Strömung ist also erst nach gewisser Zeit derart beschleunigt, dass Material resuspendiert und durch Turbulenz in obere Schichten der Strömung transportiert werden kann, als auch derart verzögert bis sich das suspendierte Material bei verminderter Strömungsgeschwindigkeit absetzt.

Innerhalb einer Tide kann sich das kohäsive Sediment in vier verschiedenen Zuständen befinden (Erosion, Transport, Deposition und Konsolidierung). In Abb. 3.4.2-2 sind die Zustände mit den auslösenden Prozessen dargestellt.

Sedimentations- und Erosionsraten werden zusätzlich durch die halbmonatliche Ungleichheit der Tide beeinflusst (Nipp-/Springtide-Zyklus).

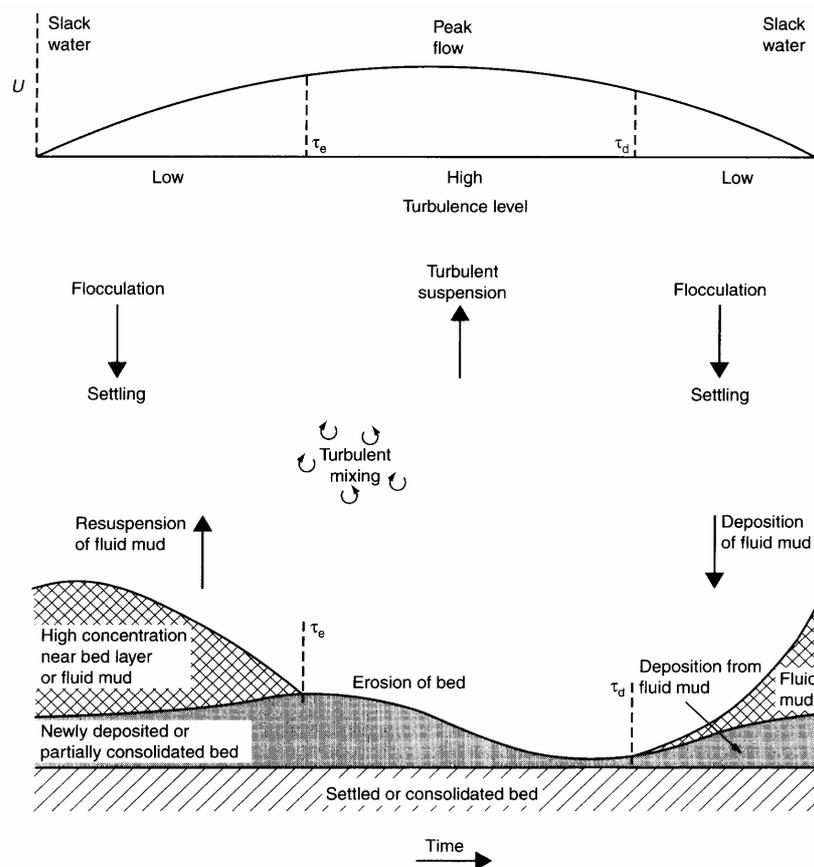


Abb. 3.4.2-2: Erosion, Transport, Deposition und Konsolidierung im Laufe einer Tide  
(WHITEHOUSE, ET AL., 2000)

In Ästuarien finden sich zudem örtlich begrenzte Trübungsmaxima mit überdurchschnittlich hohem Schwebstoffgehalt (Abb. 3.4.2-3). Die Lage dieser Trübungsmaxima ist sowohl von der Variation des Salzgehaltes im Laufe der Tide und somit auch von der Oberwasserführung abhängig und tritt an der süßwasserseitigen Grenze der Brackwasserzone bei niedrigen Salzgehalten auf. In diesem Bereich besonders hoher Sedimentkonzentration kommt es verstärkt zu Schlickablagerungen.

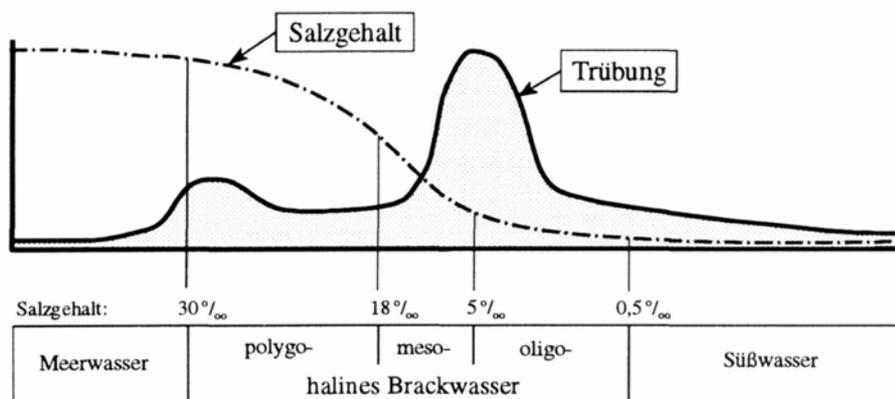


Abb. 3.4.2-3: Schematische Darstellung des Salzgehaltes und der Trübung in einem Ästuar (SPINGAT, ET AL., 2000)

Das Trübungsmaximum im Weserästuar, zum Beispiel, liegt bei mittleren Oberwasser- und Tideverhältnissen im Bereich Nordenham (Abb. 3.4.2-4a). Das Wasser hat hier einen Salzgehalt von 2 ‰ bis 10 ‰ und wird von aufgeschwemmten Teilchen getrübt. Im Längsschnitt (Abb. 3.4.2-4b) ist dieses Trübungsmaximum als Trübungswolke T dargestellt. Die Ursache des Trübungsmaximums liegt in der Schichtung des Meerwassers unter dem Flusswasser (Abb. 3.4.2-4c) (WELLERSHAUS, 1982). In Abbildung 3.4.2-5 sind ergänzend verschiedene Vertikalprofile des Schwebstoffgehaltes und des Salzgehaltes vor, in und hinter dem Trübungsmaximum dargestellt. Die Lage des Trübungsmaximums befindet sich an der süßwasserseitigen Grenze der Brackwasserzone.

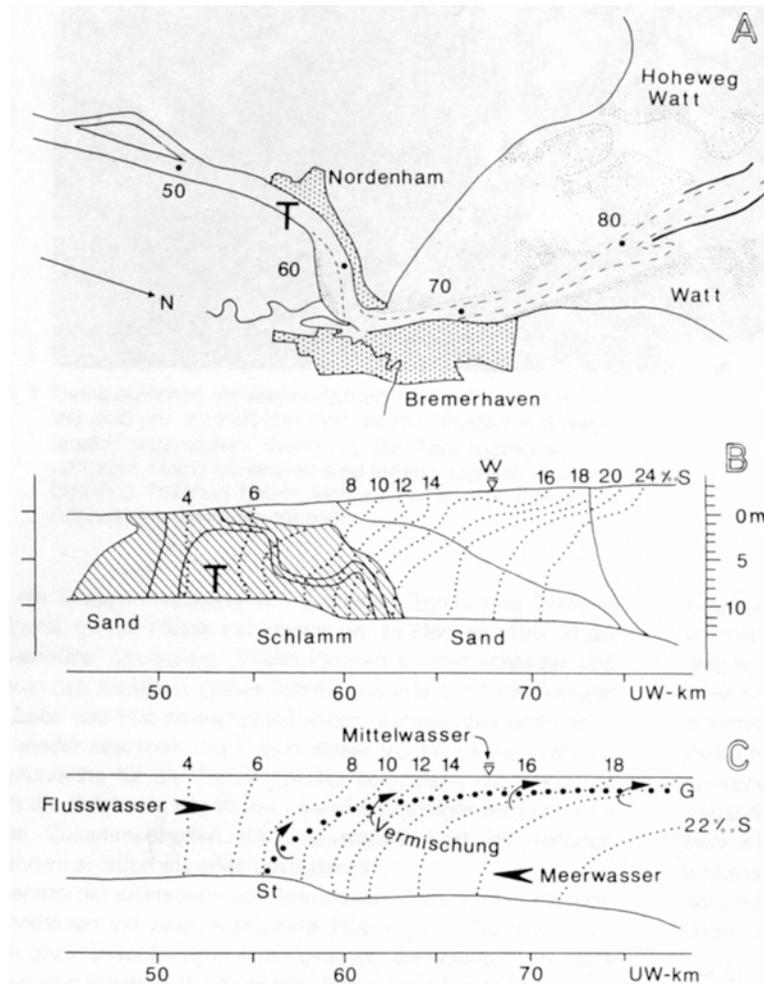


Abb. 3.4.2-4: Karte und Längsschnitte in der Weser. A) Übersicht, T: Mitte der Trübungswolke. B) Längsschnitt anhand von Messungen während einer Fahrt von UW-km 75 bis UW-km 49, Ebbeströmung nach rechts; Punktiert: Linien gleichen Salzgehaltes; Ausgezogen: Linien gleicher Trübung; Schraffiert: Trübungswolke. C) Strömungsverhältnisse für B), schematisiert (WELLERSHAUS, 1982)

Durch die Variation im Oberwasserabfluss wird das Trübungsmaximum im Fluss verschoben (Abb. 3.4.2-5). Bei hohen Oberwasserabflüssen ( $800\text{m}^3/\text{s}$ ) befindet sich das Trübungsmaximum im Bereich vor Bremervorhafen. Niedrige Oberwasserabflüsse lassen das Trübungsmaximum in den Bereich südlich von Nordenham wandern.

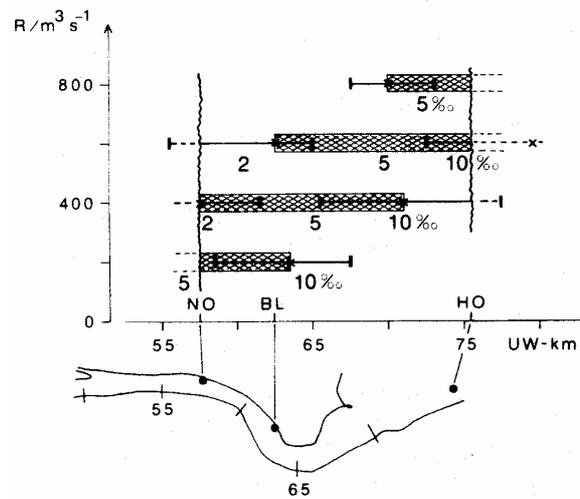


Abb. 3.4.2-5: Tidengemittelte Position des Trübungsmaximums bei unterschiedlichen Oberwasserabflüssen  $R$  (Schraffierte Flächen: Schwebstoffkonzentrationen  $\geq 0,25 \text{ kg/m}^3$ ; Gewellte Linien: Messbereich; Isohalinen für 2‰, 5‰ und 10‰) in der Weser (GRABEMANN & KRAUSE, 1989)

## **4 Systemanalyse und Entwicklung der Untersuchungsmethodik**

Für die Untersuchung der vorhandenen theoretischen Ansätze der in Kapitel 3 erläuterten Prozessabläufe und die spätere Entwicklung von Maßnahmen zur Minimierung der Sedimentationen in brackwasserbeeinflussten Vorhäfen wurden zwei Anwendungsbeispiele in Emden und Bremerhaven ausgewählt. Diese Anwendungsbeispiele, für die im weiteren Verlauf die notwendigen hydrodynamischen Modelle und aufbauend hierauf die Sedimenttransportmodelle entwickelt wurden, werden in diesem Kapitel im Rahmen einer Systemanalyse beschrieben.

Hieraus wird die notwendige Untersuchungsmethodik abgeleitet.

### **4.1 Systemanalyse für den Emdener Vorhafen**

#### **4.1.1 Untersuchungsgebiet**

Die im Emdener Vorhafen bei Ems-km 41 offensichtlichen Sedimentationsprozesse sind in ihrem Auftreten und Ausmaß nur als Teil des Ems Ästuars zu verstehen.

Die Ems, ein rund 370 km langer Flachlandfluss, entspringt im ausgedehnten Sandgebiet der Senne am südlichen Fuß des Teutoburger Waldes. Sie durchfließt bis zur Tidegrenze bei Herbrum überwiegend Geestlandschaften des nördlichen Münsterlandes und des niedersächsischen Emslandes. Ab Herbrum (Ems-km 20) ist die Ems den Gezeiten ausgesetzt und bei Borkum fließt sie in die Nordsee. Der Flussabschnitt der Ems gliedert sich bis Bentlage in den Oberlauf, von Bentlage bis Meppen in den Mittellauf und von Meppen bis Emden in den Unterlauf. Die bedeutendsten deutschen Nebenflüsse der Ems sind die Hase, die bei Meppen einmündet, und der Tidefluss Leda mit Einmündung bei Leer. Die Westerwoldse Aa mündet als größter niederländischer Fluss im Einzugsgebiet der Ems an der Südspitze der Meeresbucht Dollart (Statenzijl) (Abb. 4.1.1-1). Das Einzugsgebiet der Ems umfasst insgesamt 15600 km<sup>2</sup>, wobei der deutsche Anteil 13200 km<sup>2</sup> beträgt.

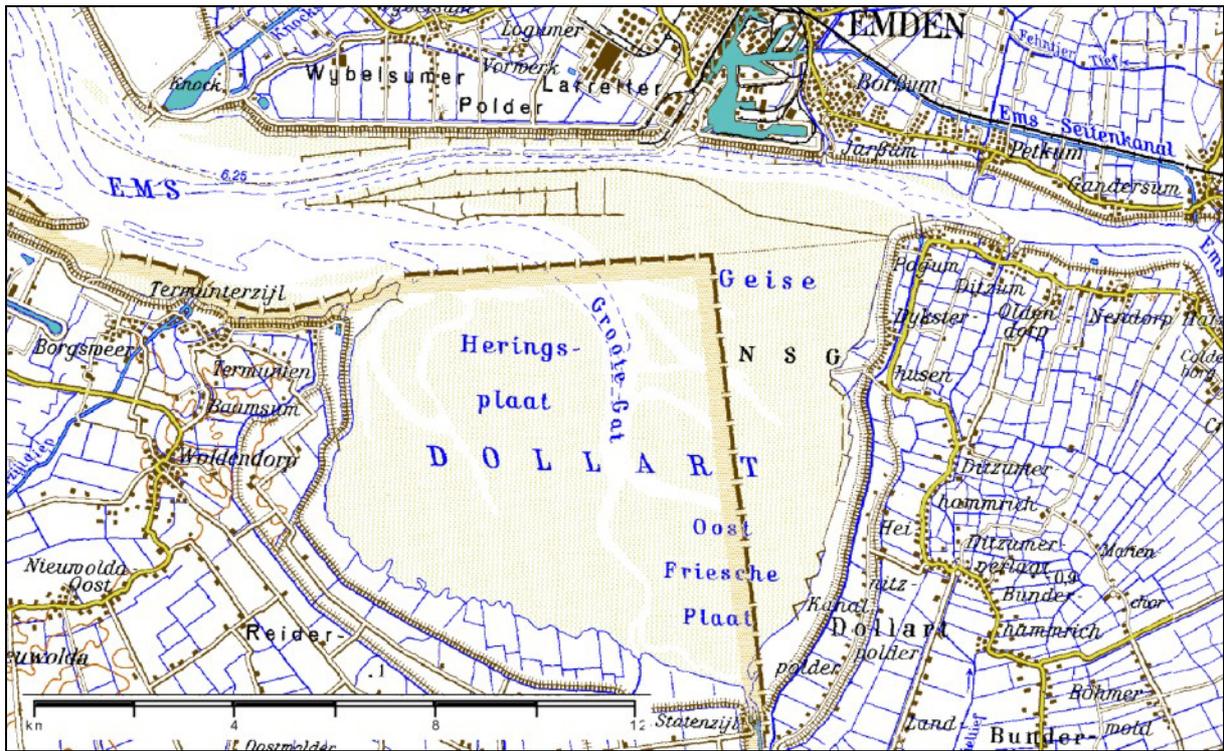


Abb. 4.1.1-1: Lageplan der Ems

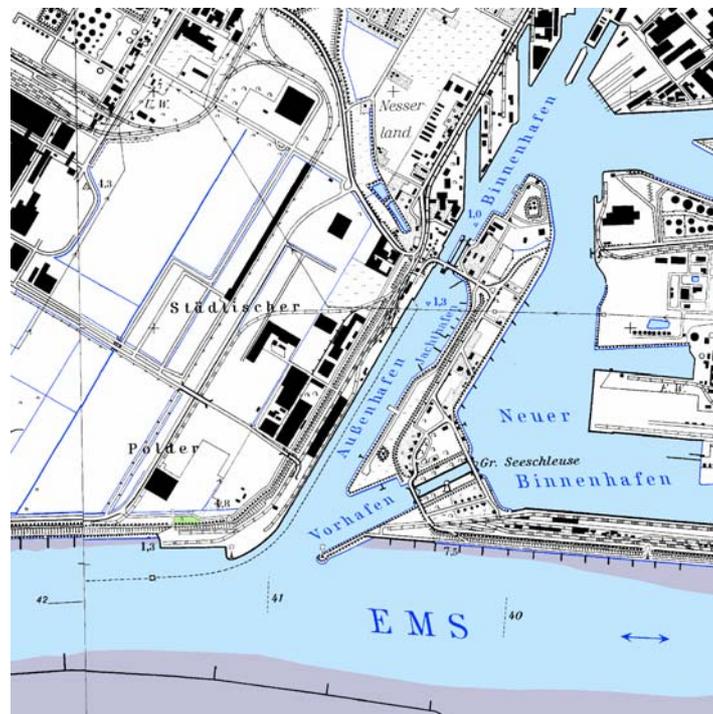


Abb. 4.1.1-2: Untersuchungsgebiet Emden Vorhafen

Der Emdener Vorhafen misst vom Durchlass zum Binnenhafen bis zur Mole an der Ems ca. 1300 m bei einer durchschnittlichen Breite von 180 m. Das ergibt inkl. dem Vorhafen zur großen Seeschleuse eine Hafenoberfläche von ca. 0,32 km<sup>2</sup> (Abb. 4.1.1-2). Der durchschnittliche Tidehub am Pegel Große Seeschleuse beträgt 310 cm. Bei Flut kommt es aufgrund des Tideeffektes zu einem Wasseraustausch zwischen Ems und Emdener Vorhafen von ca. 1 Mio. m<sup>3</sup> pro Tide. Hierin sind Schleusungsverluste durch die große Seeschleuse sowie der Überlauf in den Binnenhafen nicht enthalten. Quantitative Angaben über den Wasseraustausch infolge Strömungs- und Dichteeffekt können nicht getroffen werden.

Der Emdener Vorhafen liegt im Brackwasserbereich des Ems Ästuars. Sowohl die Tidegrenze als auch die Brackwassergrenze liegen je nach Oberwasserabfluss der Ems mehrere km oberhalb von Emden. Daher sind die im Emdener Vorhafen auftretenden Strömungszustände und die zu beobachtende Sedimentdynamik tidebeeinflusst, abhängig von der Dichteschichtung bei variierendem Salzgehalt und der Oberwasserführung der Ems. Durch eine turbulente Vermischung des salzhaltigen Nordseewassers mit dem Oberwasser der Ems kommt es im Brackwassergebiet zu einer Aussüßung.

Das seewärts dichtere Wasser strömt bei auflaufender Tide bodennah stromauf und schiebt sich keilförmig unter das leichtere Oberwasser. Eine Vermischung der Wassermassen ist einerseits von dem Gradienten der Isopygnen (Linien gleicher Dichte) und andererseits von der durch die Topographie induzierten Turbulenz abhängig.

Bei ablaufendem Wasser wird das salzhaltige Wasser seewärts gedrängt und das homogene Süßwasser verschiebt sich in Richtung Nordsee.

Die aufgrund der hydrodynamischen Bedingungen variierende Lage der Brackwasserzone und die sich daher ändernden Salzgehalte im Bereich des Emdener Vorhafens beeinflussen die Sedimentationsprozesse bzw. -raten. Bei der Bestimmung des Sedimenteintrags in den Emdener Vorhafen muss zum einen die Beziehung zwischen Salz- und Schwebstoffgehalt (Trübungsverhältnisse in Abhängigkeit vom Salzgehalt) sowie die ursprüngliche Herkunft der Sedimente bekannt sein. Die periodischen Verschiebungen der Brackwassergrenze aufgrund unterschiedlicher Oberwasserabflüsse der Ems verändern die Milieubedingungen für Mikroorganismen, die maßgeblich die Bildung und Stabilität der im Emdener Vorhafen anzutreffenden Fluid Mud Lagen bestimmen.

Ziel dieser Untersuchungen ist es daher, zum einen die vorherrschenden hydrodynamischen Randbedingungen durch ein numerisches Modell abzubilden und ferner die Sedimentations-

prozesse mit Hilfe bereits bestehender und allgemein anerkannter Ansätze zu beschreiben bzw. diese Ansätze bzgl. ihrer Anwendbarkeit zu beurteilen. Im folgenden werden daher die für diese Untersuchung maßgebenden hydrodynamischen sowie sedimentologischen Bedingungen und Einflussgrößen erläutert.

Im Bereich des Dollarts wurden in der jüngsten Vergangenheit zahlreiche Untersuchungen durchgeführt. Insbesondere bei der Planung des Dollarthafens Mitte der 80er Jahre und der damit verbundenen Verlegung des Emsfahrwassers waren verschiedene Institute bzw. Institutionen an den Untersuchungen beteiligt. Detaillierte Schwebstoffuntersuchungen wurden von VAN LEUSSEN (1990, 1996) durchgeführt, in denen u.a. die Beeinflussung der Sedimentationsprozesse durch Mikroorganismen beschrieben und bewertet wurden. SCHULZE ET AL. (1991) sowie SPINGAT ET AL. (2000) haben mehrfach die Schwebstoffdynamik in der Trübungszone des Ems Ästuars als Funktion des Oberwasserabflusses und des Schwebstoffgehaltes untersucht. Ergebnisse dieser Naturmessungen werden in den folgenden Abschnitten vorgestellt.

#### 4.1.2 Hydrologische Randbedingungen

Das Ems Ästuar wird vornehmlich durch die tidefreie Ems (ab Herbrum), die Leda und die Westerwoldse Aa (Pegel Statenzijl) gespeist. Die Gesamteinzugsgröße beträgt ca. 13150 km<sup>2</sup>. Zur Beschreibung des Verlaufes der Oberwasserabflüsse dienen die langjährigen Mittelwerte am Pegel Versen (Ems-km 234,8). Die Hauptwerte am Pegel Versen für die Zeitreihe von 1941 bis 1997 sind:

Mittlerer höchster Abfluss	MHQ <sub>1941/97</sub> = 370 m <sup>3</sup> /s
Mittlerer niedrigster Abfluss	MNQ <sub>1941/97</sub> = 15,2 m <sup>3</sup> /s
Mittlerer Abfluss	MQ <sub>1941/97</sub> = 78,8 m <sup>3</sup> /s
Höchster Abfluss	HQ <sub>1988/97</sub> = 1200 m <sup>3</sup> /s

Das langjährige Mittel beträgt 80 m<sup>3</sup>/s. Die Schwankungen dieser Mittelwerte lassen sich in Abbildung 4.1.2-1 erkennen. Die Hochwasser treten vorrangig in den Winter- bzw. Frühjahrsmonaten auf.

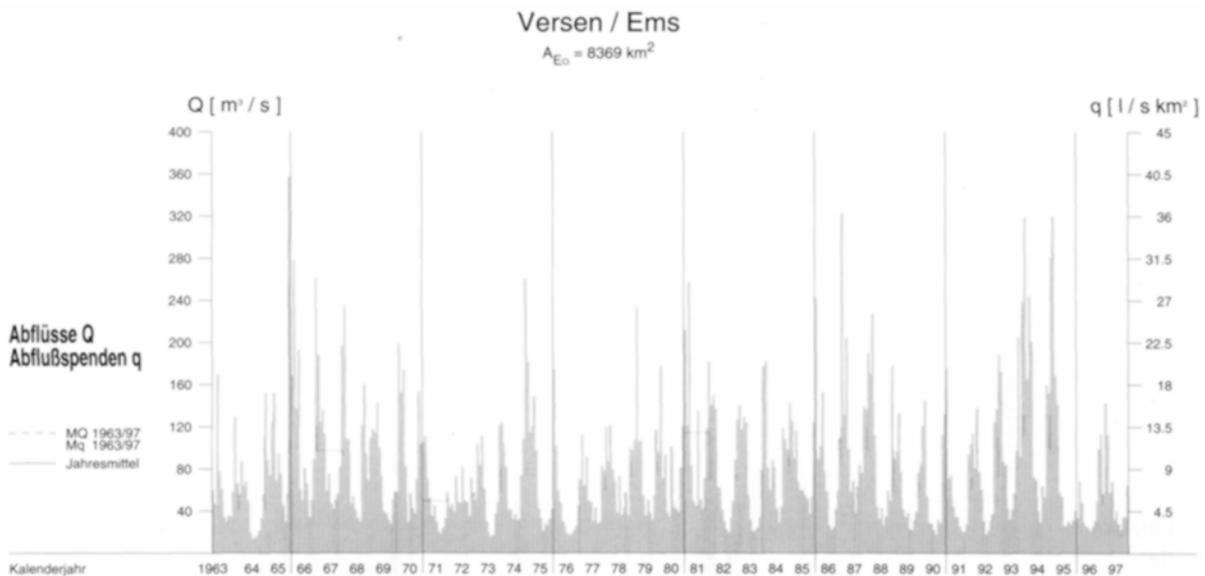


Abb. 4.1.2-1: Abflüsse am Pegel Versen (Monatsmittel / Jahresmittel)  
(NIEDERSÄCHSISCHES LANDESAMT FÜR ÖKOLOGIE, 1997)

#### 4.1.2.1 Pegel an der Ems im Untersuchungsgebiet

Die für diese Untersuchung maßgebenden Pegel an der Ems sind:

- Gandersum (Ems-km 31,70)
- Pogum (Ems-km 35,70)
- Emden, Neue Seeschleuse (Ems-km 40,60)
- Reide (Niederlande, Ems-km 46,18)
- Knock (Ems-km 51,27)
- Stanzijl (Westerwoldse Aa, süd-östlicher Zufluss in den Dollart, Niederlande)

Die für den Aufbau und die Kalibrierung der hydrodynamischen Modelle notwendigen Randbedingungen (Wasserstände an den Pegeln Knock, Emden und Pogum) wurden vom WSA Emden bereitgestellt. Die daraus berechneten gewässerkundlichen Hauptwerte sind in Tafel 4.1.2.1-1 wiedergegeben.

<b>Zeitraum: 1997</b>	Pegel Knock (Ems-km 51,27)	Pegel Emden (Ems-km 40,60)	Pegel Pogum (Ems-km 51,27)
Durchschnittlicher Tidehub [cm]	296,4	318,6	327,3
Durchschnittliche Flutdauer [h]	06:03	06:07	06:01
Durchschnittliche Ebbdauer [h]	06:21	06:18	06:24
maximaler Wasserstand [SKN]	792	810	821
minimaler Wasserstand [SKN]	196	180	172

<b>Zeitraum: 1998</b>	Pegel Knock (Ems-km 51,27)	Pegel Emden (Ems-km 40,60)	Pegel Pogum (Ems-km 51,27)
Durchschnittlicher Tidehub [cm]	299,5	324,4	334,2
Durchschnittliche Flutdauer [h]	06:07	06:09	06:04
Durchschnittliche Ebbdauer [h]	06:18	06:15	06:21
maximaler Wasserstand [SKN]	807	820	825
minimaler Wasserstand [SKN]	266	245	240

<b>Zeitraum: 1999</b>	Pegel Knock (Ems-km 51,27)	Pegel Emden (Ems-km 40,60)	Pegel Pogum (Ems-km 51,27)
Durchschnittlicher Tidehub [cm]	299,3	325,5	330,6
Durchschnittliche Flutdauer [h]	06:04	06:09	06:03
Durchschnittliche Ebbdauer [h]	06:21	06:15	06:21
maximaler Wasserstand [SKN]	866	886	902
minimaler Wasserstand [SKN]	243	231	223

Tafel 4.1.2.1-1: Hydrodynamische Kennwerte der Pegel Knock, Emden und Pogum (aus Zeitreihe WSA-EMDEN, 2000)

#### 4.1.2.2 Strömungen im Bereich des Emders Hafens

Untersuchungen zu den Strömungsverhältnissen und den resultierenden morphologischen Verhältnissen im Emders Vorhafen wurden 1994 von NASNER (1997) durchgeführt. Die Untersuchungen kamen zu dem Ergebnis, dass die stärksten Sedimentationen im mittleren Bereich des Vorhafens zu beobachten sind (Abb. 4.1.2.2-1). Dies erklärte sich aus den Strömungsverhältnissen im Vorhafenbereich, bei denen sich die Einflüsse aus Strömungs-, Tide- und Dichteeffekt überlagern.

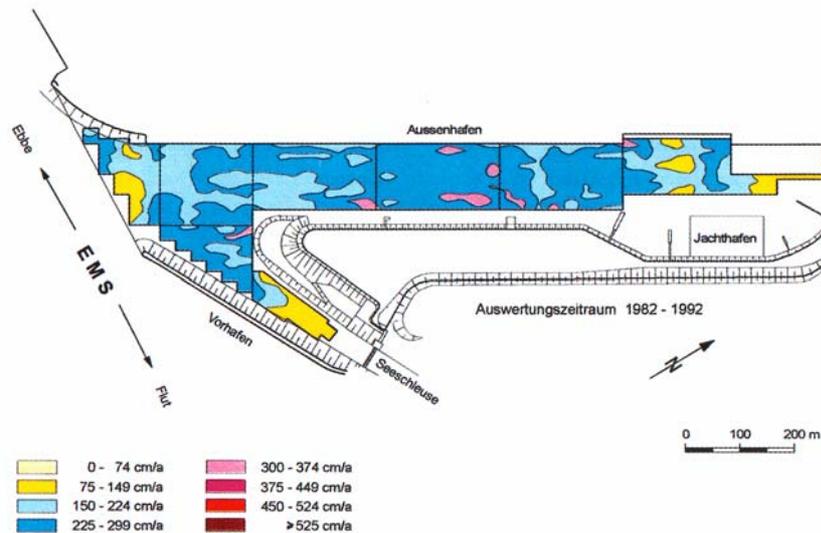


Abb. 4.1.2.2-1: Sedimentation im Emders Vor- und Außenhafen innerhalb eines Jahres (NASNER, 1997)

Bei den am 14.09.1994 herrschenden hydrodynamischen Verhältnissen (Tidefall 322 cm,  $Q_0=57 \text{ m}^3/\text{s}$ ) traten überwiegend durch Dichteströmungen induzierte Walzen auf. Während der ersten Ebbephase bildeten sich im Einfahrtbereich Walzenströmungen aus. Am rechten Walzenrand strömt das Wasser aus dem Vorhafen in die Ems (Abb. 4.1.2.2-2).

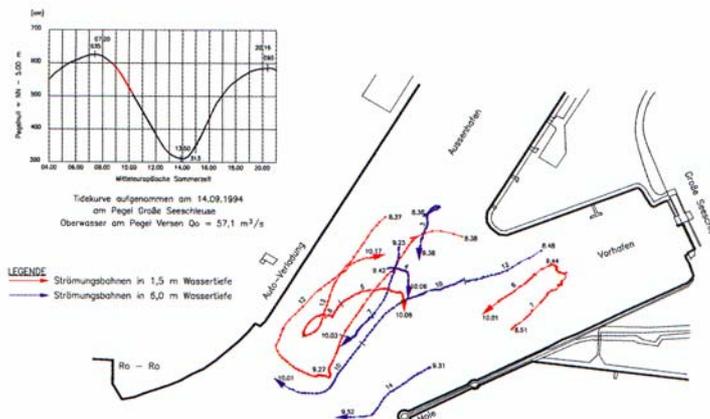


Abb. 4.1.2.2-2: Treibkörperbahnen im Emders Vorhafen während des ersten Abschnittes der Ebbephase (NASNER, 1997)

Im weiteren Verlauf (Ebbeströmung) zeigt sich die Überlagerung der verschiedenen Effekte. Deutlich sind die Walzenbildungen im äußeren Hafenbereich und das Ausströmen an der Vorhafenmole - Überlagerung von Strömungs- und Tideeffekt - zu erkennen. Zusätzlich bildet sich eine Dichteströmung aus. Das leichtere Wasser strömt mit bis zu 30 cm/s oben (rote

Linie) bei Ebbe in den Vorhafen. Das schwerere Wasser in 6,0 m Tiefe (blaue Linie) aus dem Hafen heraus (Abb. 4.1.2.2-3).

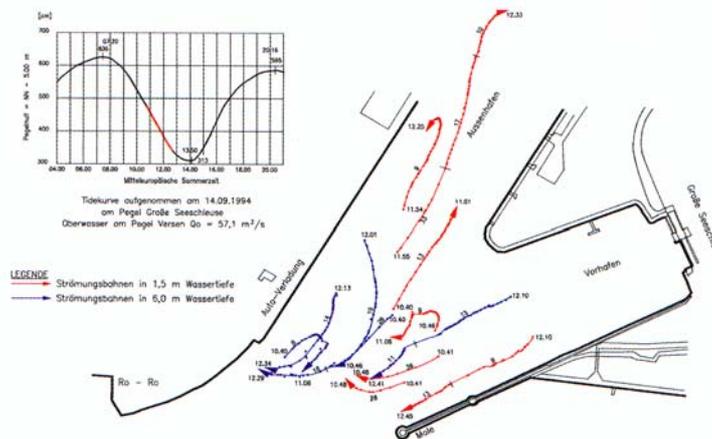


Abb. 4.1.2.2-3: Treibkörperbahnen im Emder Vorhafen während des zweiten Abschnittes der Ebbephase (NASNER, 1997)

Dieser Vorgang ist bis zum Ende der Ebbephase und noch während der ersten Flutphase mit starker Strömungsintensität zu beobachten. Während des anschließenden Flutastes ( $T_{hb}=374 \text{ cm}$ ) kehren sich die Verhältnisse um (siehe Abb. 4.1.2.2-4). Im äußeren Hafenbereich treten ausgeprägte Flutwalzen auf. Das Wasser strömt an der Oberfläche mit bis zu  $40 \text{ cm/s}$  aus dem Hafen heraus. Der Füllvorgang wird durch das sohlnahe Einströmen des schwereren Salzwassers aus der Ems in den Hafen (zu erkennen am rechten Walzenrand, blaue Linie in Abb. 4.1.2.2-4) bewirkt.

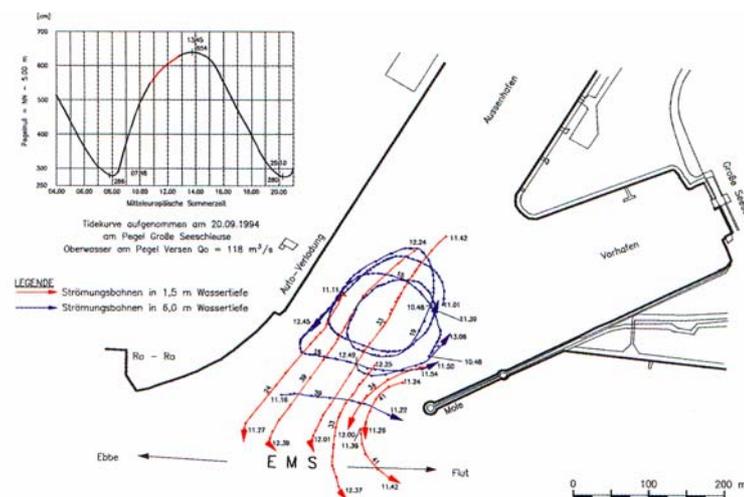


Abb. 4.1.2.2-4: Treibkörperbahnen im Emder Vor- und Außenhafen während der Flutphase (NASNER, 1997)

Mit den Strömungsmessungen wurde nachgewiesen, dass sich der tideabhängige Wasseraustausch in/aus dem Hafenbecken durch Dichteströmungen vervielfacht. Zwangsläufig kommt es dadurch zu hohen Sedimenteinträgen. Im Einfahrtsbereich bilden sich während der Flut- und Ebbeperiode horizontale Strömungswalzen und im Hafenerinneren vertikale Dichtewalzen mit horizontaler Achse und unterschiedlichem Drehsinn aus (NASNER, 1997).

### 4.1.3 Sedimente im Ems Ästuar

Die Verbindung der tidebeeinflussten Ems mit dem Dollart beeinflusst das regionale Sedimentregime. Die Verbindungsstelle der beiden Teilsysteme Dollart und Unterems liegt im Bereich des Emders Fahrwassers und ist durch besonders große Sedimentationsprobleme geprägt (ECKHOLD ET AL., 2000). Analysiert man die Form des Ästuars fällt die deutlich ausgeprägte Trichterform auf. Sie ist das Ergebnis permanenter hydromorphologischer Wechselbeziehungen im Übergangsbereich der Flüsse in die durch Gezeiten geprägte See. Sie lässt sich als Zustand interpretieren, in dem das Minimum an Energie zur Tidebewegung aufgewendet werden muss. Die durch die Morphologie des Ems Ästuars vorgegebenen hydrodynamischen Bedingungen haben wesentlichen Einfluss auf den regionalen Sedimenttransport.

In der Brackwasserzone von Tideflüssen treten wesentlich höhere Schwebstoffkonzentrationen auf als im Süßwasser oder an der meeresseitigen Grenze des Ästuars. Dieser Bereich erhöhter Trübung wird als Trübungszone bezeichnet. Das Trübungsmaximum tritt an der süßwasserseitigen Grenze der Brackwasserzone bei niedrigen Salzgehalten zwischen 1,5 und 5,0 ‰ auf. In diesem Bereich besonders hoher Schwebstoffkonzentration kommt es zu Schlickablagerungen (sogenannter Schlickfall), die regelmäßige kostenintensive Unterhaltungsbaggerungen zur Aufrechterhaltung der Fahrwassertiefen für die Schifffahrt erforderlich machen.

VAN LEUSSEN (1996) hat das Ems Ästuar in Bezug auf Salzgehalt und Trübung von Herbrum bis Ranselgat (südl. der Insel Borkum) in 5 verschiedenen Bereichen untersucht. Die Messergebnisse sind in den Abb. 4.1.3-1 und Abb. 4.1.3-2 dargestellt. An fast allen Stationen ist eine homogene vertikale Verteilung des Salzgehaltes zu erkennen. Nur im Bereich des Emders Fahrwassers sowie an der Stelle der maximalen Trübung (ca. 1 km oberhalb von Gandersum) sind Schichtungen zu erkennen. VAN LEUSSEN (1996) begründete diese Beobachtungen mit dem Vorhandensein eines schwereren Fluid Mud-Layers an dieser Stelle.

Dieser Fluid Mud-Layer hat auch auf die Messungen von Strömungsgeschwindigkeiten und Schwebstoffkonzentration Einfluss. Während in den sowohl seewärtigen als auch im Binnenbereich meist eine vertikal homogene Flüssigkeit zu beobachten ist, weisen die Stellen gerin-

geren Salzgehaltes mit höherer Trübung eine Schichtung und über die Tiefe variierende Eigenschaften auf. Qualitativ gleiche Ergebnisse lieferten auch Untersuchungen von SPINGAT ET AL. und SCHULZE ET AL. (2000, 1991).

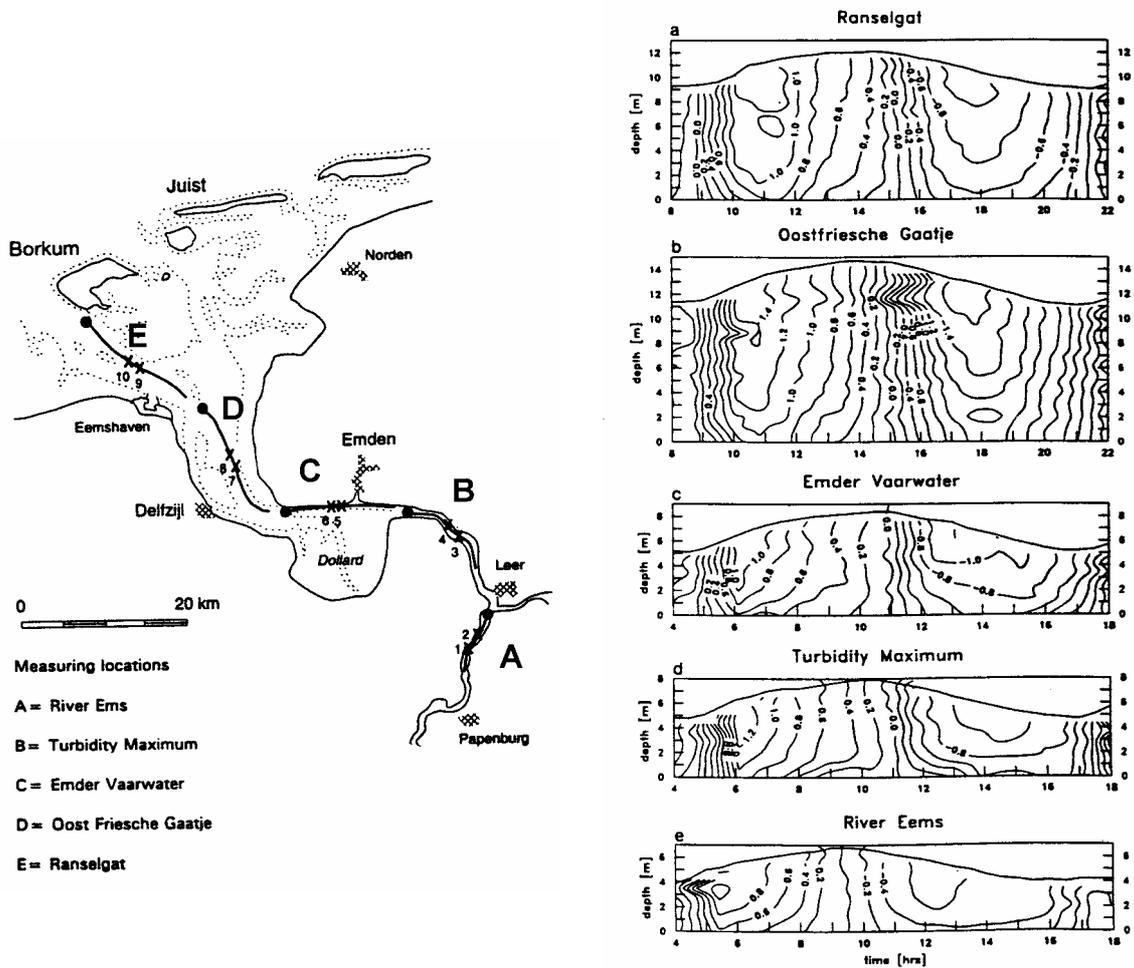


Abb. 4.1.3-1: Messstellen an der Ems, repräsentative Geschwindigkeitsverteilungen über eine Tide (VAN LEUSSEN, 1996)

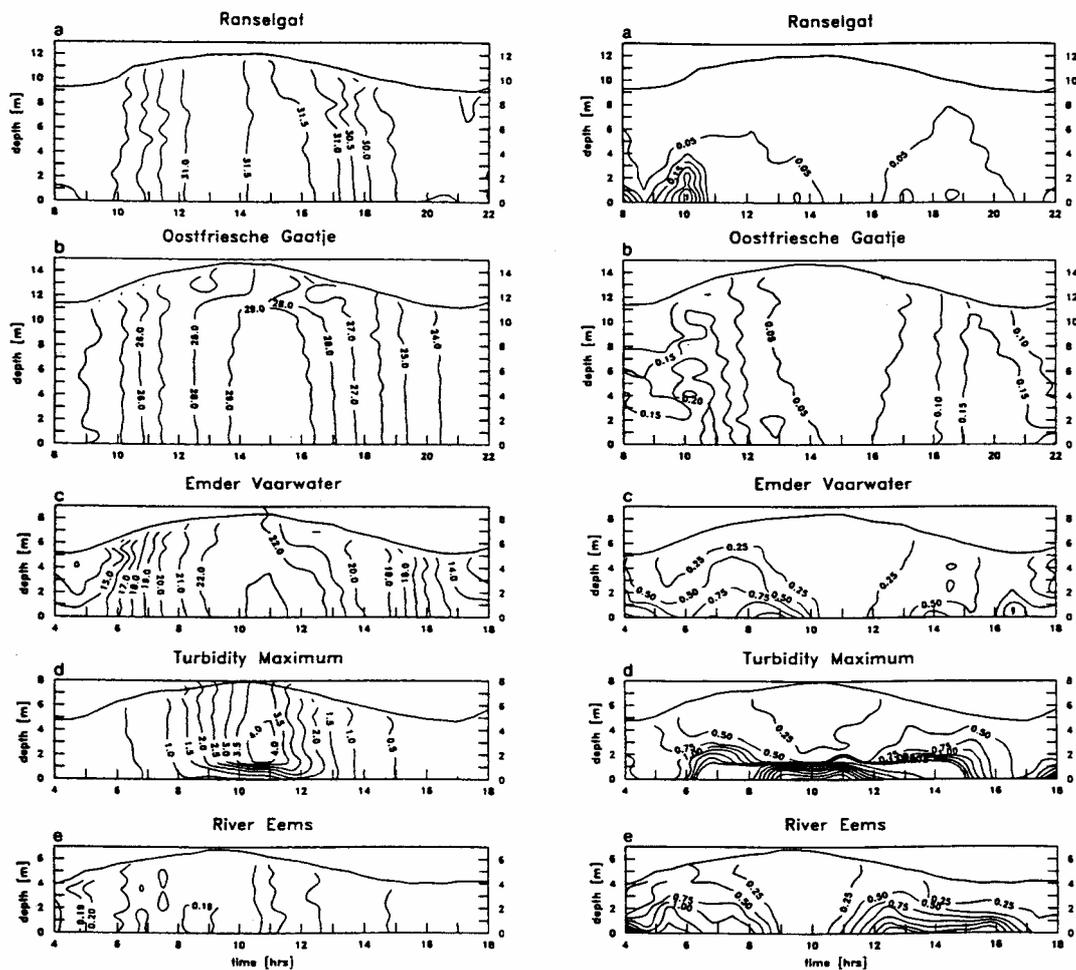


Abb. 4.1.3-2: Repräsentative Salzgehaltsverteilungen (links) und Trübungsverteilungen (rechts) über eine Tide (VAN LEUSSEN, 1996)

Die Dynamik des Schwebstoffhaushaltes im Mündungsgebiet von Tideflüssen stehen ebenfalls in enger Beziehung zu den Abflussverhältnissen. Bei niedrigen Oberwasserabflüssen wandern Trübungs- und Brackwasserzone im Ästuar stromauf. Nach Monaten niedriger Abflüsse, i.d.R. in den Herbstmonaten, steigt der Schwebstoffgehalt langsam an. Beide Zonen werden phasenverschoben durch den Anstieg des Abflusses stromab verlagert.

Durch den Anstieg des Oberwassers wird sowohl die Brackwasserzone als auch die Trübungszone stromab verlagert (Abb. 4.1.3-3). Der maßgebende Oberwasserabfluss bei lokal höchster Schwebstoffführung in Gandersum beträgt  $Q_0=50 \text{ m}^3/\text{s}$ .

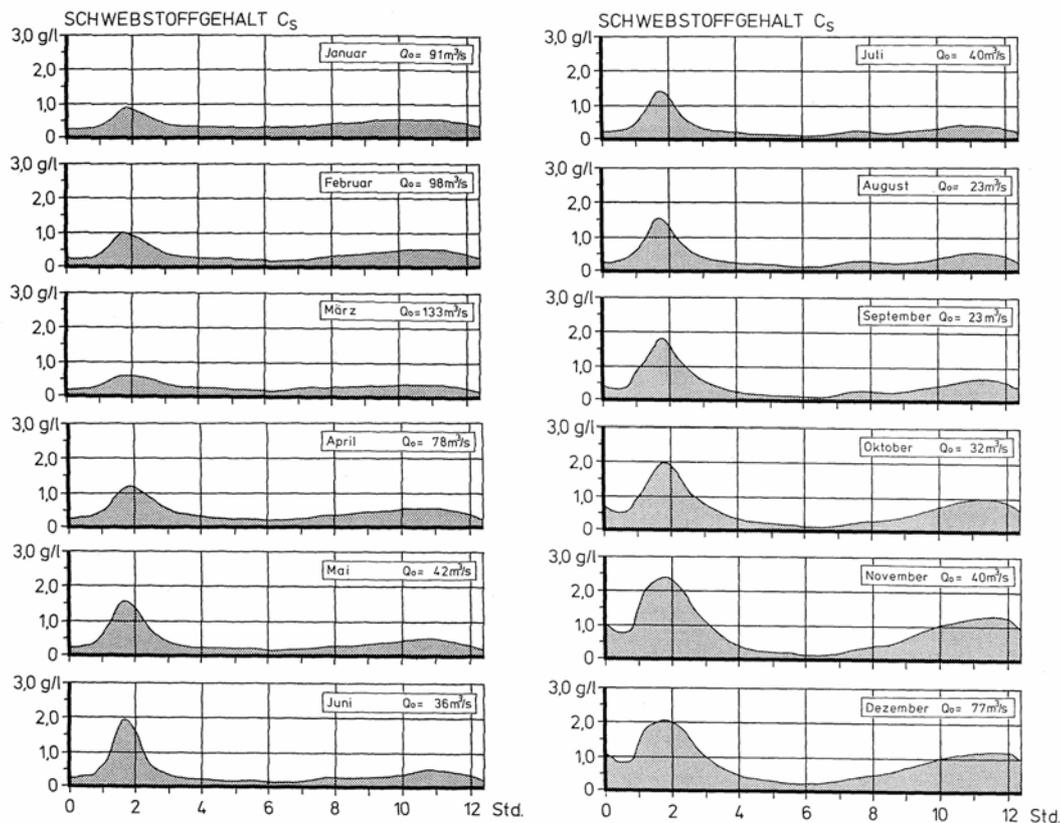


Abb. 4.1.3-3: Mittlere monatliche Schwebstoffganglinie an der Gütemessstation Gandersum 1989 (SCHULZE ET AL., 1991)

Zur Entwicklung von Gedankenmodellen und Rechenansätzen hinsichtlich der Beschreibung der Schwebstoffdynamik in einem Tide-Ästuar ist es notwendig, dass an den Prozessen beteiligte suspendierte Material (feste Phase) auf seine charakteristischen Eigenschaften zu untersuchen und typische Jahresgänge der verschiedenen Parameter zu identifizieren.

Verschiedene Untersuchungen kamen bei der Betrachtung der Schwebstoffdynamik in Bezug auf die Trübungszone zu folgenden Ergebnissen:

- Die Lage der Trübungs- und Brackwasserzone ist in der Regel vom Oberwasser abhängig. In den niedrigen Abflusszeiträumen (Sommer- und Herbstmonate) wandert die Trübungs- sowie die Brackwasserzone im Ästuar stromauf, in Zeiträumen hoher Abflüsse (meist Wintermonate) stromab.
- Der zum lokal höchsten Schwebstoffgehalt zugehörige Abfluss in stromaufwärtiger Richtung nimmt ab, woraus eine stromaufwärtige Verlagerung der Trübungszone abgeleitet werden konnte. Als maßgebliche Ursache hierfür wurde ein resultierender stromauf gerichteter Schwebstofftransport in den Bereichen seewärts des Trübungsmaximums ermittelt.

- Unter Berücksichtigung der abfluss- und jahreszeitlichen Einflussgrößen (z.B. Salzgehaltentwicklung für verschiedene Abflusszyklen) ergaben sich Lageänderungen der Trübungszone von mehr als 30 km und signifikante Unterschiede der Schwebstoffkonzentration in der Trübungszone.
- Der Einfluss des Oberwasserabflusses konnte in Bezug auf das Langzeitgeschehen in der Trübungszone quantifiziert werden. Es wurde insbesondere deutlich, dass bei niedriger Oberwasserführung bereits geringe Abflussänderungen zu erheblichen Unterschieden in der Schwebstoffführung führen.
- Anders als in anderen Ästuarien, wandert die Trübungszone bei niedriger Oberwasserführung weiter stromauf als die Brackwasserzone. Die nur geringen Salzgehaltsschwankungen über die Tide sowie der longitudinal nahezu gleichbleibende Tidehub bei niedrigen Abflüssen weisen auf die stromaufwärts zunehmende Tidesymmetrie als Ursache dieser in den Süßwasserbereichen reichenden Verlagerung der Trübungszone im Ems-Ästuar hin.

Nach SCHULZE et al. (1991) kann zur Beschreibung der jahreszeitlichen Abhängigkeit der sedimentologischen Parameter des Schwebstoffes der Mittelwert des Schwebstoffgehaltes (eines begrenzten Zeitraumes, z.B. Monat) herangezogen werden, da eine Beziehung dieser Parameter vom aktuellen Schwebstoffgehalt der jeweiligen Proben nicht nachweisbar ist. Um die Schwebstoffdynamik im Ems Ästuar darzustellen, ist der Mittelwert des Schwebstoffgehaltes über die Dauer eines Monats im Bereich von Gandersum besonders geeignet. Von besonderem Interesse sind zum einen die Korndichte (mineralischer Anteil) sowie die Glühverluste (organischer Anteil). Der mineralische Anteil der Schwebstoffe kann als Kristallisationskern für biologische und elektrochemische Prozesse dienen.

Im Rahmen der Untersuchungen von SCHULZE ET AL. (1991) zur Schwebstoffdynamik in Tideästuarien wurde unter anderem auch die Sedimentzusammensetzung am Gewässergütepegel Gandersum ermittelt. Diese Untersuchungen ergaben in einer gewisse Bandbreite sowohl für den behandelten als auch den unbehandelten Schwebstoff eine Abnahme der Korndichte mit Anstieg des mittleren Schwebstoffgehaltes. Die Korndichte des von der organischen Substanz durch Nassoxydation befreiten Schwebstoffes (behandelt) ist höher als die des unbehandelten Materials. Die Korndichten der unbehandelten Proben bewegen sich in einem Bereich von 2,23 bis 2,5 g/cm<sup>3</sup>, während die des oxydierten Schwebstoffes zwischen 2,28 und 2,55 g/cm<sup>3</sup> liegen. Die Änderung der Korndichte des Schwebstoffmaterials ist im wesentlichen auf die jahreszeitliche Verschiebung der Trübungszone und die damit verbundene Änderung der Zusammensetzung zurückzuführen. Auskunft über die Kornverteilung und die Korngrößen konnte diese Untersuchung nur bedingt geben. Es wird darauf hingewiesen, dass in Zukunft

die Ermittlung der Sinkgeschwindigkeit als eine Art Summenparameter zur Beschreibung der wesentlichen Eigenschaften das vorrangige Ziel sein sollte. Einzelne Ergebnisse der Untersuchungen sind in Abb. 4.1.3-4 und Abb. 4.1.3-5 dargestellt.

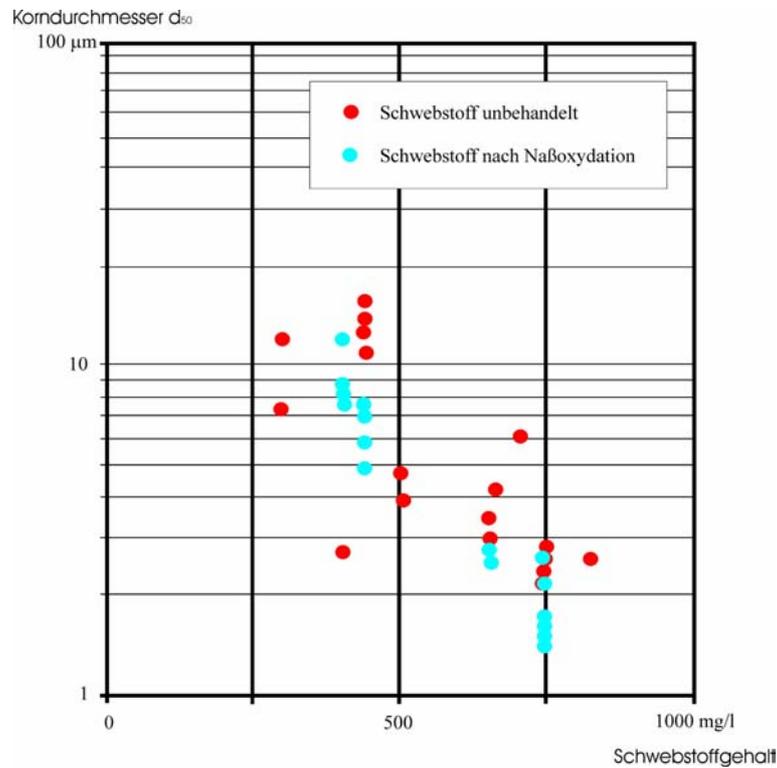


Abb. 4.1.3-4: Zusammenhang zwischen Schwebstoffgehalt und Korndurchmesser an der Gewässergütestation Gandersum (SCHULZE ET AL., 1991)

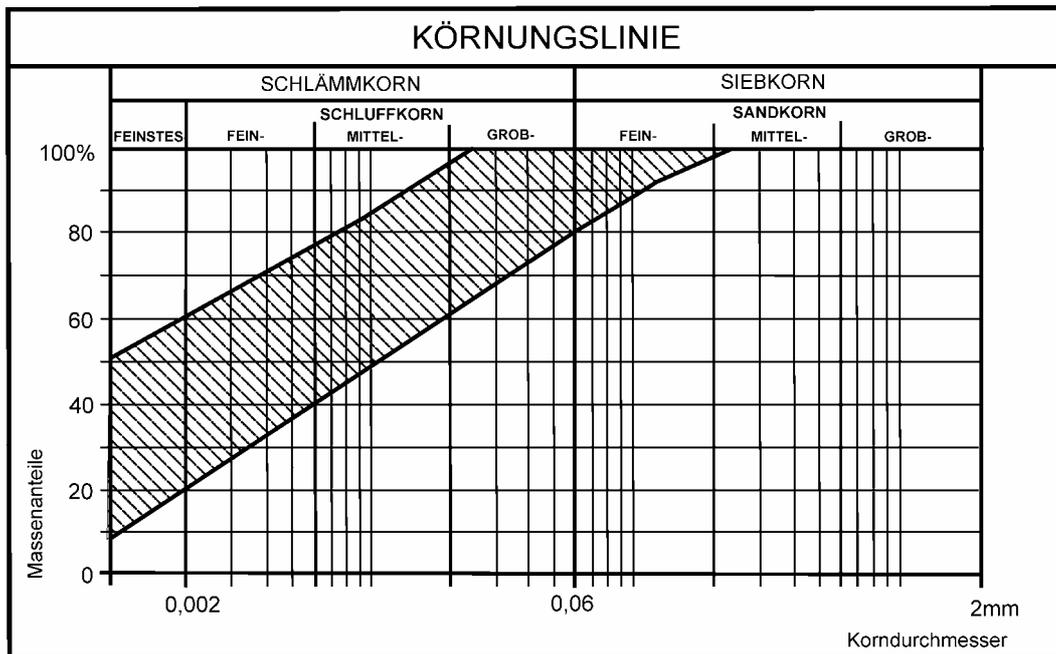


Abb. 4.1.3-5: Korngrößenverteilung der Schwebstoffproben aus Gandersum von Oktober 1988 bis Oktober 1990 (unbehandelter Schwebstoff) (SCHULZE ET AL., 1991)

Aufgrund des geringen Probenumfangs weisen die Schwebstoffproben in Gandersum nur ein enges Kornspektrum auf. Allerdings lässt sich der Tonanteil zumindest zwischen 20 % und 60 % und der Schluffanteil zwischen 40 % und 60 % der Gesamtmenge eingrenzen. Des Weiteren ließen sich aufgrund der Jahreszeiten und der damit verbundenen unterschiedlichen Oberwasserabflüsse unterschiedliche Kornzusammensetzungen ableiten. In den Herbstmonaten, nach langanhaltenden niedrigen Abflüssen, steigt der Tonanteil auf 40 bis 50 % an und der Feinsandanteil geht auf Null zurück.

Zusammenfassend stellten sich die Ergebnisse von SCHULZE ET AL. (1991) für die Brackwasserzone der Ems in Gandersum wie folgt dar:

- Die komplizierten Schwebstoffstrukturen erschweren die Bestimmung von Kornverteilungskurven durch Schlämmanalysen. Schlämmanalysen konnten daher nur zur Bestimmung von Größenordnungen herangezogen werden, da organisch-mineralische Verbindungen („coatings“) grundsätzlich andere Sinkgeschwindigkeiten aufweisen als einfache Kugeln (Gesetz nach STOKES). Zudem konnte keine jahreszeitliche Änderung des organischen Anteils am Schwebstoffgehalt anhand des Glühverlustes festgestellt werden.

- Die Entfernung des organischen Anteils aus in Gandersum analysierten Schwebstoffen durch Nassoxydation führte zum Anstieg der Korndichte und zur Abnahme des mittleren Korndurchmessers.
- Die Korndichte und -verteilung der Sedimente einer Tide sind unabhängig von der Schwebstoffkonzentration. Sie wiesen die selben Korndichten sowie Korndurchmesser (innerhalb einer Bandbreite) auf. Unterschiede gibt es nur bei der Betrachtung verschiedener Zeiträume (Sommer/Winter). Der mittlere Korndurchmesser nimmt mit dem Anstieg des mittleren Schwebstoffgehaltes in der Ems, bezogen auf die Dynamik des Schwebstoffhaushaltes im jahreszeitlichen Rhythmus, ab.

Die Verbindung des Ems Ästuars mit dem Dollart hat einen signifikanten Einfluss auf den organischen Anteil der zu betrachtenden Schwebstoffe im Emders Vorhafen. Nach POSTMA (1961) betrug der organische Anteil am Schwebstoffgehalt im Süßwasser der Ems 1960 rund 56 % und in der Trübungszone rund 13 %. Neuere Untersuchungen ergaben in der Brackwasserzone der Ems zwischen Terborg und Emden Glühverluste zwischen 5 % und 20 %. Bei Schwebstoffgehalten größer 300 mg/l, wie sie als Minimalwert innerhalb der Trübungszone auch zur Kenterung z.B. in Gandersum vorherrschen, schwankt der Glühverlust zwischen 12 % und 15 % (SPINGAT ET AL., 2000). Untersuchungen von SPINGAT ET AL. (2000) ergaben, dass der Glühverlust unabhängig vom Schwebstoffgehalt zwischen 11 % und 17 % schwankt. Hieraus wurde abgeleitet, dass der organische Anteil am Schwebstoffgehalt im jahreszeitlichen Verlauf relativ konstant ist und lediglich im Verlauf einer Tide geringe Änderungen von maximal 6 % aufweist.

Im Gegensatz zu den Sedimenten im Emders Vorhafen bestehen die Sedimente im Dollart nach einer Untersuchung von MERCKELBACH (2000) aus größtenteils mineralischen Feinstsedimenten. Die Dichte des gefördert Dollartsediments beträgt ca. 1400 kg/m<sup>3</sup>. Sie unterscheidet sich grundsätzlich von der in-situ Dichte des Materials. Die spezifische Oberfläche ergibt sich zu ca. 100 m<sup>2</sup>/g, was ungefähr dem von Illit entspricht. FAVEJEE (1960) kam ebenfalls zu dem Ergebnis, dass 80 bis 90 % der mineralischen Bestandteile des Dollartsediments aus Illit bestehen. Die Einteilung der Korngrößen wurde durch Sieben ( $d > 30 \mu\text{m}$ ) und mit Hilfe eines Sedigraphen ( $2 \leq d \leq 30 \mu\text{m}$ ) bestimmt (Abb. 4.1.3-6). Der Plastizitätsindex, definiert als Differenz zwischen Fließgrenze und Plastizitätsgrenze beträgt 48 %. Die Aktivität des Tons, definiert als Verhältnis von Plastizitätsindex zur Fraktion mit Feststoffgehalt kleiner als 2  $\mu\text{m}$  wurde zu 1,14 bestimmt (Tafel 4.1.3-1 und Abb. 4.1.3-6).

Dichte der Feststoffpartikel [kg/m <sup>3</sup> ]	2636 ± 6
Natrium Adsorptionsverhältnis [-]	42
Kationenaustauschkapazität [cmol/kg]	18,0
Spezifische Oberfläche [m <sup>2</sup> /g]	108,23
Organische Bestandteile [% der Masse]	3,05
Fließgrenze [%]	86
Plastizitätsgrenze [%]	38
In situ Dichte des reinen Wassers [kg/m <sup>3</sup> ]	1003

Tafel 4.1.3-1: Sedimentologische Parameter gebaggerter Dollartsedimente  
(MERCKELBACH, 2000)

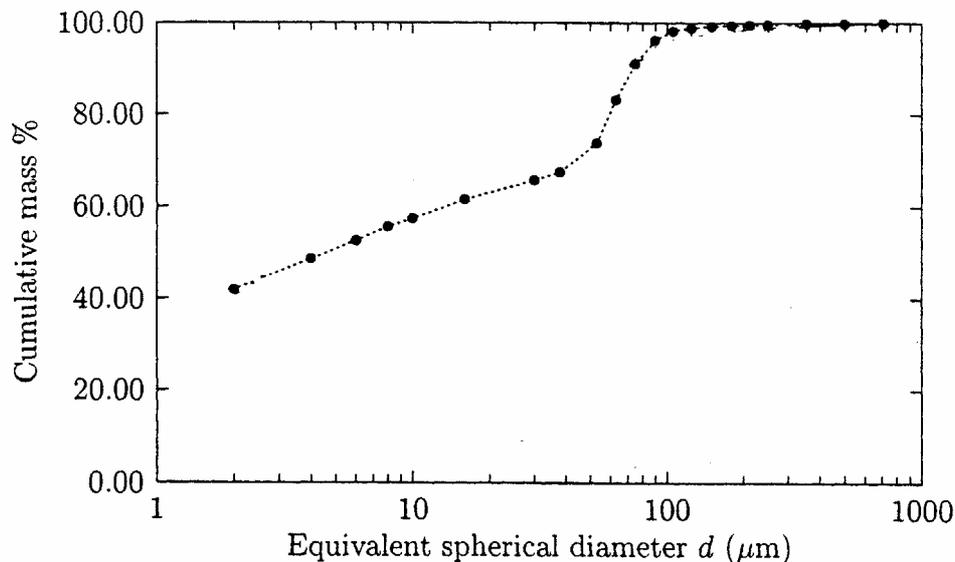


Abb. 4.1.3-6: Korngrößenverteilung der Dollartsedimente (MERCKELBACH, 2000)

#### 4.1.4 Situation im Emdor Vorhafen

Nach Untersuchungen von GREISER ET AL. (1992) findet der Sedimenteintrag in den Emdor Vorhafen während der Flutphase statt. Dabei handelt es sich um Sediment fluvialer Herkunft aus dem Oberlauf der Ems, welches während der Ebbephase in die Wattgebiete transportiert wurde. Die mikrobiologische Charakteristik der Feststoffpartikel spricht eindeutig gegen einen möglichen marinen Ursprung, so dass davon ausgegangen werden muss, dass der Emdor Hafenschlick letztendlich aus dem Süßwasserbereich der Ems stammt.

Durch die künstliche Vertiefung der Fahrrinne hat sich die Strömungsgeschwindigkeit bei Flut und die Dauer des Flutstroms soweit erhöht, dass dessen Transportwirkung auf die resuspendierten Feststoffe im Flussmündungsbereich deutlich stärker als diejenige des Ebbstroms sind. Die daraus resultierende unterschiedliche Intensität der Feststoffmobilisierung und Verfrachtung bei Ebbe und Flut, verursacht zugleich eine Separierung der im Wasserkörper suspendierten Schwebstoffe. Schwebstoffe mit geringen Sinkgeschwindigkeiten werden in Suspension mit dem Oberwasser Richtung Nordsee transportiert, während die übrigen Feststoffe, mit deutlich höheren Sinkgeschwindigkeiten, schrittweise stromauf verfrachtet werden. Das bedeutet z.B. auch, dass die durch Hochwasserwellen im Oberlauf resuspendierten und stromab transportierten Feststoffe den Unterlauf der Ems zum größten Teil nicht verlassen können.

Für die Höhe der Sedimentationsraten sind nicht allein die im Wasser der Ems enthaltenen Feststoffmengen entscheidend, sondern auch deren Zusammensetzung, Konsistenz und physikalischen Eigenschaften. So werden Partikel, die überwiegend aus spezifisch leichtem organischen Material bestehen, über sehr viel weitere Strecken transportiert und bei deutlich geringeren Strömungsgeschwindigkeiten abgelagert, als Sandkörner oder kompakte Tonaggregate. Bisherige Untersuchungen zeigen, dass die analysierten Feststoffe überwiegend aus Tonpartikeln bestehen, die einen hohen Anteil organischen Materials aufweisen und damit eine starke Tendenz zur Aggregation haben. Die dabei gebildeten Flockenstrukturen sind sehr stabil, so dass große Mengen dieser Partikel leicht mit der Tidedrömung der Ems verfrachtet werden können. Die Stabilität der Flocken verhindert eine schnelle Konsolidierung der abgelagerten Feststoffe zu lagestabilem Schlick. Damit wird dem Wasserkörper in der Trübungszone der Ems durch lokale Sedimentation nur wenig Feststoffmaterial entzogen.

Die durchgeführten Dichtemessungen im Fluid Mud Bereich des Emders Vorhafens zeigten, dass das Feststoffmaterial aus der über 2 m mächtigen Fluid Mud Schicht lediglich eine physikalische Dichte von  $1,10 - 1,17 \text{ g/cm}^3$  besitzt. Erst die feste, den eigentlichen Gewässergrund bildende Tonschicht weist Dichtewerte zwischen  $1,28$  und  $1,36 \text{ g/cm}^3$  auf (Tafel 4.1.4-1).

Entnahme	Tiefe [SKN]	Dichte [kg/m <sup>3</sup> ]		Wassergehalt [%]	Organischer Gehalt [%]
		in situ	trocken		
1	6,92-7,02	1115	185	494,8	23,4
1	7,50-7,15	1145	250	353,6	21,2
1	8,09-8,19	1155	280	316,9	21,0
1	9,40-9,50	1195	340	252,6	20,7
2	5,50-5,60	1110	190	485,2	22,1
2	7,40-7,50	1150	260	346,1	21,9
2	9,00-9,10	1185	325	263,7	21,2
2	9,30-9,40	1200	345	247,1	21,3

Tafel 4.1.4-1: Bodenmechanische Eigenschaften im Emden Vorhafen (WURPTS, 1997)

Die Untersuchungsergebnisse zur Herkunft des Hafenschlicks bzw. der Fluid Mud-Entstehung im Vorhafen geben einen wichtigen Hinweis auf den engen Zusammenhang zwischen Hydrographie der Ems und die Intensität der Feststoffsedimentation im Emden Hafen.

Frühere Untersuchungen bzgl. der Herkunft der Sedimente im Emden Vorhafen gingen von einem Sedimenteintrag aus der Nordsee aus. Diese Einschätzung beruht auf der Zusammensetzung der analysierten Proben in der Ems. Nach GREISER ET AL. (1992) besteht jedoch zwischen der festen sedimentbildenden Tonschicht und den in Suspension befindlichen Feststoffen, einschließlich Fluid Mud, kein mengenmäßig bedeutsamer Materialaustausch. Das Material wird daher vornehmlich im Wasserkörper gehalten und verfrachtet. Die Intensität der Verschlickung in der Ems und im Emden Vorhafen ist deshalb in erster Linie an die im Wasserkörper akkumulierte Feststoffmenge gekoppelt. Im Gegensatz zu den für die Unterhaltungsbaggerungen relevanten Transportvorgänge (Ausbildung nicht-konsolidierter Fluid Mud Lagen), benötigen die sich in der Sedimentzusammensetzung widerspiegelnden bettbildenden Transportprozesse „geologische“ Zeiträume. Die Zusammensetzung der quasi lagestabilen Sedimente im Ems-Ästuar ist daher kein zuverlässiger Indikator für die Herkunft der im Wasserkörper suspendierten und im Emden Vorhafen abgelagerten Feststoffe.

In der Trübungszone werden große Feststoffmengen gespeichert und Feststoffe mit hohen Sinkgeschwindigkeiten konzentriert. Nach aktuellen Befunden über die Bakterienbesiedlung dieser Feststoffe muss davon ausgegangen werden, dass der Feststoffeintrag aus dem Oberlauf der Ems mengenmäßig weitaus bedeutsamer ist als der Eintrag von Schwebstoffen und Sedimentmaterial aus dem Dollart bzw. der Nordsee (GREISER ET AL., 1992). Nur am Probenort Knock konnten marine Stämme von gewählten Indikatorbakterien nachgewiesen werden. Im Emden Vorhafen und in der Ems sind dagegen in großer Zahl Bakterien vorhanden, die ausschließlich im Süßwasser und in terrestrischen Biotopen vorkommen.

Nach GREISER ET AL.(1992) ist der hohe organische Feststoffanteil im Emders Vorhafen und in der Ems (bis zu 25 % des Trockengewichtes) ein wichtiger Hinweis auf die überwiegend fluviale Herkunft der in der Trübungszone akkumulierten Feststoffe. Die Schlicksedimente der Nordseewatten, die theoretisch auch als Feststoffquellen in Frage kommen, enthalten dagegen nur wenige Gewichtsprozent organischen Materials (GREISER ET AL., 1992). Im Gegensatz zu den Sedimenten marinen Ursprungs, besitzen die fluvialen Sedimente aufgrund ihrer biogenen Beeinflussung einen größeren Auftrieb. Der Sandgehalt in den Fluid Mud Lagen im Emders Vorhafen liegt im Durchschnitt unter 1% und kann daher vernachlässigt werden (WURPTS, 1997). Der überwiegende Anteil des im Emders Vorhafen vorkommenden Materials befindet sich nicht im Sandkornbereich, sondern es handelt sich um in Suspension befindliche und biogen beeinflusste Tonformationen (Kaolinit, Montmorillonit). Die vorhandenen Tonminerale bilden, verbunden mit EPS, einen relativ festen Verbund. Der EPS-Verbund verändert das rheologische Verhalten der Fluid Mud Lage im Emders Vorhafen nachhaltig. Die Klebewirkung dieser bakteriellen Schleime hat zur Folge, dass Feststoffsuspensionen gleicher physikalischer Dichte und Korngrößenverteilung den Scherkräften einen unterschiedlich starken Widerstand entgegen setzen. Die aufgrund der biologischen Komponente hervorgerufene Auftriebskraft der Aggregate verhindert bzw. verlangsamt die Sedimentation im Emders Außenhafen. Untersuchungen (GREISER ET AL., 1992) haben gezeigt, dass ca. 80 % der Partikel einer willkürlich gezogenen Fluid Mud Probe Sinkgeschwindigkeiten von weniger als 1 m pro Stunde aufwiesen. Die einzelnen Tonmineralpartikel weisen einen durch Bakterien gebildeten Schleimfilm auf, was während des Absinkvorgangs einen „Fallschirm-Effekt“ verursacht (WURPTS, 1997).

Der relativ kompakte EPS Verbund der Fluid Mud Lagen mit einer Dichte von ca. 1,3 g/m<sup>3</sup> behindert den Eintrag weiterer Sedimente aus der Ems in den Emders Vorhafen.

## 4.2 Systemanalyse für den Hafen Bremerhaven

### 4.2.1 Untersuchungsgebiet

Die Weser entsteht durch den Zusammenfluss von Werra und Fulda bei Hann.-Münden. Das Einzugsgebiet hat hier bereits eine Ausdehnung von 12441 km<sup>2</sup> und beträgt damit etwa 1/4 der Ausdehnung des Gesamteinzugsgebietes von 46306 km<sup>2</sup>. Nach 432 km Lauflänge mündet sie bei Bremerhaven in die Nordsee. Geographisch wird die Weser in Ober-, Mittel- und Unterweser unterteilt. Die Oberweser reicht von Hann.-Münden bis zur Porta Westfalica bei Minden. Auf diesem 205 km langen Abschnitt beträgt das Einzugsgebiet etwa 19162 km<sup>2</sup>. Die 157 km lange Mittelweser reicht von Porta Westfalica bis zur Tidengrenze bei Bremen. Der in Abb. 4.2.1-1 dargestellte Bereich umfasst die Unterweser. Das für die Untersuchungen zu betrachtende Gebiet ist ein Teil der Unterweser und reicht von UW-km 53 (Dedesdorf) bis zum UW-km 80 (Robbensüdsteert / Feddewarder Siel).

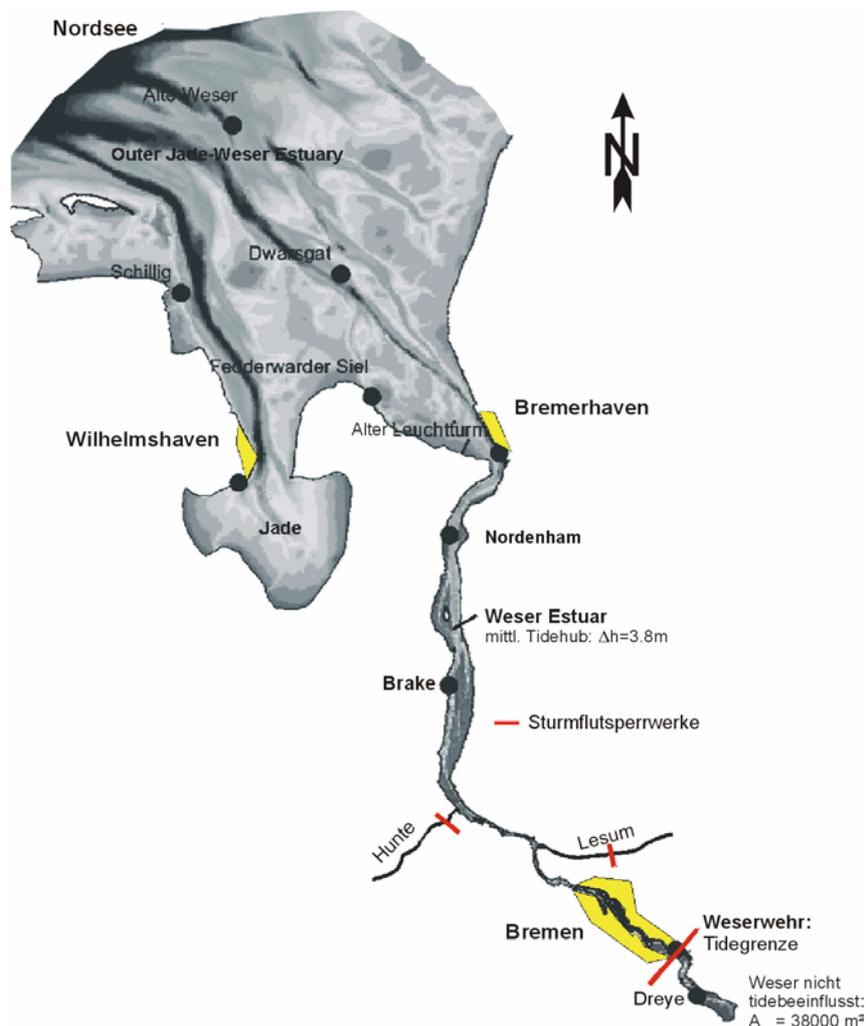


Abb. 4.2.1-1: Weserästuar und Unterweser

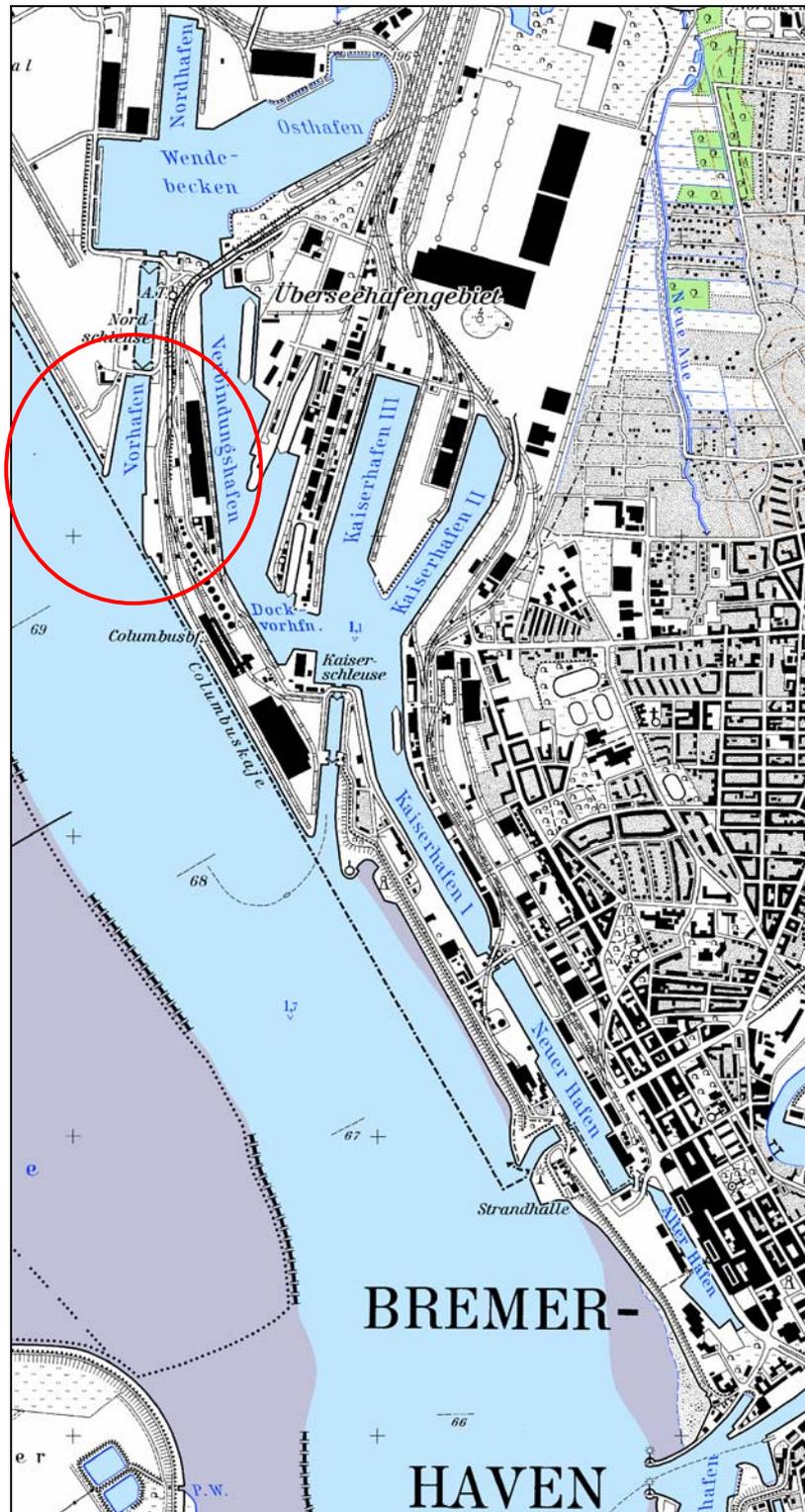


Abb. 4.2.1-2: Untersuchungsgebiet Vorhafen Nordschleuse

Für die Untersuchung der Sedimentation wurden die brackwasserbeeinflussten Vorhäfen der Nordschleuse (UW-km 69,4) und der Kaiserschleuse (UW-km 67,8) in Bremerhaven (Abb.

4.2.1-2) ausgewählt. Der Nordhafen zweigt in einem Winkel von rd. 35° von der Weser ab und hat eine Kontaktlänge zur Weser von rd. 325 m. Der Vorhafen ist 600 m lang (Ostufer) und hat eine Breite von 75 bis 125 m. Der Vorhafen der Kaiserschleuse ist ebenfalls um rd. 35° zur Weser geneigt. Die Kontaktlänge zwischen Weser und Hafen beträgt ca. 150 m. Der Hafen hat eine Ausdehnung in Längsrichtung von ca. 350 m (Ostufer) und eine Breite von 50 m bis 75 m.

## 4.2.2 Hydrologische Randbedingungen

Die hydrologischen Randbedingungen im Untersuchungsgebiet können anhand des Pegels „Bremerhaven Alter Leuchtturm“ oberhalb der Nordschleuse treffend beschrieben werden. Langjährige Mittelwerte sind hilfreich, um vergleichende Betrachtungen vornehmen zu können, da die Gezeiten im Weserästuar ständig Schwankungen unterworfen sind. Für das Untersuchungsgebiet um die Nord- und Kaiserschleuse gelten für einen zehnjährigen Betrachtungszeitraum (1988-1997) die folgenden Werte (NIEDERSÄCHSISCHES LANDESAMT FÜR ÖKOLOGIE, 1997):

Mittleres Tidehochwasser	$MThw_{1988/97} = 1,78 \text{ mNN}$
Mittleres Tideniedrigwasser	$MTnw_{1988/97} = -1,90 \text{ mNN}$
Mittlerer Tidehub	$MThb_{1988/97} = 3,68 \text{ m}$
Niedrigstes Tidehochwasser	$NThw_{1988/97} = -0,38 \text{ mNN}$
Niedrigstes Tideniedrigwasser	$NTnw_{1988/97} = -2,88 \text{ mNN}$
Höchstes Tidehochwasser	$HThw_{1988/97} = 4,77 \text{ mNN}$
Höchstes Tideniedrigwasser	$HTnw_{1988/97} = 1,73 \text{ mNN}$

Seekarten Null (SKN) ist im Untersuchungsgebiet auf  $SKN = -2,12 \text{ mNN}$  festgelegt. Am Pegel Alter Leuchtturm liegt das  $MSpTnw_{1988/97}$  bei  $-2,14 \text{ mNN}$ , bzw. 24 cm unter dem  $MTnw_{1988/97}$ .

Der Einfluss des Oberwassers auf die Tidewasserstände und den Tidehub in Bremerhaven ist von untergeordneter Bedeutung (HOCHSCHULE BREMEN, 1998). Zur Beschreibung des Verlaufes der Oberwasserabflüsse dienen die langjährigen Mittelwerte am Pegel Intschede. Die Hauptwerte am Pegel Intschede für die Zeitreihe von 1941 bis 1997 sind:

Mittlerer höchster Abfluss	$MHQ_{1941/97} = 1210 \text{ m}^3/\text{s}$
Mittlerer niedrigster Abfluss	$MNQ_{1941/97} = 117 \text{ m}^3/\text{s}$
Mittlerer Abfluss	$MQ_{1941/97} = 324 \text{ m}^3/\text{s}$
Höchster Abfluss	$HQ_{1941/97} = 3500 \text{ m}^3/\text{s}$

Niedrigster Abfluss  $NQ_{1941/97} = 59,7 \text{ m}^3/\text{s}$

Die Schwankungen dieser Mittelwerte lassen sich in Abbildung 4.2.2-1 erkennen. Die Hochwasserereignisse treten vorrangig im Winter auf, während im Sommer und Herbst überwiegend geringe Oberwasserabflüsse auftreten. Die Jahresmittelwerte schwanken zwischen  $160 \text{ m}^3/\text{s}$  und  $560 \text{ m}^3/\text{s}$ .

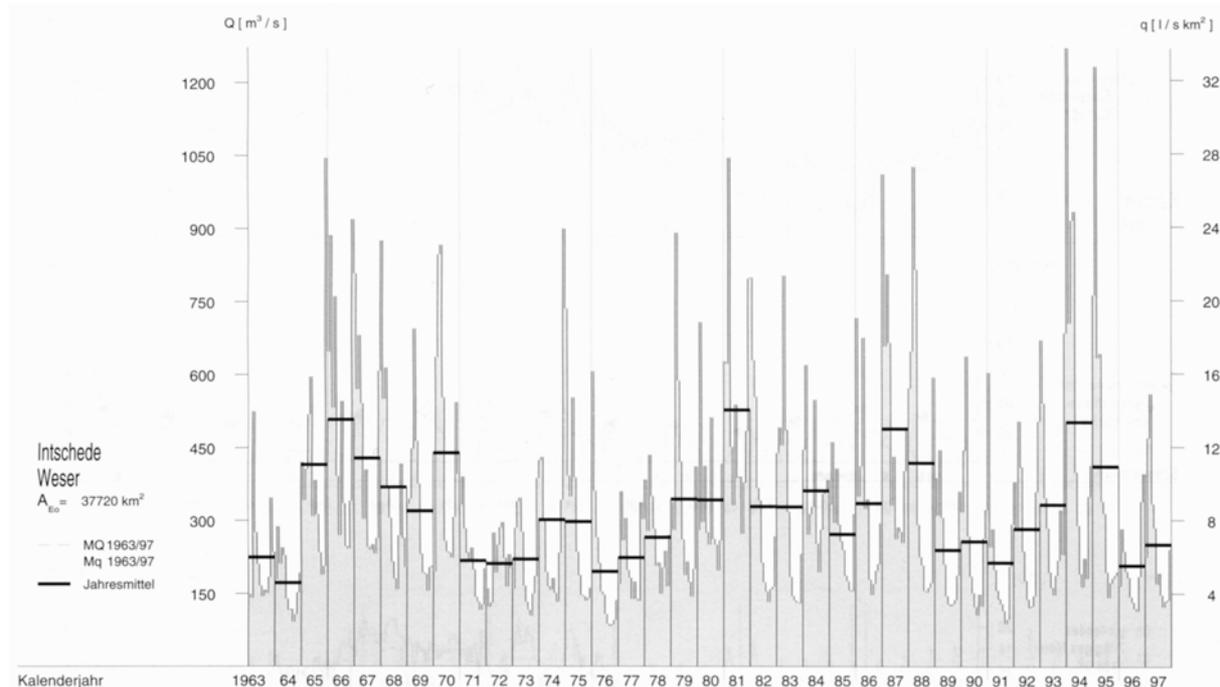


Abb. 4.2.2-1: Abflüsse am Pegel Intschede (Monatsmittel / Jahresmittel)  
(GEWÄSSERKUNDLICHES JAHRBUCH, 1997)

### 4.2.3 Salzgehalt

Das Untersuchungsgebiet befindet sich innerhalb der Brackwasserzone der Weser. Die Ausdehnung der Brackwasserzone hängt von der Geometrie und Morphologie des Tideästuars, der Tidebewegung und der Oberwasserführung der Weser ab. Sie kann jedoch bei einem niedrigen Oberwasserabfluss bis in den Raum Farge reichen (BARG, 1979). Eine weitergehende Unterteilung der Brackwasserzone der Weser in Halinitätszonen lässt sich z.B. nach dem VENICE System vornehmen (Tafel 4.2.3-1).

Im Verlauf der Tide sterben in der Brackwasserzone durch die zum Teil erheblichen Salzgehaltsschwankungen sowohl Süßwasserorganismen als auch Kleinstlebewesen, die auf höhere Salzgehalte eingestellt sind, ab. Die abgestorbenen Organismen verbleiben im Schwebezu-

stand im Wasser oder sinken auf die Gewässersohle ab. Bei etwa 7‰ Salzgehalt tritt ein ausgesprochenes Artenminimum auf (BARG, 1979). Durch den Einfluss der Dichteströmungen, der Schwebstoffbildung durch absterbende Kleinstlebewesen und der Ausfällung von Schwebstoffen durch elektrochemische Reaktionen bei der Vermischung von Salz- und Süßwasser kommt es in der Brackwasserzone zu hohem Schlickfall, der aufwendige Unterhaltungsbaggerungen u.a. in den Vorhäfen erforderlich macht.

versalzene LIMNISCHE ZONE 0,4-1,3 ‰	MIXO- OLIGOHALINE ZONE 0,5-5,0 ‰	MIXO- MESOHALINE ZONE 5,0-18,0 ‰	MIXO- POLIHALINE ZONE 18,0-30,0 ‰	EUHALINE ZONE >30,0 ‰
geogenes Brackwasser	thalassogenes Brackwasser			Meerwasser

Tafel 4.2.3-1: Unterteilung der Brackwasserzone in der Weser in Halinitätszonen nach dem VENICE System (BARG, 1979)

Die Weser ist ein gut durchmischter Tidefluss. Sie besitzt nahezu gleiche Salzgehalte zwischen Oberfläche und Sohle. In gut durchmischten Tideästuarien beträgt das Verhältnis von Oberwassermenge zu Tidewassermenge normalerweise weniger als 1:10 (BARG, 1979). Wegen des noch verbleibenden Dichtegradienten ist bei Flutstrom die Geschwindigkeit an der Sohle größer als an der Oberfläche, während beim Ebbestrom die Geschwindigkeiten im oberen Bereich der Wassersäule größer sind als im unteren. Auch die Kenterzeiten treten an der Oberflächen und an der Sohle nicht gleichzeitig ein. Die Ebbestromung kentert an der Sohle früher als an der Wasseroberfläche. Die Flutströmung kentert an der Sohle später.

Der Einfluss des Oberwassers auf die Salzgehalte der Weser bei Bremerhaven sind in Abb. 4.2.3-1 dargestellt. Dabei wird die starke Abhängigkeit der Salzgehalte von der Oberwassermenge deutlich. In das Diagramm ist der mittlere langjährige Abfluss von  $MQ_{1941/80}=313\text{m}^3/\text{s}$  am Pegel Intschede eingezeichnet.

Der aus der Tide resultierende unterschiedliche Salzgehalt in der Wesermündung führt zu Dichteströmungen und beeinflusst die Feststoffbewegung und Sedimentationsvorgänge. Bei mittlerem Oberwasser schwanken die Salzgehalte in der Weser bei Bremerhaven im Tide-rhythmus um mehr als 10 ‰ (HANSESTADT BREMISCHES HAFENAMT, 1998).

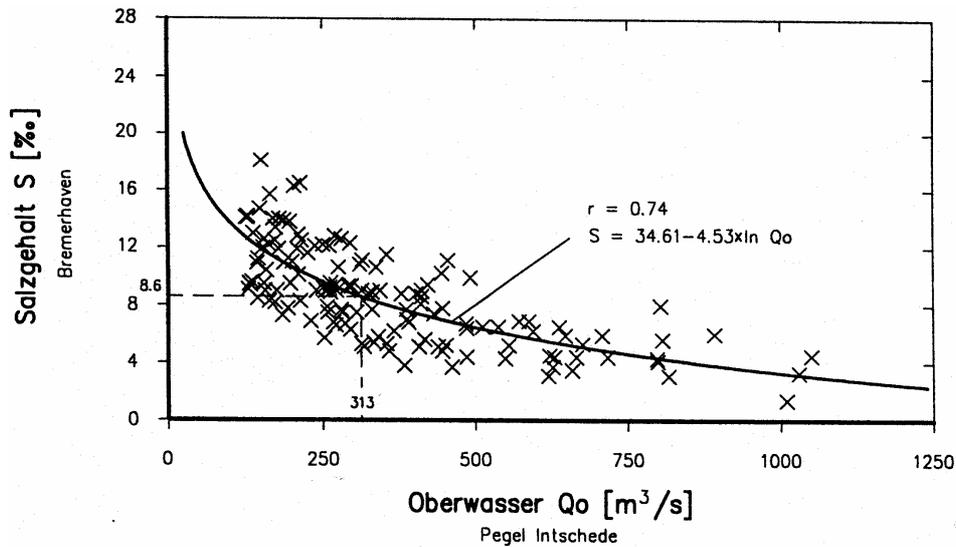


Abb. 4.2.3-1: Mittlere Salzgehalte in der Weser bei Bremerhaven in Abhängigkeit vom Oberwasser (Monatsmittelwerte), Messungen von Juli 1977 bis März 1990 (NASNER, 1992)

#### 4.2.4 Strömungen

Die brackwasserbeeinflussten Vorhäfen der Kaiser- und Nordschleuse weisen durch die Überlagerung von Tide-, Strömungs- und Dichteeffekten komplexe Strömungsverhältnisse auf (Abb. 4.2.4-1). Diese haben einen entscheidenden Einfluss auf die Sedimentationsmenge.

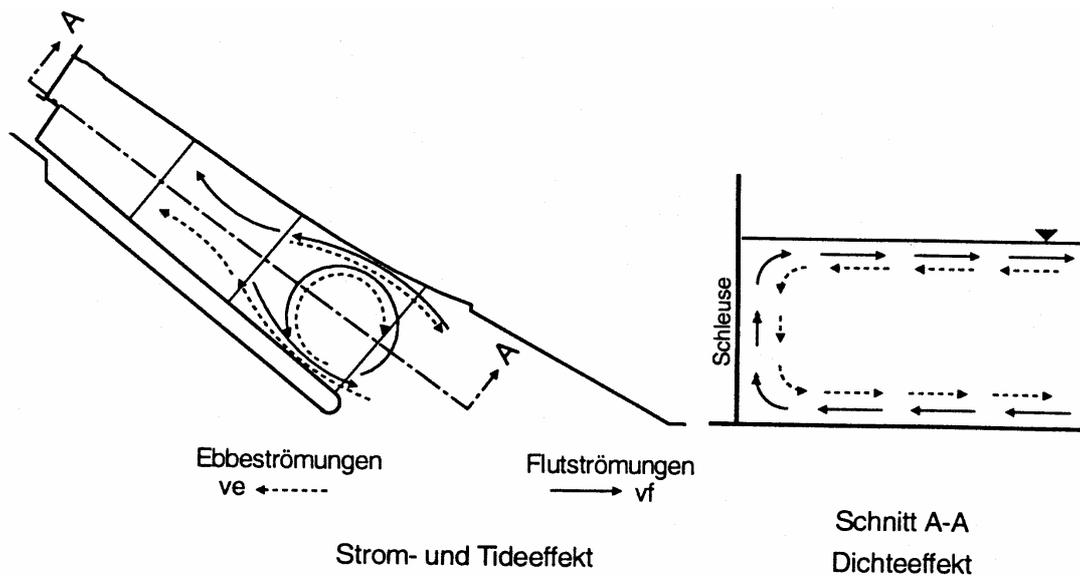


Abb. 4.2.4-1: Tide-, Strömungs- und Dichteeffekt im Vorhafen der Nordschleuse (HOCHSCHULE BREMEN, 1998)

#### 4.2.4.1 Ebbeströmung

Der Ebbestrom in der Weser bei Bremerhaven beginnt ca. 1 Std. nach Thw (Bezug: Pegel Alter Leuchtturm). Der Tidehub während der Untersuchungen der HOCHSCHULE BREMEN im Mai 1998 lag zwischen 3,27m und 3,58m ( $MThb_{1988/97} = 3,68$  m), der Oberwasserabfluss am Pegel Intschede betrug rd.  $200\text{m}^3/\text{s}$ . Die Messungen fanden während mehrerer Nipptiden statt. Das Ende der Ebbeströmungen ist ca. 1 Std. nach Tnw erreicht.

Bei einsetzender Ebbeströmung sind die gemessenen Strömungsgeschwindigkeiten an der Oberfläche des Vorhafens der Nordschleuse größer, als die Strömungsgeschwindigkeiten in den tieferen Wasserschichten. Durch die vom Oberwasser abhängigen Dichteunterschiede wird die sohlnahe Strömung bei Ebbestrom verzögert und die Oberflächenströmung beschleunigt. Das Wasser strömt am nord-westlichen Ufer (Container Terminal) mit in der Tiefe abnehmender Intensität in den Vorhafen ein (Abb. 4.2.4.1-1a). Die Rückströmungen auf der Ostseite sind deutlich schwächer. Im weiteren Verlauf stellt sich eine Ebbestromwalze ein (Abb. 4.2.4.1-1b). Gegen Ende der Ebbestromphase, mit wieder ansteigendem Wasserstand, strömt das Wasser auf größerer Breite in den Vorhafen. In den unteren Wasserschichten sind keine nennenswerten aus dem Vorhafen gerichteten Strömungen gemessen worden (Abb. 4.2.4.1-1c). Die Intensität der Ebbeströmung ist unter diesen Tideverhältnissen geringer, als die Intensität der Flutströmung (HOCHSCHULE BREMEN, 1998).

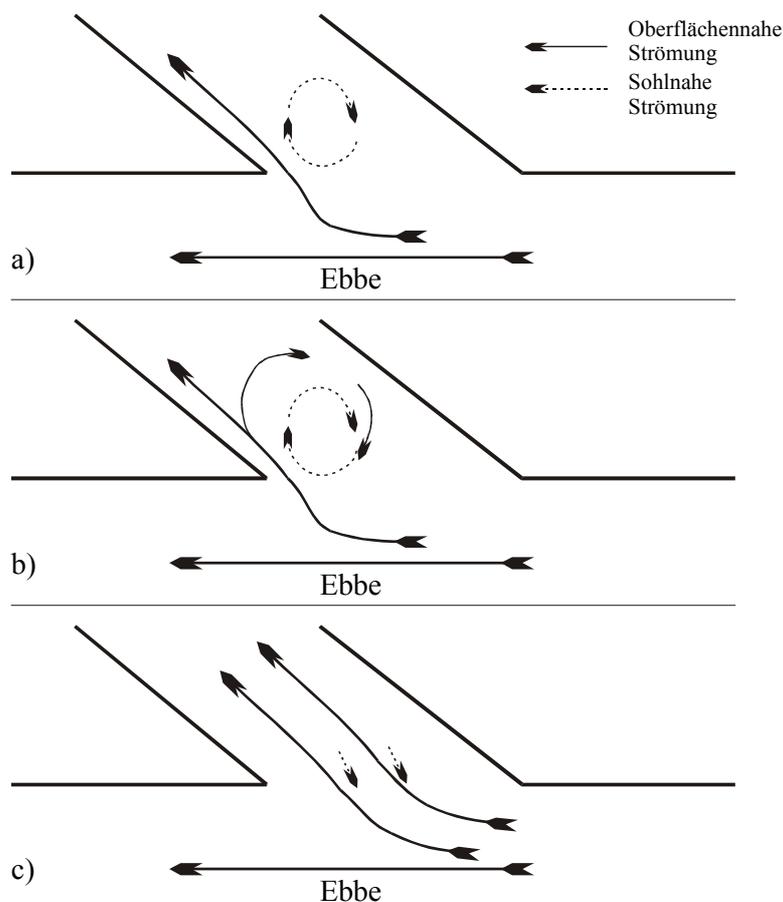


Abb. 4.2.4.1-1: Prinzipskizze der Ebbeströmungen in der Einfahrt zur Bremerhavener Nordschleuse

#### 4.2.4.2 Flutströmung

Für die Beschreibung des Flutstromes wurden von der HOCHSCHULE BREMEN 1998 Messungen während mehrerer Springtiden im Mai 1998 durchgeführt. Der Tidehub während der Messungen lag zwischen 3,88m und 4,23m, der Oberwasserabfluss am Pegel Intschede betrug ca. 280 m<sup>3</sup>/s. Die Flutströmung setzt ca. 1 Std. nach Tnw ein und endet ca. 1 Std. nach Thw.

Zu Beginn der einsetzenden Flutströmung bildet sich eine in den Vorhafen der Nordschleuse gerichtete Dichteströmung an der Sohle aus (Abb. 4.2.4.2-1a). Diese Dichteströmung zusammen mit dem Tideeffekt facht innerhalb der folgenden 2 Stunden zusätzlich eine Flutstromwalze an der Sohle an. Gleichzeitig hat sich eine vertikale Dichtestromwalze gebildet, so dass das Wasser oberflächennah aus dem Hafen heraus strömt (Abb. 4.2.4.2-1b). Ca. 2,5 bis 1 Std. vor Thw verlangsamt sich der Wasserspiegelanstieg am Pegel Bremerhaven. Die Strömungs-

geschwindigkeiten reduzieren sich bis auf die Hälfte. Gegen Ende der Flutstromphase wurden nur noch schwache Strömungen im Vorhafen registriert (Abb. 4.2.4.2-1c).

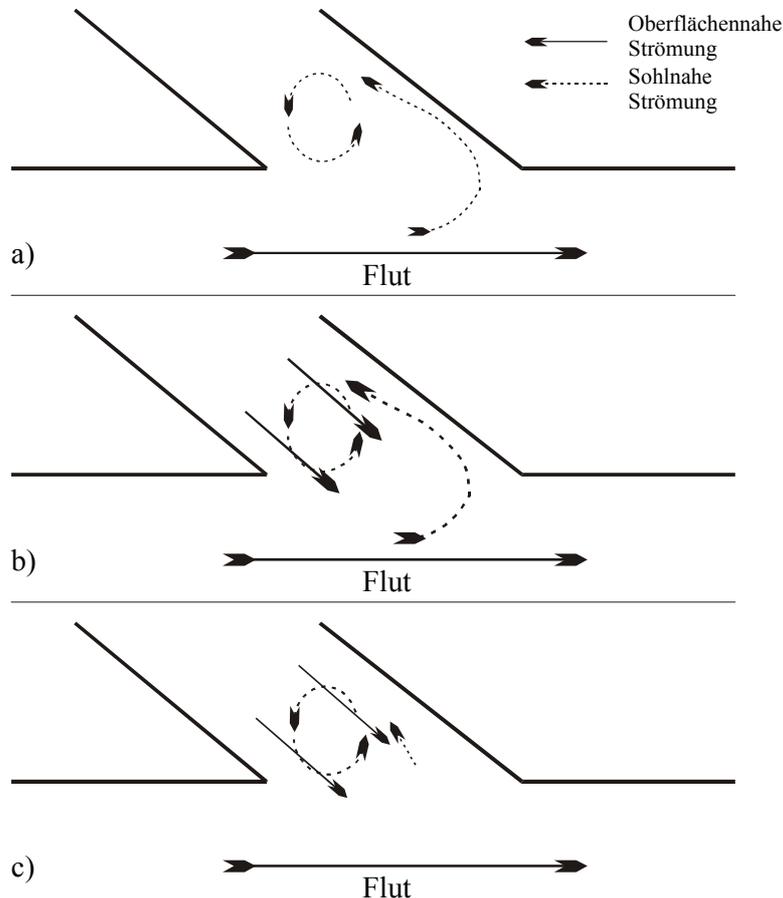


Abb. 4.2.4.2-1: Prinzipskizze der Flutströmungen in der Einfahrt zur Bremerhavener Nordschleuse

#### 4.2.5 Sedimente

Das LABOR FÜR WASSERBAU DER HOCHSCHULE BREMEN hat im Jahre 1994 Bodenproben aus dem Bereich des Vorhafens zur Nordschleuse entnommen und analysiert (Abb. 4.2.5-1). Die Proben aus dem Vorhafen bestehen überwiegend aus Mittel- bis Grobschluff (Abb. 4.2.5-2, Anlage 4.2.5-1 bis 4.2.5-11). Über der Sohle des Vorhafens befindet sich eine Fluid Mud Schicht (Abb. 4.2.5-3). Diese Fluid Mud Schicht wird mit Hilfe eines Wasserinjektionsgerätes seit Herbst 1994 regelmäßig verflüssigt. Vor 1994 ist in kurzen Abständen der Boden mit einer Egge aufgewirbelt worden. Die Zusammensetzung und die Entnahmhöhe der Bodenproben variiert mit der Dicke dieser Fluid Mud Schicht (Abb. 4.2.5-3, 08.06.1990 und 18.06.1990) und ist somit von den jeweils vor der Beprobung stattgefundenen Unterhal-

tungsmaßnahmen abhängig. Der Bodengreifer zur Probenentnahme kann dabei, wie z.B. bei der Probenentnahme von 1994, bereits in einer Fluid Mud Schicht hoher Dichte verbleiben. Nach einer Wasserinjektion setzen sich die größeren Sedimentteilchen des aktivierten Sohlenmaterials schneller ab, so dass unter der Fluid Mud Schicht überwiegend Feinsande zu finden sind. Die Bodenproben werden auf Grund der geringeren Dichte der Fluid Mud Schicht dann in einer größeren Tiefe entnommen und enthalten einen höheren Feinsandanteil. 1992 z.B. wurden Bodenproben entnommen, die vorrangig Feinsande enthielten, was auf eine durch Unterhaltungsmaßnahmen veränderte Fluid Mud Schicht hinweist (HOCHSCHULE BREMEN, 1996).

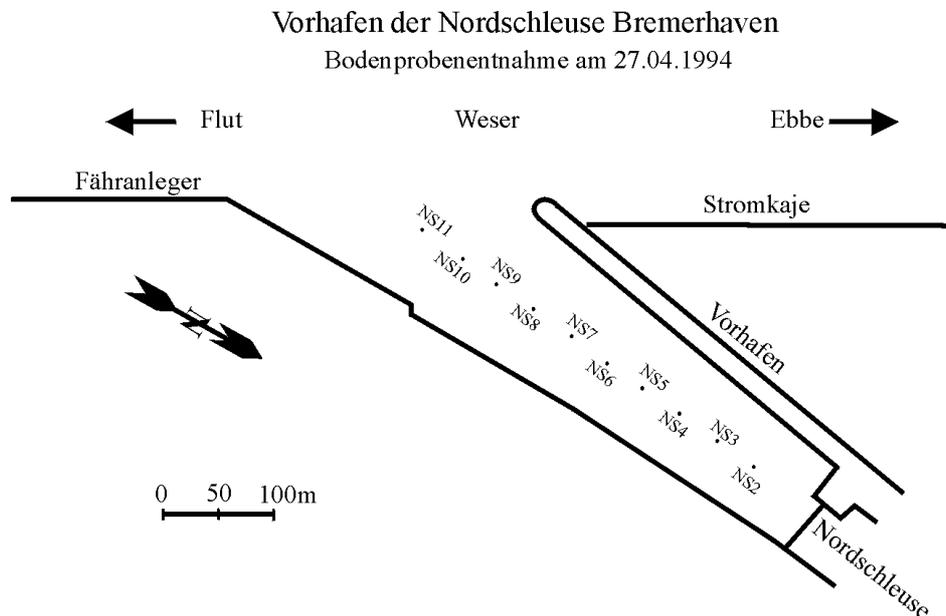


Abb. 4.2.5-1: Lage der Probenentnahme zur Bestimmung der Korngrößen  
(HOCHSCHULE BREMEN, 1996)

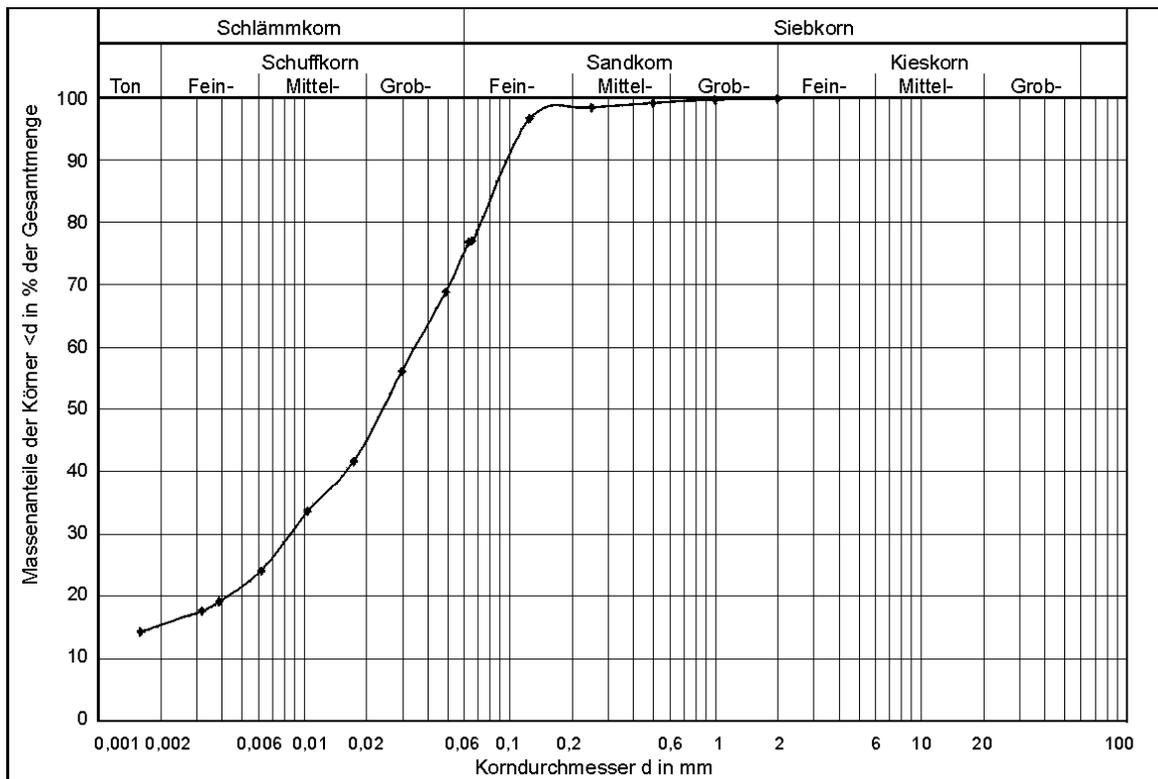


Abb. 4.2.5-2: Körnungslinie einer gestörten Entnahme aus dem Vorhafen zur Nordschleuse, Position NS6 (HOCHSCHULE BREMEN, 1996)

Die Auswirkungen der Wasserinjektion in die Fluid Mud Schicht im Vorhafen der Kaiserschleuse können mit Hilfe der in Abb. 4.2.5-3 dargestellten Längspeilungen beispielhaft nachvollzogen werden. Zwischen dem 08.06.1990 und dem 18.06.1990 wurde im Vorhafen Sohlenmaterial resuspendiert und umgelagert. Der Vergleich der Eindringtiefe des Bodengreifers vor und nach der Injektion gibt einen Hinweis auf die Änderung der Dichte. Vor der Baggerung findet sich im Vorhafen zur Kaiserschleuse eine bis zu 2,5 m starke Fluid Mud Schicht (Unterschied der 2 unterschiedlichen Peilfrequenzen). Nach der Wasserinjektion ist der obere Horizont der Peilung nahezu identisch mit dem unteren Horizont. Bereits am 09.07.1990 hat sich wieder eine ca. 1,5 m starke Fluid Mud Schicht ausgebildet (HOCHSCHULE BREMEN, 1996).

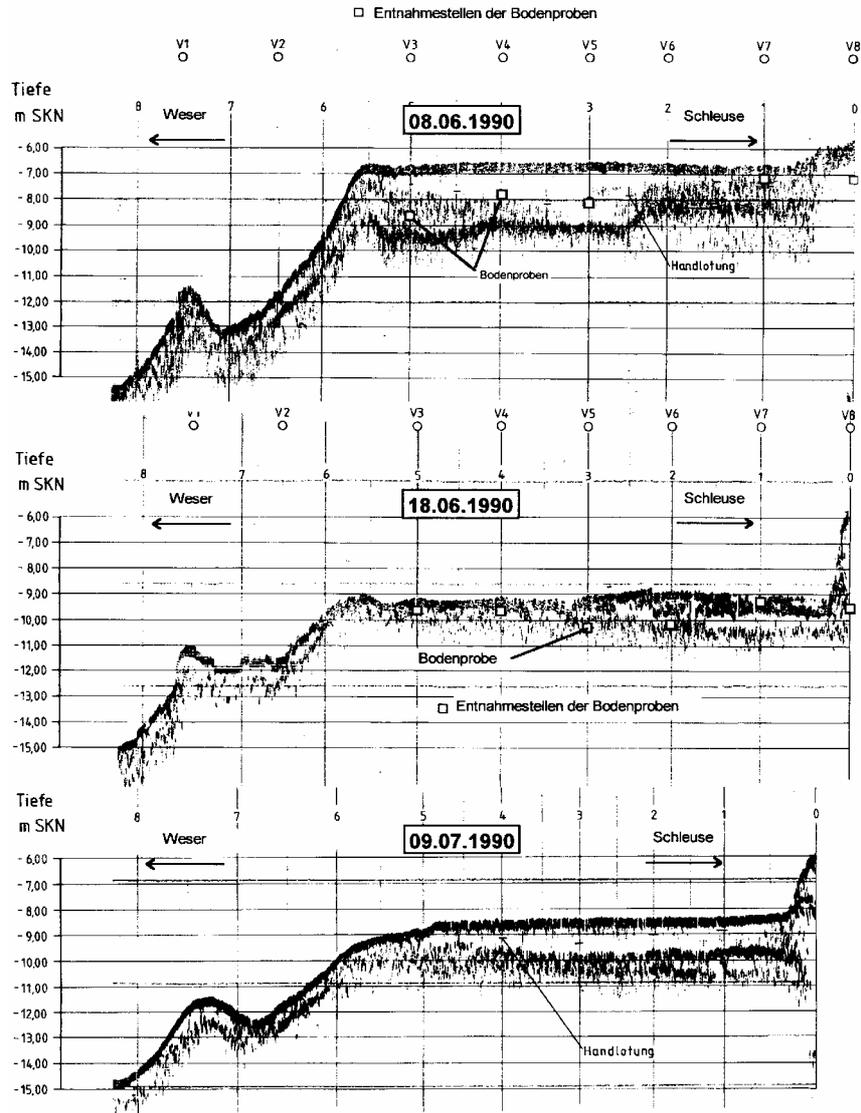
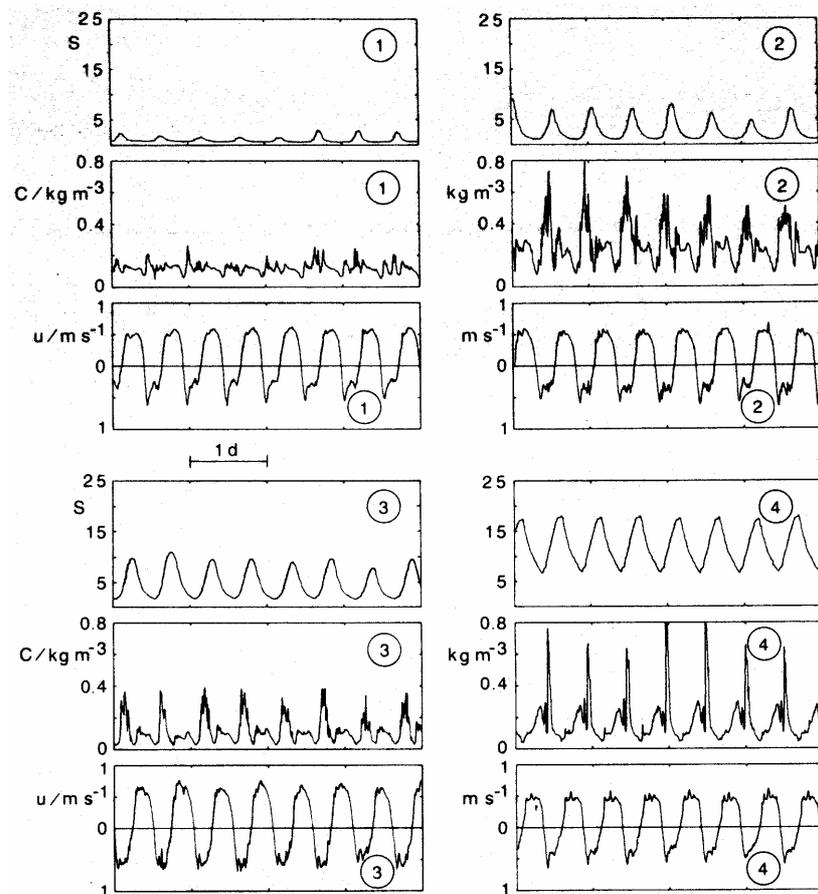


Abb. 4.2.5-3: Längspeilungen im Vorhafen der Kaiserschleuse in Bremerhaven (HOCHSCHULE BREMEN, 1996)

#### 4.2.6 Schwebstoffe

Die Trübung in der Weser ist im wesentlichen vom Salzgehalt und dem Aufeinandertreffen des salzhaltigen Meerwassers mit dem Süßwasser abhängig. Das Trübungsmaximum liegt bei mittleren Oberwasser- und Tideverhältnissen im Bereich Nordenham (Abb. 3.4.2-4a). Das Wasser hat hier einen Salzgehalt von 2 ‰ bis 10 ‰ und wird von aufgeschwemmten Teilchen getrübt. Im Längsschnitt (Abb. 3.4.2-4b) ist dieses Trübungsmaximum als Trübungswolke T dargestellt. Die Ursache des Trübungsmaximums liegt in der Schichtung des Meerwassers unter dem Flusswasser (vgl. Abb. 3.4.2-4c) (WELLERSHAUS, 1982).

Das Oberwasser beeinflusst den Salzgehalt im Weserästuar. Somit wird durch die verschiedenen Oberwasserabflüsse das Trübungsmaximum im Fluss verschoben (vgl. Abb. 3.4.2-5). Bei hohen Oberwasserabflüssen ( $800\text{m}^3/\text{s}$ ) befindet sich das Trübungsmaximum im Bereich vor Bremerhaven. Niedrige Oberwasserabflüsse lassen das Trübungsmaximum in den Bereich südlich von Nordenham wandern. Beispielhaft sind Messungen aus dem Jahr 1983 für verschiedene Oberwasserabflüsse in Abb. 4.2.6-1 dargestellt. Der Zusammenhang zwischen Salzgehalt, Oberwasser und Schwebstoffgehalt ist deutlich zu erkennen.

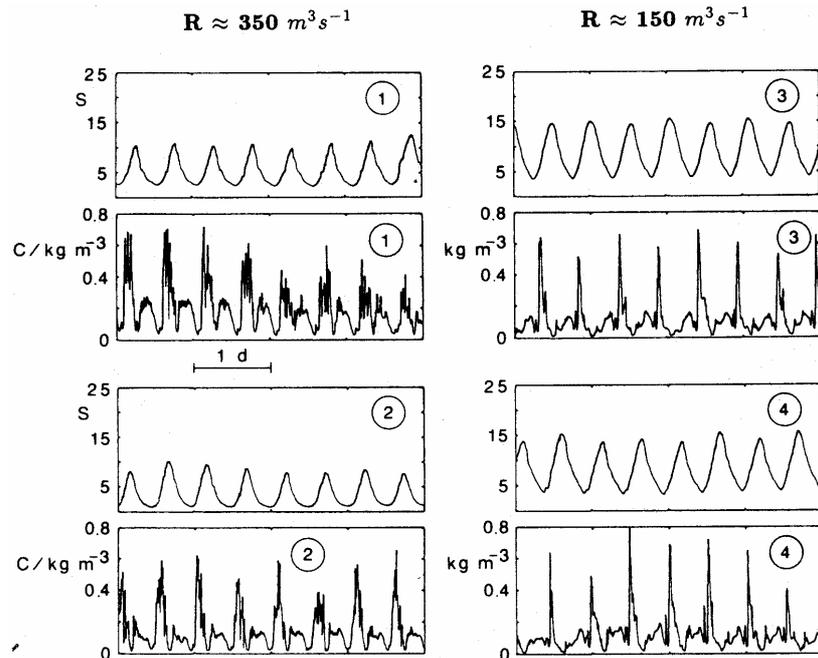


example	date of measurement	river discharge
1	15/04/83 - 18/04/83	$\approx 1100 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$
2	27/03/83 - 30/03/83	$\approx 610 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$
3	15/06/83 - 18/06/83	$\approx 290 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$
4	05/11/83 - 08/11/83	$\approx 110 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$

Abb. 4.2.6-1: Zeitreihen aus dem Jahr 1983 in Blexen für Salzgehalt  $S$  [%], Schwebstoffkonzentration  $C$  [ $\text{kg}/\text{m}^3$ ] und Strömungsgeschwindigkeiten  $u$  [ $\text{m}/\text{s}$ ] in Hauptströmungsrichtung 1 m über der Sohle in Abhängigkeit des Oberwasserabflusses (Je 4 Tage, Messintervall 10

Min.; Tabelle: Zeitpunkte der Messung und Oberwasserabfluss) (GRABEMANN & KRAUSE, 1989)

Bei der Betrachtung weiterer Zeiträume aus anderen Jahren mit ähnlichen Oberwasserabflüssen zeigt sich, dass die Salzgehalte und Schwebstoffkonzentrationen reproduzierbar sind (Abb. 4.2.6-2).



example	date of measurement	river discharge
1	17/09/84 - 20/09/84	$\approx 330 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$
2	20/04/85 - 23/04/85	$\approx 370 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$
3	21/07/82 - 24/07/82	$\approx 150 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$
4	29/08/85 - 01/09/85	$\approx 170 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$

Abb. 4.2.6-2: Zeitreihen aus verschiedenen Jahren in Blexen für Salzgehalt S [‰] und Schwebstoffkonzentration C [kg/m³] 1 m über der Sohle in Abhängigkeit des Oberwasserabflusses (Je 4 Tage, Messintervall 10 Min.; Tabelle: Zeitpunkte der Messung und Oberwasserabfluss) (GRABEMANN & KRAUSE, 1989)

#### 4.2.7 Sedimentationsraten

Peilplananalysen der HOCHSCHULE BREMEN (1996) haben ergeben, dass die Auflandungen im Vorhafen der Kaiserschleuse trotz geringerer Einfahrtsbreite größer sind, als im Vorhafen der Nordschleuse (Abb. 4.2.7-1 und Abb. 4.2.7-2). Dieser Unterschied ist vorrangig auf betriebliche Ursachen zurückzuführen. In der Nordschleuse ist eine größere Anzahl an Schiffsbewe-

gungen mit größeren Schiffen zu verzeichnen, als in der Kaiserschleuse, so dass es dort verstärkt zur Resuspendierung der Sedimente kommt. Ein weiterer Faktor ist die in der Vergangenheit praktizierte Zuwässerung der Häfen über die Nordschleuse bei höheren Wasserständen in der Weser. Durch die Sielungen gelangen Feststoffe aus dem Vorhafen der Nordschleuse in den Überseehafen. Die Sedimentationen sind auch hier von den jahreszeitlichen Randbedingungen abhängig. So sedimentiert in den Sommermonaten deutlich mehr, als in den Wintermonaten (NASNER, 1992).

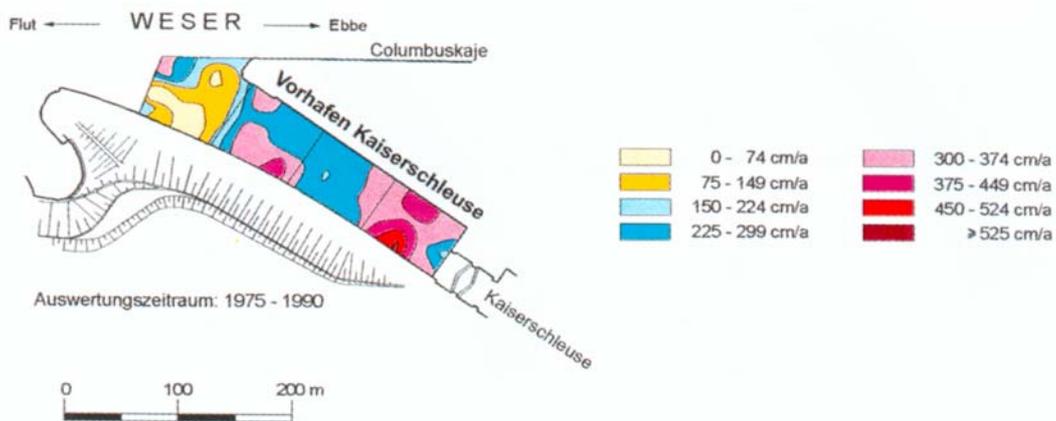


Abb. 4.2.7-1: Sedimentationsraten im Vorhafen zur Kaiserschleuse  
(HOCHSCHULE BREMEN, 1996)

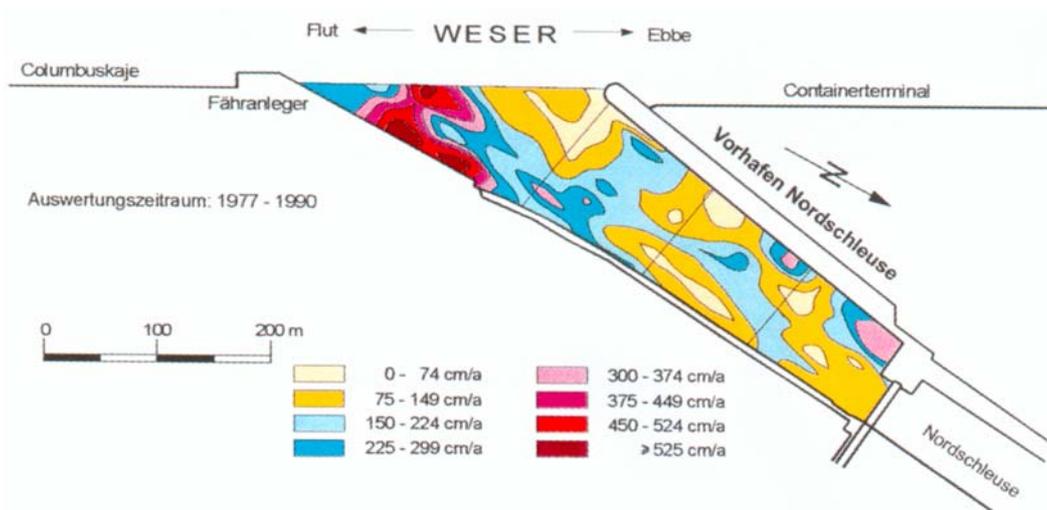


Abb. 4.2.7-2: Sedimentationsraten im Vorhafen zur Nordschleuse  
(HOCHSCHULE BREMEN, 1996)

### 4.3 Entwicklung der Untersuchungsmethodik

Ziel des Vorhabens ist es ein Instrument zur Vorhersage der Sedimentmengen in tide- und brackwasserbeeinflussten Vorhäfen zu erarbeiten. Die zu verwendende Methodik richtet sich dabei nach den Möglichkeiten die physikalische Modelle, numerische Modelle und Naturmessungen bieten.

Um die Strömungsverhältnisse im Bereich brackwasserbeeinflusster Vorhäfen abbilden, sowie quantitative Aussagen über die Sedimentation treffen zu können, wäre ein physikalisches Modell mit beweglicher Sohle, sich ändernden Salzgehalten und je nach Tidephase unterschiedlichen Schwebstoffkonzentrationen notwendig, jedoch nicht realisierbar. Die Schwierigkeit bei maßstabsbehafteten Modellen liegt darin, dass neben der FROUDSchen Ähnlichkeit für Strömungsvorgänge auch gleichzeitig die erweiterte FROUDE-Zahl ( $Fr^*$ ) und die REYNOLDS-Zahl ( $Re^*$ ) des Einzelkorns berücksichtigt werden müssen, was nur mit unrealistischen Eigenschaften von Modellflüssigkeit und Sedimentkörnern zu einer praktisch anwendbaren Maßstabszahl führt.

Die hydrodynamischen Vorgänge können im Modell nach dem FROUDESchen Ähnlichkeitsgesetz naturähnlich nachgebildet werden, da die Bewegungsvorgänge im wesentlichen durch die Schwere- und Trägheitskräfte gesteuert werden. Die Geschwindigkeiten im Modell  $v_{\text{Modell}}$  sind dann entsprechend dem FROUDESchen Ähnlichkeitsgesetz

$$v_{\text{Modell}} = v_{\text{Natur}} / \sqrt{\text{Maßstabszahl}} \quad (4.3-1)$$

kleiner als in der Natur ( $v_{\text{Natur}}$ ), wobei die Maßstabszahl größer eins ist. Daher wäre es erforderlich, für die morphologischen/sedimentologischen Untersuchungen ein geeignetes „Ersatzmaterial“ mit geringerer Dichte als der des natürlichen Sohlenmaterials zu wählen, um die kritischen Geschwindigkeiten während des Bewegungsbeginns abbilden zu können. Außerdem müsste ein Sohlenmaterial mit einem äquidistanten Formwiderstand gefunden werden. Die physikalischen und chemischen Eigenschaften der Schwebstoffe müssten den maßstabsabhängigen Strömungsstrukturen angepasst werden. Besondere Schwierigkeiten treten zudem durch biologische und biochemische Prozesse im Boden auf, die Konsolidierungs- und Absatzvorgänge maßgeblich beeinflussen und im Modell nicht nachzubilden sind. Ebenso lassen sich örtliche Unterschiede im Sohlmaterial im Modell nicht darstellen.

Daher sind physikalische Modelluntersuchungen nicht geeignet die Problematik der Sedimentation in brackwasserbeeinflussten Vorhäfen zielführend zu untersuchen.

Naturmessungen geben die Möglichkeit sowohl qualitative als auch quantitative Aussagen über die Sedimentation im Bereich der tide- und brackwasserbeeinflussten Häfen zu gewinnen. Die Überlagerung der verschiedenen hydrodynamischen Prozessabläufe in brackwasserbeeinflussten Vorhäfen (Tideeffekt, Strömungseffekt und Dichteeffekt), die infolge dessen induzierten Sedimentationen und ihre Abhängigkeit von den sedimentologischen Parametern und den hydrologischen Verhältnissen im Untersuchungsgebiet können mit Hilfe von Naturmessungen nicht quantifiziert werden. Zudem ist eine flächendeckende und zeitgleiche Aufnahme der Daten im Untersuchungsgebiet nicht möglich. Die Untersuchung von Maßnahmen zur Minimierung der Sedimentation kann nur durch unverhältnismäßig hohen Aufwand realisiert werden. Die Messungen könne jedoch als Grundlage für die Kalibrierung eines numerischen Modells verwendet werden.

Im Rahmen des Forschungsprojektes „Sedimentation in brackwasserbeeinflussten Vorhäfen“ wurden in dem Teilvorhaben „Hydrodynamische und morphologische Vorgänge in brackwasserbeeinflussten Vorhäfen“ von der HOCHSCHULE BREMEN topographische, hydrologische (Strömung), sowie morphologisch-sedimentologische Messungen in der Natur durchgeführt. Die Messungen fanden in den zuvor beschriebenen Vorhäfen in Bremerhaven und Emden statt und liefern einen Überblick über die tidebedingten Änderungen der Strömungsverhältnisse, Schwebstoffgehalte, Salzgehalte und die Lage der Sohle.

Die o.g. Schwierigkeiten bei der Anwendung physikalischer Modelle und die unzureichenden Möglichkeiten zur Prognose bei Naturmessungen ließen für diese Untersuchung nur die Simulation in numerischen Modellen zu.

Durch Naturmessungen der HOCHSCHULE BREMEN wurde ein Teil der für die Simulationen relevanten Parameter ermittelt. Die fehlenden, jedoch zwingend erforderlichen Eingangsgrößen (Salzgehalt, Schwebstoffgehalt, usw.) sowie grundlegende Erkenntnisse zum Sedimenttransport wurden aus früheren Untersuchungen des FRANZIUS-INSTITUTES und der HOCHSCHULE BREMEN, sowie aus Unterlagen der BAW-AK und des WSA BREMERHAVENS (vergl. Kap. 2) gewonnen.

Für die Untersuchungen werden zunächst umgebende Regionalmodelle für die zu untersuchenden Vorhäfen aufgebaut. Diese Regionalmodelle erfassen dreidimensional die grundlegenden Eigenschaften des Natursystems (Tideeinfluss und den großräumigen Sedimenttransport). Eine detaillierte Aussage über die Sedimentationsverhältnisse in den Vorhäfen zu bestimmten Tidephasen lässt sich nicht ableiten. Zur Untersuchung der Sedimentationsverhält-

nisse in den Vorhäfen in Emden und Bremerhaven werden in die Regionalmodelle hoch aufgelöste Detailmodelle integriert. Die Detailmodelle bilden die Strömungen und den Sedimenttransport dreidimensional ab. Aus den Naturmessungen der HOCHSCHULE BREMEN lassen sich Aussagen über die Genauigkeit des verwendeten Modells MIKE3<sup>®</sup> treffen. Die maßgeblichen Prozessabläufe sollten dabei abgebildet werden.

Zur detaillierten Analyse der Prozessabläufe wird zudem eine Parameterstudie mit verschiedenen Hafenformen und -neigungen, Tiden, Oberwasserabflüssen und Salzgehalten durchgeführt. Diese Untersuchung erfolgt auf der Basis der Detailmodelle für die Weser. Die Detailmodelle für die Parameterstudie sind, anders als die o.g. Detailmodelle für Bremerhaven und Emden nicht in das Regionalmodell integriert sondern eigenständig. Die notwendigen Randbedingungen wurden aus dem zugehörigen Regionalmodell des Weserästuars ermittelt.

Aufbauend auf den Ergebnissen dieser Untersuchungen können die Strömungszustände und die zugehörigen Sedimentationsmengen analysiert und Maßnahmen zur Minimierung der Sedimentation in den Vorhäfen Emden und Bremerhaven entwickelt werden (Abb. 4.3-1).

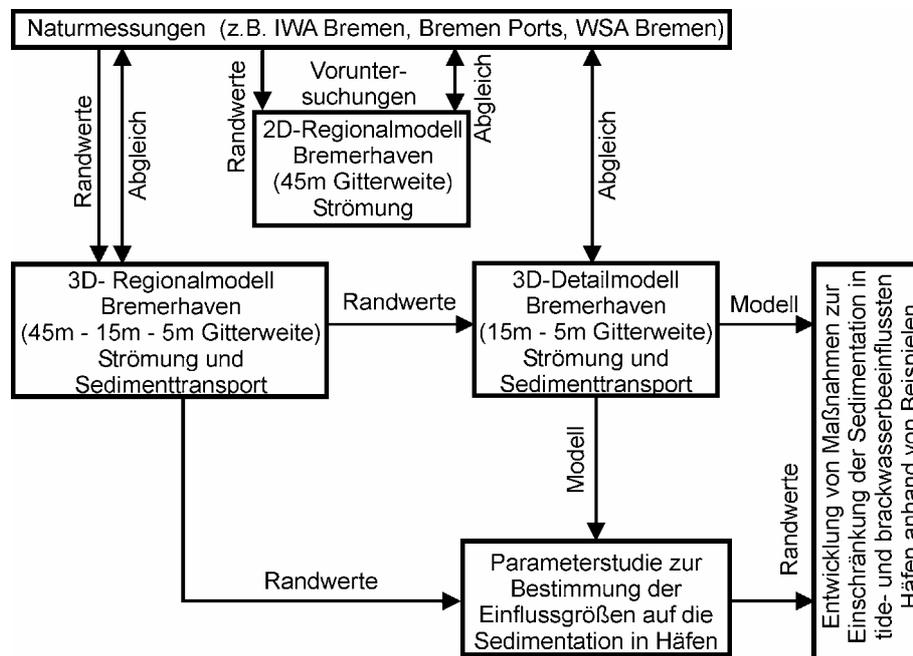


Abb. 4.3-1: Untersuchungsmethodik im Vorhaben „Maßnahmen zur Minimierung der Sedimentation im Bereich brackwasserbeeinflusster Vorhäfen“

## **5 Theoretische Grundlagen der verwendeten Programmsysteme**

### **5.1 Allgemeines**

Die Vielzahl der abhängigen und unabhängigen Parameter bei der Beschreibung und Simulation von Strömungs- und Sedimentationsvorgängen im Bereich brackwasserbeeinflusster Vorhäfen lässt eine Untersuchung der Vorgänge und Variation der Parameter in physikalischen Modellen nicht zu. Daher wurden für die Untersuchungen die numerischen Modelle MIKE21<sup>®</sup> (für den Aufbau der Regionalmodelle) und MIKE3<sup>®</sup> (für den Aufbau der Regional- und Detailmodelle) des DANISH HYDRAULIC INSTITUTE (DHI) verwendet.

Die Zuverlässigkeit bzw. Anwendbarkeit der Programmsysteme (Verifizierung) kann nur anhand von Messwerten aus den Untersuchungsgebieten "Hafen Emden" und "Hafen Bremerhaven" beurteilt werden. Weitere Messwerte dienen zudem der Anpassung von Parametern an die örtlichen Gegebenheiten (Kalibrierung). Für die hier untersuchten Vorhäfen in Emden und Bremerhaven lagen Messwerte zur Bathymetrie und ihren Veränderungen, Messdaten bezüglich der Strömungsgeschwindigkeiten und -richtungen, sowie sedimentologische Parameter vor. Sie bilden eine wichtige Grundlage für Verifizierung und Kalibrierung der numerischen Modelle.

Die in den Programmsystemen MIKE21<sup>®</sup> und MIKE3<sup>®</sup> enthaltenen Module bilden die Grundlage der numerischen Berechnungen. Die Programmsysteme umfassen jeweils mehrere Module zur Modellierung der in den vorangegangenen Kapiteln beschriebenen Naturprozesse. Für die Berechnung von Strömungen wurde das HD-Modul (Hydrodynamic Module) verwendet. Sedimenttransport wurde mit Hilfe des MT-Moduls (Mud-Transport Module) untersucht.

Da die Ergebnisse im Zusammenhang mit den zum Einsatz gekommenen Verfahren in ihrer Aussagefähigkeit einzuordnen sind und die Verifizierung des Programmsystems MIKE3<sup>®</sup> eines der Ziele des Projektes ist, werden die theoretischen Grundlagen der einzelnen Module in den folgenden Kapiteln eingehend beschrieben.

### **5.2 Theoretische Grundlagen des Programmsystems MIKE21<sup>®</sup>**

#### **5.2.1 Allgemeines**

Sowohl die Strömungs- als auch die Transportgleichung sind bis auf wenige, einfache Ausnahmefälle analytisch bisher nicht oder nur mit unverhältnismäßig hohem Aufwand zu lösen. In der Regel ist die exakte Lösung der zugrunde liegenden Differentialgleichungen unbekannt.

Sie werden daher mit Hilfe numerischer Berechnungsverfahren approximiert. Für die Lösung der Differentialgleichungssysteme wird hier ein implizites finites Differenzenverfahren (Unbekannte der zu berechnenden Zeitebene werden in ihrer Gesamtheit, d.h. in einem Gleichungssystem, aus den Parameterverteilungen der alten Zeitebene berechnet) angewendet.

Der hier realisierte numerische Ansatz erfordert die Aufteilung des Modellgebietes in quadratische bzw. rechteckige Zellen mit äquidistanten Abmessungen in den jeweiligen Koordinatenrichtungen. Die innerhalb der Differentialgleichungen enthaltenen Ableitungen der abzubildenden Systemparameter werden durch räumliche und zeitliche Differenzenquotienten ersetzt. Je Netzknoten ergibt sich somit eine Gleichung. Durch die Gesamtheit der im System enthaltenen  $n$  Knoten kann so ein Gleichungssystem mit  $n$  Unbekannten für die  $n$  unbekannt Systemparameter aufgebaut werden. Dieses wird nach Einarbeitung von Anfangs- und Randbedingungen gelöst.

Zur Lösung instationärer Probleme wird die Zeitskala in einzelne Zeitpunkte zerlegt und die Systemparameter im Zeitschritt  $n$  anhand einer Rechenvorschrift aus dem Systemzustand zum Zeitpunkt  $n-1$  berechnet.

$$t^n = t^{n-1} + n\Delta t \quad (5.2.1-1)$$

Mit:

- $t^n$  Systemzustand zum Zeitpunkt  $n$
- $t^{n-1}$  Systemzustand zum Zeitpunkt  $n-1$

Die in den Grundgleichungen auftretenden partiellen Ortsableitungen werden unter Verwendung der Knotenwerte (Abb. 5.2.1-1) durch finite Differenzenquotienten (hier beispielhaft Vorwärtsdifferenzen in  $x$ -Richtung für ein äquidistantes Gitter in  $x$ -Richtung) ersetzt:

$$\frac{\delta u}{\delta x_{i,j}} = \frac{u_{i+1,j} - u_{i,j}}{\Delta x} \quad (5.2.1-2)$$

Mit:

- $u$  abzuleitender Parameter
- $u_{i+1,j}$  abzuleitender Parameter in der Zelle  $i+1,j$
- $u_{i,j}$  abzuleitender Parameter in der Zelle  $i,j$
- $\Delta x$  Diskretisierungsweite (Zellgröße) in  $x$ -Richtung

Zweite Ableitungen werden durch zentrale Differenzen dargestellt:

$$\frac{\delta u}{\delta u_{i,j}} = \frac{u_{i-1,j} - 2u_{i,j} + u_{i+1,j}}{\Delta x^2} \quad (5.2.1-3)$$

Nach Diskretisierung aller Ableitungen ist das Problem auf die Lösung eines algebraischen Gleichungssystems zurückgeführt. Durch die Kombination der unterschiedlichen Verfahren für die Zeitdiskretisierung und die dargestellten Approximationen der Ortsableitungen entstehen die verschiedenen Finite-Differenzen-Schemata.

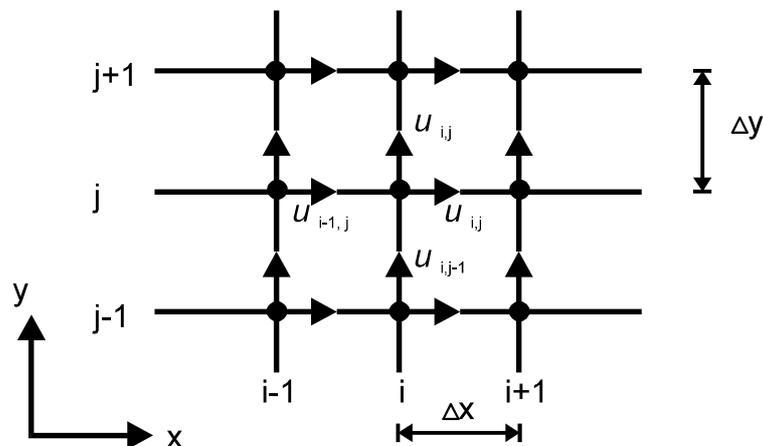


Abb. 5.2.1-1: Indizierung von Knoten und Variablen bei Anwendung eines Finiten-Differenzen-Verfahrens

Das so entwickelte Gleichungssystem wird innerhalb des Programmsystems MIKE21<sup>®</sup> mit Hilfe des ADI-Verfahrens (*Alternating-Direction-Implicit Procedure*) gelöst (DHI, 1997a). Der Algorithmus zeichnet sich durch seine Schnelligkeit und einen zweischleifigen Berechnungsmodus (*Double Sweep*) aus (RICHTMEIER & MORTON, 1967), der maßgeblich zur Stabilität des Verfahrens beiträgt.

## 5.2.2 Hydrodynamisches Modell (HD-Modul)

Das hydrodynamische Modell (HD-Modul) wird für die Modellierung von Wasserständen, Strömungsgeschwindigkeiten und Durchflüssen in Binnenflüssen, Ästuaren und Küstengewässern (Wasserkörper mit freier Oberfläche) eingesetzt. Es dient somit als Grundlage für die auf diesen Parametern bzw. einem berechneten Geschwindigkeitsfeld aufbauenden Modelle zur Beschreibung des Sedimenttransports.

Das Modell basiert auf einem zweidimensionalen Ansatz (vertikal homogenes Fluid, Geschwindigkeits- und Dichtegradienten in der Vertikalen sind vernachlässigbar), der auch die Betrachtung instationärer Strömungsvorgänge erlaubt.

Bei dem angewandten numerischen Verfahren werden die hydrodynamischen Zustandsgrößen durch eine Integration der Kontinuitäts- und Impulsgleichung über die Vertikale formuliert. Für die zweidimensionale Betrachtung müssen die folgenden Annahmen getroffen werden:

- Die vertikalen Beschleunigungen sind vernachlässigbar.
- Die Impulsbeiwerte sind etwa 1.
- Die viskosen Spannungen ändern sich nur wenig über die Tiefe.

Die Einhaltung dieser Annahmen ist im konkreten Anwendungsfall zu überprüfen. Für die Entwicklung der maßgebenden Differentialgleichungen für den zweidimensionalen Fall werden die Ableitungen durch TAYLOR-Reihenentwicklung approximiert. Die Beschreibung der Strömungsvorgänge erfolgt mit Hilfe der Gleichungen zur Massenerhaltung (Gl. 5.2.2-1) und der NAVIER-STOKES-Gleichungen (Gl. 5.2.2-2 und Gl. 5.2.2-3):

Massenerhaltung:

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} + \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial q}{\partial y} = 0 \quad (5.2.2-1)$$

Mit:

$\zeta(x,y,t)$  Wasserspiegelauslenkung [m]

$t$  Zeit [s]

$p(x,y,t)$  Durchfluss in x-Richtung [ $\text{m}^3/\text{s}$ ]

$q(x,y,t)$  Durchfluss in y-Richtung [ $\text{m}^3/\text{s}$ ]

$x, y$  Raumkoordinaten [m]

Impulserhaltung:

$$\begin{aligned} \frac{\partial p}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{p^2}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \frac{pq}{h} \right) + gh \frac{\partial \zeta}{\partial x} + \frac{gp\sqrt{p^2+q^2}}{C^2 h^2} \\ - \frac{1}{\rho_w} \left[ \frac{\partial}{\partial x} (h\tau_{xx}) + \frac{\partial}{\partial y} (h\tau_{xy}) \right] - \Omega q - fVV_x + \frac{h}{\rho_w} \frac{\partial p_a}{\partial x} = 0 \end{aligned} \quad (5.2.2-2)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial p}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial y} \left( \frac{p^2}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{pq}{h} \right) + gh \frac{\partial \zeta}{\partial y} + \frac{gp\sqrt{p^2+q^2}}{C^2 h^2} \\ - \frac{1}{\rho_w} \left[ \frac{\partial}{\partial y} (h\tau_{yy}) + \frac{\partial}{\partial x} (h\tau_{xy}) \right] - \Omega q - fVV_y + \frac{h}{\rho_w} \frac{\partial p_a}{\partial y} = 0 \end{aligned} \quad (5.2.2-3)$$

Mit:

$f$	Windreibungskoeffizient [-]
$g$	Erdbeschleunigung [m/s <sup>2</sup> ]
$h(x,y,t)$	Wassertiefe [m]
$p_a(x,y,t)$	Luftdruck [kg/(m s <sup>2</sup> )]
$C(x,y)$	Widerstandsbeiwert nach CHEZY [m <sup>1/2</sup> /s]
$V(x,x,t)$	Windgeschwindigkeit [m/s]
$V_x(x,x,t)$	Windgeschwindigkeit in x-Richtung [m/s]
$V_y(x,x,t)$	Windgeschwindigkeit in y-Richtung [m/s]
$\rho_w$	Dichte des Fluids [kg/m <sup>3</sup> ]
$\tau_{xx}$	Schubspannungskomponente in x-Richtung [kg/m s <sup>2</sup> ]
$\tau_{xy}$	Schubspannungskomponente in x-Richtung am y-Rand [kg/m s <sup>2</sup> ]
$\tau_{yx}$	Schubspannungskomponente in y-Richtung am x-Rand [kg/m s <sup>2</sup> ]
$\tau_{yy}$	Schubspannungskomponente in y-Richtung [kg/m s <sup>2</sup> ]
$\Omega$	CORIOLIS-Parameter in Abhängigkeit vom Breitengrad [1/s]

Die lokalen Beschleunigungsterme in Gleichung 5.2.2-2 und Gleichung 5.2.2-3 werden durch eine TAYLOR-Reihenentwicklung approximiert:

$$\frac{\partial p}{\partial t} = \left( \frac{p^{n+1} - p^n}{\Delta t} \right)_{i,j} \quad (5.2.2-4)$$

Die advective Beschleunigung (hier dargestellt für die x-Richtung) wird durch zwei Terme beschrieben, die wie folgt diskretisiert werden:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{pp}{h} \right) = \left[ \frac{(p_{i+1,j} p_{i,j})^{n+1}}{2} \frac{(p_{i+1,j} + p_{i,j})^n}{2} \frac{1}{h_{i+1,j}^n} - \frac{(p_{i,j} + p_{i-1,j})^{n+1}}{2} \frac{(p_{i,j} + p_{i-1,j})^n}{2} \frac{1}{h_{i,j}^n} \right] \frac{1}{\Delta x} \quad (5.2.2-5)$$

$$\frac{\partial}{\partial y} \left( \frac{pq}{h} \right) = \left[ \left( \frac{p_{i,j+1}^a + p_{i,j}^b}{2} \right) v_{i+1/2,j}^{n+1/2} - \left( \frac{p_{i,j}^a + p_{i,j-1}^b}{2} \right) v_{i+1/2,j-1}^{n+1/2} \right] \frac{1}{\Delta y} \quad (5.2.2-6)$$

"down sweep":  $a = n + 1, b = n$

"up sweep":  $a = n, b = n + 1$

(5.2.2-7)

$$v_{i+1/2,j}^{n+1/2} = \frac{2 (q_{i,j} + q_{i+1,j})_j^{n+1/2}}{(h_{i,j} + h_{i,j+1} + h_{i+1,j} + h_{i+1,j+1})^n} \quad (5.2.2-8)$$

$$v_{i+1/2,j-1}^{n+1/2} = \frac{2 (q_{i,j} + q_{i+1,j})_{j-1}^{n+1/2}}{(h_{i,j-1} + h_{i,j+1} + h_{i+1,j-1} + h_{i+1,j})^n} \quad (5.2.2-9)$$

Die Gravitationsterme in Gleichung 5.2.2-2 und Gleichung 5.2.2-3 werden ebenfalls durch eine TAYLOR-Reihenentwicklung angenähert (hier für die x-Richtung dargestellt):

$$g h \frac{\partial \zeta_x}{\partial x} = g \left( \frac{h_{i,j} + h_{i+1,j}}{2} \right)^n \left( \frac{\zeta_{i+1} - \zeta_{i,j}}{\Delta x} \right)^{n+1/2} \quad (5.2.2-10)$$

Die Rauheitskoeffizienten zur Berücksichtigung der Bodenreibung werden in ihrer räumlichen Verteilung durch CHEZY-Widerstandsbeiwerte berücksichtigt:

$$R = \frac{g u |u|}{C^2} \quad (5.2.2-11)$$

Mit:

$u$  Fließgeschwindigkeit [m/s]

$R$  Bodenreibung [m<sup>2</sup>/s]

Alternativ können Rauheitskoeffizienten nach MANNING berücksichtigt werden, wobei zwischen CHEZY- und MANNING-Beiwert die folgende Beziehung angesetzt wird:

$$C = M h^{1/6} \quad (5.2.2-12)$$

Mit:

$h$  Wassertiefe [m]

$M$  MANNING-Beiwert [m<sup>1/3</sup>/s]

Die TAYLOR-Reihenentwicklung für den die Bodenreibung beschreibenden Term in Gleichung 5.2.2-2 und Gleichung 5.2.2-3 stellt sich wie folgt dar:

$$\frac{g p \sqrt{p^2 + q^2}}{C^2 h^2} = \frac{g p_{i,j}^{n+1} \sqrt{\left( p_{i,j}^n \right)^2 + \left( \frac{1}{8} (q_{i,j}^{n-1/2} + q_{i+1,j}^{n-1/2} + q_{i,j-1}^{n-1/2} + q_{i+1,j-1}^{n-1/2} + q_{i,j}^{n+1/2} + q_{i+1,j}^{n+1/2} + q_{i,j-1}^{n+1/2} + q_{i+1,j-1}^{n+1/2}) \right)^2}}{C_{i,j}^2 \left( \frac{1}{2} (h_{i+1,j} + h_{i,j})^n \right)^2} \quad (5.2.2-13)$$

Die MANNING-Zahl liegt erfahrungsgemäß zwischen 20 bis 40 m<sup>1/3</sup>/s. In Ästuarien mit Tideeinfluss wird eine MANNING-Zahl von 25 m<sup>1/3</sup>/s empfohlen (DHI, 1997a). Die CHEZY-Widerstandsbeiwerte liegen i.a. in einem Bereich von 30 bis 50 m<sup>1/2</sup>/s. Durch eine Anpassung von Reibungsbeiwerten im Bereich offener Modellränder kann die numerische Stabilität entscheidend verbessert werden. Zu diesem Zweck werden im Bereich der offenen Modellränder die MANNING-Beiwerte auf einen Wert von 5 bis 10 m<sup>1/3</sup>/s festgelegt. Das angewendete Mehrschrittverfahren (DVWK, 1996) verwendet neben dem Zeitschritt n-1 auch den Zeitschritt n-2 zur Berechnung des Strömungszustandes zum Zeitpunkt n. Hierdurch kann eine höhere zeitliche Konsistenzordnung erzielt werden. Maßgebend für die numerische Stabilität und damit auch die Aussagefähigkeit der Berechnungsergebnisse ist für den Konvergenzfall das Einhalten eines bestimmten Verhältnisses zwischen Strömungsgeschwindigkeit, Zeitschritt und gewählter Diskretisierungsweite. Dieses, als COURANT-Zahl bezeichnete Verhältnis, ergibt sich zu:

$$C_{R,x} = v_x \frac{\Delta t}{\Delta x}$$
$$C_{R,y} = v_y \frac{\Delta t}{\Delta y}$$
(5.2.2-14)

Mit:

$C_{R,x}$	COURANT-Zahl in x-Richtung [-]
$C_{R,y}$	COURANT-Zahl in y-Richtung [-]
$\Delta t$	Zeitschrittlänge [s]
$\Delta x$	Diskretisierungsweite (Zellgröße) in x-Richtung [m]
$\Delta y$	Diskretisierungsweite (Zellgröße) in y-Richtung [m]
$v_x$	Fließgeschwindigkeit in x-Richtung [m/s]
$v_y$	Fließgeschwindigkeit in y-Richtung [m/s]

Die maximalen COURANT-Zahlen sollten nicht größer als 1 sein. Die Einhaltung dieser Verhältniswerte gewährleistet, dass sich Störungen aus Impuls und Masse während eines Zeitschrittes der Länge  $\Delta t$  nicht über mehr als eine Gitterweite  $\Delta x$  bzw.  $\Delta y$  ausbreiten.

Die Turbulenz tendiert zu hochgradig instationären Wirbelstrukturen. Die größten Wirbel haben die Größenordnung des Strömungsgebietes und entziehen der mittleren Strömung kinetische Energie. Sie zerfallen in immer kleinere Wirbelstrukturen, bis sich am Ende der Wirbelkaskade die kleinsten Wirbel in Wärmeenergie umwandeln (Dissipation). Die Frequenz der Wirbelbewegung ist umgekehrt proportional zum Längenmaßstab der Wirbelstrukturen. Aufgrund der Erkenntnis, dass die REYNOLDS-Spannungen eine ähnliche Wirkung auf das Strö-

mungsgeschehen haben, wie eine innere Reibung, formulierte BOUSSINESQ das Wirbelviskositätsprinzip. In Analogie zur molekularen Viskosität  $\nu$  definiert dieses Prinzip die Wirbelviskosität  $\nu_t$  als Proportionalitätsfaktor, mit dem die REYNOLDS-Spannungen an die Gradienten der mittleren Strömungsgeschwindigkeit geknüpft werden. Allein das Wirbelviskositätsprinzip ist noch kein vollständiges Turbulenzmodell. Es reduziert jedoch die Anzahl der unbekanntenen Turbulenzgrößen auf die Ermittlung des Proportionalitätsfaktors  $\nu_t$ . Für die Festlegung dieses Faktors existieren Ansätze unterschiedlicher Komplexität. Diese reichen im einfachsten Fall von einer bereichsweise konstanten Wirbelviskosität (Nullgleichungsmodell, z.B. nach SMAGORINSKY (1963)), über k-Modelle (Eingleichungsmodelle auf der Grundlage der PRANDTL-KOLMOGOROV Beziehung) bis hin zu k- $\epsilon$ -Modellen (Zweigleichungsmodelle, z.B. nach LAUNDERS & SPALDING (1974)). Der erstgenannte Ansatz nach SMAGORINSKY (1963) wurde im Programmsystem MIKE21<sup>®</sup> realisiert und ist innerhalb der Schubspannungsterme in Gleichung 5.2.2-2 und Gleichung 5.2.2-3 implementiert:

$$\nu_t = \frac{\partial}{\partial x} \left( hE \frac{\partial v_x}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( 0,5hE \left( \frac{\partial v_x}{\partial y} + \frac{\partial v_y}{\partial x} \right) \right) \quad (5.2.2-15)$$

Mit:

$h$	Wassertiefe [m]
$E$	Viskositätsbeiwert [-]
$\nu_t$	Wirbelviskosität [m <sup>2</sup> /s]

Der Viskositätsbeiwert  $E$  kann außerdem als konstanter Wert oder in seiner räumlichen Verteilung (zeitlich konstant) vorgegeben werden. Wird der Ansatz nach SMAGORINSKY (1963) verwendet, so geht der Viskositätsbeiwert als Funktion der Fließgeschwindigkeitsgradienten ein:

$$E = C_s^2 \Delta^2 \left[ \left( \frac{\delta v_x}{\delta x} \right)^2 + \frac{1}{2} \left( \frac{\delta v_x}{\delta y} + \frac{\delta v_y}{\delta x} \right)^2 + \left( \frac{\delta v_y}{\delta y} \right)^2 \right] \quad (5.2.2-16)$$

Mit:

$C_s$	SMAGORINSKY-Konstante ( $0,25 \leq C_s \leq 1,0$ )
$\Delta$	Diskretisierungsweite (Zellgröße) [m]

Da die Fließgeschwindigkeiten jedoch nicht a priori bekannt sind, werden hier die im vorhergehenden Zeitschritt n-1 berechneten Fließgeschwindigkeiten für die Ermittlung der Viskositätsbeiwerte angesetzt. Dies setzt voraus, dass die Zeitschrittlänge entsprechend angepasst wird, um größere Veränderungen des Turbulenzzustandes zwischen zwei Zeitschritten auszu-

schließen. Bei großem Viskositätsbeiwert können Stabilitätsprobleme auftreten. Der Beiwert muss daher folgendes Kriterium erfüllen:

$$\frac{E \Delta t}{\Delta x \Delta y} \leq 1/2 \quad (5.2.2-17)$$

Die Viskositätsbeiwerte  $E$  werden in die Schubspannungskomponenten  $\tau_{ij}$  aufgenommen:

$$\begin{aligned} \tau_{xx} &= E \frac{\partial v_x}{\partial x} \\ \tau_{xy} &= E \left( \frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} \right) \\ \tau_{yy} &= E \frac{\partial v_y}{\partial y} \end{aligned} \quad (5.2.2-18)$$

mit:

$\tau_{i,j}$  Schubspannungskomponente am  $i$ -Rand in  $j$ -Richtung [ $\text{kg}/(\text{m s}^2)$ ]

Der Einfluss der CORIOLIS-Kraft wird wie folgt berücksichtigt:

$$\Omega q = \Omega \frac{1}{8} (q_{i,j}^{n-1/2} + q_{i+1,j}^{n-1/2} + q_{i,j-1}^{n-1/2} + q_{i+1,j-1}^{n-1/2} + q_{i,j}^{n+1/2} + q_{i+1,j}^{n+1/2} + q_{i,j-1}^{n+1/2} + q_{i+1,j-1}^{n+1/2}) \quad (5.2.2-19)$$

Für die Berücksichtigung des Windschubes müssen die entsprechenden Parameter in allen Knoten des Modellgebietes bekannt sein. Für den Windreibungskoeffizienten werden drei Fälle unterschieden:

$$f = \begin{cases} 0,00063 & \text{für } V < 0 \text{ m/s} \\ 0,00063 + \frac{V}{30 \text{ m/s}} (0,0026 - 0,00063) & \text{für } 0 \text{ m/s} < V < 30 \text{ m/s} \\ 0,0026 & \text{für } V > 30 \text{ m/s} \end{cases} \quad (5.2.2-20)$$

Quellen und Senken sind in Gleichung 5.2.2-1 durch Ergänzung der rechten Seite implementiert:

$$\frac{Q}{(\Delta x \Delta y)} \quad (5.2.2-21)$$

Mit:

$Q$  Flächenbezogener Quellen- bzw. Senkenterm [ $\text{m}^3/\text{s m}^2$ ]

Entsprechendes gilt für die Einbringung von Impulsgrößen in Gleichung 5.2.2-2 und Gleichung 5.2.2-3:

$$\begin{aligned} \text{in } x - \text{Richtung:} & \quad Q v \sin(\theta - \theta_{NYC}) \\ \text{in } y - \text{Richtung:} & \quad Q v \cos(\theta - \theta_{NYC}) \end{aligned} \quad (5.2.2-22)$$

Mit:

$v$  Einströmgeschwindigkeit für  $Q$  in Richtung von  $\theta$  [m/s]

$\theta_{NYC}$  Lage des Modells [Grad]

### 5.2.3 Sedimenttransportmodell (MT-Modul)

Der Transport von Feinstsedimenten in Vorhafenbereichen wird durch ein Zusammenspiel mikroskopischer (Diffusion) und makroskopischer (Dispersion) Prozesse gebildet, die in ihrer Ausprägung unterschiedlichen Einfluss auf das Gesamttransportvolumen haben.

Molekulare Diffusion wird durch die BROWNSche Molekularbewegung verursacht. An den Grenzflächen zwischen Bereichen unterschiedlicher Konzentration entsteht ein Teilchenstrom in Richtung abnehmender Konzentration. Im allgemeinen kann die molekulare Diffusion im Verhältnis zur Dispersion vernachlässigt werden.

Turbulente Diffusion (Dispersion) wird durch unterschiedliche zeitliche Verteilungen von Geschwindigkeit und Konzentration verursacht. Analog zum molekularen Massentransport wird eine Proportionalität des turbulenzinduzierten Transports zum Konzentrationsgradienten in Richtung des Transports angenommen. Die Dispersion ist der wichtigste Ausbreitungsvorgang. Sie ist die Folge von örtlichen Unterschieden in Geschwindigkeits- und Konzentrationsverteilungen innerhalb des Gewässers.

Bei Untersuchungen im Bereich des Küsteningenieurwesens ist die vertikale Ausdehnung des Untersuchungsgebietes i.a. erheblich geringer als die horizontale. Die Wassertiefe ist klein gegenüber den Abmessungen der freien Oberfläche. Durch Tiefenintegration wird das vertikale Geschwindigkeitsprofil, welches für zusätzliche Ausbreitungsvorgänge in Strömungsrichtung sorgt, gemittelt.

Sedimentfraktionen mit einem Korndurchmesser kleiner  $60 \mu\text{m}$  werden innerhalb des verwandten Ansatzes als kohäsive Sedimente betrachtet. Sedimentfraktionen mit einem Korndurchmesser größer  $60 \mu\text{m}$  werden als nicht-kohäsive Sedimente eingestuft. Für diese Sedimentarten werden für die Beschreibung der Sedimentations- und Erosionsprozesse unterschiedliche Ansätze verwandt, die im folgenden eingehend erläutert werden. Grundsätzlich wird jedoch für die Beschreibung der advektiven bzw. dispersiven Transportprozesse die zweidimensionale Transportgleichung gelöst:

$$\frac{\partial c}{\partial t} + v_x \frac{\partial c}{\partial x} + v_y \frac{\partial c}{\partial y} = \frac{1}{h} \frac{\partial}{\partial x} \left( h D_x \frac{\partial c}{\partial x} \right) + \frac{1}{h} \frac{\partial}{\partial y} \left( h D_y \frac{\partial c}{\partial y} \right) + Q_L C_L \frac{1}{h} - S \quad (5.2.3-1)$$

Mit:

$c$	Konzentration [ $\text{g}/\text{m}^3$ ]
$v_x$	Fließgeschwindigkeit in x-Richtung [ $\text{m}/\text{s}$ ]
$v_y$	Fließgeschwindigkeit in y-Richtung [ $\text{m}/\text{s}$ ]
$D_x$	Dispersionskoeffizient in x-Richtung [ $\text{m}^2/\text{s}$ ]
$D_y$	Dispersionskoeffizient in y-Richtung [ $\text{m}^2/\text{s}$ ]
$h$	Wassertiefe [ $\text{m}$ ]
$S$	Depositions- bzw. Erosionsterm [ $\text{g}/(\text{m}^3 \text{s})$ ]
$Q_L$	Quellterm bezogen auf die Grundfläche [ $\text{m}^3/(\text{s m}^2)$ ]
$C_L$	Konzentration des durch den Quellterm eingebrachten Volumens [ $\text{g}/\text{m}^3$ ]

Die dargestellte Differentialgleichung wird mit Hilfe des *QUICKEST*-Verfahrens (EKEBJAERG & JUSTESEN, 1991) gelöst. Der verwandte Ansatz ähnelt dem LAX-WENDROFF-Verfahren (Konsistenz zweiter Ordnung, RICHTMYER & MORTON, 1967). Es ist stabil für COURANT-Zahlen kleiner 1. Unter Ausnutzung der in Abb. 5.2.1-1 dargestellten Notation und Ansatz einer TAYLOR-Reihenentwicklung ergibt sich:

$$\begin{aligned} & \frac{c_{i,j}^{n+1} - c_{i,j}^n}{\Delta t} + v_{x_{ij}} \frac{c_{i+1,j}^n - c_{i-1,j}^n}{2\Delta x} + v_{y_{ij}} \frac{c_{i,j+1}^n - c_{i,j-1}^n}{2\Delta y} = \\ & D_x \frac{c_{i+1,j}^n - 2c_{i,j}^n + c_{i-1,j}^n}{\Delta x^2} + D_y \frac{c_{i,j+1}^n - 2c_{i,j}^n + c_{i,j-1}^n}{\Delta y^2} \\ & + \frac{\Delta t \partial^2 c}{2\partial t^2} + \frac{\Delta t^2 \partial^3 c}{6\partial t^3} + u \frac{\Delta x^2 \partial^3 c}{6\partial x^3} + v \frac{\Delta y^2 \partial^3 c}{6\partial y^3} + HOT \end{aligned} \quad (5.2.3-2)$$

Mit:

HOT beinhaltet alle Terme vierter und höherer Ordnung, die im Zuge der implementierten TAYLOR-Reihenentwicklung vernachlässigt werden

Die innerhalb dieses Ansatzes enthaltenen Ableitungen nach der Zeit werden wie folgt approximiert:

$$\begin{aligned} \frac{\partial^2 c}{\partial t^2} = & v_x^2 \frac{\partial^2 c}{\partial x^2} + 2v_x v_y \frac{\partial^2 c}{\partial x \partial y} + v_y^2 \frac{\partial^2 c}{\partial y^2} \\ & - 2v_x D_x \frac{\partial^3 c}{\partial x^3} - 2v_y D_x \frac{\partial^3 c}{\partial x^2 \partial y} - 2v_x D_y \frac{\partial^3 c}{\partial x \partial y^2} - 2v_y D_y \frac{\partial^3 c}{\partial y^3} \end{aligned} \quad (5.2.3-3)$$

$$\frac{\partial^3 c}{\partial t^2} = -v_x^3 \frac{\partial^3 c}{\partial x^3} - 3v_x^2 v_y \frac{\partial^3 c}{\partial x^2 \partial y} - 3v_x v_y^2 \frac{\partial^3 c}{\partial x \partial y^2} - v_y^3 \frac{\partial^3 c}{\partial y^3} \quad (5.2.3-4)$$

Für die Ableitungen dritter Ordnung in Koordinatenrichtung werden Vorwärtsdifferenzen (hier in x-Richtung dargestellt) verwendet:

$$\frac{\partial^3 c}{\partial x^3} = \frac{(c_{i+1,j} - 2c_{i,j} + c_{i-1,j}) - (c_{i,j} - 2c_{i-1,j} + c_{i-2,j})}{\Delta x^3} \quad (5.2.3-5)$$

$$\frac{\partial^3 c}{\partial x^2 \partial y} = \frac{(c_{i+1,j} - 2c_{i,j} + c_{i-1,j}) - (c_{i+1,j-1} - 2c_{i,j-1} + c_{i-1,j-1})}{\Delta x^2 \Delta y} \quad (5.2.3-6)$$

$$\frac{\partial^2 c}{\partial x \partial y} = \frac{c_{i,j} - c_{i-1,j} - c_{i,j-1} + c_{i-1,j-1}}{\Delta x \Delta y} + \frac{\Delta x}{2} \frac{\partial^3 c}{\partial x^2 \partial y} + \frac{\Delta y}{2} \frac{\partial^3 c}{\partial x \partial y^2} \quad (5.2.3-6)$$

Die TAYLOR-Reihenentwicklung setzt eine Anpassung der Indizierung in Richtung der lokalen Strömungsrichtungen voraus. Nach Einführung der richtungsabhängigen Courant-Zahlen ( $C_{R,x} = v_x \Delta t / \Delta x$  und  $C_{R,y} = v_y \Delta t / \Delta y$ ) und Substitution ergibt sich ein Gleichungssystem, das mit Hilfe des ADI-Verfahrens gelöst wird.

Die verwandten Ansätze für die Beschreibung von Diffusions- und Dispersionsprozessen berücksichtigen verschiedene räumliche Skalen:

- Molekulare Diffusion,
- Turbulente Diffusion,
- Dispersion (im Bereich einer Zelle) und
- Makrodispersion (im gesamten Modellgebiet).

Diese Phänomene werden im verwendeten Ansatz durch einen Dispersionsansatz nach ELDER (1959) beschrieben. Der Dispersionskoeffizient (hier für die x-Richtung dargestellt) ergibt sich zu:

$$D_x^s = 0,404 \frac{u^* H}{0,41^3} \quad (5.2.3-7)$$

Mit:

- $D_x^s$  Dispersionskoeffizient [ $\text{m}^2/\text{s}$ ]  
 $u^*$  Schubspannungsgeschwindigkeit [ $\text{m}/\text{s}$ ]

Auf eine vollständige Ableitung wird hier verzichtet und auf ELDER (1959), ABBOT ET AL. (1985), THACKSON (1966) und VIEIRA (1992) verwiesen.

Die Berücksichtigung des Depositions- bzw. Erosionsterms  $S$  in Gleichung 5.2.3-1 hängt von den hydrodynamischen Bedingungen innerhalb des Modellgebietes ab. Die Beschreibung der Depositions- und Erosionsvorgänge basiert auf unterschiedlichen Ansätzen, die in Abhängigkeit der auftretenden Fraktion (kohäsiv bzw. nicht kohäsiv) und in Abhängigkeit des auftretenden Strömungszustandes angewandt werden.

#### **(a) Kohäsive Sedimente:**

Die in Suspension befindlichen Sedimente werden durch die turbulente Diffusion beeinflusst. Diese bewirkt eine Aufwärtsbewegung, die dem schwerebedingten Absetzen der Sedimentpartikel entgegenwirkt. Das sich infolge dieses Gleichgewichtszustandes einstellende Konzentrationsprofil wird durch folgenden Ansatz berücksichtigt:

$$-\varepsilon \frac{dC}{dz} = wC(z) \quad (5.2.3-8)$$

Mit:

- $\varepsilon$  Diffusionskoeffizient [ $\text{m}^2/(\text{s})$ ]  
 $C(z)$  Konzentration als Funktion von  $z$  [ $\text{g}/\text{m}^3$ ]  
 $z$  vertikale karthetische Koordinate [ $\text{m}$ ]  
 $w$  Sinkgeschwindigkeit des Sediments [ $\text{m}/\text{s}$ ]

Unter der Annahme, dass der Diffusionskoeffizient  $\varepsilon$  gleich der turbulenten Wirbelviskosität (*Eddy-Viscosity*) ist, ergibt sich  $\varepsilon$  zu:

$$\varepsilon = \kappa u_* z \left(1 - \frac{z}{h}\right) \quad (5.2.3-9)$$

Mit:

$\kappa$  KARMAN Konstante ( $\kappa=0,4$ ) [-]

$u_*$  Schubspannungsgeschwindigkeit [m/s]

Diese Annahme setzt voraus, dass die Feststoffteilchen klein gegenüber den sie bewegenden turbulenten Wirbeln sind bzw. die aufwärts gerichteten Geschwindigkeitskomponenten von ausreichender Größe gegenüber der Sinkgeschwindigkeit sind. Für die Bestimmung des Konzentrationsprofils wurde der folgende Ansatz gewählt:

$$C = C_a \left[ \frac{a}{h-a} \frac{h-z}{z} \right]^{(w/\kappa u_*)} \quad \text{mit } a \leq z \leq h \quad (5.2.3-10)$$

Mit:

$C_a$  Konzentration in der Referenzhöhe  $a$  über der Sohle [ $\text{g}/\text{m}^3$ ]

$a$  Referenzhöhe [m]

Für die Berechnung der Sedimentationsmengen ist die von einem Feststoffteilchen zu durchlaufende mittlere Absetztiefe (Falltiefe) zu berechnen:

$$h^* = \frac{h \int_0^1 s \left(\frac{1}{s} - 1\right)^{(w/\kappa u_*)} ds}{\int_0^1 \left(\frac{1}{s} - 1\right)^{(w/\kappa u_*)} ds} \quad \text{mit } s = h/z \quad (5.2.3-11)$$

Mit:

$h^*$  Distanz, die ein Feststoffteilchen bis zu seiner Deposition in der Vertikalen zu durchlaufen hat [m]

Da sich die Sedimentteilchen mit höherer Sinkgeschwindigkeit, d.h. größerem Korndurchmesser sohnäher bewegen, legen sie im Mittel eine geringere vertikale Strecke bis zur Deposition zurück. Die Depositionsrate wird auf der Basis kritischer Schubspannungen berechnet:

$$S = -\frac{w\bar{C}}{h^*} \left( \frac{\tau_b}{\tau_{cd}} - 1 \right) \quad \text{mit } \tau_b \leq \tau_{cd} \quad \text{und } \tau_b = \rho g \frac{v^2}{M^2 h^{1/3}} \quad (5.2.3-12)$$

Mit:

$\tau_{cd}$	kritische Schubspannung für Deposition [ $\text{kg}/(\text{m s}^2)$ ]
$\tau_b$	Sohlschubspannung [ $\text{kg}/(\text{m s}^2)$ ]
$S$	Depositionsrate [ $\text{g}/(\text{m}^3 \text{s})$ ]
$\nu$	tiefengemittelte Fließgeschwindigkeit [ $\text{m}/\text{s}$ ]

Die Sinkgeschwindigkeit  $w$  wird mit Hilfe des STOKES'schen Gesetzes beschrieben:

$$w = \frac{(s-1)g d^2}{18\nu} \quad (5.2.3-13)$$

Mit:

$s$	spezifische Dichte des Sedimentpartikels [-]
$d$	Korndurchmesser des Partikels [m]
$\nu$	kinematische Zähigkeit von Wasser [ $\text{m}^2/\text{s}$ ]

Die kritische Depositionsgeschwindigkeit ergibt sich damit zu:

$$v_{cd} = 1,25 w \frac{M h^{1/6}}{\sqrt{g}} \quad (5.2.3-14)$$

Mit:

$v_{cd}$	kritische Depositionsgeschwindigkeit [ $\text{m}/\text{s}$ ]
----------	--

Die Erosion kohäsiver Sedimente hängt nicht alleine vom Teilchengewicht ab. Sie wird außerdem durch die elektro-chemischen Eigenschaften der Feststoffteilchen maßgeblich beeinflusst. Die hieraus resultierenden Anziehungskräfte müssen vor Erosionsbeginn überwunden werden. Die Erosionsrate wird im hier verwendeten Ansatz wie folgt beschrieben:

$$S = -\frac{E}{h} \left( \frac{\tau_b}{\tau_{ce}} - 1 \right) \quad \text{mit } \tau_b \geq \tau_{ce} \quad \text{und } \tau_b = \rho g \frac{v^2}{M^2 h^{1/3}} \quad (5.2.3-15)$$

Mit:

$E$	Erodierbarkeit der Sohle [ $\text{g}/(\text{m}^2 \text{s})$ ]
$\tau_{ce}$	kritische Schubspannung ab welcher Erosion auftritt [ $\text{kg}/(\text{m s}^2)$ ]

### (b) Nicht kohäsive Sedimente:

Die hier beschriebenen Ansätze werden für Fraktionen mit einem Korndurchmesser größer  $60 \mu\text{m}$  angewendet. Für die Beschreibung des Transportes nicht kohäsiver Sedimente wird im wesentlichen der die vertikale Konzentrationsverteilung beschreibende Ansatz modifiziert und

auf der Basis einer tiefengemittelten Geschwindigkeitsverteilung beschrieben. Unter Annahme einer mittleren Konzentration über die gesamte Tiefe ergibt sich die transportierte Sedimentmenge zu:

$$q_s = \int_a^h c u dy \quad (5.2.3-16)$$

Mit:

- $q_s$  transportierte Sedimentmenge [g/ (m s)]
- $c$  Sedimentkonzentration im Abstand  $y$  von der Sohle [ $\text{g/m}^3$ ]
- $u$  Fließgeschwindigkeit im Abstand  $y$  von der Sohle [m/s]
- $h$  Wassertiefe [m]
- $a = k_s = 2d_{50}$  Sohlrauheit (vgl. VAN RIJN, 1993) [m]
- $k_s$  Äquivalente Sandrauigkeit [m]
- $d_{50}$  Korndurchmesser der 50% Fraktile [m]

Der Sedimenttransport wird im wesentlichen durch die Sinkgeschwindigkeit der Einzelkörner und den Diffusionskoeffizienten  $\epsilon_s$  bestimmt. Die Sinkgeschwindigkeit ergibt sich nach VAN RIJN (1993), YALIN (1972) bzw. ENGELUNG & FREDSOE (1976) zu:

$$w_s = \begin{cases} \frac{(s-1)gD^2}{18\nu} & \text{für } D < 100\mu\text{m} \\ \frac{10\nu}{D} \left( \left[ 1 + \frac{0,01(s-1)gD^3}{\nu^3} \right]^{0,5} - 1 \right) & \text{für } 100\mu\text{m} < D < 1000\mu\text{m} \quad (5.2.3-17) \\ 1,1((s-1)gD)^{0,5} & \text{für } D > 1000\mu\text{m} \end{cases}$$

Mit:

- $w_s$  Sinkgeschwindigkeit [m/s]
- $D$  Korndurchmesser [m]

Beide Parameter beeinflussen die Fließgeschwindigkeiten und das Konzentrationsprofil. Für praktische Anwendungen und die in diesem Zusammenhang auftretenden Konzentrationsverteilungen ist der Einfluss auf die Fließgeschwindigkeiten i.a. vernachlässigbar.

Um die Sedimentpartikel in Suspension zu bringen, muss die Schubspannungsgeschwindigkeit  $u_*$  größer sein als die kritische Schubspannungsgeschwindigkeit  $u_{*,cr}$ : (Gl. 5.2.3-18). Au-

Berdem müssen die Vertikalgeschwindigkeiten größer als die Sinkgeschwindigkeit sein, um das Material in Schwebelage zu halten (Gl. 5.2.3-19).

$$T = \begin{cases} \left( \frac{u_*}{u_{*,cr}} \right)^2 - 1 & , T > 0 \\ 0 & , T \leq 0 \end{cases} \quad (5.2.3-18)$$

$$\frac{u_{*,cr}}{w_s} = \frac{4}{d_{50} \left( \frac{(s-1)g}{\nu^2} \right)^{1/3}} \quad \text{für} \quad 1 < d_{50} \left( \frac{(s-1)g}{\nu^2} \right)^{1/3} \leq 10 \quad (5.2.3-19)$$

$$\frac{u_{*,cr}}{w_s} = 0,4 \quad \text{für} \quad d_{50} \left( \frac{(s-1)g}{\nu^2} \right)^{1/3} > 10$$

Mit:

$T$  Transportparameter [-]

Das Konzentrationsprofil wird außerdem durch den Diffusionskoeffizienten bestimmt:

$$\varepsilon_s = \beta \Phi \varepsilon_f \quad (5.2.3-20)$$

$$\beta = \begin{cases} 1 + \left( \frac{w_s}{u_*} \right)^2 & \text{für} \quad \frac{w_s}{u_*} < 0,5 \\ 1 & \text{für} \quad 0,5 \leq \frac{w_s}{u_*} \leq 2,5 \\ \text{keine Suspension} & \text{für} \quad \frac{w_s}{u_*} \geq 2,5 \end{cases} \quad (5.2.3-21)$$

$$\Phi = 2,5 \left( \frac{w_s}{u_*} \right)^{0,8} \left( \frac{C_a}{C_0} \right)^{0,4} \quad (5.2.3-22)$$

Mit:

$\varepsilon_s$  Diffusionskoeffizient für Sedimentation [m<sup>2</sup>/s]

$\varepsilon_f$  Diffusionskoeffizient für turbulente Strömung [m<sup>2</sup>/s]

$\beta$  Faktor für die Erfassung von Differenzen zwischen dem Verhalten eines diskreten Sedimentpartikels und einem Sedimentpartikel, der durch ein Fluid umgeben ist [-]

- $\Phi$  Dämpfungsfaktor um die Beeinflussung des Geschwindigkeitsprofils durch die Sedimentpartikel zu erfassen (konzentrationsabhängig) [-]
- $C_a$  Konzentration in Höhe der Referenzhöhe  $z = a$  [ $\text{g}/\text{m}^3$ ]
- $C_0$  Konzentration in Höhe der Sohle  $z=0$  [ $\text{g}/\text{m}^3$ ]

Der Verhältnis  $C_a/C_0$  berechnet sich zu:

$$\frac{C_a}{C_0} = \left( \frac{a(h-z)}{z(h-a)} \right)^z \quad \text{für } z/h < 0,5 \quad (5.2.3-23)$$

$$\frac{C_a}{C_0} = \left( \frac{a}{(h-a)} \right)^z \exp\left( -4z \left( \frac{z}{h} - 0,5 \right) \right) \quad \text{für } z/h \geq 0,5$$

$$C_a = 0,015 \frac{d_{50} T^{1,5}}{a \left( d_{50} \left( \frac{(s-1)g}{\nu^2} \right)^{1/3} \right)^{0,3}} \quad (5.2.3-24)$$

Die Depositionsrate und Erosionsrate ergeben sich somit zu:

$$S_d = - \left( \frac{c_e - \bar{c}}{h^* / w_s} \right) \quad \text{mit } (10^6 F C_a s) = c_e < \bar{c} \quad (5.2.3-25)$$

$$S_e = - \left( \frac{c_e - \bar{c}}{h_s / w_s} \right) \quad \text{mit } (10^6 F C_a s) = c_e > \bar{c} \quad (5.2.3-26)$$

Mit:

$S_d$  Depositionsrate [ $\text{g}/(\text{m}^3 \text{ s})$ ]

$F$  Relation zwischen Sedimentkonzentration an der Sohle und der mittleren Sedimentkonzentration [-]

$\bar{c}$  tiefengemittelte Konzentration [ $\text{g}/\text{m}^3$ ]

$s$  spezifische Dichte des Sedimentpartikels [-]

$S_e$  Erosionsrate [ $\text{g}/(\text{m}^3 \text{ s})$ ]

Die Ableitung der hier beschriebenen Ansätze bzw. alternative Ansätze zur Beschreibung der Sedimentations- und Erosionsprozesse kohäsiver und nicht kohäsiver Sedimente sind in VAN RIJN (1993) ausführlich beschrieben.

## 5.3 Theoretische Grundlagen des Programmsystems MIKE3<sup>®</sup>

### 5.3.1 Allgemeines

Das Programmsystem MIKE3<sup>®</sup> wurde speziell für die Modellierung von dreidimensionalen, dichteabhängigen, instationären Strömungszuständen (NEWTONsche Fluide) und Sedimenttransportprozessen in Ästuarien, im Küstenvorfeld und im offenen Ozean konzipiert. Diese Ausrichtung spiegelt sich sowohl in der allgemeinen Konzeption der verschiedenen Module (einheitlicher Koordinatenbezug für verschiedene Projektionen und gleiche Diskretisierung des Modellgebietes), als auch in der Kopplung der verschiedenen Module wieder (einheitliche Behandlung von Randbedingungen und gleiches Lösungsverfahren für die Lösung der approximierten Differentialgleichungssysteme mit Hilfe eines Finite-Differenzen Schemas).

Das Programmsystem MIKE3<sup>®</sup> stellt eine Weiterentwicklung des Programmsystems MIKE21<sup>®</sup> für den 3D-Fall dar. Die in Kap. 5.2.1 für MIKE21<sup>®</sup> beschriebenen zeitlichen und räumlichen Diskretisierungsschemata und die beschriebenen Lösungsverfahren (ADI-Verfahrens - *Alternating-Direction-Implicit Procedure*) für die Lösung der aufgebauten Gleichungssysteme wurden für die Diskretisierung der Differentialgleichungssysteme in MIKE3<sup>®</sup> weitgehend übernommen und werden daher nur bei grundlegenden Abweichungen bzw. notwendigen Ergänzungen erneut beschrieben.

Die Aufteilung des Modellgebietes in der vertikalen Koordinatenrichtung wird in Kap. 5.3.5 detailliert beschrieben.

### 5.3.2 Hydrodynamisches Modell (HD-Modul)

Das hydrodynamische Modell (HD-Modul) basiert auf einem dreidimensionalen Ansatz (vertikal inhomogenes Fluid, d.h. Geschwindigkeits- und Dichtegradienten in der Vertikalen sind nicht vernachlässigbar), der auch die Betrachtung dichtegesichteter Fluide erlaubt. Massenerhaltung (Gl. 5.3.2-1), Impulserhaltung (*Reynolds-Averaged Navier Stokes Equations - RANSE*, Gl. 5.3.2-2) und Erhaltung der Massenbilanz für Inhaltsstoffe (z.B. Salz, Gl. 5.3.2-3) und Temperatur (Temperatur-Bilanz, Gl. 5.3.2-4) werden in dem zugrundeliegenden Ansatz erfasst.

Massenerhaltung:

$$\frac{1}{\rho c_s^2} \frac{\partial p}{\partial t} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} = S_{QQ} \quad (5.3.2-1)$$

Impulserhaltung:

$$\frac{\partial u_i}{\partial t} + \frac{\partial (u_i u_j)}{\partial x_j} + 2\Omega_{ij} u_j = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x_i} + g_i + \frac{\partial}{\partial x_i} \left( \nu_t \left\{ \frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right\} - \frac{2}{3} \delta_{ijk} \right) + u_i S_{II} \quad (5.3.2-2)$$

Bilanz der Inhaltsstoffe (z.B. Salz):

$$\frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x_j} (S u_j) = \frac{\partial}{\partial x_j} \left( D_s \frac{\partial S}{\partial x_j} \right) + S_{SS} \quad (5.3.2-3)$$

Temperatur-Bilanz:

$$\frac{\partial T}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x_j} (T u_j) = \frac{\partial}{\partial x_j} \left( D_T \frac{\partial T}{\partial x_j} \right) + S_{TT} \quad (5.3.2-4)$$

Mit:

$\rho$	lokale Dichte des Fluids [kg/m <sup>3</sup> ]
$t$	Zeit [s]
$c_s$	Schallgeschwindigkeit in Wasser [m/s]
$p$	Druckfeld
$u_i$	Strömungsgeschwindigkeit in $x_i$ -Richtung [m/s]
$S_{QQ}$	Quellen- und Senkenterm innerhalb der Massenbilanz
$S_{SS}$	Quellen- und Senkenterm für Inhaltsstoffe (z.B. Salz)
$S_{TT}$	Quellen- und Senkenterm für die Temperatur-Bilanz
$S_{II}$	Quellen- und Senkenterm für die Impulserhaltung
$\delta_{ij}$	Kronecker-Delta [-]
$k$	turbulente kinetische Energie [m <sup>2</sup> /s <sup>2</sup> ]
$\nu_t$	Wirbelviskosität [m <sup>2</sup> /s]
$S$	Inhaltsstoff (z.B. Salz) [kg/m <sup>3</sup> ]
$T$	Temperatur [°C]
$D_s$	Dispersionskoeffizient für Ausbreitung von Inhaltsstoffe [m <sup>2</sup> /s]
$D_T$	Dispersionskoeffizient für Temperatursausbreitung [m <sup>2</sup> /s]

$\Omega_{ij}$	Coriolis-Kraft
$g_i$	Gravitationsfeld

Die Größen Temperatur, Salzgehalt und Druck sind über Zustandgleichungen an die lokalen Dichteverhältnisse gekoppelt (UNESCO, 1981). Diese Beziehung ist für einen Temperaturbereich von -2,1 bis 40°C gültig. Die Anwendbarkeit der Zustandsgleichung für Salinität ist für den 0 bis 45 PSU ("Practical Salinity Unit") gegeben. Für Strömungszustände mit hohen Dichtegradienten existieren spezielle Anpassungen des Lösungsalgorithmus (hier: QUICKEST/SHARP, getrennte Berechnung der Advektion, Diffusion und Dispersion). Sind die durch Dichteunterschiede zu erwartenden Veränderungen des Strömungszustandes gering, kann alternativ der QUICKEST/ULTIMATE Algorithmus (Advektion, Diffusion und Dispersion werden zusammen berechnet) verwendet werden.

Die vertikale Druckverteilung wird nach den Ansätzen von CHORIN (1967) und RASMUSSEN (1993) approximiert.

Für die Lösung der Zustandsgleichungen wird wie in MIKE21<sup>®</sup> das ADI-Verfahren ("*Alternating Direction Implicit Procedure*") angewendet. Für die Minimierung der numerischen Dispersion wird auch hier ein "Double Sweep" Algorithmus eingesetzt. Detaillierte Angaben zur Wahl der verschiedenen Zeitebenen ("time centering") für die Zustandsgrößen  $p$ ,  $u$ ,  $v$  und  $w$  innerhalb des x-, y- und z-sweep finden sich in DHI (1998a, Appendix A4-A8). Generell gilt, dass Massen- und Impulsbilanz in x-Richtung die Druckverteilung von Zeitschritt  $n-1/6$  auf  $n+1/2$  und  $u$  von  $n$  auf  $n+1$  bringen. Zusammen mit der Massenbilanz in y- und z-Richtung sind diese Gleichungen um  $n+1/2$  zentriert. Damit ergeben sich die in Gleichung 5.3.2-5 bis Gleichung 5.3.2-7 dargestellten Diskretisierungen für die Massenbilanz.

Massenbilanz in x-Richtung:

$$\begin{aligned}
 S_{QQx_{j,k,l}} &= \frac{1}{\rho_{j,k,l} c_s^2} \left( \frac{p^{n+\frac{1}{2}} - p^{n-\frac{1}{6}}}{\frac{2}{3} \Delta t} \right)_{j,k,l} \\
 &+ \frac{1}{2} \left\{ \left( \frac{u_j - u_{j-1}}{\Delta x} \right)^{n+1} + \left( \frac{u_j - u_{j-1}}{\Delta x} \right)^n \right\}_{k,l} \\
 &+ \frac{1}{2} \left\{ \left( \frac{v_k - v_{k-1}}{\Delta y} \right)^{n+\frac{1}{3}} + \left( \frac{v_k - v_{k-1}}{\Delta y} \right)^{n-\frac{2}{3}} \right\}_{j,l} \\
 &+ \frac{1}{2} \left\{ \left( \frac{w_l - w_{l-1}}{\Delta z} \right)^{n+\frac{2}{3}} + \left( \frac{w_l - w_{l-1}}{\Delta z} \right)^{n-\frac{1}{3}} \right\}_{j,k}
 \end{aligned} \tag{5.3.2-5}$$

Massenbilanz in y-Richtung:

$$\begin{aligned}
 S_{QQy_{j,k,l}} &= \frac{1}{\rho_{j,k,l} c_s^2} \left( \frac{p^{n+\frac{5}{6}} - p^{n+\frac{1}{6}}}{\frac{2}{3} \Delta t} \right)_{j,k,l} \\
 &+ \frac{1}{2} \left\{ \left( \frac{u_j - u_{j-1}}{\Delta x} \right)^{n+1} + \left( \frac{u_j - u_{j-1}}{\Delta x} \right)^n \right\}_{k,l} \\
 &+ \frac{1}{2} \left\{ \left( \frac{v_k - v_{k-1}}{\Delta y} \right)^{n+\frac{1}{3}} + \left( \frac{v_k - v_{k-1}}{\Delta y} \right)^{n+\frac{1}{3}} \right\}_{j,l} \\
 &+ \frac{1}{2} \left\{ \left( \frac{w_l - w_{l-1}}{\Delta z} \right)^{n+\frac{2}{3}} + \left( \frac{w_l - w_{l-1}}{\Delta z} \right)^{n-\frac{1}{3}} \right\}_{j,k}
 \end{aligned} \tag{5.3.2-6}$$

Massenbilanz in z-Richtung:

$$\begin{aligned}
S_{QQz_{j,k,l}} &= \frac{1}{\rho_{j,k,l} c_s^2} \left( \frac{p^{n+\frac{2}{6}} p^{n+\frac{3}{6}}}{\frac{2}{3} \Delta t} \right)_{j,k,l} \\
&+ \frac{1}{2} \left\{ \left( \frac{u_j - u_{j-1}}{\Delta x} \right)^{n+1} + \left( \frac{u_j - u_{j-1}}{\Delta x} \right)^n \right\}_{k,l} \\
&+ \frac{1}{2} \left\{ \left( \frac{v_k - v_{k-1}}{\Delta y} \right)^{n+\frac{4}{3}} + \left( \frac{v_k - v_{k-1}}{\Delta y} \right)^{n+\frac{1}{3}} \right\}_{j,l} \\
&+ \frac{1}{2} \left\{ \left( \frac{w_l - w_{l-1}}{\Delta z} \right)^{n+\frac{5}{3}} + \left( \frac{w_l - w_{l-1}}{\Delta z} \right)^{n+\frac{2}{3}} \right\}_{j,k}
\end{aligned} \tag{5.3.2-7}$$

Für die Diskretisierung der Impulsbilanz wird lediglich für die x-Richtung (Gleichung 5.3.2-8) dargestellt:

$$\begin{aligned}
&\frac{\partial u}{\partial t} + \frac{\partial(u^2)}{\partial x} + \frac{\partial(uv)}{\partial y} + \frac{\partial(uw)}{\partial z} + 2\omega(v \sin \phi - w \cos \phi \sin \lambda) + \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} \\
&- \frac{\partial}{\partial x} \left( 2\nu_t \frac{\partial u}{\partial x} \right) - \frac{\partial}{\partial y} \left( \nu_t \left( \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right) \right) - \frac{\partial}{\partial z} \left( \nu_t \left( \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \right) \right) + \frac{2}{3} \frac{\partial k}{\partial x} - u S_{II} = 0
\end{aligned} \tag{5.3.2-8}$$

Die einzelnen Terme in Gleichung 5.3.2-8 werden getrennt betrachtet. Für die Ableitungen nach der Zeit ergibt sich nach Taylorreihenentwicklung zweiter Ordnung:

$$\frac{\partial u}{\partial t} \approx \left( \frac{u^{n+1} - u^n}{\Delta t} \right)_{j,k,l} - \frac{\Delta t^2}{24} \frac{\partial^3 u}{\partial t^3} \tag{5.3.2-9}$$

Die konvektiven Terme (hier lediglich dargestellt für die x-Richtung) werden ebenfalls durch eine Taylorreihenentwicklung approximiert:

$$\frac{\partial u^2}{\partial t} \approx \frac{(u^{n+1} - u^n)_{j+1,k,l} - (u^{n+1} - u^n)_{j-1,k,l}}{2\Delta x} - u \left( \frac{\Delta x^2}{3} \frac{\partial^3 u}{\partial x^3} + \Delta t^2 \frac{\partial^3 u}{\partial x \partial t^2} \right) \tag{5.3.2-10}$$

$$\frac{\partial(uv)}{\partial y} \approx \frac{1}{\Delta y} \left( (u_{k+1}^a + u_k^b)_{j,l} v_{j+1/2,k,l}^{n+1/2} - \left( \frac{u_k^a + u_{k-1}^b}{2} \right)_{j,l} v_{j+1/2,k-1,l}^{n+1/2} \right) + u \frac{\Delta t}{6} \frac{\partial^2 v}{\partial y \partial t} \pm \frac{1}{2} \Delta t v \frac{\partial^2 u}{\partial y \partial t} \quad (5.3.2-11)$$

mit :  $a = n+1, b = n$  für den "down sweep"  
bzw.  $a = n, b = n+1$  für den "up sweep"

$$v_{j+1/2,k,l}^{n+1/2} = \frac{1}{2} (v_j + v_{j+1})_{k,l}^{n+\frac{1}{3}} \quad (5.3.2-12)$$

$$v_{j+1/2,k-1,l}^{n+1/2} = \frac{1}{2} (v_j + v_{j+1})_{k-1,l}^{n+\frac{1}{3}}$$

Das Vorzeichen für den letzten Term der rechten Seite ist für einen "down sweep" positiv bzw. negativ für den "up sweep".

$$\frac{\partial(uw)}{\partial z} \approx \frac{1}{\Delta z} \left( (u_{l+1}^a + u_l^b)_{j,k} w_{j+1/2,k,l}^{n+1/2} - \left( \frac{u_l^a + u_{l-1}^b}{2} \right)_{j,k} w_{j+1/2,k,l-1}^{n+1/2} \right) \pm \frac{1}{2} \Delta t w \frac{\partial^2 u}{\partial z \partial t} \quad (5.3.2-13)$$

mit :  $a = n+1, b = n$  für den "down sweep"  
bzw.  $a = n, b = n+1$  für den "up sweep"

$$w_{j+1/2,k,l}^{n+1/2} = \frac{5}{6} \frac{(w_j + w_{j+1})_{k,l}^{n+\frac{2}{3}}}{2} + \frac{1}{6} \frac{(w_j + w_{j+1})_{k,l}^{n-\frac{1}{3}}}{2} \quad (5.3.2-14)$$

$$w_{j+1/2,k,l-1}^{n+1/2} = \frac{5}{6} \frac{(w_j + w_{j+1})_{k,l-1}^{n+\frac{2}{3}}}{2} + \frac{1}{6} \frac{(w_j + w_{j+1})_{k,l-1}^{n-\frac{1}{3}}}{2}$$

Der Einfluss der Corioliskraft (hier für die x-Richtung dargestellt) ergibt sich zu:

$$\Omega_x = 2\omega^* \sin \phi - w^* \cos \phi \sin \lambda \quad (5.3.2-15)$$

$$v^* = \frac{1}{4} (v_{j,k} + v_{j,k-1} + v_{j+1,k} + v_{j+1,k-1})_l^{n+\frac{1}{3}} + \frac{\Delta t}{6} \frac{\partial v}{\partial t} - \frac{1}{2} \left( \left( \frac{\Delta x}{2} \right)^2 \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \left( \frac{\Delta y}{2} \right)^2 \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} + \left( \frac{\Delta t}{6} \right) \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} \right) \quad (5.3.2-16)$$

$$\begin{aligned}
w^* &= \frac{5}{6} \frac{1}{4} (w_{j,l} + w_{j,l-1} + w_{j+1,l} + w_{j+1,l-1})_k^{n+\frac{2}{3}} \\
&+ \frac{1}{6} \frac{1}{4} (w_{j,l} + w_{j,l-1} + w_{j+1,l} + w_{j+1,l-1})_k^{n-\frac{1}{3}} \\
&- \frac{1}{2} \left( \left( \frac{\Delta x}{2} \right)^2 \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \left( \frac{\Delta z}{2} \right)^2 \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} + 5 \left( \frac{\Delta t}{6} \right)^2 \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} \right)
\end{aligned} \tag{5.3.2-17}$$

Mit:

- $\phi$       Geographische Breite [°]
- $\lambda$       Geographische Länge [°]
- $\omega$       Winkelgeschwindigkeit der Erde  $\omega=2\pi/86164s1$  [1/s]

Wie für den konvektiven Term ist auch hier die  $v$ -Komponente um  $\Delta t/6$  zentriert und differiert für "up sweep" und "down sweep".

Der Druckterm ergibt sich nach Anwendung zentraler Differenzen im Raum:

$$\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} = \frac{1}{\frac{1}{2} (p_{j+1,k,l} + p_{j,k,l})} \left( \frac{p_{j+1,k,l} - p_{j,k,l}}{\Delta x} \right)^{n+\frac{1}{2}} \tag{5.3.2-18}$$

Die viskosen Kräfte infolge innerer Reibung werden wie folgt beschrieben:

$$\begin{aligned}
\frac{\partial}{\partial x} \left( 2\nu_t \frac{\partial u}{\partial x} \right) &= \left( \frac{(u_{j+1} - u_j)_{k,l}^{n+1} + (u_{j+1} - u_j)_{k,l}^n}{(\Delta x)^2} \nu_{t,j+1,k,l} \right) \\
&- \left( \frac{(u_j - u_{j-1})_{k,l}^{n+1} + (u_j - u_{j-1})_{k,l}^n}{(\Delta x)^2} \nu_{t,j,k,l} \right) \\
&- \left( \frac{\Delta x}{2} \right)^2 \frac{\partial^2 \nu_t}{\partial x^2} \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} - \frac{1}{3} \Delta x^2 \frac{\partial \nu_t}{\partial x} \frac{\partial^3 u}{\partial x^3} - \left( \frac{\Delta t}{2} \right)^2 \frac{\partial^2 \nu_t}{\partial x} \frac{\partial^3 u}{\partial x \partial t^2} - \frac{2}{3} \Delta x^2 \frac{\partial^3 \nu_t}{\partial x^3} \frac{\partial u}{\partial x}
\end{aligned} \tag{5.3.2-19}$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial y} \left( 2v_t \left( \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right) \right) &= \left( \frac{(u_{k+1}^a - u_k^b)_{j,l}}{(\Delta y)^2} v_{t,j,k+1/2,l}^* \right) - \left( \frac{(u_k^a - u_{k-1}^b)_{j,l}}{(\Delta y)^2} v_{t,j,k-1/2,l}^* \right) \\ &+ \left( \frac{(v_{j+1} - v_j)_{k,l}^{n+\frac{1}{3}}}{\Delta y \Delta x} v_{t,j,k+1/2,l}^{**} \right) - \left( \frac{(v_{j+1} - v_j)_{k-1,l}^{n+\frac{1}{3}}}{\Delta y \Delta x} v_{t,j,k-1/2,l}^{**} \right) \end{aligned} \quad (5.3.2-20)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial y} \left( 2v_t \left( \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right) \right) &= \left( \frac{(u_{k+1}^a - u_k^b)_{j,l}}{(\Delta y)^2} v_{t,j,k+1/2,l}^* \right) - \left( \frac{(u_k^a - u_{k-1}^b)_{j,l}}{(\Delta y)^2} v_{t,j,k-1/2,l}^* \right) \\ &+ \left( \frac{(v_{j+1} - v_j)_{k,l}^{n+\frac{1}{3}}}{\Delta y \Delta x} v_{t,j,k+1/2,l}^{**} \right) - \left( \frac{(v_{j+1} - v_j)_{k-1,l}^{n+\frac{1}{3}}}{\Delta y \Delta x} v_{t,j,k-1/2,l}^{**} \right) \end{aligned} \quad (5.3.2-21)$$

Auf die Darstellung der sich aus Taylorreihenentwicklung ergebenden Terme höherer Ordnung wird hier verzichtet.

Die Wirbelviskositäten  $v_t$  können als konstanter Wert, als zeitveränderliche Funktion der lokalen Gradienten der Strömungsgeschwindigkeiten (Ansatz nach SMAGORINSKY), als Lösung eines eindimensionalen k-Models (Lösung einer zusätzlichen Gleichung für den Transport der turbulenten kinetischen Energie), als Lösung eines k- $\epsilon$  Models (Lösung von zwei zusätzlichen Transportgleichungen) oder als Ergebnis eines gemischten k- $\epsilon$  Models (1D k- $\epsilon$ -Model in der Vertikalen) und des SMAGORINSKY Ansatzes in der Horizontalen.

Das eindimensionale k-Model stellt die erste wirkliche Weiterentwicklung der "Mixing-Length" Theorie dar, da die Variation der Strömungsgeschwindigkeiten nicht mehr aus dem im Mittel vorhandenen Strömungsgeschwindigkeiten abgeleitet wird, sondern mit Hilfe einer weiteren Transportgleichung bestimmt wird. k ist hierbei ein Maß für die Intensität der turbulenten Schwankungen (turbulente kinetische Energie). Hierdurch wird es möglich die in den grossen Wirbelstrukturen enthaltene Energie bei der Bestimmung der Wirbelviskositäten zu berücksichtigen (Gleichung 5.3.2-22, "Prandtl-Kolmogorov" Beziehung):

$$v_t = c_\mu' \sqrt{kl} \quad (5.3.2-22)$$

Mit:

- $c'_\mu$  empirische Konstante [-]  
 $l$  Längenmaßstab oder Vermischungslänge ("Mixing-Lenght") [m]  
 $k$  turbulente kinetische Energie [ $\text{m}^2/\text{s}^2$ ]  
 $\nu_t$  Wirbelviskosität [ $\text{m}^2/\text{s}$ ]

Die Verteilung von  $k$  wird anhand eines Ansatzes von RODI (1980) bestimmt. Die empirischen Konstanten sollten entsprechend Tafel 5.3.2-1 gewählt werden.

$$\frac{\partial k}{\partial t} + u_i \frac{\partial k}{\partial x_i} = \frac{\partial}{\partial x_i} \left( \frac{\nu_t}{\sigma_k} \frac{\partial k}{\partial x_i} \right) + \nu_t \left( \frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) \frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \beta g_i \frac{\nu_t}{\sigma_t} \frac{\partial \phi}{\partial x_i} - c_D \frac{k^2}{l} \quad (5.3.2-23)$$

Mit:

- $\sigma_k, \sigma_t$  empirische Parameter (Diffusionsparameter) [ $\text{m}^2/\text{s}$ ]  
 $c_D$  empirischer Parameter [ $\text{m}^2/\text{s}$ ]  
 $\phi$  Skalar (Auftrieb) [-]  
 $\beta$  Koeffizient für die Volumenausdehnung [-]

$c_\mu$ [ $\text{m}^2/\text{s}$ ]	$c'_\mu$ [ $\text{m}^2/\text{s}$ ]	$c_D$ [ $\text{m}^2/\text{s}$ ]	$\sigma_k$ [-]	$\sigma_t$ [-]
0,09	0,3	0,3	1,0	0,9

Tafel 5.3.2-1: Wahl empirischer Parameter für das k-Model nach RODI (1980)

Der in Gleichung 5.3.2-22 konstante Längenmaßstab ("Mixing Length") kann unter Annahme einer isotropen Energiedissipation und durch Lösung einer zweiten Transportgleichung ersetzt werden. Dies führt zu dem von RODI (1980) vorgestellten k- $\epsilon$ -Modell. Für die Rate der Energiedissipation ergibt sich:

$$\epsilon = c_D \frac{k^2}{l} \quad (5.3.2-24)$$

Nach Einsetzen in Gleichung 5.3.2.22 ergibt sich:

$$\nu_T = c_\mu \frac{k^2}{l} \quad (5.3.2-25)$$

Mit:

- $c_\mu$  Empirischer Parameter [ $\text{m}^2/\text{s}$ ]

Dies führt zu den beiden folgenden Transportgleichungen (RODI, 1980):

$$\frac{\partial k}{\partial t} + u_i \frac{\partial k}{\partial x_i} = \frac{\partial}{\partial x_i} \left( \frac{v_t}{\sigma_k} \frac{\partial k}{\partial x_i} \right) + v_t \left( \frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) \frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \beta g_i \frac{v_t}{\sigma_t} \frac{\partial \phi}{\partial x_i} - \varepsilon \quad (5.3.2-26)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} + u_i \frac{\partial \varepsilon}{\partial x_i} &= \frac{\partial}{\partial x_i} \left( \frac{v_t}{\sigma_\varepsilon} \frac{\partial \varepsilon}{\partial x_i} \right) \\ + c_{1\varepsilon} \frac{\varepsilon}{k} \left( v_t \left( \frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) \frac{\partial u_i}{\partial x_j} + c_{3\varepsilon} \beta g_i \frac{v_t}{\sigma_t} \frac{\partial \phi}{\partial x_i} \right) &- c_{2\varepsilon} \frac{\varepsilon^2}{k} \end{aligned} \quad (5.3.2-27)$$

Mit:

$\sigma_k, \sigma_\varepsilon, \sigma_t$  empirische Parameter (Diffusionsparameter, vgl. Tafel 5.3.2-2) [ $\text{m}^2/\text{s}$ ]

$c_{1\varepsilon}, c_{2\varepsilon}, c_{3\varepsilon}$  empirische Parameter (Diffusionsparameter, vgl. Tafel 5.3.2-2) [ $\text{m}^2/\text{s}$ ]

$c_\mu$ [ $\text{m}^2/\text{s}$ ]	$c_{1\varepsilon}$ [ $\text{m}^2/\text{s}$ ]	$c_{2\varepsilon}$ [ $\text{m}^2/\text{s}$ ]	$c_{3\varepsilon}$ [ $\text{m}^2/\text{s}$ ]	$\sigma_k$ [-]	$\sigma_\varepsilon$ [-]	$\sigma_t$ [-]
0,09	1,44	1,92	0	1	1,3	0,9

Tafel 5.3.2-2: Wahl empirischer Parameter für das k-ε-Model nach RODI (1980)

Der Ansatz von SMAGORINSKY (1963) verbindet die Wirbelviskosität mit den infolge viskoser Kräfte wahrnehmbaren Verformungen der grossen Wirbelstrukturen.

$$v_t = l^2 \sqrt{S_{ij} S_{ji}} = (C_{sm} \Delta x)^2 \sqrt{S_{ij} S_{ji}} \quad (5.3.2-28)$$

$$S_{ij} = \frac{1}{2} \left( \frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) \quad (5.3.2-29)$$

Mit:

$\Delta x$  Diskretisierungsweite (Zellgröße) [m]

$C_{sm}$  Empirischer Parameter [-]

$C_{sm}$  wird i.a. in der Horizontalen zwischen 0,088 und 0,176 gewählt. In der Vertikalen variiert der Wert zwischen 0,02 und 0,5, wodurch die größere Diskretisierungsweite in z-Richtung durch eine stärkere Betonung der turbulenten Austauschterme kompensiert wird.

Bei der Anwendung des gemischten k-ε Modells (1D k-ε-Model in der Vertikalen) in Verbindung mit dem SMAGORINSKY Ansatz in der Horizontalen werden in der vertikalen Richtung ebenfalls zwei Transportgleichungen gelöst:

$$\frac{\partial k}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left( \frac{v_T}{\sigma_k} \frac{\partial k}{\partial z} \right) + P + G - \varepsilon \quad (5.3.2-30)$$

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left( \frac{v_T}{\sigma_\varepsilon} \frac{\partial \varepsilon}{\partial z} \right) + c_{1\varepsilon} \frac{\varepsilon}{k} (P + c_{3\varepsilon} G) - c_{2\varepsilon} \frac{\varepsilon^2}{k} \quad (5.3.2-31)$$

wobei

$$P = v_t \left( \left( \frac{\partial u}{\partial z} \right)^2 + \left( \frac{\partial v}{\partial z} \right)^2 \right) \quad (5.3.2-32)$$

$$G = \frac{g}{\rho} \frac{v_T}{\sigma_T} \frac{\partial \rho}{\partial z} \quad (5.3.2-33)$$

Mit:

*P* Produktionsterm infolge Schubspannungen aus Strömung

*G* Produktionsterm infolge Auftrieb

*u, v* horizontale Strömungsgeschwindigkeiten in x- und y-Richtung [m/s]

*ρ* Dichte des Fluids [kg/m<sup>3</sup>]

*v<sub>T</sub>* Effektive Wirbelviskosität [m<sup>2</sup>/s]

*g* Erdbeschleunigung [m/s<sup>2</sup>]

*σ<sub>T</sub>* Prandtl-Zahl (vgl. Tafel 5.3.2-3) [m<sup>2</sup>/s]

*c<sub>1ε</sub>, c<sub>2ε</sub>, c<sub>3ε</sub>* empirische Parameter (Diffusionsparameter, vgl. Tafel 5.3.2-3) [m<sup>2</sup>/s]

<i>c<sub>μ</sub></i> [m <sup>2</sup> /s]	<i>c<sub>1ε</sub></i> [m <sup>2</sup> /s]	<i>c<sub>2ε</sub></i> [m <sup>2</sup> /s]	<i>σ<sub>k</sub></i> [-]	<i>σ</i> [-]
0,09	1,44	1,92	1,0	1,3

Tafel 5.3.2-3: Wahl empirischer Parameter für das gemischte k-ε-Modell nach RODI (1980) in der Vertikalen und den Ansatz von SMAGORINSKY (1963) in der Horizontalen

Der Parameter *c<sub>3ε</sub>* ist nicht konstant, wird jedoch hier für den Fall einer stabilen Schichtung (*G*<0) zu "0" angenommen bzw. konstant für den Fall einer instabilen Schichtung (*G*>0) angesetzt. Für die Ermittlung der Randbedingungen für *k* und *ε* an der Gewässersohle und der Wasseroberfläche wird jeweils, unter Ansatz eines logarithmischen Geschwindigkeitsprofils, ein lokales Gleichgewicht zwischen Energieproduktion und Energiedissipation angenommen.

Im Falle von Dichtegradienten wird die Diffusion gedämpft. Der traditionelle SMAGORINSKY Ansatz löst dieses Problem durch Einbeziehung der empirischen Gleichung von MUNK & ANDERSON (Gleichung 5.3.2-34). Innerhalb der verschiedenen k-ε-Modelle wird die Prandtl Zahl modifiziert (Gleichung 5.3.2-35).

$$\frac{v_t}{v_{t0}} = (1 + \beta Ri)^{-\alpha} \quad (5.3.2-34)$$

$$\sigma_T = \left( \frac{\left(1 + \frac{10}{3} Ri\right)^3}{1 + 10 Ri} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (5.3.2-35)$$

$$Ri = -\frac{g}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} \left( \left( \frac{\partial u}{\partial z} \right)^2 + \left( \frac{\partial v}{\partial z} \right)^2 \right)^{-1} \quad (5.3.2-36)$$

Mit:

- $Ri$  Richardson-Zahl [-]
- $v_{t0}$  nicht gedämpfte Wirbelviskosität [ $m^2/s$ ]
- $\alpha$  empirischer Parameter [-]
- $\beta$  empirischer Parameter (Bemerkung:  $\beta=0$  in vertikaler Richtung und  $\beta=10$  in der Horizontalen führt auf den klassischen Ansatz von MUNK & ANDERSON) [-]

Nachdem die Diskretisierung der Bilanzgleichungen beschrieben wurde, sollen jetzt die für die Beschreibung der Schubspannungsansätze an der Gewässersohle und der freien Oberfläche (Einfluss von Wind) verwendeten Ansätze dargestellt werden.

Als Randbedingung an der freien Oberfläche können Schubspannungen infolge Windeinwirkung angebracht werden, die eine Randbedingung für den vertikalen Term der viskosen Kräfte infolge innerer Reibung bilden.

$$\frac{\tau_{xz}}{\rho} = v_t \frac{\partial u}{\partial z} = C_W W^2 \frac{\rho_{Luft}}{\rho_{Fluid}} \quad (5.3.2-22)$$

Mit

- $\rho_{Luft}$  Dichte von Luft [ $kg/m^3$ ]
- $\rho_{Fluid}$  Dichte des Fluids [ $kg/m^3$ ]
- $C_W$  Widerstandsbeiwert für Wind [-]
- $W$  Windgeschwindigkeit in einer Höhe von 10m über dem Wasserspiegel [ $m/s$ ]

Der Widerstandsbeiwert für Wind wird nach SMITH & BANKE (1975) bestimmt:

$$C_W = \begin{cases} C_{W0} & \text{für } W < W_0 \\ C_{W0} + \frac{W - W_0}{W_1 - W_0} (C_{W1} - C_{W0}) & \text{für } W_0 \leq W \leq W_1 \\ C_{W1} & \text{für } W > W_1 \end{cases} \quad (5.3.2-23)$$

wobei  
 $C_{W0} = 0,0013, W_0 = 0 \text{ m/s}$   
 $C_{W1} = 0,0026, W_1 = 24 \text{ m/s}$

Ähnlich der Schubspannungen an der freien Oberfläche infolge Windeinwirkung, werden Sohlschubspannungen an der Gewässersohle als Randbedingung für den vertikalen Term der viskosen Kräfte angenommen. Bei Anwendung konstanter Wirbelviskositäten bzw. des einfachen k-Modells oder des Standard k-ε Modells wird der Widerstandsbeiwert nach Gleichung 5.3.2-24 berechnet. Diese Beziehung gilt für den hydraulisch rauen Bereich.

$$\frac{\tau_{xz}}{\rho} = \frac{\tau_{\text{Gewässersohle}}}{\rho} = \nu_t \frac{\partial u}{\partial z} = C_D u_*^2 = \left( \frac{1}{\kappa} \log \left( \frac{z_b}{k_s / 30} \right) \right)^{-2} U(z_b) u(z_b) \quad (5.3.2-24)$$

Mit:

$\kappa$	KARMAN Konstante ( $\kappa=0,4$ ) [-]
$k_s$	Sandrauheit [m]
$C_D$	Widerstandsbeiwert der Sohle [-]
$U$	Strömungsgeschwindigkeit [m/s]
$z_b$	Höhe über der Gewässersohle [m/s]

Bei Anwendung des Turbulenzansatzes nach SMAGORINSKY (1963) wird der Sohlschubspannungsansatz wie folgt formuliert:

$$\frac{\tau_{xz}}{\rho} = \frac{\tau_{\text{Gewässersohle}}}{\rho} = \nu_t \frac{\partial u}{\partial z} = C_D u_*^2 = \left( \frac{2\sqrt{2}}{3} \frac{D}{l} \left( \left( 1 - \frac{z_m}{D} \right)^{\frac{3}{2}} - \left( 1 - \frac{z_b}{D} \right)^{\frac{3}{2}} \right) + \frac{1}{\kappa} \log \left( \frac{z_m}{k_s / 30} \right) \right)^{-2} U(z_b) u(z_b) \quad (5.3.2-25)$$

Mit:

$z_m$	Höhe über der Gewässersohle in welcher das nach dem Smagorinsky Ansatz berechnete Geschwindigkeitsprofil gleich dem logarithmischen Geschwindigkeitsprofil ist [m]
-------	--

- $l$  Längenmaßstab nach SMAGORINSKY (1963) [-]  
 $D$  Wassertiefe [m]

In diesem Ansatz wird  $C_D$  so bestimmt, dass eine genaue Übereinstimmung mit dem logarithmischen Geschwindigkeitsprofil gewährleistet ist. Die Höhe über der Gewässersohle in welcher das nach Smagorinsky berechnete Geschwindigkeitsprofil in das logarithmische Geschwindigkeitsprofil übergeht wird entsprechend der gewählten Tiefe für das Trockenfallen von Zellen ("drying depth") gewählt.

Im Falle des gemischten k- $\epsilon$  Modells (1D in der Vertikalen)/Smagorinsky Ansatzes (2D in der Horizontalen) berechnet sich der Widerstandsbeiwert wie in Gleichung 5.3.2-26 dargestellt.

$$\frac{\tau_{xz}}{\rho} = \frac{\tau_{\text{Gewässersohle}}}{\rho} = \nu_t \frac{\partial u}{\partial z} = C_D u_*^2 = \left( \frac{\kappa \left( 1 - \frac{k_s}{30z_b} \right)}{\log \left( \frac{30z_b}{k_s} \right) - \left( 1 - \frac{k_s}{30z_b} \right)} \right)^{-2} U(z_b) u(z_b) \quad (5.3.2-26)$$

Mit:

- $z_b$  Höhe der sohlernen Zelle [m]

Bauwerke, die in ihrer Ausdehnung kleiner als die gewählte räumliche Auflösung ( $\Delta x$  bzw.  $\Delta y$ ) sind, können durch die Systemgeometrie nicht direkt abgebildet werden. Für diesen Fall kommt ebenfalls ein Schubspannungsansatz zur Anwendung, der an entsprechender Stelle in die Impulsgleichungen eingearbeitet wird.

$$\begin{aligned} \tau_p \Delta x \Delta y &= nF \\ F &= \frac{1}{2} \rho C_D B_e H_e v^2 \end{aligned} \quad (5.3.2-27)$$

Mit:

- $\tau_p$  Äquivalente Schubspannung infolge des Bauwerkes [ $\text{N}/\text{m}^2$ ]  
 $F$  Schubkraft auf das Bauwerk [N]  
 $n$  Anzahl der innerhalb der zu betrachtenden Zelle zu berücksichtigenden Einzelbauwerke [-]  
 $C_D$  Formbeiwert [-]  
 $\rho$  Dichte des Fluids [ $\text{kg}/\text{m}^3$ ]  
 $B_e$  Effektive Breite des Einzelbauwerkes [m]  
 $H_e$  Höhe des Einzelbauwerkes [m]

$v$  Anströmgeschwindigkeit [m/s]

Eine in der Vertikalen veränderliche Formgebung der einzelnen Bauwerke kann erfasst werden. Jedes Einzelbauwerk ist zu spezifizieren, wodurch auch kompliziertere Kombinationen (z.B. Anordnung verschiedener Brückenpfeiler in einer Zelle) abgebildet werden können.

### 5.3.3 Sedimenttransportmodell (MT-Modul)

Kohäsive Sedimente (engl. oftmals auch als "mud" bezeichnet) werden hier als Fluid-Sediment-Gemische mit den Bestandteilen Salzwasser, Sand, Schluff, Ton und organischem Material definiert.

In der Praxis ist oft eine typische Schichtung (obere Schicht in Suspension, darunter eine Fluid Mud Lage höherer Konzentration und dann das konsolidierende Gewässerbett) zu beobachten. Diese Einteilung ist fließend (Tafel 1) und in der Literatur nicht einheitlich. Innerhalb des MT-Moduls werden Fluid-Sediment-Gemische mit einer Trockendichte von 10 bis 325 g/l als Fluid Mud bezeichnet, da

- das rheologische Verhalten von Fluid-Sediment-Gemischen mit einer Trockendichte von mehr als 10g/l nicht-NEWTONsch ist (KIRBY, 1988) und
- Fluid-Sediment-Gemische mit einer Trockendichte von mehr als 325g/l plastische Eigenschaften aufweisen (MIGNIOT, 1968 bzw. HAMM & MIGNIOT, 1993).

	Trockendichte [g/l]	Nassdichte [g/l]	Stadium der Konsolidierung	Rheologisches Verhalten
<b>Suspension</b>	0-10	----	----	Fluid (Newton)
	10-100	----	1 Tag	dünner Fluid Mud
<b>Fluid Mud</b>	100-250	----	1 Woche	Fluid Mud (Bingham)
	250-325	1150- <b>1200</b>	1 Monat	dichter Fluid Mud (Bingham)
Weich ...	325-400	<b>1200</b> -1250		
<b>Kons. Fluid Mud Bett</b>	400-550	1250-1350	1 Jahr	Fluid-Boden
	550-650	1350-1400	10 Jahre	Boden
... Hart	>650	>1400	100 Jahre	Boden

Tafel 5.3.3-1: Sedimentklassifizierung innerhalb des MT-Moduls (vgl. VAN RIJN, 1993)

Fluid-Sediment-Gemische mit einer Trockendichte von mehr als 50g/l weisen i.a. pseudo-plastische Eigenschaften (Bingham Fluide) auf. In diesem Fall ist von einem nicht-linearen Zusammenhang zwischen Schubspannung und Schubspannungsrate auszugehen (VAN RIJN, 1993).

Mit Hilfe des MT-Moduls sind Suspensionen (0-10g/l) und Fluid-Sediment-Gemische bis zu einer Konzentration von 325g/l (Fluid Mud) beschreibbar. Gemische mit höherer Trockendichte werden innerhalb eines Modells der Gewässersohle ("framework supported") modelliert. Die angegebenen Grenzen der Trockendichte können bzgl. der Zuweisung des rheologischen Verhaltens stark schwanken. So konstatieren SILLS & ELDER (1986) eine Veränderung der rheologischen Eigenschaften ab einer Trockendichte von 80g/l, während KIRBY (1988) von einer Veränderung ab 250g/l ausgeht. Eine Vielzahl der vorhandenen Untersuchungen geht jedoch von einer maßgeblichen Veränderung der rheologischen Eigenschaften ab einer Konzentration von 325g/l aus. Daher wird innerhalb des MT-Moduls die folgende Aufteilung gewählt:

- (a) Fluid-Sediment-Gemische mit einer Trockendichte von weniger als 10g/l (**Suspension**) zeigen ein NEWTONSches Verhalten und werden mit den klassischen Methoden der Hydrodynamik beschrieben (SILLS & ELDER, 1986).
- (b) Fluid-Sediment-Gemische mit einer Trockendichte zwischen 10g/l und 325g/l (**Fluid Mud Lagen**) weisen ein nicht-NEWTONSches Verhalten auf und werden daher auf der Grundlage der klassischen Hydromechanik für NEWTONSche Fluide unter Hinzuziehung der rheologischen Zustandsgleichungen modelliert.
- (c) Fluid-Sediment-Gemische mit einer Trockendichte von mehr als 325g/l (**Konsolidierendes Gewässerbett**) werden mit Hilfe der klassischen Bodenmechanik beschrieben.

Fluid Mud Lagen entstehen durch das Absinken einzelner Sedimentpartikel und ihren Zusammenschluss zu größeren Verbänden (Aggregatbildung durch Flockenbildung). Durch die Ansammlung der o.g. Aggregate in den unteren Bereichen der Wassersäule kommt es zu einer Konzentrationszunahme. Die Distanz zwischen einzelnen Aggregaten nimmt ab, was bei Erreichen einer kritischen Grenzdistanz die elektro-chemischen Anziehungskräfte ausreichen lässt, um festere Verbände zu schaffen und so letztendlich schon vor Erreichen der meist angenommenen Grenzkonzentrationen eine Veränderung der rheologischen Eigenschaften herbeizuführen. Der beschriebene Absinkvorgang ist daher auf Raum-Zeit Bereiche mit geringer Strömungsintensität (z.B. Vorhafenbereiche bzw. Kenterung der Tide) beschränkt.

Fluid Mud Lagen können auch durch Verflüssigung von bereits konsolidiertem Material entstehen ("liquefaction"). Dieser Prozess kann z.B. durch die Beanspruchung des Korngerüstverbundes durch Druckbeanspruchung aus Wellen ausgelöst werden.

Der Aufbau eines Gewässerbettes aus kohäsiven Sedimenten stellt sich (vereinfacht) wie folgt dar (MIGNIOT, 1968):

- (a) Absinken der einzelnen Sedimentpartikel und gleichzeitige Aggregatbildung während des Absinkvorganges.
- (b) Zunahme der Konzentration im unteren Bereich der Wassersäule (ab einer Trockendichte von ca. 7g/l nimmt die Sinkgeschwindigkeit der Flocken stark ab ("hindered settling"), da das für das weitere Absinken unterhalb der betrachteten Aggregates zu verdrängende Wasser nach oben aufsteigt und somit der Gewichtskraft der Partikel entgegenwirkt).
- (c) Zwischen der jetzt aufgebauten Fluid Mud Lage und der Suspension bildet sich eine dünne Grenzschicht aus ("lutocline").
- (d) Wird in den unteren Bereichen der Fluid Mud Lage die Grenzkonzentration von 325g/l überschritten, hat der Konsolidierungsprozess (Verdrängung bzw. Auspressen des Restwassers durch das Korngerüst bzw. Drainagekanäle) eingesetzt und wird bis zur vollständigen Konsolidierung fortgesetzt.

Die Auflösung eines aus kohäsiven Sedimenten aufgebauten Gewässerbettes kann (vereinfacht) wie folgt beschrieben werden (METHA, 1993):

- (a) Eindringen von Wasser in das konsolidierte Gewässerbett und Zerstörung der Korngerüststabilität (je nach Beanspruchung erst an der Oberfläche bzw. in Bereichen des Gewässerbettes, die in ihrer Konsolidierung noch nicht so weit fortgeschritten sind, dass der Zusammenhalt ausreicht, um der meist länger andauernden Beanspruchung zu widerstehen).
- (b) Erosion einzelner Sedimentpartikel an der Grenzfläche Gewässerbett - Fluid (Oberflächenerosion).
- (c) Tiefenerosion ("mass erosion") und Abtrag weiter Bereiche des Gewässerbettes.
- (d) Aufbrechen der mitunter noch vorhandenen Aggregate in einzelne Sedimentpartikel und Resuspension der dann in den unteren Bereichen der Wassersäule konzentrierten Sedimentpartikel über die gesamte Wassersäule.

Das Sedimenttransportmodell (MT-Modul) ist direkt mit dem hydrodynamischen Modell (HD-Modul) gekoppelt. Für die Beschreibung der advektiven bzw. dispersiven Transportprozesse wird die dreidimensionale Transportgleichung gelöst:

$$\frac{\partial c}{\partial t} + \sum_{j=1}^3 \frac{\partial}{\partial x_j} (c(u_j - w_{s,j})) = \sum_{j=1}^3 \frac{\partial}{\partial x_j} \left( D_{c,j} \frac{\partial c}{\partial x_j} \right) + S_c \quad (5.3.3-1)$$

Mit:

$w_{s,j}$	Sinkgeschwindigkeit $w_{s,j} = (0,0,w_s)$ [m/s]
$t$	Zeit [s]
$D_{c,j}$	Dispersionskoeffizient [m <sup>2</sup> /s]
$u_j$	Strömungsgeschwindigkeit in $x_j$ -Richtung [m/s]
$c$	Sedimentkonzentration [kg/m <sup>3</sup> ]
$S_c$	Quellen- und Senkenterm [kg/(m <sup>3</sup> s)]

Ohne Berücksichtigung der Sinkgeschwindigkeit würde Gleichung 5.3.3-1 exakt Gleichung 5.3.2-3 bzw. Gleichung 5.3.2-4 entsprechen.

Die in Suspension befindlichen kohäsiven Sedimente beeinflussen die Dichteverteilung und die kinematische Viskosität des Fluid-Sediment-Gemisches, dessen Dichte mit der Sedimentkonzentration variiert:

$$\rho_m = \rho_F + c \left( \frac{\rho_s - \rho_F}{\rho_s} \right) \quad (5.3.3-2)$$

Mit:

$\rho_m$	Dichte des Fluid-Sediment-Gemisches [kg/m <sup>3</sup> ]
$\rho_F$	Dichte des Fluides ( $\sim 1000$ kg/m <sup>3</sup> ) [kg/m <sup>3</sup> ]
$\rho_s$	Dichte des Sedimentes ( $\sim 2600$ kg/m <sup>3</sup> ) [kg/m <sup>3</sup> ]
$c$	Sedimentkonzentration [kg/m <sup>3</sup> ]

Die Dämpfung der Turbulenz an der Grenzfläche Fluid Mud Lage - Suspension ("lutocline") wird durch die Einführung der "RICHARDSON NUMBER" berücksichtigt.

Die kinematische Viskosität innerhalb der Fluid Mud Lage wird nach einem Ansatz von WINTERWERP ET AL. (1991) bestimmt:

$$\frac{v_m}{v_F} \approx 100 \frac{c}{600 \text{ g/l}} \quad (5.3.3-3)$$

Mit:

- $v_m$  kinematische Viskosität des Fluid-Sediment-Gemisches [ $\text{m}^2/\text{s}$ ]
- $v_F$  kinematische Viskosität des Fluids ( $\sim 1$  bis  $2 \cdot 10^{-6} \text{m}^2/\text{s}$ ) [ $\text{m}^2/\text{s}$ ]
- $c$  Sedimentkonzentration [ $\text{kg}/\text{m}^3$ ]

Die Sinkgeschwindigkeit wird in Abhängigkeit der lokalen (d.h. in der zu betrachtenden Zelle) Sedimentkonzentration nach einem Ansatz von GLASGOW & LUECKE (1980) bestimmt, wodurch ihre Abhängigkeit von der Sedimentkonzentration ("hindered settling") und der Einfluss der Flockengröße berücksichtigt werden:

$$w_s = w_{s0} \cdot \left( \frac{c}{c_{s0}} \right)^n \cdot \left( 1 - \frac{c}{\frac{5+2n}{n} c_{s0MAX}} \right)^{5+n} \cdot \max \left( 0; 1 - \sqrt{\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}} \right) \cdot (1 - e^{-S/3.0}) \quad (5.3.3-4)$$

Mit:

- $w_s$  Sinkgeschwindigkeit [ $\text{m}/\text{s}$ ]
- $w_{s0}$  Referenzwert der Sinkgeschwindigkeit ( $\sim 0,001 \text{m}/\text{s}$ ) [ $\text{m}/\text{s}$ ]
- $c_{s0}$  Referenzwert der Sedimentkonzentration ( $\sim 1 \text{kg}/\text{m}^3$ ) [ $\text{kg}/\text{m}^3$ ]
- $n$  Materialkennwert für das in Suspension befindliche Material ( $\sim 1$ ) [-]
- $c_{s0MAX}$  Konzentration für den abrupten Übergang zu höheren Sinkgeschwindigkeiten oberhalb der Fluid Mud Lage (im Suspensionsbereich) ( $\sim 7 \text{kg}/\text{m}^3$ ) [ $\text{kg}/\text{m}^3$ ]
- $\varepsilon$  Dissipation der Flocken durch die vertikale Wassersäule [ $\text{m}^2/\text{s}^3$ ]
- $\varepsilon_0$  Grenzdissipation bei welcher die Flocken zerstört werden [ $\text{m}^2/\text{s}^3$ ]

Der gewählte Ansatz wurde entwickelt, um die Abhängigkeit der Sinkgeschwindigkeit in Übereinstimmung mit der von KRONE (1962) entwickelten Wahrscheinlichkeitsfunktion für den bettnahen viskosen Bereich sicherzustellen. Die Dissipation wird in der gesamten Wassersäule berücksichtigt. In dem der Sohle nächstgelegenen Knoten wird außerdem der Einfluss kurzperiodischer Wellen berücksichtigt. Die Grenzdissipation für den Zerfall der Flocken ist unbekannt, kann jedoch an die kritische Sohlschubspannung für Depositon gekoppelt werden:

$$\varepsilon_0 = \frac{\tau_{d,crit}^2}{\rho_m v_m} \quad (5.3.3-5)$$

Mit:

$\tau_{d,crit}$  kritische Sohlschubspannung für Deposition [ $\text{N/m}^2$ ]

Die kritische Sohlschubspannung für Deposition errechnet sich aus der Konzentration wie folgt (METHA & PARTHENIADES, 1975):

$$\tau_{d,crit} = \tau_{d,crit-full} + (\tau_{d,crit-part} - \tau_{d,crit-full}) \cdot \left( \frac{c}{c_{d0}} \right)^4 \quad (5.3.3-6)$$

Mit:

$\tau_{d,crit}$  kritische Sohlschubspannung für Deposition [ $\text{N/m}^2$ ]

$\tau_{d,crit-full}$  kritische Sohlschubspannung für vollständige Deposition, d.h. alle (bzgl. Grösse, Konsistenz etc.) Aggregate der Sedimentkomposition lagern sich ab ( $\sim 0,1 \text{N/m}^2$ ) [ $\text{N/m}^2$ ]

$\tau_{d,crit-part}$  kritische Sohlschubspannung für teilweise Deposition, d.h. nur die größeren bzw. schwereren Aggregate der Sedimentkomposition lagern sich ab ( $\sim 1,5 \text{N/m}^2$ ) [ $\text{N/m}^2$ ]

$c_{d0}$  maximale Sedimentkonzentration in der Wassersäule, d.h. idealer weise die höchste jemals beobachtete Sedimentkonzentration im Modellgebiet (z.B. während eines Sturmereignisses oder extremen Hochwässern) [ $\text{kg/m}^3$ ]

Als obere Randbedingung (Wasseroberfläche) wird angenommen, dass keine Sedimentpartikel den Wasserkörper verlassen.

Als untere Randbedingungen am Gewässerbett sind Schubspannungsansätze für die Beschreibung von Erosion und Deposition enthalten. Die Erosionsrate ergibt sich in Abhängigkeit der kritischen Sohlschubspannungen zu:

$$E = e_0 \cdot \sqrt{\rho_b \tau_{e,crit}} \cdot \frac{\tau_b - \tau_{e,crit}}{\tau_{e,crit}}, \text{ wenn } \tau_{bmax} > \tau_{e,crit} \quad (5.3.3-7)$$

Mit:

$e_0$  Materialkennwert des Sohlmaterials ( $\sim 4 \cdot 10^{-5}$ ) [-]

$\rho_b$  Trockendichte des Bettmaterials [ $\text{kg/m}^3$ ]; Bemerkung: Durch Ersatz von  $c$  in Gleichung 5.3.3-2 erhält man die Nassdichte.

$\tau_{e,crit}$  kritische Sohlschubspannung für Erosion [ $\text{N/m}^2$ ]

$\tau_b$  Sohlschubspannung [ $\text{N/m}^2$ ]; Bemerkung: Der Index max drückt aus, dass es sich um das Maximum während des Durchlaufens einer kurzperiodischen Welle handelt.

Der hier verwendete Ansatz ist eine wurde aus den Ansätzen von PARTHENIADES (1965) bzw. THORN & PARSON (1980) und ODD (1988) entwickelt. Ist die kritische Sohlschubspannung für Erosion unbekannt, so kann sie über den vertikalen Schubspannungsverlauf abgeschätzt werden (modifiziert nach MIGNIOT, 1968 und HAMM & MIGNIOT, 1993):

$$\frac{\tau_{e,crit}}{\tau_{e,crit0}} = \left( \frac{\tau_y}{\tau_{y0}} \right)^m \quad (5.3.3-8)$$

Mit:

$\tau_{e,crit0}$	Referenzwert der krit. Sohlschubspannung für Erosion ( $\sim 1,0 \text{ N/m}^2$ ) [ $\text{N/m}^2$ ]
$\tau_{y0}$	Referenzwert der Schubspannung [ $\text{N/m}^2$ ]
$\tau_y$	Schubspannung [ $\text{N/m}^2$ ]
$m$	Parameter [-]

Ist der Einfluss biologischer Prozessabläufe auf die Stabilität des Gewässerbettes gering bzw. das Material mehrmals täglich resuspendiert, kann die Schubspannung aus der Trockendichte abgeleitet werden (nach Untersuchungen von MIGNIOT, 1968; OWEN, 1975 und WINTERWERP ET AL., 1991):

$$\frac{\tau_y}{\tau_{y0}} = e^{\left( 4 \frac{\rho_b - \rho_{b0}}{\rho_{b0}} \right)} \quad (5.3.3-9)$$

Mit:

$\rho_{b0}$	Referenzdichte ( $\sim 325 \text{ kg/m}^3$ ) [ $\text{kg/m}^3$ ]
-------------	--

Die Kombination von Gleichung 5.3.3-8 und Gleichung 5.3.3-9 führt schließlich zu Gleichung 5.3.3-10, die für die Bestimmung der kritischen Sohlschubspannung für Erosion aus der bekannten Trockendichte des Bettmaterials verwendet werden kann, wobei jedoch der Konsolidierungsgrad des Gewässerbettes nicht berücksichtigt wird (JAKOBSEN & DEIGAARD, 1996).

$$\frac{\tau_{ce}}{\tau_{ce0}} = e^{\left( m 4 \frac{\rho_b - \rho_{b0}}{\rho_{b0}} \right)} \quad (5.3.3-10)$$

Die Depositionsrate  $D$  wird ebenfalls über einen Schubspannungsansatz ermittelt:

$$D = c_b \cdot w_s, \text{ wenn } \tau_{bmax} < \tau_{d,crit} \quad (5.3.3-11)$$

Mit:

$c_b$  Sedimentkonzentration nahe nahe des Gewässerbettes [ $\text{kg/m}^3$ ]

Bemerkung: Innerhalb des MT-Moduls wird hierfür die in dem der Gewässersohle am nächsten gelegenen Knoten berechnete Sedimentkonzentration verwendet (ermittelt durch Massenbilanz).

Für den Fall vollständiger Deposition (geringe Strömungsgeschwindigkeiten und glatte Sohle, vgl. FREDSSØE & DEIGAARD, 1992) ergibt sich die Dissipation in der unmittelbaren Nähe der Wand zu:

$$\varepsilon = \frac{\tau_b^2}{\rho_m^2 \nu_m} \quad (5.3.3-12)$$

Durch Einsetzen von Gleichung 5.3.3-12 und Gleichung 5.3.3-5 in Gleichung 5.3.3-4 ergibt sich für die Sinkgeschwindigkeit unter o.g. Randbedingungen:

$$w_s = w_{s0} \cdot \left( \frac{c}{c_{s0}} \right)^n \cdot \left( 1 - \frac{c}{\frac{5+2n}{n} c_{s0\text{MAX}}} \right)^{5+n} \cdot \left( 1 - \frac{\tau_b}{\tau_d} \right) \cdot \left( 1 - e^{-S/3.0} \right) \quad (5.3.3-13)$$

Ein Vergleich zeigt exakt den von KRONE (1962, 1993) beobachteten Einfluss der Schubspannungen, wodurch sich die Einführung einer speziellen Randbedingung an der Gewässersohle in Form einer Wahrscheinlichkeitsverteilung erübrigt. Die mit Hilfe von Gleichung 5.3.3-13 ermittelte Sinkgeschwindigkeit wird lediglich in der unteren Hälfte der untersten Zellebene angewendet. In darüber liegenden Zellschichten wird die lokale Dissipation angewendet.

Eine Überlagerung von Erosion und Deposition ist durch entsprechende Wahl der kritischen Sohlschubspannungen für Erosion und Deposition grundsätzlich möglich, jedoch umstritten (LAU & KRISHNAPPEN, 1994).

Die aus der Wassersäule durch Deposition das Gewässerbett erreichenden Sedimentpartikel erreichen die erste Schicht des mehrere Schichten enthaltenden Bettmodells. Die Konsolidierung des Gewässerbettes, als auch das Absetzverhalten bzw. die Konsolidierung sehr hoch aufkonzentrierter Fluid Mud Lagen wird hierbei nicht erfasst. Die Konsolidierung wird durch eine Übertragungsfunktion  $T_f$  [ $\text{kg}/(\text{m}^2\text{s})$ ] nach TEISSON (1991) verwendet. Ist die Konzentration der Fluid Mud Lage sehr hoch, sollte an Stelle der innerhalb des MT-Moduls verwendeten

Gleichungen 5.3.3-11 bis 5.3.3-13 die Depositionsrates auf der Grundlage der Konsolidierungstheorie (TEISSON, 1991) durch Anwendung von Transferfunktionen berechnet werden.

Der Einfluss kurzperiodischer Wellen wird innerhalb des hydrodynamischen Modells nicht direkt erfasst, was jedoch für die Beschreibung der dann zeitlich veränderlichen Schubspannungen bzw. die Beanspruchung des Korngerüsts im Gewässerbett (vgl. "liquefaction") notwendig wäre. Innerhalb des MT-Moduls werden lediglich die zeitlich veränderlichen Schubspannungen durch Modifikation der sohnahen Geschwindigkeitsverläufe berücksichtigt (FREDSØE & DEIGAARD, 1992; vgl. VAN RIJN, 1993, Kap. 8):

$$u_i = ( u_c + u_w \sin(\omega t) \cos(\gamma) , u_w \sin(\omega t) \sin(\gamma) ) \quad (5.3.3-14)$$

Mit:

- $u_c$  Geschwindigkeitskomponente aus Strömung [m/s]
- $u_w$  Maximale Geschwindigkeitskomponente aus kurzperiodischen Wellen [m/s]
- $\omega$  Frequenz [1/s]
- $\gamma$  Winkel zwischen Wellenbewegung und Strömung (Versatz) [rad]

Die Sohlschubspannung ergibt sich dann zu:

$$\frac{\tau_b}{\rho} = \frac{f}{2} (u_c^2 + 2 u_c u_w \sin(\omega \cdot t) \cos(\gamma) + u_w^2 \sin^2(\omega \cdot t)) \quad (5.3.3-15)$$

Mit:

- $f$  Reibungs-Beiwert [-]

Durch Aufteilung des Reibungsbeiwertes auf die jeweiligen Komponenten ergibt sich:

$$\frac{\tau_b}{\rho} \approx \frac{f_c}{2} u_c^2 + \frac{f_w}{2} u_w^2 \sin^2(\omega \cdot t) = \frac{\tau_c}{\rho} + \frac{\tau_w}{\rho} \sin^2 \theta \quad (5.3.3-16)$$

Mit:

- $f_c$  Reibungs-Beiwert aus Strömung (vgl. HD-Modul) [-]
- $f_w$  Reibungs-Beiwert aus kurzperiodischen Wellen (für eine Grenzschichtausbildung geringer Höhe mit relativ glattem Verlauf, was bei Fluid Mud i.a. zutrifft) [-]
- $\tau_c$  Sohlschubspannung aus Strömung [N/m<sup>2</sup>]
- $\tau_w$  Sohlschubspannung aus kurzperiodischen Wellen [N/m<sup>2</sup>]

Die zeitgemittelte Sohlschubspannung über eine Wellenperiode ergibt sich damit zu:

$$\tau_b = \tau_c + 0.5 \tau_w \quad (5.3.3-17)$$

Gleichung 5.3.3-17 wird für die Bestimmung der Sohlschubspannungen bei Deposition (Gleichung 5.3.3-12) angewendet bzw. für den Fall der Erosion, wenn die minimale Sohlschubspannung geringer ist als die kritische Sohlschubspannung für Erosion. Für den Fall, dass die maximale Sohlschubspannung höher und die minimale Sohlschubspannung geringer ist als die kritische Sohlschubspannung für Erosion, wird die Phasenverschiebung für welche beide gleich sind bestimmt:

$$\theta_0 = \arcsin \sqrt{\frac{\tau_{e,crit} - \tau_c}{\tau_w}} \quad (5.3.3-18)$$

Mit:

$\theta_0$  Phasenverschiebung [rad]

Die zeitgemittelte Sohlschubspannung über eine Wellenperiode ergibt sich damit zu:

$$\tau_b = \tau_{e,crit} + \left(1 - 2 \frac{\theta_0}{\pi}\right) (\tau_c - \tau_{e,crit}) + \left(\frac{1}{2} \left(1 - 2 \frac{\theta_0}{\pi}\right) + \frac{\sin 2\theta_0}{2\pi}\right) \tau_w \quad (5.3.3-19)$$

Dieser Ansatz kommt dann in Gleichung 5.3.3-7 zur Anwendung.

### 5.3.4 Diskretisierung der Konvektions-Dispersions Gleichung für den 3D-Fall

Die Konvektions-Dispersions Gleichung wird für die Bilanz-Gleichung von Inhaltsstoffen (innerhalb des HD-Moduls), die Temperaturbilanz (innerhalb des HD-Moduls) und den Transport kohäsiver Sedimente (innerhalb des MT-Moduls in modifizierter Form nach Einführung der Sinkgeschwindigkeit in der Vertikalen und Einführung der unteren Randbedingungen für Erosion und Deposition an der Gewässersohle) gelöst.

Die mit Hilfe des QUICKEST-Verfahrens (VESTED ET AL., 1992 bzw. EKEBJAERG & JUSTESEN, 1991) zu lösende Differentialgleichung stellt sich für inkompressible Fluide (bei Einhaltung der Kontinuitätsgleichung) wie folgt dar:

$$\frac{\partial c}{\partial t} + u \frac{\partial c}{\partial x} + v \frac{\partial c}{\partial y} + w \frac{\partial c}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial x} \left( D_x \frac{\partial c}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( D_y \frac{\partial c}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( D_z \frac{\partial c}{\partial z} \right) + S \quad (5.3.4-1)$$

mit:

$c$	Konzentration (Salinität oder Konzentration) [g/m <sup>3</sup> ]
$u, v, w$	Geschwindigkeitskomponenten x-, y- und z-Richtung [m/s]
$D_x, D_y, D_z$	Dispersionskoeffizienten in x-, y- und z-Richtung [m <sup>2</sup> /s]
$t$	Zeit [s]
$S$	Quellen- und Senkenterm [kg/(m <sup>3</sup> s)]
$C_L$	Konzentration des durch den Quellterm eingebrachten Volumens [g/m <sup>3</sup> ]

Der verwandte Ansatz ähnelt dem LAX-WENDROFF-Verfahren (Konsistenz zweiter Ordnung). Es ist stabil für COURANT-Zahlen kleiner 1 (in Ausnahmefällen auch größer). Unter Ausnutzung der in Abb. 5.3.4-1 dargestellten Bilanzansatzes und durch Anwendung einer TAYLOR-Reihenentwicklung ergibt sich für die gesuchte Zielgröße  $c$  im Zeitschritt  $n+1$ :

$$c^{n+1} = c^n - (T_x^+ - T_x^-) - (T_y^+ - T_y^-) - (T_z^+ - T_z^-) + S \quad (5.3.4-2)$$

Für gleichmäßige FD-Netze ( $\Delta x = \text{konst.}$  und  $\Delta y = \text{konst.}$ ) mit Definition der Strömungsgeschwindigkeiten zwischen den Knoten und Zielgrößen auf den Knoten ("node centered") können die Bilanzgrößen formuliert werden:

$$\begin{aligned} T_x^+ &= T_x(j, k, l) = \sum_{i=1}^8 (c_i^n \delta_i)_{j, k, l} \\ T_x^- &= T_x(j-1, k, l) = \sum_{i=1}^8 (c_i^n \delta_i)_{j-1, k, l} \\ T_y^+ &= T_y(j, k, l) = \sum_{i=1}^8 (c_i^n \gamma_i)_{j, k, l} \\ T_y^- &= T_y(j, k-1, l) = \sum_{i=1}^8 (c_i^n \gamma_i)_{j, k-1, l} \\ T_z^+ &= T_z(j, k, l) = \sum_{i=1}^8 (c_i^n \beta_i)_{j, k, l} \\ T_z^- &= T_z(j, k, l-1) = \sum_{i=1}^8 (c_i^n \beta_i)_{j, k, l-1} \end{aligned} \quad (5.3.4-3)$$

Mit:

$c_i^n$	Konzentrationen an den umgebenden Knoten (in Bezug zum betrachteten Knoten $j, k, l$ )
---------	--

$\delta_i, \gamma_i, \beta_i$  Gewichtungsfaktoren für Konsistenz bzgl. Taylorreihenentwicklung  
3. Ordnung

Die Ableitung des Differenzenschemas (ohne Quellen- und Senkenterme) ergibt sich nach EKEBJAERG & JUSTENSEN (1991) zu:

$$\begin{aligned}
& \frac{c_{j,k,l}^{n+1} - c_{j,k,l}^n}{\Delta t} + u \frac{c_{j+1,k,j}^n - c_{j-1,k,l}^n}{2\Delta x} + v \frac{c_{j,k+1,l}^n - c_{j,k-1,l}^n}{2\Delta y} + w \frac{c_{j,k,l+1}^n - c_{j,k,l-1}^n}{2\Delta z} = \\
& \left( D_x + \frac{1}{2} \Delta t u^2 \right) \frac{\partial^2 c}{\partial x^2} + \left( D_y + \frac{1}{2} \Delta t v^2 \right) \frac{\partial^2 c}{\partial y^2} + \left( D_z + \frac{1}{2} \Delta t w^2 \right) \frac{\partial^2 c}{\partial z^2} \\
& + \Delta t u v \frac{\partial^2 c}{\partial x \partial y} + \Delta t u w \frac{\partial^2 c}{\partial x \partial z} + \Delta t v w \frac{\partial^2 c}{\partial y \partial z} \\
& + \frac{1}{2} u \left( \frac{1}{3} \Delta x^2 - 2D_x \Delta t - \frac{1}{3} \Delta t^2 u^2 \right) \frac{\partial^3 c}{\partial x^3} \\
& + \frac{1}{2} v \left( \frac{1}{3} \Delta y^2 - 2D_y \Delta t - \frac{1}{3} \Delta t^2 v^2 \right) \frac{\partial^3 c}{\partial y^3} \tag{5.3.4-4} \\
& + \frac{1}{2} w \left( \frac{1}{3} \Delta z^2 - 2D_z \Delta t - \frac{1}{3} \Delta t^2 w^2 \right) \frac{\partial^3 c}{\partial z^3} \\
& + \frac{1}{2} v \Delta t \left( -u^2 \Delta t - 2D_x \right) \frac{\partial^3 c}{\partial x^2 \partial z} + \frac{1}{2} w \Delta t \left( -v^2 \Delta t - 2D_y \right) \frac{\partial^3 c}{\partial y^2 \partial z} + \frac{1}{2} w \Delta t \left( -u^2 \Delta t - 2D_x \right) \frac{\partial^3 c}{\partial x^2 \partial z} \\
& + \frac{1}{2} v \Delta t \left( -w^2 \Delta t - 2D_z \right) \frac{\partial^3 c}{\partial z^2 \partial y} + \frac{1}{2} u \Delta t \left( -w^2 \Delta t - 2D_z \right) \frac{\partial^3 c}{\partial z^2 \partial x} + \frac{1}{2} u \Delta t \left( -v^2 \Delta t - 2D_y \right) \frac{\partial^3 c}{\partial y^2 \partial x} \\
& - \Delta t^2 u v w \frac{\partial^3 c}{\partial x \partial y \partial z}
\end{aligned}$$

Mit:

$$u = u_{j,k,l}^n \quad \text{bzw.} \quad v = v_{j,k,l}^n \quad \text{bzw.} \quad w = w_{j,k,l}^n \tag{5.3.4-5}$$

Nach Einführung von Differenzentermen für die räumlichen Ableitungen ("upstream centered") und Einführung dimensionsloser Dispersionskoeffizienten ( $\alpha_x = D_x \Delta t / \Delta x^2$ ,  $\alpha_y = D_y \Delta t / \Delta y^2$ ,  $\alpha_z = D_z \Delta t / \Delta z^2$ ) bzw. der Courant-Zahlen ( $\sigma_x = u \Delta t / \Delta x$ ,  $\sigma_y = v \Delta t / \Delta x$ ,  $\sigma_z = w \Delta t / \Delta z$ ) ergibt sich Gleichung 5.3.4-4 zu:

$$\begin{aligned}
& c_{j,k,l}^{n+1} - c_{j,k,l}^n + \frac{1}{2} \sigma_x (c_{j+1,k,j}^n - c_{j-1,k,l}^n) + \frac{1}{2} \sigma_x (c_{j,k+1,l}^n - c_{j,k-1,l}^n) + \frac{1}{2} \sigma_z (c_{j,k,l+1}^n - c_{j,k,l-1}^n) = \\
& + \left( \alpha_x + \frac{1}{2} \sigma_x^2 \right) (c_{j-1,k,l}^n - 2c_{j,k,l}^n + c_{j+1,k,l}^n) \\
& + \left( \alpha_y + \frac{1}{2} \sigma_y^2 \right) (c_{j,k-1,l}^n - 2c_{j,k,l}^n + c_{j,k+1,l}^n) \\
& + \left( \alpha_z + \frac{1}{2} \sigma_z^2 \right) (c_{j,k,l-1}^n - 2c_{j,k,l}^n + c_{j,k,l+1}^n) \\
& + \sigma_x \sigma_y \left( c_{j,k,l}^n - c_{j-1,k,l}^n - c_{j,k-1,l}^n + c_{j-1,k-1,l}^n \right) \\
& + \sigma_x \sigma_z \left( c_{j,k,l}^n - c_{j-1,k,l}^n - c_{j,k,l-1}^n + c_{j-1,k,l-1}^n \right) \\
& + \sigma_y \sigma_z \left( c_{j,k,l}^n - c_{j,k-1,l}^n - c_{j,k,l-1}^n + c_{j,k-1,l-1}^n \right) \\
& + \frac{1}{2} \sigma_x \left( \frac{1}{3} - 2\alpha_x - \frac{1}{3} \sigma_x^2 \right) (c_{j+1,k,l}^n - 3c_{j,k,l}^n + 3c_{j-1,k,l}^n - c_{j-2,k,l}^n) \\
& + \frac{1}{2} \sigma_y \left( \frac{1}{3} - 2\alpha_y - \frac{1}{3} \sigma_y^2 \right) (c_{j,k+1,l}^n - 3c_{j,k,l}^n + 3c_{j,k-1,l}^n - c_{j,k-2,l}^n) \\
& + \frac{1}{2} \sigma_z \left( \frac{1}{3} - 2\alpha_z - \frac{1}{3} \sigma_z^2 \right) (c_{j,k,l+1}^n - 3c_{j,k,l}^n + 3c_{j,k,l-1}^n - c_{j,k,l-2}^n) \\
& + \frac{1}{2} \sigma_x \left( -\sigma_z^2 - 2\alpha_z + \sigma_z \right) (c_{j,k,l-1}^n - 2c_{j,k,l}^n + c_{j,k,l+1}^n - c_{j-1,k,l+1}^n + 2c_{j-1,k,l}^n - c_{j-1,k,l-1}^n) \\
& + \frac{1}{2} \sigma_x \left( -\sigma_y^2 - 2\alpha_y + \sigma_y \right) (c_{j,k-1,l}^n - 2c_{j,k,l}^n + c_{j,k+1,l}^n - c_{j-1,k+1,l}^n + 2c_{j-1,k,l}^n - c_{j-1,k-1,l}^n) \\
& + \frac{1}{2} \sigma_y \left( -\sigma_x^2 - 2\alpha_x + \sigma_x \right) (c_{j-1,k,l}^n - 2c_{j,k,l}^n + c_{j+1,k,l}^n - c_{j+1,k-1,l}^n + 2c_{j,k-1,l}^n - c_{j-1,k-1,l}^n) \\
& + \frac{1}{2} \sigma_y \left( -\sigma_z^2 - 2\alpha_z + \sigma_z \right) (c_{j,k,l-1}^n - 2c_{j,k,l}^n + c_{j,k,l+1}^n - c_{j,k-1,l+1}^n + 2c_{j,k-1,l}^n - c_{j,k-1,l-1}^n) \\
& + \frac{1}{2} \sigma_z \left( -\sigma_y^2 - 2\alpha_y + \sigma_y \right) (c_{j,k-1,l}^n - 2c_{j,k,l}^n + c_{j,k+1,l}^n - c_{j,k+1,l}^n + 2c_{j,k,l-1}^n - c_{j,k-1,l-1}^n) \\
& + \frac{1}{2} \sigma_z \left( -\sigma_x^2 - 2\alpha_x + \sigma_x \right) (c_{j-1,k,l}^n - 2c_{j,k,l}^n + c_{j+1,k,l}^n - c_{j+1,k,l-1}^n + 2c_{j,k,l-1}^n - c_{j-1,k,l-1}^n) \\
& + \sigma_x \sigma_y \sigma_z (c_{j-1,k-1,l}^n - c_{j-1,k,l-1}^n + c_{j,k-1,l-1}^n - c_{j-1,k,l}^n + c_{j,k-1,l}^n - c_{j,k,l-1}^n - c_{j,k,l}^n - c_{j-1,k-1,l-1}^n)
\end{aligned} \tag{5.3.4-6}$$

Die vollständige Ableitung der Wichtungsfunktionen  $\delta_i$ ,  $\gamma_i$ ,  $\beta_i$  für  $i=1$  bis 8 in Gleichung 5.3.4-3 findet sich in VESTED ET AL. (1992).

### 5.3.5 Vertikale Diskretisierung des Modellgitters

Die vertikale Gitterauflösung in MIKE3<sup>®</sup> wird durch die Parameter  $lextr$  und  $\Delta z$  bestimmt, wobei  $lextr$  die maximale Anzahl der Gitterpunkte in vertikaler Richtung angibt und  $\Delta z$  deren Abstand definiert. Eine schematische Darstellung einer vertikalen Zellaufteilung ist in Abb. 5.3.5-1 gegeben.

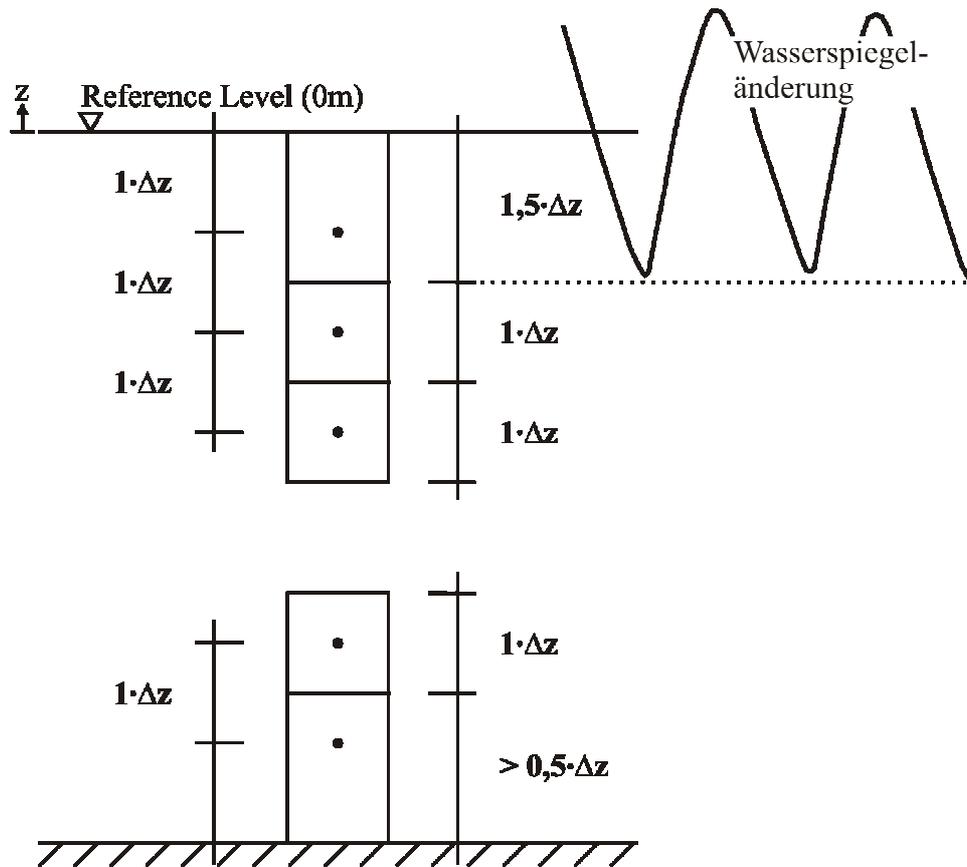


Abb. 5.3.5-1: Schematische Darstellung der vertikalen Gitterauflösung in MIKE3®

Der Abstand der Gitterpunkte in vertikaler Richtung ist konstant und wird mit  $\Delta z$  bezeichnet. Der oberste Gitterpunkt ist in einem Abstand von  $\Delta z$  unter dem *Reference Level* angeordnet. Die zu diesem Punkt gehörige Zelle hat die Nummerierung *lextr*. Die Höhenlage  $z_l$  eines beliebigen Gitterpunktes  $l$  kann mit Formel 5.3.5-1 berechnet werden.

$$z_l = -(lextr + 1 - l)\Delta z \quad (5.3.5-1)$$

Mit:

$$l \quad 1, 2, \dots, lextr$$

Die unterste Zelle hat eine Mindestdicke von  $0,5 \Delta z$ . Sie passt sich in ihrer Ausdehnung den Parametern *lextr*,  $\Delta z$  sowie den Bathymetriedaten an. Beträgt beispielsweise  $lextr = 10$ ,  $\Delta z = 5$  m und die Gewässersohle befindet sich bei  $z = -100$  m, so hat die unterste Zelle an dieser Stelle eine Dicke von 52,5 m. Befindet sich die Sohle bei gleichen Parameterwerten *lextr* und  $\Delta z$  bei  $z = -16,7$ m, so sind 3 Zellen in vertikaler Richtung vorhanden (mit den Nummern 8, 9 und 10) und die unterste Zelle hat eine Dicke von 4,2 m.

Flachwassergebiete mit einer geringeren Wassertiefe als  $\Delta z$  sind nicht zulässig. In Gebieten, in denen die Lage  $z$  der Gewässersohle  $2\Delta z$  oder mehr beträgt (jedoch unterhalb der Höhe  $z_{land}$ ) darf sich nur eine Zelle in vertikaler Richtung befinden, da das Nass- und Trockenfallen von Gebieten nur in Bereichen mit einer vertikalen Zellschicht möglich ist. Vorhandene Wasserstandsänderungen sollten sich daher lediglich in der obersten Ebene bewegen (Abb. 5.3.5-1).

MIKE3<sup>®</sup> berücksichtigt mit der untersten Ebene mit Hilfe eines an die Sohle angepassten Berechnungsansatzes die richtige Tiefe, so dass auch bei großen Schichtdicken Hindernisse um- oder überströmt werden. Zudem nimmt MIKE3<sup>®</sup> ein logarithmisches Geschwindigkeitsprofil zwischen dem untersten Berechnungspunkt und der Sohle an (Abb. 5.3.5-2).

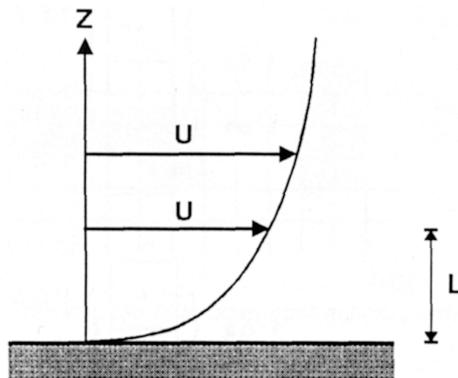


Abb. 5.3.5-2: Sohlnah verwendetes logarithmisches Geschwindigkeitsprofil (DHI, 1998a)

### 5.3.6 Änderung der Gitterweite mit Hilfe des „Nested Grid Verfahrens“

Aufbauend auf dem bereits beschriebenen HD Modul (Kap. 5.3.2), welches nur eine Bathymetrie und somit eine bestimmte Gitterweite je Rechenlauf verwendet, können im nested HD Modul (NHD) bis zu neun Bathymetrien (*model areas*, Abb. 5.3.6-1) mit unterschiedlichen Gitterweiten kombiniert werden. Die Bathymetrien können mit einem oder mehreren Modellgebieten auf jeder Auflösungsebene ineinander eingehängt werden, wobei ein ständiger Datenaustausch zwischen den verschiedenen Netzen stattfindet. Eine der wichtigsten Abhängigkeiten, die bei der Erstellung eines verfeinerten Bereiches zu beachten ist, ist das Verhältnis von umgebenden Gitter zu verfeinertem Gitter. Das Verhältnis muss bei MIKE3<sup>®</sup>  $\Delta x_{\text{umgebend}} = 3\Delta x_{\text{verfeinert}}$  betragen.

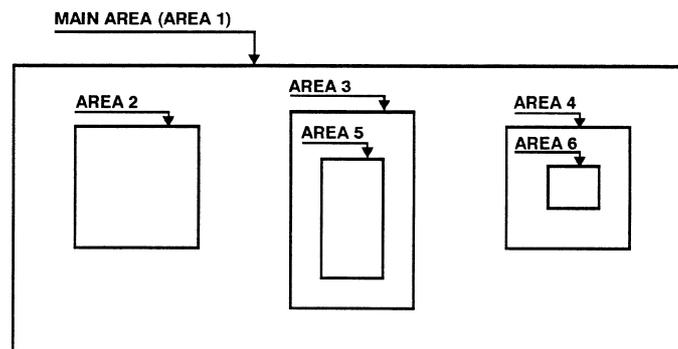


Abb. 5.3.6-1: Mögliche Anordnung der Modellgebiete in MIKE3<sup>®</sup>NHD (DHI, 1998a)

Der Vorteil der Anwendung eines *nested-grid* Moduls gegenüber der eines standard HD-Moduls ist die deutlich verringerte Rechenzeit, bei gleicher Auflösung des Aussagegebietes. Da das Modellgebiet im allgemeinen sehr viel größer ist als das Aussagegebiet, können Gitterauflösungen gewählt werden, die den Anforderungen der jeweiligen Gebiete gerecht werden. Eine feine Auflösung des gesamten Modellgebietes, wie sie im Bereich des Aussagegebietes notwendig ist, kann somit umgangen werden, die Anzahl der zu berechnenden Knotenpunkte (*computational grid points*) wird erheblich gesenkt, und als direkte Folge hieraus sinkt die benötigte Rechenzeit und der Speicherbedarf.

Wie auch im HD-Modul bildet die Gleichung der Massenerhaltung (RANSE = *Reynolds Averaged Navier-Stokes equation*), welche Turbulenzeffekte und variable Dichte beinhaltet, zusammen mit den Erhaltungsgleichungen für Temperatur und Salzgehalt die mathematische Grundlage des NHD-Moduls (vgl. Kap 5.3.2). Die Gleichungen sind in dem rechteckigen, sogenannten Arakawa C-grid räumlich diskretisiert (Abb. 5.3.6-2). Skalare Größen wie Druck, Salzgehalt und Temperatur sind in den Gitterschwerpunkten (Knoten) definiert, wohingegen die Geschwindigkeitskomponenten auf halber Strecke zwischen zwei benachbarten Knoten in den dazu passenden Richtungen festgelegt sind.

Durch Bestimmung des Druckes  $P$  bei  $1/3$  eines Zeitschrittintervalls (d.h.  $n+1/6$ ,  $n+3/6$ ,  $n+5/6$  u.s.w.), der Geschwindigkeitskomponente  $u$  in  $x$ -Richtung bei ganzzahligen Werten ( $n$ ,  $n+1$ ,  $n+2$  u.s.w.), der Komponente  $v$  in  $y$ -Richtung bei den Zeitschritten  $n+1/3$ ,  $n+4/3$ ,  $n+7/3$ , u.s.w. und der Komponente  $w$  in  $z$ -Richtung bei den Zeitschritten  $n+2/3$ ,  $n+5/3$ ,  $n+8/3$  u.s.w., wird eine zeitliche Mittelung der hydrodynamischen Gleichungen erreicht. Unter Verwendung dieser Diskretisierung können die maßgebenden partiellen Differentialgleichungen als ein System von impliziten Ausdrücken für unbekannte Werte an den Gitterpunkten definiert werden. Je-

der Ausdruck beinhaltet bekannte als auch unbekannte Werte von weiteren Gitterpunkten und Zeitebenen.

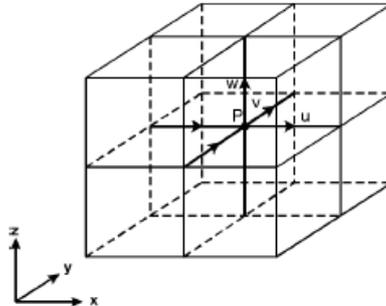


Abb. 5.3.6-2: Diskretisierung in x, y und z-Richtung (DHI, 1998a)

Der auf diese Differentialgleichungen angewandte ADI Algorithmus (*non-iterative Alternating Direction Implicit algorithm*) liefert ein System tri-diagonaler Gleichungen, welches iterativ gelöst wird (vgl. Kap. 5.3.2).

Um ein dynamisches Vernetzen im NHD Modul zu gewährleisten, d.h. einen beidseitigen Massen- und Impulsaustausch zwischen groben und feinen Gittern sicherzustellen, wird eine relativ einfache Erweiterung der im HD Modul benutzten Lösungsmethode angewandt. Entlang gemeinsamer Gitterlinien (siehe Abb. 5.3.6-3, *Common Line*) werden die Massen- und Impulsgleichungen dynamisch verknüpft, indem zuerst die Koeffizienten des *double sweep* Algorithmus für das feine und das grobe Gitter gesetzt werden. Danach wird das tri-diagonale Gleichungssystem aufgestellt. An Endpunkten unverbundener Gitterlinien des feinen Gitters (Punkte B in Abb. 5.3.6-3) wird eine Randbedingung (z.B. Druck) angesetzt. Die Werte für die Randbedingungen werden aus der Annahme gewonnen, dass z.B.  $\partial P/\partial t$  im gemeinsamen Punkt (A im *down sweep* oder C im *up sweep* des ADI-Verfahrens) einer verbundenen Gitterlinie gleich  $\partial P/\partial t$  im Punkt B einer nicht verbundenen Linie ist. Auf dem Rand werden die expliziten Parameter und prognostizierten Werte der Variablen der alten Zeitschritte durch Interpolation zwischen feinem und grobem Gitter gewonnen.

Die Gleichungen der verschiedenen räumlichen Auflösungen im eigentlichen Modell werden bei MIKE<sup>®</sup> NHD gleichzeitig gelöst. Wie im HD-Modul ist die Berechnung zweigeteilt:

- Die *coefficient sweeps* (EF sweeps)
- Die SP- oder SQ-sweeps (übernommen aus MIKE21<sup>®</sup>, S für Wasserspiegelauslenkung, P und Q für die beiden Durchflüsse)

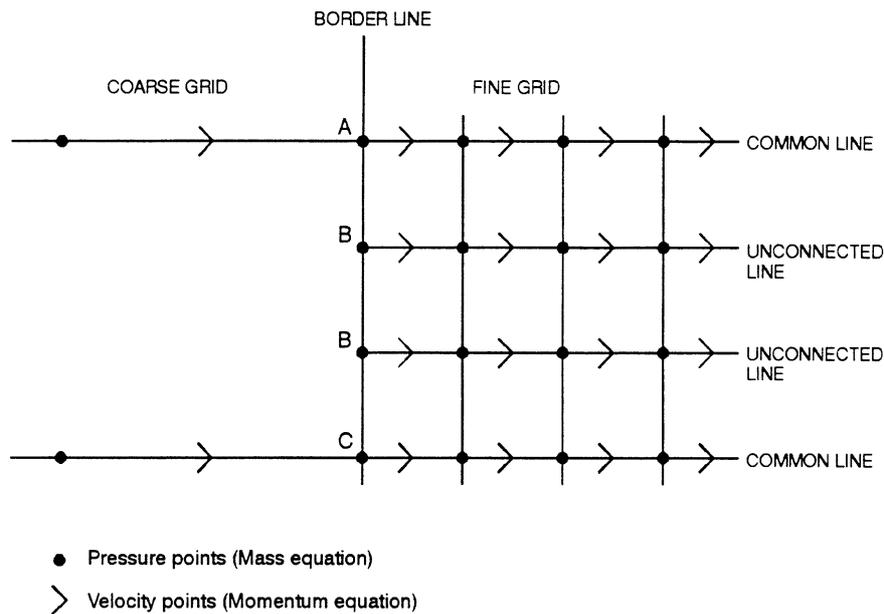


Abb. 5.3.6-3: Verknüpfung unterschiedlicher Gitter während eines *x-sweep*'s (DHI, 1998a)

Die horizontale *sweep*-Struktur wird im folgenden kurz vorgestellt. Eine Gitterverfeinerung ist nur in horizontaler Richtung möglich. Bei ungeraden Zeitschritten startet die Berechnung in der oberen rechten Ecke mit einem sich im Modell nach unten bewegenden *x-sweep*, gefolgt von einem *y-sweep*, der sich nach links bewegt. Hier spricht man vom *down-sweep*. Bei geraden Zeitschritten wird ein *up-sweep* durchgeführt, d.h. die Rechnung startet in der linken unteren Ecke mit einem *x-sweep* im Modell aufwärts, gefolgt von einem sich nach rechts bewegenden *y-sweep*. Die übergeordnete Rechenstruktur ist in Abb. 3.5.6-4 dargestellt, wobei X und Y die *sweep*-Richtung, + einen *up-sweep* und - einen *down-sweep* anzeigen.

Eine detaillierte Rechenstruktur für einen *down-sweep* (bei geraden Zeitschritten) in x-Richtung zeigt Abb. 5.3.6-5. Ein gleichzeitiges Lösen der Gleichungen der unterschiedlichen Gitterweiten ermöglicht den erwünschten Informationsfluss in beide Richtungen.

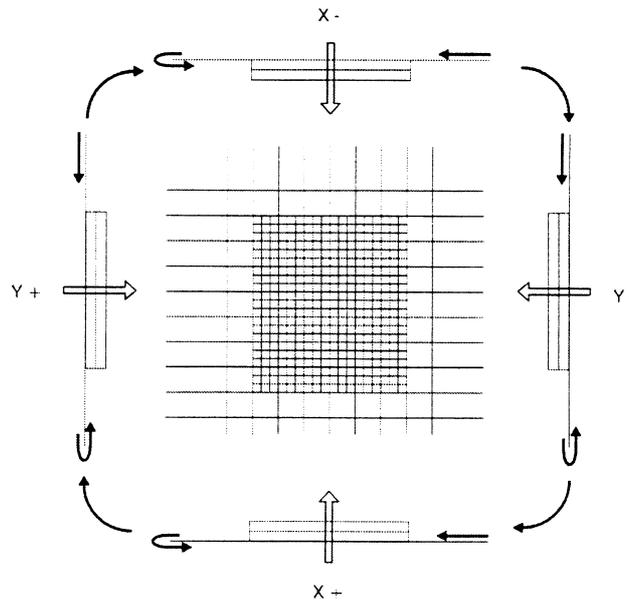


Abb. 5.3.6-4: Übergeordnete Rechenstruktur von MIKE3<sup>®</sup> NHD (DHI, 1998a)

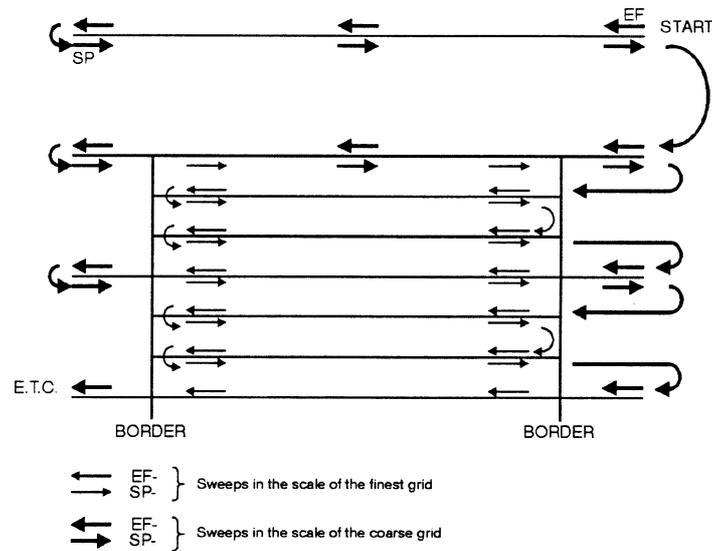


Abb. 5.3.6-5: Rechenstruktur für einen *down-sweep* in x-Richtung (DHI, 1998a)

## 6 Numerische Untersuchungen für das Fallbeispiel Emden

### 6.1 Vorgehensweise

Zur Beschreibung der Strömungs- und Sedimentationsvorgänge im Emden Vorhafen wurde ein umgebendes Regionalmodell aufgebaut, um die Strömungsverhältnisse in ihrer regionaler Ausdehnung bei variierenden hydrologischen Randbedingungen zu untersuchen, den Einfluss des Dollart auf die Hydrodynamik des Ästuars beurteilen zu können und im weiteren Verlauf der Untersuchungen Randbedingungen für die hochaufgelösten Detailmodelle zu gewinnen. Das umgebende Regionalmodell wurde mit Hilfe des Programmsystems MIKE21<sup>®</sup> (vgl. Kap. 6.2) aufgebaut. Zur Beschreibung der hydrodynamischen Verhältnisse unter Berücksichtigung der dichteinduzierten Strömungen aufgrund des variierenden Salzgehaltes wurde ein 3D-Modell generiert (vgl. Kap. 6.3).

### 6.2 Aufbau des umgebenden 2D-Regionalmodells

#### 6.2.1 Räumliche Abgrenzung des Modellgebiets

Das hydrodynamische Modell umfasst den Bereich der Ems von Gandersum (Ems-km 32) bis Knock (Ems-km 51) inkl. des gesamten Dollarts. Insgesamt ergibt sich eine MIKE21-Oberfläche von ca. 240 km<sup>2</sup>, wovon etwa 55% (132 km<sup>2</sup>) bei der Berechnung berücksichtigt werden. Die restlichen 45 % sind Landflächen (weiße Fläche in Abb. 6-1). Es wurde eine Grid-Auflösung von  $\Delta x$  bzw.  $\Delta y=45$  m gewählt, was 417 Zellen in x-Richtung bzw. 285 Zellen in y-Richtung entspricht.

Die westliche und östliche Modellgrenze sind durch die Lage der Pegel Knock und Gandersum festgelegt.

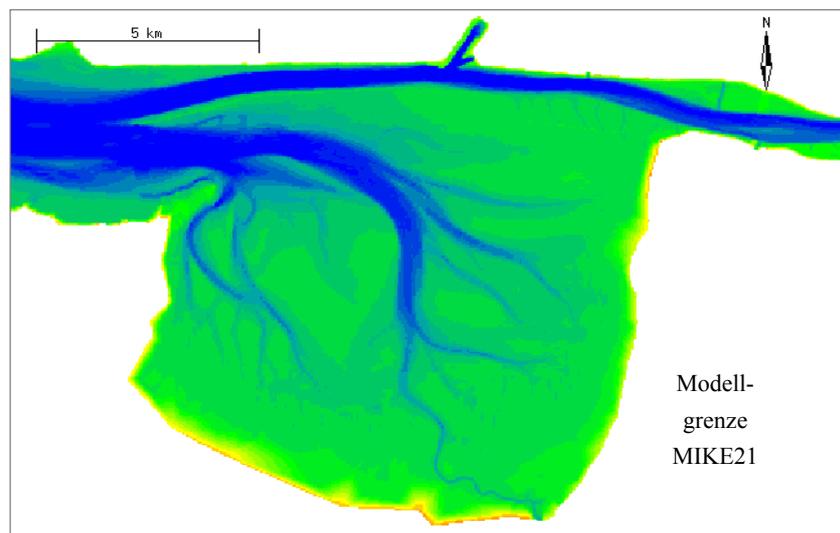


Abb. 6.2.1-1: Ausdehnung des umgebenden Regionalmodells

## **6.2.2 Modellparameter**

### **6.2.2.1 Gewässertopographie (Systemgeometrie)**

Die Gewässertopographie wurde aus dem von der BAW-AK aufgebauten Ästuarmodell (15 m Auflösung) generiert. Die bereitgestellten Tiefenangaben sind Jahresmittelwerte (mittlere Sohlhöhe  $z$  in mNN an einem Punkt  $x, y$ ) des Jahres 1996.

### **6.2.2.2 Obere und untere Randbedingung**

Die an den Pegeln Gandersum (obere Randbedingung) und Knock (untere Randbedingung) gemessenen Wasserstände (mNN) bilden die Eingangswerte an den offenen Modellrändern. Die aus den Tidekurven entnommenen Wasserstände wurden sowohl in Gandersum als auch in Knock über den gesamten Modellrand in Ansatz gebracht.

### **6.2.2.3 Zuflüsse in das Modellgebiet**

Zuflüsse in das Modellgebiet infolge Direkteinzug, kleinere Vorfluter und Einleitungen wurden in den Untersuchungen nicht berücksichtigt, da sie für die bei der Kalibrierung relevanten Messstellen keine Auswirkungen hatten. Der Zufluss in Stanzijl (südöstlich in den Dollart) führte bei den numerischen Berechnungen zu keinen Veränderungen der Wasserstände an den Eichpegeln bzw. der Strömungsgeschwindigkeiten an den vorhandenen Messstellen (siehe Kap. 6.2.3.3 ).

### **6.2.2.4 Strömungsgeschwindigkeiten und -richtungen**

Für die Kalibrierung des hydrodynamischen Modells wurden Strömungsmessungen aus der Messkampagne vom 20.05. bis 10.06.1996 des WSA EMDEN herangezogen. Diese Strömungsmessungen sind Punktmessungen in unterschiedlicher Wassertiefe von Betrag und Richtung zwischen Ems-km 35,3 und Ems-km 46,8 im Bereich des Emder Fahrwassers und am Geiseleitdamm.

Ein 2-dimensionales Modell berechnet tiefengemittelte Strömungsgeschwindigkeiten. Um vergleichbare mittlere Strömungsgeschwindigkeiten  $v$  aus den Messungen des WSA EMDEN zu erhalten, musste eine Umrechnung der Messwerte vorgenommen werden. Dazu wurde der Ansatz nach VAN RIJN (1993) für ein logarithmisches Geschwindigkeitsprofil angewendet:

$$\hat{v} = \left[ \frac{v}{\ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \right] \cdot \left[ \frac{z_0}{h} - 1 + \ln\left(\frac{h}{z_0}\right) \right] \quad \text{mit: } v = \frac{(g \cdot h \cdot I)^{0,5}}{\kappa} \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad (6.2.2.4-1)$$

mit:

- $g$  Erdbeschleunigung [m/s<sup>2</sup>]
- $h$  Wassertiefe [m]
- $I$  Energie-/Wasserspiegelgefälle [‰]
- $\kappa$  VON KARMAN Konstante (0,4) [-]
- $z_0$  Sohllage (u=0 bei z=z<sub>0</sub>) [m]
- $z$  Höhenlage der Geschwindigkeitsmessung ab Sohllage[m].

Die Strömungsrichtungen sind im Uhrzeigersinn auf die Nordrichtung bezogen. Bei der Kalibrierung des hydrodynamischen Modells sowie bei der vertikalen Mittelung der gemessenen Strömungsgeschwindigkeiten (nach Gl. 6.2.2.4-1) muss berücksichtigt werden, dass barokline Effekte bei Strömungsgeschwindigkeiten nur schwer zu berücksichtigen sind bzw. im numerischen Modell nicht berücksichtigt werden können.

## 6.2.3 Kalibrierung des hydrodynamischen Modells

### 6.2.3.1 Auswahl des Kalibrierungszeitraumes

Als Grundlage der Kalibrierung des umgebenden Regionalmodells dienten die Pegelaufzeichnungen in Pogum (Ems-km 40,60), Emden (Ems-km 35,70) und Reide (Ems-km 46,18) und Strömungsmessungen in der Ems (Strömungsgeschwindigkeiten in Betrag und Richtung). Aufgrund der Vergleichbarkeit der Ergebnisse des hydrodynamischen Regionalmodells mit dem 2-D Modell der BAW wurde der Kalibrierungszeitraum vom 22.05.1996 15<sup>00</sup> Uhr bis zum 06.06.1996 11<sup>00</sup> Uhr ausgewählt.

### 6.2.3.2 Modellparameter für die Kalibrierung des hydrodynamischen Modells

Die für das hydrodynamische Regionalmodell als Randbedingungen eingesteuerten Tidekurven der Pegel Gandersum (obere Modellgrenze) und Knock (untere Modellgrenze) während des Kalibrierungszeitraumes sind in Abb. 6.2.3.3-1 dargestellt.

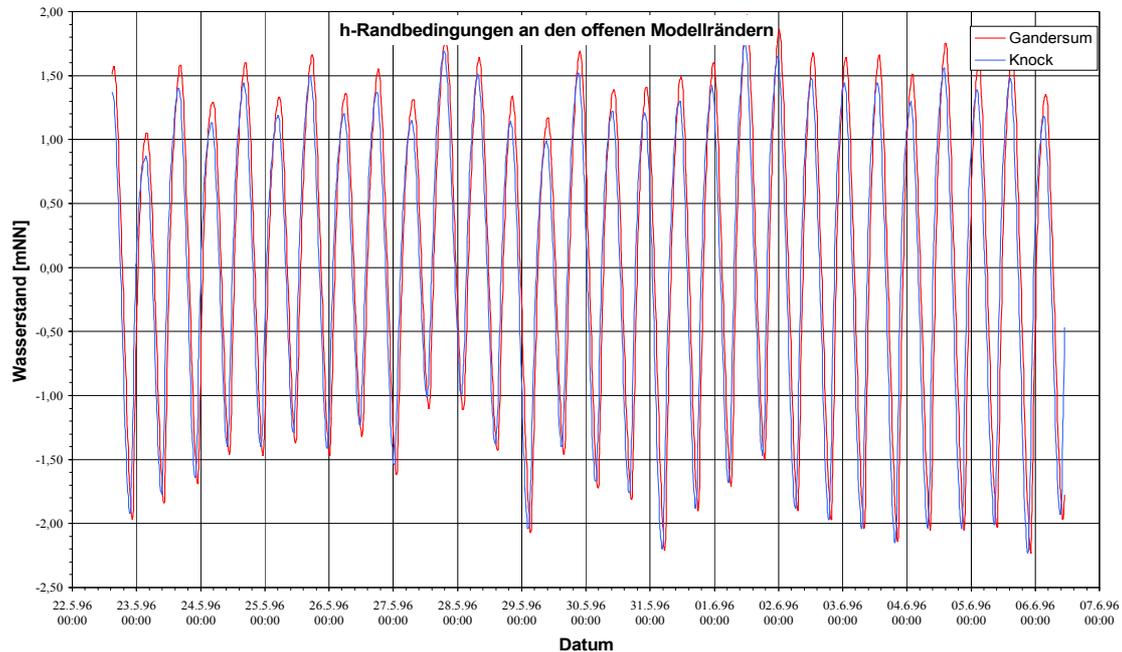


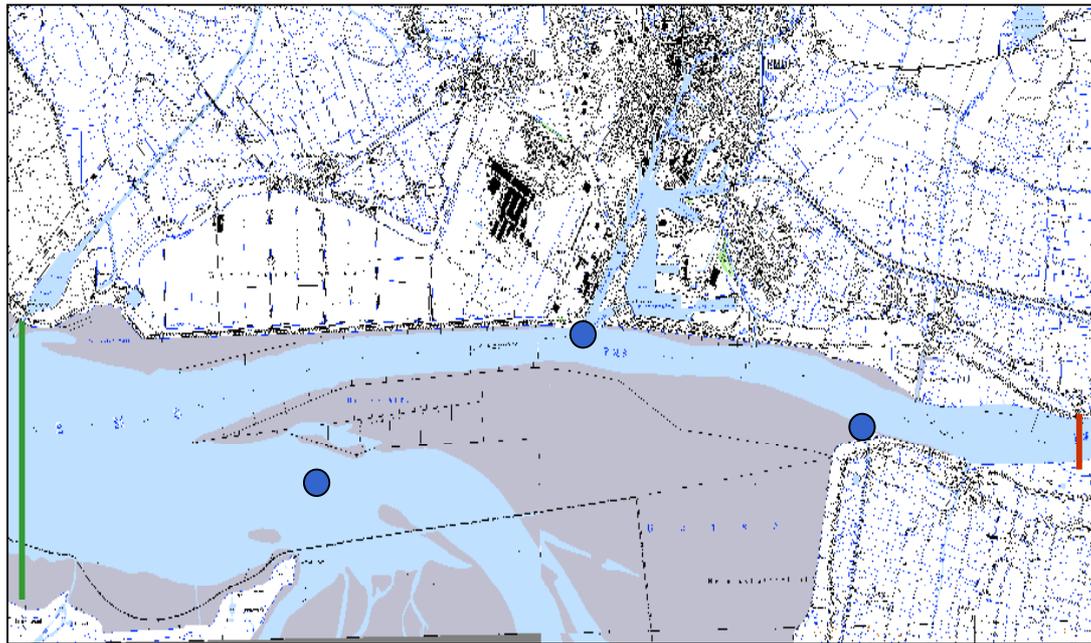
Abb. 6.2.3.2-1: Tidekurven der Ems am oberen (Gandersum) und unteren (Knock) Modellrand (h-Randbedingungen) über den Kalibrierungszeitraum (22.05.1996 15<sup>00</sup> Uhr bis 06.06.1996 11<sup>00</sup> Uhr) (WSA EMDEN)

### 6.2.3.3 Ergebnisse der Kalibrierung

Die Kalibrierung des hydrodynamischen Modells im Hinblick auf einen natürlichen Tideablauf erfolgte nach Tidewasserständen (anhand von Pegelaufzeichnungen), den Eintrittszeiten der Scheitelwerte der Tiden und dem qualitativen Vergleich der gemessenen Strömungsgeschwindigkeiten und -richtungen.

Um im numerischen Modell dem o.a. Sollzustand möglichst genau wiederzugeben, mussten schrittweise die Sohlrauigkeit (Manning n-Zahl) und die Smagorinsky-Konstante  $C_{sm}$  zur Modellierung der turbulenten Viskosität angepasst werden.

Als die, die natürliche hydrodynamische Situation am besten in numerischen Modell wiedergebende Kombination der Kalibrierungsparameter, haben sich eine Smagorinsky-Konstante von  $C_{sm}=0,5$  und eine Manning n-Zahl von  $45 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  ergeben. Um die Naturähnlichkeit des Ein- und Ausschwingens der Tidewelle zu überprüfen, wurden die Differenzen der Pegelstände (Pogum, Emden, Reide) zwischen Sollzustand und Modellzustand verglichen (Abb. 6.2.3.3-2 bis Abb. 6.2.3.3-4). Der Übersichtlichkeit wegen wurde auf die komplette Darstellung des gesamten Kalibrierungszeitraumes in diesem Kapitel verzichtet. Die kompletten Zeiträume sind in Anlage 6.2.3.3 wiedergegeben.



- | Untere Modellgrenze (Knock)
- | Obere Modellgrenze (Gandersum)
- Eichpegel (Wasserstand): Reide, Emden, Pogum

Abb. 6.2.3.3-1: Lage der Pegel für die Kalibrierung

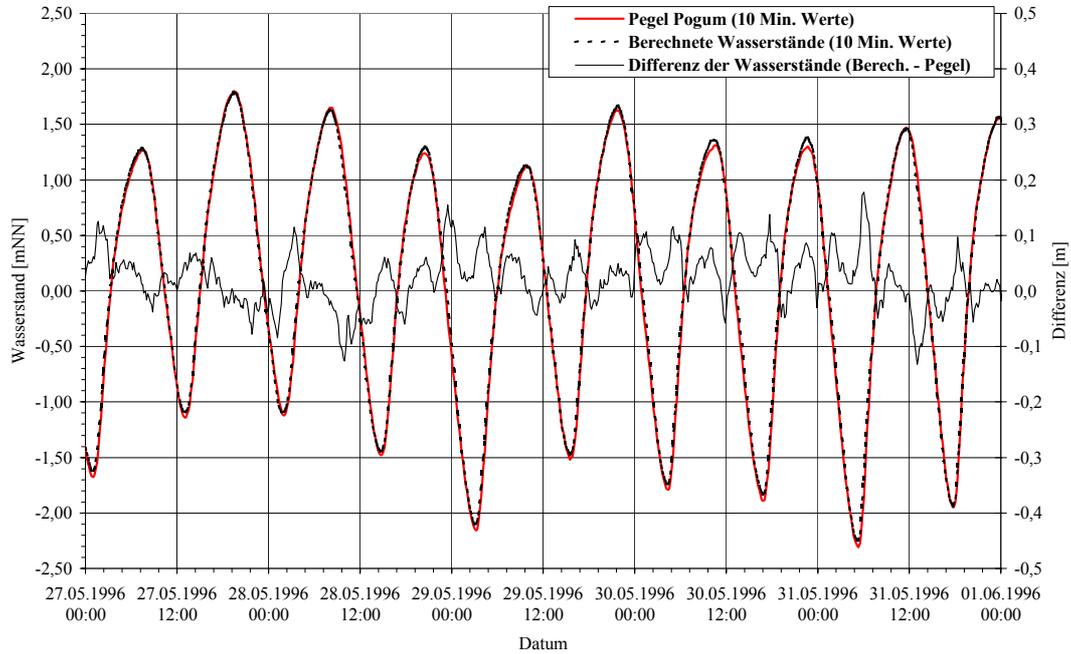


Abb. 6.2.3.3-2: Differenz zwischen gemessenen (WSA EMDEN) und berechneten Wasserständen am Pegel Pogum für den Kalibrierungszeitraum (27.05.1996 00<sup>00</sup> Uhr bis 01.06.1996 00<sup>00</sup> Uhr)

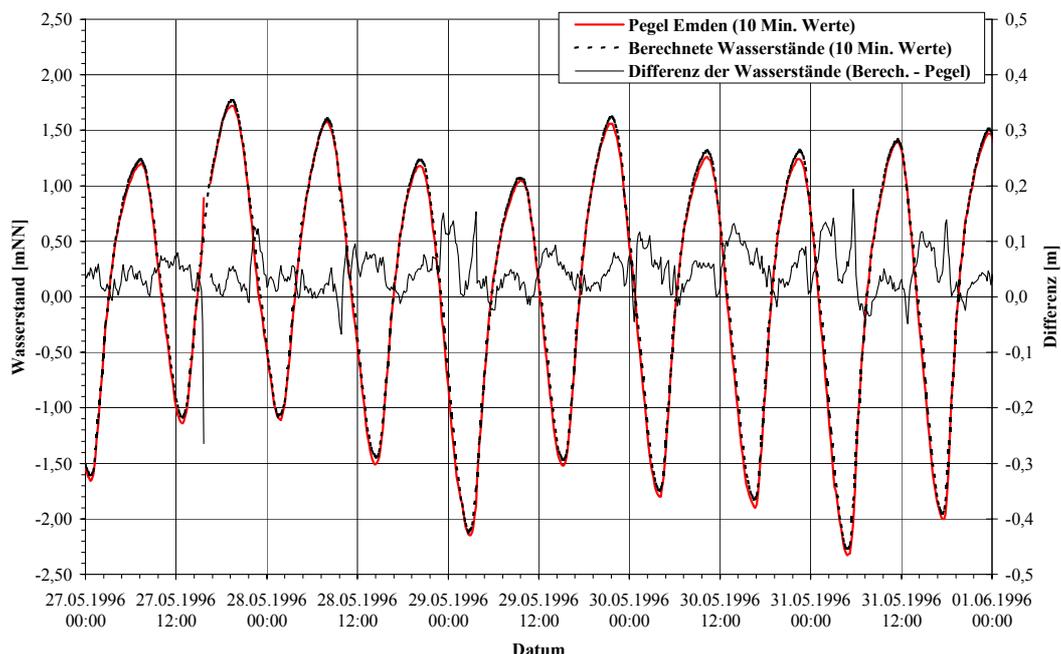


Abb. 6.2.3.3-3: Differenz zwischen gemessenen (WSA EMDEN) und berechneten Wasserständen am Pegel Emden für den Kalibrierungszeitraum (27.05.1996 00<sup>00</sup> Uhr bis 01.06.1996 00<sup>00</sup> Uhr)

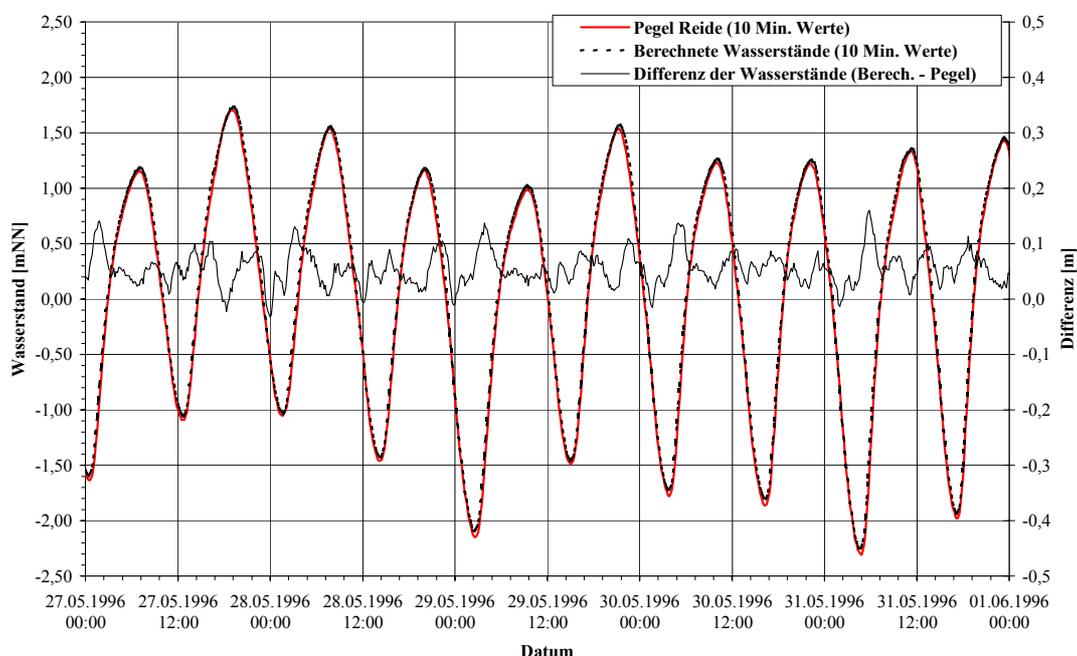


Abb. 6.2.3.3-4: Differenz zwischen gemessenen (WSA EMDEN) und berechneten Wasserständen am Pegel Reide für Kalibrierungszeitraum (27.05.1996 00<sup>00</sup> Uhr bis 01.06.1996 00<sup>00</sup> Uhr)

Größere Abweichungen ( $\pm 10$  cm) lassen sich nur im Bereich der steil ansteigenden Flutäste sowie bei Thw und Tnw erkennen, was auf den fehlenden Impulseintrag in das Modellgebiet aufgrund von 2 h-Randbedingungen zurückzuführen ist. Ebenfalls ist eine Verschiebung ( $\Delta t \leq 10$  Minuten) der Eintrittszeiten der Scheitelwerte erkennbar.

Für die Kalibrierung des Modells standen neben den Pegelaufzeichnungen Strömungsmessungen im Bereich des Emders Fahrwassers zur Verfügung. Die im Rahmen der Kalibrierung verwendeten Punktmessungen erforderten detaillierte Angaben in Bezug auf die genaue Lage (Gauß-Krüger Position) und Tiefe (Höhe über Sohle) der Messgeräte.

Aufgrund der Nichtberücksichtigung der baroklinen Effekte (Dichteströmungen) sowohl im numerischen Modell als auch bei der Umrechnung der Strömungsgeschwindigkeiten auf eine mittlere Geschwindigkeit über die Tiefe, hat die Kalibrierung des numerischen Modells bezogen auf die Strömungsmessungen nur qualitativen Charakter. Der Vergleich zwischen den gemessenen und berechneten Strömungszuständen (mittlere Geschwindigkeit und Richtung) ist in den Abb. 6.2.3.3-5 bis Abb. 6.2.3.3-9 wiedergegeben. Eine Darstellung des gesamten Kalibrierungszeitraumes findet sich in Anlage 6.2.3.3.

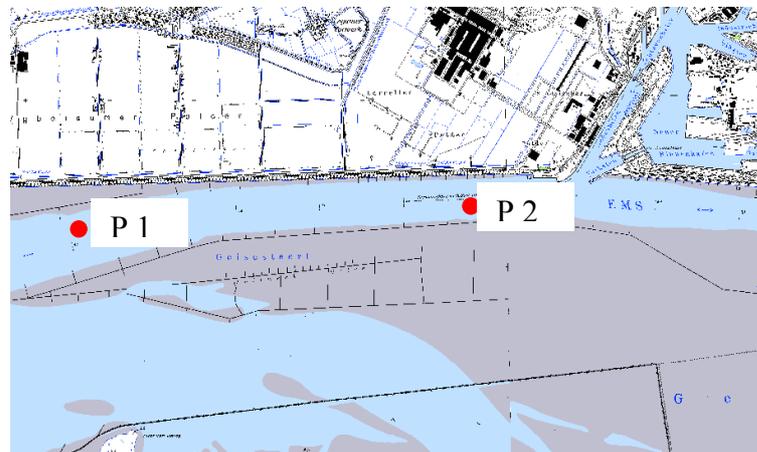


Abb. 6.2.3.3-5: Lage der Strömungsmesspunkte für die Kalibrierung

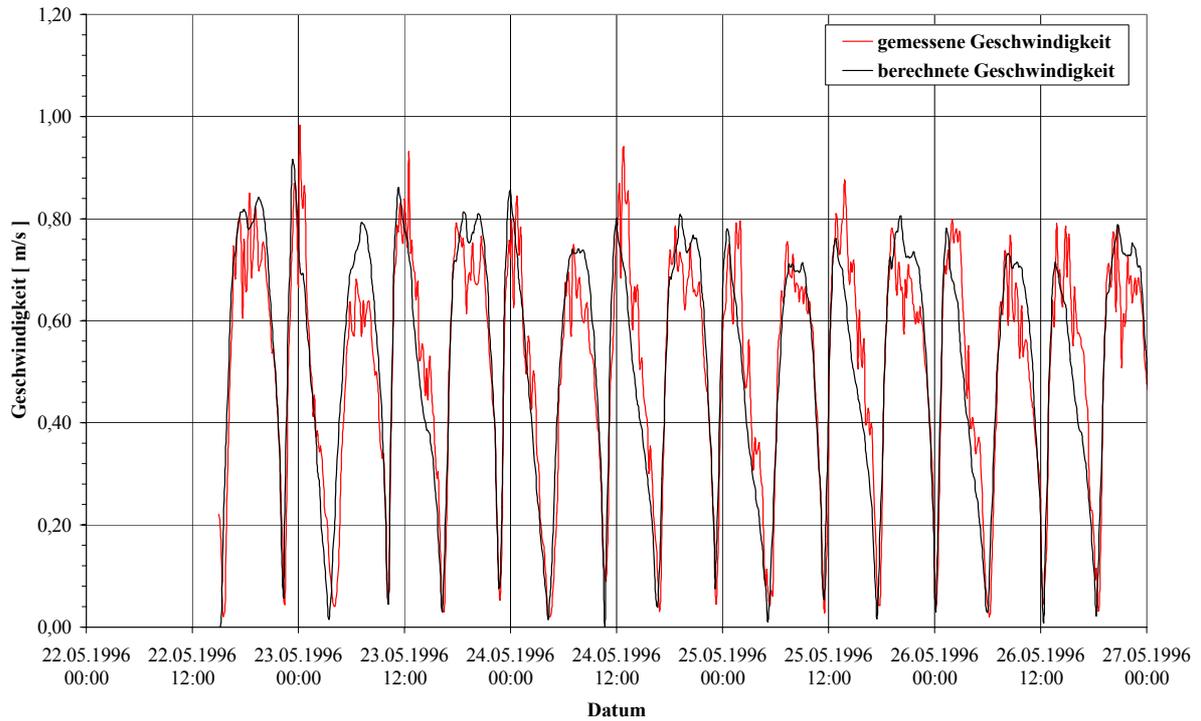


Abb. 6.2.3.3-6: Gemessene (WSA EMDEN) und berechnete Strömungsgeschwindigkeiten am Messpunkt 1 für den Kalibrierungszeitraum (22.05.1996 15<sup>00</sup> Uhr bis 27.05.1996 00<sup>00</sup> Uhr)

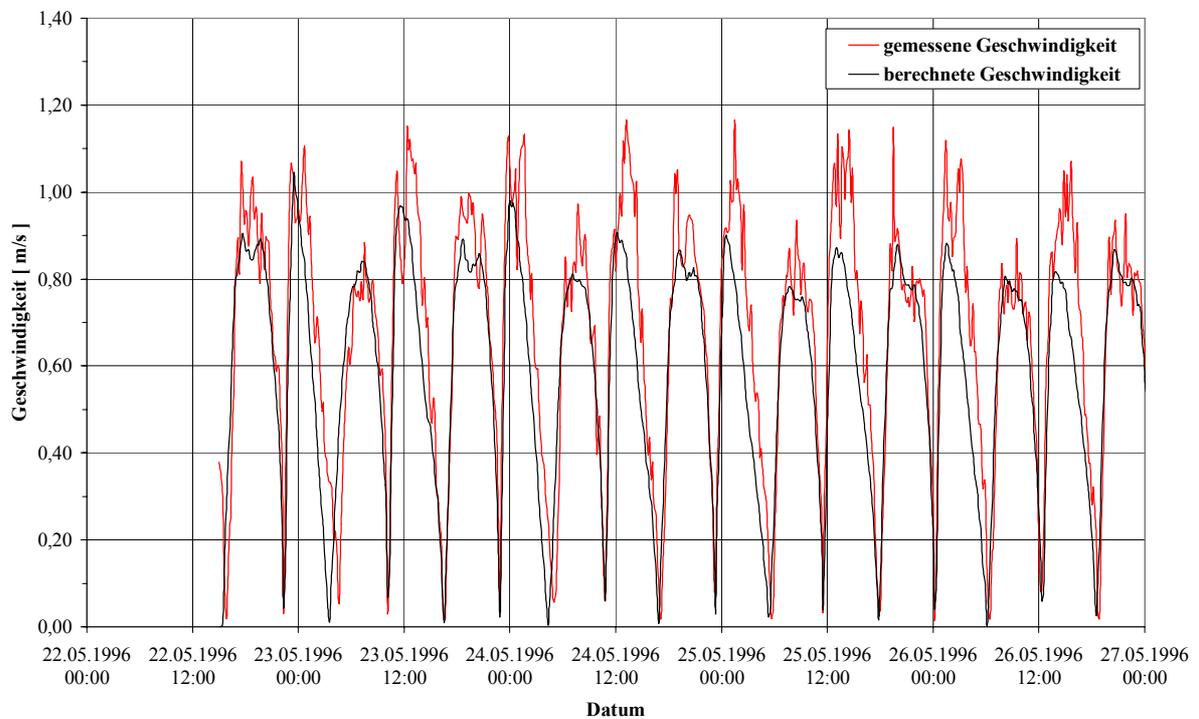


Abb. 6.2.3.3-7: Gemessene (WSA EMDEN) und berechnete Strömungsgeschwindigkeiten am Messpunkt 2 für den Kalibrierungszeitraum (22.05.1996 15<sup>00</sup> Uhr bis 27.05.1996 00<sup>00</sup> Uhr)

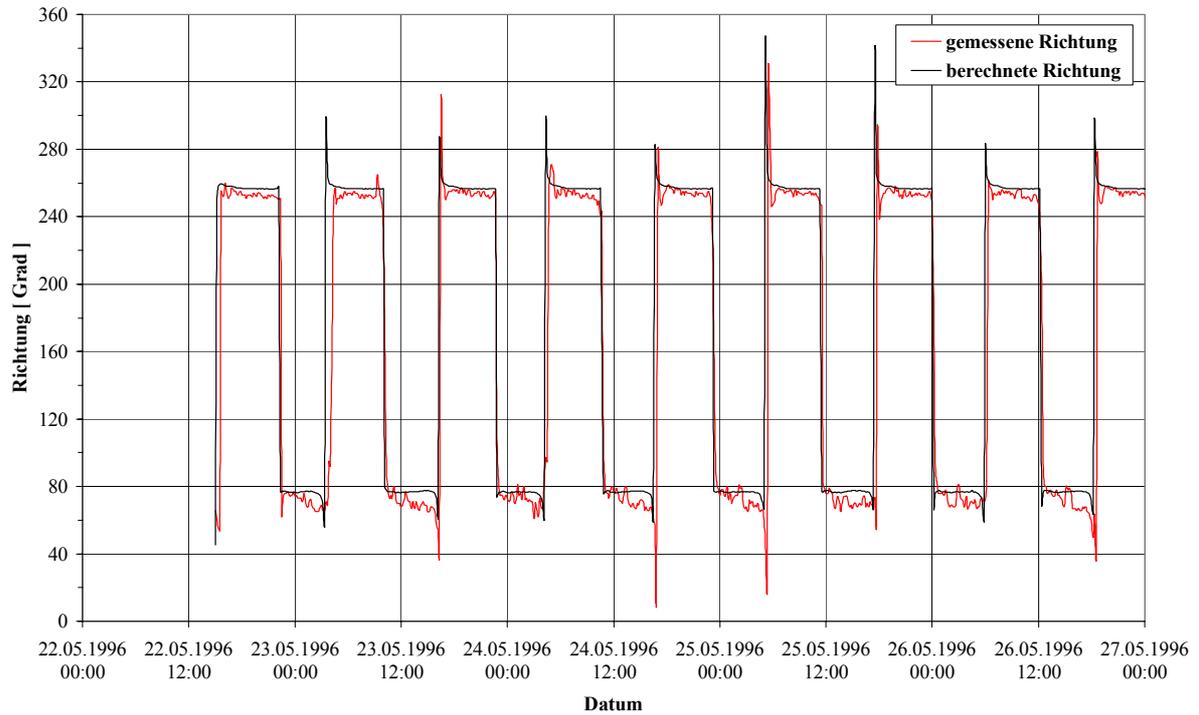


Abb. 6.2.3.3-8: Gemessene (WSA EMDEN) und berechnete Strömungsrichtungen am Messpunkt 1 für den Kalibrierungszeitraum (22.05.1996 15<sup>00</sup> Uhr bis 27.05.1996 00<sup>00</sup> Uhr)

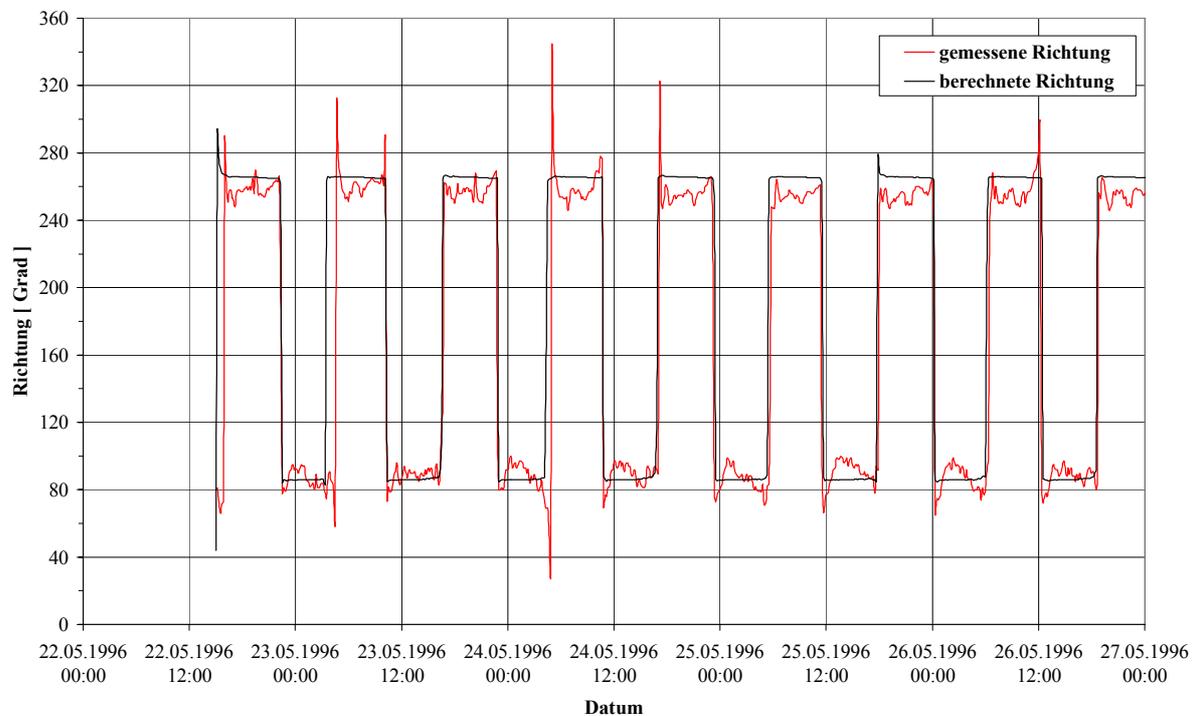


Abb. 6.2.3.3-9: Gemessene (WSA EMDEN) und berechnete Strömungsrichtungen am Messpunkt 2 für den Kalibrierungszeitraum (22.05.1996 15<sup>00</sup> Uhr bis 27.05.1996 00<sup>00</sup> Uhr)

Infolge der zu treffenden Annahmen im zweidimensionalen Modell (Mittelung über die Tiefe bei Vernachlässigung barokliner Effekte) sind die sichtbaren Differenzen zwischen gemessenen und berechneten Tidewasserständen, Strömungsgeschwindigkeiten und -richtungen bzw. die Verschiebung der Scheitelwerte durchaus zufriedenstellend. Die im Rahmen der Kalibrierung ermittelten Modellparameter sind daher geeignet, die regionalen Strömungsverhältnisse in der für die weiteren Untersuchungen erforderlichen Genauigkeit zu reproduzieren.

### **6.3 Aufbau des 3D-Regionalmodells**

Für die detaillierte Untersuchung der Strömungen im Emdener Außenhafen wurde ein 3D-Modell aufgebaut (vgl. Kap. 5.3). Die Bathymetriedaten basieren, wie bereits die 2D-Modellbathymetrie, auf Daten der BAW von 1996. Das Modell ermöglicht die Beschreibung der hydrodynamischen Situation im Emsästuar unter Berücksichtigung von Dichteströmungen. Dieses 3D-Regionalmodell hat die gleichen Abmessungen wie das 2D-Modell.

#### **6.3.1 Modellparameter**

Die Kalibrierung des numerischen 3D-Modells wurde für den Zeitraum 1996 durchgeführt. Hierfür wurden die gleichen Geschwindigkeitspunktmessungen zur Kalibrierung genutzt, die bereits für das 2D-Modell verwendet wurden.

#### **6.3.2 Kalibrierung des 3D-hydrodynamischen Modells**

##### **6.3.2.1 Auswahl der Zeiträume für die Kalibrierung**

Maßgebend für die Auswahl der Kalibrierungszeiträume waren im wesentlichen die vom WSA-Emden durchgeführten Geschwindigkeitspunktmessungen sowie der Vergleich der gemessenen und berechneten Wasserständen an den Pegeln. Es musste sichergestellt werden, dass für den Zeitraum durchgängige, qualitativ hochwertige Messungen vorhanden waren, für die eine genaue horizontale und vertikale Lagebestimmung möglich war. Darüber hinaus waren Messungen in Böschungsbereichen aufgrund der großen Gitterauflösung von 45 m im numerischen Modell für die Kalibrierung nicht geeignet. Es wurden Messpunkte in der Fahrrinne oder in Bereichen gleichmäßiger Tiefe ausgewählt. Messpunkte an den Modellrändern waren für die Modellkalibrierung ebenfalls nicht nutzbar, da eine realistische Verteilung der dreidimensionalen Strömungskomponenten infolge der konstant über die Modellränder eingesteuerten Salzgehaltsverteilung sich erst ca. 500 m vom Modellrand einstellten.

### 6.3.2.2 Modellparameter für die Kalibrierung des hydrodynamischen Modells

Zur Modellsteuerung wurden an den offenen Modellrändern Tide- und Salzgehaltskurven angesetzt. Die Wasserstandsrandbedingungen sind in Abb. 6.3.2.2.1 (Wasserstand) und die Salzgehaltsrandbedingungen in Abb. 6.3.2.2.2 (Salzgehalt in PSU) dargestellt.

Die Bathymetrie und die Wasserstandsrandbedingungen wurden aufgrund von MIKE3-Modellrestriktionen (siehe Kapitel 5) um 1 m angehoben. Im Unterschied zu den 2D Berechnungen werden durch Salzgehaltsrandbedingungen Dichtegradienten auch über die Tiefe induziert. Die Wasserstandsrandbedingungen für den Kalibrierungszeitraum 1996 entsprechen denen der 2D-Berechnungen. Die Salzrandbedingungen sind in PSU (Practicle Salinity Unit) vereinfachend über die Tiefe als konstant angenommen worden.

Flächendeckend wurde im gesamten Modellgebiet zu Beginn des Kalibrierungszeitraumes ein Grundsatzgehalt von 15 ‰ angesetzt.

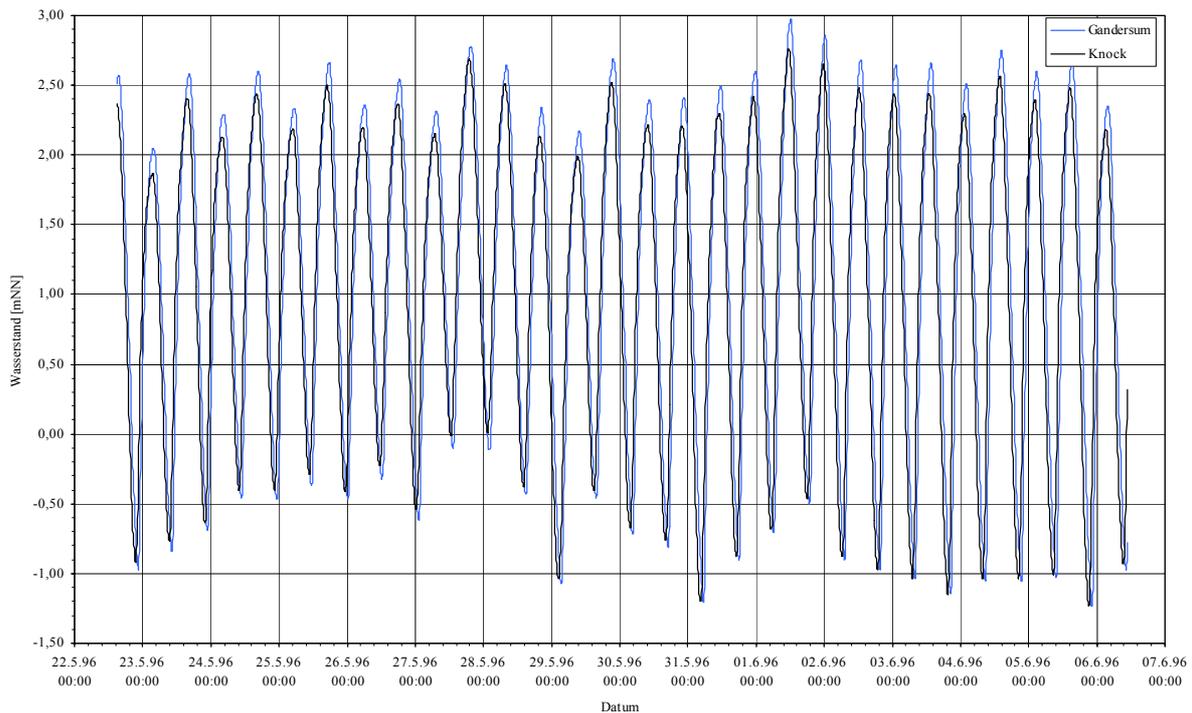


Abb. 6.3.2.2-1: Wasserstände an der oberen (OMG: Gandersum) und unteren Modellgrenze (UMG: Knock) (WSA EMDEN, 1996)

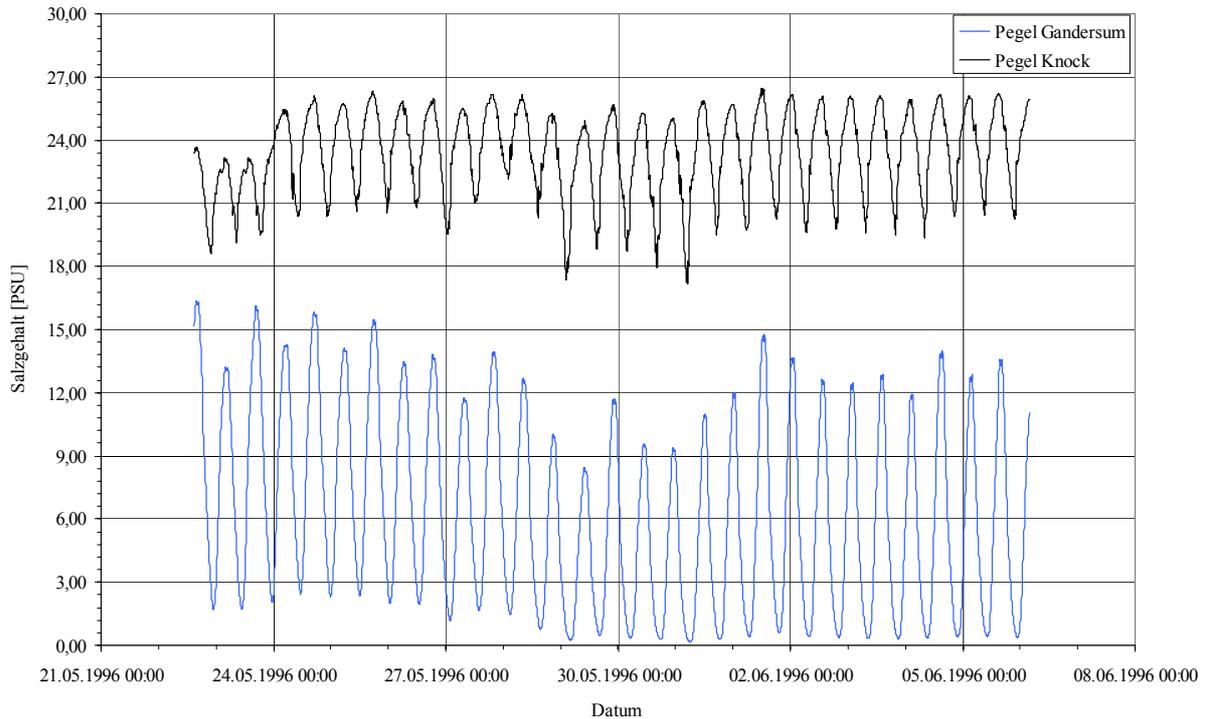


Abb. 6.3.2.2-2: Salzgehalt an der oberen (OMG: Gandersum) und unteren Modellgrenze (UMG: Knock)(WSA EMDEN, 1996)

### 6.3.2.3 Ergebnisse der Kalibrierung

Die Wasserstandskalibrierung am Pegel große Seeschleuse in Emden zeigte gute Übereinstimmungen zwischen berechneten und gemessenen Wasserständen (Abb. 6.3.2.3.1). Wie in den 2D-Ergebnissen des gleichen Zeitraums sind durchschnittliche Differenzen von 5-8 cm zu erkennen. Das Tidehoch- und niedrigwasser werden nicht korrekt wiedergegeben. Bei Tideniedrigwasser treten die größten Differenzen auf. Wie bei den 2D-Ergebnissen kommt es während der Ebbephase zu einer Phasenverschiebung, was die Differenzen zwischen berechneten und gemessenen Wasserständen bedingt. Die Modellsteuerung durch zwei h-Ränder und der infolgedessen fehlenden Impulseintrag wird als ursächlich für die auftretenden Phasenverschiebungen angesehen.

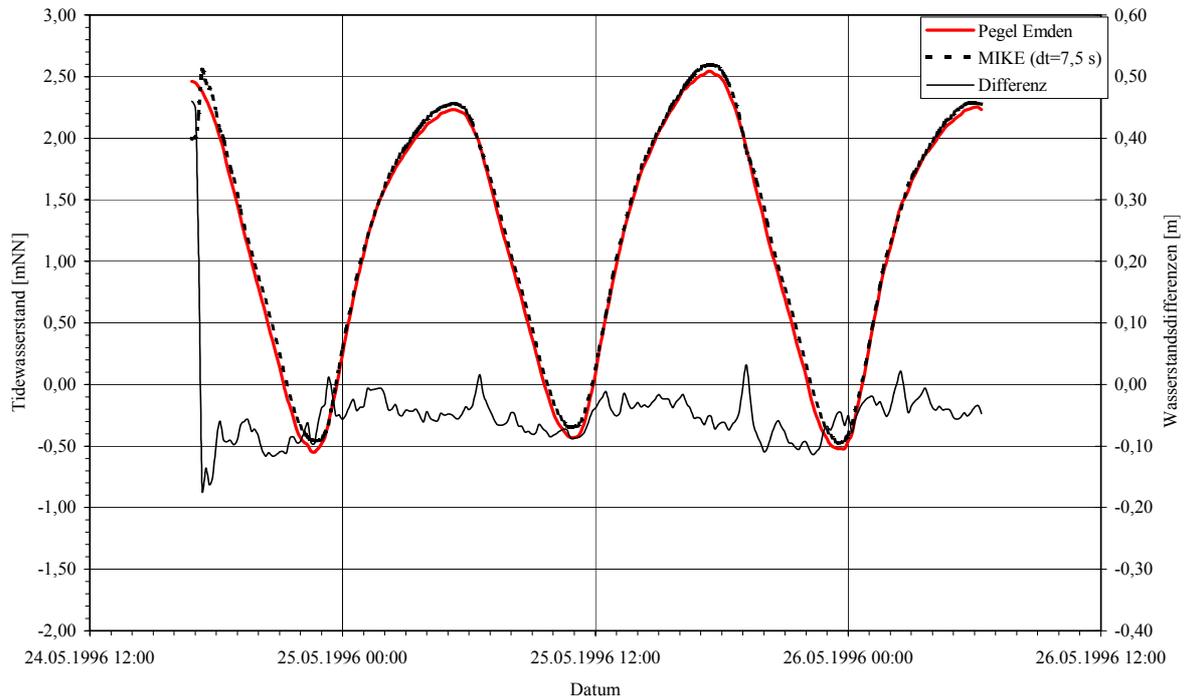


Abb. 6.3.2.3-1: Berechnete und gemessene Wasserstände am Pegel Emden große Seeschleuse

Für die Kalibrierung der Strömungsgeschwindigkeiten im Bereich des Fahrwassers der Ems wurden, wie bereits bei den 2D-Modellergebnissen, die Geschwindigkeitspunktmessungen des WSA-Emden genutzt. Im Gegensatz zum Vergleich der 2D-Ergebnisse mit den gemessenen Geschwindigkeiten musste hier keine Umrechnung der gemessenen Geschwindigkeiten auf eine mittlere Geschwindigkeit über die Tiefe erfolgen. Zum Vergleich wurden die dem Messpunkt nächstgelegenen Layer herangezogen. In dem in Abb. 6.3.2.3-2 und 6.3.2.3-3 dargestellten Fall sind es die Layer 9 und 10 (ca. 3 bzw. 4 m über Sohle).

Der Verlauf der berechneten Geschwindigkeiten gibt die gemessenen Naturzustände qualitativ wieder. In Berechnungsergebnissen und Messwerten ist eine langanhaltende Ebbströmung erkennbar. Die kurzzeitigen Maximalwerte der Flutströmung liegen höher.

Der Vergleich berechneter und gemessener Strömungsgeschwindigkeiten zeigt ebenfalls die o.g. Phasenverschiebung, die sich deutlich bei Ebbstromkenterung zeigt.

Die Beträge der Strömungsgeschwindigkeiten differieren bis zu 0,25 m/s zwischen gemessenen und berechneten Geschwindigkeiten. Während des gesamten untersuchten Zeitraums sind die berechneten Strömungsgeschwindigkeiten im Durchschnitt 0,1 m/s zu niedrig, wobei die Flutströmung die geringeren Differenzen aufweist.

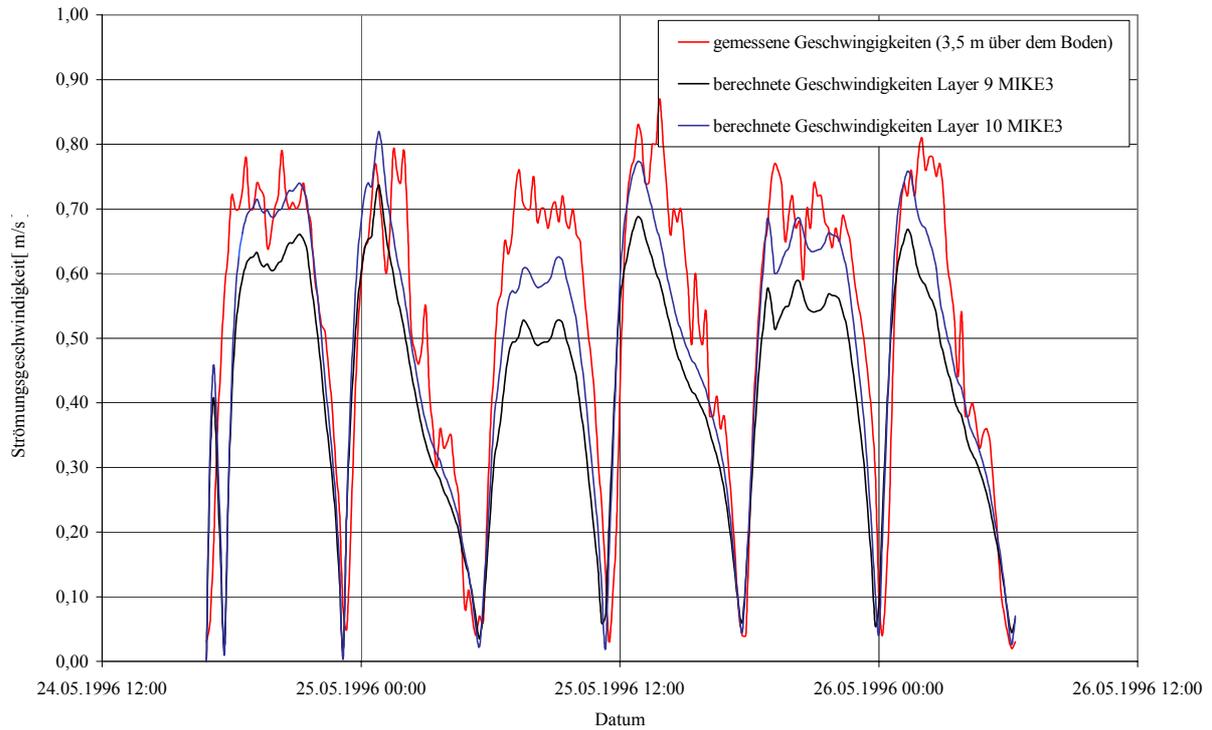


Abb. 6.3.2.3-2: Gemessene und berechnete Strömungsgeschwindigkeiten im Fahrwasser der Ems im Bereich des Emders Außenhafens

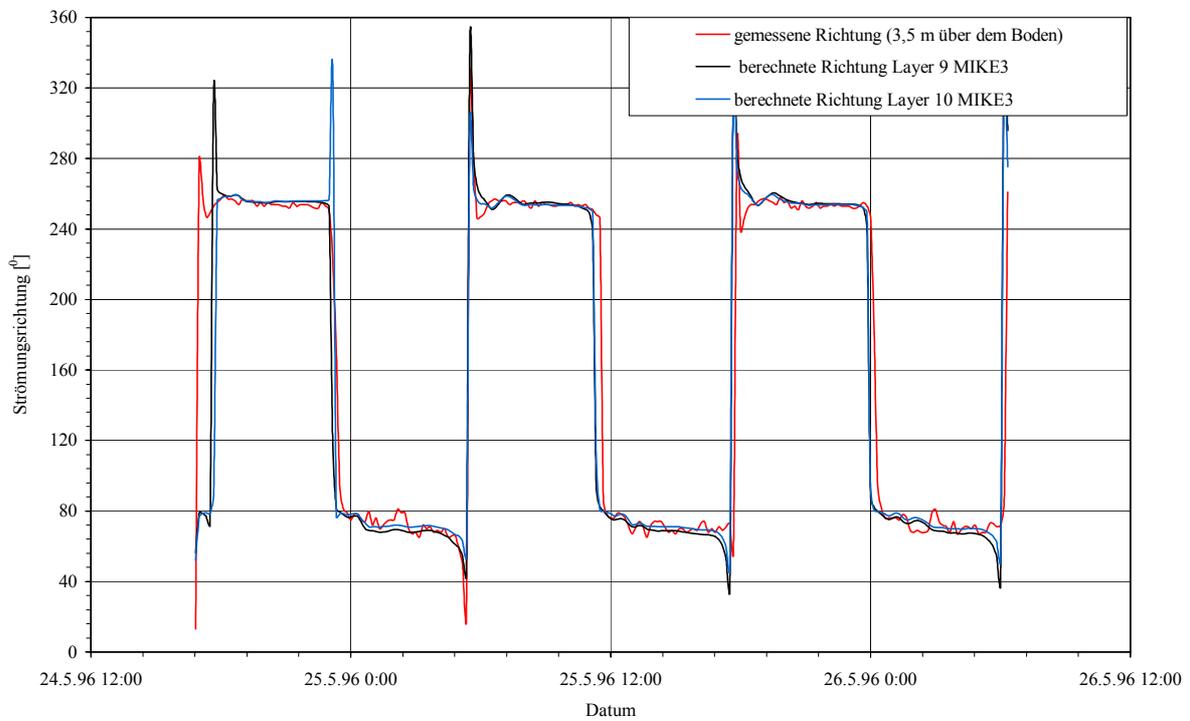


Abb. 6.3.2.3-3: Gemessene und berechnete Strömungsrichtungen im Fahrwasser der Ems im Bereich des Emders Außenhafens

Eine Kalibrierung des Salzgehaltes über die Tiefe war aufgrund von fehlenden Messungen für den Zeitraum 1996 nicht möglich. Eine qualitative Wiedergabe der berechneten Salzgehaltsverteilung geben Abb. 6.3.2.3-4 und Abb. 6.3.2.3-5. Hier wurde ein 2250 m Längsschnitt in der Ems auf Höhe des Emders Außenhafens gewählt. Abb. 6.3.2.3-4 zeigt den über die Tiefe nahezu homogenen Wasserkörper bzgl. des Salzgehalts. Im Gegensatz dazu ist in Abb. 6.3.2.3-5 die Schichtung während der Ebbephase zu erkennen.

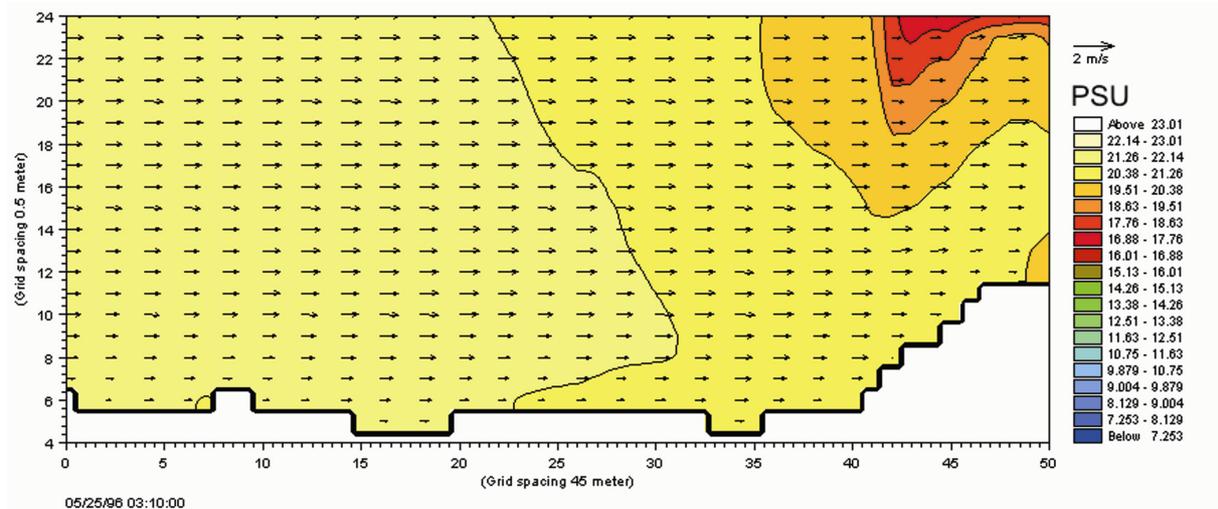


Abb. 6.3.2.3-4: Qualitative Darstellung der Salzgehaltsverteilung in der Ems während der Flutstromphase

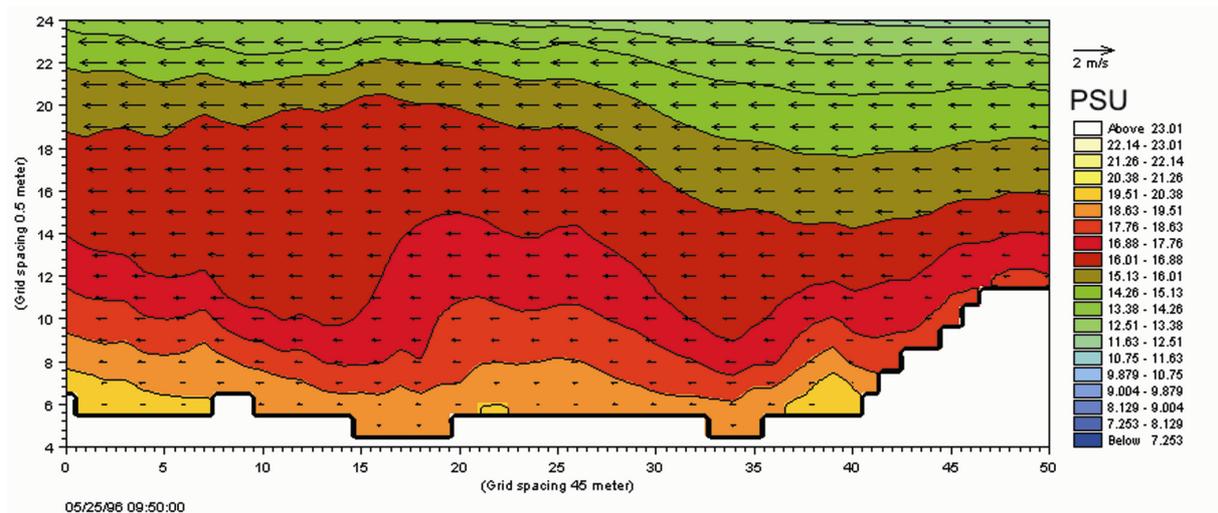


Abb. 6.3.2.3-5: Qualitative Darstellung der Salzgehaltsverteilung in der Ems während der Ebbstromphase

#### 6.3.2.4 Diskussion der Ergebnisse der Kalibrierung des 3D-Regionalmodells

Die im Bereich des Emdener Hafens im Rahmen dieses Verbundvorhabens durchgeführten ersten beiden Messkampagnen (Juli 2000 sowie Mai 2001) sind für die Verifizierung der numerischen Modelle nur bedingt nutzbar. Die noch in der 1. Messkampagne durchgeführten ADCP-Messungen wurden aufgrund des hohen Schwebstoffgehaltes in der 2. Messkampagne nicht mehr durchgeführt. Die Auswertung der ADCP-Messungen der 1. Messkampagne erwies sich als schwierig. So kommt es über die Tiefe zu einer Häufung von Messfehlern. In weiten Bereichen der Ems erschienen die Messungen nicht plausibel. Ein Vergleich ist aufgrund der wenigen Messungen nur qualitativ und anhand von Punktinformationen möglich, wodurch ein räumlicher Vergleich über die gesamte Tide nicht die notwendige Aussagefähigkeit erreicht.

Im Gegensatz zum Untersuchungsgebiet Bremerhaven war eine Verfeinerung der Modellbathymetrie im Bereich des Außenhafens aufgrund von Berechnungsinstabilitäten nicht möglich. Die großen Wattbereiche im Dollart (gleichzeitiges Trockenfallen von großen zusammenhängenden Gebieten) führen für jeden berechneten Systemzustand (Untersuchungszeitraum) zu Instabilitäten in den 3D-Berechnungen.

Für die 3. Messkampagne im September 2001 wurden anstelle der ADCP Messungen verschiedene zeitgleiche Punktmessungen im Fahrwasser der Ems im Bereich des Emdener Außenhafens mit Aandera-Sonden durchgeführt. Diese ermöglichten zumindest einen punktuellen zeitgleichen Vergleich. Im Gegensatz zu den ADCP-Messungen (reine Strömungsmessungen) werden mit Hilfe der Aandera-Sonde auch Salzgehalt (über Leitfähigkeit und Temperatur) und Trübung gemessen.

In Ermangelung hydrologischer Kennwerte im oberstromigen Bereich von Gandersum ist nur eine Modellerweiterung bis zur Tidegrenze in Herbrum notwendig. Mit dieser Modellerweiterung und einer Abflussrandbedingung am oberen Modellrand könnten die Eintrittszeitpunkte der Kenterungen, sowie das Tidehoch- als auch Tideniedrigwasser numerisch besser wiedergegeben werden

Die mit Hilfe eines derartigen Ästuarmodells zu erzielenden Verbesserungen bei der Beschreibung des hydrodynamischen Systemverhaltens wären zukünftig zu untersuchen.

Auf der Grundlage des bisherigen Regionalmodells mit einer h-Randbedingung in Gandersum, lassen sich aus heutiger Sicht keine weiteren Verbesserungen erzielen. Aufgrund der



C. Zimmermann, A. Matheja, O. Stoschek, J. Geils

**BMBF-Vorhaben: Sedimentation in brackwasserbeeinflussten Vorhäfen: Minimierung der Sedimentation** Seite 6-17

---

skizzierten Schwierigkeiten wurden die Untersuchungen für das Fallbeispiel Emden in Absprache mit den Fachgutachtern eingestellt.

## **7 Numerische Untersuchungen für das Fallbeispiel Bremerhaven**

### **7.1 Vorgehensweise**

Für das Untersuchungsgebiet des Fallbeispiels Bremerhaven wurde ein Regionalmodell mit Hilfe des Programmsystems MIKE21<sup>®</sup> (vgl. Kap. 5.2) aufgebaut. Dieses Regionalmodell dient der Beschreibung der Strömungs- und Sedimentationsvorgänge in ihrer regionalen Ausdehnung bei variierenden hydrologischen Randbedingungen im Bereich der Bremerhavener Vorhäfen der Kaiser- und Nordschleuse. Zusätzlich zu dem 2-dimensionalen Regionalmodell wurde mit dem Programmsystem MIKE3<sup>®</sup> ein 3 dimensionales Regionalmodell mit verfeinerten Detailbereichen aufgebaut. Dieses 3 dimensionale Modell dient zugleich der Berechnung des Sedimenttransportes in der Weser und in den Vorhäfen.

### **7.2 Aufbau des umgebenden 2D-Regionalmodells**

#### **7.2.1 Räumliche Abgrenzung des Modellgebietes**

Das Regionalmodell beinhaltet das Weserästuar von Kleinensiel-Dedesdorf (UW-km 53) bis zu einer Linie vom Wremer Tief zum Fedderwarder Siel (UW-km 79,5), inklusive der Vorhäfen der Nord- und Kaiserschleuse, der Geeste bis zum Sperrwerk und des Vorhafens zur Fischereihafenschleuse. Im Bereich Nordenham ist das Abbehauser Sieltief mit dem Hafen Großensiel in das Modellgebiet integriert worden. Die seitliche Umrandung des in der Berechnung berücksichtigten Modellgebietes bildet die MThw-Linie sowie die Kaiflächen in Bremerhaven und Nordenham entlang der Weser (Abb. 7.2.1-1).

Die innerhalb des Modellgebiets liegenden Inseln Langlütjen I und II sind nicht in das Modell eingebunden, da davon ausgegangen werden kann, dass für die hier untersuchten Wasserstände und Abflüsse eine Überströmung dieser Bereiche ausgeschlossen ist. Bei entsprechenden Wasserständen wäre es optional möglich die Gebiete wieder in das Modell zu integrieren.

Das für die Modellierung aufgebaute Rechengitter ist in seiner Lage um 28,5° zur Nordrichtung gedreht, um eine senkrechte Einströmung am Modellrand zwischen Fedderwarder Siel und Wremer Tief zu gewährleisten und die Kaiflächen in Bremerhaven (Columbuskaje und Containerterminal) als gerade Modellränder abzubilden.

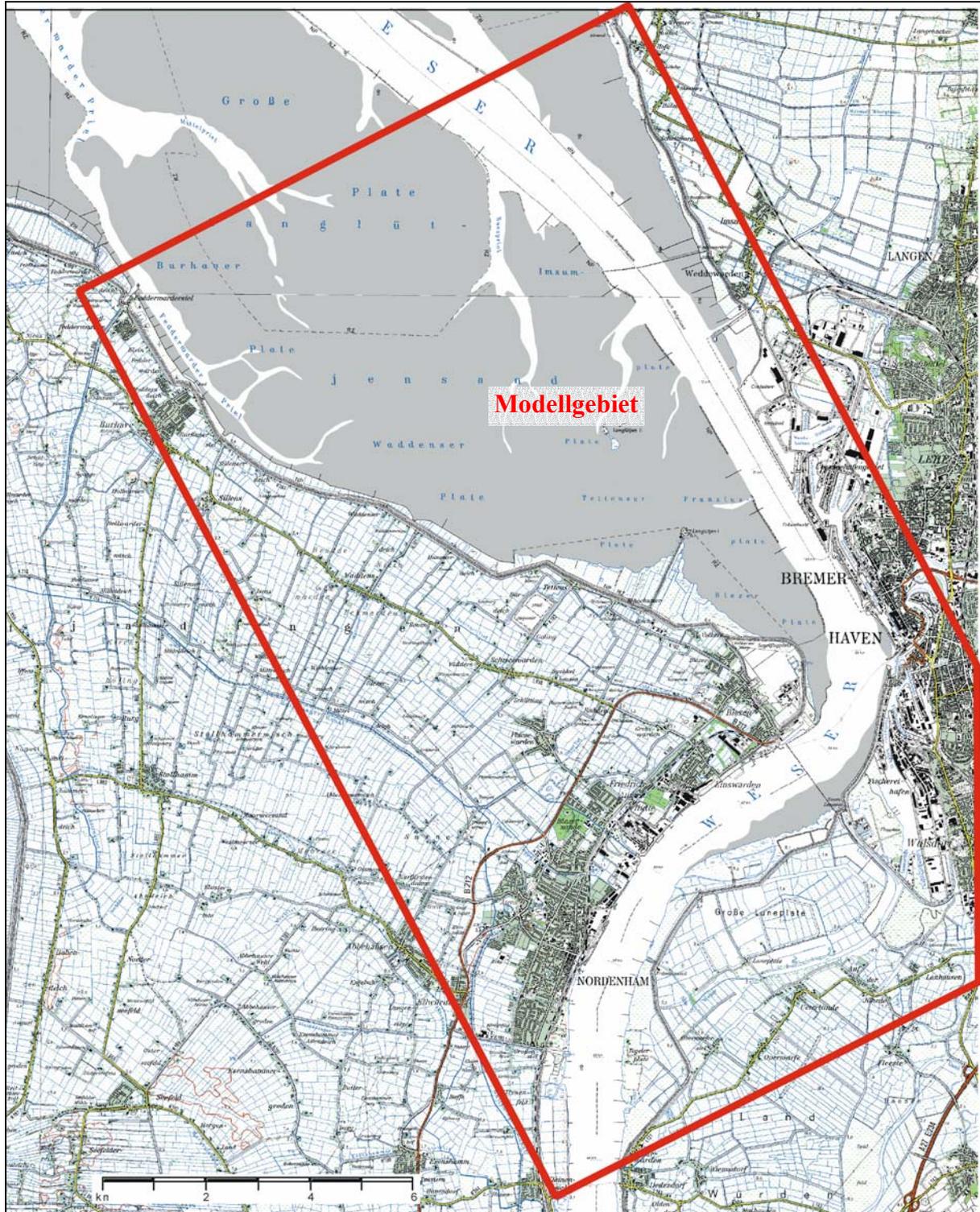


Abb. 7.2.1-1: Ausdehnung des Regionalmodells

## **7.2.2 Modellparameter**

### **7.2.2.1 Gewässertopographie (Systemgeometrie)**

Die Gewässertopographie der Weser und der angrenzenden Vorhäfen wurde mit Hilfe von Bathymetriedaten der BAW-AK (Gitterweite 15 m) aus dem Jahr 1990 bestimmt (Abb. 7.2.2.1-1). Die Grundlagendaten stammen aus Peilungen des WSA-Bremen und des Hafenamtes Bremen.

Die Gewässertopographie im Modell wird mit Hilfe eines quadratischen Gitters beschrieben, dessen Gitterweite  $\Delta x = \Delta y = 45$  m beträgt (Abb. 7.2.2.1-1).

### **7.2.2.2 Obere Randbedingung (Wasserstand bei Nordenham)**

Die obere Randbedingung (h-Randbedingung) bei Kleinensiel wurde aus den verfügbaren Tidekurven der Pegel Nordenham und Brake durch lineare Interpolation bestimmt und über den offenen Modellrand der Weser in Ansatz gebracht.

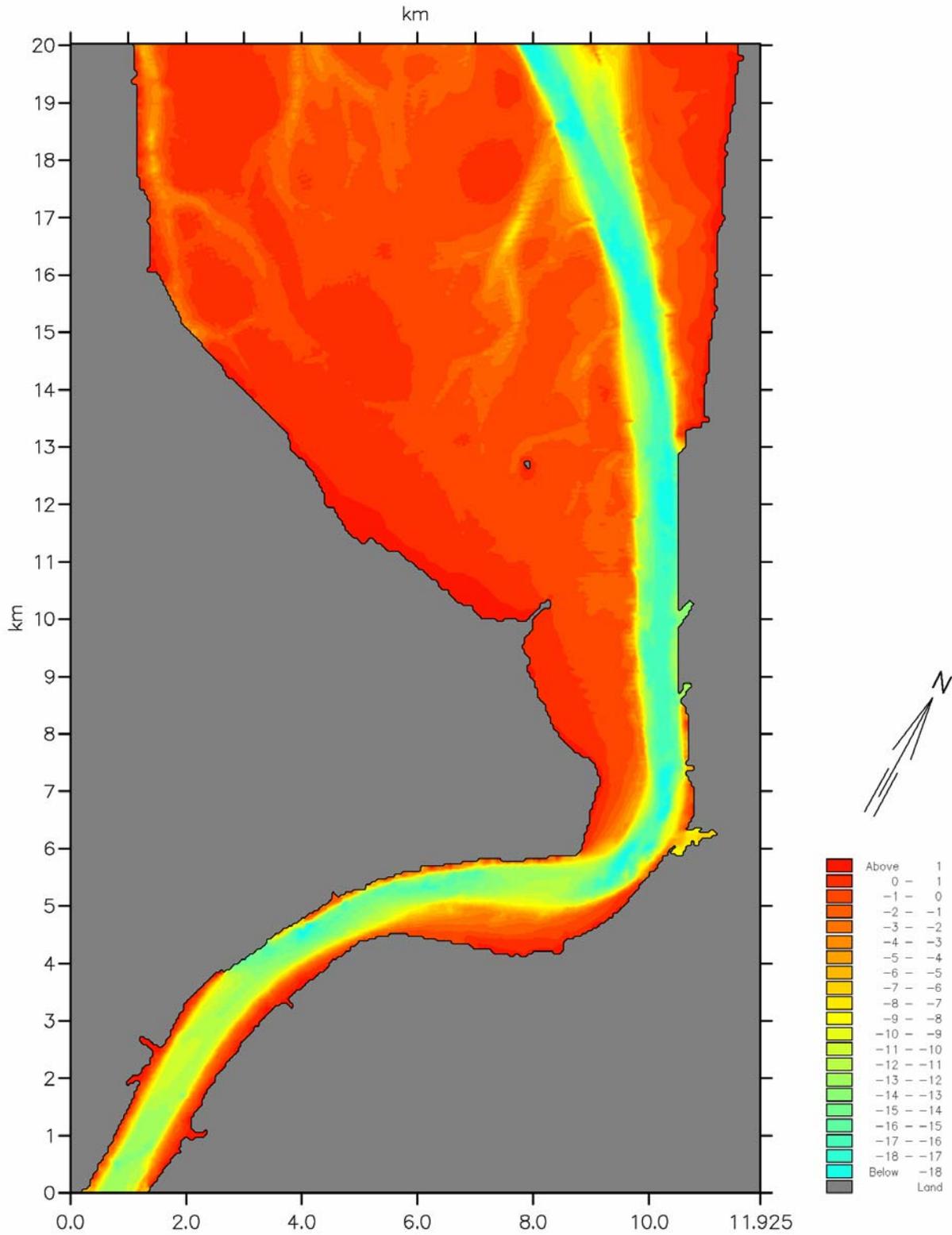


Abb. 7.2.2.1-1: Gewässertopographie des Regionalmodells (BAW-AK, 1990)

### **7.2.2.3 Untere Randbedingung (Wasserstand am Pegel Robbensüdsteert)**

Die untere Randbedingung (h-Randbedingung) wurde am Pegel Robbensüdsteert eingesteuert. Der Wasserstand wurde über den gesamten offenen Modellrand in Ansatz gebracht.

### **7.2.2.4 Tidekurven**

Die Tidekurven an dem verfügbaren Referenzpegel „Bremerhaven Alter Leuchtturm“ wurden aus Pegelaufzeichnungen des WASSER- UND SCHIFFFAHRTSAMTES BREMERHAVEN entnommen. Ergänzt wurden diese Angaben durch Pegelaufzeichnungen, die während einer Messkampagne im Jahre 1990 für die BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU aufgezeichnet wurden. Diese Werte kamen während der Kalibrierung zum Tragen.

### **7.2.2.5 Zuflüsse in das Modellgebiet**

Zuflüsse in das Modellgebiet infolge Direkteinzug, kleinere Vorfluter und Einleitungen wurden in den Untersuchungen nicht berücksichtigt, da sie gegenüber dem Tidevolumen der Weser keine merklichen Auswirkungen auf den Abflussvorgang haben.

### **7.2.2.6 Strömungsgeschwindigkeiten und Strömungsrichtungen**

Für die Kalibrierung des hydrodynamischen Modells wurden Strömungsmessungen aus einer Messkampagne vom 7.6.1990 bis zum 26.6.1990 herangezogen. Diese Strömungsmessungen sind Punktmessungen von Betrag und Richtung bei UW-km 67,28 (2 m, 5,25 m, und 9 m über der Sohle) und bei UW-km 71,75 (5 m über der Sohle). Die Lage der Messpunkte ist in Abbildung 7.2.2.6-1 dargestellt. Die Messwerte finden sich in den Anlagen 7.2.2.6-1 bis 7.2.2.6-8.

Die berechneten Geschwindigkeiten des 2-D Regionalmodells sind tiefengemittelt. Um vergleichbare Geschwindigkeiten aus den Messungen des WASSER- UND SCHIFFFAHRTSAMTES BREMERHAVEN zu erhalten, musste die in Kap. 6.2.2.4 beschriebene Umrechnung der Messwerte auf tiefengemittelte Strömungsgeschwindigkeiten vorgenommen werden.

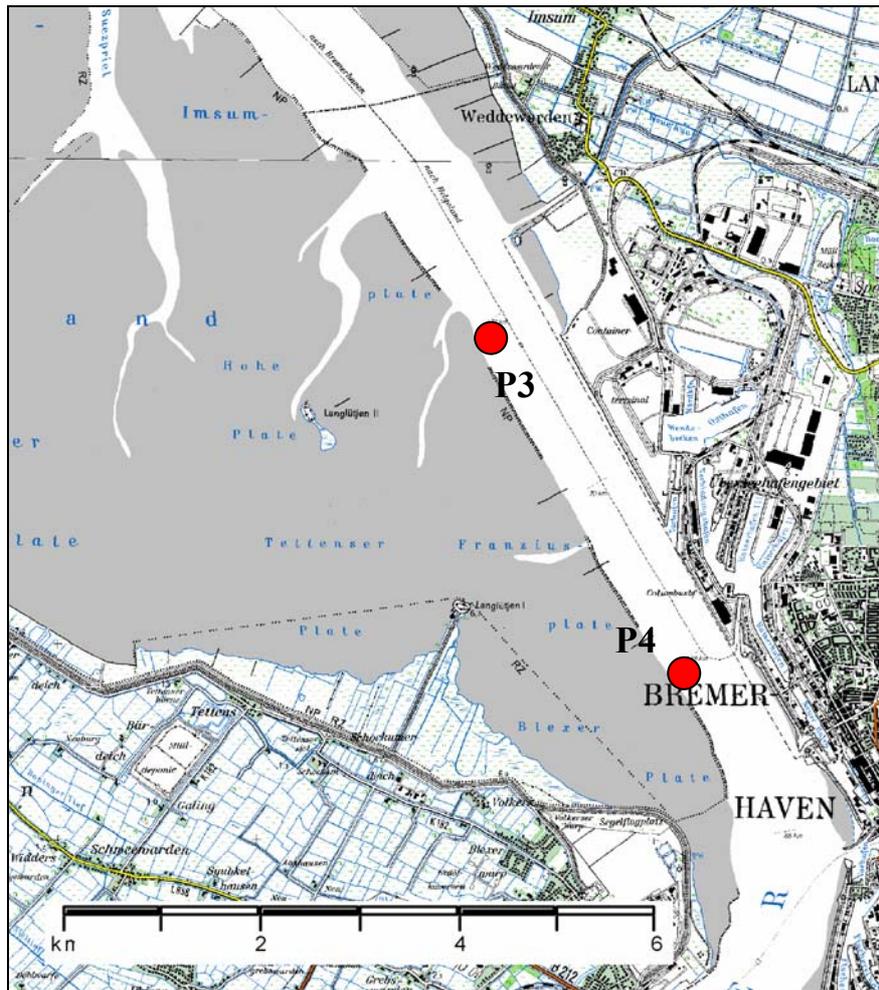


Abb. 7.2.2.6-1: Lage der Strömungsmesspunkte des WSA Bremerhavens für die Kalibrierung

## 7.2.3 Kalibrierung des hydrodynamischen 2D-Modells

### 7.2.3.1 Auswahl des Untersuchungszeitraumes

Als Grundlage für die Eichung des hydrodynamischen Modells dienten die Pegelaufzeichnungen des Pegels „Bremerhaven Alter Leuchtturm“ und Strömungsmessungen in der Weser vor Bremerhaven. Die Strömungsmessungen enthalten Informationen über Richtung und Betrag im Zeitraum vom 07.06.1990 18<sup>00</sup> Uhr bis zum 10.06.1990 03<sup>40</sup> Uhr (Punkt P3) bzw. bis zum 21.06.1990 08<sup>40</sup> Uhr (Punkt P4). Der Zeitraum vom 07.06.1990 18<sup>00</sup> Uhr bis zum 10.06.1990 03<sup>40</sup> Uhr ist der Kalibrierzeitraum. Die vollständigen Ergebnisse der Kalibrierung sind in den Anlagen dargestellt.

Der Oberwasserabfluss der Weser am Pegel Intschede innerhalb dieses Untersuchungszeitraumes lag bei rd. 150 m<sup>3</sup>/s und damit bei einem SoMQ<sub>(1990)</sub> = 140m<sup>3</sup>/s. Die Wasserstände

innerhalb des Untersuchungszeitraumes beinhalten sowohl Spring- als auch Nipptiden, die im Bereich des  $M_{Thw(1981-1990)} = +1,76\text{mNN}$  und des  $M_{Tnw(1981-1990)} = -1,87$  liegen. Extremereignisse (Sturmfluten) treten innerhalb des Untersuchungszeitraumes nicht auf.

### 7.2.3.2 Modellparameter für die Kalibrierung des hydrodynamischen 2D-Modells

An den beiden offenen Rändern des Modells wurden jeweils Tidekurven eingesteuert. Die Randbedingung für den oberen Rand (Kleinensiel) ist in Abb. 7.2.3.2-1 dargestellt. Die untere Randbedingung (Robbensüdsteert) findet sich in Abb. 7.2.3.2-2. Die zur Kalibrierung verwendete Gewässertopographie ist in Abb. 7.2.2.1-1 dargestellt. Die zu den Randbedingungen der Kalibrierung zugehörigen Pegeldata sind in den Anlagen 7.2.3.2-1 bis 7.2.3.2-4 dargestellt.

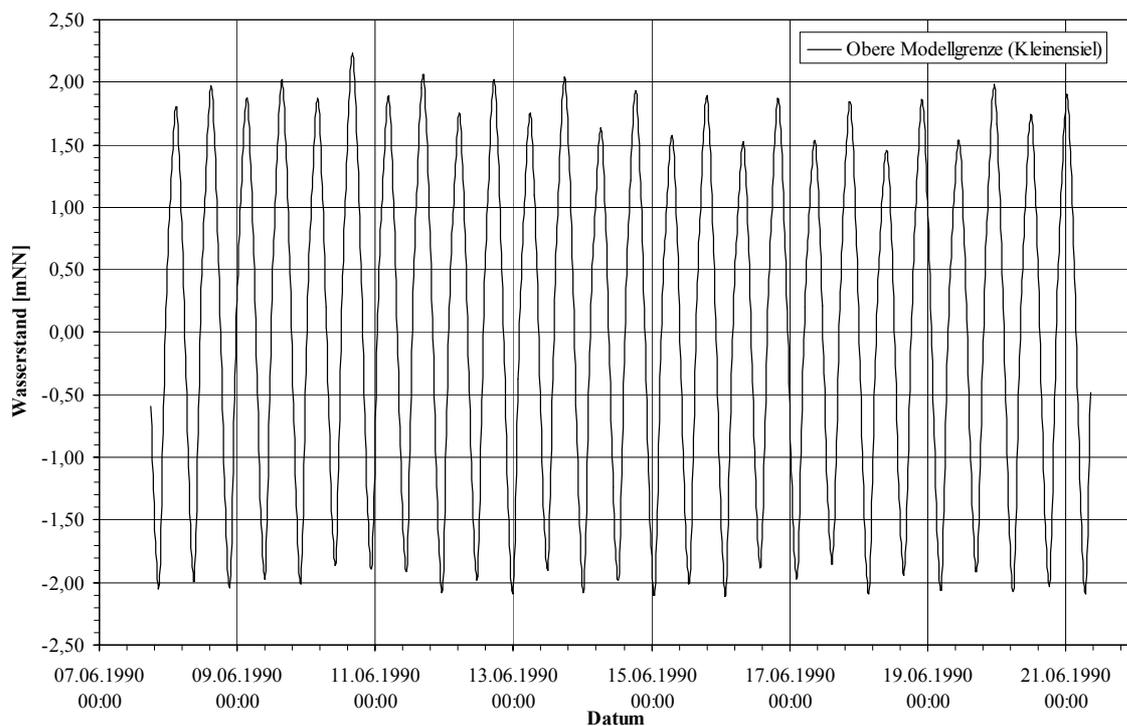


Abb. 7.2.3.2-1: Wasserstände in der Weser an der oberen Modellgrenze (Kleinensiel) über den Zeitraum vom 07.06.1990 18<sup>00</sup> Uhr bis 21.06.1990 08<sup>40</sup> Uhr (BAW-AK, 2000)

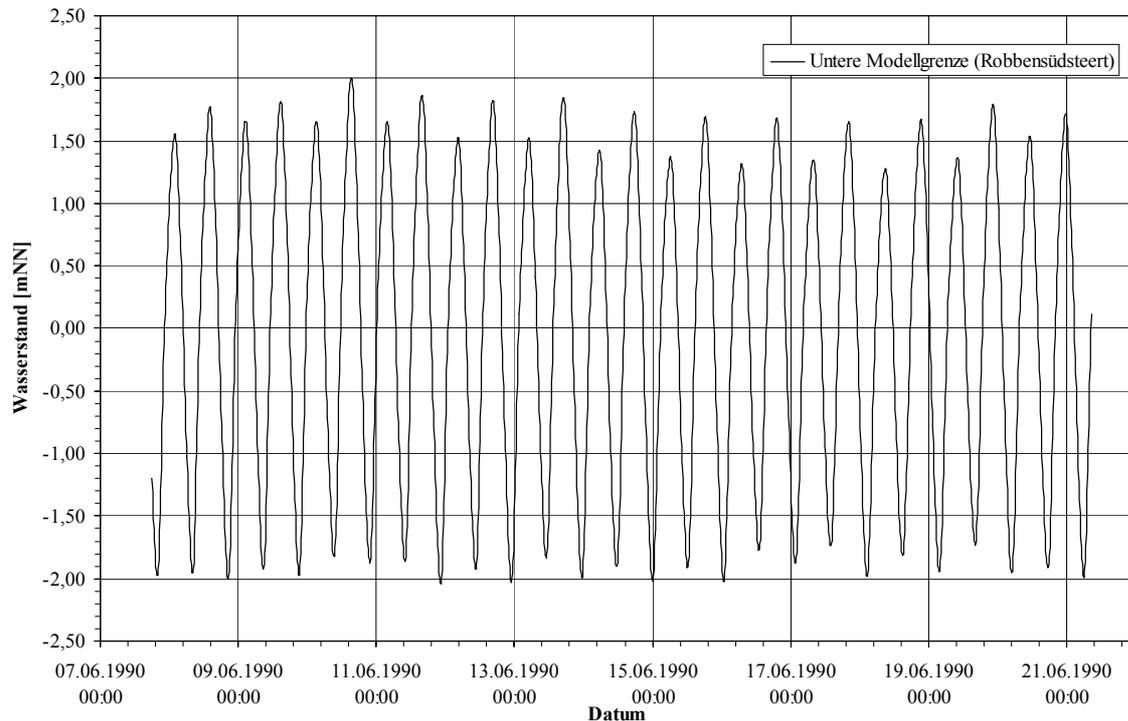


Abb. 7.2.3.2-1: Wasserstände in der Weser an der unteren Modellgrenze (Robbensüdsteert) über den Zeitraum vom 07.06.1990 18<sup>00</sup> Uhr bis 21.06.1990 08<sup>40</sup> Uhr (BAW-AK, 2000)

### 7.2.3.3 Ergebnisse der 2D-Kalibrierung

Die Kalibrierung des numerischen 2D-Modells im Hinblick auf einen naturähnlichen Tideablauf erfolgte nach den Tidewasserständen, den Eintrittszeiten der Scheitelwerte der Tiden und den gemessenen Strömungsgeschwindigkeiten und -richtungen. Um einen möglichst naturnahen Zustand bei den Wasserständen und den Strömungsgeschwindigkeiten und -richtungen zu erreichen, wurden an den Kalibrierparametern Smagorinsky-Zahl ( $C_{sm}$ -Werte, Turbulenzmodellierung) und der Sohlrauigkeit (Manning  $n_t$ -Werte) Veränderungen vorgenommen.

Durch schrittweise Veränderung der Rauigkeiten auf einen Wert von  $n=48 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  bei einem  $C_{sm}$  Wert von 0,5 konnten die gemessenen Scheitelwerte der Tidewasserstände mit einer Genauigkeit von  $\pm 5 \text{ cm}$  reproduziert werden. Um ein naturähnliches Ein- und Ausschwingen der Tidewelle zu überprüfen, wurden die Differenzen der Pegelstände zwischen Modell und Messung am Pegel „Bremerhaven Alter Leuchtturm“ verglichen (Abb. 7.2.3.3-1; Anlage 7.2.3.3-1). Im Bereich der steil ansteigenden Flutäste sowie im Bereich der stark abfallenden Ebbeäste sind Abweichungen um  $\pm 8 \text{ cm}$  zu erkennen. Die Differenzen sind im Wesentlichen auf die fehlenden baroklinen Effekte (eine Dichteschichtung kann mit dem Programmsystem MIKE21<sup>®</sup> nicht berücksichtigt werden) und auf die Art der Modellsteuerung mit zwei Was-

serstandsändern zurückzuführen (fehlender Impulseintrag an den Modellrändern). Eine Verschiebung der Eintrittzeiten der Scheitelwasserstände ist nicht zu erkennen.

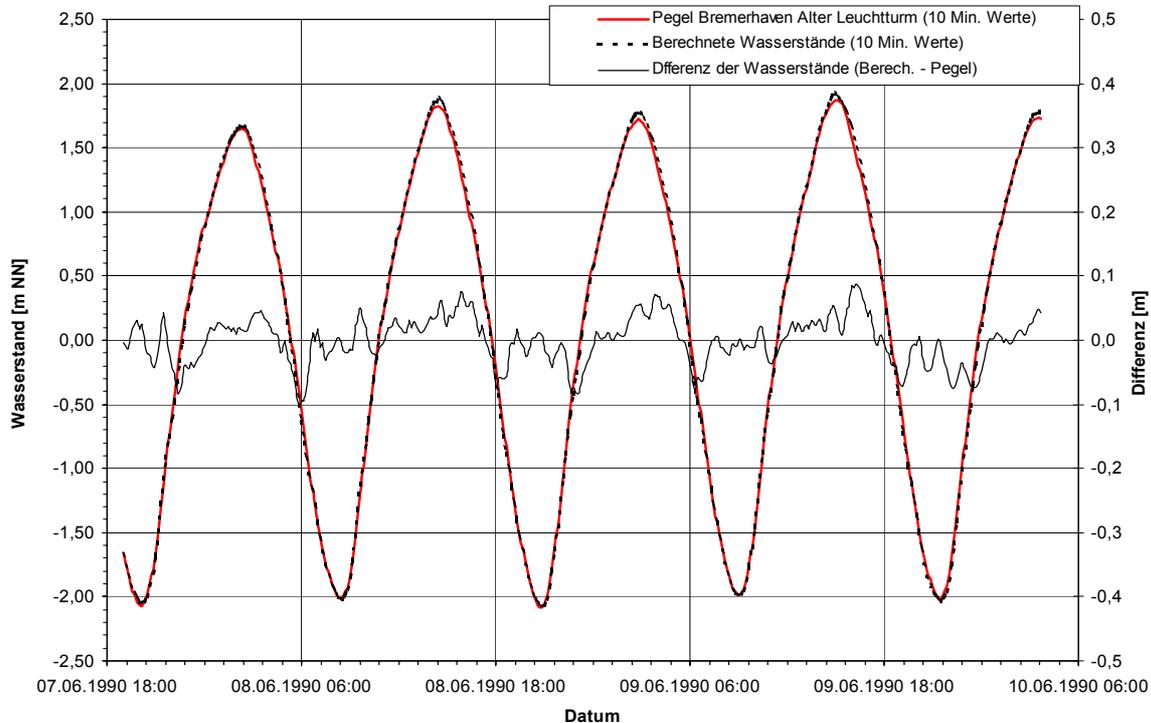


Abb. 7.2.3.3-1: Differenz zwischen gemessenen (BAW-AK, 2000) und berechneten Wasserständen am Pegel „Bremerhaven Alter Leuchtturm“ im Untersuchungszeitraum (07.06.1990 18<sup>00</sup> Uhr bis 10.06.1990 03<sup>40</sup> Uhr)

Für die Kalibrierung des Modells standen zudem aus der Messkampagne vom 07.06.1990 bis zum 21.06.1990 Punktmessungen mit Strömungsgeschwindigkeiten in Betrag und Geschwindigkeit zur Verfügung. Um die Naturähnlichkeit der Richtungsänderungen der Tidewelle zu überprüfen, wurden die Eintrittszeiten, Geschwindigkeitsänderungen, die Richtungsänderungen und die Beträge der Strömungsgeschwindigkeiten im Modell und in der Natur an den Messstellen P3 und P4 verglichen (Abb. 7.2.3.3-2 bis 7.2.3.3-5). Die vorhandenen Ergebnisse für den gesamten Zeitraum der Kalibrierung (07.06.1990 18<sup>00</sup> Uhr bis 21.06.1990 08<sup>35</sup> Uhr) für den Punkt P4 sind auf Grund der besseren Übersichtlichkeit in den Anlagen 7.2.3.3-2 bis 7.2.3.3-5 dargestellt.

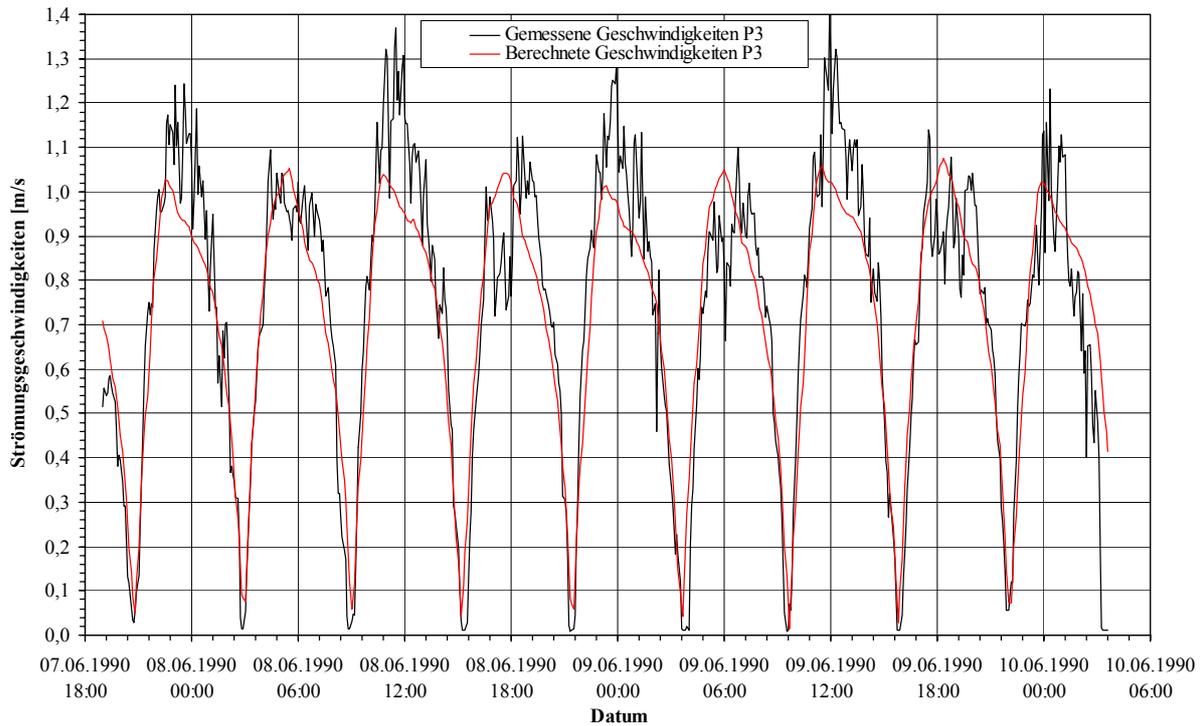


Abb. 7.2.3.3-2: Gemessene (BAW-AK, 2000) und berechnete Strömungsgeschwindigkeiten am Messpunkt P3 für den Untersuchungszeitraum (07.06.1990 18<sup>00</sup> Uhr bis 10.06.1990 03<sup>40</sup> Uhr)

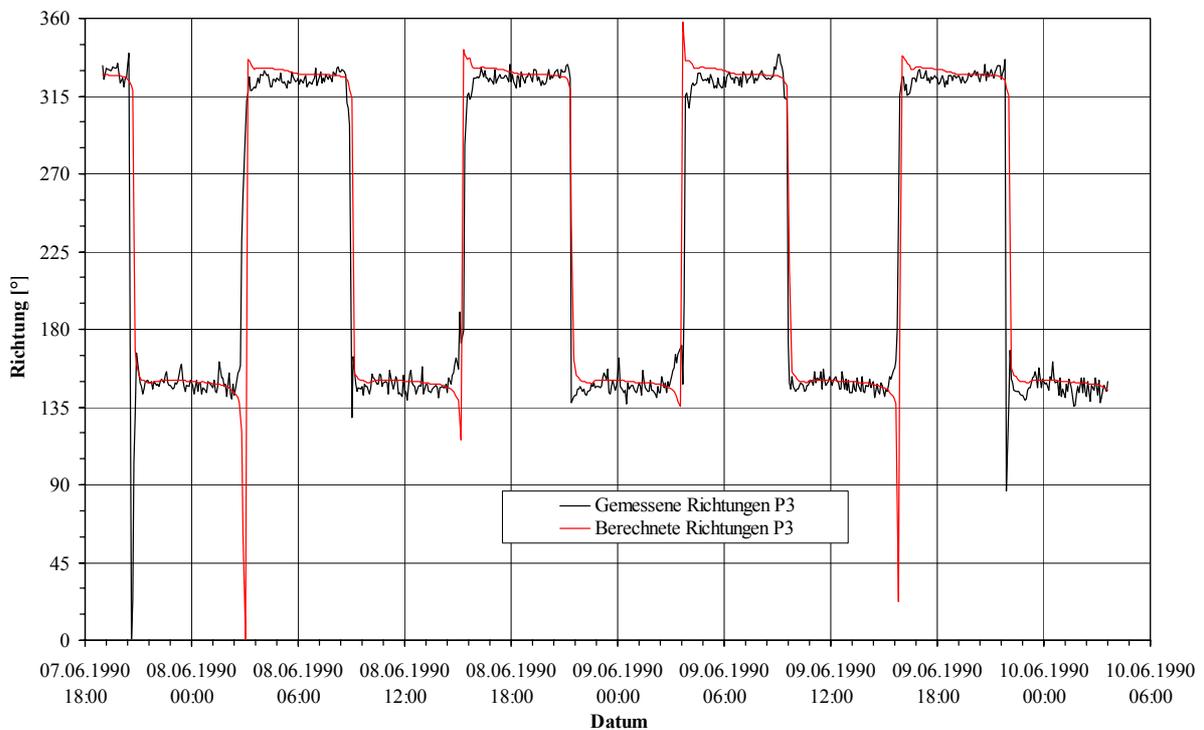


Abb. 7.2.3.3-3: Gemessene (BAW-AK, 2000) und berechnete Strömungsrichtungen am Messpunkt P3 für den Untersuchungszeitraum (07.06.1990 18<sup>00</sup> Uhr bis 10.06.1990 03<sup>40</sup> Uhr)

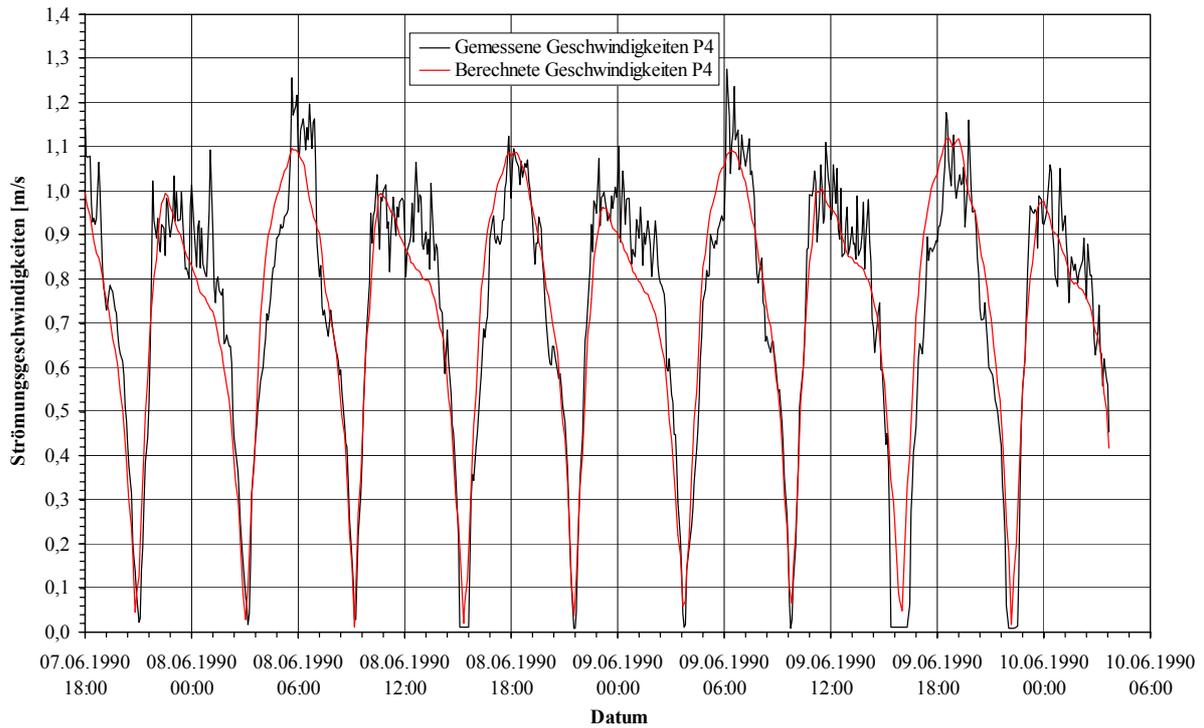


Abb. 7.2.3.3-4: Gemessene (BAW-AK,2000) und berechnete Strömungsgeschwindigkeiten am Messpunkt P4 für den Untersuchungszeitraum (07.06.1990 18<sup>00</sup> Uhr bis 10.06.1990 03<sup>40</sup> Uhr)

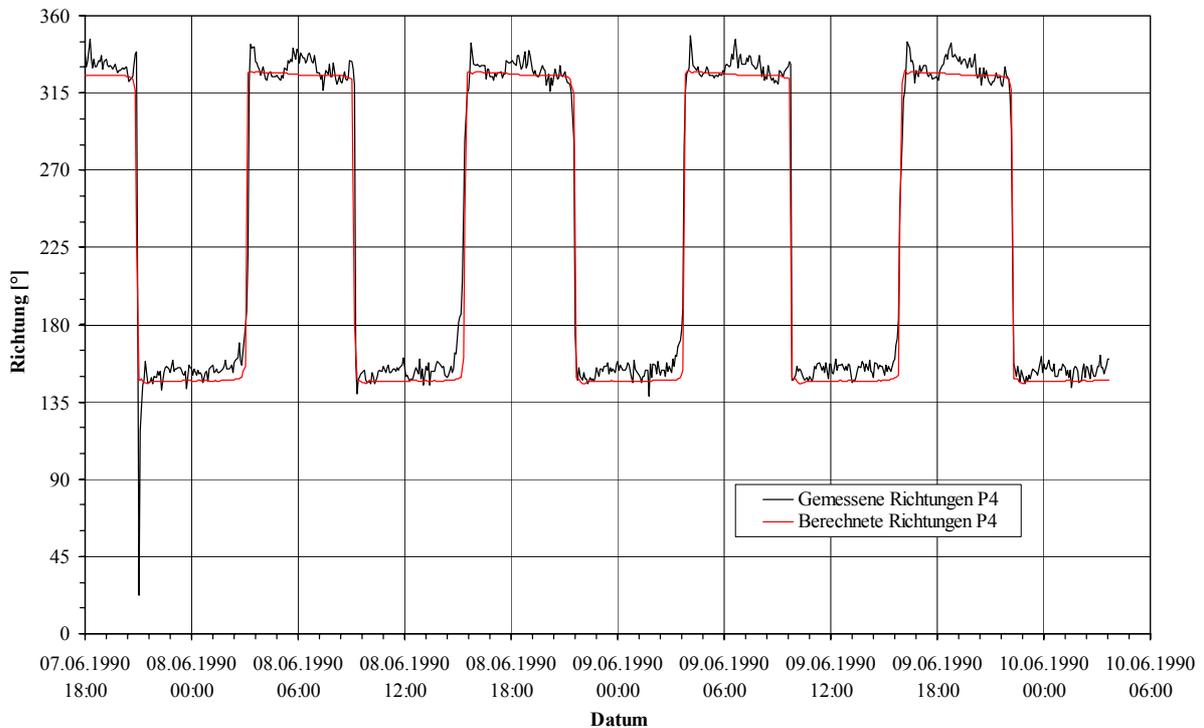


Abb. 7.2.3.3-5: Gemessene (BAW-AK,2000) und berechnete Strömungsrichtungen am Messpunkt P4 für den Untersuchungszeitraum (07.06.1990 18<sup>00</sup> Uhr bis 10.06.1990 03<sup>40</sup> Uhr)

Die berechneten Strömungsrichtungen weichen im Modellgebiet während kurzer Tidephasen von den gemessenen Strömungsrichtungen ab (Abb. 7.2.2.3-3). Während dieser Tidephasen sind die Strömungsgeschwindigkeiten niedrig, so dass die Trägheit der eingesetzten Messgeräte die Messung der Strömungsrichtung beeinflusst. Weiterhin hat die Modellsteuerung mit zwei Wasserstandsändern Einfluss auf den Zeitpunkt der Richtungsänderung.

Die berechneten Strömungsrichtungen stellen eine gute Näherung an die tatsächlichen Strömungsverhältnisse in der Weser dar. Der Vergleich der Strömungsgeschwindigkeiten kann nur qualitativ durchgeführt werden. Die fehlenden baroklinen Effekte (Dichteströmungen) sowohl im numerischen Modell als auch bei der Umrechnung der Strömungsgeschwindigkeiten auf eine mittlere Geschwindigkeit über die Tiefe, lassen einen direkten Vergleich nicht zu. Qualitativ finden sich die gemessenen Strömungsgeschwindigkeiten in den Berechnungen wieder. Auch hier ist eine Verschiebung des Zeitpunktes der Änderung der Strömungsrichtung nicht zu erkennen.

Die gewählten Modellparameter ( $C_{sm} = 0,5$  und  $n=48 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  im gesamte Modellgebiet) sind daher geeignet die regionalen Strömungsverhältnisse mit ausreichender Genauigkeit für die weiteren Untersuchungen zu reproduzieren.

### **7.3 Aufbau des 3D-Regionalmodells**

Für die detaillierte Untersuchung der Strömungen im Vorhafen der Nordschleuse und der Kaiserschleuse wurde ein numerisches 3D-Modell mit eingehängten Gitterverfeinerungen aufgebaut (vgl. Kap. 5.3). Das Modell ermöglicht die Beschreibung der hydrodynamischen und sedimentologischen Situation im Weserästuar unter Berücksichtigung von Dichteströmungen. Dieses 3D-Regionalmodell hat die gleichen Abmessungen wie das 2D Modell (vgl. Kap. 7.2.1).

#### **7.3.1 Modellparameter**

Die Gewässertopographie der Weser und der angeschlossenen Häfen wurde, im Gegensatz zum vorherigen 2D-Regionalmodell, mit aktuellen Daten des WSA BREMERHAVEN (1999, 2000) neu aufgebaut (Abb. 7.3.1-1). Die Gewässertopographie des gesamten Untersuchungsgebietes wird durch ein Gitter mit  $\Delta x = \Delta y = 45 \text{ m}$  beschrieben. Dieses 45m Gitter ist im Bereich der Weser vor den Vorhäfen der Kaiser- und Nordschleuse durch ein Gitter mit  $\Delta x = \Delta y = 15 \text{ m}$  überlagert und verfeinert worden (Abb. 7.3.1-2). Zusätzlich sind die Vorhä-

fen detailliert durch ein Gitter mit  $\Delta x = \Delta y = 5$  m abgebildet und in das Modell eingehängt worden (Abb. 7.3.1-3a,b).

Die Wasserstands Randbedingungen wurden am oberen Modellrand aus den Pegeln Nordenham und Brake interpoliert (vgl. Kap. 7.2.2.2), für den unteren Modellrand aus dem Pegel Robbensüdsteert ermittelt und über die gesamten offenen Modellränder eingesteuert. Referenzpegel im Modellgebiet ist der Pegel „Bremerhaven Alter Leuchtturm“.

Der Salzgehalt wurde am unteren Modellrand aus den Messdaten am Pegel Robbensüdsteert und am oberen Modellrand aus den Messungen an den Pegeln Nordenham und Brake ermittelt. Der Salzgehalt wurde an den Pegeln ca. 1m unter SKN aufgezeichnet. Auf NN bezogen bedeutet dies etwa:

Robbensüdsteert	-2,9 mNN
Bremerhaven	-3,2 mNN
Nordenham	-3,0 mNN
Rechtenfleth	-2,9 mNN

Zuflüsse in das Modellgebiet infolge Direkteinzug, kleinere Vorfluter und Einleitungen wurden in den Modelluntersuchungen nicht berücksichtigt, da sie gegenüber dem Tidevolumen der Weser keine merklichen Auswirkungen auf den Abflussvorgang haben.

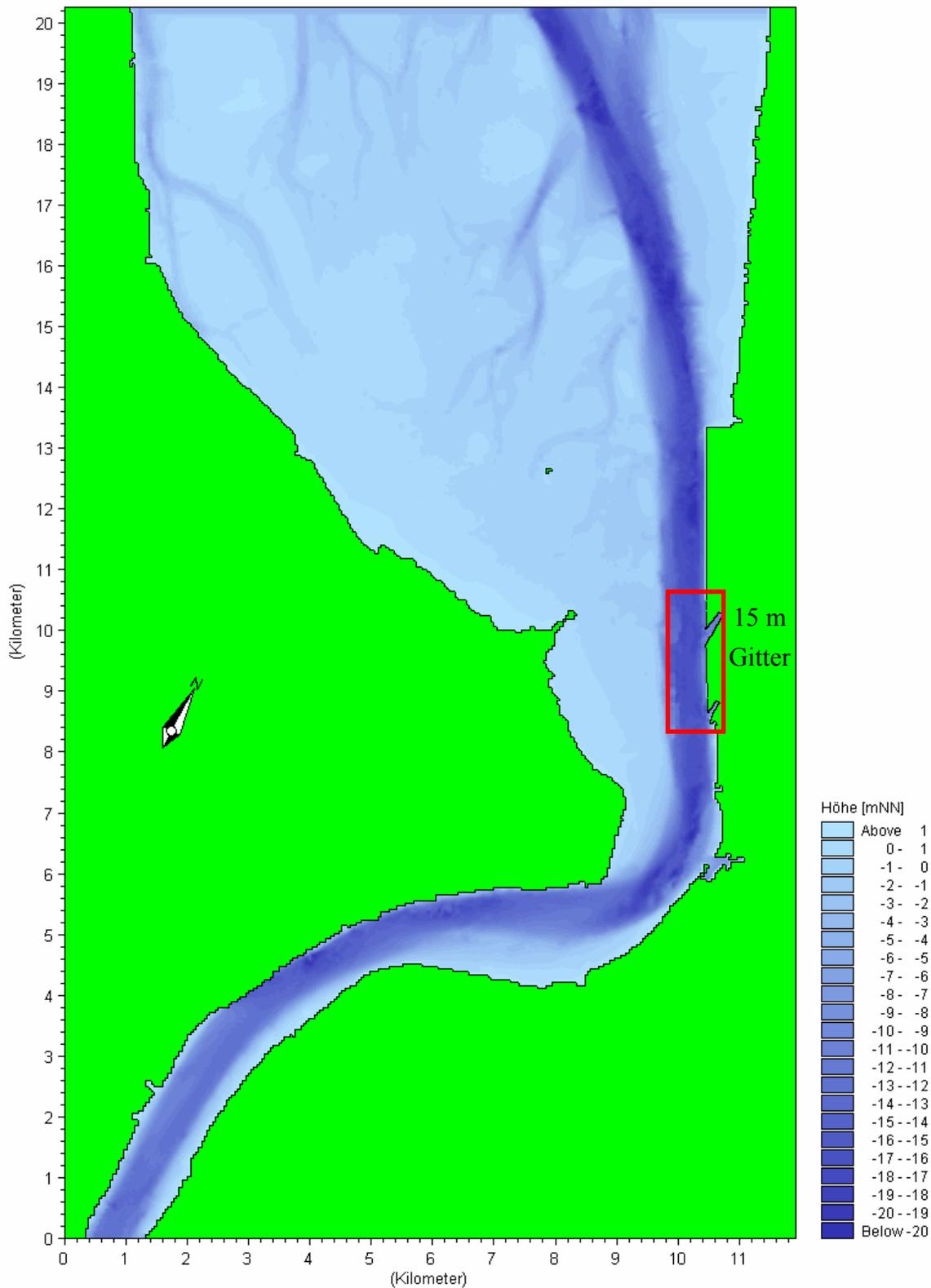


Abb. 7.3.1-1: Gewässertopographie des 3D-Regionalmodells der Weser (Datengrundlage: WSA BREMERHAVEN, 2000) und Lage des verdichteten 15 m Bereichs

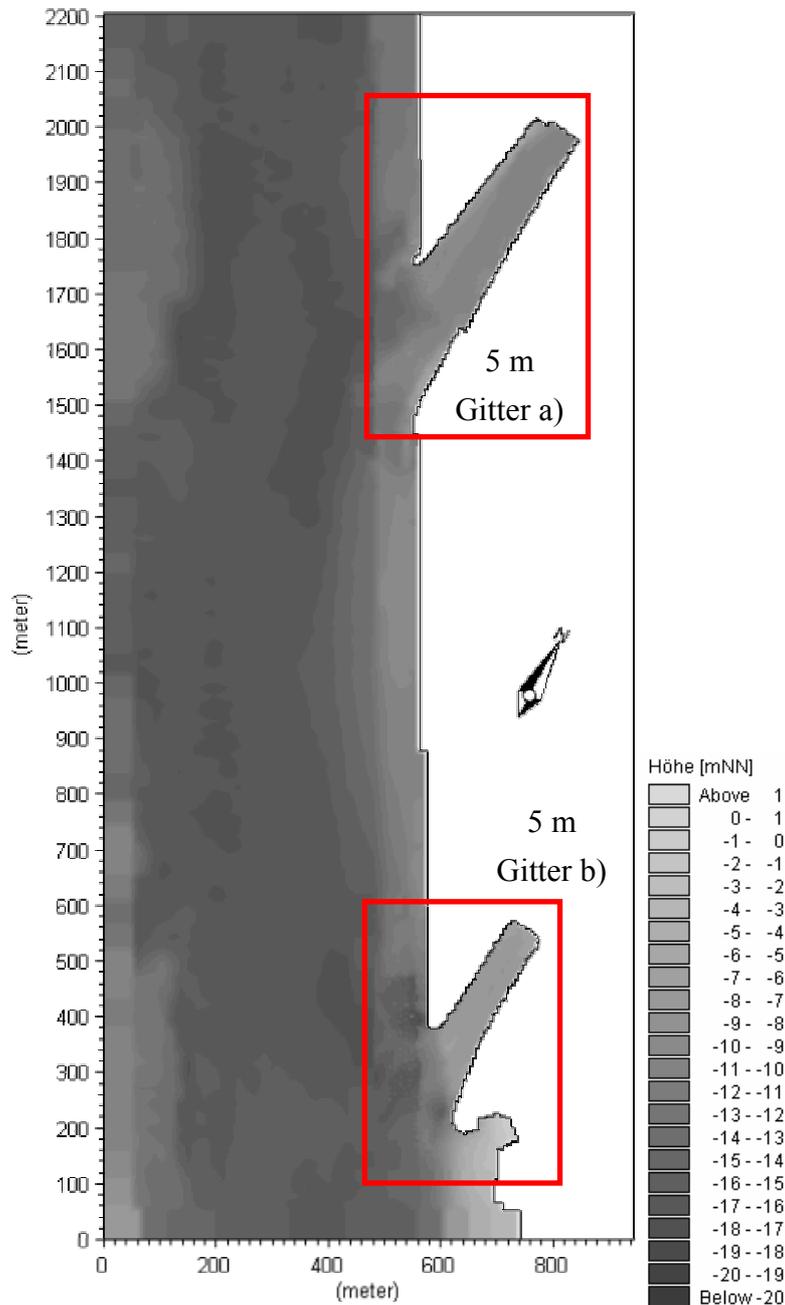


Abb. 7.3.1-2: Gewässertopographie des 15 m Gitter (WSA BREMERHAVEN, 2000) und Lage der verdichteten 5 m Bereiche: a) Vorhafen Nordschleuse; b) Vorhafen Kaiserschleuse

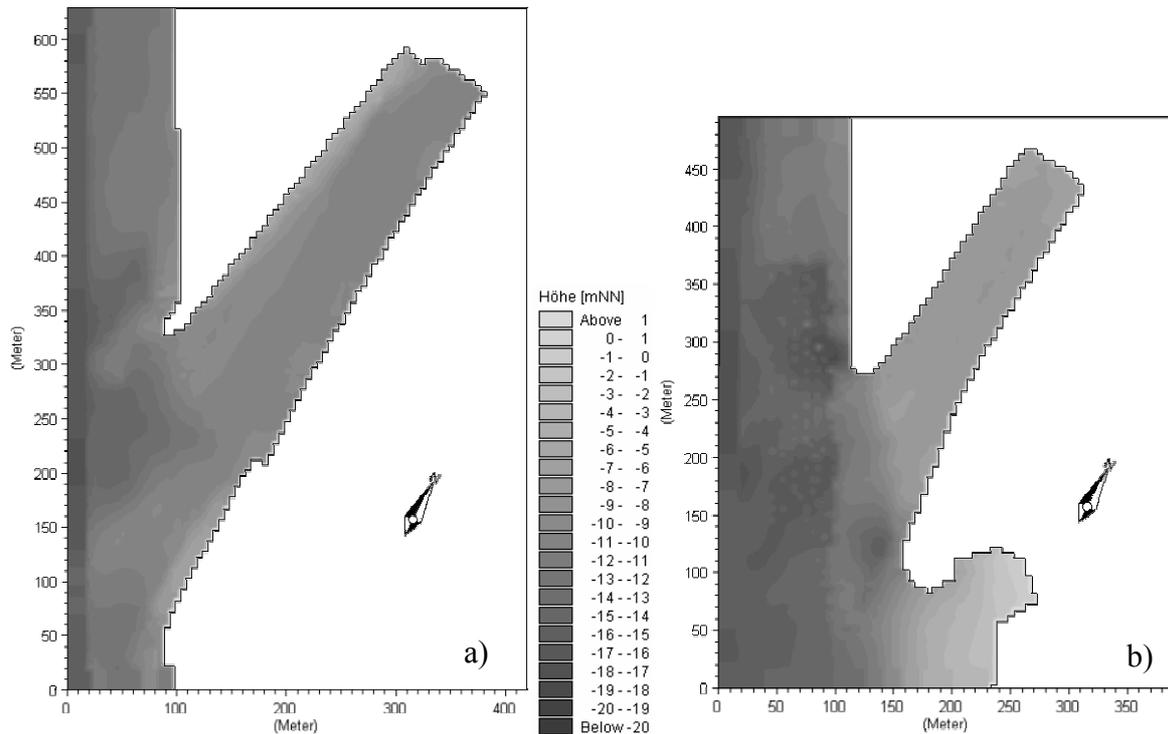


Abb. 7.3.1-3: Gewässertopographie des 5 m Gitter (Datengrundlage: WSA BREMERHAVEN, 2000), a) Vorhafen Nordschleuse, b) Vorhafen Kaiserschleuse

Die für die Kalibrierung notwendigen Strömungsinformationen wurden mit Hilfe von ADCP-Messungen durch das INSTITUT FÜR WASSERBAU DER HOCHSCHULE BREMEN ermittelt. Die Messkampagnen für die Nordschleuse wurden im Zeitraum vom 11. bis 22.09.2000 und vom 14. bis 23.05.2001 durchgeführt. Die Messungen für die Kaiserschleuse wurden vom 15. bis 26.10.2001 durchgeführt. Zeitgleich sind Drifter- und Salzgehaltsmessungen in den Vorhäfen und in der Weser durchgeführt worden. Die Vorhäfen sind kurz vor den Messungen auf Solltiefe ausgebaggert worden. Die Modellbathymetrie bildet einen aufsedimentierten Zustand ab, so dass es in den Vorhäfen zu Höhendifferenzen an der Sohle im Vergleich zu den Messungen kommt.

## 7.3.2 Kalibrierung des hydrodynamischen 3D-Modells

### 7.3.2.1 Auswahl der Zeiträume für die Kalibrierung

Grundlage der Kalibrierung des hydrodynamischen 3D Regionalmodells waren die Pegelaufzeichnungen des Pegels „Bremerhaven Alter Leuchtturm“ sowie die ADCP Messungen in und vor den Vorhäfen. Zur Kalibrierung wurden zwei Zeiträume ausgewählt. Der erste **Zeitraum (a)** vom 13.09.2000 02:00 Uhr (MESZ) bis zum 14.09.2000 22:00 Uhr fiel mit einem

C. Zimmermann, A. Matheja, O. Stoschek, J. Geils

BMBF-Vorhaben: Sedimentation in brackwasserbeeinflussten Vorhäfen: Minimierung der Sedimentation Seite 7-17

Oberwasserabfluss der Weser am Pegel Intschede von rd. 140 m<sup>3</sup>/s zusammen. Dieser Abfluss wird im langjährigen Mittel (1941-1997) an 60 Tagen unterschritten.

Der zweite **Zeitraum (b)** startet am 14.05.2001 06:00 Uhr (MESZ) und endet am 16.05.2001 01:00 Uhr. Der Zeitraum liegt am Ende einer Periode mit erhöhten Oberwasserabflüssen. Der Abfluss in Intschede lag bei rd. 240 m<sup>3</sup>/s (SoMQ<sub>1941-1997</sub>: 221m<sup>3</sup>/s).

Die Tiden innerhalb des Untersuchungszeitraumes (a) (Sept. 2000, Abb. 7.3.2.1-1) lagen im Bereich mehrerer Springtiden mit einem  $HThW_{(Untersuchungszeitraum (a))} = 2,01 \text{ mNN}$  ( $MThW_{(1988-1997)} = 1,78 \text{ mNN}$ ) und einem  $NTnW_{(Untersuchungszeitraum (a))} = -2,16 \text{ mNN}$  ( $MTnW_{(1988-1997)} = -1,90 \text{ mNN}$ ). Der Salzgehalt ist durch das geringe Oberwasser der Weser hoch (Abb. 7.3.2.1-2). An der oberen Modellgrenze treten Salzgehalte bis zu 10 ‰ auf (Abb. 7.3.2.2-2a).

Die Tiden des zweiten Untersuchungszeitraum (b) (Mai 2001, Abb. 7.3.2.1-3) lagen im Bereich mehrerer Nipptiden im Bereich von max.  $ThW_{(15.05.01 18:45)} = 1,78 \text{ mNN}$  bis max.  $TnW_{(15.05.01 00:00)} = 2,00 \text{ mNN}$ . Der Salzgehalt ist durch das erhöhte Oberwasser geringer (Abb. 7.3.2.1-4). An der oberen Modellgrenze liegt der Maximalwert bei rd. 5 ‰ am Ende der Flutstromphase. Während der Ebbeströmung ist ein Basissalzgehalt der Weser von rd. 1 ‰ erkennbar (Abb. 7.3.2.2-2b).

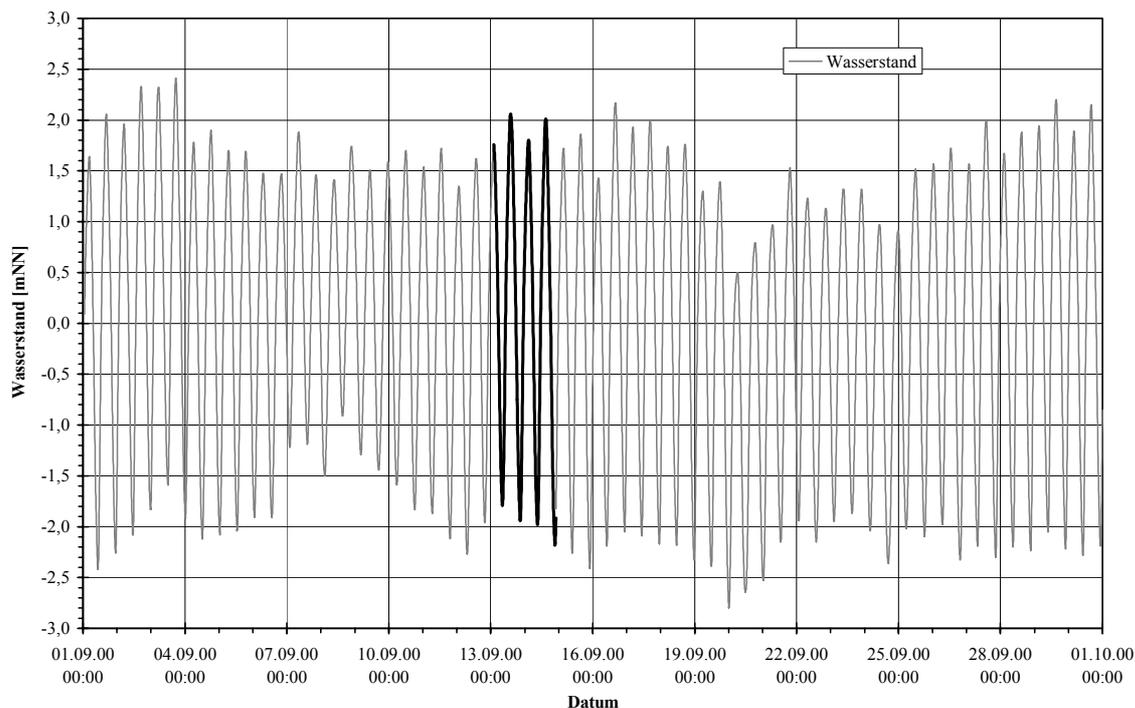


Abb. 7.3.2.1-1: Wasserstände am Pegel Bremerhaven Alter Leuchtturm im (a) ersten Untersuchungszeitraum, September 2000 (WSA BREMERHAVEN, 2000)

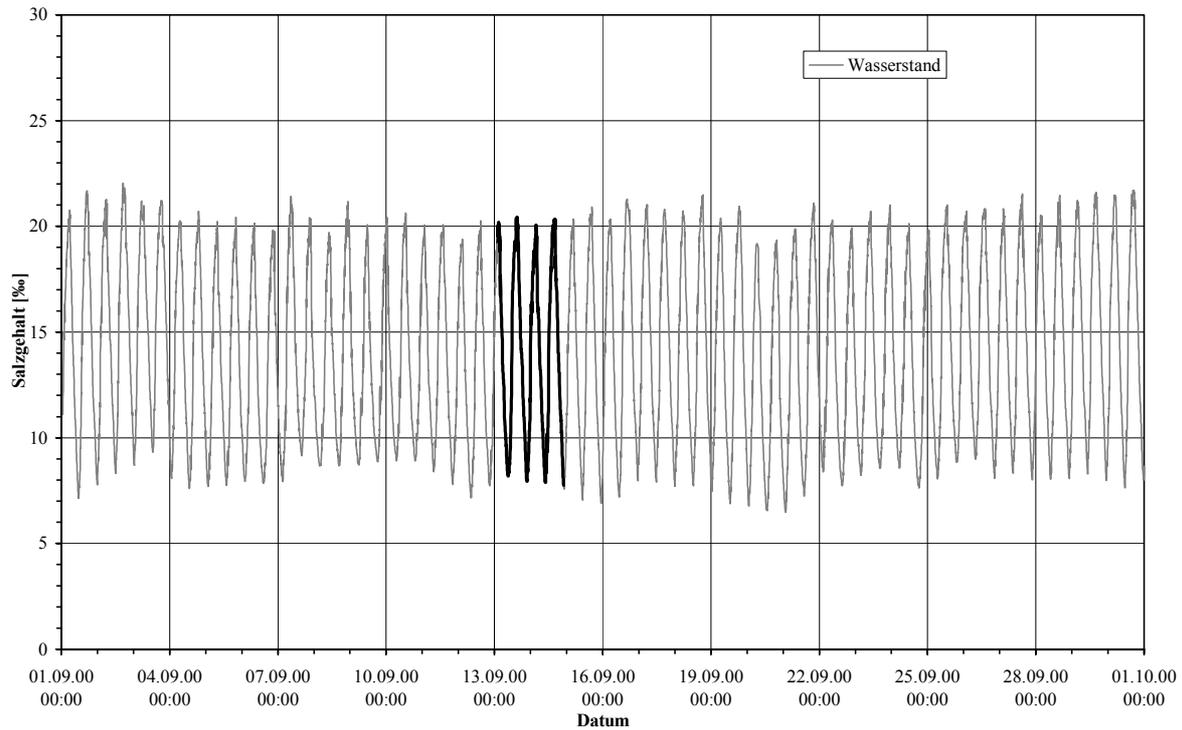


Abb. 7.3.2.1-2: Salzgehalt am Pegel Bremerhaven Alter Leuchtturm in einer Höhe von -3,2 mNN im (a) ersten Untersuchungszeitraum, September 2000 (WSA BREMERHAVEN, 2000)

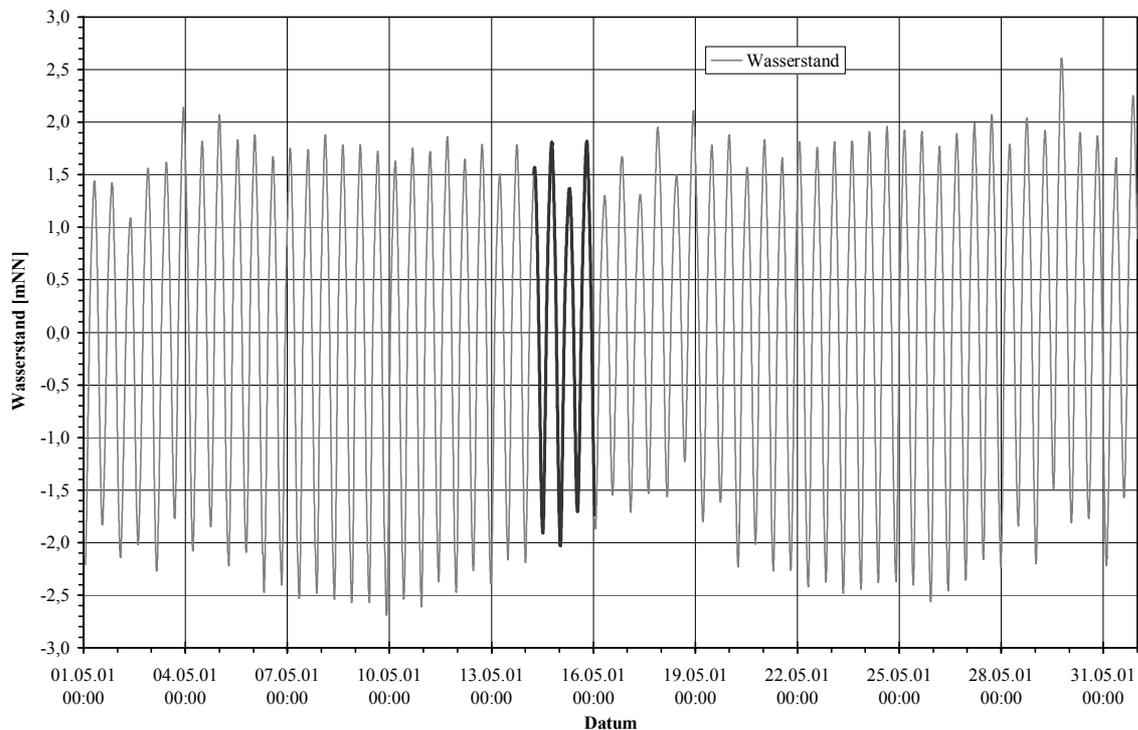


Abb. 7.3.2.1-3: Wasserstände am Pegel Bremerhaven Alter Leuchtturm im (b) zweiten Untersuchungszeitraum, Mai 2001 (WSA BREMERHAVEN, 2001)

C. Zimmermann, A. Matheja, O. Stoschek, J. Geils

BMBF-Vorhaben: Sedimentation in brackwasserbeeinflussten Vorhäfen: Minimierung der Sedimentation Seite 7-19

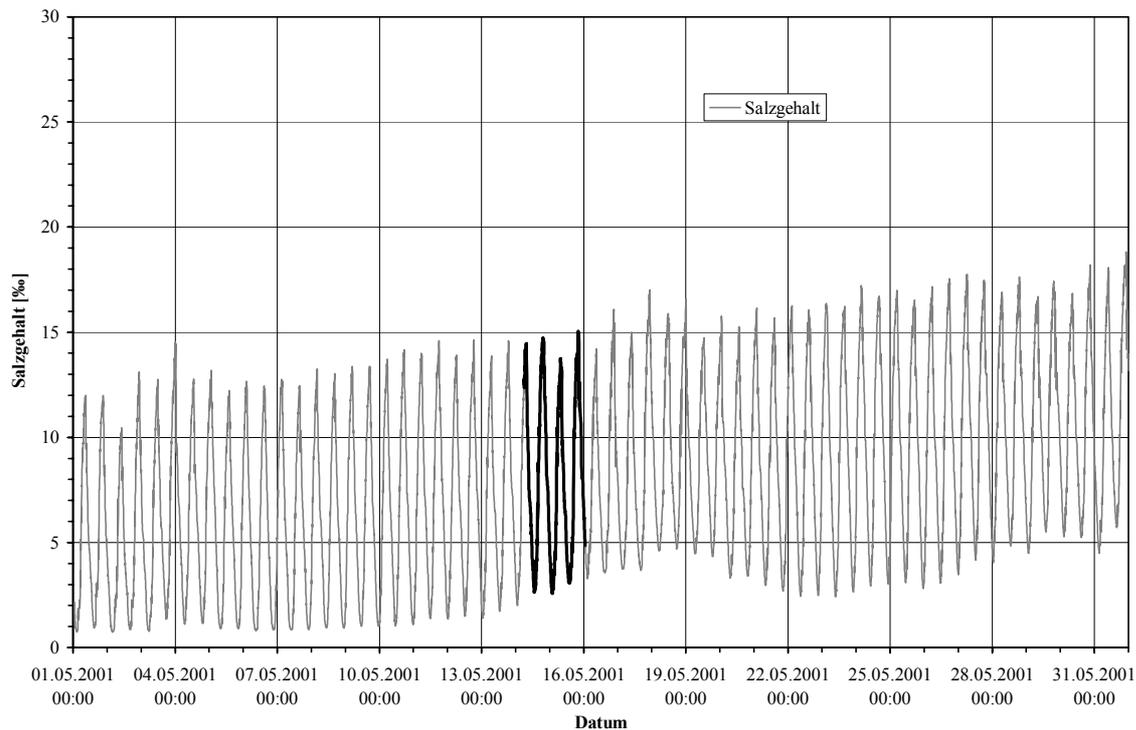


Abb. 7.3.2.1-4: Salzgehalt am Pegel Bremerhaven Alter Leuchtturm in einer Höhe von -3,2 mNN im (b) zweiten Untersuchungszeitraum, Mai 2001 (WSA BREMERHAVEN, 2001)

### 7.3.2.2 Modellparameter für die Kalibrierung des hydrodynamischen 3D-Modells

Zur Modellsteuerung wurden an den offenen Modellrändern Tide- und Salzgehaltskurven angesetzt. Die Randbedingungen für den oberen Modellrand (Kleinensiel) sind in Abb. 7.3.2.2-1a,b (Wasserstand) und Abb. 7.3.2.2-2a,b (Salzgehalt) dargestellt. Für den unteren Modellrand bei Robbensüdsteert sind die Randbedingungen in den Abb. 7.3.2.2-3a,b (Wasserstand) und 7.3.2.2-4a,b (Salzgehalt) dargestellt. Die zugehörigen Monatsreihen sind in den Anlagen 7.3.2.2-1 bis 7.3.2.2-12 dargestellt.

Flächendeckend wurde im gesamten Modellgebiet zu Beginn des Untersuchungszeitraumes ein Grundsatzgehalt von 15 ‰ angesetzt.

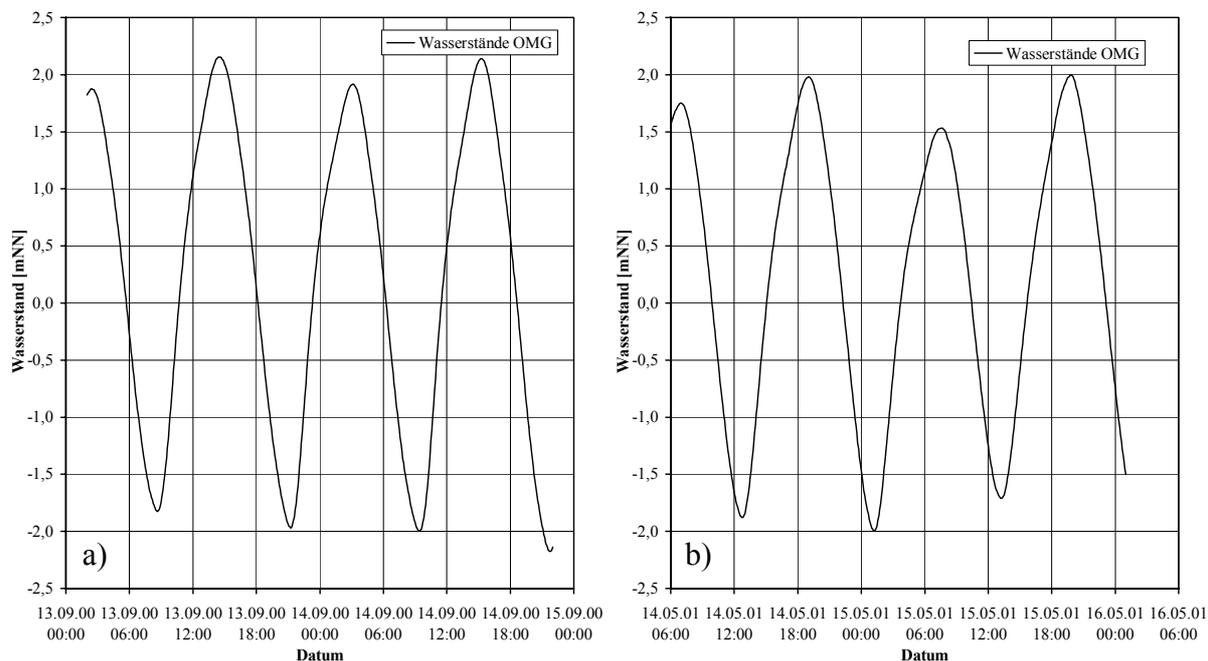


Abb. 7.3.2.2-1: Wasserstände an der oberen Modellgrenze (Kleinensiel): (a) erster Untersuchungszeitraum, September 2000; (b) zweiter Untersuchungszeitraum, Mai 2001 (WSA BREMERHAVEN, 2001)

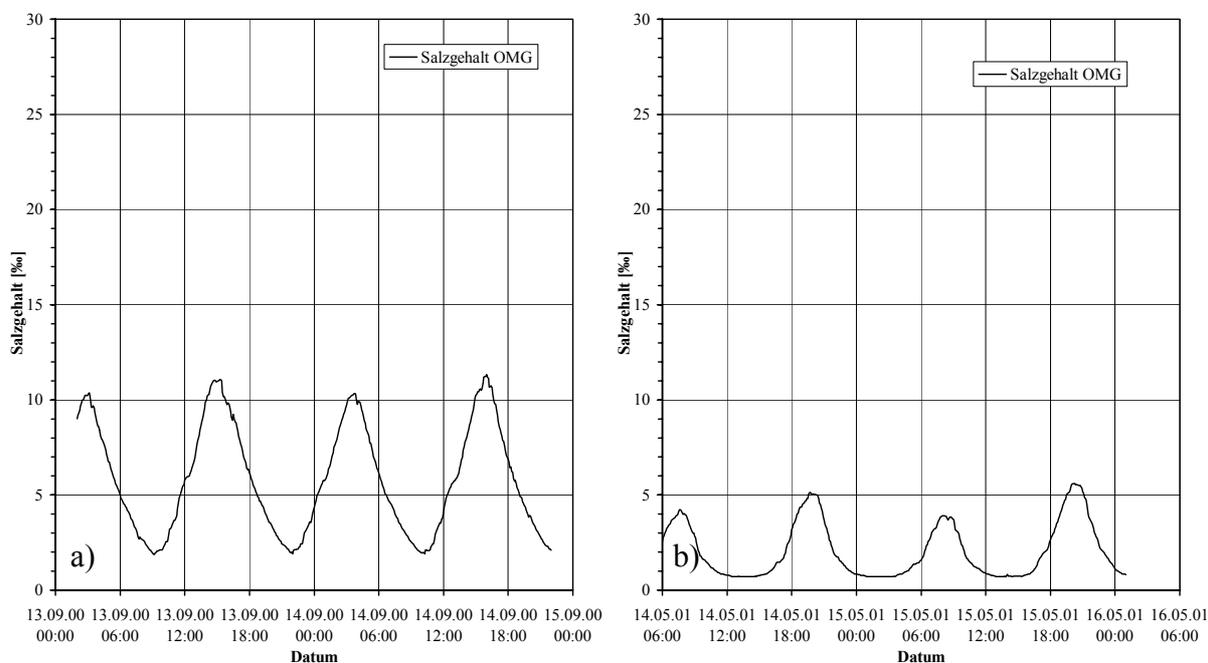


Abb. 7.3.2.2-2: Salzgehalt an der oberen Modellgrenze (Kleinensiel) in einer Höhe von -3,2 mNN: (a) erster Untersuchungszeitraum, September 2000; (b) zweiter Untersuchungszeitraum, Mai 2001 (WSA BREMERHAVEN, 2001)

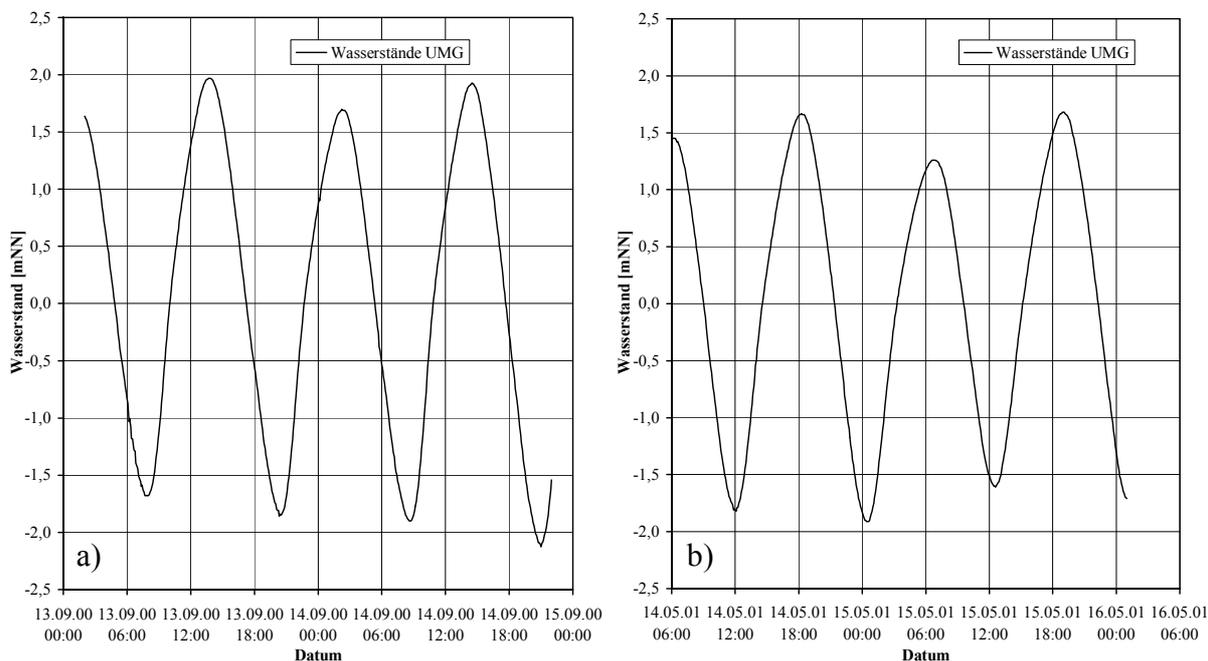


Abb. 7.3.2.2-3: Wasserstände an der unteren Modellgrenze (Robbensüdsteert): (a) erster Untersuchungszeitraum, September 2000; (b) zweiter Untersuchungszeitraum, Mai 2001 (WSA BREMERHAVEN, 2001)

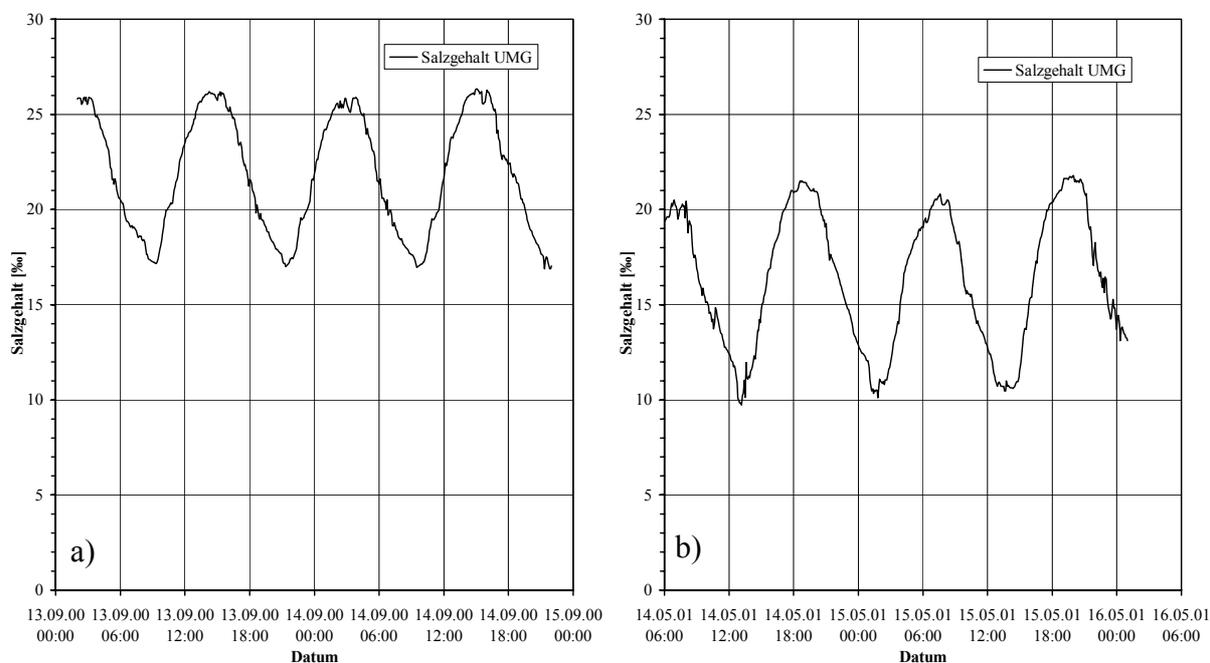


Abb. 7.3.2.2-4: Salzgehalt an der unteren Modellgrenze (Robbensüdsteert) in einer Höhe von -3,2 mNN: (a) erster Untersuchungszeitraum, September 2000; (b) zweiter Untersuchungszeitraum, Mai 2001 (WSA BREMERHAVEN, 2001)

### 7.3.2.3 Ergebnisse der Kalibrierung des 3D-Modells

Die Kalibrierung des numerischen 3D-Modells erfolgte durch einen Vergleich mit Tidewasserständen, Eintrittszeiten der Scheitelwerte der Tiden und gemessenen ADCP-Strömungsgeschwindigkeiten und -richtungen im 3D-Raum. Parameter zur Kalibrierung des numerischen Modells sind, wie bereits im 2D-Modell, die Sohlrauigkeit (Äquivalente Sohlrauigkeit in [m]) und die Smagorinsky Zahl ( $C_{sm}$ -Werte, Turbulenzmodellierung). Zusätzlich sind die Dispersionsfaktoren für den Salzgehalt zu bestimmen.

Die Kalibrierung hat zu einer Einzelrauigkeit für das gesamte Modell von 0,05 m geführt. Zusätzlich hat sich ein  $C_{sm}$ -Wert von 0,5 für die horizontale Turbulenzentwicklung und ein Parameterset von  $c_{\mu}=0,09$ ,  $c_1=1,44$ ,  $c_2=1,92$ ,  $c_3=0$ ,  $\sigma_k=1$ ,  $\sigma_{\epsilon}=1,3$ ,  $k=1e-7$  und  $\epsilon=5e-10$  für die vertikale Turbulenzentwicklung als optimal ergeben.

Um ein naturähnliches Ein- und Ausschwingen der Tidewelle zu überprüfen, wurden die Differenzen am Pegel „Bremerhaven Alter Leuchtturm“ ermittelt (Abb. 7.3.2.3-1 und 7.3.2.3-3). In der ersten dargestellten Tide in beiden Untersuchungszeiträumen treten Wasserstandsdifferenzen von bis zu 10 cm auf. Die weiteren Springtiden des Untersuchungszeitraumes (a) mit dem vergleichsweise hohen Salzgehalt in der Wesermündung werden mit einer höheren Genauigkeit (Differenz < 5 cm) wiedergegeben, als die folgenden Nipptiden bei niedrigem Salzgehalt in der Weser aus dem Zeitraum (b) (Differenz < 8 cm). Eine zeitliche Verlagerung der Eintrittszeiten der Scheitelwerte der Tidewasserstände kann nicht beobachtet werden. Die gemessenen Scheitelwerte der Tidewasserstände konnten mit einer Abweichung unter 5 cm reproduziert werden. Die Differenzen ergeben sich zum Teil aus der Modellsteuerung mit zwei Wasserstandsändernern und fehlendem Impulseintrag, sowie der Annahme eines horizontalen Wasserstandes über die gesamte untere Modellgrenze. Den größten Einfluss hat jedoch die Salzgehaltsverteilung im Ästuar. Durch den angenommenen Salzgehalt von 15 ‰ muss sich zunächst die natürliche Salzverteilung im Modell einstellen. Dieser Vorgang ist nach der ersten eingesteuerten Tide weitestgehend abgeschlossen.

Der Salzgehalt am Pegel Bremerhaven in einer Tiefe von -3,2 mNN ist im Vergleich mit dem berechneten Salzgehalt in den Abb. 7.3.2.3-2 und 7.3.2.3-4 dargestellt. Die Differenzen zwischen den berechneten und den gemessenen Salzgehalten in beiden Kalibrierungszeiträumen erreichen in der ersten Tide bis zu 8 ‰. Die in den folgenden Tiden im ersten Untersuchungszeitraum berechneten Salzgehalte weichen um bis zu 3,5 ‰ von den Messungen ab. Die Scheitelwerte der Kurven werden nicht vollständig erreicht. Der Salzgehalt bleibt hinter den Maximalwerten (bei Thw) zurück und liegt oberhalb der Minimalwerte (bei Tnw).

C. Zimmermann, A. Matheja, O. Stoschek, J. Geils

BMBF-Vorhaben: Sedimentation in brackwasserbeeinflussten Vorhäfen: Minimierung der Sedimentation Seite 7-23

Im zweiten Untersuchungszeitraum werden bei insgesamt niedrigeren Salzgehalten größere Abweichungen erzielt (bis 4,5 ‰). Der Salzgehalt wird, bis auf den Bereich um die Flutstromkenterung, zu hoch berechnet. Kurz vor dem maximalen Wasserstand nimmt der Salzgehalt einen nahezu konstanten Wert an, so dass der Maximalwert der Messung nicht mehr erreicht werden kann. Dieser Vergleich der Salzgehalte findet an einem Punkt in einer Höhe von -3,2 mNN statt.

An den Modellrändern werden ebenfalls Punktwerte auf den gesamten Modellrand extrapoliert. Die hohen Salzkonzentrationen an der Sohle werden auf diese Weise nicht in der Randsteuerung berücksichtigt. Ebenso werden die geringen Salzkonzentrationen an der Oberfläche, die aus dem Oberwasser resultieren, nicht korrekt eingesteuert. Diese Vereinfachung führt vorrangig zu den oben beschriebenen Abweichungen in der Tide- und Salzgehaltskurve.

Als Eichparameter für die Dispersionsfaktoren in MIKE3<sup>®</sup> ergab sich 0,1.

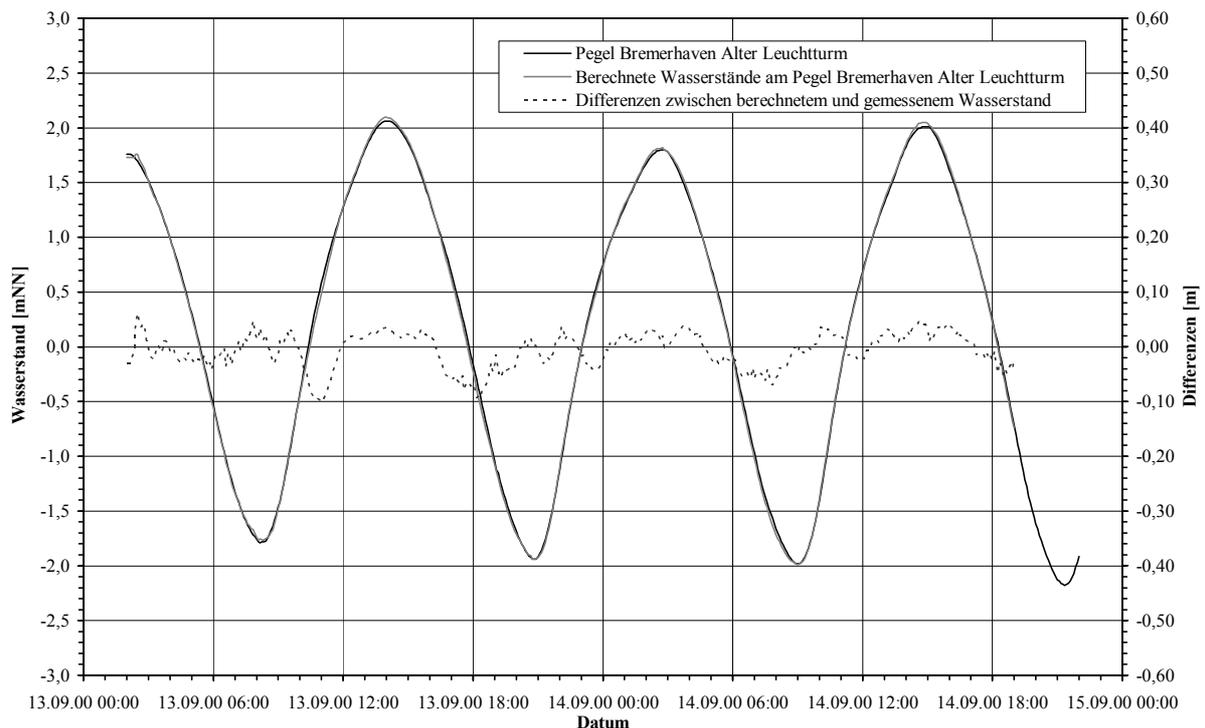


Abb. 7.3.2.3-1: Differenzen zwischen gemessenen (WSA BREMERHAVEN, 2000) und berechneten Wasserständen am Pegel „Bremerhaven Alter Leuchtturm“ im Untersuchungszeitraum (a) (13.09.2000 02<sup>00</sup> Uhr bis 14.09.2000 22<sup>00</sup> Uhr)

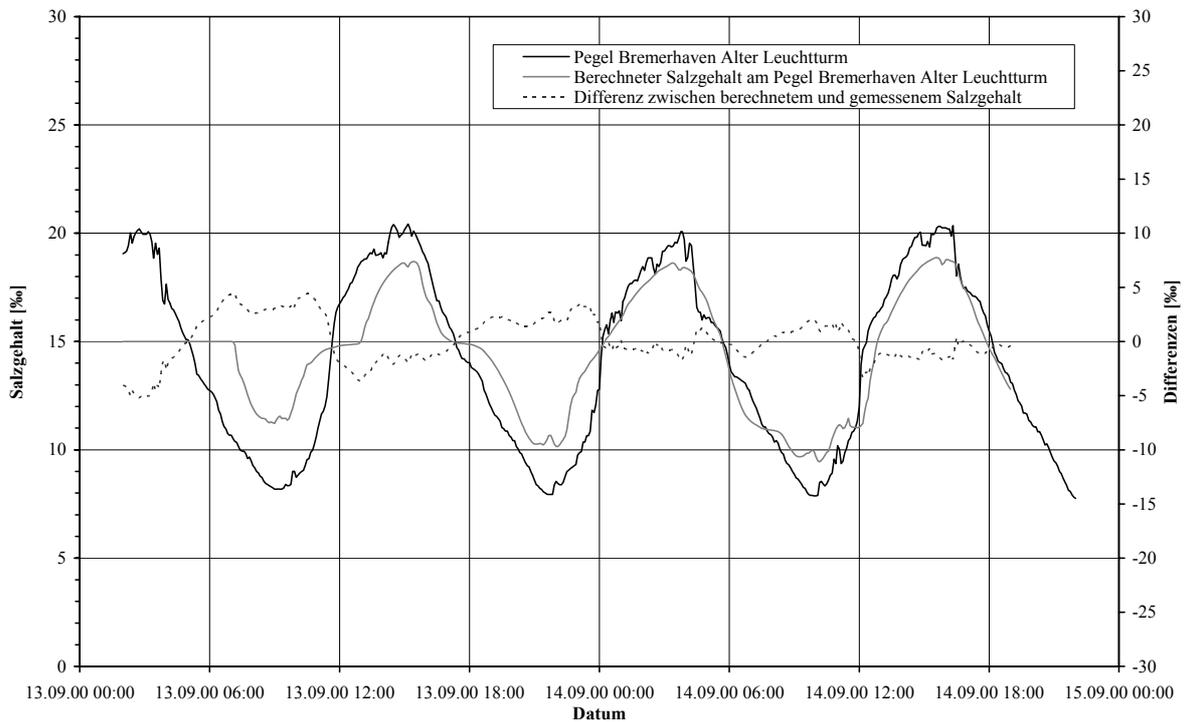


Abb. 7.3.2.3-2: Differenzen zwischen gemessenem (WSA BREMERHAVEN, 2000) und berechnetem Salzgehalt am Pegel „Bremerhaven Alter Leuchtturm“ im Untersuchungszeitraum (a) in einer Höhe von -3,2 mNN (13.09.2000 02<sup>00</sup> Uhr bis 14.09.2000 22<sup>00</sup> Uhr)

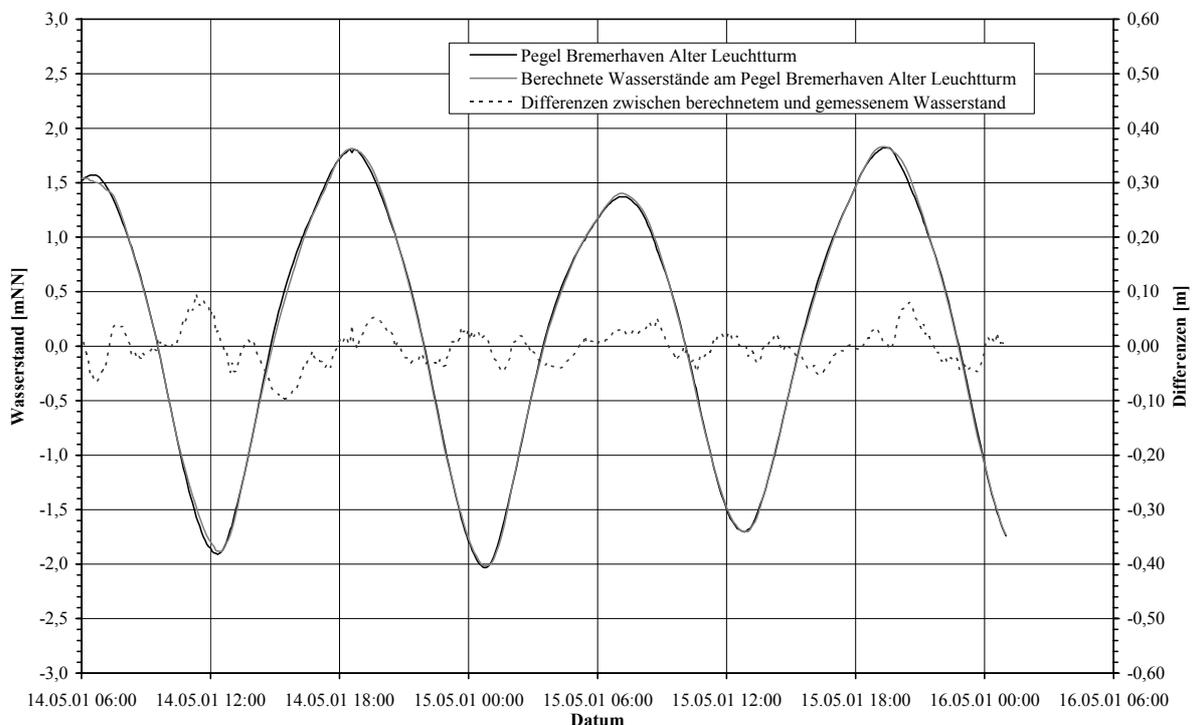


Abb. 7.3.2.3-3: Differenzen zwischen gemessenen (WSA BREMERHAVEN, 2000) und berechneten Wasserständen am Pegel „Bremerhaven Alter Leuchtturm“ im Untersuchungszeitraum (b) (14.05.2001 06<sup>00</sup> Uhr bis 16.05.2001 01<sup>00</sup> Uhr)

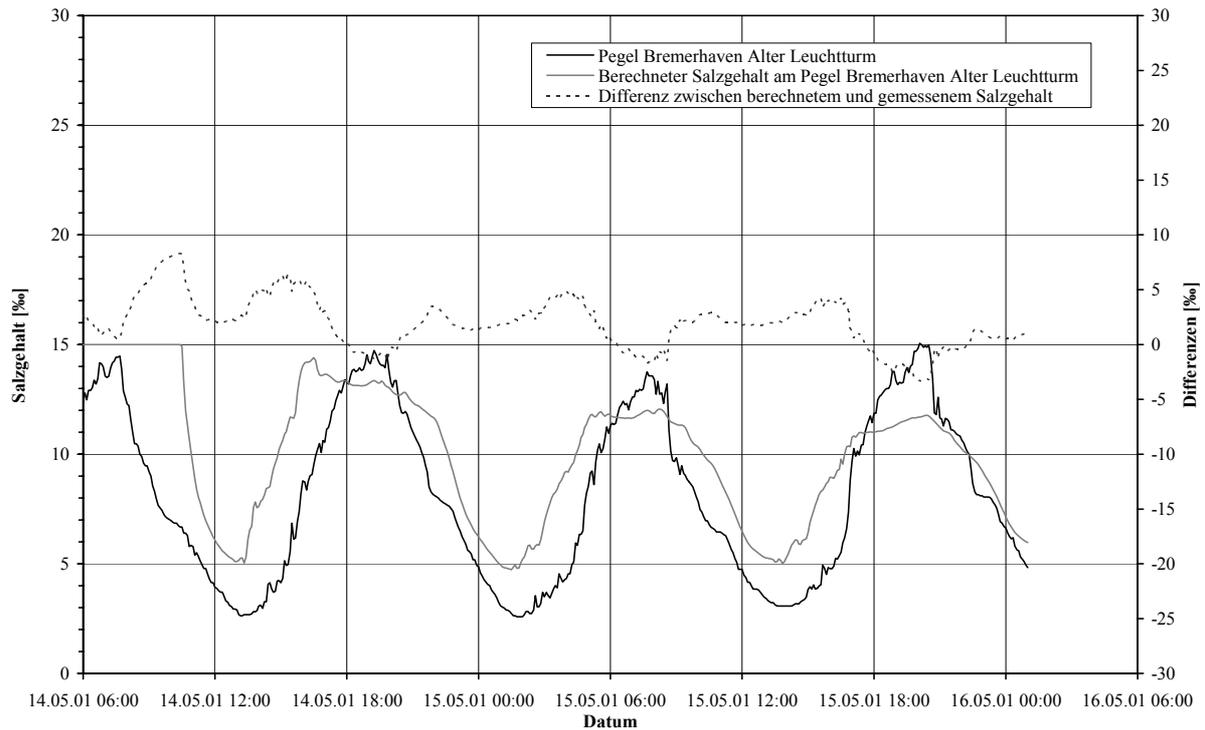


Abb. 7.3.2.3-4: Differenzen zwischen gemessenem (WSA BREMERHAVEN, 2000) und berechnetem Salzgehalt am Pegel „Bremerhaven Alter Leuchtturm“ im Untersuchungszeitraum (b) in einer Höhe von -3,2 mNN (14.05.2001 06<sup>00</sup> Uhr bis 16.05.2001 01<sup>00</sup> Uhr)

Zusätzlich zu den Zeitreihen am Pegel Bremerhaven Alter Leuchtturm wurden vom IWA-BREMEN Messungen des Salzgehaltes über die Tiefe an verschiedenen Punkten in der Weser und im Hafen durchgeführt (Abb. 7.3.2.3-5a,b). Diese Messungen wurden in den Anlagen 7.3.2.3-1 bis 7.3.2.3-34 mit den über die Tiefe berechneten Werten verglichen.

Im ersten Untersuchungszeitraum (Anlage 7.3.2.3-1 bis 7.3.2.3-10) zeigt sich in der ersten Messung im Zeitraum kurz vor T<sub>nw</sub> und bei T<sub>nw</sub> im Hafen eine relativ gute Übereinstimmung der Messwerte mit den Berechnungsergebnissen (Anlage 7.3.2.3-3 und 7.3.2.3-5). In der Hafeneinfahrt und in der Weser ist kurz vor T<sub>nw</sub> ebenfalls eine gute Übereinstimmung zu beobachten (Anlage 7.3.2.3-1, 7.3.2.3-7 und 7.3.2.3-9). Ab T<sub>nw</sub> treten verstärkt Differenzen zwischen Berechnung und Messung auf. Der gemessene Salzgehalt wird in der Berechnung bei ansteigendem Wasserstand in rd. 11 m Tiefe um bis zu 5 ‰ überschritten (Anlage 7.3.2.3-10). An der Oberfläche sind die Differenzen wesentlich geringer (rd. 1 ‰, Anlage 7.3.2.3-2). Im Hafen liegen die berechneten Werte in Sohlhöhe bei ansteigendem Wasserstand ca. 3 ‰ unter den Messungen (Anlage 7.3.2.3-4). An der Oberfläche sind die Abweichungen ähnlich wie in der Weser.

Der Salzgehalt im Hafen wird zu Beginn des zweiten Untersuchungszeitraumes nahezu tiefeunabhängig um rd. 2 ‰ zu gering berechnet (Anlage 7.3.2.3-11, 7.3.2.3-15, 7.3.2.3-19, 7.3.2.3-23, 7.3.2.3-27). Im weiteren Verlauf der Tide bis T<sub>nw</sub> verringern sich die Abweichungen. Der Salzgehalt am Punkt 6 in der Weser wird zu Beginn der Messungen um rd. 2,5 ‰ zu gering berechnet (Anlage 7.3.2.3-31). Mit weiter abnehmenden Wasserstand gehen die Differenzen auf <1 ‰ zurück. Kurz vor T<sub>nw</sub> wird im Modell ein höherer Salzgehalt als in der Messung ermittelt (Anlage 7.3.2.3-34). Die Differenzen vergrößern sich bis T<sub>nw</sub> auf rd. 3 ‰ (Anlage 7.3.2.3-34).

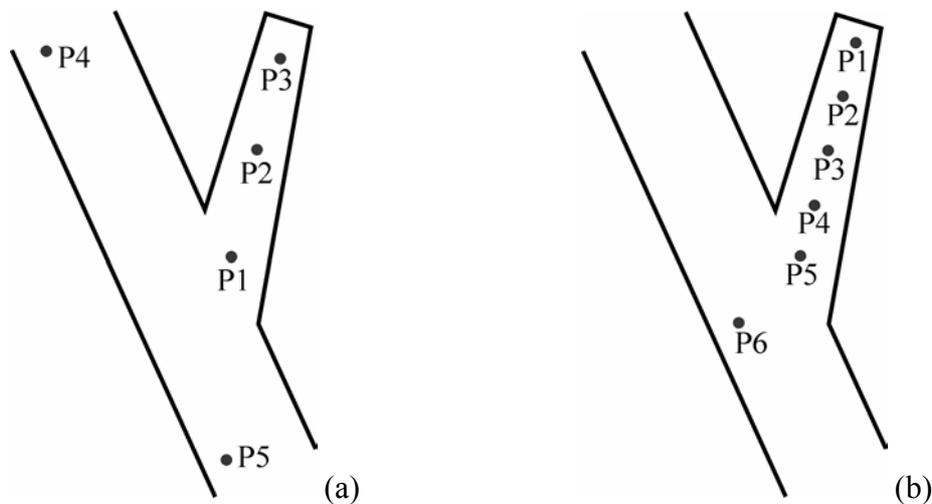


Abb. 7.3.2.3-5: Schematische Darstellung der Lage der Messpunkte des IWA-BREMEN für den Salzgehalt: (a) erster Untersuchungszeitraum, September 2000; (b) zweiter Untersuchungszeitraum, Mai 2001

Die Turbulenzparameter wurden zusätzlich an den ADCP Strömungsmessungen des IWA-BREMEN (2000, 2001) kalibriert. Das IWA-BREMEN hat drei Messebenen (1,5 m, 6 m und 9 m unter dem Wasserspiegel) ausgewertet und dargestellt (IWA-BREMEN, 2001). Die korrespondierenden Strömungsebenen aus der Berechnung sind in den Anlagen 7.3.2.3-35 bis 7.3.2.3-82 in den o.g. Messebenen verglichen worden. Weiße Flächen in der Darstellung bezeichnen die Hafensohle. Die Messebenen geben, ebenfalls wie die berechneten Ebenen, einen Mittelwert aus einer 1m dicken Schicht wieder. Die berechneten Ebenen liegen in einer festen Höhe mit dem Mittelpunkt auf jedem vollen Meter (z.B. -7 mNN), während sich bei den ADCP-Ebenen die Messpunkte um die jeweilig gemessene Tiefe mit  $\pm 0,5$  m verteilen. Die zu vergleichenden Ebenen lassen sich somit nicht vollständig in der gleichen Höhe darstellen. Die ADCP-Messungen wurden innerhalb der beiden Kalibrierungszeiträume über einen Zeitraum von jeweils ca. 20 min aufgezeichnet und in einer Abbildung wiedergegeben. Die berechneten Strömungen entsprechen hingegen dem angegebenen Zeitpunkt. Im Bereich

der Tidekenterung lassen sich die Strömungsvorgänge daher nur bedingt vergleichen. Im ersten Untersuchungs-zeitraum wurden 5 Messfahrten zwischen Tidehalbwasser (14.09.00, 11:00 Uhr) und Tidehochwasser (14.09.00, 14:45 Uhr) durchgeführt. Im zweiten Untersuchungszeitraum wurden 11 Messungen zwischen Tidehalbwasser (15.05.01, 09:35 Uhr) bei fallendem Wasserstand und dem darauf folgenden Tidehalbwasser (15.05.01, 14:45 Uhr) bei ansteigendem Wasserstand durchgeführt.

Die Strömungsgeschwindigkeiten und die Lage der Walzen in der obersten Messebene im Flut-ast der Tide des ersten Untersuchungszeitraumes finden sich im Modell wieder (Anlagen 7.3.2.3-35, 7.3.2.3-38, 7.3.2.3-41, 7.3.2.3-44 und 7.3.2.3-47). Die Strömungsgeschwindigkeiten in der Hafeneinfahrt sind bis zu 0,1 m/s geringer, als die berechneten Strömungsgeschwindigkeiten. Die auf der Höhe von -6 m unter der Wasseroberfläche dargestellten Strömungsmessungen beschreiben eine Ebene, in der sich die dichtegeschichteten Strömungen umkehren. Die Höhenlage dieser Umkehrebene wird aufgrund der Salzrandbedingungen im Modell nicht immer korrekt wiedergegeben. Bei Tidehalbwasser z.B. liegt die Umkehrebene in den Messungen oberhalb der berechneten Umkehrebene (Anlage 7.3.2.3-36). Der Vergleich zum Zeitpunkt des Tidehochwassers ist aufgrund der langen Messdauer über die Tidekenterung hinaus zu ungenau, um eine Aussage treffen zu können (Anlage 7.3.2.3-48). Die berechneten Strömungsrichtungen in der untersten Ebene weisen eine ähnliche Verteilung wie die gemessenen Richtungen auf. Die Strömungsgeschwindigkeiten in der unteren Ebene sind bis zu ca. 0,5 m/s niedriger, als die gemessenen (Anlage 7.3.2.3-43).

Im 2. Untersuchungszeitraum stellt sich während des Ebbestromes in der obersten Ebene eine zur Messung ähnliche Strömungsverteilung ein. Die Geschwindigkeiten im vorderen Bereich des Hafens sind rd. 0,25 m/s niedriger als in der Messung. Auch hier wird gegen Ende einer Tidephase der Effekt der Salzgehaltsrandsteuerung sichtbar. Im Zeitraum um Tideniedrigwasser (15.05.01, 12:50 Uhr, Anlage 7.3.2.3-68) nehmen in der Simulation die Ebbestromungsgeschwindigkeiten ab, während in der Messung noch der voll ausgebildete Ebbestrom zu erkennen ist. Um 13:30 Uhr findet im Modell die Stromkenterung an der Oberfläche vor dem Vorhafen der Nordschleuse statt (Anlage 7.3.2.3-71). Die gemessene Kenterung findet gegen 14:00 Uhr statt (Anlage 7.3.2.3-108 und 7.3.2.3-77). Daraus resultieren die Abweichungen in den Strömungen im Vorhafen. Der Flutstrom hat im weiteren Verlauf wieder eine ähnliche Verteilung und Größenordnung wie in der Messung (Anlage 7.3.2.3-68). Die Umkehrebene (6 m unter dem Wasserspiegel) wird durch das Modell teilweise reproduziert. Zu Tidehalbwasser zeigen die berechneten Ebenen eine zur Messung entgegengesetzte Strömung (Anlage 7.3.2.3-51 und 7.3.2.3-81). Gleiches gilt für die Kenterung der Strömung, die im Modell um 12:50 Uhr eintritt (Anlage 7.3.2.3-69), in der Messung jedoch erst um 13:50 Uhr (Anlage

7.3.2.3-75). Die übrigen gemessenen Zeiträume sind vergleichbar mit der Berechnung. Die Richtungen der sohnnahen Strömungen im Ebbestrom sind bis zum Erreichen der Strömungsumkehr in der Berechnung wiedergegeben. Die Größe der Strömungsgeschwindigkeiten wird im Hafen um bis zu 0,25 m/s (Anlage 7.3.2.3-61) und in der Weser um bis zu 0,5 m/s (Anlage 7.3.2.3-55) zu gering wiedergegeben. Die Strömungsumkehr erfolgt, ähnlich wie in den anderen Ebenen, rd. 40 Min zu früh. Die daraus resultierenden Abweichungen im Vorhafen (Anlage 7.3.2.3-76, 7.3.2.3-79) sind noch im letzten abgebildeten Zeitschritt sichtbar (Anlage 7.3.2.3-82).

Insgesamt werden bei hohem Salzgehalt (1. Untersuchungszeitraum) in der Weser die Strömungen im Modell besser wiedergegeben, als bei geringerem Salzgehalt (2. Untersuchungszeitraum). Die Lage der Walzen stimmt weitestgehend mit den Messungen überein, die Größenordnungen der gemessenen Strömungsgeschwindigkeiten werden wegen der aus den Randbedingungen resultierenden geringeren Dichteunterschiede im Modell nicht erreicht.

## **7.4 Aufbau des 3D-Sedimenttransportmodells**

### **7.4.1 Modellparameter**

Durch Bodenuntersuchungen ist das sich im Vorhafen zur Nordschleuse ablagernde Material bekannt (Abb. 4.2.5-1, Anlagen Kap. 4). Die Proben aus dem Vorhafen bestehen überwiegend aus Mittel- bis Grobschluff mit Feinsandanteilen um 30% (IWA BREMEN, 1994). In Abb. 4.2.5-3 ist über der Sohle des Vorhafens eine Fluid Mud Schicht zu erkennen. Diese Fluid Mud Schicht wird mit Hilfe eines Wasserinjektionsgerätes seit Herbst 1994 regelmäßig verflüssigt. Vor 1994 ist in kurzen Abständen der Boden mit einer Egge aufgewirbelt worden. Die Zusammensetzung und die Entnahmehöhe der Bodenproben variiert somit mit der Dicke dieser Fluid Mud Schicht (vgl. Abb. 4.2.5-3, 08.06.1990 und 18.06.1990) und ist somit von den jeweils vor der Beprobung stattgefundenen Unterhaltungsmaßnahmen abhängig. Der Bodengreifer zur Probenentnahme kann dabei, wie z.B. bei der Probenentnahme von 1994, bereits in einer Fluid Mud Schicht hoher Dichte verbleiben. Nach einer Wasserinjektion setzen sich die größeren Sedimentteilchen des aktivierten Sohlenmaterials schneller ab, so dass unter der Fluid Mud Schicht überwiegend Feinsande zu finden sind. Die Bodenproben werden aufgrund der geringeren Dichte der Fluid Mud Schicht dann in einer größeren Tiefe entnommen und enthalten einen höheren Feinsandanteil. 1992 z.B. wurden Bodenproben entnommen, die vorrangig Feinsande enthielten, was auf eine durch Unterhaltungsmaßnahmen veränderte Fluid Mud Schicht hinweist (NASNER, 1997).

Die Trübung und damit der Schwebstoffgehalt in der Weser ist im wesentlichen vom Salzgehalt und dem Aufeinandertreffen des salzhaltigen Meerwassers mit dem Süßwasser abhängig (vgl. Kap. 4.2.6). Das Trübungsmaximum liegt bei mittlerem Oberwasser im Bereich von Nordenham. Das Wasser hat einen Salzgehalt von 2 ‰ bis 10 ‰ und wird von den aufgeschwemmten Teilchen getrübt. Die Ursache der Trübung liegt in der Schichtung des Meerwassers unter dem Flusswasser (vgl. Abb. 4.2.6-1c).

Das Oberwasser beeinflusst den Salzgehalt im Weserästuar. Somit wird durch die verschiedenen Oberwasserabflüsse das Trübungsmaximum im Fluss verschoben (Abb. 4.2.6-5). Bei hohen Oberwasserabflüssen (800 m<sup>3</sup>/s) befindet sich das Trübungsmaximum im Bereich vor Bremerhaven. Niedrige Oberwasserabflüsse verschieben das Trübungsmaximum in den Bereich südlich von Nordenham bis an die Modellgrenze.

Für die Modellierung des Sedimenttransportes sind aufbauend auf den o.g. Informationen und der Beschreibung des Programmsystem aus Kap. 5.2.3 und 5.3.3 die folgenden sedimentologischen Parameter vorzugeben:

**Bodenschichten:** Es werden 2 Bodenschichten definiert. Eine 1 m dicke Schicht (a) dient als feste Sohle und eine zweite, 0,5 cm dicke Schicht (b) beschreibt das bewegliche Material. Die Schichtdicke ist eine Startbedingung und variiert im Laufe der Simulation.

**Startbedingungen:** Zu Beginn der Simulation wird der Schwebstoffgehalt im Modell definiert. Eine über die Fläche variierende Definition des Schwebstoffgehaltes ist aufgrund der Datenlage nicht möglich. Eine konstante Definition würde stellenweise zu Beginn der Berechnungen bei noch stillstehendem Wasser zu Sedimentationen führen, die stärker sind, als die tatsächlich vorhandenen. Das Endergebnis würde verfälscht werden. Das Modell startet somit mit Klarwasser ( $c_s = 0,0 \text{ kg/m}^3$ ).

**Randkonzentration:** An den offenen Modellrändern lagen keine Schwebstoffmessungen vor, so dass hier ein mittlerer Schwebstoffgehalt tiefenunabhängig von  $c_s = 0,04 \text{ kg/m}^3$  angesetzt wurde (MALCHEREK, 1995; GRABEMANN & KRAUSE, 1989).

**Dispersionsfaktor:** Proportionalitätsfaktor zur Berechnung des Dispersionskoeffizienten. Wird durch die Eichung bestimmt (vgl. Kap. 5.3.4).

**Dichte des in Suspension transportierten Sedimentes:**

$$\rho_s = 2600 \text{ kg/m}^3 \text{ (vgl. Kap. 5.3.3, Gl. 5.3.3-2).}$$

**Basis in der Berechnung der Viskosität:**

100 kg/m<sup>3</sup> (vgl. Kap. 5.3.3, Gl. 5.3.3-3).

Konzentrationsbeiwert in der Berechnung der Viskosität:

600 (vgl. Kap. 5.3.3, Gl. 5.3.3-3).

Sinkgeschwindigkeit:

In mm/s. Wird durch die Eichung bestimmt (vgl. Kap. 5.3.3, Gl. 5.3.3-13).

Referenzkonzentration:

Konzentration, bei der die Sinkgeschwindigkeit ermittelt wurde ( $c_{s0} = 0,04 \text{ kg/m}^3$ , vgl. Kap. 5.3.3, Gl. 5.3.3-4).

Dissipation:

Bei Konzentrationen von 0,3-10kg/m<sup>3</sup> bilden sich Sedimentflocken. Beim Zerfall wird die Energie als Wärme freigesetzt. In den Berechnungen wird eine gegenseitige Beeinflussung der Sedimente beim Absinken in Abhängigkeit von der Konzentration berücksichtigt [m<sup>2</sup>/s<sup>3</sup>] (vgl. Kap. Kap. 5.3.3, Gl. 5.3.3-5).

Maximale Konzentration für Deposition:

Die Konzentration geht in die Berechnung der partiellen Deposition ein und wird durch die Kalibrierung bestimmt [kg/m<sup>3</sup>] (vgl. Kap. 5.3.3, Gl. 5.3.3-6).

Partielle Sohlschubspannung:

Kritische Sohlschubspannung für partielle Deposition [N/m<sup>2</sup>]. Wird durch die Kalibrierung bestimmt.

Kritische Sohlschubspannung:

Kritische Sohlschubspannung für vollständige Deposition [N/m<sup>2</sup>]. Wird durch die Kalibrierung bestimmt (vgl. Kap. 5.3.3, Gl. 5.3.3-7).

Erosionskonstante: Parameter zur Beschreibung des Sohlmaterials [-]. Wird durch die Kalibrierung bestimmt (vgl. Kap. 5.3.3, Gl. 5.3.3-7).

Kritische Sohlschubspannung:

Kritische Sohlschubspannung, bei der die Erosion beginnt [N/m<sup>2</sup>]. Für die Schicht (a) wird  $\tau_{\text{crit}}=2 \text{ N/m}^2$  gewählt. Schicht (b) wird durch die Kalibrierung bestimmt (vgl. Kap. 5.3.3, Gl. 5.3.3-7).

Dichte des Sohlmaterials:

Trockenrohddichte der einzelnen Schichten. Schicht (a) = 2000 kg/m<sup>3</sup>, Schicht (b) = Wird durch die Kalibrierung bestimmt (vgl. Kap. 5.3.3, Gl. Gl. 5.3.3-7).

Austausch zwischen den Schichten:

Dieser Austausch wird nicht betrachtet, da die Laufzeit der Untersuchungszeiträume zu gering ist, um mittel- und langfristige Konsolidierungsprozesse abbilden zu können.

Die Parameter Dichte des in Suspension transportierten Sedimentes, Referenzkonzentration, Dissipation hatten bei einer Variation ihrer Werte in einer Vorstudie lediglich einen geringen Einfluss auf das Endergebnis gezeigt. Diese Parameter sind im Vorwege festgelegt worden. Parameter, wie z.B. die Basis bei der Berechnung der Viskosität, die Kern einer empirischen Formel sind, zu ändern wäre ebenfalls nicht sinnvoll. Die Parameter Schichtdicke, Schwebstoffgehalt zu Beginn der Simulation, Randkonzentration, kritische Sohlschubspannung, Erosionskonstante mussten im Rahmen der verfügbaren Daten sinnvoll gewählt werden, um eine Eichung der Parameter Dispersionsfaktor, Sinkgeschwindigkeit, maximale Konzentration für die Deposition, partielle Sohlschubspannung, kritische Sohlschubspannung und Dichte des Sohlmaterials zu ermöglichen. Diese Parameter beeinflussen sich gegenseitig. Eine sinnvolle Eichung ist sonst nicht möglich. Mit diesen Parametern wird ein Sediment mit einem Korndurchmesser von  $d_{50} \approx 10\mu\text{m}$  beschrieben.

#### **7.4.2 Ergebnisse der Kalibrierung des Sedimenttransportes und -eintrages**

Zur Kalibrierung wird die mögliche Sedimentationshöhe und die Verteilung der Sedimente aus den Untersuchungen des IWA BREMENS (NASNER, 1997) im Vorhafen der Nordschleuse zu Grunde gelegt (Abb. 7.4.2-1). Die Sedimentationshöhen aus Abb. 7.4.2-1 betragen im Mittel bis zu 0,73 cm/Tide.

Die Parameter Dispersionsfaktor, Sinkgeschwindigkeit, maximale Konzentration für Deposition, partielle Sohlschubspannung für Deposition, kritische Sohlschubspannung für Deposition, Erosionskonstante, kritische Sohlschubspannung für Erosion und Dichte des Sohlmaterials für die obere Schicht (b) wurden aus der Literatur vorbestimmt (Tafel 7.4.2-1) und im Rahmen dieser Kalibrierung auf die Verhältnisse im Hafen angepasst.

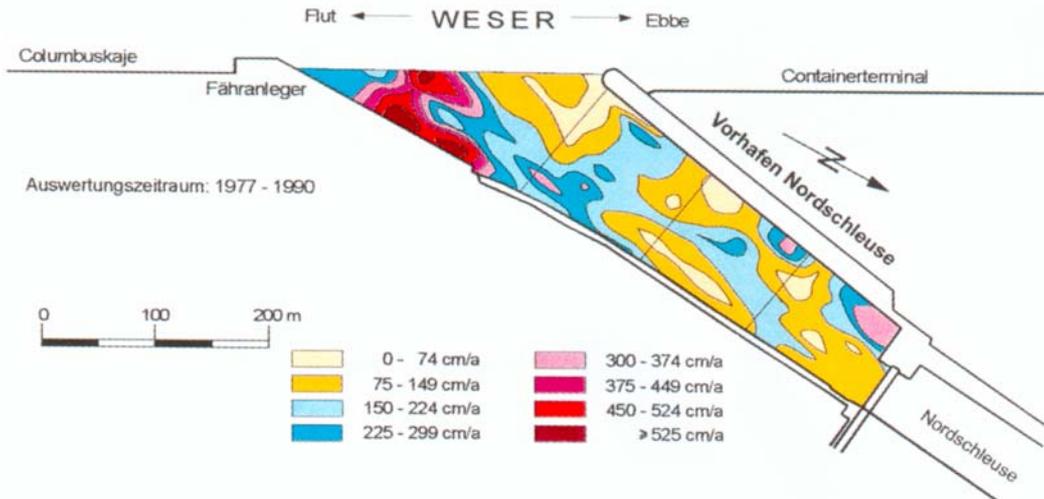


Abb. 7.4.2-1: Sedimentationshöhen im Vorhafen zur Nordschleuse (NASNER, 1997)

Die in Tafel 7.4.2-1 dargestellten Parameter entsprechen bei einem Vergleich der Kornzusammensetzung näherungsweise dem Sediment im Untersuchungsgebiet ( $d_{50} \approx 10\mu\text{m}$ ). Die Parameter dieser drei Gebiete wurden als Ausgangswerte bzw. als Wertebereich der Kalibrierung angenommen, um im Vorhafen zur Nordschleuse einen möglichst naturähnlichen Zustand zu erreichen. Eine getrennte Betrachtung der einzelnen Parameter bei der Kalibrierung (z.B. Sinkgeschwindigkeit) ist nicht möglich, da keine separaten Messwerte für diese Sedi- menteigenschaften vorliegen. Zudem beeinflussen sich die Parameter untereinander (z.B. die Konzentration beeinflusst die Sinkgeschwindigkeit, vgl. Kap. 3.4).

Parameter	Gebiet		
	Hollands Diep2	Breskens Harbour	Delfzijl Harbour
Dispersionsfaktor [-]	0,01	0,01	0,01
Sinkgeschwindigkeit [mm/s]	0,25	0,2	0,35
Maximale Konzentration für Deposition [ $\text{kg}/\text{m}^3$ ]	3	3	3
Partielle Sohlschubspannung für Dep. [ $\text{N}/\text{m}^2$ ]	1,5	1,5	1,5
Kritische Sohlschubspannung für Dep. [ $\text{N}/\text{m}^2$ ]	0,08	0,06	0,03
Erosionskonstante [-]	1,00E-05	1,00E-05	1,00E-05
Kritische Sohlschubspannung für Eros. [ $\text{N}/\text{m}^2$ ], Schicht (b)	0,3	0,2	0,1
Dichte des Sohlmaterials [ $\text{kg}/\text{m}^3$ ], Schicht (b)	1000	1000	1000

Tafel 7.4.2-1: Eingangsparameter zu Beginn der Kalibrierung (VAN RIJN, 1993)

Im Rahmen der Kalibrierung wurden die in Tafel 7.4.2-2 dargestellten Parameter ermittelt. In Abb. 7.4.2-2 ist die aus drei Tiden berechnete mittlere Sedimentationshöhe für eine Tide dargestellt. In den in Abb. 7.4.2-2 markierten Bereichen (a) bis (c) sind ebenso wie in Abb. 7.4.2-1 die höchsten Sedimentationshöhen zu erkennen. Die Sedimentationshöhen in der Berech-

nung liegen bei rd. 0,3 bis 0,7 cm. Punktuell sind Sedimentationshöhen über 1 cm zu finden. Die Form der Ablagerungen im Bereich (c) ist durch Eintiefungen in der Sohlgeometrie beeinflusst (vgl. Abb. 7.3.1-3).

Parameter	Numerisches Modell
Dispersionsfaktor [-]	0,01
Sinkgeschwindigkeit [mm/s]	0,2
Maximale Konzentration für Deposition [kg/m <sup>3</sup> ]	3,0
Partielle Sohlschubspannung für Dep. [N/m <sup>2</sup> ]	1,5
Kritische Sohlschubspannung für Dep. [N/m <sup>2</sup> ]	0,06
Erosionskonstante [-]	1,00E-05
Kritische Sohlschubspannung für Eros. [N/m <sup>2</sup> ], Schicht (b)	0,3 (Hafen) 0,7 (Watt) 2,0 (Weser)
Dichte des Sohlmaterials [kg/m <sup>3</sup> ], Schicht (b)	1000 (Hafen) 1100 (Watt) 2000 (Weser)

Tafel 7.4.2-2: Durch die Kalibrierung ermittelte Sedimentparameter

In den Abbildungen der Anlage 7.4.2-1 bis 7.4.2-34 ist die vertikale Verteilung der Schwebstoffe an den in Abb. 7.3.2.3-5 dargestellten Positionen aufgetragen. Im ersten Untersuchungszeitraum (Anlage 7.4.2-1 bis 7.4.2-10) sind im Bereich bis die Ebbestromkenterung die Schwebstoffgehalte an allen 5 Messpunkten zu gering. In der Weser (P4 und P5) und in der Einfahrt zum Vorhafen der Nordschleuse (P1) nähert sich bei Ebbestromkenterung der berechnete Schwebstoffgehalt dem gemessenen an (Anlage 7.4.2-2, 7.4.2-4, 7.4.2-6, 7.4.2-16, 7.4.2-10). Im zweiten Untersuchungszeitraum (Anlage 7.4.2-11 bis Abb. 7.4.2-34) sind die Schwebstoffe an 6 Punkten während der Ebbeströmung dargestellt. In allen dargestellten Ergebnissen aus der Berechnung ist der Schwebstoffgehalt niedriger, als der Schwebstoffgehalt aus den Messungen.

In Abb. 7.4.2-3 ist die Entwicklung der Sedimentationshöhen an verschiedenen Positionen im Hafen dargestellt. Kurz vor Tidehochwasser findet eine Zunahme der Sedimentationshöhe um bis zu 35 mm statt. Während der Ebbestromphase ist nahezu keine Änderung erkennbar. Bei der Betrachtung des maximalen Schwebstoffgehaltes in der Weser vor der Hafeneinfahrt (Abb. 7.4.2-4) sind in Sohlhöhe kurz vor Tidehochwasser die maximalen Schwebstoffkonzentrationen zu erkennen (vgl. Abb. 4.2.6-5), die diese Zunahme an Sedimentationshöhe verursachen. Kurz vor Tideniedrigwasser ist ein zweites, wesentlich geringeres, Maximum zu erkennen. Zwischen den beiden Untersuchungszeiträumen ist ein deutlicher Unterschied im Schwebstoffgehalt zu erkennen. Bei der Betrachtung der Suspensionskonzentration ist im Zeitraum September 2000 die Resuspension von Sedimenten im Watt zu erkennen (Abb.

7.4.2-5a). Diese resuspendierten Sedimente erhöhen den Schwebstoffgehalt in der Weser deutlich. Die Schwebstoffverteilung reicht bis in den Vorhafen zur Nordschleuse. Im zweiten Zeitraum (Mai 2001) wird aufgrund der veränderten Tide und den daraus resultierenden geringeren Flutstromgeschwindigkeiten weniger Sediment resuspendiert (Abb. 7.4.2-6).

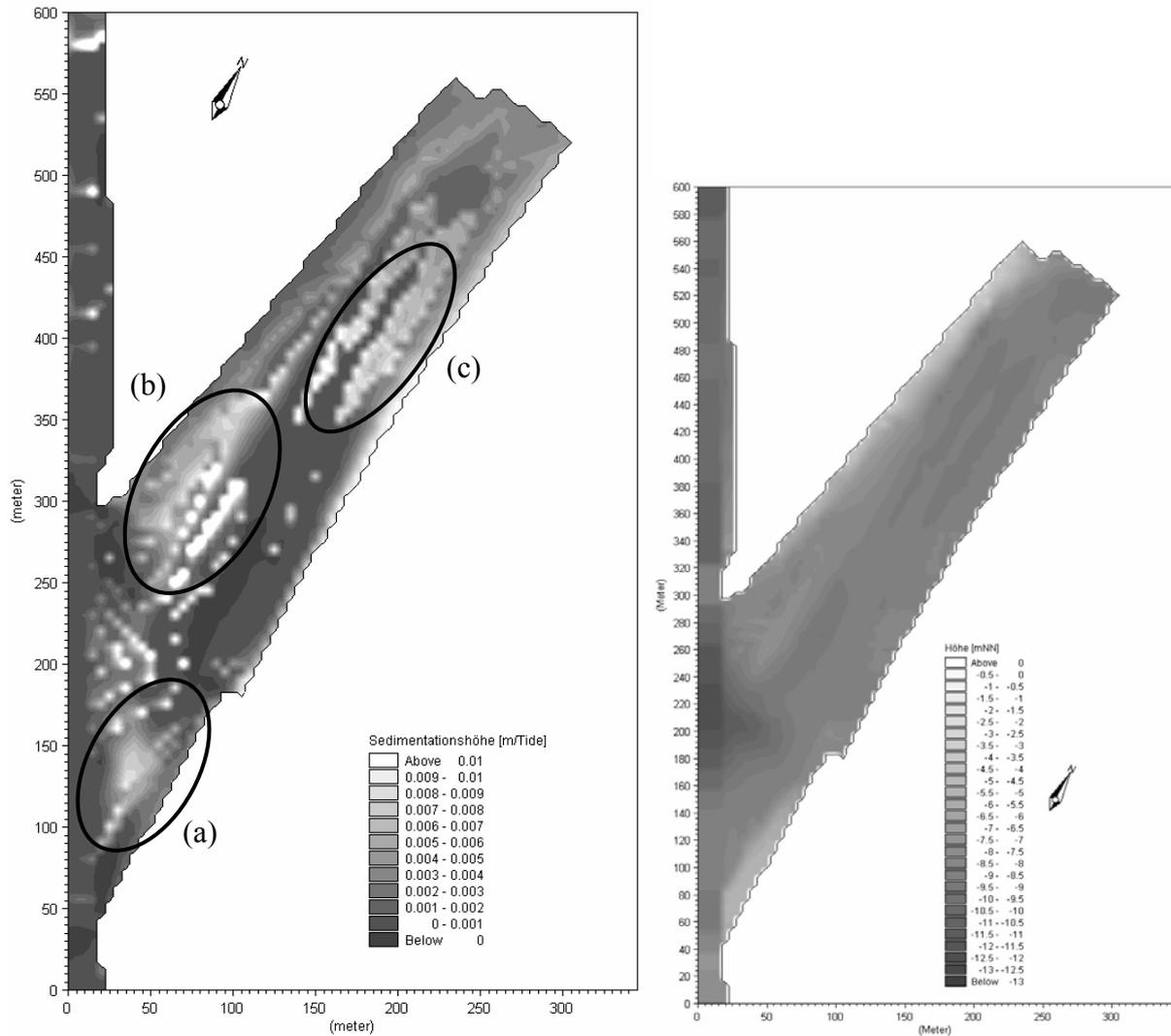


Abb. 7.4.2-2: Berechnete Sedimentationshöhen im Vorhafen zur Nordschleuse (links) und Bathymetrie des Modellgebietes (rechts)

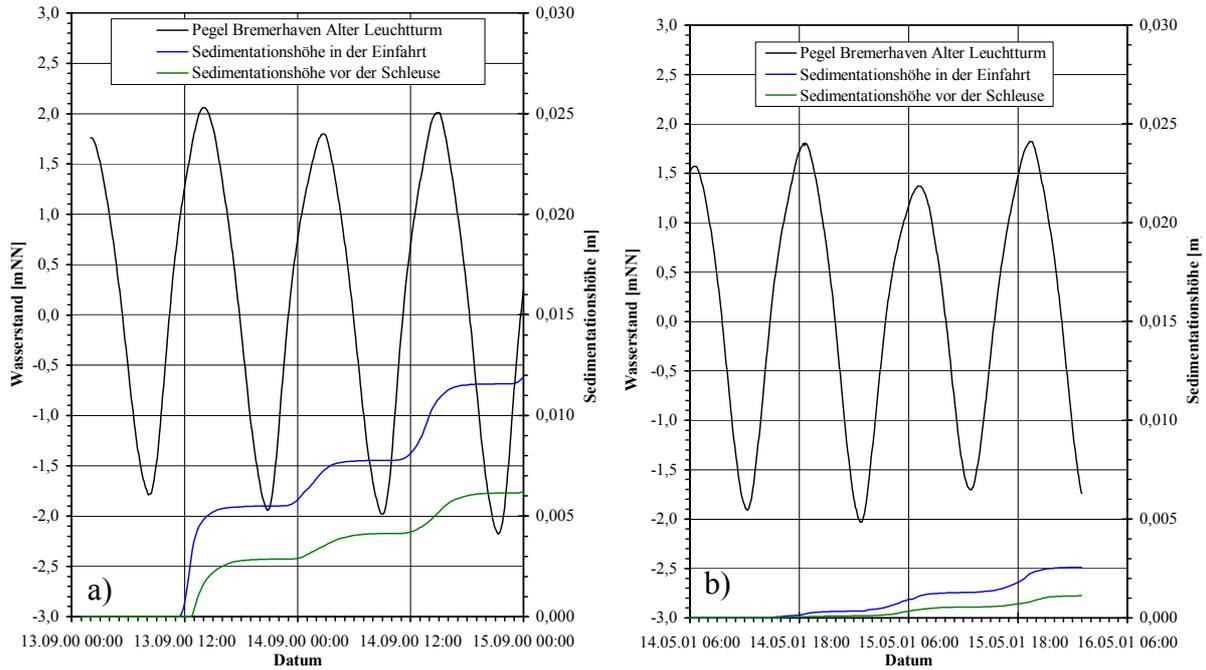


Abb. 7.4.2-3: Berechnete Sedimentationshöhe im Vorhafen zur Nordschleuse in der Einfahrt und vor der Schleuse: (a) erster Untersuchungszeitraum; (b) zweiter Untersuchungszeitraum

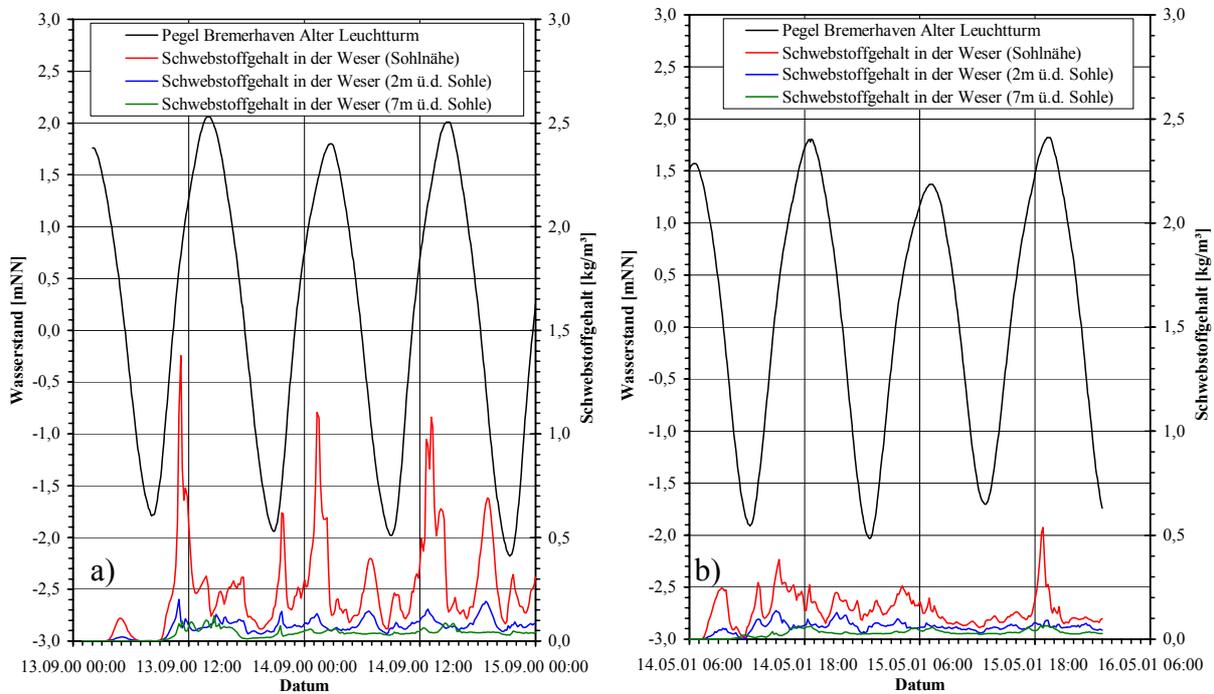
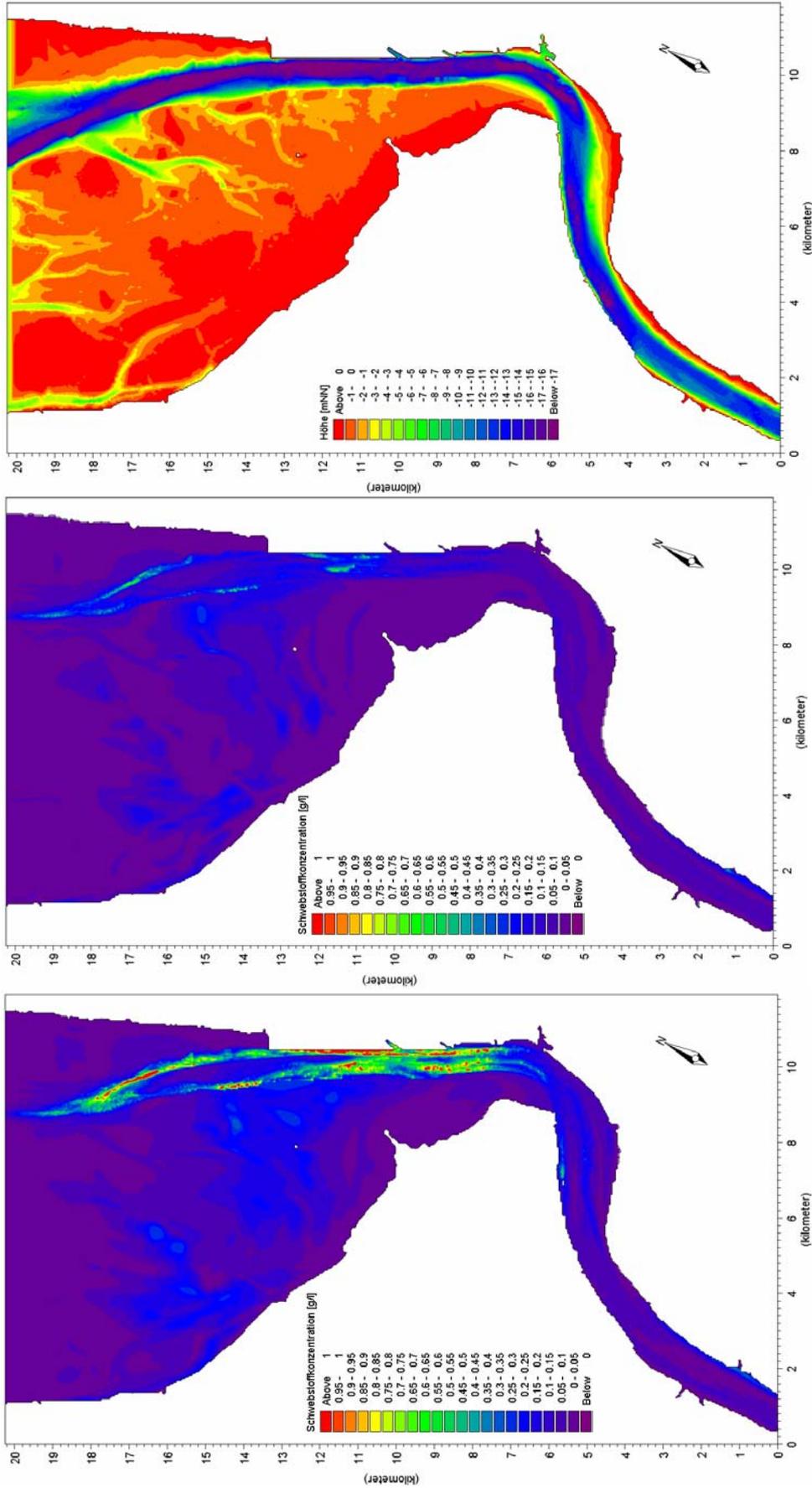


Abb. 7.4.2-4: Berechnete Suspensionskonzentration in der Weser vor der Einfahrt zum Vorhafen der Nordschleuse: (a) erster Untersuchungszeitraum; (b) zweiter Untersuchungszeitraum



a) b) c)

Abb. 7.4.2-5: Maximale Verteilung der in Suspension befindlichen Sedimente im Weserästuar infolge des Flutstroms a) im ersten Untersuchungszeitraum, 14. September 2000, 13:30 Uhr, b) im zweiten Untersuchungszeitraum, 15. Mai 2001, 17:30 Uhr und c) Bathymetrie des Untersuchungsgebietes

## 7.5 Diskussion der Ergebnisse der Kalibrierung des 3D-Regionalmodells

Die Strömungen im Regionalmodell der Weser werden bei hohem Salzgehalt mit geringerem Oberwasserzufluss (1. Untersuchungszeitraum) im Modell besser wiedergegeben, als bei geringerem Salzgehalt mit höherem Oberwasserzufluss (2. Untersuchungszeitraum). Der Dichteeffekt beeinflusst das vertikale Geschwindigkeitsprofil maßgeblich, so dass durch den Ansatz der punktuellen Salzgehaltsmessung an den Modellrändern die Größenordnung der gemessenen Strömungsgeschwindigkeiten in der Berechnung teilweise unterschritten wird. Die Lage und Ausdehnung der Strömungswalzen stimmt mit den Messungen überein, so dass eine weitere Verfeinerung der Modellgitter unter 5 m nicht notwendig ist.

Die Wasserstände sind durch das Modell mit einer Abweichung unter 8 cm wiedergegeben worden. Verschiebungen bei den Eintrittszeiten der Scheitel der Wasserstände sind nicht aufgetreten. Verbesserungen der Hydrodynamik sind lediglich durch eine Verbesserung der Randbedingungen zu erreichen. An dem unteren Modellrand bei Robbensüdsteert können z.B. mehrere Wasserstandsmessungen an verschiedenen Punkten über den Rand verteilt die Neigung der Wasseroberfläche wiedergeben. Die Modellauflösung von 45 m für das Regionalmodell ist ausreichend.

Durch die über die Wassertiefe an den Modellrändern konstant eingesteuerten Salzgehalte werden die eigentlich vorhandenen Dichtegradienten am Rand vernachlässigt. Die gemessenen Maximal- und Minimalwerte des Salzgehaltes im Untersuchungsgebiet können mit dieser Art der Randsteuerung nicht richtig wiedergegeben werden. Eine Verbesserung könnte durch Messungen über die Tiefe an den Modellrändern oder durch ein großflächiges 3D-Ästuarmodell erreicht werden.

Aufgrund der komplexen anthropogenen Einflüsse auf die Sedimentablagerung ist ein Vergleich der Sedimentationshöhen und der Lage der Sedimentationsmaxima bei der Kalibrierung des Sedimenttransportes nur eingeschränkt möglich. In der Nordschleuse wird in kurzen Abständen mittels Wasserinjektionsverfahren die Solltiefe wiederhergestellt. Zudem ist eine große Anzahl an Schiffsbewegungen mit Seeschiffen zu verzeichnen, so dass es dort verstärkt zu einer Resuspendierung der abgelagerten Sedimente kommt. Ein weiterer, die Sedimentationshöhe beeinflussender Faktor ist die in der Vergangenheit praktizierte Zuwässerung der Häfen über die Nordschleuse bei höheren Wasserständen in der Weser. Durch die Sielungen gelangen Feststoffe aus dem Vorhafen der Nordschleuse in den Überseehafen. Diese Einflüsse sind aus den dargestellten Messungen nicht abzuschätzen, so dass die gemessenen Höhen nur als Richtwerte für die Kalibrierung angesehen werden dürfen.

Der berechnete Sedimenttransport ist auf den Hafen angepasst und kann Tendenzen bei der Variation der Randbedingung wiedergeben. Die Sohlgeometrie hat zudem einen deutlichen Einfluss auf die Ablagerung der Sedimente. Eine verbesserte Genauigkeit bei der Berechnung des Sedimenttransportes kann nur durch verbesserte Randbedingungen erreicht werden. Daher ist der Aufbau von weiterreichenden Ästuarmodellen und geeigneten Messprogrammen notwendig. Für die weiteren Untersuchungen ist die Differenz zwischen den einzelnen Berechnungen maßgebend, so dass die erreichte Genauigkeit ausreichend ist. Der Sedimenttransport dient hier als ein Indikator für die Erfolgreiche Modifizierung der Hafensformen.

Im Hinblick auf das Untersuchungsgebiet des Vorhafens zur Nordschleuse und der dort vorhandenen Wassertiefe von über 8 m ist der Einfluss des Windes auf die Sedimentation im Hafen vernachlässigbar.

Die numerischen Verfahren bilden die Natur in ausreichender Genauigkeit ab. Das gewählte Programmsystem kann, nach eingehendem Vergleich auf der Basis der zur Verfügung stehenden Naturdaten, für die hier vorgestellte Prozessmodellierung eingesetzt werden.

## 8 Vergleich von Naturmessungen mit Berechnungsergebnissen

### 8.1 Allgemeines

Mit Hilfe der numerischen Simulation werden komplexer Strömungsprozesse mit numerischen 3-D Modellen nachgebildet. Hierfür werden umfangreiche Naturmessungen zur Bestimmung der Eingangsparameter sowie zur Kalibrierung der Simulationsmodelle verwendet. Die in der Vergangenheit durchgeführten Punktmessungen der hydrodynamischen sowie sedimentologischen insitu-Zustände sind bei der Beurteilung von 3D-Modellergebnissen nur bedingt nutzbar, da auch in der Vertikalen Gradienten der maßgebenden hydrodynamischen Parameter auftreten.

Punktmessungen geben in diesem Fall allerdings nur die gemessenen Zustände an einem bestimmten Ort mit vorgegebener xyz-Koordinate wieder, lassen jedoch keine Beurteilung der Gesamtsituation eines Quer- oder Längsschnittes mit Gradienten über die Vertikale zu.

Neuere Messsysteme nehmen ganze Profile auf. Eines dieser Verfahren ist die ADCP-Messung (**ACCUSTIC DOPPLER CURRENT PROFILER**). Mit diesem Verfahren können Strömungsgeschwindigkeiten in einem vertikalen Profil zum Zeitpunkt  $t_i$  gemessen werden. Sowohl die horizontale als auch die vertikale Auflösung ist bei dieser Messmethode variabel und je nach Anwendungsfall unterschiedlich hoch auflösbar (horizontale Messpunktdichte und vertikale Schichtdicke). Durch Aneinanderreihung der vertikal aufgemessenen Profile zu den Zeitpunk-

ten  $t_1$  bis  $t_n$  kann ein Querprofil im Gewässer über den Zeitraum  $\Delta T = \sum_{i=1}^n \Delta t_i$  erstellt werden.



Abb. 8.1-1: DataTool<sup>®</sup> für Auswertung und Vergleich von ADCP-Messungen mit 3D-Simulationsergebnissen

Zur Visualisierung und Beurteilung sowohl der gemessenen Naturzustände als auch der berechneten 3D-Modellergebnisse (MIKE3) wurde am Franzius-Institut das Programmsystem DataTool<sup>®</sup> entwickelt (Abb. 8.1-1), mit dessen Hilfe ADCP-Messungen visualisiert und mit Simulationsergebnissen verglichen werden können.

Die Auswertung erfolgt in tabellarischer Form bzw. eine graphische Darstellung der gemessenen und berechneten Strömungsgeschwindigkeiten. Bei der Vielzahl von gemessenen und berechneten Punkten ist die graphische Auswertung beim Abgleich der Strömungszustände hilfreich.

## 8.2 Eingabedateien

Sowohl die zum Vergleich herangezogenen Berechnungsergebnisse als auch die Messungen liegen im ASCII-Format vor. Bei den vom Institut für Wasserbau gelieferten ADCP-Dateien handelt es sich um das gängige Ausgabeformat von ADCP-Messgeräten. Daher ist DataTool<sup>®</sup> zur Auswertung beliebiger ADCP-Dateien allgemein anwendbar. Weiterentwicklungen (z.B. weitere Koordinatensystem, Filter für offensichtliche Messfehler, Auswertung und Visualisierung der Abflussinformationen) werden in folgenden Versionen implementiert.

Mit Hilfe des Programmsystems MIKEZERO<sup>®</sup> (DHI, 2001) werden ausgewählte Items (Ergebnisse der hydrodynamischen Berechnung, in diesem Fall Wasserstände und Strömungsgeschwindigkeiten und -richtungen) vorgegebener Bereiche und Zeiträume gezielt in eine ASCII-Datei exportiert und in DataTool<sup>®</sup> eingelesen.

### 8.2.1 ADCP-Datei

Wie bereits beschrieben, handelt es sich bei den verwendeten ADCP-Dateien um ein standardisierte Ausgabeformat von ADCP-Messgeräten. Die in Abb. 8.2.1-1 dargestellte ADCP-Beispieldatei einer Querprofilmessung enthält die Informationen jedes einzelnen Messpunktes einer Querprofilmessung. In den Zeilen 2 bis 7 (Abb. 8.2.1-1) finden sich die allgemeinen Informationen für den einzelnen Messpunkt. Hier ist das Datum und die Uhrzeit sowie die genaue Bestimmung des Ortes des jeweiligen Messpunktes (WGS84 bzw. Bottom Track) aufgeführt. Außerdem werden gerätespezifische Angaben (ADCP-Temperatur, dB usw.) festgehalten. Vor jedem weiteren Messpunkt werden diese Informationen erneut aufgelistet.

Ab Zeile 8 erfolgt die Wiedergabe der Ergebnisse des jeweiligen Messpunktes. Spalte **a** gibt die vertikale Lage des Messpunktes wieder. Es wird immer in konstanten Intervallen unter dem Schiff gemessen. Dieses Intervall kann manuell bei der Messung eingestellt werden (in diesem Fall 1m). In den folgenden Spalten (**b** bis **m**) werden die Messungen wiedergegeben.

Hier wird unterschieden in vektorielle Wiedergabe der Geschwindigkeiten (mit Strömungsgeschwindigkeit (b) und -richtung (c)) bzw. skalare Größen ( $v_x$ , (d)  $v_y$  (e) und  $v_z$  (f)). Die weiteren Angaben geben die Echointensitäten und Qualität der Messungen wieder (g bis l).

#1	100	25	50	20	1	20	1									
#2	0	7	24	9	31	55	4	1	4	-1.160	-0.850	109.620	17.060			
#3	233.90	-1.00	0.70	0.10	-32768	-32768	-32768	-32768	7.20	9.66	9.34	8.38				
#4	6.28	2.66	0.68	-6.13	6.17							1. Messpunkt				
#5	53.3344382	7.1764145	-32768	-32768	0.0											
#6	3.0	0.7	0.3	0.0	10.0	0.0	10.0	0.0	0.0							
#7	20	cm	BT	dB	0.43	0.139										
	<b>a</b>	<b>b</b>	<b>c</b>	<b>d</b>	<b>e</b>	<b>f</b>	<b>g</b>	<b>h</b>	<b>i</b>	<b>j</b>	<b>k</b>	<b>l</b>	<b>m</b>			
#8	1.83	67.19	285.008	-64.9	17.4	3.4	9.6	90.9	96.1	97.8	93.1	100	-0.05			
#9	2.83	49.53	282.240	-48.4	10.5	-8.2	1.0	90.9	98.2	96.5	88.8	100	0.26			
#10	3.83	37.75	275.167	-37.6	3.4	-9.3	5.5	89.4	93.7	88.6	86.0	100	0.21			
#11	4.83	35.66	259.824	-35.1	-6.3	-10.6	8.1	89.8	85.5	87.2	86.7	100	0.26			
#12	5.83	54.50	317.528	-36.8	40.2	-9.6	9.1	101.7	85.8	87.5	86.6	50	0.35			
#13	6.83	37.27	315.761	-26.0	26.7	-13.4	5.6	106.0	86.2	87.5	92.7	50	0.11			
#14	7.83	15.71	241.477	-13.8	-7.5	-8.3	5.2	101.5	86.1	88.2	101.5	50	0.06			
#15	8.83	49.86	20.179	17.2	46.8	-15.0	-11.0	90.0	103.3	110.7	95.2	25	2147483647			
#16	9.83	85.54	123.894	71.0	-47.7	7.8	-44.6	77.9	95.1	89.6	77.5	50	2147483647			
#17	10.83	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	74.4	80.8	77.0	74.0	0	2147483647			
#18	11.83	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	72.9	76.3	75.5	72.5	0	2147483647			
#19	12.83	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	73.0	76.1	76.9	75.2	0	2147483647			
#20	13.83	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	72.7	75.7	76.2	74.4	0	2147483647			
#21	14.83	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	74.1	76.6	76.6	74.5	0	2147483647			
#22	15.83	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	74.9	77.5	77.5	74.5	0	2147483647			
#23	16.83	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	76.2	78.4	77.9	76.6	0	2147483647			
#24	17.83	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	75.7	79.2	79.6	77.0	0	2147483647			
#25	18.83	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	75.6	79.5	79.5	76.1	0	2147483647			
#26	19.83	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	76.0	80.3	80.3	76.0	0	2147483647			
#27	20.83	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	77.6	81.4	81.4	77.6	0	2147483647			
#28	0	7	24	9	31	57	70	2	3	-1.830	2.210	128.380	17.070			
#29	206.20	-118.70	1.20	2.10	-32768	-32768	-32768	-32768	-32768	9.08	10.17	10.05	9.45			
#30	11.09	4.66	3.19	-10.23	10.72											
#31	53.3344166	7.1764770	-32768	-32768	0.0											
#32	5.6	1.2	0.6	0.0	10.0	0.0	10.0	0.0	10.0	0.0	0.2. Messpunkt					
#33	20	cm	BT	dB	0.43	0.139										
#34	1.83	48.35	279.404	-47.7	7.9	2.1	-6.3	96.1	93.5	96.1	95.2	100	0.27			
#35	2.83	45.58	286.049	-43.8	12.6	-5.4	-10.0	96.5	94.4	94.8	94.4	100	0.18			
#36	3.83	41.40	298.732	-36.3	19.9	-9.2	4.6	91.1	91.6	88.1	87.3	100	0.03			
#37	4.83	47.30	298.678	-41.5	22.7	-10.6	3.3	88.5	87.6	88.0	86.3	100	0.03			
#38	5.83	43.88	291.947	-40.7	16.4	-7.7	7.1	89.6	85.3	88.4	85.8	100	0.11			

Abb. 8-2: ADCP-Datei

- 2. Zeile (#2): Datum/Uhrzeit; Profil Nr.; Segment Nr.; Pitch, Roll; Heading; ADCP-Temp.
- 3. Zeile (#3): Bottom Track Velocity [cm/s] x,y,z; water Layer Velocity [cm/s] east, North, Up, Error, Depth Reading
- 4. Zeile (#4): Total elapsed distance [m]; Elapsed Time [s]; Distance travelled north [m]; Distance travelled east[m]; Distance made good[m]
- 5. Zeile (#5): LAT-WGS84; LON-WGS-84; Navigation Data
- 6. Zeile (#6): Middle part of profile; top part o.P.; bottom Part o.P.; Start Shore Discharge Estim. Discharge Values

- |           |   |           |                         |
|-----------|---|-----------|-------------------------|
| <b>a:</b> | Tiefe des Messpunktes unter WSP [m]         | <b>i:</b> | Echointensität Strahl 2 |
| <b>b:</b> | Strömungsgeschwindigkeit [m/s]              | <b>j:</b> | Echointensität Strahl 3 |
| <b>c:</b> | Strömungsrichtung [°]                       | <b>k:</b> | Echointensität Strahl 4 |
| <b>d:</b> | Ost-Geschwindigkeitskomponente [cm/s]       | <b>l:</b> | „Percent Good“          |
| <b>e:</b> | Nord-Geschwindigkeitskomponente [cm/s]      | <b>m:</b> | Abfluss                 |
| <b>f:</b> | Vertikale-Geschwindigkeitskomponente [cm/s] |           |                         |
| <b>g:</b> | Error-Wert                                  |           |                         |
| <b>h:</b> | Echointensität Strahl 1                     |           |                         |

**8.2.2 MIKE3 -Datei**

Die MIKE3- Ergebnisdateien werden aus der Oberfläche MIKEZERO<sup>©</sup> als ASCII-Files exportiert (Abb. 8-3). Es werden die für den Vergleich notwendigen Parameter ( Strömungsgeschwindigkeiten und –richtungen) für den ausgewählten Zeitschritt und Bereich (Zelle i,j,k) exportiert. Wie bereits in Kapitel 5 beschrieben, wird im Programmpaket MIKE3 ein Finite Differenzen Schema angewendet. Die Bathymetrie des Modellgebietes wird durch gleichmäßige Rechtecke oder Quadrate abgebildet. Auch die Berechnungsergebnisse liegen demnach in „gerasterter“ Form vor.

Die Ausgabedaten der MIKE3 Ergebnisse haben ein bestimmtes Format. Die räumliche Lage des Ursprungs der exportierten Matrix, die zeitliche Bestimmung des ersten Ergebnisses sowie die Zeitschrittweite  $\Delta t$ , die räumlich Auflösung  $\Delta x$ ,  $\Delta y$  und  $\Delta z$  und die verschiedenen exportierten ITEMS werden einmalig im Dateikopf angegeben.

Nach dem Dateikopf werden Ergebnismatrizen mit einer jeweiligen Kopfzeile (Timestep, Item, Layer) aufgeführt.

```

#1 Title File Title
#2 Dim 3
#3 Geo UTM 8.55044 53.5643 -28.4458
#4 Time EquidistantTimeAxis 2000-09-14 11:10:00 4 60
#5 NoGridPoints 5 21 16
#6 Spacing 15 15 1
#7 NoStaticItems 0
#8 NoDynamicItems 3
#9 Item U velocity [m/s]
#10 Item V velocity [m/s]
#11 Item W velocity [m/s]
#12 Delete-1E-030
#13
#14 timestep 1 item 2 layer 11
#15 -0.607141 -0.597447 -0.537043 -0.360452 -0.0216244
#16 -0.612364 -0.617436 -0.58166 -0.413424 -0.107743
#17 -0.65494 -0.620155 -0.569341 -0.403491 -0.151597
#18 -0.693914 -0.661884 -0.578997 -0.40669 -0.215714
#19 -0.76309 -0.688507 -0.573138 -0.415016 -0.26307
#20 -0.747883 -0.680557 -0.554566 -0.399095 -0.266478
#21 -0.719203 -0.639199 -0.51655 -0.356913 -0.247041
#22 -0.689455 -0.582699 -0.472691 -0.325937 -0.211844
#23 -0.662917 -0.537335 -0.439775 -0.312889 -0.182093
#24 -0.644848 -0.522974 -0.429121 -0.294437 -0.176105
#25 -0.615519 -0.509647 -0.416751 -0.286086 -0.181417
#26 -0.592265 -0.506096 -0.415161 -0.297525 -0.172347
#27 -0.570459 -0.49011 -0.407132 -0.292963 -0.163957
#28 -0.582023 -0.489066 -0.409102 -0.293193 -0.134719
#29 -0.592943 -0.49004 -0.416549 -0.298686 -0.130038
#30 -0.590465 -0.497063 -0.413122 -0.15998 -1E-030
#31 -0.602853 -0.520829 -0.442533 -0.23286 -1E-030
  
```

Abb. 8.2.2-1: MIKE3-Datei

### 8.3 Vorgehen und Vergleich der Eingangsdateien

Die Implementierung von DataTool<sup>®</sup> erforderte verschiedene Arbeitsschritte. Die Erzeugung der Datenkompatibilität zwischen berechneten und gemessenen Strömungszuständen war hierbei von größter Bedeutung. Hierfür musste sowohl ein Ortsabgleich als auch ein Zeitabgleich realisiert werden. Insbesondere beim Ortsabgleich in horizontaler Richtung waren die verschiedenen Koordinatensysteme zu harmonisieren. Die ADCP-Messungen werden in WGS84-Koordinaten gemessen. Die MIKE3-Ausgabedateien liegen im Gauß-Krüger-Koordinatensystem vor. Hierfür wurde eine Umrechnungsroutine implementiert, die eine einheitlich Bezugsebene und eine Transformation der Messungen auf Gauß-Krüger Koordinaten vornimmt.

Es besteht die Möglichkeit, den ersten Messpunkt als Referenzmesspunkt zu verwenden und alle weiteren Messpunkte des jeweiligen Profils über „Bottom-Track“ zu bestimmen. Hier wird die Positionsänderung des Schiffes durch die Bewegung über Grund bestimmt. Dies ist in Profilen sinnvoll, wenn die durch DGPS-Ortung bestimmten WGS84-Werte in der ASCII-Datei nicht, oder nur teilweise, vorhanden sind. Allerdings ist eine solche Ortsbestimmung bei „nicht festen Sohlen“ (Fluid-Mud-Lagen) nur bedingt einsetzbar, da nicht nur das Schiff sich bewegt, sondern auch der Bezugshorizont (Sohle).

Bei der Bestimmung der vertikalen Lage muss berücksichtigt werden, dass die gemessenen Strömungsparameter als Bezugshorizont den Wasserstand verwenden. Dies hat zur Folge, dass in Tidegebieten mit variierenden Wasserständen die Messpunkte bezogen auf die Sohle variieren. Hier erfolgte eine Umrechnung der z-Koordinate der Messpunkte auf Höhenangaben bzgl. der Sohle. Dies soll Abbildung 8-4 verdeutlichen. In diesem Fall sind  $\Delta z$  der Messung und Berechnung identisch, was nicht zwingend ist.

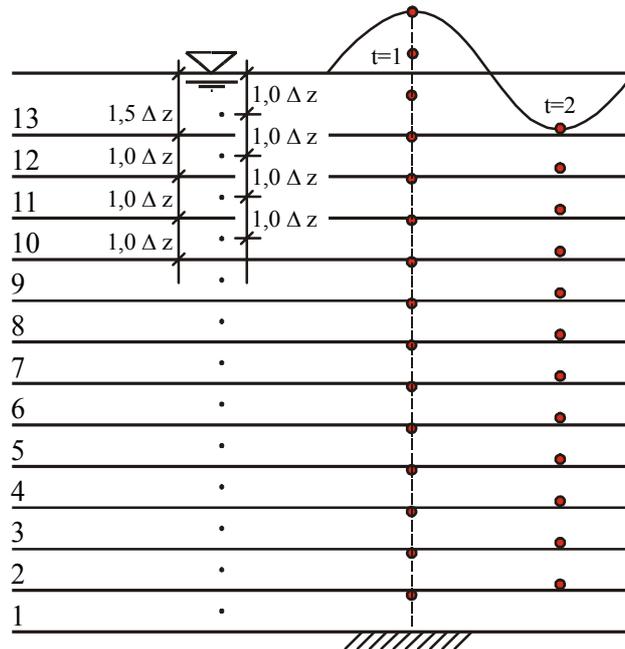


Abb. 8.3-1: Vertikaler Abgleich der ADCP-Messungen und MIKE3-Berechnungsergebnisse

Im Gegensatz zu den ADCP-Messungen können die Berechnungsergebnisse von MIKE3 ohne Datentransformation aus den ASCII-Dateien übernommen werden. Es sind lediglich MIKE3-Modellrestriktionen zu berücksichtigen. Dies sind eine mögliche Verdrehung des Modellgebietes und Anhebungen der gesamten Bathymetrie und Randbedingungsdaten. Dies wird beim Einlesen der MIKE3-Ergebnisdatei abgefragt und berücksichtigt.

Für den abschließenden Vergleich muss eine räumliche und zeitliche Bezugsebene generiert werden. Räumlich sind die statischen (über die Simulationszeit in horizontaler und vertikaler Ausrichtung ortsfesten) Gitterpunkte maßgebend. Auf diese Gitterpunkte werden die gemessenen ADCP-Ergebnisse mit einer Wichtungsfunktion projiziert.

Für den zeitlichen Bezug werden die ADCP-Messungen verwendet. Es werden nur die Berechnungsergebnisse berücksichtigt, an denen in der jeweiligen Zelle eine Messung stattgefunden hat. Die Auswertung der ADCP-Messungen und MIKE3-Berechnungen gliedert sich in zwei Schritte. Zunächst wird der räumliche Bezug hergestellt. Es werden die Berechnungszellen gesucht, in denen auch Messungen (unabhängig vom Zeitpunkt) vorliegen. Im zweiten Schritt werden für diese Zellen die einzelnen Berechnungsergebnisse zu den Zeitpunkten ausgewählt, die mit den vorhandenen Messzeitpunkten korrespondieren. Erst danach erfolgt die Projektion der einzelnen Messungen auf Berechnungsknoten der jeweiligen Gitterzelle.

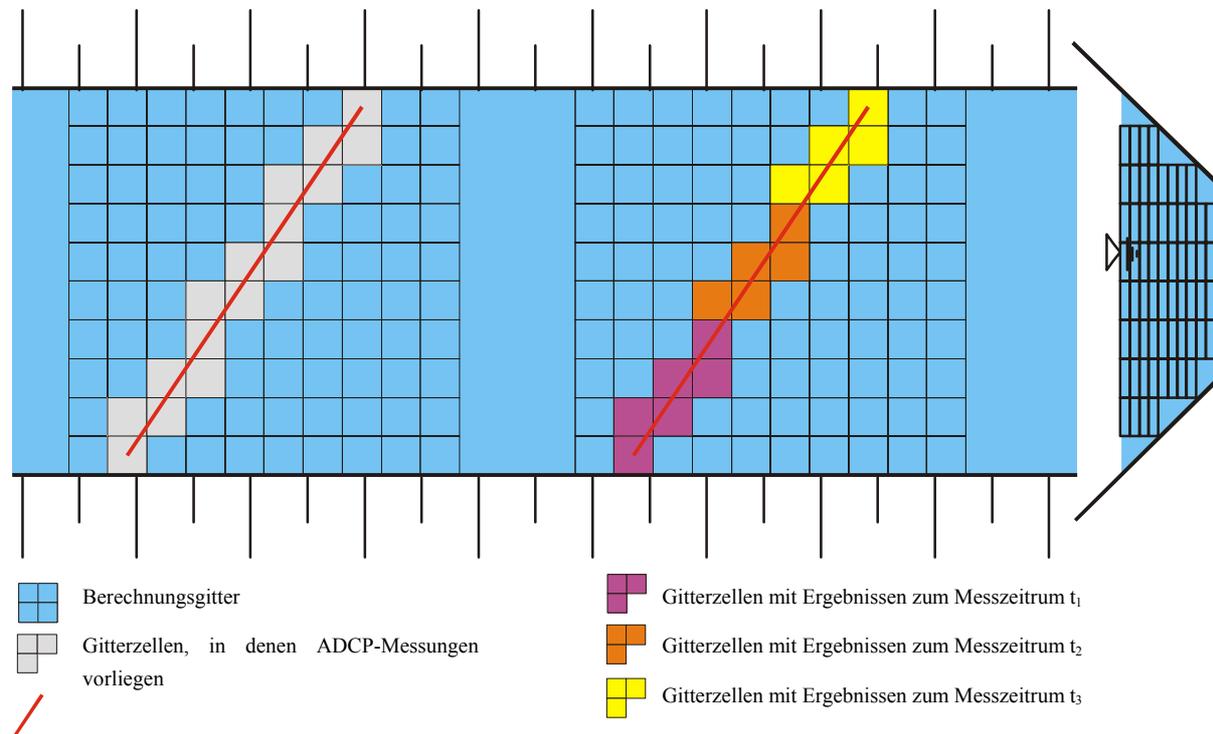


Abb. 8.3-2: Orts- und Zeitabgleich der Messungen und Berechnungen

Die Anzahl der zu berücksichtigenden Zeitpunkte innerhalb der Berechnungen hängt in erster Linie von der gewählten Zeitschrittweite für den Export der Simulationsergebnisse ab. Aufgrund der großen Modellgebiete und der langen Berechnungszeiträume wurden bisher 30 Sekunden Schritte gewählt. Für den Vergleich wurden die zeitlich nächsten Berechnungsschritte ausgewählt. Je feiner die zeitliche Auflösung der exportierten Ergebnisse, desto genauer ist der angestrebte Vergleich möglich.

### 8.3.1 Tabellarische Auswertung

Die Darstellung der gemessenen und berechneten Strömungskomponenten kann sowohl graphisch als auch in tabellarischer Form erfolgen. Bei einer hohen Auflösung des Berechnungsgitters ist aufgrund der Vielzahl von Vergleichspunkten die graphische Auswertung vorteilhafter. Für die quantitative Betrachtung einzelner Gitterzellen wurde eine Schnittstelle der ASCII-Vergleichstabellen zu Excel entwickelt. Diese Tabellen, die auch für die graphische Oberfläche maßgebend sind, beinhalten neben den jeweiligen Geschwindigkeitskomponenten der projizierten Messung und der Berechnung auch die Differenzen der skalaren Größen. Auch die statistischen Angaben (z.B. Standardabweichung der in einer Gitterzelle vorhandenen Messwerte, Anzahl der Messpunkte in einer Zelle, minimale bzw. maximale Werte der einzelnen Größen) zur qualitativen Bewertung der Berechnungen (Kalibrierung) haben sich bewährt. Mit Hilfe dieser Angaben können Messfehler und Berechnungsfehler (z.B. Trocken-

fallen von Zellen) erkannt und bei Bedarf jeweils aus dem Vergleich genommen werden. In den folgenden Versionen ist ein automatischer Filter zur Qualitätskontrolle der eingehenden Daten vorgesehen.

### 8.3.2 Graphische Auswertung

Bei der Bewertung der numerischen Berechnungen ist ein ausschließlich tabellarischer Vergleich zur Beurteilung nur begrenzt einsetzbar. Daher wurde, aufbauend auf der tabellarischen Auswertung, eine Möglichkeit zur Visualisierung der Mess- und Berechnungsergebnisse geschaffen. Die Visualisierung sollte neben dem abschließenden Vergleich auch die Darstellung der Differenzen (Messung minus Berechnung) ermöglichen.

Auch eine profilbezogene Darstellung der projizierten Messergebnisse ist möglich. Mit Hilfe dieser Ansicht können z.B. flutstromdominierte Rinnen erkannt werden. Unabhängig von den Darstellungsmöglichkeiten von MIKEZERO ist es wünschenswert, MIKE3-Ergebnisse graphisch wiederzugeben, um gleiche Funktionalitäten auszunutzen und Daten vergleichbar zu machen. Die Darstellung der Differenzen aus den Tabellen dient in erster Linie der Qualitätsüberprüfung bei der Kalibrierung des numerischen Modells.

In Abb. 8.3.2-1 ist die graphische Benutzeroberfläche mit den verschiedenen Funktionalitäten des DataTool<sup>®</sup> wiedergegeben.

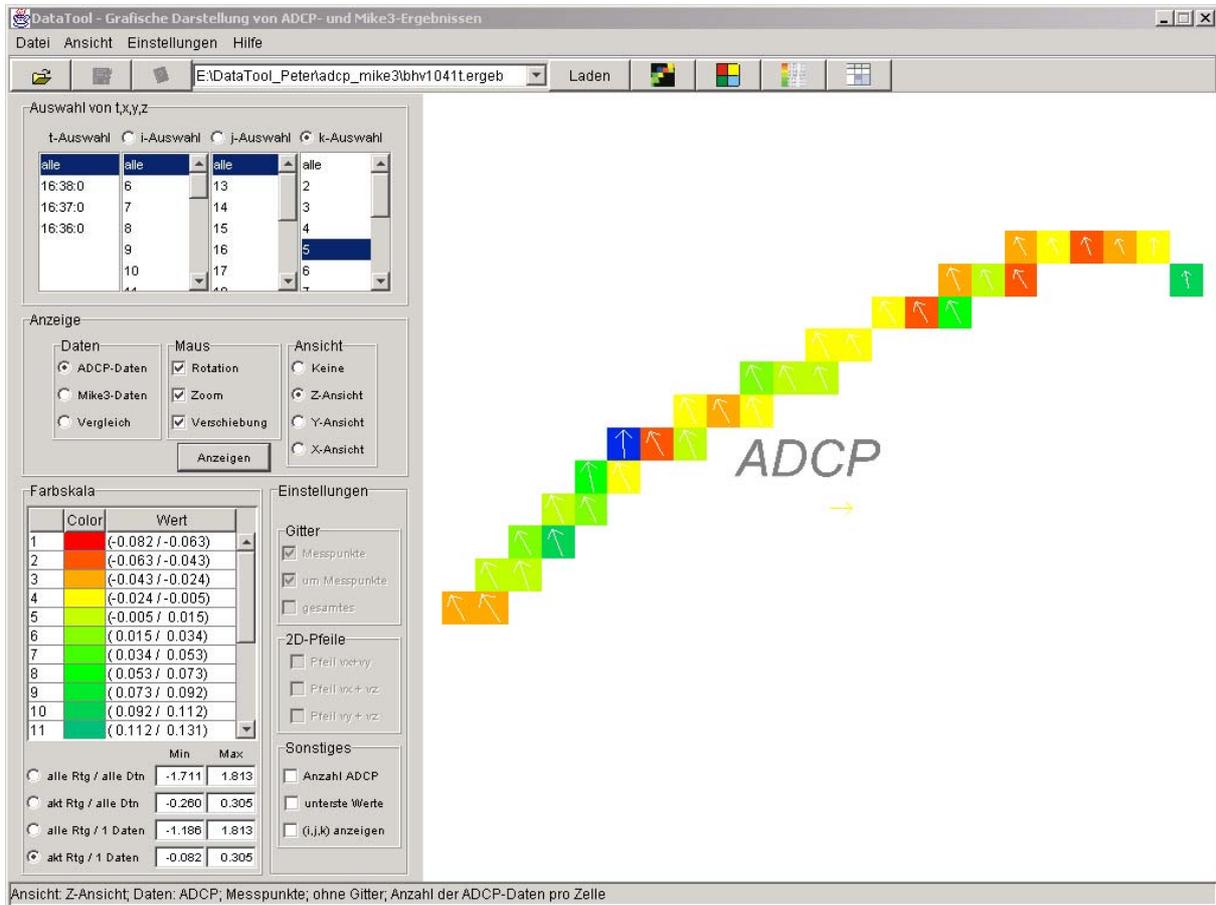


Abb. 8.3.2-1: Graphische Benutzeroberfläche des DataTool<sup>®</sup> zur Visualisierung von ADCP-Messungen, MIKE3-Ergebnisse und der auftretenden Differenzen

### 8.3.3 Ausblick und weiteres Vorgehen

Neben der reinen Nutzung als Auswertesoftware und Kalibrierungswerkzeug, bietet Data-Tools in der jetzigen Version weitere Konvertierungsroutinen. Eine automatische Grid-erzeugung, sowie eine Schnittstelle zu Surfer sind implementiert.

Diese Funktionalitäten sollen zukünftig weiter ausgebaut werden, Schnittstellen zu anderen Programmsystem (Star CD, SMS etc.) sind geplant.

Die Visualisierung dreidimensionaler Strömungsprozesse soll durch die Erstellung von Videoanimationen unterstützt werden.

## **9 Parameterstudie zur Bestimmung der Einflussfaktoren auf die Sedimentation in brackwasserbeeinflussten Häfen**

### **9.1 Grundlagen der Untersuchungen**

Aufbauend auf einem 3D-Detailmodell wird eine Parameterstudie mit variierenden Hafengeometrien und Randbedingungen zur Bestimmung des Sedimenteintrages in brackwasserbeeinflussten Häfen in Tideästuarien durchgeführt. Die Randbedingungen werden aus dem 3D-Regionalmodell der Weser ermittelt.

Zur Festlegung der zu untersuchenden Hafenformen in der Parameterstudie ist in Tafel 9.1-1 eine Auflistung der Abmessungen von Hafenbecken in mehreren tidebeeinflussten nordeuropäischen Häfen gegeben. Aus Tafel 9.1-1 ergeben sich für die Parameterstudie zwei grundsätzliche Hafenformen, die durch eine Variation der schmalen und langen Häfen als Vorhäfen für Schleusen erweitert werden:

- a) Häfen mit Liegeplätzen, die nahezu quadratisch sind, eine große Oberfläche aufweisen und meistens eine gegenüber der Hafeneinfahrt verminderte Einfahrtbreite aufweisen.
- b) Häfen mit Liegeplätzen, die lang, schmal und gegenüber der Flussachse geneigt sind. Eine Einengung der Einfahrtbreite gegenüber der Hafeneinfahrt ist nicht üblich.
- c) Vorhäfen, die im Allgemeinen Schleusen vorgelagert sind. Sie besitzen meist keine Dauerliegeplätze und weisen daher eine schlanke Form auf. Die Vorhäfen sind, soweit räumlich möglich, gegenüber der Flussachse geneigt und sie sind kürzer und meist halb so breit wie die unter b) beschriebenen Häfen.

Ein Maß für den Vergleich der Häfen ist das Breiten/Längen-Verhältnis. Die in Tafel 9.1-1 aufgeführten Häfen haben zum Teil stark abweichende Abmessungen. Um für die Untersuchungen eine repräsentative Form zu finden, werden für die jeweiligen Hafenformen Mittelwerte des Breiten/Längen-Verhältnisses gebildet.

Aus diesen Abmessungen haben sich drei Hafenformen für die Parameterstudie ergeben (Tafel 9.1-2). Sonderformen, wie z.B. eine Aufweitung der Hafeneinfahrt bei schlanken Häfen, finden keine Berücksichtigung. Alle Modellhäfen werden an die natürliche Flussgeometrie der Weser angeschlossen. Sie haben eine konstante Sohllage bei -10 mNN.

Name:	Einfahrtsbreite (Kontaktbreite) $B_E$ [m]	mittlere Hafenbreite $B_H$ [m]	mittlere Hafenlänge $L_H$ [m]	mittlere Sohlage	Verhältnis $B_E/L_H$	Verhältnis $B_H/L_H$	Verhältnis $B_E/B_H$	Kommentar
<b>Häfen mit Liegeplätzen:</b>								
Cuxhaven: Fährhafen	115	275	340	NN -7,7m	0,338	0,809	0,418	Öffnung stromauf gelegen
Cuxhaven: Vorhafen	75	310	175	NN -10,2	0,429	1,771	0,242	Öffnung stromauf gelegen + weitere Hafenteile schließen sich an
Cuxhaven Amerikahafen	130	450	525	NN -8,7m	0,248	0,857	0,289	Öffnung stromauf gelegen
Hamburg: Parkhafen	550	570	600		0,917	0,950	0,965	Öffnung stromab gelegen + weitere Hafenteile schließen sich an
Wilhelmshaven: Neuer Vorhafen	200	600	1300	SKN -8,0m	0,154	0,462	0,333	Marinehafen mit Liegeplätzen
Antwerpen: Vorhafen Kallosluis	370	500	900		0,411	0,556	0,740	Öffnung stromab, Liegeplätze
<b>Mittelwerte (breiter Hafen):</b>	<b>240</b>	<b>451</b>	<b>640</b>		<b>0,416</b>	<b>0,901</b>	<b>0,498</b>	
Bremen: Europahafen	250	110	1600	NN -10m	0,156	0,069	2,273	25° stromauf geneigt
Hamburg: Sandauhafen:	390	150	570		0,684	0,263	2,600	Öffnung stromab gelegen, 30° stromauf geneigt
Hamburg: Köhlfleet	550	360	3000		0,183	0,120	1,528	Öffnung stromab gelegen, Hafenbreite in Einfahrtsnähe, 40° Stromauf geneigt
Antwerpen: Deuranckdok	500	400	2800		0,179	0,143	1,250	80° stromauf geneigt
<b>Mittelwerte (schlanker Hafen):</b>	<b>423</b>	<b>255</b>	<b>1993</b>		<b>0,301</b>	<b>0,149</b>	<b>1,913</b>	
<b>Vorhäfen:</b>								
Bremerhaven: Vorhafen Nordschleuse	325	100	600	NN -10m	0,542	0,167	3,250	Einfahrtsbreite parallel zum Strom, 35° stromab geneigt
Bremerhaven: Vorhafen Kaiserschleuse	150	65	350	NN -8m	0,429	0,186	2,308	Einfahrtsbreite parallel zum Strom, 35° stromab geneigt
Bremen: Vorhafen Oslebshausen	90	90	200	NN -7,7m	0,450	0,450	1,000	10° stromauf geneigt
Bremen: Vorhafen Neustädter Hafen	520	200	800	NN -11,1m	0,650	0,250	2,600	Einfahrtsbreite parallel zum Strom, 25° stromauf geneigt
<b>Mittelwerte:</b>	<b>271</b>	<b>114</b>	<b>488</b>		<b>0,5176</b>	<b>0,2631</b>	<b>2,2894</b>	

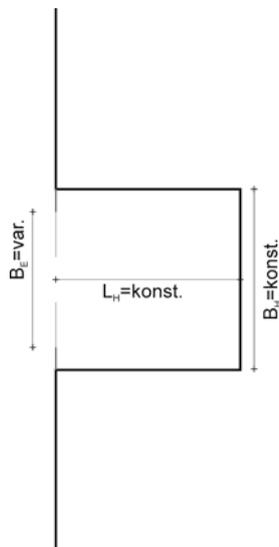
**Tafel 9.1-1: Abmessungen tidebeeinflusster Häfen in Nordeuropa**

(a) breiter Hafen [m]:		(b) schlanker Hafen [m]:		(c) Vorhafen [m]:	
$B_E$	250	$B_E$	250	$B_E$	120
$B_H$	450	$B_H$	250	$B_H$	120
$L_H$	550	$L_H$	1900	$L_H$	500
$A_H$	247500 m <sup>2</sup>	$A_H$	475000 m <sup>2</sup>	$A_H$	60000 m <sup>2</sup>
T	10	T	10	T	10
$B_E/L_H$	0,45	$B_E/L_H$	0,13	$B_E/L_H$	0,24
$B_H/L_H$	0,82	$B_H/L_H$	0,13	$B_H/L_H$	0,24
$B_E/B_H$	0,56	$B_E/B_H$	1,00	$B_E/B_H$	1,00

**Tafel 9.1-2: Abmessungen der in der Parameterstudie untersuchten Häfen**

In den breiten Häfen (Häfen a) wird der Einfluss der Einfahrtsbreite und der Lage der Einfahrt im Verhältnis zum Hafen untersucht (Abb. 9.1-1).

Das Untersuchungsprogramm für schmale, lange Häfen (Häfen b) beschränkt sich auf die Variation der Neigung des Hafens zur Flussachse (Tafel 9.1-3). Zusätzlich werden die Unterschiede, die im Vergleich zu den Untersuchungen im Vorhafen aus dem abweichenden Breiten/Längenverhältnis und den größeren Abmessungen resultieren, aufgezeigt. Die Einfahrtsbreite variiert in Abhängigkeit von der Neigung.

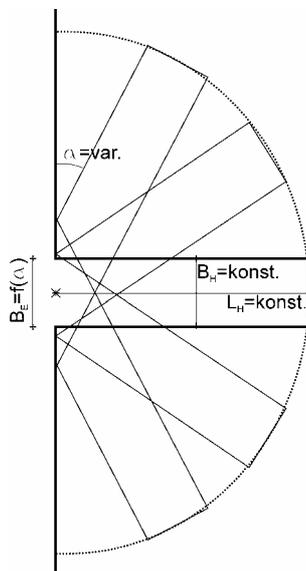


Breite Häfen (a)

Name:	Einfahrtsbreite [m]:	Lage der Einfahrt:
hafen 1a	450	Mitte
hafen 2a	250	Mitte
hafen 3a	250	Stromab
hafen 4a	250	Stromauf
hafen 5a	350	Mitte
hafen 6a	150	Mitte
hafen 7a	50	Mitte

Abb. 9.1-1: Untersuchungsprogramm für breite Häfen

Für die Untersuchung der Vorhäfen (Häfen c) werden ebenfalls die Hafenneigungen variiert (Abb. 9.1-2). Die Einfahrtsbreite ist dabei eine Funktion der Neigung (Tafel 9.1-3).



Vorhäfen (c)

Name:	Einfahrtsbreite [m]:	Neigung [°]:
hafen 1c	240	30
hafen 2c	165	45
hafen 3c	135	60
hafen 4c	120	75
hafen 5c	120	90
hafen 6c	120	105
hafen 7c	135	120
hafen 8c	165	135
hafen 9c	240	150

Abb. 9.1-2: Untersuchungsprogramm für Vorhäfen

In allen Häfen wird die Sedimentation in Abhängigkeit von der Variation der Tide (Springtide im 1. Untersuchungszeitraum, Nipptide im 2. Untersuchungszeitraum) und des Salzgehaltes der Weser (mit/ohne salinen Dichteinfluss im 1. Untersuchungszeitraum) untersucht (Tafel 9.1-3).

	Einfahrtsbreite [m]	Neigung [°]	September 2000 (1. Untersuchungszeitraum)	September 2000 ohne saline Dichteeffekte (1. Untersuchungszeitraum)	Mai 2001 (2. Untersuchungszeitraum)
Breite Häfen (a)	1	450	90	X	X
	2	250	90	X	X
	3	250 aufw.	90	X	X
	4	250 abw.	90	X	X
	5	350	90	X	X
	6	150	90	X	X
	7	50	90	X	X
Lange Häfen (b)	1	360	45	X	
	2	250	90	X	
	3	360	135	X	
Vorhäfen (c)	1	240	30	X	X
	2	165	45	X	X
	3	135	60	X	X
	4	120	75	X	X
	5	120	90	X	X
	6	120	105	X	X
	7	135	120	X	X
	8	165	135	X	X
	9	240	150	X	X

Tafel. 9.1-3: Untersuchungsmatrix für die Parameterstudie

Zudem sollen Kenntnisse über die Gewichtung der unterschiedlichen Randbedingungen auf die Sedimentation bestimmt werden. Die hier veränderten Randbedingungen sind: Variation der Tide (Spring- und Nipptide), Variation im Oberwasser, Variation im Salzgehalt. Zusätzlich werden Geometrievariationen (Änderung der Neigung, der Größe der Häfen und der Einfahrtsbreite) vorgenommen.

Die Untersuchungen in der Parameterstudie werden mit den in der Eichung vorgestellten Tiden durchgeführt. Im ersten Untersuchungszeitraum von 3,5 Tiden Länge im September 2000 (**Springtide, Zeitraum a**) beträgt der mittlere Tidehub im Modellgebiet  $MThb = 3,94m$  ( $MTnw = -1,97$ ,  $MThw = 1,96$ , Abb. 9.1-3). Die mittlere Falldauer beträgt 6 Std. 25 Min., die mittlere Steigdauer liegt bei 5 Std. 52 Min. Aus dieser Ungleichheit resultieren höhere Flutstromgeschwindigkeiten. Der Oberwasserabfluss betrug rd.  $140 m^3/s$ . Der zweite Untersuchungszeitraum im Mai 2001 (**Nipptide, Zeitraum b**) hat einen um 10% verminderten mittleren Tidehub von  $MThb = 3,55m$  ( $MTnw = -1,88$ ,  $MThw = 1,67$ , Abb. 9.1-4). Im Vergleich zum ersten Zeitraum hat besonders die mittlere Höhe des Hochwassers abgenommen. Die mittlere Falldauer beträgt 5 Std. 52 Min., die mittlere Steigdauer liegt bei 6 Std. 27 Min. Die Ungleichheit von Fall- zur Steigdauer hat sich bei dieser Tide umgekehrt. Aus dieser Un-

gleichheit resultieren höhere Ebbestromgeschwindigkeiten. Der Oberwasserabfluss betrug rd. 240 m<sup>3</sup>/s.

Die Modellsteuerung erfolgt über drei offene Ränder. Die zugehörigen Randbedingungen wurden aus dem Regionalmodell extrahiert und an den Rändern angesetzt. Am nördlichen und am südlichen Rand werden die Geschwindigkeit, der Salzgehalt und der Schwebstoffeintrag mit 2-dimensionalen zeitabhängigen Randbedingungen beschrieben. Der westliche Rand wird durch 2-dimensionale zeitabhängige Randbedingungen für Salzgehalt und Schwebstoffgehalt beschrieben. Zusätzlich wird über die Nord-Süd-Ausdehnung des Randes eine 1-dimensionale zeitabhängige Randbedingung für den Wasserstand angesetzt (Abb. 9.1-5).

Das Modellgebiet zur Berechnung der Geometrievariationen besteht aus einem 15 m Gitter und einem eingehängten 5 m Gitter. Das 15m Gitter umfasst den Flussbereich vor der Einfahrt zu den Häfen ± 700 m Ausdehnung nach Norden und Süden (Abb. 9.1-5). Der dargestellte Hafen wurde im Laufe der Untersuchungen durch Häfen mit unterschiedlicher Neigung und durch Häfen mit variierender Hafebreite ersetzt (Taf. 9.1-3).

Die in den Anlagen dargestellten 3D-Strömungsbilder sind beispielhaft für den Flut- bzw. Ebbestrom.

Die Änderungen von Austauschwassermenge und Sedimentmenge werden auf den Ausgangszustand vom September 2000 (Springtide) mit einem rechtwinklig abzweigenden Hafenbecken ohne Einengung der Zufahrt bezogen.

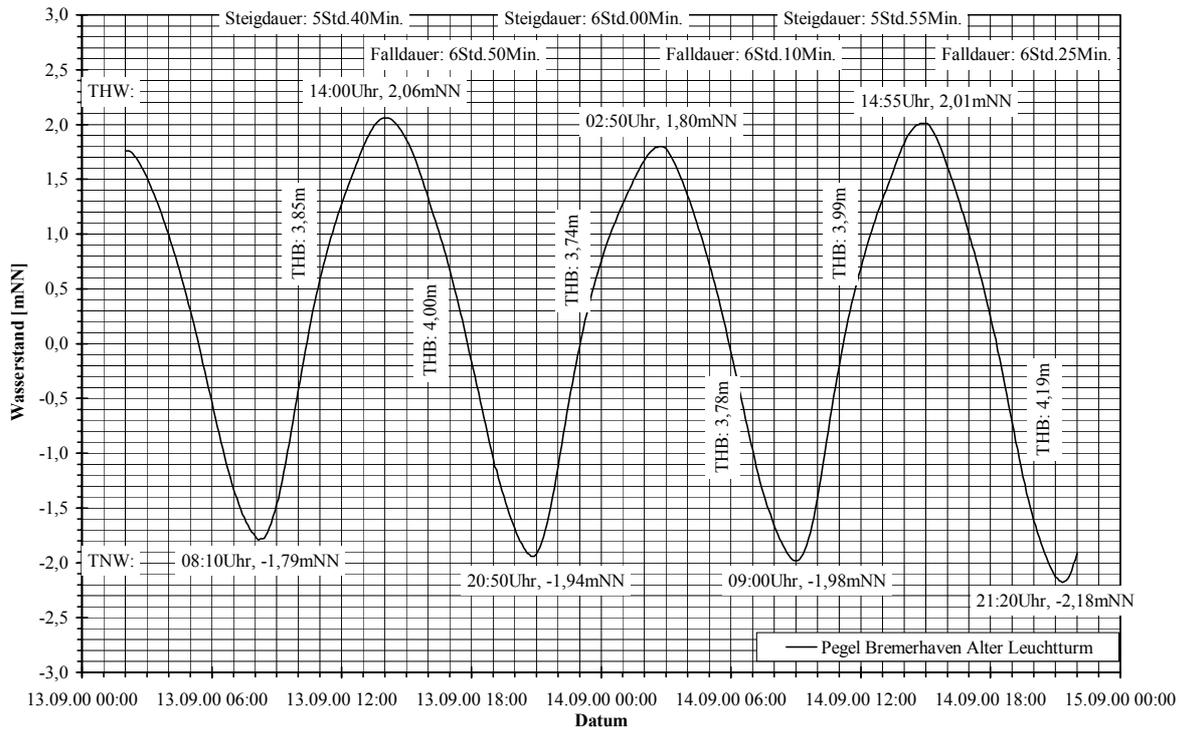


Abb. 9.1-3: Wasserstände und Kennwerte der Tide am Pegel Bremerhaven während mehrerer Springtiden (September 2000)

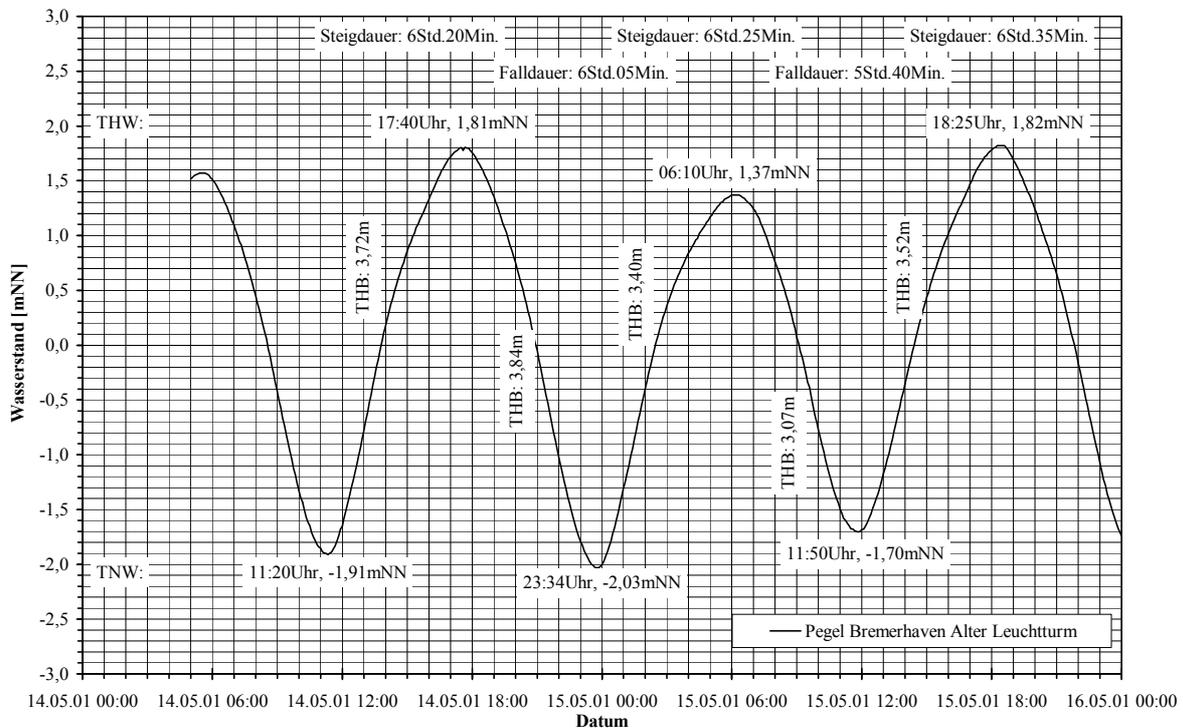


Abb. 9.1-4: Wasserstände und Kennwerte der Tide am Pegel Bremerhaven während mehrerer Nipptiden (Mai 2001)

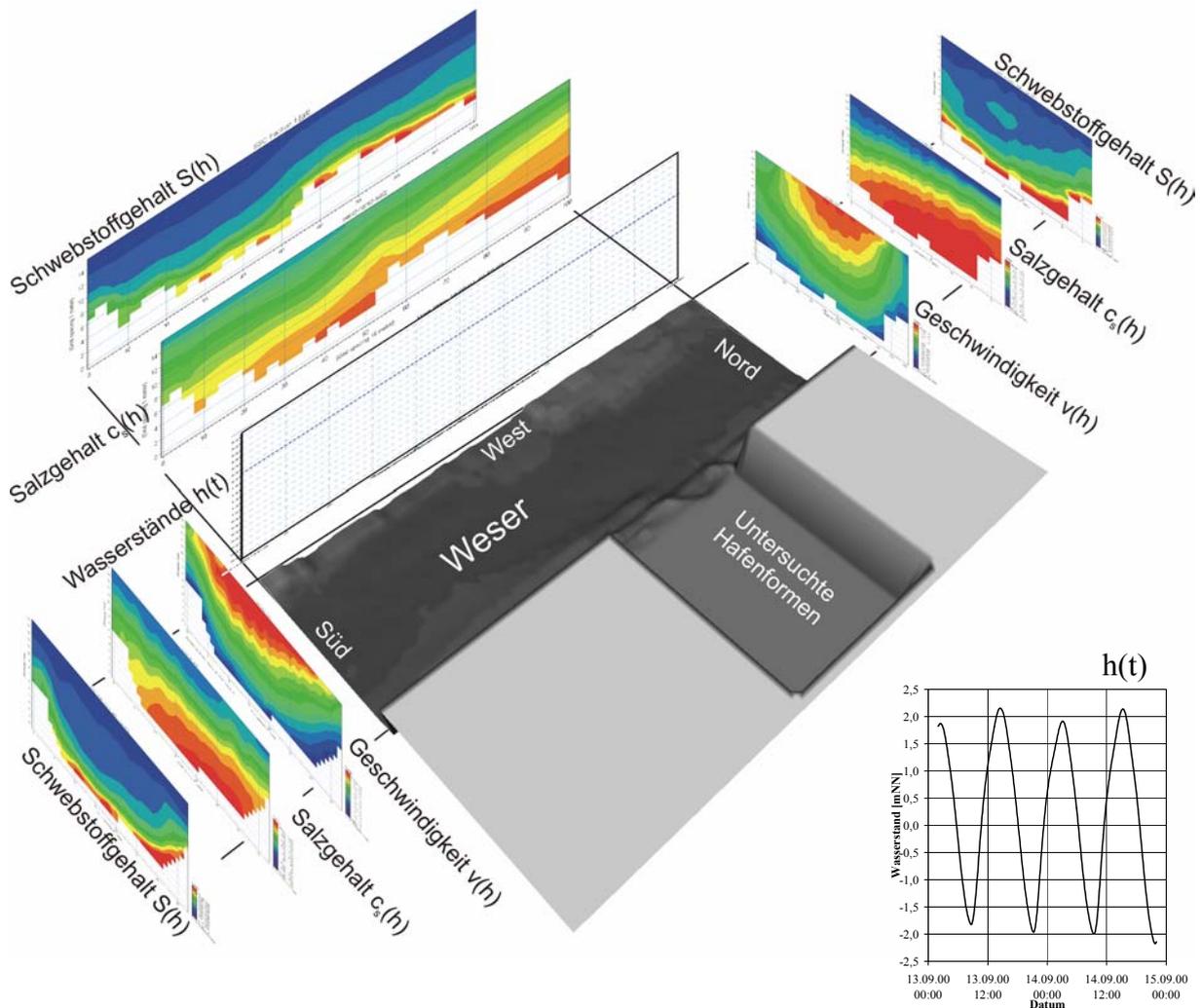


Abb. 9.1-5: Schematische Darstellung des Modellgebietes der Parameterstudie und Lage der tideabhängigen Randbedingungen (STOSCHEK, 2003)

## 9.2 Strömungen und Salzgehalt in den Häfen

### 9.2.1 Einfluss der Einfahrtsbreite auf die Strömungen und den Salzgehalt im Hafen

Die Strömungen in breiten Häfen a) mit variierender Hafeneinfahrtsbreite sind in den Anlagen 9.2.1-1 bis 9.2.1-14 dargestellt. Sie stehen stellvertretend für Strömungsbilder aus der gesamten Flut- oder Ebbestromphase.

Bei einer Öffnungsweite von  $B_E = 1,0 B_H$  strömt im ersten Untersuchungszeitraum (September 2000) bei Flut das Wasser an der Oberfläche größtenteils aus dem Hafen hinaus (Anlage 9.2.1-1). Am stromaufwärts liegenden Rand bildet sich eine kleine Walze durch einströmendes Wasser aus. Mit zunehmender Tiefe vergrößert sich diese Walze. Die Strömungsrichtung an der Hafeneinfahrt ist bis zu einer Tiefe von -6,5 mNN überwiegend aus dem Hafen gerich-

tet. Ab einer Tiefe von -7,5 mNN strömt an der stromaufwärts liegenden Hafenseite verstärkt Wasser in den Hafen ein. Dieses Wasser strömt weiter in den rückwärtigen Teil des Hafens, bildet aber keine vollständige Walze mehr. Dieses Strömungsverhalten bildet sich in allen Häfen mit mittiger Öffnung aus. Die Strömungsgeschwindigkeiten im Hafen nehmen im Mittel jedoch mit Verringerung der Öffnungsweite ab (Anlage 9.2.1-3, 9.2.1-5, 9.2.1-11, 9.2.1-13). Durch die Verlagerung der Einfahrt in Richtung stromab (Anlage 9.2.1-7) verringern sich die Strömungsgeschwindigkeiten am stromaufwärts liegenden Rand. Die Strömungsgeschwindigkeiten im Hafen nehmen zu, die Strömungsverteilung ist aber ähnlich der in Anlage 9.2.1-5 mit mittiger Öffnung dargestellten. Bei einer Verlagerung der Öffnung in Richtung stromauf (Anlage 9.2.1-9) nehmen die Strömungsgeschwindigkeiten am stromaufwärts liegenden Rand des Hafens zu.

Der Ebbestrom läuft an der Oberfläche in die breiten Häfen ein und verursacht am stromabwärts gelegenen Rand erhöhte Strömungsgeschwindigkeiten (Anlage 9.2.1-2). Dabei bildet sich im Hafen eine Walze aus. Ab einer Tiefe von -5,5 mNN nehmen die Strömungsgeschwindigkeiten am stromabwärts gelegenen Rand des Hafens ab. Die Walze löst sich auf und das Wasser strömt aus dem Hafen hinaus. Mit zunehmender Verkleinerung der Einfahrtsbreite verringern sich die Strömungsgeschwindigkeiten im Hafen (Anlage 9.2.1-4, Anlage 9.2.1-6, Anlage 9.2.1-12, Anlage 9.2.1-14). Die Verlagerung der Einfahrt von der Mitte in Richtung stromabwärts vergrößert die Strömungsgeschwindigkeiten im Hafen (Anlage 9.2.1-8). Die Strömungsrichtungen ändern sich dabei nicht. Durch eine Verlagerung der Öffnung in Richtung stromauf vermindern sich die Strömungsgeschwindigkeiten am stromabwärts gelegenen Hafenrand (Anlage 9.2.1-10). Die Strömungsgeschwindigkeiten im Hafen verringern sich. Das Wasser läuft weiterhin an der Oberfläche in den Hafen ein und ab einer Tiefe von rd. -5,5 mNN aus den Hafen wieder hinaus.

Der vertikale Anteil der Strömungsgeschwindigkeit variiert innerhalb eines Zeitpunktes über die Fläche im Hafen deutlich. Die Schnitte in den Abbildungen 9.2.1-1 bis 9.2.1-4 stellen daher beispielhaft die Strömungsgeschwindigkeiten in einem Schnitt durch die Mitte des Hafens dar.

Der Schnitt durch den Hafen bei Flutstrom ( $B_E = 1,0 B_H$ , Abb. 9.2.1-1) zeigt ebenfalls an der Sohle einströmendes und an der Oberfläche ausströmendes Wasser. Ein eindeutiger vertikaler Wasseraustausch ist trotz der überhöhten Darstellung nicht zu erkennen. Die vertikalen Strömungsgeschwindigkeiten im Hafen sind sehr gering ( $< 1$  cm/s). Lediglich im Einfahrtsbereich treten Geschwindigkeiten bis zu 4 cm/s auf. Mit abnehmender Einfahrtsbreite werden die Vertikalgeschwindigkeiten im Hafen weiter verringert (Abb. 9.2.1-3).

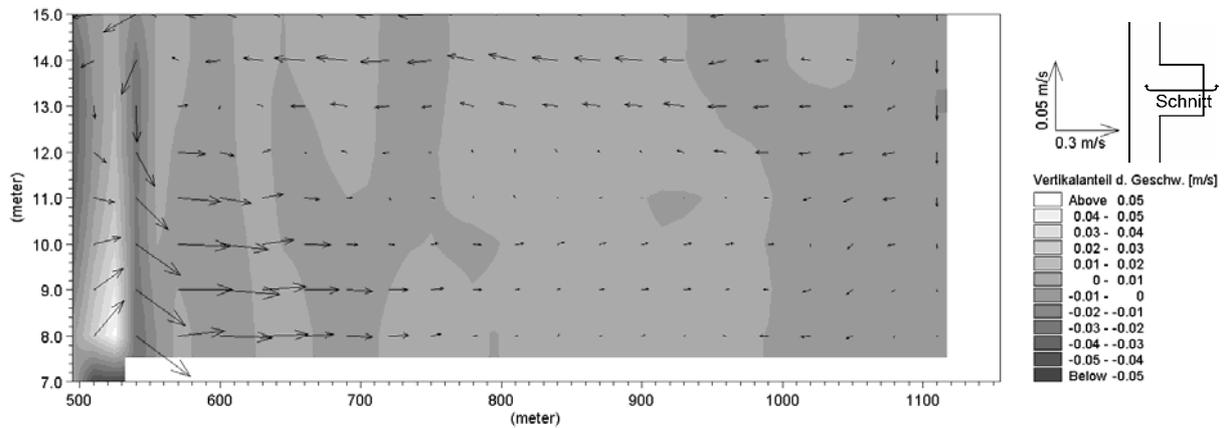


Abb. 9.2.1-1: Strömungsgeschwindigkeiten im Schnitt durch die Mitte des breiten Hafens ( $B_E = 1,0 B_H$ ) bei Flutströmung (14.09.00, 11:00 Uhr), überhöhte Darstellung

Während des Ebbestromes strömt das Wasser in den Schnitten 9.2.1-2 und 9.2.1-4 an der Sohle aus dem Hafen (vgl. Anlage 9.2.1-2). Die Strömungsgeschwindigkeiten sind ebenfalls sehr gering ( $< 1 \text{ cm/s}$ ) und verringern sich mit abnehmender Einfahrtsbreite weiter.

Auf die weitere Auswertung der Vertikalströmung in den breiten Häfen der folgenden Varianten wird aufgrund der geringen Größe der Strömungen ( $< 1 \text{ cm/s}$ ) verzichtet, da selbst eine überhöhte Darstellung kaum eventuell auftretende Effekte wiedergeben kann.

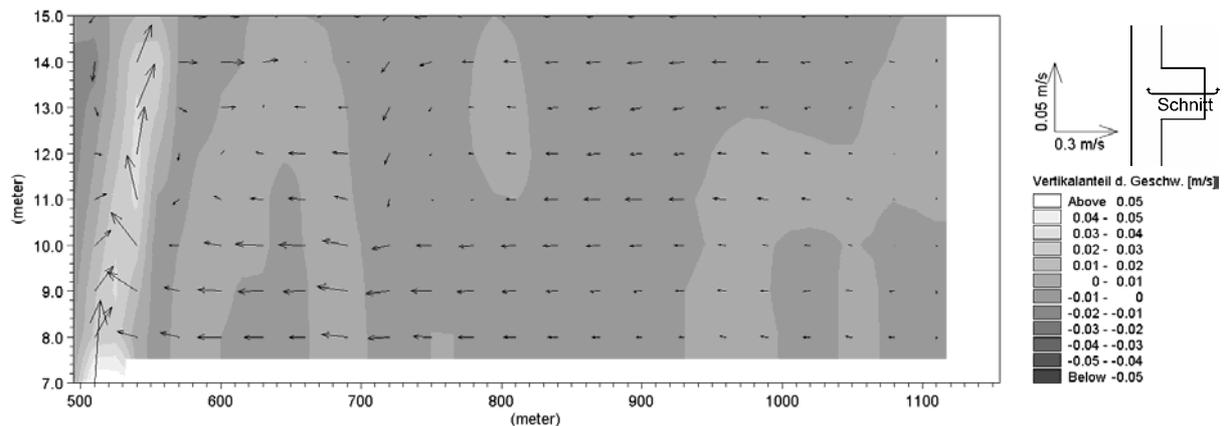


Abb. 9.2.1-2: Strömungsgeschwindigkeiten im Schnitt durch die Mitte des breiten Hafens ( $B_E = 1,0 B_H$ ) bei Ebbeströmung (14.09.00, 17:30 Uhr), überhöhte Darstellung

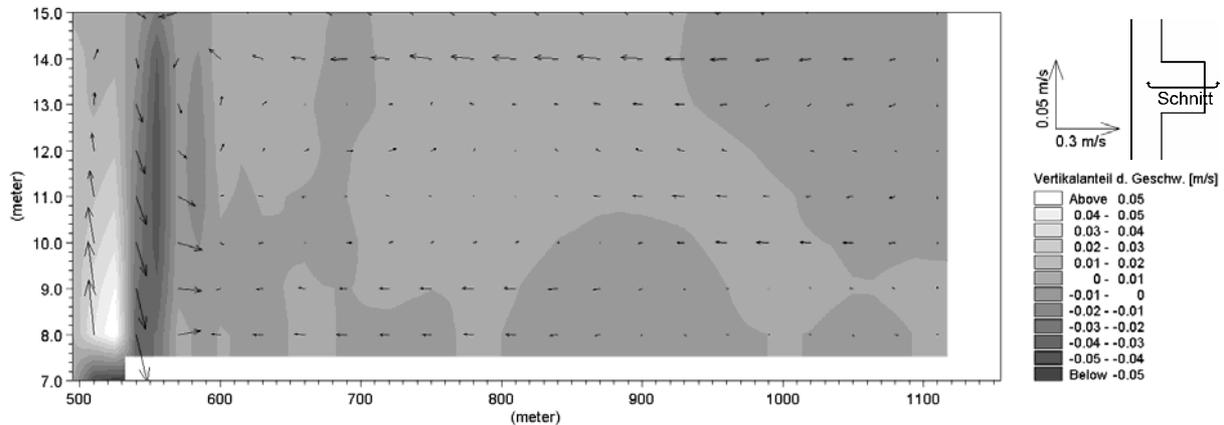


Abb. 9.2.1-3: Strömungsgeschwindigkeiten im Schnitt durch die Mitte des breiten Hafens ( $B_E = 0,11 B_H$ ) bei Flutströmung (14.09.00, 11:00 Uhr), überhöhte Darstellung

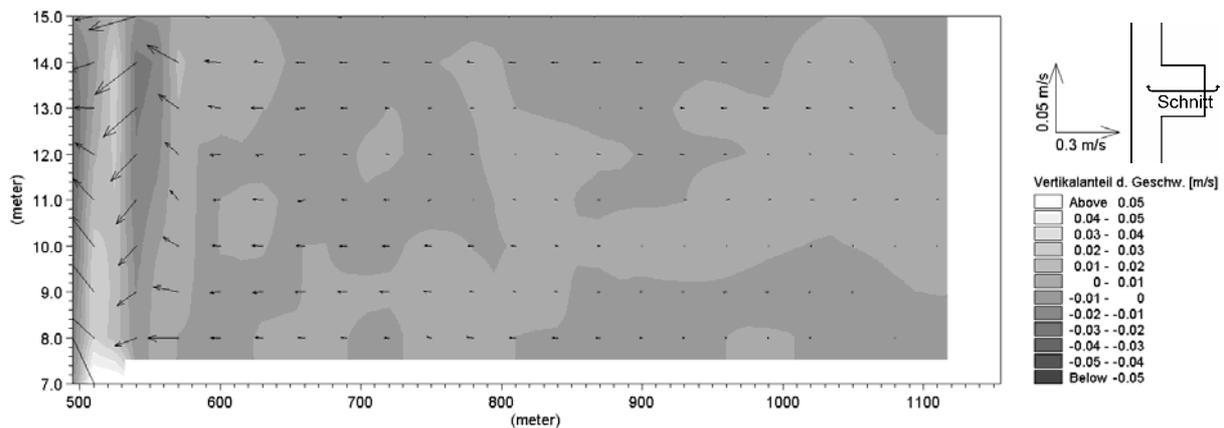


Abb. 9.2.1-4: Strömungsgeschwindigkeiten im Schnitt durch die Mitte des breiten Hafens ( $B_E = 0,11 B_H$ ) bei Ebbeströmung (14.09.00, 17:30 Uhr), überhöhte Darstellung

Der Salzgehalt im Hafen mit einer Öffnungsweite von  $B_E = 1,0 B_H$  (breite Häfen) variiert zwischen 12 ‰ und 20 ‰ (Abb. 9.2.1-5). Über die Tiefe bildet sich bei T<sub>nw</sub> ein Gradient von rd. 5 ‰ aus, der im Laufe der Tide bis zum T<sub>hw</sub> auf 2 ‰ verringert wird. Bei einer geringen Öffnungsweite von  $B_E = 0,11 B_H$  (breite Häfen) ist, sowohl während des T<sub>nw</sub> (14.09.00, 09:00 Uhr) als auch bei T<sub>hw</sub> (14.09.00, 14:55 Uhr), ein vergleichbarer Gradient des Salzgehaltes über die Tiefe von rd. 3 ‰ zu erkennen (Abb. 9.2.1-5). Der Salzgehalt im Hafen variiert im Mittel um 1 ‰. Die Schwankungsbreite des Salzgehaltes zwischen T<sub>nw</sub> und T<sub>hw</sub> nimmt an der Oberfläche von 6 ‰ ( $B_E = 1,0 B_H$ ) auf 2 ‰ ( $B_E = 0,11 B_H$ ) ab. Die Schwankungsbreite an der Sohle ist geringer. Sie liegt zwischen 2,5 ‰ ( $B_E = 1,0 B_H$ ) und 0,2 ‰ ( $B_E = 0,11 B_H$ ).

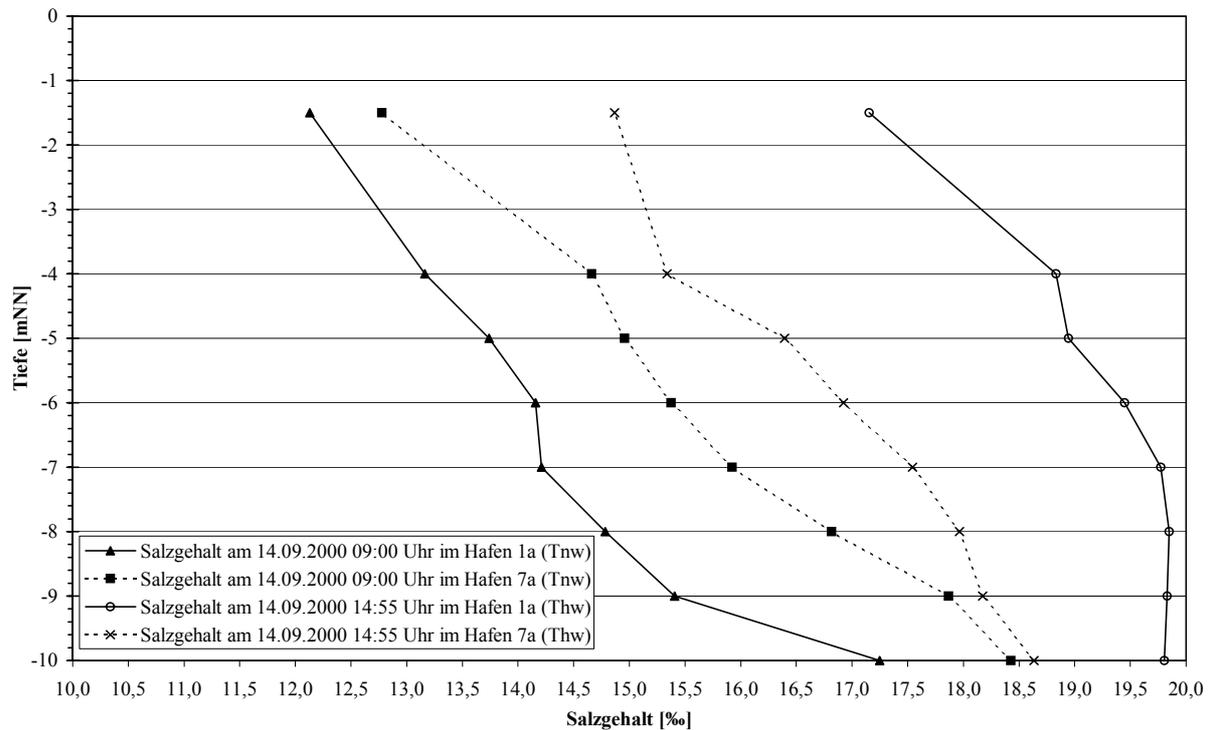


Abb. 9.2.1-5: Variation des Salzgehaltes in Abhängigkeit von der Einfahrtbreite (Hafen 1a:  $B_E = 1,0 B_H$ ; Hafen 7a:  $B_E = 0,11 B_H$ ) bei Tnw (14.09.2000 09:00 Uhr) und bei Thw (14.09.2000 14:55 Uhr) in der Mitte der breiten Häfen

## 9.2.2 Einfluss der Neigung auf die Strömungen und den Salzgehalt im Hafen

In den Anlagen 9.2.2-1 bis 9.2.2-18 ist der Einfluss der Neigung der Vorhäfen c) zur Außenströmung auf die Strömungen im Hafen dargestellt.

Die Flutströmung läuft bei allen untersuchten Neigungen an der Oberfläche aus dem Hafen heraus (Anlage 9.2.2-1, 9.2.2-3, 9.2.2-5, 9.2.2-7, 9.2.2-9, 9.2.2-11, 9.2.2-13, 9.2.2-15, 9.2.2-17). Im Bereich der Einfahrt bildet sich bei Neigungswinkeln bis  $\alpha = 120^\circ$  resultierend aus der Staupunktströmung eine Walze aus. Diese Walze verringert sich mit zunehmendem Neigungswinkel. Ab einer Tiefe von  $-6,5$  mNN ändert sich die Strömungsrichtung, so dass die Flutströmung in den Hafen hineinfließt. Die Strömungsgeschwindigkeiten im Hafen werden mit zunehmender Wassertiefe größer. Das Wasser strömt vorrangig an der stromaufwärts gelegenen Seite in den Hafen hinein.

Die Ebbeströmung läuft an der Oberfläche in die Vorhäfen hinein (Anlage 9.2.2-2, 9.2.2-4, 9.2.2-6, 9.2.2-8, 9.2.2-10, 9.2.2-12, 9.2.2-14, 9.2.2-16, 9.2.2-18). Ab einem Neigungswinkel

von  $\alpha = 105^\circ$  bildet sich in der Einfahrt eine Walze aus. Diese Walze resultiert aus dem großen Neigungswinkel und erfolgt aus der Umlenkung der Strömung an der stromabwärts liegenden Hafenwand. Die Strömung im Hafen ändert ab einer Tiefe von  $-5,5$  mNN ihre Richtung und strömt aus dem Hafen hinaus. Die Walze in der Hafeneinfahrt wird durch die Ebbeströmung aus dem Hafen gedrängt und ist in den unteren Schichten nicht mehr sichtbar.

Im Schnitt durch die Mitte des Vorhafens mit  $\alpha = 90^\circ$  (Vorhafen 5c) zeigt sich während des Flutstromes ein Einströmen an der Sohle und ein Ausströmen an der Oberfläche (Abb. 9.2.2-1). Während des Ebbestromes dreht sich die Strömung um (Abb. 9.2.2-2). Die Vertikalgeschwindigkeiten sind wiederum sehr klein ( $< 1$  cm/s). Lediglich in der Vermischungszone in der Hafeneinfahrt sind Strömungsgeschwindigkeiten von bis zu  $4$  cm/s zu erkennen. Die Strömungen variieren zudem über die Breite des Hafens, so dass der Schnitt lediglich einen Hinweis auf die Vertikalströmungen geben kann. Eine detailliertere Auswertung scheint aufgrund der geringen Strömungsgeschwindigkeiten nicht sinnvoll (vgl. Kap. 9.2.1).

Die Neigung hat nur einen geringen Einfluss auf den Salzgehaltsgradienten über die Tiefe (Abb. 9.2.2-3). Der Salzgehalt in den Vorhäfen mit kleiner Neigung ( $\alpha = 30^\circ$ , Vorhafen 1c) ist geringer als bei den Häfen mit großer Neigung, die bei Flutstrom stärker durchströmt werden ( $\alpha = 150^\circ$ , Vorhafen 9c).

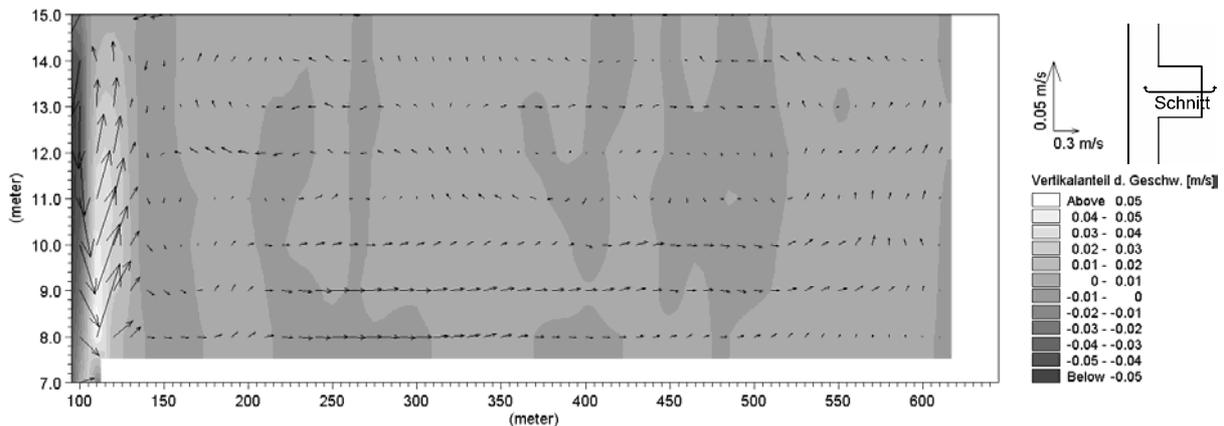


Abb. 9.2.2-1: Strömungsgeschwindigkeiten im Schnitt durch die Mitte des Vorhafens mit  $\alpha = 90^\circ$  bei Flutströmung (14.09.00, 11:00 Uhr), überhöhte Darstellung

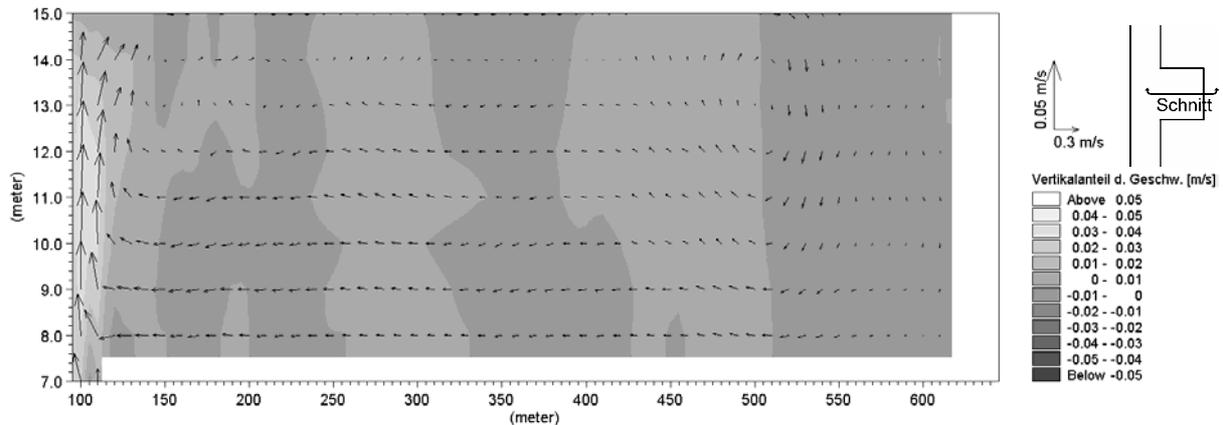


Abb. 9.2.2-2: Strömungsgeschwindigkeiten im Schnitt durch die Mitte des Vorhafens mit  $\alpha = 90^\circ$  bei Ebbeströmung (14.09.00, 17:30 Uhr), überhöhte Darstellung

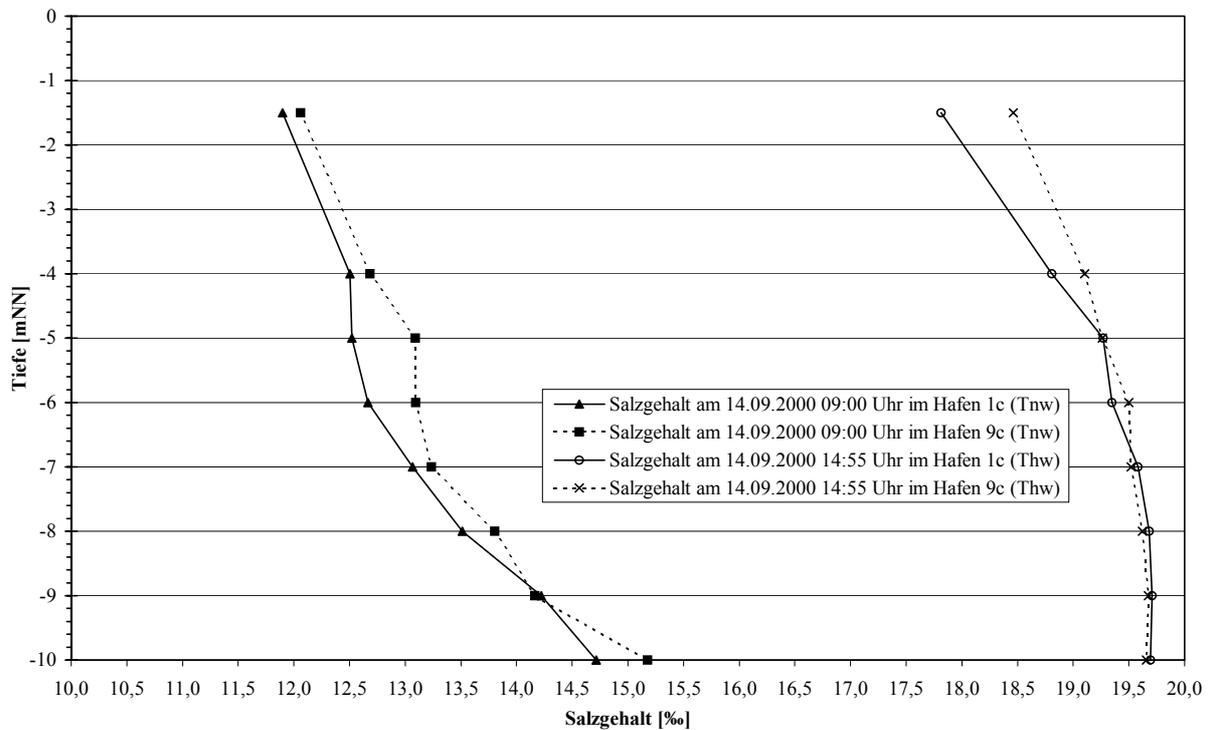


Abb. 9.2.2-3: Variation des Salzgehaltes in Abhängigkeit von der Neigung (Hafen 1c:  $\alpha = 30^\circ$ ; Hafen 9c:  $\alpha = 150^\circ$ ) bei Tnw (14.09.2000 09:00 Uhr) und bei Thw (14.09.2000 14:55 Uhr) in der Mitte der Vorhäfen c)

### 9.2.3 Einfluss der Tide auf die Strömungen und den Salzgehalt im Hafen

Die Verminderung des Tidehubes im zweiten Untersuchungszeitraum (Nipptide) hat zur Folge, dass sich die Strömungsgeschwindigkeiten in den Häfen verringern (Anlage 9.2.1-29 bis

9.2.1-42). Das Strömungsbild ist im Allgemeinen vergleichbar mit dem ersten Untersuchungszeitraum (Springtide).

Im Verlauf der Flutströmung entsteht an der Oberfläche in den breiten Häfen a) eine große Flutstromwalze (Anlage 9.2.1-29). An der Sohle strömt das Wasser aus den Häfen wieder hinaus. Die Geschwindigkeiten in der Flutstromwalze nehmen mit kleiner werdender Öffnungsweite ab (Anlage 9.2.1-29, 9.2.1-31, 9.2.1-33, 9.2.1-39, 9.2.1-41). Die verringerten Strömungsgeschwindigkeiten im Hafen haben zudem zur Folge, dass sich während des Ebbestromes bei Einfahrtsbreiten von weniger als  $B_E = 0,33 B_H$  die Flutstromwalze an der Oberfläche nicht mehr auflöst (Anlage 9.2.1-40, Abb. 9.2.1-42).

In den Vorhäfen c) strömt während der Flutstromphase das Wasser an der Oberfläche aus dem Hafen hinaus. Bereits ab einer Tiefe von  $-3,5$  mNN kehrt sich die Richtung um, das Wasser strömt in den Hafen ein und induziert eine Walze in der Einfahrt (Anlage 9.2.2-37). Mit zunehmender Wassertiefe vergrößern sich die Strömungen in den Häfen. Die Walze wird dabei nahezu aufgelöst. Während der Ebbeströmung fließt bis zu einer Tiefe von  $-6,5$  mNN das Wasser in den Hafen hinein und verursacht in der Einfahrt eine Walzenströmung. Mit zunehmender Wassertiefe wird die Bildung einer Walze durch das ausströmende Wasser unterdrückt (Anlage 9.2.2-38, 9.2.2-52).

Der Salzgehalt ist in den breiten Häfen durch die Nipptide insgesamt um rd.  $4,5$  ‰ niedriger als bei der Springtide und reicht bei einer Öffnungsweite von  $B_E = 1,0 B_H$  von  $8$  bis  $12,5$  ‰ (Abb. 9.2.3-1). Die Schwankungsbreite zwischen  $T_{nw}$  und  $T_{hw}$  ist gegenüber dem Zeitraum der Springtide im Mittel um rd.  $3$  ‰ gesunken. Der Gradient über die Tiefe reicht von  $4$  ‰ ( $T_{nw}$ ) bis zu  $2$  ‰ ( $T_{hw}$ ). Auch bei der Untersuchung der Neigung in den Vorhäfen c) ist der Salzgehalt insgesamt um rd.  $4$  ‰ niedriger als bei der Springtide (Abb. 9.2.3-1). Die Schwankungsbreite hat sich auch hier um bis zu  $4$  ‰ (an der Sohle) verringert. Der Gradient über die Tiefe bleibt hier jedoch vergleichbar mit dem Zeitraum der Springtide (vgl. Abb. 9.2.2-3).

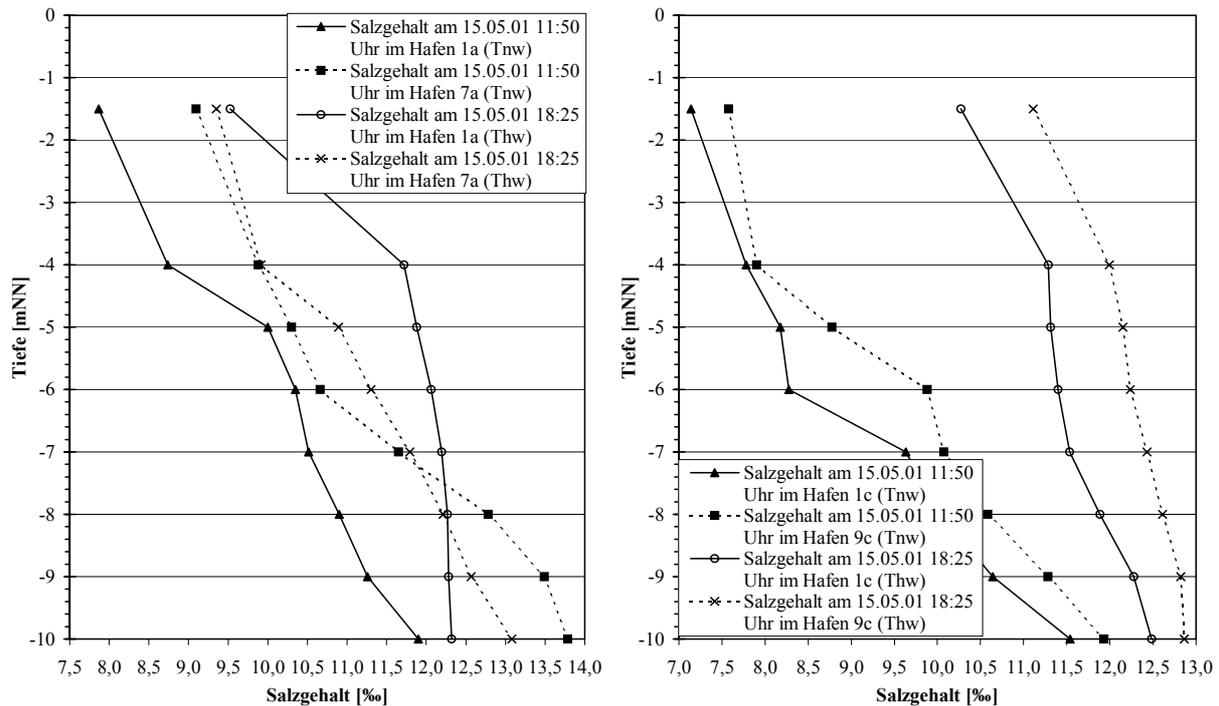


Abb. 9.2.3-1: Variation des Salzgehaltes in Abhängigkeit von der Einfahrtsbreite (Hafen 1a:  $B_E = 1,0 B_H$ ; Hafen 7a:  $B_E = 0,11 B_H$ ) und von der Neigung (Hafen 1c:  $\alpha = 30^\circ$ ; Hafen 9c:  $\alpha = 150^\circ$ ) bei Tnw (15.05.01 11:50 Uhr) und bei Thw (15.05.01 18:25 Uhr) in der Mitte der breiten Häfen und Vorhäfen

## 9.2.4 Einfluss der salinen Dichtevariation auf die Strömungen im Hafen

Ein konstanter Salzgehalt in der Außenströmung verändert das Strömungsbild in den angeschlossenen Häfen grundlegend. Bei Flutstrom strömt das Wasser über die gesamte Tiefe in den Hafen hinein, während bei Ebbestrom das Wasser über die gesamte Tiefe aus dem Hafen herausströmt (Anlage 9.2.1-15 bis 9.2.1-28 und Anlage 9.2.2-19 bis 9.2.2-36). Eine Richtungsänderung innerhalb des Hafens ist nicht mehr vorhanden.

Der Flutstrom in den breiten Häfen (Variation der Einfahrtsbreite) läuft auf der stromaufwärts liegenden Seite in den Hafen hinein und induziert eine Walze, deren Mitte in der rechten Hälfte des Hafens liegt (Anlage 9.2.1-15). Mit abnehmender Einfahrtsbreite verringern sich die Strömungsgeschwindigkeiten im Hafen (Anlage 9.2.1-17, 9.2.1-19, 9.2.1-25, 9.2.1-27). Die Strömungsrichtungen ändern sich hingegen kaum. Bei der Verlagerung der Einfahrt aus der Mitte in Richtung stromabwärts werden die Geschwindigkeiten am stromaufwärts liegenden Rand des Hafens verringert (Anlage 9.2.1-21). Bei einer Verlagerung des Hafens in Rich-

tung stromaufwärts vergrößern sich die Geschwindigkeiten am stromaufwärts liegenden Rand (Anlage 9.2.1-23). Die Lage der Walze variiert nur gering. Das Verhältnis von Hafenzlänge zu Hafenzbreite beträgt  $B_H/L_H = 0,82$  und liegt dabei in einem Bereich, in dem sich keine Doppelwalzensysteme ausbilden (WESTRICH, 1977a; Abb. 3.3.1.2-5). Der Kern der Walze liegt jedoch nicht in der Mitte des Hafens.

Bei Ebbestrom bildet sich in den breiten Häfen an der stromabwärts liegenden Ecke zur Außenströmung ein Staupunkt aus, durch den ein Teil der Strömung in den Hafen umgeleitet wird (Anlage 9.2.1-16). Diese Strömung induziert eine Walze in der linken Hälfte des Hafens. In der hinteren rechten Hälfte bildet sich zusätzlich eine Sekundärwalze aus. Die Strömungsgeschwindigkeiten verringern sich mit abnehmender Einfahrtsbreite (Anlage 9.2.1-18, 9.2.1-20). Ab einer Einfahrtsbreite von  $B_E = 0,33 B_H$  ist der Impulseintrag durch die Einfahrt während des Ebbestromes derart gering, dass die Drehrichtung der Flutstromwalze auch während des Ebbestromes bestehen bleibt (Anlage 9.2.1-26, Abb. 9.2.1-28). Die Verlagerung der Einfahrt in Richtung stromab oder stromauf hat aufgrund der geringen Strömungsgeschwindigkeiten im Hafen nahezu keinen Einfluss auf die Strömungsrichtungen im Hafen (Anlage 9.2.1-22, Abb. 9.2.1-24).

Der Flutstrom induziert in der Einfahrt der Vorhäfen c) eine Walze, die über alle Ebenen reicht. Die Größe der Walze im Flutstrom variiert mit der Neigung der Häfen. Je größer die Neigung, umso größer die Walze und umso geringer die Geschwindigkeiten in der Walze (Anlage 9.2.2-19, 9.2.2-35, vgl. Abb. 2.3-19). Die Ebbestromung induziert in den Vorhäfen ebenfalls eine Walze, die sich mit zunehmendem Neigungswinkel vergrößert und deren Drehgeschwindigkeit zunimmt (Anlage 9.2.2-20, Anlage 9.2.2-36). Bei einer Neigung von  $\alpha = 90^\circ$  bildet sich sowohl bei Flutströmung, als auch bei Ebbestromung eine Walze aus, die nahezu den gesamten Hafen erfasst (Anlage 9.2.2-27, Anlage 9.2.2-28). Das Verhältnis von Hafenzlänge zu Hafenzbreite beträgt  $B_H/L_H = 0,13$  und liegt damit deutlich in einem Bereich, in dem sich Sekundärwalzen ausbilden (WESTRICH, 1977a; Abb. 3.3.1.2-5). Diese Sekundärwalzen haben zudem sehr geringe Drehgeschwindigkeiten ( $<10$  cm/s).

### 9.3 Analyse der Austauschwassermenge zwischen Hafen und Außenströmung

Zur Analyse der Austauschwassermenge wurden die Gleichungen 9.3-1 und 9.3-2 entwickelt und in eine Analysesoftware integriert. Die Durchflüsse in der Hafeneinfahrt wurden aus den jeweiligen Simulationsergebnissen mit Hilfe von finiten Flächenelementen über den Zeitraum einer Tide für jeden Berechnungszeitschritt ermittelt (Gl. 9.3-1). Das Ein- und Ausströmen in den Hafen kann nicht nach Flut und Ebbe getrennt werden, da es überwiegend parallel statt-

findet. Die Austauschwassermenge  $Q_{\text{ex}}$  wurde daher aus den einzelnen Durchflüssen der Flächenelemente ermittelt (Gl. 9.3-2).

$$Q_{\Delta A+} = \int_{t=0}^{t=T} (v_{\Delta A} \cdot \Delta A) \quad \text{für } v_{\Delta A} \geq 0 \quad (9.3-1a)$$

$$Q_{\Delta A-} = \int_{t=0}^{t=T} (v_{\Delta A} \cdot \Delta A) \quad \text{für } v_{\Delta A} < 0 \quad (9.3-1b)$$

Mit:

$\Delta A$  finites Flächenelement [ $\text{m}^2$ ]

$T$  Dauer einer Tide [s]

$v_{\Delta A}$  Geschwindigkeit senkrecht zum Flächenelement  $\Delta A$  zum Zeitpunkt  $t$  [m/s]

$Q_{\Delta A}$  Durchfluss in einem Flächenelement  $\Delta A$  über den Zeitraum  $T$  [ $\text{m}^3/\text{Tide}$ ]

$$Q_{\text{ex-ein}} = \sum Q_{\Delta A+} \quad (9.3-2a)$$

$$Q_{\text{ex-aus}} = \sum Q_{\Delta A-} \quad (9.3-2b)$$

Die Wassermenge, die im Laufe der Tide in den Hafen einströmt ist aufgrund der Variation von Thw und Tnw nicht zwingend identisch. Zur besseren Übersicht wird im Folgenden ein Mittelwert aus ein- und ausströmender Wassermenge über zwei Tiden als Austauschwassermenge  $Q_{\text{ex}}$  betrachtet.

Der Anteil der Dichteströmung an der Austauschwassermenge ist aus dem Vergleich von Berechnungen mit konstantem und variablem Salzgehalt für die Springtide bestimmt worden. Eine Übersicht der Ergebnisse findet sich in Anlage 9.3-1. Der Einfluss der Öffnungsweite und des Neigungswinkels (Kap. 9.3.1 und 9.3.2) sind für den ersten Untersuchungszeitraum (Springtide, September 2000) bestimmt worden.

### 9.3.1 Einfluss der Breite der Hafeneinfahrt auf die Austauschwassermenge

In Anlage 9.3-2 ist die Entwicklung der Austauschwassermenge je Tide gegenüber der relativen Einfahrtsbreite für den Zeitraum der Springtide aufgetragen. Die Öffnung der Hafeneinfahrt ist jeweils mittig angeordnet. Für die Einfahrtsbreite von  $B_E = 0,56 B_H$  wurde die Lage der Einfahrt in Richtung stromab und stromauf variiert.

Die Breite der Einfahrt ( $B_E$ ) hat nahezu linearen Einfluss auf die Austauschwassermenge  $Q_{\text{ex},B_E}$  während der Springtide. Je breiter die Öffnung der Einfahrt im Bezug auf die Hafeneinfahrt

breite  $B_H$  ist, desto mehr Wasser wird ausgetauscht. Durch die Variation der Lage der Einfahrtsöffnung kann die Austauschwassermenge zusätzlich um bis zu 20% verringert werden (Anlage 9.3-2).

Die Anteile der verschiedenen Mechanismen am Wasseraustausch  $Q_{ex, B_E}$  zwischen den breiten Häfen und der Außenströmung variieren in Abhängigkeit der Öffnungsweite (Abb. 9.3.1-1). Der Anteil der Tide am Austauschvolumen verringert sich mit zunehmender Öffnungsweite von 57% auf 9%. Der Anteil, der aus den salinen Dichtedifferenzen resultiert, liegt bei kleiner Öffnungsweite bei rd. 27%, nimmt aber sehr schnell auf ein Maximum von 70% zu ( $B_E = 0,33B_H$ ), verringert sich aber mit zunehmender Öffnungsweite auf 53%. Der Anteil des Strömungseffektes steigert sich mit zunehmender Öffnungsweite kontinuierlich von 6% auf 38%. Bei einer stromab gelegenen Öffnung nimmt der Dichteeffekt von 67% auf 63% ab während sich die Anteile des Strömungs- und Tideeffektes leicht erhöhen. Bei stromauf gelegener Einfahrt vergrößern sich die Anteile des Tide- und Dichteeffektes jeweils um rd. 2% während sich der Anteil des Strömungseffektes verringert (Abb. 9.3.1-1).

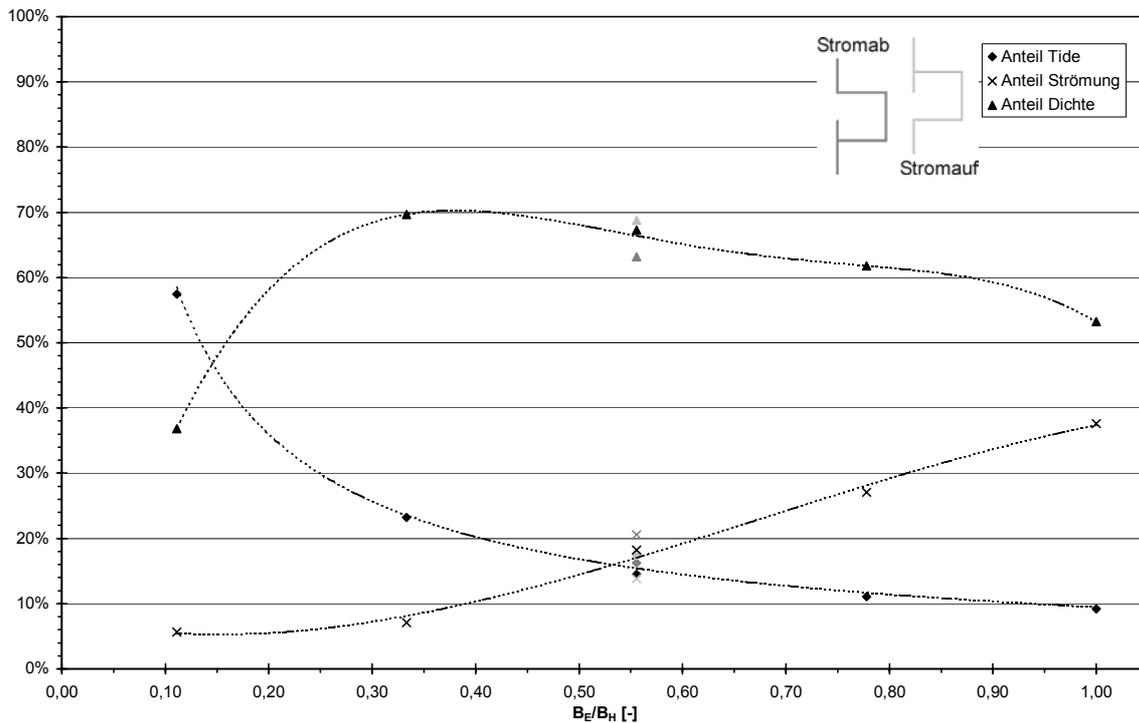


Abb. 9.3.1-1: Anteile des Tide-, Dichte- und Strömungseffektes an der in der Einfahrt ausgetauschten Wassermenge in Abhängigkeit der Lage und Größe der Hafeneinfahrt der breiten Häfen

### 9.3.2 Einfluss der Neigung auf die Austauschwassermenge

In Anlage 9.3-3 ist die mittlere Austauschwassermenge  $Q_{\text{ex,Neigung}}$  in Abhängigkeit vom Neigungswinkel der Vorhäfen c) dargestellt. Dieser Neigungswinkel beeinflusst die Austauschwassermenge um bis zu 40%. Bei einem rechtwinklig abzweigenden Vorhafen ( $\alpha=90^\circ$ ) ist der Wasseraustausch am niedrigsten. Mit zunehmender oder abnehmender Neigung vergrößert sich der Wasseraustausch um bis zu 40%. Bei einer Änderung der Neigung der Vorhäfen vergrößert sich auch die Breite der Hafeneinfahrt ( $B_E$ ) und daraus folgend die Austauschfläche zwischen Hafen und Außenströmung.

Der Anteil der Tide am Wasseraustausch zwischen Hafen und Außenströmung liegt zwischen 5-9% (Abb. 9.3.2-1). Der aus den Dichteunterschieden resultierende Wasseraustausch wird, ausgehend von einem fast rechtwinklig abzweigenden Hafen ( $\alpha=105^\circ$ ) mit einem Anteil von 78%, mit zu- oder abnehmender Neigung auf bis zu 44% reduziert. In gleichem Maße nimmt der Anteil des strömungsinduzierten Austausches von 16% ( $\alpha=105^\circ$ ) auf bis zu 51% ( $\alpha=30^\circ$ ) zu.

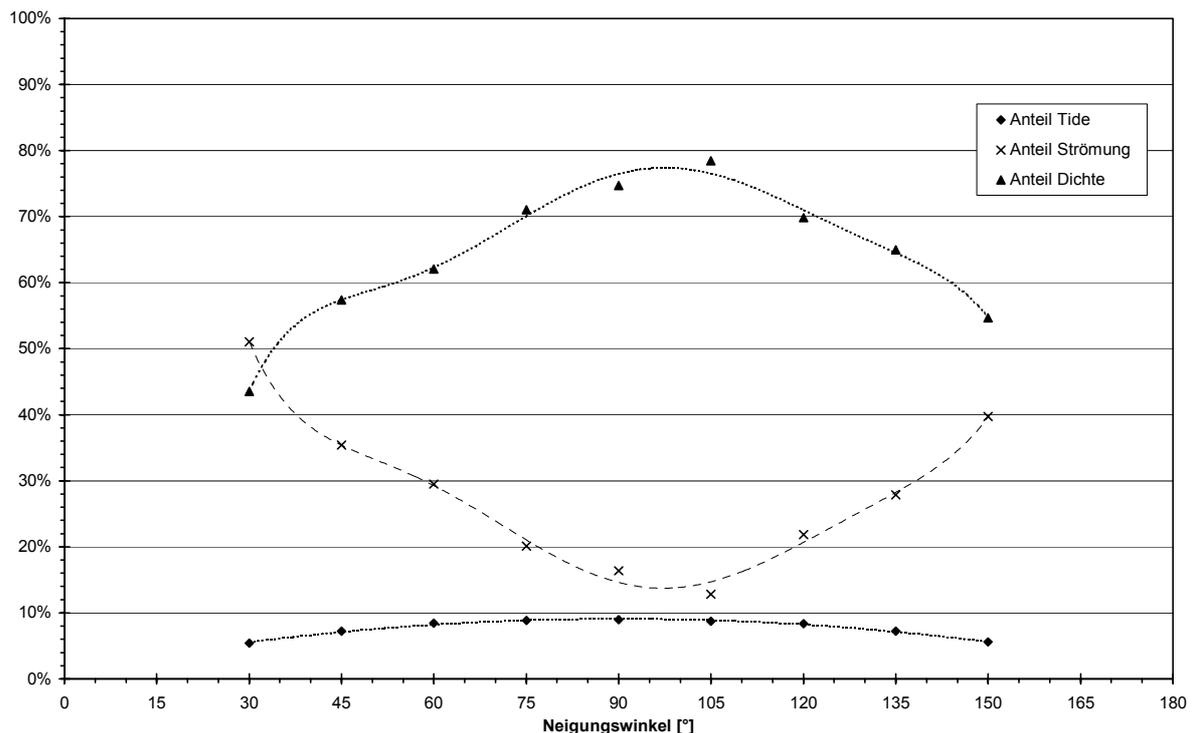


Abb. 9.3.2-1: Anteile des Tide-, Dichte- und Strömungseffektes an der in der Einfahrt ausgetauschten Wassermenge in Abhängigkeit von der Neigung der Vorhäfen

### 9.3.3 Einfluss der Hafenform, der Variation des Salzgehaltes und der Tide auf die Austauschwassermenge

Zur Bestimmung des Einflusses der Hafenform (Länge, Breite, Neigung), der Tide und des Salzgehaltes wurde der Durchfluss in Abhängigkeit von der Hafensfläche in 9.3.3-1 mit der Öffnungsweite in einem Diagramm aufgetragen.

Die Hafengröße hat dabei einen deutlichen Einfluss auf die Austauschwassermenge. Die langen Häfen b) haben eine Hafensfläche von rd. 485700 m<sup>2</sup> und sind damit 8-fach größer, als die breiten Häfen c). Der Einfluss des Tideeffektes an der Austauschwassermenge verdreifacht sich von rd. 9% auf bis zu 30% (Tafel 9.3.3-1). In Anlage 9.3-4 ist der Einfluss der Hafenneigung auf die Austauschwassermenge bei dem vergrößerten Vorhafen dargestellt. Durch Änderung des Neigungswinkels von  $\alpha=90^\circ$  auf  $\alpha=45^\circ$ , bzw.  $\alpha=135^\circ$ , wird die Austauschwassermenge um bis zu 44% erhöht. Bei den Vorhäfen c) mit verkleinerter Hafensfläche und schmälerer Einfahrt verändert sich der Austausch durch die Veränderung der Neigung von  $\alpha=90^\circ$  auf  $\alpha=45^\circ$  bzw.  $\alpha=135^\circ$  um bis zu 22%.

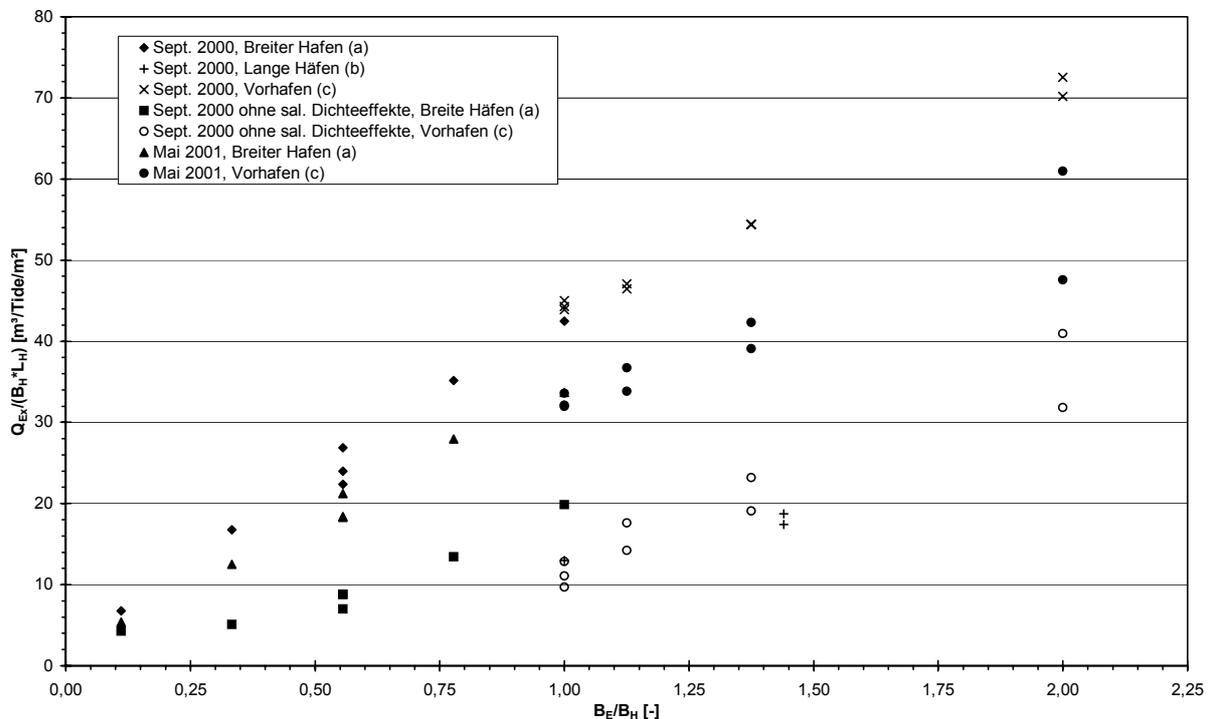


Abb. 9.3.3-1: Durchfluss durch die Hafeneinfahrt innerhalb einer Tide je m<sup>2</sup> Hafensfläche in Abhängigkeit von der Öffnungsweite, der Tide und der Variation des Salzgehaltes

Winkel $\alpha$ [°]:	45	90	135
Anteil Tide	21%	30%	23%
Anteil Strömung/Dichte	79%	70%	77%

Tafel 9.3.3-1: Anteile des Tide-, Dichte und Strömungseffektes an der in der Einfahrt ausgetauschten Wassermenge bei den langen Häfen b) unter Berücksichtigung verschiedener Neigungswinkel

Im zweiten Untersuchungszeitraum ist der Tidehub um rd. 10% vermindert (Nipptide). Das tidebedingte Austauschvolumen verringert sich somit ebenfalls für alle Häfen um rd. 10% (Tafel 9.3.3-2).

Untersuchungszeitraum	Sept'00	Mai'00
Austauschvolumen [m <sup>3</sup> ] Hafen (a)	965284	864884
Austauschvolumen [m <sup>3</sup> ] Hafen (c)	235572	211070

Tafel 9.3.3-2: Änderung der tideinduzierten Austauschwassermenge in Abhängigkeit von der untersuchten Tide für die Hafenformen a) und c)

In Anlage 9.3-2 und 9.3-3 zeigt sich, dass die Austauschwassermenge während der Nipptide im Mittel um rd. 22% unterhalb dem Austauschvolumen der Springtide liegt. Die Verminderung der Austauschwassermenge basiert vorrangig auf den geringeren Geschwindigkeiten im Hafen und den verringerten Salzgehaltsdifferenzen (vgl. Kap. 9.2.4 Diese Änderungen wiederum resultieren aus dem verminderten Tidehub in der Weser.

Die Variation der Öffnungsweite bei den breiten Häfen hat während der Nipptide einen mit der Springtide vergleichbaren Einfluss auf die Austauschwassermenge (Anlage 9.3-2). Die Änderung der mittleren Flut- und Ebbestromdauer (vgl. Kap. 9.1) hat bei der Betrachtung des Wasseraustausches keinen Einfluss auf die breiten Häfen a). Bei den Vorhäfen c) hingegen beeinflusst die Tide und die daraus resultierenden maximalen Flut- und Ebbestromgeschwindigkeiten sowie die Dauer der Ebbe und der Flut die Austauschwassermenge bei den verschiedenen Neigungen. Die Zunahme der Austauschwassermenge bei Winkeln von  $\alpha > 90^\circ$  ist im Vergleich mit der Springtide geringer (rd. 32% weniger Wasseraustausch bei  $\alpha=150^\circ$ ), während bei Winkeln von  $\alpha < 90^\circ$  die Zunahme stärker ausfällt (rd. 17% weniger Wasseraustausch bei  $\alpha=30^\circ$ ) (Anlage 9.3-3). In der Anlage 9.3-3 zeigt sich zudem, dass die Variation der

Neigung bei Nipptide einen mit der Springtide vergleichbaren Einfluss auf die Austauschwassermenge hat. Die Unterschiede bei den Vorhäfen werden vorrangig durch den verminderten Tidehub und die daher verringerten Flutstromgeschwindigkeiten bei einer fast 30 Min. längeren Steigdauer der Tide hervorgerufen.

Die Vernachlässigung der salinen Dichtedifferenzen in der Außenströmung durch einen konstanten Salzgehalt kann für die breiten Häfen, bei gleicher Tide, nicht mehr durch die Gl. 9.3.1-1 beschrieben werden. Mit zunehmender Öffnungsweite nimmt die Austauschwassermenge zwischen Hafen und Außenströmung nahezu exponential zu (Anlage 9.3-2). Der Einfluss der Lage der Einfahrt in Relation zur Breite des Hafens (stromauf, stromab) nimmt ab. Bei der stromauf gelegenen Öffnung findet weiterhin der geringste Wasseraustausch statt. Die Austauschwassermenge verringert sich im Vergleich zur Springtide mit variablem Salzgehalt um ca. 40% ( $B_E = 0,1B_H$ ) bis 70% ( $B_E = 0,56B_H$ ).

Bei der Variation der Neigungswinkel der Häfen ( $\alpha$ ) verschiebt sich das Minimum der Austauschwassermenge bei konstantem Salzgehalt im Vergleich zum Ausgangszustand mit variablem Salzgehalt auf  $\alpha \approx 105^\circ$  (Anlage 9.3-3). Der Hafen ist mit  $\alpha \approx 105^\circ$  leicht stromaufwärts geneigt. Die längere Ebbestromdauer der Springtide hat hier einen größeren Einfluss als im Ausgangszustand mit variablem Salzgehalt. Die Austauschwassermenge bei konstantem Salzgehalt verringert sich zum Ausgangszustand um 44% ( $\alpha=30^\circ$ ) bis zu 78% ( $\alpha=105^\circ$ ). Die Gl. 9.3.2-1 gilt hier nicht mehr.

#### **9.4 Analyse des Sedimenteintrages in die Häfen**

Die Analyse des Sedimenttransportes erfolgt mit Hilfe von Darstellungen der Sedimentationshöhe bezogen auf eine Tide (Anlage 9.4.1 und 9.4.2) und der Auswertung der eingetragenen Sedimentmengen je Tide. Die dargestellten Sedimentationshöhen wie auch die Sedimentationsmengen werden jeweils über den Zeitraum der drei in der Sedimentberechnung verwendeten Tiden (Abb. 9.1-5, Abb. 9.1-6) gemittelt.

Eine Übersicht der Ergebnisse findet sich in Anlage 9.4-1. Der Einfluss der Öffnungsweite und des Neigungswinkels (Kap. 9.4.1 und 9.4.2) sind für den ersten Untersuchungszeitraum (Springtide, September 2000) bestimmt worden.

##### **9.4.1 Einfluss der Breite der Hafeneinfahrt auf die Sedimentationsmenge**

Breite und Lage der Hafeneinfahrt haben einen deutlichen Einfluss auf die eingetragenen Sedimentmengen in den breiten Häfen a) (Anlage 9.4-2). Durch die Reduzierung der Einfahrtsbreite auf die Hälfte nimmt der Sedimenteintrag um rd. 5 % ab (Tafel 9.4-1). Eine weitere Reduzierung der Einfahrtsbreite auf 11 % der Hafenbreite hat eine Reduzierung der Sedimentation von 64 % zur Folge. Durch die Verlagerung der Einfahrt von der Mitte in Richtung stromab wird im Vergleich zum Ausgangszustand 3,4 % mehr Sediment in den Hafen eingetragen. Die Verlagerung der Einfahrt in Richtung stromauf vermindert den Sedimenteintrag im Vergleich zur mittigen Lage der Öffnung um zusätzlich 15 %.

	Einfahrtsbreite $B_E/B_H$	Höhe: [m/Tide]	Fläche [m <sup>2</sup> ]	Volumen [m <sup>3</sup> /Tide]	Änderung [%]	Änderung [m <sup>3</sup> /Tide]
Zeitraum a)	1,00	0,00150	249750	374,87		
	0,78	0,00147	249750	368,13	-1,8%	-6,7
	0,56	0,00142	249750	355,73	-5,1%	-19,1
	0,56 Stromab	0,00155	249750	387,70	3,4%	12,8
	0,56 Stromauf	0,00119	249750	296,95	-20,8%	-77,9
	0,33	0,00111	249750	276,22	-26,3%	-98,7
	0,11	0,00054	249750	134,87	-64,0%	-240,0

Tafel 9.4.1-1: Änderung der Sedimentation in Abhängigkeit von der Lage und der Größe der Einfahrt der breiten Häfen

Das Sediment lagert sich vorrangig im nördlichen, seewärtigen Bereich des Hafens ab (Anlage 9.4.1-1). Zusätzlich lagert sich im Zentrum des Hafens Sediment ab. Im Einströmbereich der Flutströmung (südlicher Bereich) und in der Einfahrt bildet sich eine Eintiefung infolge Erosion aus. Am Staupunkt der Flutströmung findet sich eine geringe Aufhöhung. Mit Verringerung der Einfahrtsbreite bis auf  $B_E = 0,56B_H$  nimmt die Sedimentationshöhe am nördlichen Ufer ab (Anlage 9.4.1-2 und 9.4.1-3). Hinter den die Einfahrt verengenden Spundwänden sedimentiert zusätzlich Material. Durch eine weitere Verminderung der Einfahrtsbreite nimmt die Sedimentationshöhe insgesamt ab. Bei einer Öffnungsbreite von  $B_E = 0,11B_H$  ist im Hafen eine relativ gleichmäßige Sedimentationshöhe vorhanden (Anlage 9.4.1-7).

#### 9.4.2 Einfluss der Neigung auf die Sedimentationsmenge

In Anlage 9.4-3 und Tafel 9.4.2-1 ist der Einfluss der Neigung der Vorhäfen auf die Sedimentation dargestellt. Die Sedimentation ist bei einem stromab geneigten Vorhafen ( $\alpha=30^\circ$  bis  $60^\circ$ ) am geringsten. Sie liegt rd. 20 % unter der eines rechtwinklig abzweigenden Vorhafens. Mit weiter zunehmender Neigung Richtung stromaufwärts lagert sich bis zu 34 % mehr Sediment im Vorhafen ab, als bei einem rechtwinklig abzweigenden. Insgesamt ergibt sich eine

Differenz von 67 % zwischen dem Vorhafen mit kleinem Neigungswinkel ( $\alpha=30^\circ$ ) und großem Neigungswinkel ( $\alpha=150^\circ$ ).

	Neigungswinkel [°]	Höhe: [m/Tide]	Fläche [m <sup>2</sup> ]	Volumen [m <sup>3</sup> /Tide]	Änderung [%]	Änderung [m <sup>3</sup> /Tide]
Zeitraum a)	30	0,00164	60950	99,71	-19,6%	-24,3
	45	0,00165	60950	100,38	-19,0%	-23,6
	60	0,00163	60950	99,10	-20,1%	-24,9
	75	0,00176	60950	107,09	-13,6%	-16,9
	90	0,00203	60950	123,97		
	105	0,00216	60950	131,65	6,2%	7,7
	120	0,00221	60950	134,94	8,8%	11,0
	135	0,00256	60950	156,09	25,9%	32,1
	150	0,00273	60950	166,15	34,0%	42,2

Tafel 9.4.2-1: Änderung der Sedimentation in Abhängigkeit von der Neigung der Vorhäfen

Die größten Sedimentationshöhen sind in allen Variationen der Hafenneigung am nördlichen Hafenrand und im hinteren östlichen Bereich des Hafens zu erkennen (Anlage 9.4.2-1 bis 9.4.2-9). Im Einströmbereich der Flutströmung (südlicher Bereich) und in der Einfahrt bildet sich eine Eintiefung infolge Erosion aus (vgl. Strömungen Kap 9.2.2). Am Staupunkt der Flutströmung findet sich eine geringe Aufhöhung, die sich von Süden nach Norden durch den Einfahrtbereich zieht und anschließend am nördlichen Ufer in die höheren Sedimentationsbereiche übergeht.

### 9.4.3 Einfluss der Hafenform, der Variation des Salzgehaltes und der Tide auf die Sedimentationsmenge

Die Sedimentationsmenge hat sich durch die 8-fache Vergrößerung des Vorhafens zum langen Hafen von 124 m<sup>3</sup>/Tide auf 420 m<sup>3</sup>/Tide ähnlich wie der Durchfluss (vgl. Kap. 9.3.3) mehr als verdreifacht. Bei einer Neigung des langen Hafens von 45° verringert sich die Sedimentationsmenge um 18,6%, während mit zunehmender Neigung die Sedimentationsmenge bei den langen Häfen um bis zu 47% ansteigt (Tafel 9.4.3-1, Anlage 9.4-4).

	Neigungswinkel [°]	Höhe: [m/Tide]	Fläche [m <sup>2</sup> ]	Volumen [m <sup>3</sup> /Tide]	Änderung [%]	Änderung [m <sup>3</sup> /Tide]
Zeitraum a) Schlanke Häfen	45	0,000704	485775	342,0	-18,6%	-78,2
	90	0,000865	485775	420,2		
	135	0,001271	485775	617,3	46,9%	197,1

Tafel 9.4.3-1: Änderung der Sedimentation in Abhängigkeit von der Neigung der langen Häfen b) in Relation zum Ausgangszustand bei  $\alpha=90^\circ$

Die Sedimentationshöhen in den langen Häfen (Abb. 9.4.2-28) verteilen sich ähnlich wie in den Vorhäfen c) (Abb. 9.4.2-2). Die größten Sedimentationshöhen sind in allen berechneten Variationen am nördlichen Hafenrand zu erkennen. Das Sediment, das sich in Kap. 9.4.2 (Anlage 9.4.2-1 bis 9.4.2-9) im hinteren östlichen Bereich des Hafens sammelte, hat sich über die gesamte Länge des Hafens verteilt.

Im zweiten Untersuchungszeitraum (Nipptide) werden wesentlich weniger Schwebstoffe aus dem Wattgebiet resuspendiert und vor die Hafeneinfahrt transportiert (vgl. Abb. 7.4.2-4 und 7.4.2-5). Die Sedimentationsmengen in den Häfen sind über 90% niedriger als bei der Springtide.

Bis zu einer Einfahrtsbreite von  $B_E = 0,5B_H$  nimmt der Sedimenteintrag um bis zu 6,5% ab (Tafel 9.4.3-2). Die Verschiebung der Hafeneinfahrt stromab verursacht eine um rd. 10% höhere Sedimentation als der Ausgangszustand. Eine Verlagerung der Einfahrt in Richtung stromaufwärts hingegen vermindert im Vergleich zum Ausgangszustand die Sedimentation um rd. 15%. Die weitere Verminderung der Breite der Hafeneinfahrt auf eine Größe von rd. 10% der Ausgangsgröße führt zu einer Reduzierung der Sedimentation um bis zu 73%.

Die Verteilung der Sedimente in den breiten Häfen (Anlage 9.4.1-15 bis 9.4.1-21) ist ebenfalls vergleichbar mit der Verteilung der Sedimente im ersten Untersuchungszeitraum (Springtide). Die höchsten Ablagerungen sind in nördlichen und zentralen Bereichen zu erkennen (Anlage 9.4.1-15). Im Einstrombereich findet sich bei allen untersuchten Öffnungsweiten ein Bereich mit einer Eintiefung infolge von Erosion. Zusätzlich bildet sich bei Öffnungsweiten von  $B_E = 1,0B_H$  bis  $B_E = 0,33B_H$  im südlichen Bereich eine Eintiefung aus.

Durch die Wahl des Untersuchungszeitraumes verändert sich der Einfluss der Neigung der Vorhäfen auf die Sedimentationshöhen (Anlage 9.4-3). Der Unterschied zwischen Nipp- und Springtide kann nicht mehr durch den Faktor  $\beta_{\text{Sed}}$  (Gl. 9.4.3-1) beschrieben werden. Die Sedimentation ist am geringsten bei einer Neigung des Hafens von  $\alpha=30^\circ$  (Tafel 9.4.3-3). Die Abnahme ist mit rd. 47% wesentlich größer, als bei der Springtide. Mit zunehmendem Neigungswinkel steigen die Sedimentationsmengen an. Bereits bei einem Winkel von  $\alpha=60^\circ$  ist der Ausgangszustand nahezu erreicht. Der weitere Anstieg der Sedimentationsmengen mit der fortschreitenden Vergrößerung des Winkels verlangsamt sich. Die maximale Zunahme der Sedimentation liegt bei rd. 19%.

Die Lage der Eintiefungen und der Aufhöhungen in den Vorhäfen ist vergleichbar mit den Ergebnissen aus dem ersten Untersuchungszeitraum (Springtide). In der Einfahrt und im süd-

lichen Bereich an der Einfahrt in die Vorhäfen erodiert das untersuchte Sediment (Anlage 9.4.2-19 bis 9.4.2-27). Die hinteren östlichen und nördlichen Hafengebiete sind Gebiete in denen sich das Sediment verstärkt abgelagert.

	Einfahrtsbreite $B_E/B_H$	Höhe: [m/Tide]	Fläche [m <sup>2</sup> ]	Volumen [m <sup>3</sup> /Tide]	Änderung [%]	Änderung [m <sup>3</sup> /Tide]
Zeitraum b)	1,00	0,00019	249750	46,37		
	0,78	0,00018	249750	44,46	-4,1%	-1,9
	0,56	0,00017	249750	43,37	-6,5%	-3,0
	0,56 Stromab	0,00020	249750	50,95	9,9%	4,6
	0,56 Stromauf	0,00016	249750	39,29	-15,3%	-7,1
	0,33	0,00014	249750	35,46	-23,5%	-10,9
	0,11	0,00005	249750	12,65	-72,7%	-33,7

Tafel 9.4.3-2: Änderung der Sedimentation in Abhängigkeit von der Lage und der Größe der Hafeneinfahrt bei einer Nipptide in den breiten Häfen

	Neigungswinkel [°]	Höhe: [m/Tide]	Fläche [m <sup>2</sup> ]	Volumen [m <sup>3</sup> /Tide]	Änderung [%]	Änderung [m <sup>3</sup> /Tide]
Zeitraum b)	30	0,00011	60950	6,50	-46,8%	-5,7
	45	0,00018	60950	10,67	-12,8%	-1,6
	60	0,00020	60950	11,99	-2,0%	-0,2
	75	0,00020	60950	12,13	-0,8%	-0,1
	90	0,00020	60950	12,23		
	105	0,00022	60950	13,53	10,6%	1,3
	120	0,00023	60950	14,00	14,5%	1,8
	135	0,00024	60950	14,57	19,1%	2,3
	150	0,00020	60950	12,39	1,3%	0,2

Tafel 9.4.3-3: Änderung der Sedimentation in Abhängigkeit von der Neigung des Vorhafens bei einer Nipptide

Resultierend aus der Änderung der Strömungen (vgl. Kap. 9.2.4) bei konstantem Salzgehalt in der Außenströmung ändert sich das Sedimentationsverhalten der Häfen grundlegend. Die Sedimentationsmengen sind insgesamt niedriger als im Ausgangszustand mit salinen Effekten (Abb. 9.4-2).

Mit zunehmender Verringerung der Einfahrtsbreite verkleinert sich der Erosionsbereich in der Einfahrt der breiten Häfen (Abb. 9.4.1-8 bis 9.4.1-14). Durch die Erosion in der Einfahrt ist insgesamt die mittlere abgelagerte Sedimentmenge in den breiten Häfen bis zu einer Einfahrtsbreite von  $B_E = 0,11B_H$  negativ. Es erodiert mehr Material in der Einfahrt, als sich im Hafen insgesamt abgelagert (Tafel 9.4.3-4, Erosion). Ab einer Einfahrtsbreite von  $B_E = 0,11B_H$  lagert sich in den breiten Häfen mehr Sediment ab, als in der Einfahrt erodiert wird. Durch die

Verlagerung der Einfahrt stromab verringert sich die Erosionsfläche im Bereich der Einfahrt. Im Hafen lagert sich ebenfalls mehr Sediment ab.

Bei einer Hafenneigung von  $\alpha=90^\circ$  sind über den Vorhafen verteilt sowohl Sedimentation als auch Erosion nahezu im Gleichgewicht (Tafel 9.4.3-5). Durch die Verringerung oder Vergrößerung des Neigungswinkels erodiert im Einfahrtbereich mit zunehmender Einfahrtbreite mehr Material als sich im Hafen wieder ablagert (Anlage 9.4.2-10 bis 9.4.2-18, 9.4-3). Bei kleineren Winkeln ( $\alpha<90^\circ$ ) ist die Erosion größer als bei den großen Neigungen ( $\alpha>90^\circ$ ). Bei den Vorhäfen mit  $\alpha\neq 90^\circ$  wird das Sediment aufgrund der geringen Strömungsgeschwindigkeiten nicht bis in die hinteren Bereiche der Vorhäfen transportiert (vgl. Kap. 9.2.4).

Eine universelle Abhängigkeit der mittleren Sedimentationshöhe im Hafen von der Austauschwassermenge zwischen Hafen und Weser ist nicht vorhanden.

	Einfahrtbreite $B_E/B_H$	Höhe: [m/Tide]	Fläche [m <sup>2</sup> ]	Volumen [m <sup>3</sup> /Tide]	Änderung [%]	Änderung [m <sup>3</sup> /Tide]
Zeitraum a) ohne Salz	1,00	-0,00003	249750	-6,74		
	0,78	-0,00003	249750	-7,41	-9,9%	-0,7
	0,56	-0,00002	249750	-5,00	25,9%	1,7
	0,56 Stromab	-0,00001	249750	-2,58	61,7%	4,2
	0,56 Stromauf	-0,00002	249750	-4,25	37,0%	2,5
	0,33	-0,00001	249750	-2,58	61,7%	4,2
	0,11	0,00001	249750	1,42	121,0%	8,2

Tafel 9.4.3-4: Änderung der Sedimentation in Abhängigkeit von der Lage und der Größe der Hafeneinfahrt ohne Berücksichtigung von salinen Dichtegradienten

	Neigungswinkel [°]	Höhe: [m/Tide]	Fläche [m <sup>2</sup> ]	Volumen [m <sup>3</sup> /Tide]	Änderung [%]	Änderung [m <sup>3</sup> /Tide]
Zeitraum a) ohne Salz	30	-0,00011	60950	-6,95	-2380,0%	-7,3
	45	-0,00006	60950	-3,72	-1320,0%	-4,0
	60	-0,00004	60950	-2,38	-880,0%	-2,7
	75	-0,00003	60950	-1,89	-720,0%	-2,2
	90	0,00001	60950	0,30		
	105	-0,00002	60950	-1,40	-560,0%	-1,7
	120	-0,00002	60950	-1,16	-480,0%	-1,5
	135	-0,00003	60950	-1,65	-640,0%	-2,0
150	-0,00008	60950	-4,88	-1700,0%	-5,2	

Tafel 9.4.3-5: Änderung der Sedimentation in Abhängigkeit von der Neigung des Hafens ohne Berücksichtigung von salinen Dichtegradienten

## 9.5 Schlussfolgerungen zur Bestimmung von Maßnahmen zur Minimierung der Sedimentation in brackwasserbeeinflussten Häfen

Für die Untersuchungen zur Bestimmung des Sedimenteintrages in tide- und brackwasserbeeinflussten Häfen wurde ein hochaufgelöstes 3-dimensionales numerisches Modell eingesetzt, um eine umfangreiche Parameterstudie durchzuführen. Die Randbedingungen dieses Detailmodells wurden aus einem umgebenden Regionalmodell abgeleitet. Es wurden dazu drei verschiedene Zustände untersucht: 1. Springtide, 2. Nipptide und 3. Springtide mit konstantem Salzgehalt. Die zugehörige Richardson-Zahl (vgl. Kap. 3.3.4) beträgt  $\approx 0,004$  und beschreibt somit für die ersten beiden Zustände ein gut durchmischtes Ästuar, das den größten Wasseraustausch zwischen Hafen und Außenströmung aufweist (LANGENDOEN, 1992).

Die Strömungen in den untersuchten Hafenvarianten sind vergleichbar mit denen aus Laboruntersuchungen von LANGENDOEN (1992) (vgl. Abb. 3.3.4-7). An der Oberfläche strömt das Wasser während der Flut aus dem Hafen hinaus und in Sohlhöhe hinein. Bei Ebbestrom kehren sich die Strömungsrichtungen um. Die dichteinduzierte Strömung beeinflusst zudem die Lage und Größe der Walze im Hafen (vgl. Abb. 3.3.4-1 und 3.3.4-2). Das während des Flutstromes einströmende Wasser an der Sohle induziert eine Walze in der Mitte des Hafens, während das an der Oberfläche ausströmende Wasser an der stromaufwärts gelegenen Seite des Hafens eine Walze induziert.

Durch die Verminderung der Einfahrtsbreite werden die Strömungsgeschwindigkeiten im Hafen reduziert. Die Strömungsrichtungen ändern sich hingegen kaum. Dies führt zu einer nahezu linearen Abnahme der Austauschwassermenge bei verminderter Einfahrtsbreite und konstanter Hafenbreite. Die Sedimentationsmenge nimmt ebenfalls mit Verminderung der Einfahrtsbreite ab. Bei Halbierung der Einfahrtsbreite wird die Sedimentationsmenge lediglich um  $\frac{1}{3}$  vermindert. Die Verminderung der Einfahrtsbreite beeinflusst vorrangig den Strömungseffekt und in geringerem Maße auch den Dichteeffekt (vgl. Abb. 9.3.3-1). Der Hauptteil der Sedimente wird jedoch sohnah durch die Dichteströmung in den Hafen transportiert. Der Einfluss des Tideeffektes auf die Austauschwassermenge in einer Tide nimmt mit abnehmender Einfahrtsbreite, in gleichem Maße wie die Sedimentation abnimmt, logarithmisch zu. Die Lage der Einfahrt zum Hafen hat zusätzlich Einfluss auf die Sedimentation und den Wasseraustausch. Eine Verlagerung der Einfahrt ( $B_E = 0,55B_H$ ) in Richtung stromauf reduziert die Austauschwassermenge um rd. 22% und den Sedimenteintrag um 21 %.

Bei der Betrachtung der Gradienten des Salzgehaltes über die Tiefe im Hafen ist bei einer geringen Öffnungsweite von  $B_E = 0,11B_H$ , sowohl während der Flutströmung als auch bei

Ebbeströmung, ein vergleichbarer Gradient bei ähnlichen Salzgehalten zu erkennen (Abb. 9.2.1-5) Die mittlere Salzgehaltsdifferenz zwischen  $T_{nw}$  und  $T_{hw}$  im Hafen verringert sich bei kleiner Einfahrtsbreite von rd. 5 ‰ auf 1 ‰. Durch die verminderte Dichtedifferenz wird der Wasseraustausch zwischen Hafen und Außenströmung vermindert. Aufgrund der zur Verfügung stehenden Einfahrtsbreite von  $B_E = 0,11B_H$  ist, bei gleichbleibender Tidewassermenge, der dichteinduzierte Austausch insgesamt geringer als bei einer Einfahrtsbreite von  $B_E = 1,0B_H$ . Die Neigung des Hafens hat einen geringen Einfluss auf den Salzgehaltsgradienten über die Tiefe (Abb. 9.2.2-3). Der Salzgehalt in den Häfen mit kleiner Neigung ( $\alpha = 30^\circ$ ) ist etwas geringer als bei den Häfen mit großer Neigung, die bei Flutstrom stärker durchströmt sind ( $\alpha = 150^\circ$ ).

Die Neigung des Hafens beeinflusst vorrangig den Strömungs- und Dichteeffekt. Der Anteil der Tide am Wasseraustausch bleibt für alle Neigungen nahezu konstant. Die Ebbeströmung verhindert bei geneigten Häfen die Bildung von sohnnahen Walzen. Eine deutliche Flutstromwalze bildet sich bis zu Neigungen von  $\alpha = 120^\circ$  aus, während sich eine Ebbestromwalze erst ab  $\alpha = 105^\circ$  an der Oberfläche ausbildet.

Die vergrößerte Einfahrtsbreite bei Neigungen von  $\alpha \neq 90^\circ$  führt zu einem verstärkten Wasseraustausch zwischen Hafen und Außenströmung. Die aus der Neigung resultierende Ungleichheit in der Strömung bei der Bildung der Walzen ist hier nicht zu erkennen. Die Sedimentationsmengen hingegen sind, wie auch die Strömungen, deutlich von der Neigung des Hafens abhängig. Die in die Häfen eingetragenen Sedimente werden vorrangig bei Flutstrom transportiert (vgl. Abb. 7.4.2-4). Daraus resultierend ist die Sedimentationsmenge im Hafen bei einer Neigung von  $\alpha = 30^\circ$  um 67% geringer als bei einer Neigung von  $\alpha = 150^\circ$ .

Eine Vergrößerung der Hafenfläche um das 8-fache verändert den Wasseraustausch in Abhängigkeit von der Hafenzlänge um das 3,45-fache. Ursächlich für die Zunahme des Wasseraustausches ist die Verbreiterung der Hafeneinfahrt. Die abgelagerte Sedimentmenge in den großen Häfen ist rund dreimal höher als bei den kleineren Häfen. Aus der Änderung der Hafenfläche und der Sedimentation ergibt sich bei vergleichbaren Randbedingungen eine deutliche Abhängigkeit der Sedimentationsmenge von der Hafengröße. In den kleinsten Häfen (Vorhäfen c),  $60000 \text{ m}^2$ ) lagert sich, unabhängig von der Lage und Größe der Einfahrt, aufgrund des Absetzverhaltens des Sedimentes (vgl. Kap. 6.4.3) deutlich mehr Material pro  $\text{m}^2$  Hafenfläche ab, als in den größten Häfen (lange Häfen b),  $475000 \text{ m}^2$ ).

In den untersuchten großen Häfen bilden sich keine Tertiärwalzen aus. Sekundärwalzen bilden sich partiell in den geneigten Häfen aus. Die Dichteströmung unterdrückt im Allgemeinen

die Bildung der Sekundär- und Tertiärwalze. Das Verhältnis von  $B_H/L_H$  (vgl. Kap. 3.3.1.2) ist hier nicht maßgebend für die Ausbildung mehrerer Walzen.

Die Strömungsgeschwindigkeiten in der Außenströmung vor den untersuchten Häfen und in den Hafeneinfahrten sind bei der untersuchten Nipptide bis zu 10 cm/s niedriger als bei der oben beschriebenen Springtide. Die Strömungsrichtungen sind bei allen untersuchten Hafentypen vergleichbar mit den Strömungsrichtungen bei Springtide. Der Tidehub und der tidebedingte Wasseraustausch sind bei der Nipptide rd. 10 % niedriger. Die verringerten Flutstromgeschwindigkeiten haben eine deutlich verringerte Resuspension der Schwebstoffe im umliegenden Wattgebiet zur Folge, so dass der an den Rändern eingesteuerte Schwebstoffgehalt deutlich geringer ist. Die Menge der in den Häfen abgelagerten Sedimente ist um ein Vielfaches geringer als bei der Springtide.

Bei den breiten Häfen verringert sich der Wasseraustausch bei allen Öffnungsweiten aufgrund der Nipptide im Mittel um rd. 22% gegenüber der Springtide. Die Änderung der Sedimentationshöhe und die Verteilung der Sedimente im Hafen bei verschiedenen Öffnungsweiten sind untereinander bei beiden Tiden vergleichbar. Die veränderten Tidebedingungen (Flut- und Ebbestromdauer, Flut- und Ebbestromgeschwindigkeiten) haben jedoch einen Einfluss auf die Austauschwassermenge (Abb. 9.3.3-1) und die Sedimentation (Abb. 9.5-1) bei verschiedenen geneigten Häfen. Die Austauschwassermenge reduziert sich um rd. 17% ( $\alpha=30^\circ$ ) bis 32% ( $\alpha=150^\circ$ ) gegenüber dem rechtwinklig abzweigenden Hafen. Die Menge der abgelagerten Sedimente nimmt bei kleinen Winkeln im Vergleich zur Springtide wesentlich stärker ab (rd. -47% bei  $\alpha=30^\circ$  anstatt -20%). Bei großen Winkeln ist die Zunahme der abgelagerten Sedimentmenge im Hafen geringer als bei der Springtide (max. 19% mehr Sediment bei großen Winkeln anstatt max. 34%). Der länger andauernde Flutstrom mit den geringeren Geschwindigkeiten hat dabei einen großen Einfluss. Die Lage der Erosions- und Sedimentationsflächen bleibt dennoch vergleichbar.

Zur Bestimmung des Einflusses der Variation der Dichte in der Außenströmung auf die Strömungen, den Wasseraustausch und die Sedimentation im Hafen und zum Vergleich der Häfen mit bereits durchgeführten Untersuchungen wurde der Salzgehalt im Untersuchungszeitraum konstant gehalten. Das Strömungsbild in den Häfen ändert sich dabei grundlegend. Das Wasser strömt während des Flutstromes über die gesamte Wassertiefe in die Häfen ein und während des Ebbestromes hinaus. Die Sedimentationsmengen in den Häfen sind bei sonst gleicher Tide wesentlich niedriger als im Ausgangszustand, teilweise übersteigt die Erosion in der Einfahrt die gesamte Sedimentation im Hafen. Die Strömungsrichtungen im Hafen sind ver-

gleichbar mit den Ergebnissen von WESTRICH (1977a) und LANGENDOEN (1992) (vgl. Kap 3.3.1.2)

Eine universelle Abhängigkeit der mittleren Sedimentationshöhe in den Häfen von der Austauschwassermenge zwischen Hafen und Weser konnte nicht festgestellt werden.

In allen untersuchten Häfen hat sich durch den Einfluss wechselnder Salzgehalte eine deutliche Dichteströmung in den Häfen ausgebildet. Zusammen mit dem strömungsinduzierten Austausch resultieren somit bis zu 90% des gesamten Wasseraustausches aus diesen beiden Effekten. Eine Beschränkung der Maßnahmen auf einen Effekt kann nicht den maximalen Erfolg bei der Minimierung der Sedimentation erbringen. Die möglichen Maßnahmen müssen sich nach den örtlichen Gegebenheiten des jeweils untersuchten Hafens richten.

Eine Beeinflussung des Tideeffektes durch Verringerung der Hafenoberfläche hätte durch eine evtl. Verkürzung des Hafens einen Einfluss auf den Wasseraustausch. Eine Strömungsumlenkwand z.B. kann sinnvoll zur Minimierung des Sedimenteintrages eingesetzt werden, wenn der Dichtegradient über die Tiefe und die Zeit nicht wesentlich variiert. Eine Verminderung der Einfahrtsbreite vermindert erst ab 50% effektiv die Sedimentation im Hafen. Auch die Neigung des Hafens sollte möglichst auf den Teil der Tideströmung mit dem größten Schwebstoffgehalt angepasst sein (vgl. Abb. 9.5-1). Zur Verminderung des Dichteeffektes sollte mit sohnahen Maßnahmen (z.B. durch eine Sohlschwelle), eine Vermischung der unterschiedlichen Dichtegehalte über die Tiefe angeregt werden, oder sohnah, stark sedimenthaltige, Strömungen aus dem Hafen herausgehalten werden. Die Kombination mehrerer Maßnahmen wie Verringerung der Einfahrtsbreite, Verkürzung des Hafens, Einbau einer Umlenk wand und einer Sohlschwelle kann in Abhängigkeit von der möglichen Hafengeometrie zur Einschränkung der Sedimentation in tide- und brackwasserbeeinflussten Häfen führen.

## 10 LIP III Versuche

### 10.1 Allgemeines

Im Rahmen des Forschungsvorhabens „Training and Mobility of Researchers – Access to Large-scale Facilities at Delft Hydraulics“ wurden physikalische Modellversuche zur Minimierung der Sedimentation in Häfen mit Hilfe einer Current Deflecting Wall (CDW) in einer Tiderinne (Abb. 10-1) durchgeführt.

Diese Untersuchungen wurden in 2 Phasen unterteilt. In der ersten Phase wurde die CDW unter Tidebedingungen ohne Berücksichtigung variierender Salzgehalte untersucht. Hier wurden verschiedene Neigungswinkel des Hafens und unterschiedliche Hafengeometrien untersucht.

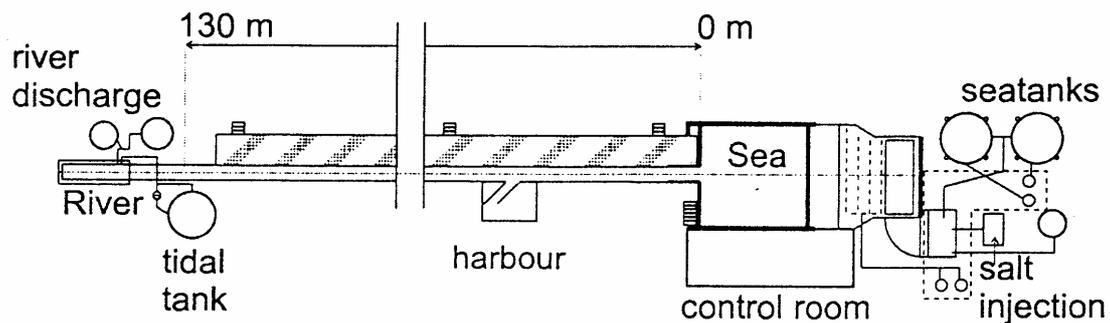


Abb. 10.1-1: Darstellung der verwendeten Tiderinne

In der zweiten Phase wurde die Untersuchung mit unterschiedlichen Salzgehalten an den offenen Modellrändern durchgeführt.

### 10.2 Funktionsweise der CDW

Um Sedimentationen von Feinstsedimenten in brackwasserbeeinflussten Häfen zu minimieren, kann nach Auffassung verschiedener Forschergruppen, eine CDW in Verbindung mit Sohlschwellen eingesetzt werden (Abb. 10.2-1).

VAN LEUWEN und HOFLAND (1999) beschreiben die Funktionsweise bzw. die Einflussnahme einer CDW auf die lokalen Strömungsvorgänge wie folgt:

- Reduktion des dichteinduzierten Austausches zwischen Hafen und angrenzendem Fluss (Ästuar) durch Induzierung einer sohnahen Wirbelstrasse (Abb. 10.2-2),

- Entnahme der für die Füllung des Hafens benötigten Tidewassermengen aus oberflächennahen Schichten und
- Verlagerung der turbulenten Mischungszone aus dem Hafen in Richtung Fluss.

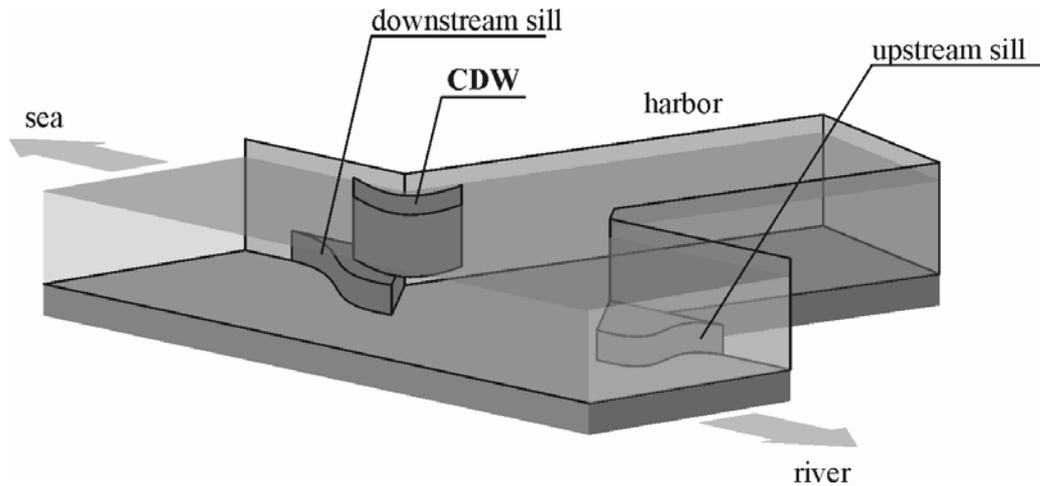


Abb. 10.2-1: Schematische Darstellung der CDW in Verbindung mit den Sohlschwellen

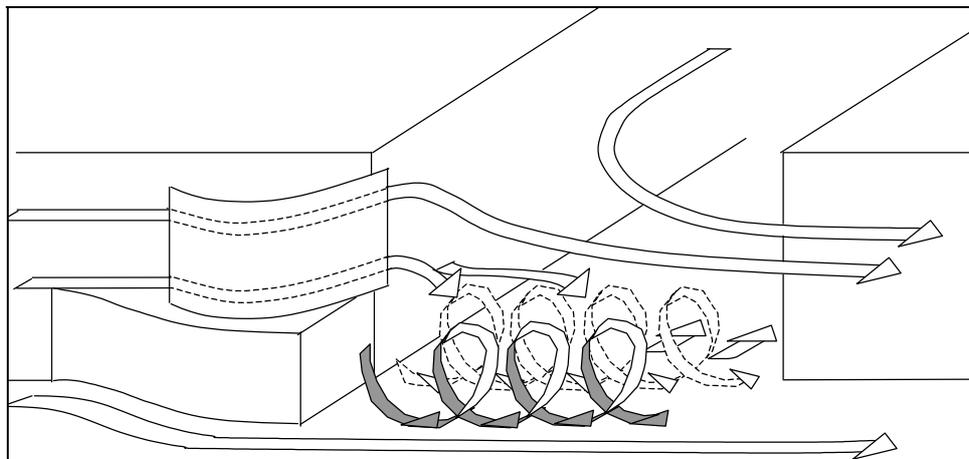


Abb. 10.2-2: Schematische Darstellung der durch die Anordnung der CDW induzierten sohlnahen Wirbelstrasse

Ziel der numerischen Untersuchungen war es, die o.g. Prozesse in ihrer Wirkungsweise im numerischen Modell nachzuvollziehen und somit die Ergebnisse der im LIP III-Projekt durchgeführten physikalischen Modellversuche zu bestätigen.

### 10.3 Modellaufbau

Die Untersuchungen basieren auf den physikalischen Modellversuchen von VAN LEEUWEN UND HOFLAND (1999). Die Modellabmessungen sowie die eingesteuerten Randbedingungen für die numerischen Untersuchungen wurden auf reale Verhältnisse umgerechnet.

Die Bathymetrie des numerischen Modells hat eine Länge von 6500 m und eine Breite von 54 m. Es wurde eine Auflösung im Bereich der Tiderinne von  $\Delta x = \Delta y = 13,5$  m gewählt. Im Nahbereich des Hafens wurde mit Hilfe des Nested-Grid-Modells die Auflösung zur genaueren Simulation der im dortigen Bereich auftretenden Strömungszustände auf 4,5 m gesetzt. Direkt vor der CDW wurde eine Auflösung von 1,5 m realisiert. Im unmittelbaren Nahbereich der CDW und im Einfahrtbereich wurde eine Auflösung von 0,5 m gewählt.

Als vertikale Auflösung wurde ein Gitterabstand von 0,5 m angesetzt (Abb. 10.3-1).

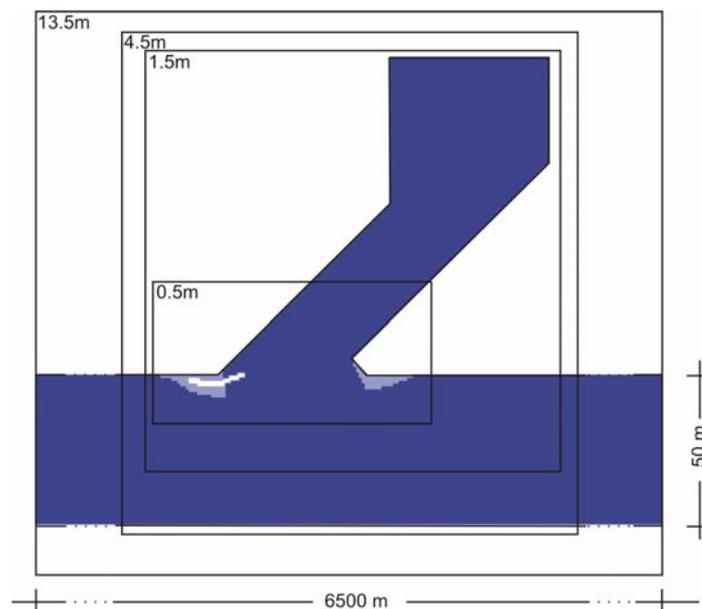


Abb. 10.3-1: Bathymetrie mit integrierten Nested-Bereichen

Als Eingangsparameter wurde eine konstante Rauigkeit von  $k = 0,05$  m angesetzt. Wie bei den Untersuchungen im physikalischen Modell, weist die Bathymetrie kein Sohlgefälle auf. Die Zeitschrittweite wurde aufgrund der sehr feinen Auflösung zu  $\Delta t = 0,2$  s ( $C_R \cong 1$ ) gewählt.

Für die Turbulenzmodellierung wurde das „Mixed k- $\epsilon$ /Smagorinsky“ Model genutzt (Tab. 1).

$k_s = 0.05 \text{ m}$	$\Delta t = 1 \text{ s}$	Wet/Dry
Anzahl der Layer = 22	$\Delta z = 0.5 \text{ m}$	0.2 m / 0.3 m
k- $\epsilon$ Model (vertikal)	$k = 1e-007 \text{ [m}^2/\text{s}^2]$	$\epsilon = 5e-010 \text{ [m}^2/\text{s}^3]$
$c_\mu=0.09, c_{1\epsilon}=1.44, c_{2\epsilon}=1.92, c_s = 0.4$		$T = 18 \text{ [}^\circ\text{C]}$
$\sigma_k=1, \sigma_\epsilon=1.3$		

Tafel 10.3-1: Zusammenstellung der verwendeten Modellparameter

In Abbildung 10.3-2 ist die seeseitige (untere) Wasserstandsrandbedingung dargestellt. An der oberen Modellgrenze wurde eine konstante Strömungsgeschwindigkeit von 1,41 m/s angesetzt.

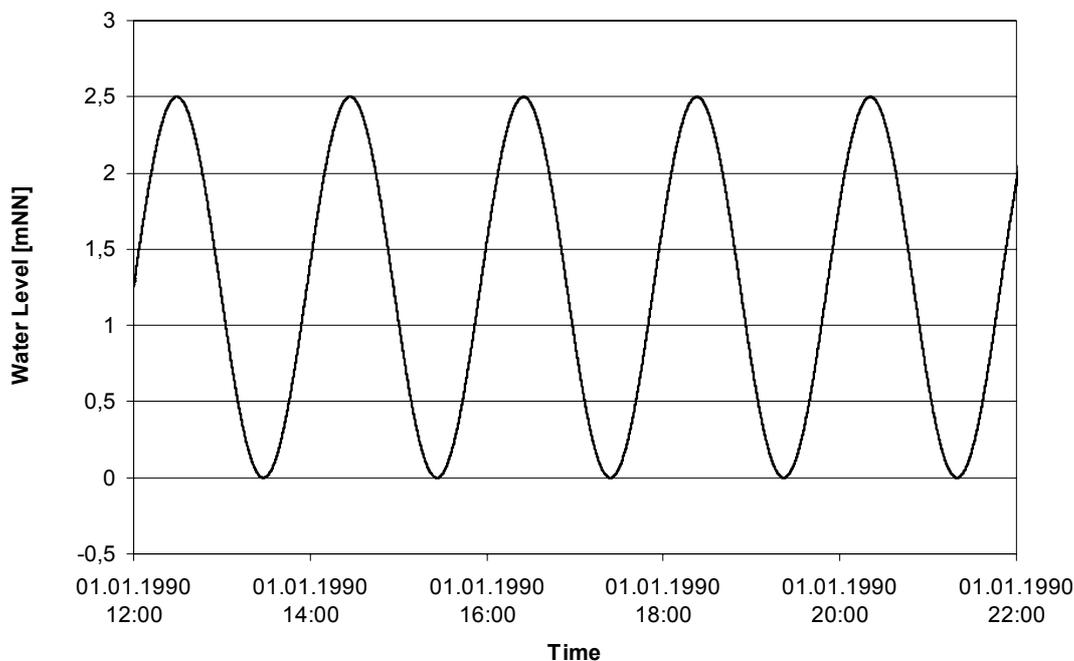


Abb. 10.3-2: Darstellung der Wasserstandsrandbedingung am seeseitigen Modellrand

Der Salzgehalt (angenommene Wassertemperatur von  $T = 18 \text{ }^\circ\text{C}$ ) wurde an beiden offenen Modellrändern konstant angesetzt. Am seeseitigen Rand wurde ein Salzgehalt von 11 % und am landseitigen Modellrand von 2 % angesetzt.

#### 10.4 Ergebnisse der hydrodynamischen Simulation

Die Untersuchungen von VAN LEEUWEN UND HOF LAND (1999) haben gezeigt, dass die zweite Phase des voll ausgeprägten Flutstroms maßgeblichen Einfluss auf die in den Hafen eingetragenen Sedimentmengen hat. Aufgrund dieser Tatsache müssen mögliche (bauliche) Maßnah-

C. Zimmermann, A. Matheja, O. Stoschek, J. Geils

BMBF-Vorhaben: Sedimentation in brackwasserbeeinflussten Vorhäfen: Minimierung der Sedimentation Seite 10-5

men die Strömungs- sowie Sedimenttransportprozesse vorwiegend während dieses Zeitraums (in den Untersuchungen 19<sup>20</sup> Uhr bis 20<sup>00</sup> Uhr) optimieren und während der anderen Tidephasen nicht nachhaltig verschlechtern.

Für die Auswertung und Beurteilung der Ergebnisse wurden Querschnitte im Bereich der Hafeneinfahrt und dem angrenzenden Fahrwasser ausgewertet (Abb. 10.4-1).

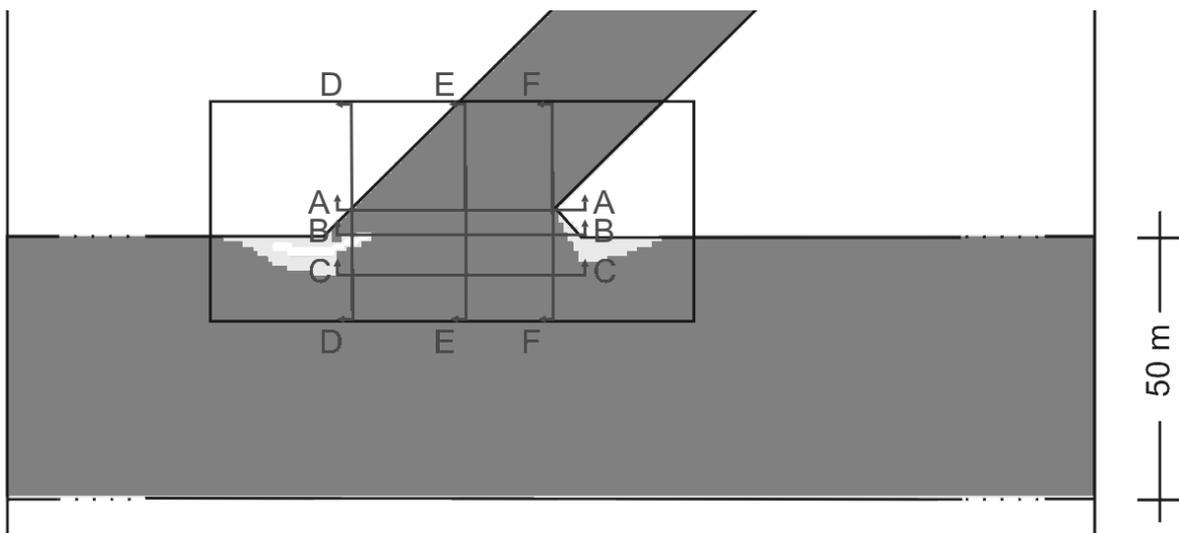


Abb. 10.4-1: Ausgewertete Querschnitte zur Beurteilung der Strömungsverhältnisse

Der Flutstrom setzt im Bereich der Hafeneinfahrt um 19<sup>20</sup> Uhr (Abb. 10.4-2) ein. In den nächsten 20 Minuten entwickelt sich der voll ausgeprägte Flutstrom, der dann bis ca. 19<sup>55</sup> Uhr erhalten.

Die zuvor beschriebene sohlnahe Wirbelstrasse (Abb. 10.2-2) im Bereich der Hafeneinfahrt konnte in den numerischen Untersuchungen nicht beobachtet werden.

Der dichtebedingte Wasseraustausch und die Durchmischung im Hafen erfolgen jedoch langsamer als im angrenzten Fahrwasser (Abb. 10.4-2, Abb. 10.4-4) Es kommt zu den bereits beschriebenen Dichteströmungen zwischen Fahrwasser und Hafen.

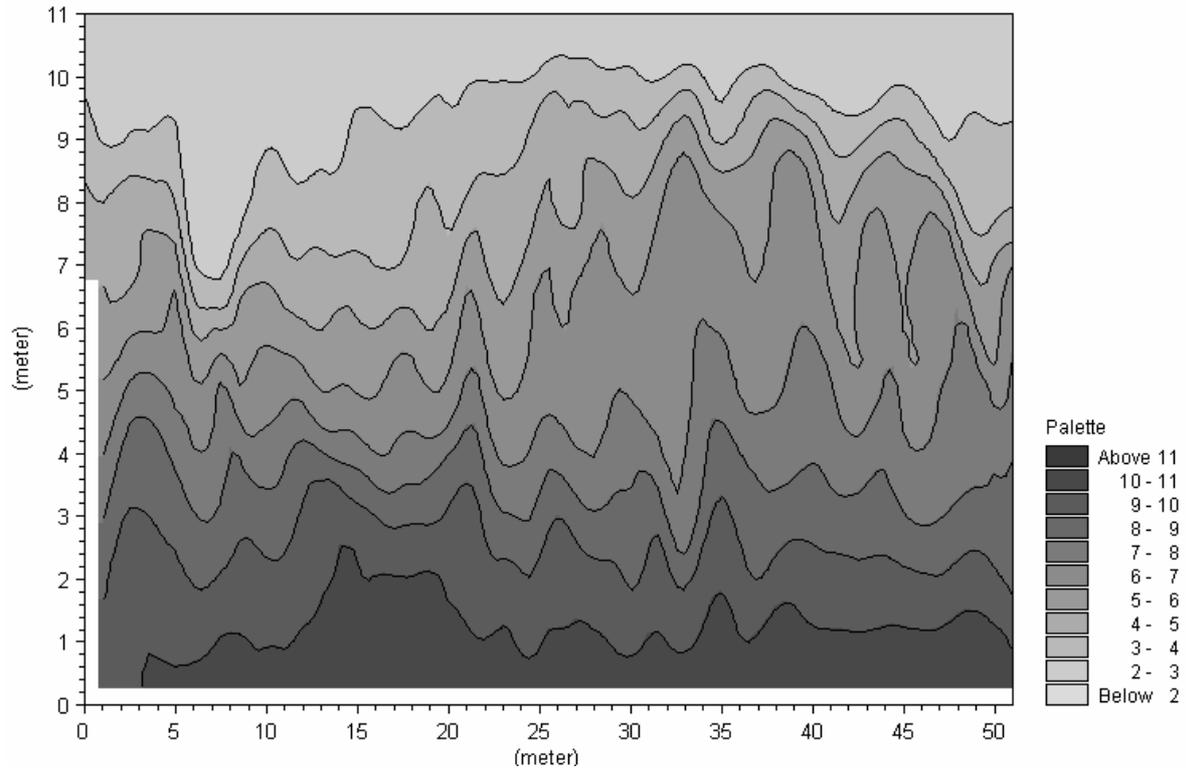


Abb. 10.4-2: Salzgehaltsverteilung [%] in Schnitt C-C  
(19<sup>20</sup> Uhr, Ebbstromkenterung)

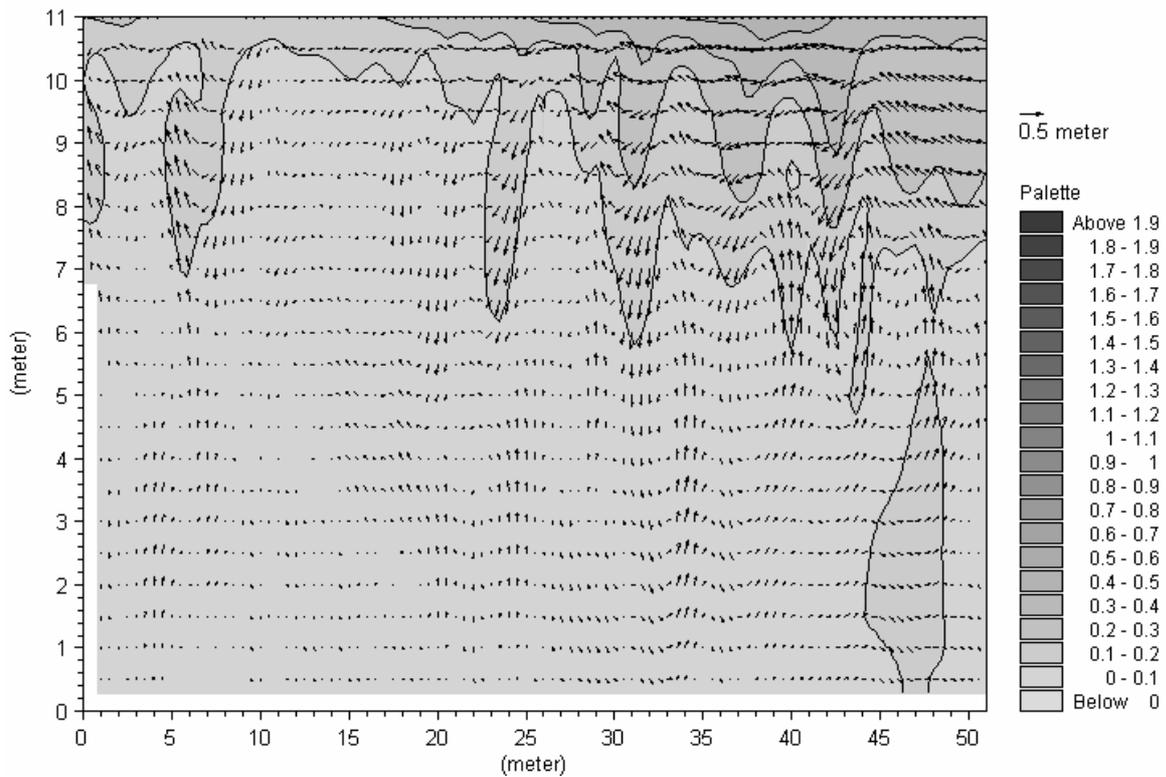


Abb. 10.4-3: Strömungsgeschwindigkeiten [m/s] in Schnitt C-C  
(19<sup>20</sup> Uhr, Ebbstromkenterung)

In Schnitt D-D (Abb. 10.4-6, Abb. 10.4-7) ist erkennbar, dass die Füllung des Hafens mit Hilfe oberflächennahen Wassers erfolgt. Abb. 10.4-5 verdeutlicht die vertikale Geschwindigkeitsverteilung hinter der CDW im Bereich der Hafeneinfahrt. Aufgrund der CDW mit angeordneter Sohlschwelle kommt es im unmittelbaren Nahbereich hinter der CDW zu einem Absinken der Strömung und zur Ausprägung eines großflächigen Wirbelsystems.

Die Vertikalgeschwindigkeiten zwischen Kai und CDW sind höher als auf der dem Fluss zugeneigten Seite (Abb. 10.4-7).

Dies bestätigt die Funktionsweise der CDW. Der Hafen wird durch die Anordnung der CDW (mit integrierter Sohlschwelle) während des voll ausgeprägten Flutstroms mit oberflächennahem (weniger sedimenthaltigem Wasser) gefüllt. Die beabsichtigte Erhöhung der Strömungsgeschwindigkeiten im Bereich der Öffnung zwischen CDW und Ufer wird erreicht. Damit kann die generelle Funktionsweise der CDW bzgl. der Füllung des Hafens anhand der numerischen Untersuchungen bestätigt werden.

Während der voll ausgeprägten Flutströmung (19<sup>20</sup> Uhr bis 20<sup>00</sup> Uhr) ist im Schnitt E-E (Abb. 10.4-9) großflächiger Wirbel im sohnahen Bereich zu erkennen. Dieser bringt Wasser in die unteren Schichten der Hafeneinfahrt ein. Allerdings hat der aus den numerischen Berechnungen resultierende Wirbel wesentlich größere Ausmaße als die in Abb. 10.2-2 beschriebene Wirbelstruktur. Das Wasser wird mit Hilfe der CDW in die Wirbelstruktur eingebracht und kommt nicht aus dem angrenzenden Fahrwasser (Abb. 10.4-8, Abb. 10.4-9).

Schnitt F-F zeigt die Strömungssituation im Bereich des Staupunktes am oberen Rand der Hafeneinfahrt. Es tritt hier keine gleichmäßige Strömung auf. Es kann numerisch durch die Anordnung der Sohlschwellen und CDW keine, im Gegensatz zu den Untersuchungen von VAN LEEUWEN UND HOFLAND (1999), Verlagerung des Staupunktes in Richtung des Fahrwassers beobachtet werden.

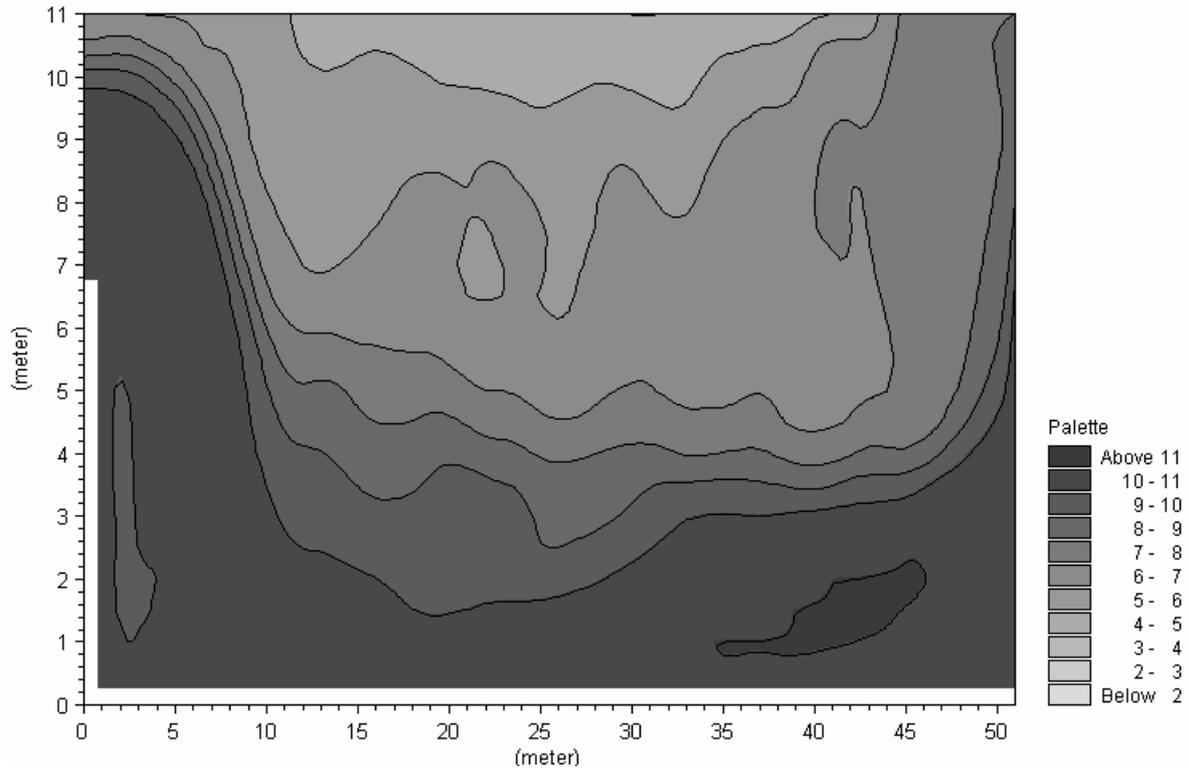


Abb. 10.4-4: Salzgehaltsverteilung [%] in Schnitt C-C  
(19<sup>55</sup> Uhr, Flutstrom)

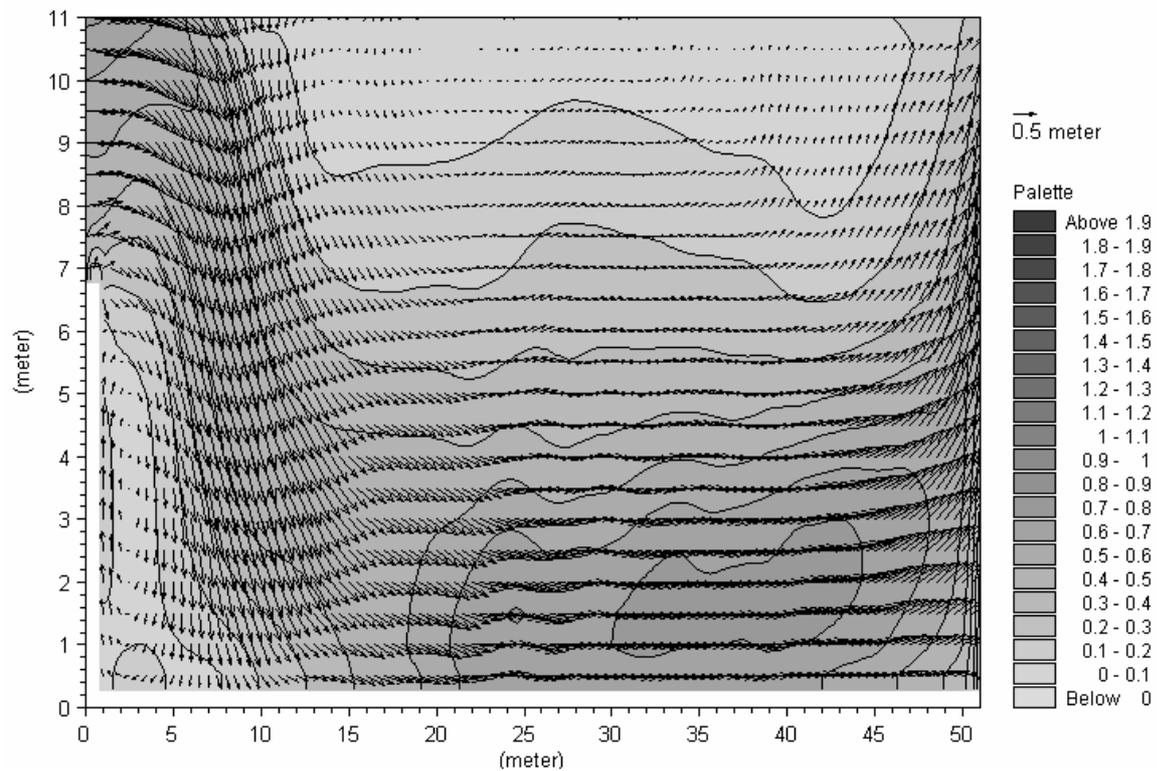


Abb. 10.4-5: Strömungsgeschwindigkeiten [m/s] in Schnitt C-C  
(19<sup>55</sup> Uhr, Flutstrom)

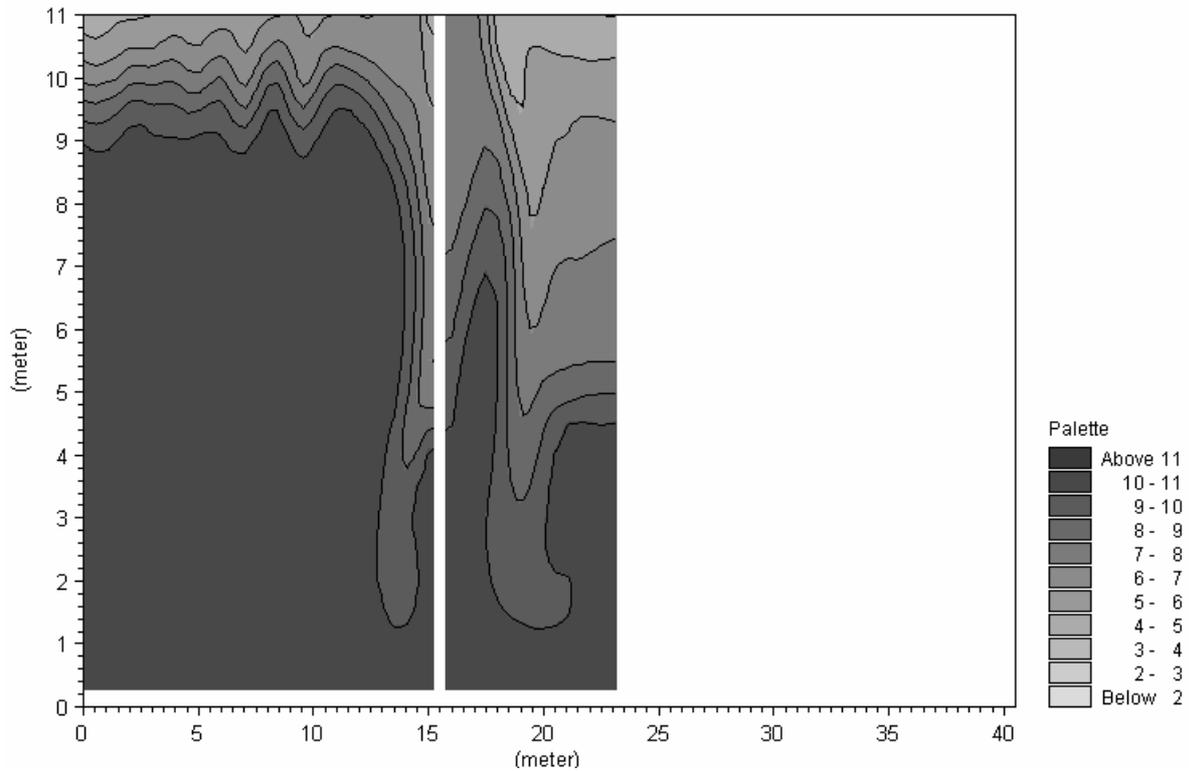


Abb. 10.4-6: Salzgehaltsverteilung [‰] in Schnitt D-D  
(19<sup>55</sup> Uhr, Flutstrom)

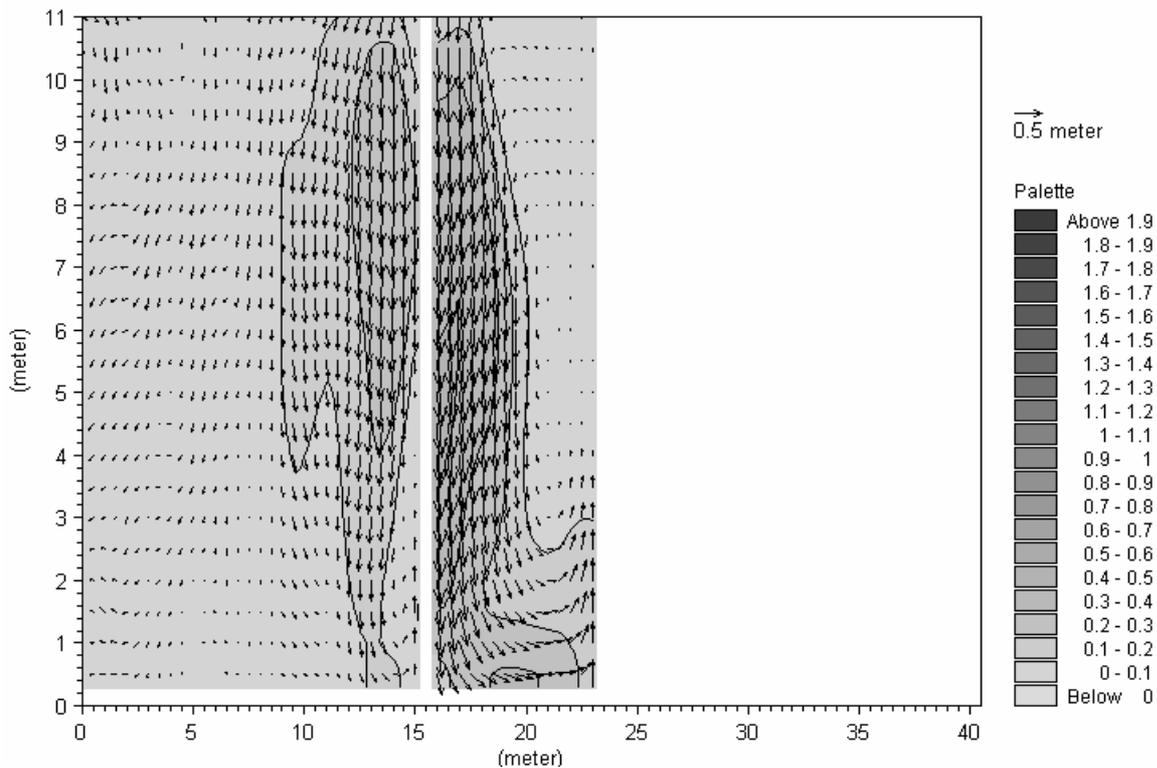


Abb. 10.4-7: Strömungsgeschwindigkeiten [m/s] in Schnitt D-D  
(19<sup>55</sup> Uhr, Flutstrom)

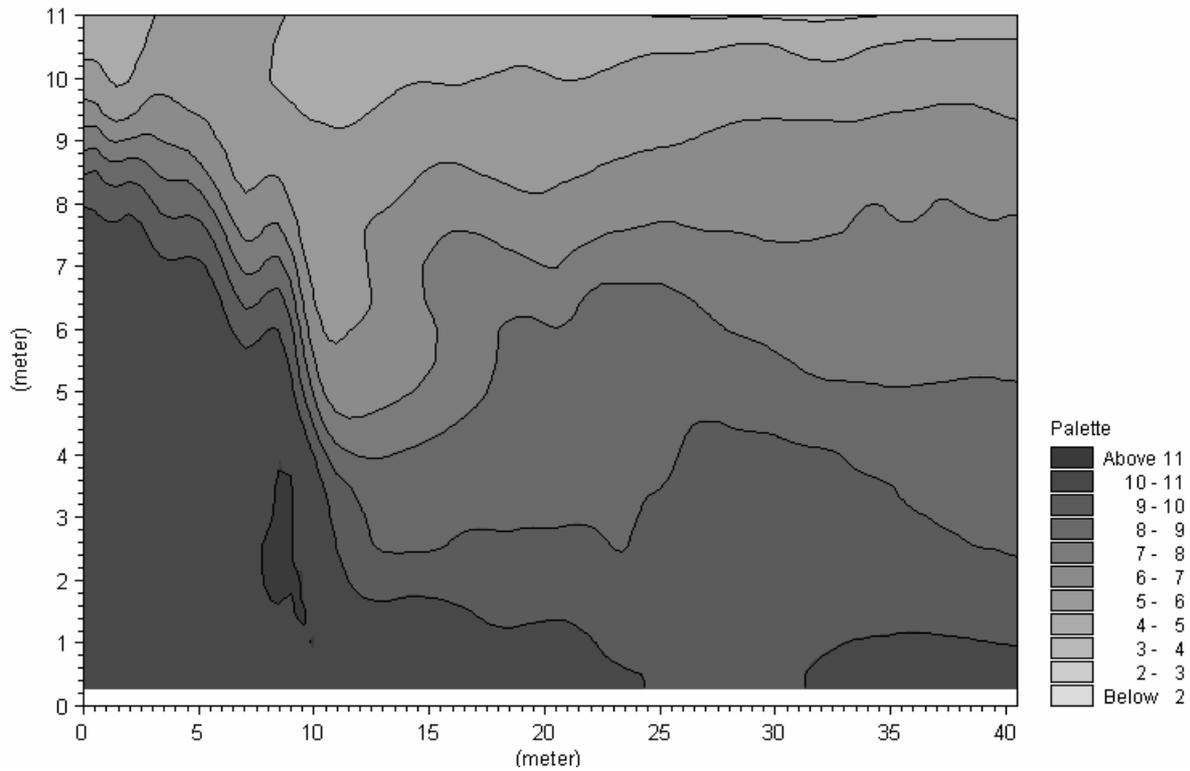


Abb. 10.4-8: Salzgehaltsverteilung [%] in Schnitt E-E  
(19<sup>55</sup> Uhr, Flutstrom)

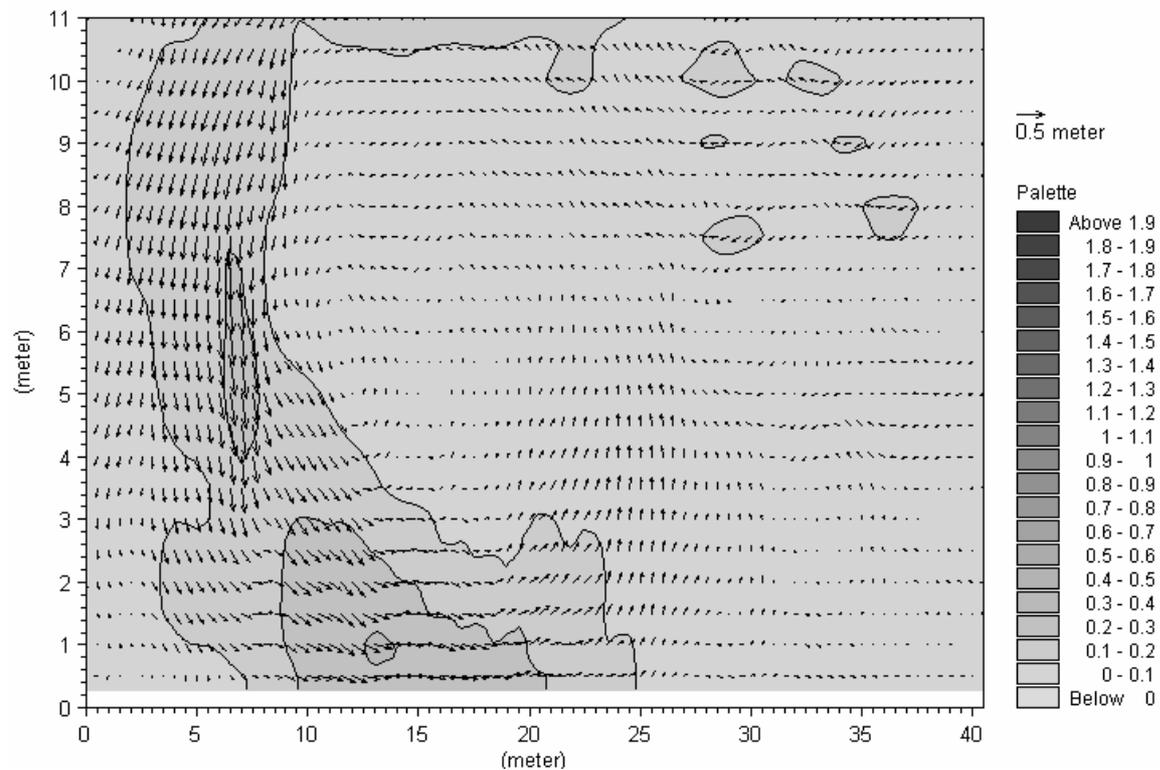


Abb. 10.4-9: Strömungsgeschwindigkeiten [m/s] in Schnitt E-E  
(19<sup>55</sup> Uhr, Flutstrom)

C. Zimmermann, A. Matheja, O. Stoschek, J. Geils

BMBF-Vorhaben: Sedimentation in brackwasserbeeinflussten Vorhäfen: Minimierung der Sedimentation Seite 10-11

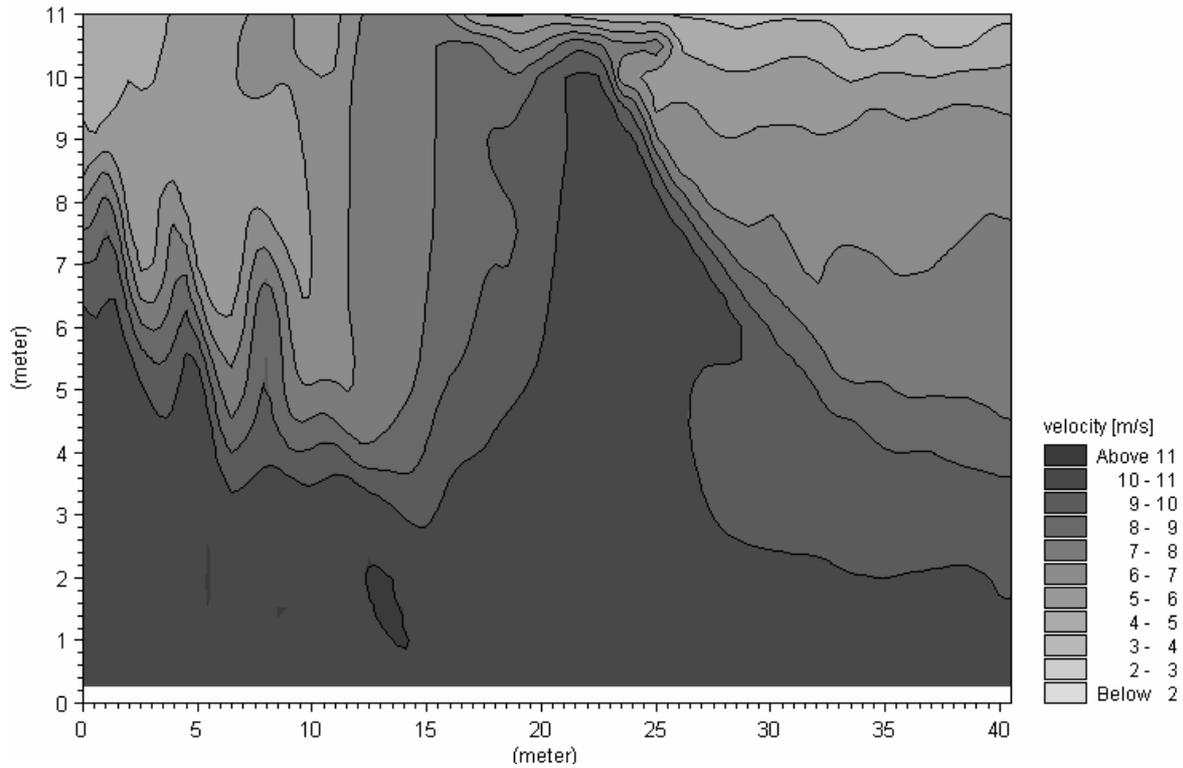


Abb. 10.4-10: Salzgehaltsverteilung [‰] in Schnitt F-F  
(19<sup>55</sup> Uhr, Flutstrom)

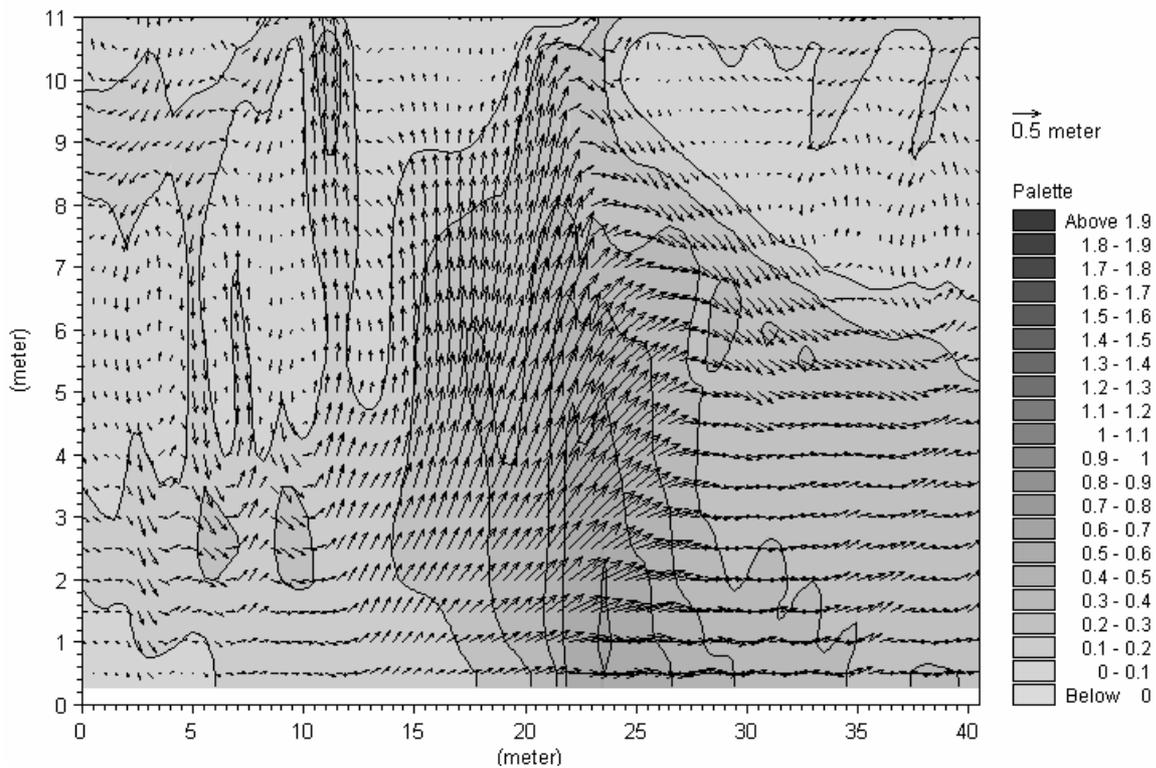


Abb. 10.4-11: Strömungsgeschwindigkeiten [m/s] in Schnitt F-F  
(19<sup>55</sup> Uhr, Flutstrom)

## 10.5 Zusammenfassung und Bewertung der Ergebnisse

In den hydronumerischen Untersuchungen zur Wirkungsweise der CDW wurden die im Brackwassergebiet typischerweise auftretenden Dichte- und Strömungseffekte auch im numerischen Modell beobachtet.

Die durch VAN LEEUWEN UND HOFLAND (1999) beschriebene sohlnahe Wirbelstruktur im Bereich der Einfahrt konnte numerisch nicht verifiziert werden. Um detaillierte Aussagen über die Ausprägung dieser Wirbelstruktur machen zu können, wäre eine Modellanpassung (weitere Verfeinerung der Auflösung) notwendig bzw. eine andere Modelltechnik anzuwenden. Eine weitere horizontale Verfeinerung (kleiner als 0,5 m im Nahbereich der Struktur) ist aufgrund der hohen Rechenzeiten nicht praktikabel. Dies wäre auch bei Verwendung eines unstrukturierten Gitters (z.B. ein Finite-Volumen-Verfahren) nicht anders.

Der maßgebende Einfluss der CDW auf die Strömungszustände im Bereich der Hafeneinfahrt ist die Füllung des Hafens mit Wasser aus oberflächennahen Schichten.

Eine Abschätzung der Wirksamkeit der CDW bzgl. der Sedimentationen im Hafengebiet kann nur anhand einer Sedimenttransportberechnung erfolgen. Aufgrund der Ergebnisse der hydronumerischen Untersuchungen ist allerdings eine Verringerung der Sedimentationsraten zu erwarten.

## **11 Untersuchungen von Maßnahmen zur Minimierung der Sedimentation am Beispiel der Zufahrt zur Nordschleuse in Bremerhaven**

Aus den Ergebnissen in Kapitel 9 und 10 lassen sich Maßnahmen zur Minimierung der Sedimentationsmengen im Vorhafen der Nordschleuse ableiten. Zur Entwicklung dieser Maßnahmen ist eine detaillierte Analyse der Strömungen und des Sedimenttransportes im Hafen notwendig. Um eine Diskretisierung von Umlenkswänden zu ermöglichen, wurde das Modell mit einer Auflösung von  $\Delta x = \Delta y = 18$  m, 6 m und 2 m neu aufgebaut. Die Randbedingungen für die Simulation der Maßnahmen wurden auf der Grundlage der in Kap. 9.1 dargestellten Tiden ermittelt. Zusätzlich wurde für die Springtide zur Ermittlung des Anteils der Dichteströmung an der Gesamtsedimentation und an der Austauschwassermenge der Salzgehalt über den gesamten Modellzeitraum konstant gehalten. Für die Auswertung wurden die in Kap. 9 getroffenen Annahmen übernommen.

### **11.1 Ausgangszustand im Vorhafen zur Nordschleuse**

Die Strömungen im Vorhafen zur Nordschleuse resultieren aus dem Füll- und Entleerstrom der Tide, den wechselnden Salzgehalten in der Weser und der Strömungsgeschwindigkeiten in der Weser vor der Einfahrt zum Vorhafen (vgl. Abb. 3.3.4-2; Abb. 11.1-1).

Während der Flutströmung bildet sich an der Oberfläche des Vorhafens eine gleichförmige Strömung in Richtung Weser aus. Die Strömungsgeschwindigkeiten im Hafen nehmen dabei mit zunehmendem Abstand von der Weser ab. Bis zu einer Tiefe von -5,5 mNN bildet sich während der Flutströmung eine deutlich erkennbare Walze in der Einfahrt aus. Ab einer Tiefe von -5,5 mNN läuft die Strömung überwiegend in den Hafen ein. Die Walze in der Einfahrt ist größer geworden, fördert auf der Rückseite aber kaum noch Wasser aus dem Hafen in die Weser zurück. Das schwerere Seewasser schiebt sich unter das während des Ebbestromes eingetragene Flusswasser und drängt dieses hinaus (vgl. Abb. 3.3.3-1).

Der Ebbestrom läuft an der Oberfläche in den Hafen ein. Ab einer Tiefe von -5,5 mNN dreht sich die Strömungsrichtung um. Das schwerere salzhaltigere Wasser läuft in den unteren Schichten aus dem Hafen hinaus. Eine deutliche Strömungswalze bildet sich lediglich in den mittleren Ebenen aus. Bei Ebbestrom legt sich über das schwerere Hafenwasser mit einem hohen Salzgehalt das leichtere Flusswasser mit einem geringeren Salzgehalt (vgl. Abb. 3.3.4-6).

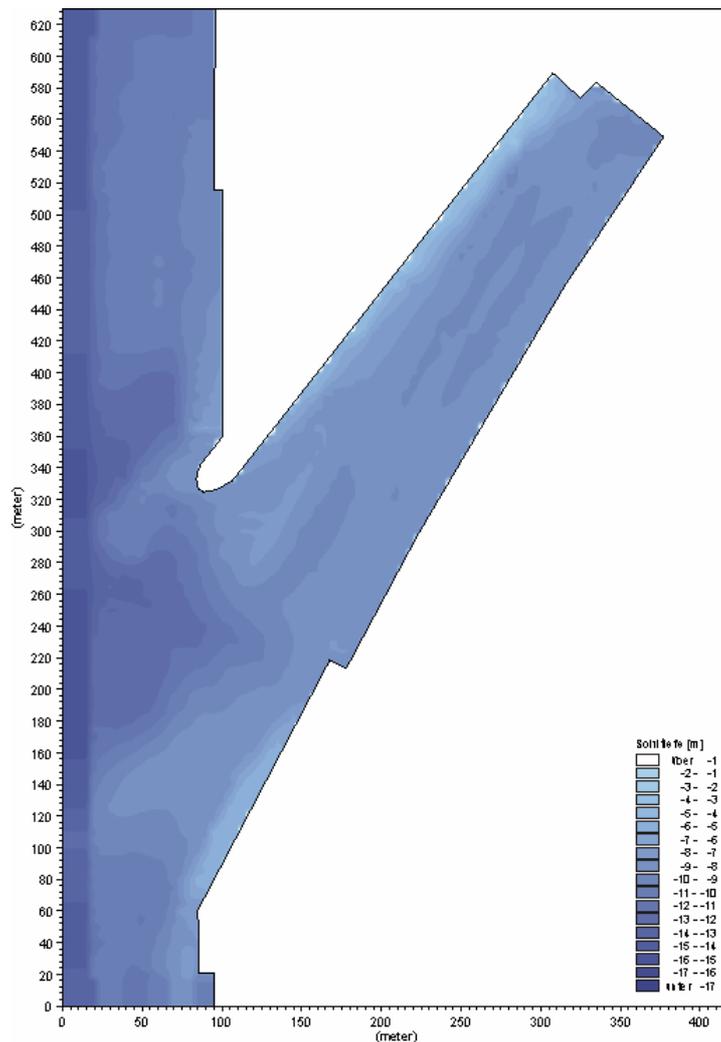


Abb. 11.1-1: Modellbathymetrie des Vorhafens zur Nordschleuse in Bremerhaven  
(Ausgangszustand)

Die Strömungsrichtungen während der Nipptide sind vergleichbar mit den Strömungsrichtungen der o.g. Springtide. Die Strömungsgeschwindigkeiten sind jedoch um bis zu 10 cm/s geringer.

Die Strömungsrichtungen im Hafen haben ohne Berücksichtigung der salinen Effekte über die Tiefe eine wesentlich geringere Variation.

Der Flutstrom initiiert ohne saline Dichteeffekte in der Einfahrt eine Walze an der Oberfläche (Abb. 11.1-1b). Zusätzlich bildet sich eine Sekundärwalze aus. Das Wasser fließt im Gegensatz zum Ausgangszustand mit salinen Dichteeffekten an der Oberfläche in den Hafen hinein.

Im hinteren östlichen Bereich des Hafens sind die Strömungsgeschwindigkeiten nahezu Null. Diese Strömungsverteilung findet sich in allen Ebenen (Abb. 11.1-2 und Abb. 11.1-3).

Während des Ebbestromes bildet sich bei konstantem Salzgehalt ebenfalls eine Walze in der Einfahrt aus (Abb. E.1-4b). Die Walze ist kleiner als beim Flutstrom und an das nördliche Ufer verlagert. Die Strömungsrichtungen im Hafen sind in allen Ebenen über die Tiefe vergleichbar und zeigen generell in Richtung Fluss (Abb. 11.1-5 und Abb. 11.1-6). Die Beobachtung von CHRISTIANSEN (1987), dass die Bildung einer Walze bei Ebbestrom ohne saline Dichteeffekte unterdrückt wird, ist hier nicht zu erkennen (vgl. Abb. 3.3.4-3).

Im untersuchten Vorhafen zur Nordschleuse wurden im Zeitraum a) (Springtide) im Mittel 3,7 Mio. m<sup>3</sup> Wasser ausgetauscht. Im Zeitraum b) (Nipptide) vermindert sich die ausgetauschte Wassermenge um rd. 16,5% auf ca. 3,1 Mio. m<sup>3</sup>. Unter Vernachlässigung der Dichtegradienten in der Weser verringert sich die Austauschwassermenge im Zeitraum a) um rd. 35,3% auf 2,4 Mio. m<sup>3</sup>. Durch die Tide werden bei einer Hafenoberfläche von 48100 m<sup>2</sup> im Mittel rd. 170.000 m<sup>3</sup> ausgetauscht. Für den Zeitraum a) ergibt sich die in Tafel 11.1-1 dargestellte Aufteilung in Tide-, Dichte- und Strömungseffekt. Der Strömungseffekt hat mit 60 % den größten Anteil an der ausgetauschten Wassermenge im Vorhafen zur Nordschleuse.

Anteil Tide [%]:	5
Anteil Dichte [%]:	35
Anteil Strö [%]:	60

Tafel 11.1-1: Anteile des Tide-, Dichte- und Strömungseffekts an der in der Einfahrt ausgetauschten Wassermenge

In der Abb. 11.1-2 ist die Entwicklung des Salzgehaltes über die Tiefe in der Mitte des Vorhafens anhand eines Profils für verschiedene Zeitpunkte einer Tide dargestellt. Zu Beginn des Flutstromes (14.09.00, 09:00 Uhr) beträgt die Differenz zwischen Oberfläche und Sohle rd. 6 ‰ (von 12 ‰ bis 18 ‰). Bis zum Tidehochwasser (14.09.00, 14:55 Uhr) verringert sich die Differenz auf unter 1 ‰ (bei rd. 20 ‰ absolut). Diese Salzgehaltsdifferenz zwischen Oberfläche und Sohle nimmt anschließend bei ablaufendem Wasser wieder zu. Bei Ebbestrom läuft das sohlennahe salzhaltigere Wasser nicht wieder vollständig in die Weser zurück, während der Flutstrom das oberflächennahe Wasser mit geringerem Salzgehalt fast vollständig aus dem Hafen verdrängt.

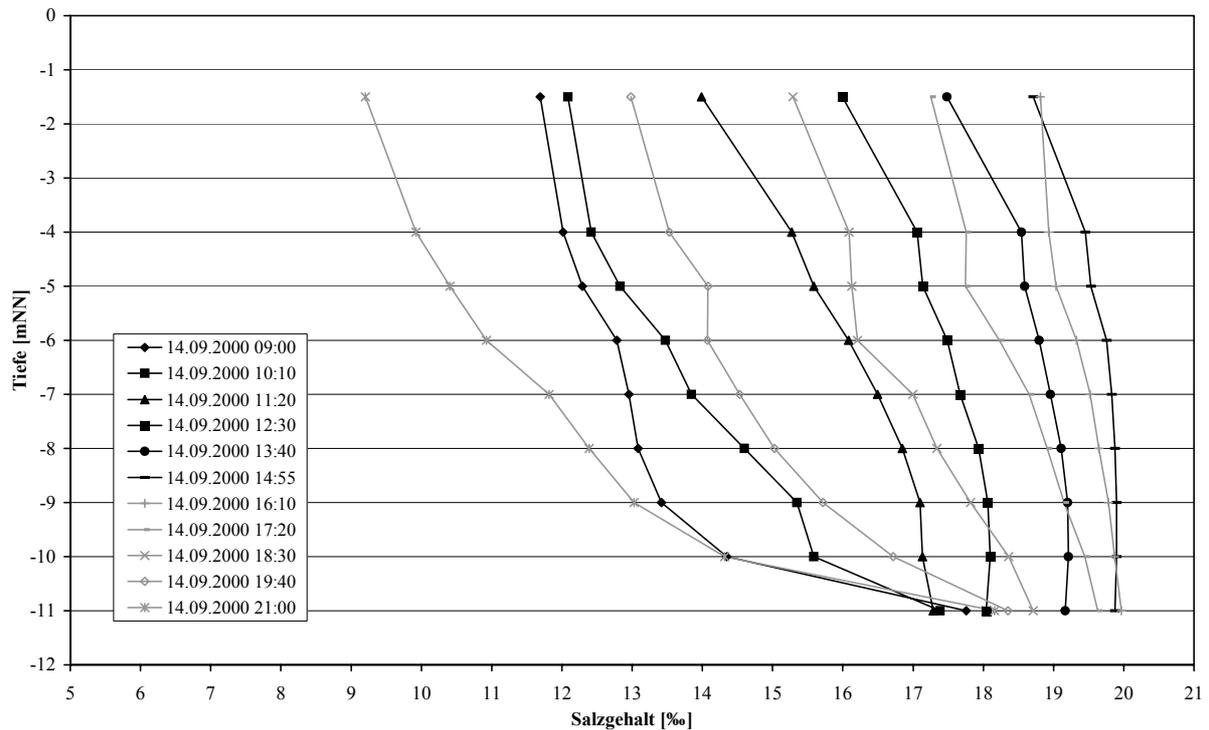


Abb. 11.1-2: Variation des Salzgehaltes in der Mitte des Vorhafens zur Nordschleuse über die Tiefe in Abhängigkeit vom Tidezeitpunkt (schwarz: Flutstrom; grau: Ebbestrom)

Im Vorhafen zur Nordschleuse sedimentieren im untersuchten Zeitraum a) (Springtide) im Mittel  $161,3 \text{ m}^3$  pro Tide (Tafel 11.1-2). Die mittlere Sedimentationshöhe beträgt  $3,04 \text{ mm/Tide}$ . Im Zeitraum b) reduzieren sich die Sedimentationshöhe und die Sedimentationsmenge auf rd.  $1/10$  des Wertes des Zeitraumes a) (Tafel 11.1-2). Die Verteilung der Sedimente ist in beiden Zeiträumen ähnlich. Im Bereich der Einfahrt und am nördlichen Ufer sedimentiert Material (bis zu  $2 \text{ cm/Tide}$ , im Mittel  $0,6 \text{ cm/Tide}$ ) während am südlichen Ufer ein im Mittel ausgeglichenes Verhältnis zwischen Erosion und Sedimentation zu beobachten ist. Im hinteren Drittel des Hafens liegt die mittlere Sedimentationshöhe bei rd.  $0,4 \text{ cm/Tide}$  (Abb. 11.1-3).

Unter Vernachlässigung des Dichtegradienten beträgt die mittlere Sedimentationsmenge im Vorhafen ca.  $1 \text{ m}^3/\text{Tide}$ . Im Bereich vor der Schleuse ist nahezu kein Material sedimentiert. Im Bereich der Einfahrt bilden sich vergleichbar mit dem Zeitraum b) kleine Erosionsbereiche aus.

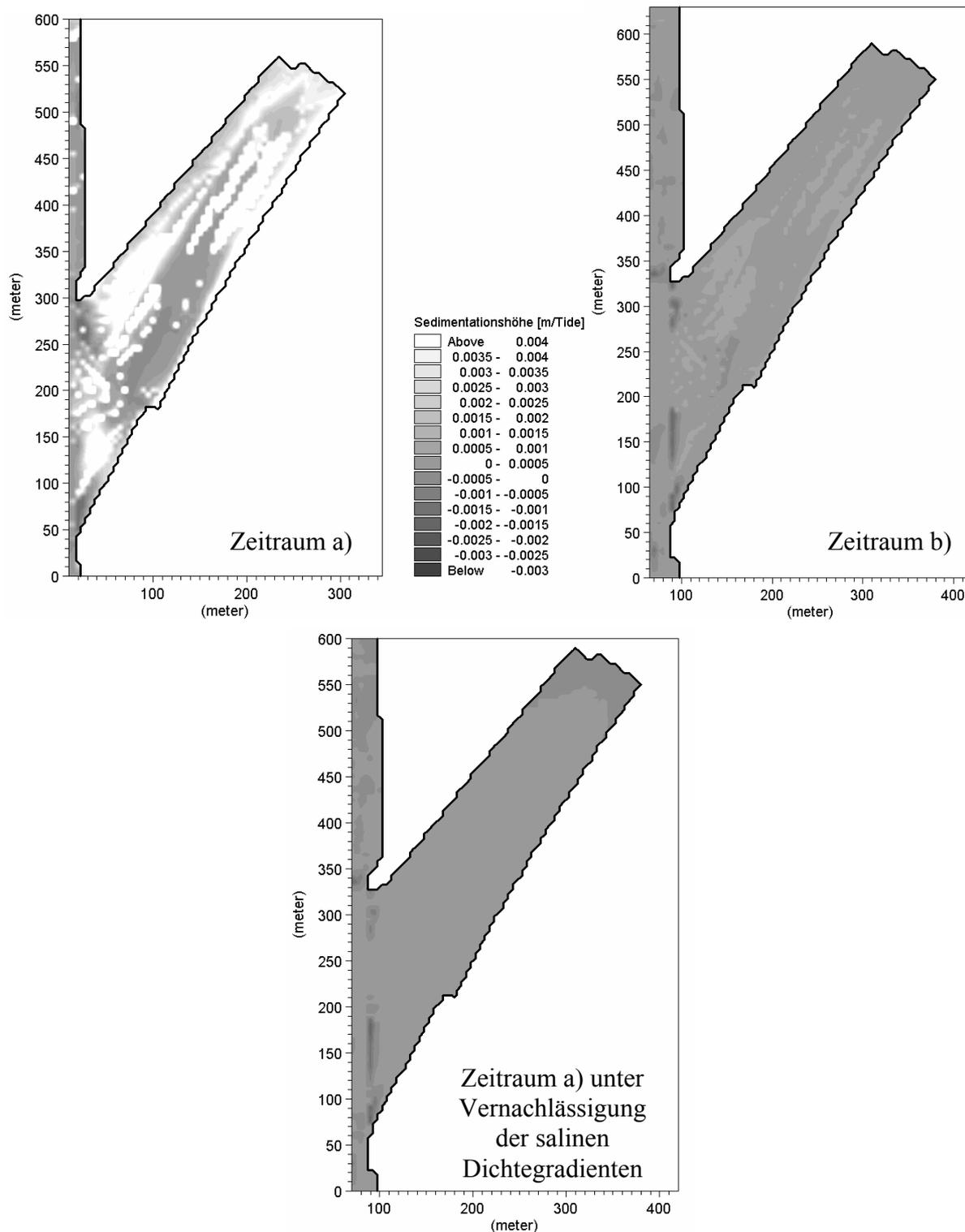


Abb. 11.1-3: Sedimentationshöhen im Vorhafen zur Nordschleuse bei Spring- (Zeitraum a) und Nipptide (Zeitraum b) sowie bei Springtide (Zeitraum a) unter Vernachlässigung der salinen Dichtegradienten

Mittlere Sedimentationshöhe (Sept'00) [mm]	3,04000	Mittlere Sedimentation (Sept'00) [m <sup>3</sup> ]	146,2
Mittlere Sedimentationshöhe (Sept'00-ohne Salz) [mm]	0,20000	Mittlere Sedimentation (Sept'00-ohne Salz) [m <sup>3</sup> ]	9,6
Mittlere Sedimentationshöhe (Mai'01) [mm]	0,35800	Mittlere Sedimentation (Mai'01) [m <sup>3</sup> ]	17,2

Tafel 11.1-2: Mittlere Sedimentationshöhen und -mengen in der Einfahrt zur Nordschleuse bei verschiedenen Randbedingungen

## 11.2      **Entwicklung von Maßnahmen zur Einschränkung der Sedimentation in tide- und brackwasserbeeinflussten Häfen**

Der größte Schwebstoffeintrag in den Vorhafen zur Nordschleuse erfolgt in der 2. Hälfte der Flutstromphase einer Springtide (Abb. 7.4.2-4). Der überwiegende Anteil der Sedimentablagerungen resultiert aus der sohnahen, dichteinduzierten Strömung, die während der Flutstromphase in den Hafen einläuft und einen besonders hohen Schwebstoffgehalt aufweist. Der Wasseraustausch hingegen ist überwiegend vom Strömungseffekt abhängig. Die tidebedingte Füllung des Hafens hat bei der Betrachtung des Wasseraustausches und des Schwebstoffeintrages nur einen geringen Anteil. Die nachfolgenden Maßnahmen zur Einschränkung der Sedimentation konzentrieren sich daher auf die Reduzierung des Strömungs- und Dichteeffektes während des Flutstromes.

Eine grundlegende Veränderung der Hafengeometrie ist aufgrund der Lage des Vorhafens zwischen zwei stark genutzten Kaianlagen (Container-Terminal und Columbuskaje) und der Ausrichtung der Schleuse nicht möglich. Alle hier vorgestellten Maßnahmen sollten realisierbar sein.

In den Voruntersuchungen der Parameterstudie hat eine Reduzierung der Einfahrtsbreite zu einer Verminderung des Strömungseffektes und daraus resultierend zu einer deutlichen Verminderung der Durchflüsse geführt. Zur Überprüfung dieser Ergebnisse wurde in einem ersten Anwendungsbeispiel die Hafeneinfahrt von rd. 250 m auf 150 m verringert.

Eine wirksamere Reduzierung der Sedimentationsmengen im Hafen kann durch eine Reduzierung des Dichtegradienten erreicht werden. Der Dichtegradient in der Weser kann nicht beeinflusst werden, so dass die dichteinduzierte Strömung in den Hafen und somit auch die mittlere Dichte im Hafen verändert werden muss. Eine Möglichkeit bietet die in Kap. 10 vorge-

stellte Umlenkwand mit Sohlschwelle. Im zweiten Anwendungsbeispiel wurde diese an der unterstromigen Ecke der Hafeneinfahrt in das Modell integriert.

Eine weitere Möglichkeit der Reduzierung des Dichtegradienten zwischen Hafen und Weser bietet der natürliche Höhenunterschied zwischen Hafen und Weser von rd. 3,5 m. Im dritten Anwendungsbeispiel wurde dieser Höhenunterschied als deutlicher Sohl sprung vor der Hafeneinfahrt profiliert. Durch diese deutliche Abgrenzung des Hafens von der Weser wird voraussichtlich der sohlnahe Schwebstofftransport vermindert.

Als letztes Anwendungsbeispiel wird eine Kombination der Maßnahmen zwei und drei untersucht. An die Umlenk wand schließt sich der neu profilierte Sohl sprung zwischen Weser und Hafen an.

### 11.2.1 Anwendungsbeispiel 1 (Verringerung der Einfahrtsbreite)

Durch den Einbau einer Spundwand wird die Einfahrtsbreite der Hafeneinfahrt um rd. 100 m auf 150 m vermindert (Abb. 11.2.1-1). Die Bathymetrie dieses Anwendungsbeispiels ist ansonsten identisch mit der Bathymetrie des Ausgangszustandes in Abb. 11.1-1.

Die Strömungsrichtungen haben sich sowohl bei Flut- als auch bei Ebbestrom nur geringfügig gegenüber dem Ausgangszustand verändert. Die Strömungsgeschwindigkeiten in der Einfahrt sind während des Flutstromes in den unteren Schichten geringfügig höher als zuvor. Während des Ebbestromes sind die Geschwindigkeiten in den oberen Schichten geringfügig erhöht.

Auf die aus dem unterschiedlichen Salzgehalt resultierende Dichtedifferenz zwischen  $T_{nw}$  und  $T_{hw}$  hat die Spundwand keinen Einfluss (Abb. 11.2.1-2). Auch die Differenz des Salzgehaltes an der Oberfläche zu dem Salzgehalt an der Sohle hat sich nicht verändert.

Durch den Einbau der Spundwand vermindert sich der Wasseraustausch zwischen Hafen und Weser um rd. 24% auf 2,85 Mio.  $m^3$ /Tide. Diese Reduzierung resultiert aus der verminderten Einfahrtsbreite bei nahezu unveränderten Strömungsgeschwindigkeiten in der Einfahrt. Die mittlere Sedimentationshöhe reduziert sich von 3,04 mm/Tide auf 2,91 mm/Tide (-4,5%). Die Reduzierung findet vorrangig im rückwärtigen Bereich des Vorhafens statt (Abb. 11.2.1-3).

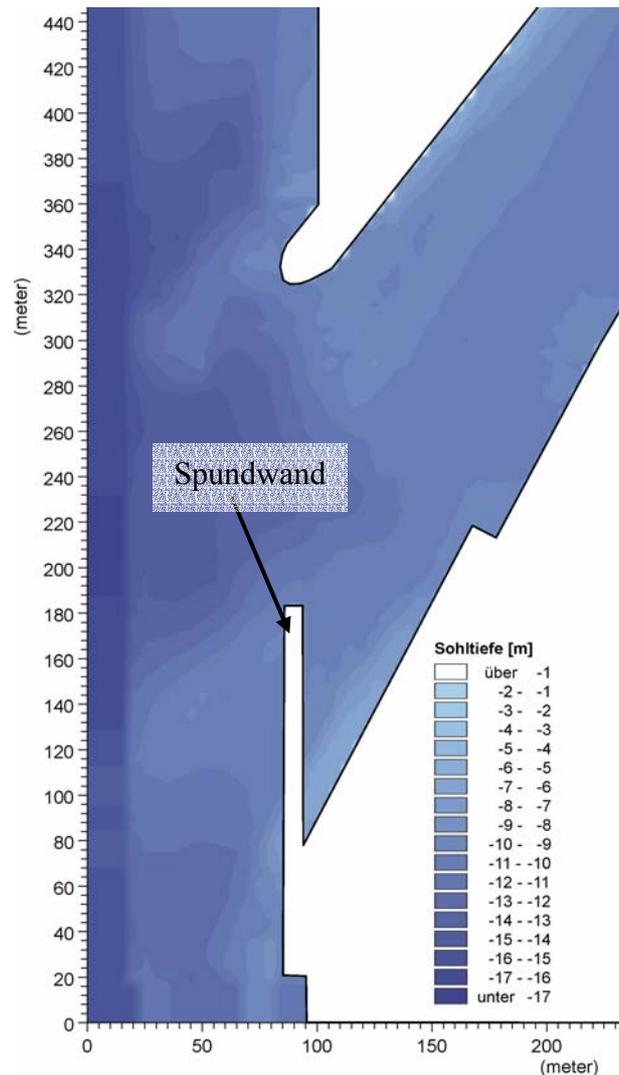


Abb. 11.2.1-1: Modifizierte Bathymetrie mit Spundwand für das erste Anwendungsbeispiel

Die mittlere Sedimentationshöhe nimmt nicht im gleichen Maß wie der Wasseraustausch ab. Die Reduzierung von 4% ist sicherlich ein kleiner Erfolg, der Einbau einer solchen Spundwand ist aus nautischer Sicht jedoch nicht wünschenswert. Eine kürzere Variante der Spundwand hätte bei der Reduzierung der Sedimentationsmenge im Vorhafen keinen nennenswerten Erfolg mehr (vgl. Kap. 9.4.2).

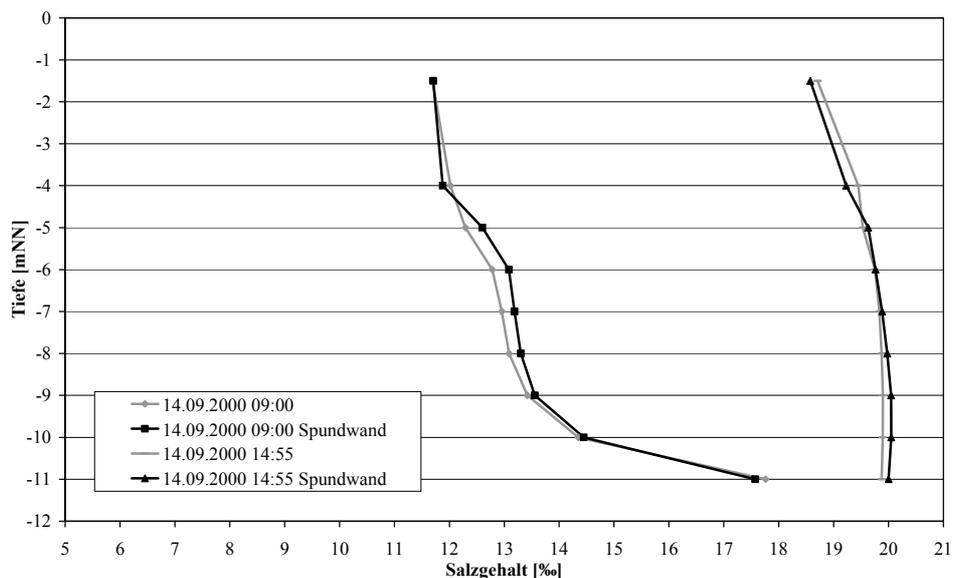


Abb. 11.2.1-2: Variation des Salzgehaltes in der Mitte des Vorhafens zur Nordschleuse über die Tiefe bei Tnw (14.09.00, 09:00 Uhr) und Thw (14.09.00, 14:55 Uhr), schwarz: mit Spundwand, grau: Ausgangszustand

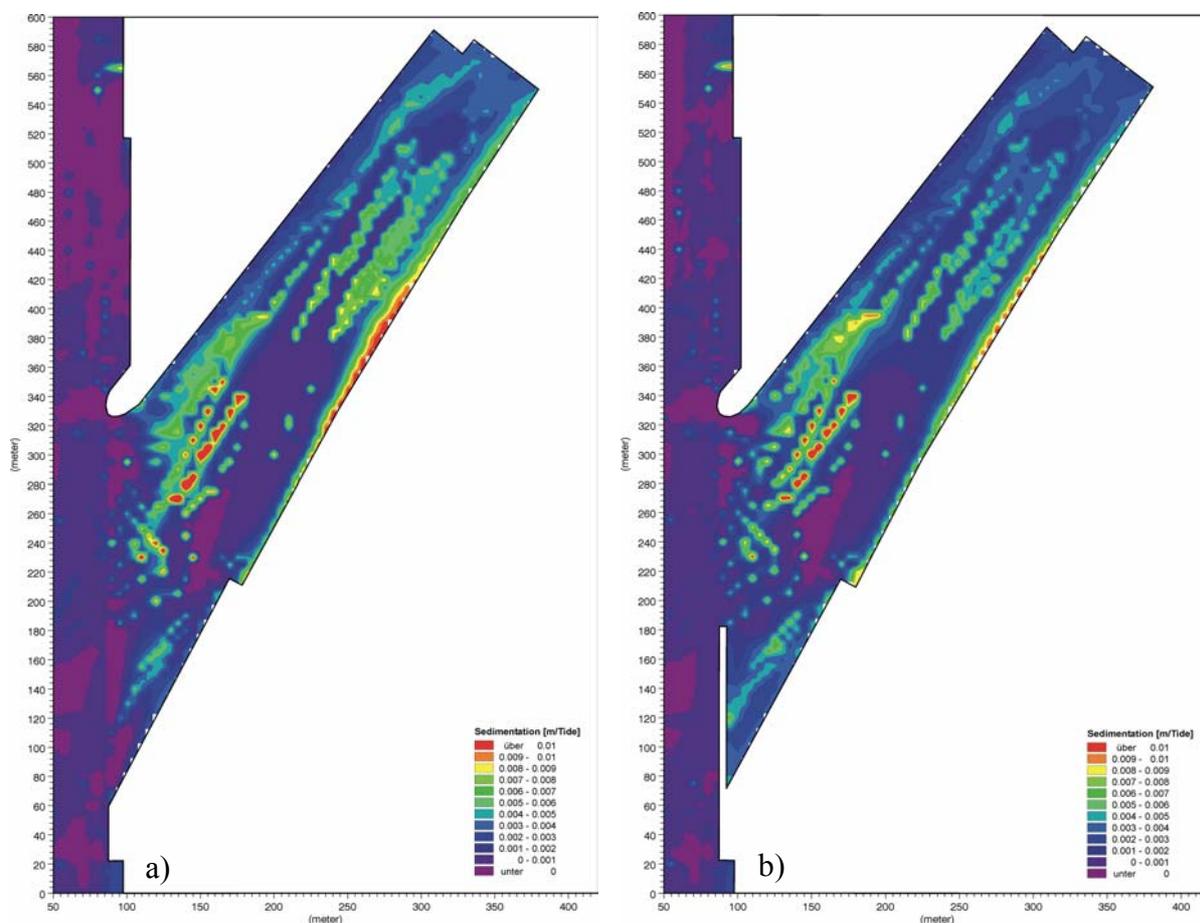


Abb. 11.2.1-3: Sedimentationshöhen im Vorhafen zur Nordschleuse in Bremerhaven a) im Ausgangszustand und b) im ersten Anwendungsbeispiel (Verringerte Einfahrtsbreite)

### 11.2.2      Anwendungsbeispiel 2 (Umlenkwand mit Sohlschwelle)

Die Berücksichtigung einer Umlenkwand in einem numerischen Modell erfordert eine hohe Modellauflösung. Für diese Untersuchungen wurde an der unterstromigen Ecke der Entwurf einer Umlenkwand in einem Gitter mit  $\Delta x = \Delta y = 2\text{m}$  integriert. Die Umlenkwand steht auf einer Sohlschwelle, die im Mittel rd. 4,5 m hoch ist (Oberfläche: -6,5 mNN) (Abb. 11.2.2-1). Die Umlenkwand wird bei mittleren Verhältnissen nicht überströmt. Das Hafenbecken soll somit über den Umlenkwandkanal mit schwebstoffarmen Wasser aus der oberen Wassersäule gefüllt werden. Zudem sollen durch die Sohlschwelle sohnah transportierte Sedimente zum Strom hin abgelenkt werden.

Die Strömungsrichtungen im Hafen sind vergleichbar mit den Richtungen im Ausgangszustand. Die Strömungsgeschwindigkeiten sind hier jedoch während des Flutstromes um bis zu 10 cm/s geringer. Die Geschwindigkeiten im Hafen während des Ebbestromes sind nahezu identisch mit dem Ausgangszustand.

Die Differenz des Salzgehaltes zwischen  $T_{nw}$  und  $T_{hw}$  verringert sich durch die Umlenkwand um rd. 0,25 ‰ (Abb. 11.2.2-2). Die Austauschwassermenge reduziert sich aufgrund der geringeren Geschwindigkeiten im Einfahrtsbereich um rd. 10% auf 3,4 Mio.  $\text{m}^3/\text{Tide}$ .

Die mittlere Sedimentationshöhe nimmt um rd. 5 % auf 2,9 mm ab. Die Reduktion wird besonders an der Unterstromigen Hafenecke im Bereich der Umlenkwand erzielt (Abb. 11.2.2-3). Auch im Hafen ist eine Abnahme zu erkennen. In der Mitte der Einfahrt lagert sich jedoch mehr Sediment ab.

Die Lage der Umlenkwand ist noch nicht optimal. Durch den Spalt zwischen Umlenkwand und Kaimauer werden in einer Tide rd. 155.000  $\text{m}^3$  Wasser in den Hafen gelenkt. Das benötigte Tidevolumen beträgt rd. 190.000  $\text{m}^3/\text{Tide}$ . Durch eine Vergrößerung des Abstandes zwischen Umlenkwand und Kaimauer kann mehr Wasser aus den oberen Schichten in den Hafen geleitet werden, um eine Füllung des Hafens vollständig durch das schwebstoffärmere Wasser aus den oberen Schichten zu erreichen. Eine deutliche Reduzierung der Sedimentationshöhen konnte bislang noch nicht erreicht werden.

C. Zimmermann, A. Matheja, O. Stoschek, J. Geils

BMBF-Vorhaben: Sedimentation in brackwasserbeeinflussten Vorhäfen: Minimierung der Sedimentation Seite 11-11

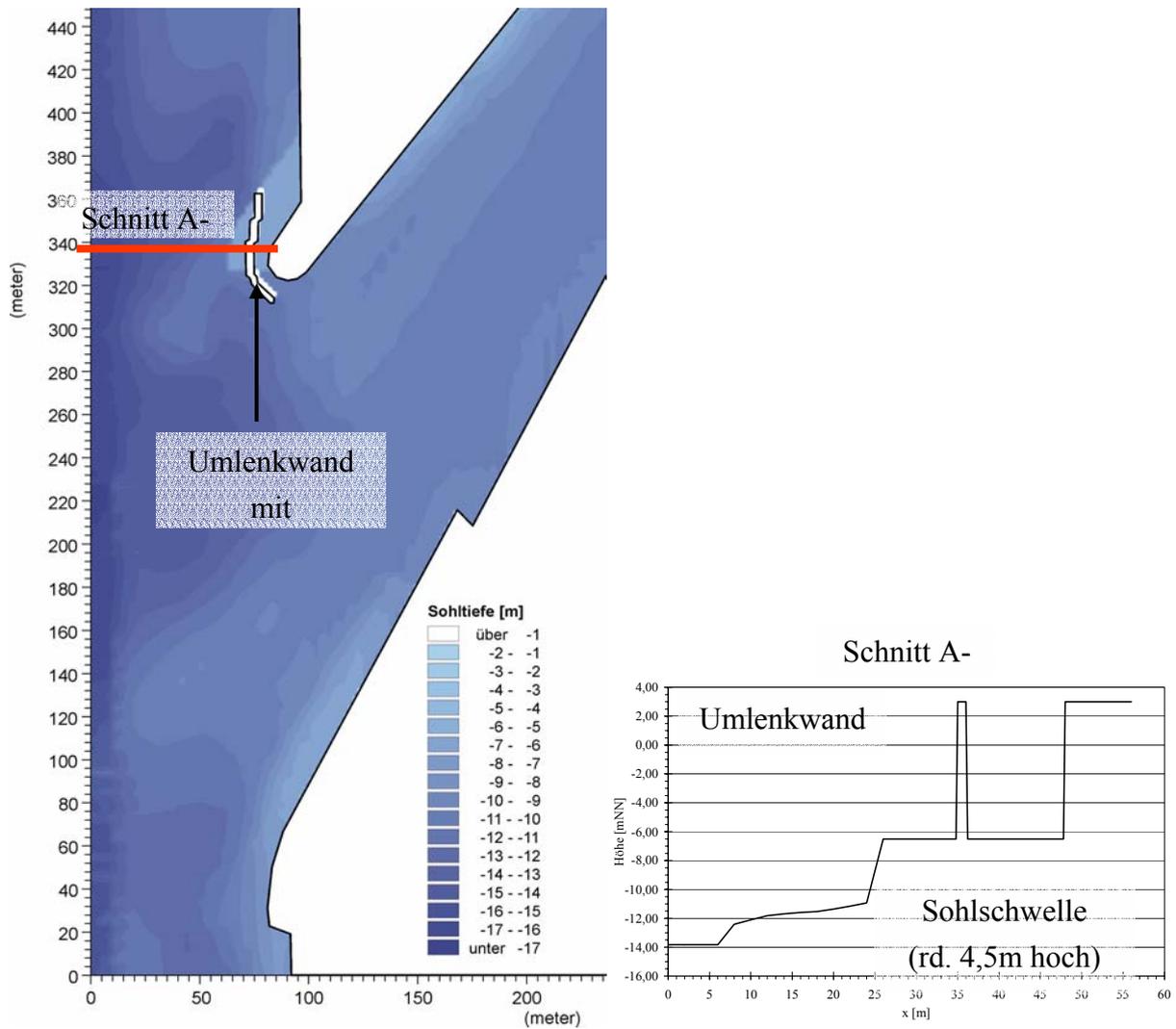


Abb. 11.2.2-1: Modifizierte Bathymetrie mit Umlenkwand und Sohlschwelle für das zweite Anwendungsbeispiel

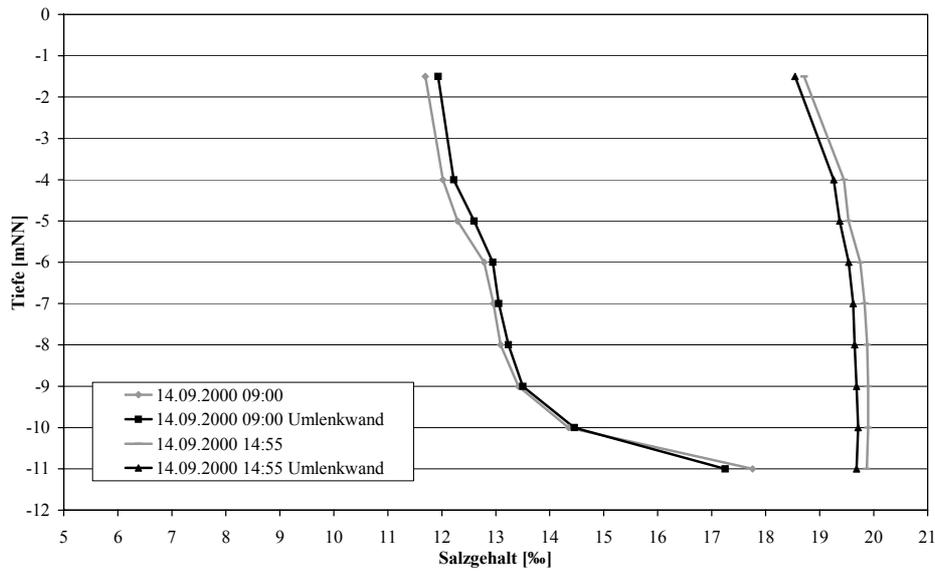


Abb. 11.2.2-2: Variation des Salzgehaltes in der Mitte des Vorhafens zur Nordschleuse über die Tiefe bei Thw (14.09.00, 09:00 Uhr) und Thw (14.09.00, 14:55 Uhr), schwarz: mit Umlenkwand und Sohlschwelle, grau: Ausgangszustand

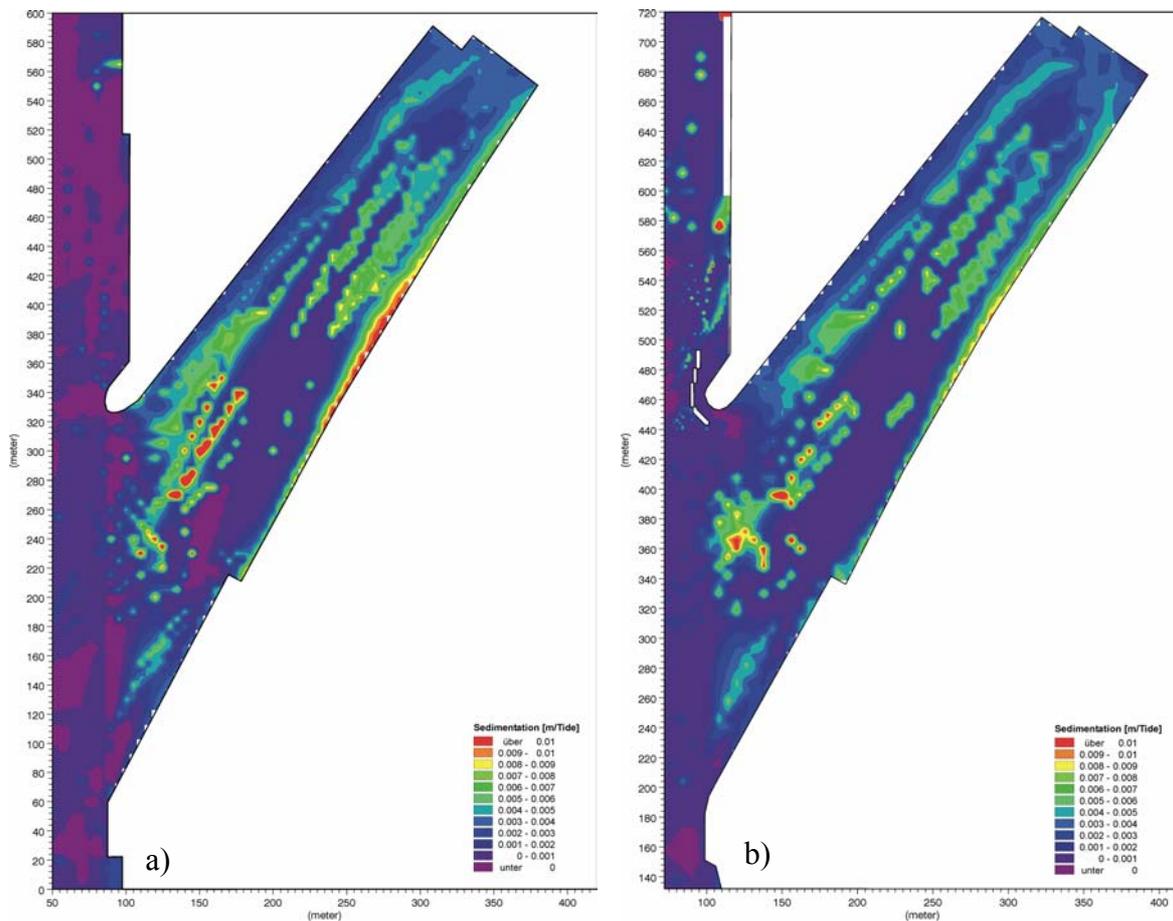


Abb. 11.2.2-3: Sedimentationshöhen im Vorhafen zur Nordschleuse in Bremerhaven a) im Ausgangszustand und b) im zweiten Anwendungsbeispiel (Umlenkwand und Sohlschwelle)

### 11.2.3 Anwendungsbeispiel 3 (Sohlsprung)

Im dritten Anwendungsbeispiel sollen mit Hilfe eines Sohlsprunges die sohnah transportierten Sedimente in der Weser gehalten werden. Der Sohlsprung hat eine Höhe bis zu 3,5 m und gibt den natürlichen Unterschied zwischen Hafen und Fluss wieder. Dieser ursprünglich deutlich angeschrägte Übergang zwischen Hafen und Fluss wurde durch Änderungen in der Bathymetrie in einen nahezu senkrechten Übergang umgewandelt. Im oberstromigen Bereich der Hafeneinfahrt wurde dazu die Wassertiefe der Weser vergrößert und auf das umgebende Niveau gebracht (Abb. 11.2.3-1).

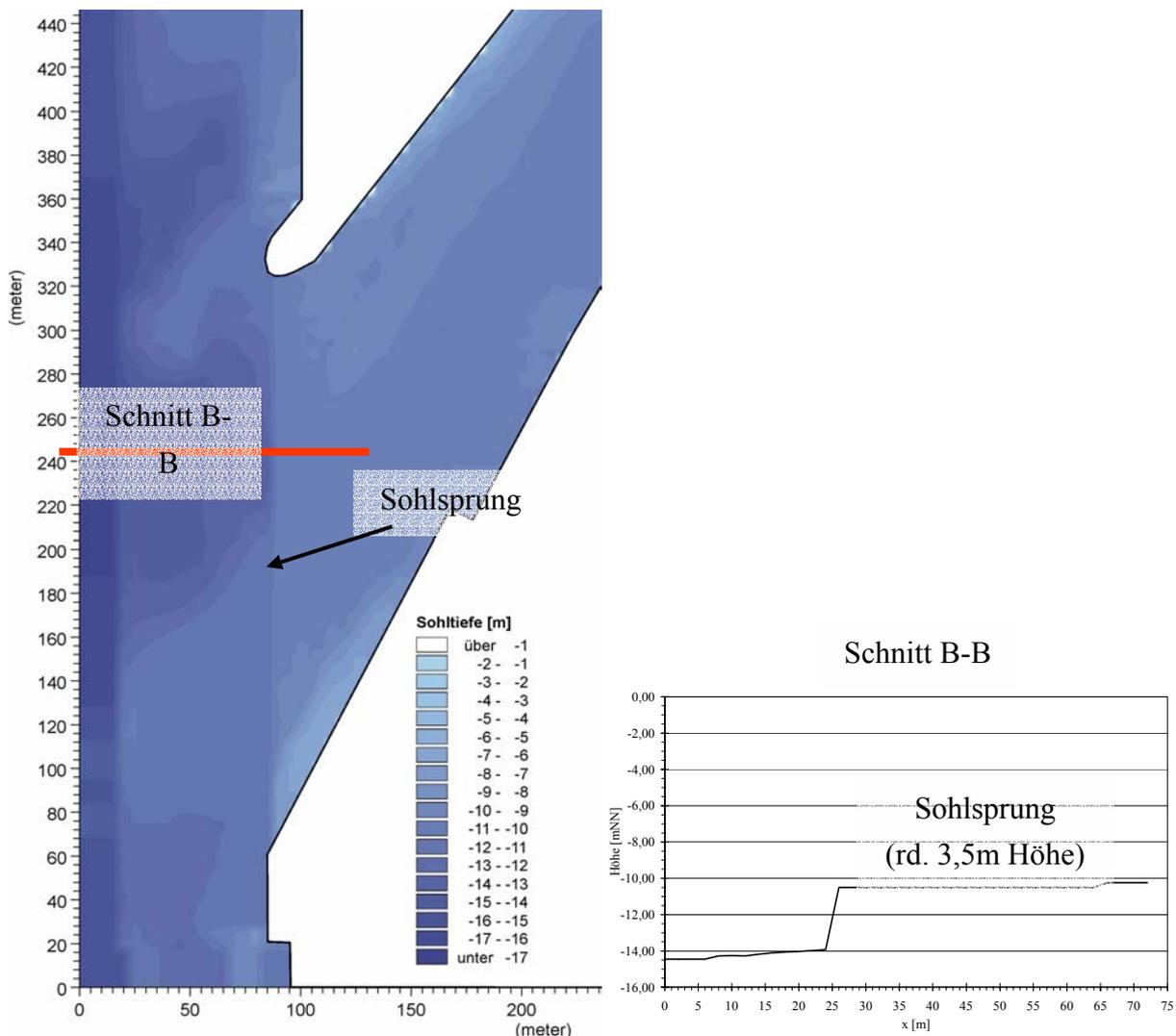


Abb. 11.2.3-1: Modifizierte Bathymetrie mit Sohlsprung für das dritte Anwendungsbeispiel

Die Strömungsgeschwindigkeiten und -richtungen sind bei Flut- und Ebbestrom nahezu identisch. Auch der Salzgehalt im Hafen ist annähernd identisch (Abb. 11.2.3-2). Der Wasseraus-

tausch zwischen Hafen und Weser verringert sich um rd. 4% auf rd. 3,6 Mio. m<sup>3</sup>/Tide. Diese Reduzierung resultiert vorrangig aus der Verminderung der Wassertiefe im Bereich der Hafeneinfahrt.

Die mittlere Sedimentationshöhe nimmt um ca. 8% auf 2,8 mm/Tide ab. Vorrangig in der Einfahrt hat sich die Sedimentationshöhe verändert (Abb. 11.2.3-3). Der Sohl sprung vermindert während des Flutstromes den Eintrag des sohn nahen, schwebstoffhaltigen Wassers, so dass hier die Reduzierung der Sedimentationshöhe größer ausfällt, als die Reduzierung der Austauschwassermenge.

In diesem Anwendungsbeispiel konnte durch die Sohl schwelle im Verhältnis zur Reduktion des Durchflusses eine größere Verminderung der mittleren Sedimentationshöhe im Hafen erreicht werden.

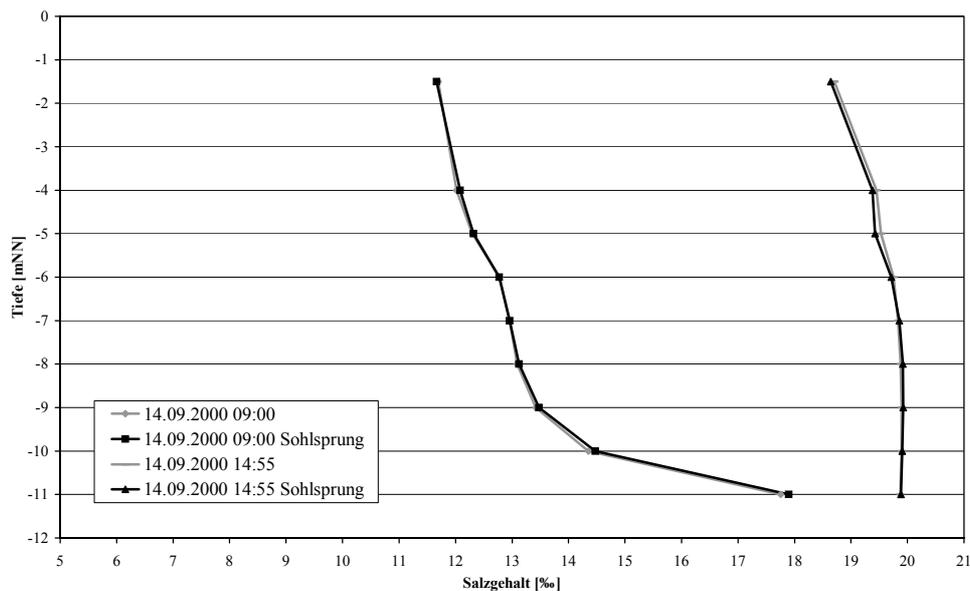


Abb. 11.2.3-2: Variation des Salzgehaltes in der Mitte des Vorhafens zur Nordschleuse über die Tiefe bei Tnw (14.09.00, 09:00 Uhr) und Thw (14.09.00, 14:55 Uhr), schwarz: mit Sohl sprung, grau: Ausgangszustand

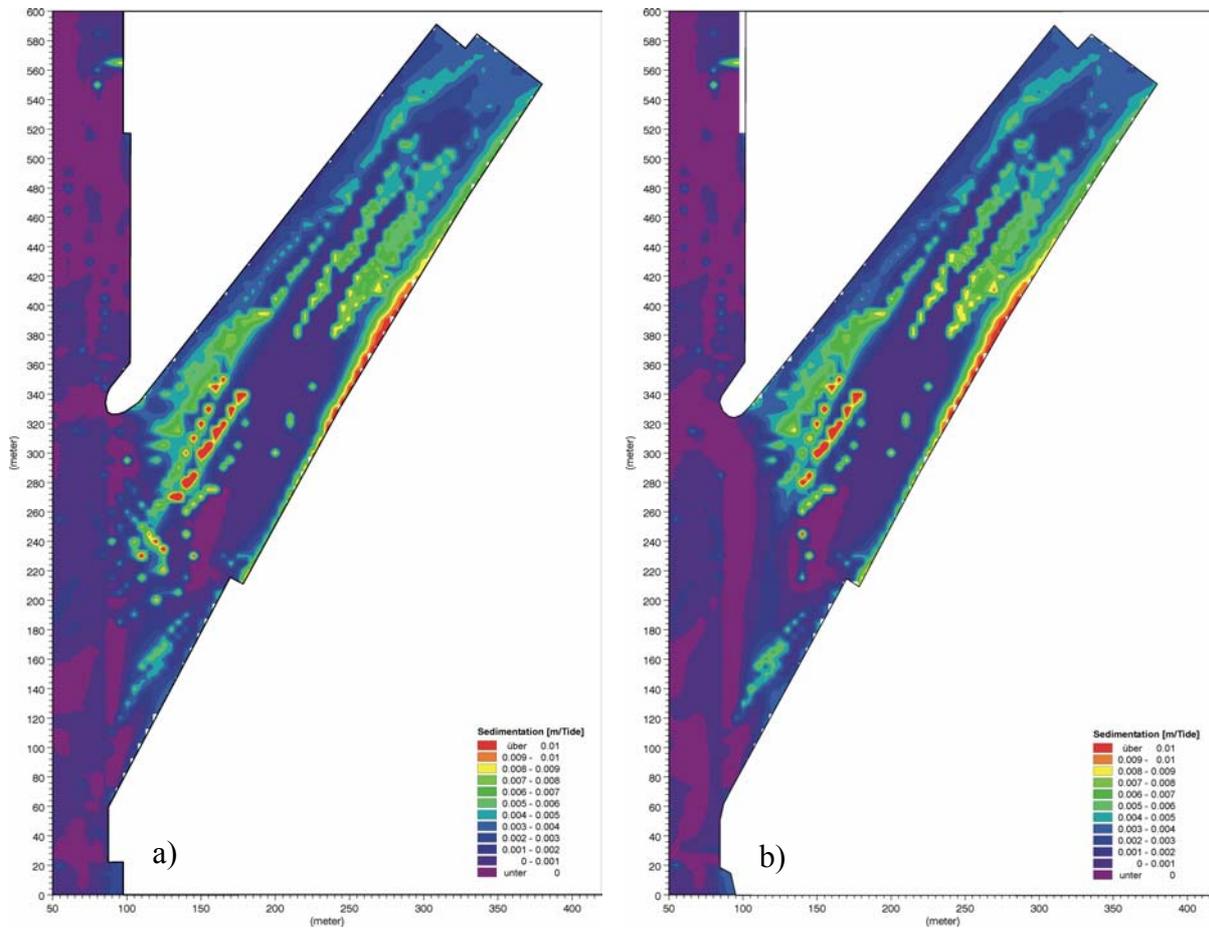


Abb. 11.2.3-3: Sedimentationshöhen im Vorhafen zur Nordschleuse in Bremerhaven a) im Ausgangszustand und b) im dritten Anwendungsbeispiel (Sohlsprung)

#### 11.2.4 Anwendungsbeispiel 4 (Umlenkwand und Sohlschwelle und Sohl sprung)

Dieses Anwendungsbeispiel ist eine Kombination aus der Umlenk wand (Anwendungsbeispiel 2, Kap. 11.2.2) und dem Sohl sprung (Anwendungsbeispiel 3, Kap. 11.2.3) (Abb. 11.2.4-1). Der Bereich der Umlenk wand wurde zur Berechnung der maßgebenden Effekte wieder mit einem Gitter mit  $\Delta x = \Delta y = 2\text{m}$  aufgelöst.

Die Geschwindigkeiten im Hafen sind in der Nähe der Oberfläche etwas größer und an der Sohle etwas geringer als im Anwendungsbeispiel 2 mit Umlenk wand. Bei den Strömungsrichtungen sind keine Änderungen zu erkennen.

Die Verteilung des Salzgehaltes über die Tiefe ist vergleichbar mit dem Ausgangszustand (Abb. 11.2.4-2). Die Differenz zwischen  $T_{nw}$  und  $T_{hw}$  ist um rd. 0,25 % geringer als im

Ausgangszustand und somit vergleichbar mit dem Ergebnis aus Kap. 11.2.2. Der Wasseraustausch verringert sich um rd. 17 % auf 3,1 Mio. m<sup>3</sup>. Die Reduktion ist größer als die Summe der in den Anwendungsbeispielen 2 und 3 einzeln erzielten Verminderungen.

Die mittlere Sedimentationshöhe reduziert sich um rd. 9 % auf 2,76 mm. Die Abnahme der Sedimentation erfolgt vorrangig im Einfahrtsbereich. Im rückwärtigen Bereich des Hafens und an der oberstromigen Ecke des Hafens am Übergang zur Weser lagert sich mehr Sediment ab (Abb. 11.2.4-3).

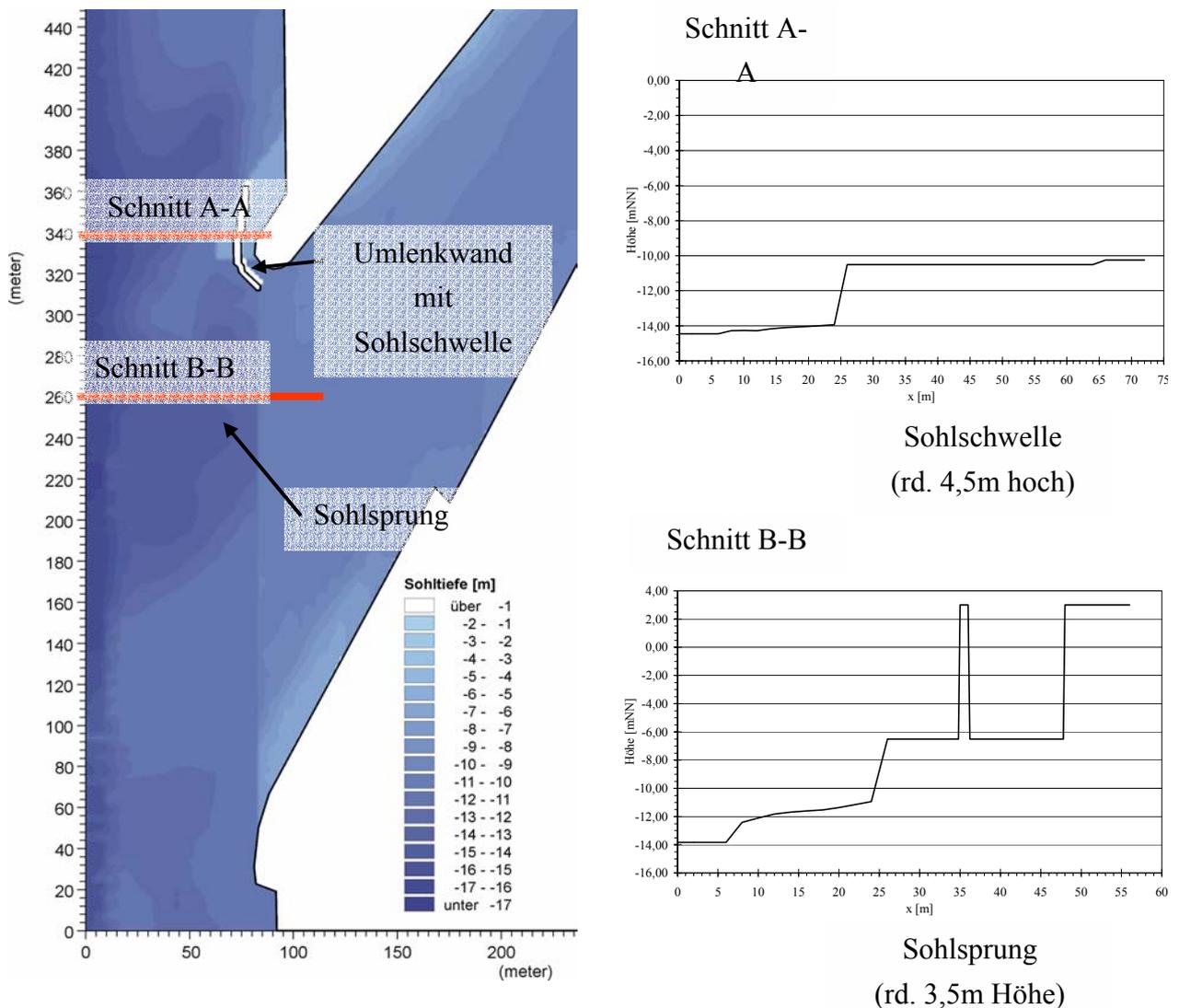


Abb. 11.2.4-1: Modifizierte Bathymetrie mit Umlenkwand, Sohlschwelle und Sohlsprung für das vierte Anwendungsbeispiel

C. Zimmermann, A. Matheja, O. Stoschek, J. Geils

BMBF-Vorhaben: Sedimentation in brackwasserbeeinflussten Vorhäfen: Minimierung der Sedimentation Seite 11-17

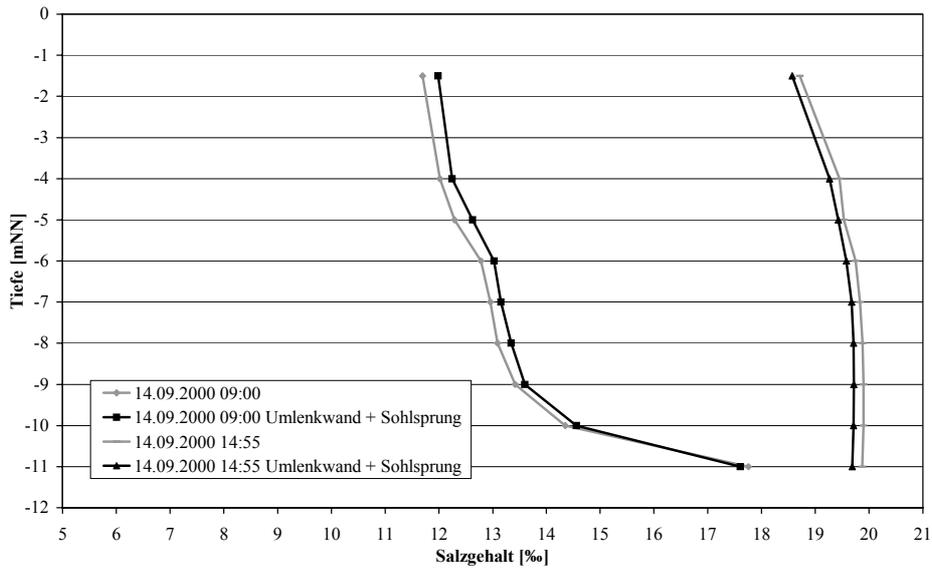


Abb. 11.2.4-2: Variation des Salzgehaltes in der Mitte des Vorhafens zur Nordschleuse über die Tiefe bei Thw (14.09.00, 09:00 Uhr) und Thw (14.09.00, 14:55 Uhr), schwarz: mit Umlenk wand, Sohl schwelle und Sohl sprung, grau: Ausgangszustand

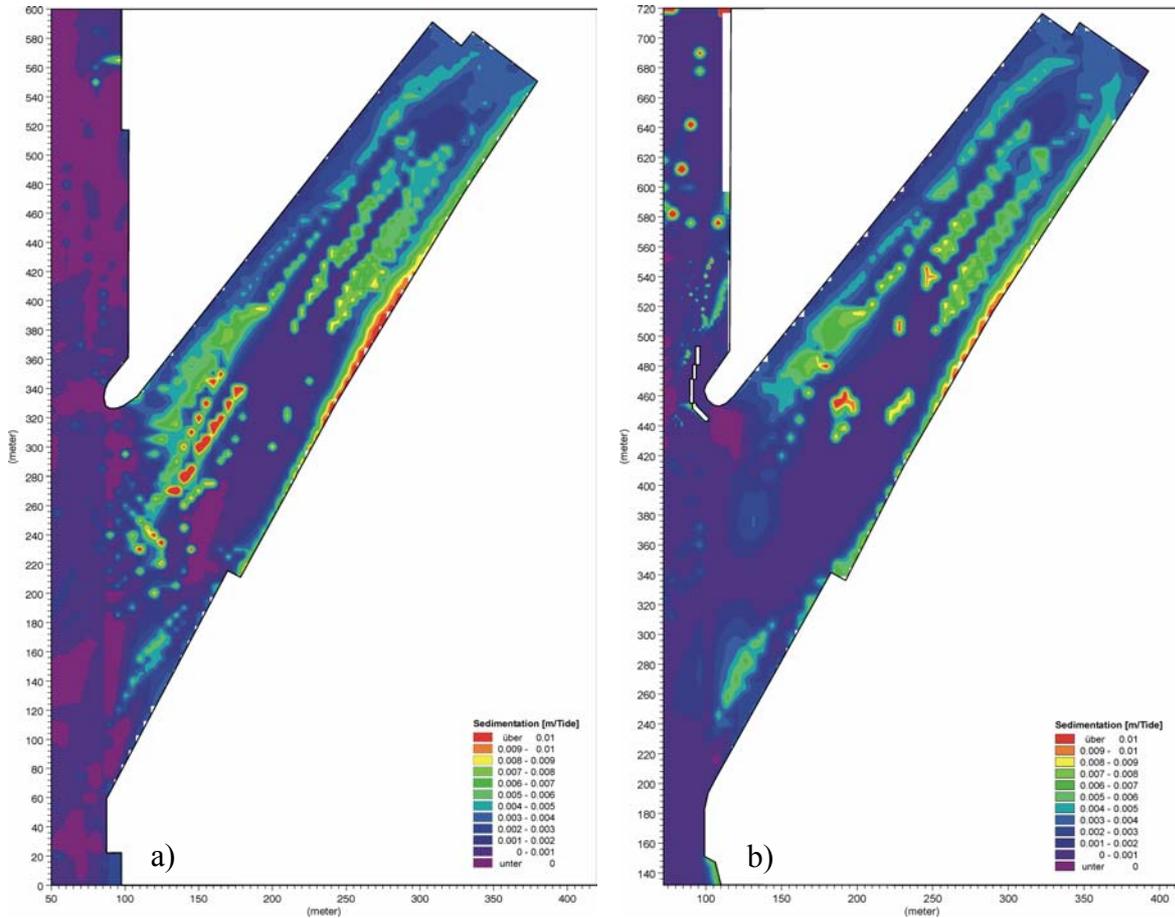


Abb. 11.2.4-3: Sedimentationshöhen im Vorhafen zur Nordschleuse in Bremerhaven a) im Ausgangszustand und b) im vierten Anwendungsbeispiel (Umlenk wand und Sohl sprung)

Die Kombination aus zwei Maßnahmen ergibt, wie bereits in Kap. 3.4.4 beschreiben, nicht die Summe der Änderungen aus den beiden Anwendungsbeispielen. Dennoch konnte die Sedimentation im Hafen weiter verringert werden.

### 11.3 Zusammenfassung und Vergleich der Ergebnisse der Maßnahmen zur Einschränkung der Sedimentation

Für die oben aufgeführten Maßnahmen zur Einschränkung der Sedimentation konnte für jedes Anwendungsbeispiel eine Reduktion des Wasseraustausches (Tafel 11.3-1) und der mittleren Sedimentationshöhe (Tafel 11.3-2) in den Häfen nachgewiesen werden. Eine universelle Abhängigkeit der mittleren Sedimentationshöhe im Hafen von der Austauschwassermenge zwischen Hafen und Weser ist, wie in Kap. 9 bereits erläutert, auch hier nicht vorhanden.

Anwendungsbeispiel	Wasseraustausch [m <sup>3</sup> /Tide]	Änderung [%]
Ausgangszustand	3751676	
Verringerte Einfahrtsbreite	2860040	-23,8%
Umlenkwand	3382488	-9,8%
Sohlsprung	3613193	-3,7%
Umlenkwand und Sohlsprung	3116604	-16,9%

Tafel 11.3-1: Austauschwassermenge zwischen Hafen und Weser in den Anwendungsbeispielen und Änderung gegenüber dem Ausgangszustand

Anwendungsbeispiel	Sedimentationshöhe [mm/Tide]	Änderung [%]
Ausgangszustand	3,04	
Verringerte Einfahrtsbreite	2,91	-4,5%
Umlenkwand	2,90	-4,8%
Sohlsprung	2,81	-7,6%
Umlenkwand und Sohlsprung	2,76	-9,1%

Tafel 11.3-2: Sedimentationshöhen in den Anwendungsbeispielen und Änderung gegenüber dem Ausgangszustand

Bei allen untersuchten Anwendungsbeispielen hat sich die Strömung und die Dichtedifferenz zwischen Thw und Tnw nur geringfügig verändert. Diese geringen Änderungen rufen zum Teil sehr deutliche Änderungen bei den Austauschwassermengen hervor. Durch den reduzierten Wasseraustausch wird weniger Material zwischen Fluss und Hafen ausgetauscht. Im ersten Anwendungsbeispiel (verringerte Einfahrtsbreite) haben sich z.B. die Geschwindigkeiten im Hafen derart verändert, dass sich, bei reduziertem Wasseraustausch, im Einfahrtsbereich mehr Sediment als im Ausgangszustand abgelagert. Dieses Sediment wird jedoch nicht mehr bis

in die hinteren Bereiche des Hafens transportiert und führt dort zur Verminderung der mittleren Sedimentationshöhe.

Die Umlenk wand bewirkt eine Reduzierung der Austauschwassermenge und im geringeren Maße auch der mittleren Sedimentationshöhe im Hafen. Aufgabe der Umlenk wand ist die tidebedingte Wassermenge zum Füllen des Hafens aus den oberflächennahen Wasserschichten in den Hafen umzuleiten. Dieses Ziel wird mit der hier verwendeten Umlenk wand nicht vollständig erreicht. Mit einer Verbreiterung der Öffnung zwischen Umlenk wand und Spund wand kann dieses Ziel erreicht werden. Es ist zu erwarten, dass die mittleren Sedimentationshöhe weiter abnimmt. In Kombination mit der Sohlschwelle kann die Reduktion der mittleren Sedimentationshöhe verstärkt werden.

## 12 Zusammenfassung und Ausblick

Mit dem Bescheid vom 05.05.2000 (Geschäftszeichen: 416-40003-03KIS020) des BUNDESMINISTERIUMS FÜR BILDUNG UND FORSCHUNG (BMBF) erhielt das FRANZIUS-INSTITUT FÜR WASSERBAU UND KÜSTENINGENIEURWESEN DER UNIVERSITÄT HANNOVER innerhalb des Projektes "Sedimentation in brackwasserbeeinflussten Vorhäfen" eine Zuwendung für die Bearbeitung des Vorhabens "Maßnahmen zur Minimierung von Sedimentationen im Bereich brackwasserbeeinflusster Vorhäfen".

Das Verbundforschungsvorhaben wurde durch das FRANZIUS-INSTITUT koordiniert. Es unterteilte sich in die Vorhaben „Hydrodynamische und morphologische Vorgänge in brackwasserbeeinflussten Vorhäfen“ des INSTITUTES FÜR WASSERBAU DER HOCHSCHULE BREMEN und „Maßnahmen zur Minimierung der Sedimentation im Bereich brackwasserbeeinflusster Vorhäfen“ des FRANZIUS-INSTITUTES.

Übergeordnetes Ziel des Vorhabens war es, eine wissenschaftlich fundierte Antwort auf die Frage zu erhalten, ob und bei welchen hydrodynamischen und sedimentologischen Randbedingungen Maßnahmen zur Minimierung von Sedimentationen (Feinstsedimente) im Bereich brackwasserbeeinflusster Vorhäfen in welcher Form nutzbringend sind.

In diesem Zusammenhang sollte auch der Frage nach Herkunft, Eintragspfad, jahreszeitlicher Verteilung des Eintrags, Fraktionierung und Eintragsmengen von Feinstsedimenten nachgegangen werden.

Für die Entwicklung geeigneter Maßnahmen waren die ‘Ursache-Wirkungsbeziehungen’ der Sedimentations- und Umlagerungsprozesse innerhalb der Vorhafenbereiche zu untersuchen.

Die Sinkgeschwindigkeiten von Feinstsedimenten werden durch die Salzkonzentration maßgeblich beeinflusst (Laborversuche von KRONE, 1992). Dem Einfluss der Brackwasserzone im unterstromigen Bereich von Tideästuarien kam somit eine besondere Bedeutung zu, da das saline Milieu gerade im Vorhafenbereich zu dreidimensionalen Strömungsvorgängen führt (Dichteeffekt) und den Absetzvorgang von Feinstsedimenten maßgebend beeinflusst.

Zu diesem Zweck sollten am Beispiel zweier ausgewählter Vorhäfen mit Hilfe eines etablierten numerischen Modells (MIKE 3), das für ähnliche Fragestellungen bereits validiert wurde, Untersuchungsstrategien erarbeitet werden, die auf andere Vorhäfen der deutschen Nordseeküste übertragbar sein sollen. Diese als systemanalytischer Ansatz konzipierten Validie-

rungsstudien für den o.g. speziellen Anwendungsfall, sollten durch Naturmessungen abgesichert werden, welche die bereits vorhandene Datengrundlage sinnvoll ergänzen sollten.

Innerhalb des BMBF-Vorhabens „Maßnahmen zur Minimierung von Sedimentationen im Bereich brackwasserbeeinflusster Vorhäfen“ wurden im Berichtszeitraum durch das FRANZIUS-INSTITUT FÜR WASSERBAU UND KÜSTENINGENIEURWESEN zunächst im Rahmen einer Problemanalyse die für die Spezifizierung der Randbedingungen notwendigen Eingangsgrößen festgelegt.

Für die Untersuchungsgebiete in Emden und Bremerhaven wurden die für die Untersuchungen und den Aufbau der numerischen Modelle notwendigen Daten beschafft und analysiert, um die Möglichkeiten der späteren Modellierung abschätzen zu können.

In Zusammenarbeit mit dem INSTITUT FÜR WASSERBAU DER HOCHSCHULE BREMEN wurden geeignete Messprogramme für beide Untersuchungsgebiete konzipiert und während der Umsetzung begleitet.

Die innerhalb der verwendeten Programmsysteme MIKE21<sup>®</sup> und MIKE3<sup>®</sup> implementierten theoretischen Ansätze, die im Zuge der weiteren Projektbearbeitung auf ihre Anwendbarkeit hin beurteilt werden sollten, wurden dokumentiert.

Für beide Untersuchungsgebiete wurden entsprechende Modellkonzepte für die Modellierung der für die Sedimentation in Vorhäfen maßgebenden Prozessabläufe entwickelt. In diesem Zusammenhang wurden für beide Anwendungsbeispiele umgebende Regionalmodelle (2D) aufgebaut, um die regionalen Strömungszustände in den jeweiligen Untersuchungsgebieten beschreiben zu können, maßgebende Einflüsse spezifizierbar zu machen und späterhin Randbedingungen für die in der folgenden Projektphase aufzubauenden Detailmodelle (3D) ableiten zu können. Die Kalibrierung und Validierung der hydrodynamischen Regionalmodelle konnte abgeschlossen werden. Die erzielten Genauigkeiten reichten aus, um im weiteren Verlauf des Projektes die im Zuge der Maßnahmenentwicklung zur Minimierung der Sedimentation notwendigen Variationen der hydrologischen Randbedingungen in ihren Auswirkungen im regionalen Zusammenhang beurteilen zu können.

Die 2D-Regionalmodelle wurden in 3D-Regionalmodelle überführt. Die Untersuchungen wurden jedoch nur für das Anwendungsbeispiel Bremerhaven weitergeführt, da die Qualität der verfügbaren Naturmessungen für das Anwendungsbeispiel Emden nicht ausreichte, um das dreidimensionale Detailmodell zu kalibrieren.

Anhand der durch das INSTITUT FÜR WASSERBAU DER HOCHSCHULE BREMEN durchgeführten Messungen (vornehmlich ADCP-Messungen) wurden diese hydrodynamischen Modelle einer neuerlichen Bewertung unterzogen. Der durchgeführte Vergleich zeigte, dass die angewandten numerischen Verfahren geeignet sind, die durch eine Überlagerung von Tide-, Strömungs- und Dichteeffekten hydrodynamischen Zustände zu reproduzieren.

Für den Bereich der Ems muss jedoch konstatiert werden, dass ADCP-Messungen nicht immer möglich sind. Dies zeigt deutlich die Grenzen der verfügbaren Messtechnik auf. Zukünftig sind hier Weiterentwicklungen der Gerätetechnik notwendig, um auch Bereiche mit ausgeprägter Fluid-Mud Problematik untersuchen zu können.

Nach wie vor bestehen Differenzen zwischen gemessenen und berechneten Strömungsgeschwindigkeiten. Es ist aus heutiger Sicht nicht eindeutig zuzuordnen, ob diese Abweichungen aus Messfehlern resultieren oder dem numerischen Verfahren zuzuordnen sind.

In diesem Zusammenhang ist auch anzumerken, dass der Einsteuerung des Salzgehaltes eine besondere Bedeutung zukommt. Durch das Fehlen entsprechender tiefenabhängiger Messwerte und die demzufolge schwache Absicherung der offenen Modellränder, konnten die einzusteuernden Salzgehalte nur aus Punktmessungen in fester Tiefenlage angestetzt werden. Hierfür standen an den Modellgrenzen nur einzelne Messpunkte zur Verfügung. Der hierdurch eingeführte systematische Fehler ist nach heutigem Kenntnisstand nicht vernachlässigbar. Ideal wäre eine tiefen- und tidezeitabhängige Vorgabe des Salzgehaltes an mehreren Messpunkten entlang der Modellränder.

Für den Vergleich der Berechnungs- und Messergebnisse (ADCP-Messungen) wurde das Software-Programm DATATOOL entwickelt. Durch die hohe Auflösung in Raum und Zeit steht zukünftig ein qualitativ hochwertiges Werkzeug zur Verfügung, dessen Anwendung im Forschungsvorhaben bereits vielversprechende Einsichten in die ablaufenden Strömungsprozesse gewährte.

Im letzten Jahr des Forschungsvorhabens wurden verschiedene Maßnahmen untersucht, die eine Minderung der in den Vorhäfen offensichtlichen Sedimentationen erwarten lassen.

Die Ergebnispräsentation des Verbundforschungsprojektes „Sedimentation in brackwasserbeeinflussten Vorhäfen“ und die anschließende Diskussion mit den Fachgutachtern haben den

weiteren Forschungsbedarf erkennbar werden lassen. Dieser Forschungsbedarf soll hier kurz zusammengefasst werden:

1. Numerische Modelle haben gegenüber Naturmessungen, neben dem Vorteil von Prognoserechnungen, eine wesentlich höhere Informationsdichte (Raum-Zeit-Auflösung) und ermöglichen einen detaillierten Vergleich mit Naturmessungen und eine genaue Betrachtung der Austauschvorgänge zwischen Hafen und Fluss. Dies erlaubt Rückschlüsse auf morphodynamischen Vorgänge im Hafen. Die Untersuchungen haben jedoch gezeigt, dass strenge Kausalbeziehungen zwischen Austauschwassermenge und Sedimentationsmenge nicht bestehen bzw. nicht entwickelt werden konnten.
2. Es ist entscheidend, mit welcher **Genauigkeit die Dichteschichtung (horizontale Trennfläche zwischen Ein- und Ausstrom) im Einfahrtsbereich und die Lage der vertikalen Trennfläche** prognostiziert werden können. Für diese Untersuchung wären die bereits vorhandenen Modelle mit einer wesentlich höheren vertikalen Auflösung (eventuell mit Verdichtung im Sohlbereich und/oder in der obersten Schicht) zu betreiben. Dies konnte aufgrund der langen Rechenzeiten im abgelaufenen Projekt nicht bewerkstelligt werden.
3. Die Genauigkeit der Berechnungen könnte durch einen genaueren Abgleich mit ADCP-Messungen unter Hinzuziehung neuer Messungen weiter gesteigert werden. Durch eine **Ausweitung der ADCP-Messungen in den angrenzenden Fluss und das Ästuar** könnte die Aussagegenauigkeit stark verbessert werden.
4. Eine **Verbesserung der Randbelegung** (variabler Salzgehalt über die Tiefe) für die naturähnliche Abbildung der hydrodynamischen Prozesse ist entscheidend. Hierfür wären ergänzende Naturmessungen durchzuführen bzw. schon vorhandene Messungen der BAW (Stichwort: Synoptische Vermessung der Außen Weser und Jade) auszuwerten und zu integrieren.
5. Im Hinblick auf möglichen Umlagerungen von Sedimenten in Häfen und den angrenzenden Flüssen und Wattgebieten können **Extremereignisse** (hohes Oberwasser, Sturmflutwasserstände) von großer Bedeutung sein. In den stadtbremischen Häfen z.B. erhöht sich die Sedimentation während extrem hoher Oberwasserzustände auf das 5-fache der normalen Sedimentationsmenge pro Tide. Die bislang gewonnenen Erkenntnisse in der Weser bei Bremerhaven sollten daher durch eine Extremwertbetrachtung erweitert werden.
6. Die **Transportdynamik im angrenzenden Fluss und den vorgelagerten Wattgebieten** ist noch nicht ausreichend genau erfasst worden. Hierfür sollten ergänzende Messungen durchgeführt werden und inzwischen durchgeführte Untersuchungen zur Stabilität der Watten ausgewertet werden.
7. Der **Eintrag von Sedimenten über die Modellränder** musste abgeschätzt werden. Der Anwendungsfall „Bremerhaven“ hat Grenzen der numerischen Sedimenttransportmodellie-

nung aufgezeigt. Die Randbedingungen, wie z.B. Schwebstoffkonzentration, dessen Verteilung über die Tiefe und die zeitliche Änderung, konnten lediglich aus der Literatur abgeschätzt werden.

8. Die **Sedimenteigenschaften** konnten nur als Schätzwerte bestimmt werden. Eine Verbesserung der Randbedingungen und die direkte Ermittlung von Sedimenteigenschaften würden eine signifikante Verbesserung der morphodynamischen Modellierung ergeben.
9. Die **Modellierung von Strukturen** (z.B. Current Deflection Wall – CDW) erfordert eine wesentlich höhere Modellauflösung und u.U. den Einsatz einer anderen Modelltechnik mit unstrukturiertem Gitter. Obwohl innerhalb des abgelaufenen Vorhabens die CDW als geeignete Maßnahme zur Minimierung der Sedimentation identifiziert werden konnte, kann z.Zt. noch keine Aussage über ihre genaue Funktionsweise gemacht werden. Hierfür wären ergänzende Untersuchungen durchzuführen.
10. Die **Überprüfung der erarbeiteten Ansätze** zur Bestimmung der auftretenden Sedimentationen anhand weiterer Anwendungsfälle (z.B. Brunsbüttel) erscheint notwendig, da z.Zt. eine einfache Übertragung der Ergebnisse nicht möglich ist.
11. Der Abgleich der Ergebnisse einer morphodynamischen Berechnung mit der Natur sollte vorrangig über die Ermittlung der Sedimentationshöhen erfolgen. Hierzu sind **Langzeitsimulationen** mit ungestörten Referenzflächen zum Abgleich dieser Ergebnisse notwendig. Bisher gibt es keine Möglichkeit solch eine quantitative Aussage über die Sedimentation in einem brackwasserbeeinflussten Modellgebiet zu treffen.
12. Im Vorhaben „Sedimentation in brackwasserbeeinflussten Vorhäfen“ wurden die Strömungen im Hafen anhand eines numerischen Modells beschrieben und in allen Tidephasen analysiert. Die hierfür notwendigen **Werkzeuge (DATA Tool) wären weiterzuentwickeln**.

Um die o.g. Fragen einer schnellstmöglichen Klärung zuzuführen, werden die Partner des Verbundforschungsvorhaben ein neues Vorhaben mit o.g. Zielsetzungen beantragen. Die Erfolgsaussichten eines derartigen Vorhabens sind sehr gut, da wichtige Erkenntnisse jetzt vorliegen. Es ist sehr wahrscheinlich, dass die bereits erarbeiteten Maßnahmen zur Minimierung der Sedimentation in einem derartigen Vorhaben weiter verbessert werden können und die Untersuchungsergebnisse durch weitere Naturmessungen verbessert und abgesichert werden.

Hierdurch könnten viele der o.g. Unsicherheiten abschließend ausgeräumt werden und Gewissheit über grundlegende Wirkungszusammenhänge, auch des regionalen Sedimenttransportgeschehens, geschaffen werden.

Das Vorhaben hat gezeigt, dass eine Minimierung der Sedimentation im Bereich brackwasserbeeinflusster Vorhäfen möglich ist.

Entscheidend wird es sein, die erarbeiteten Ergebnisse für die Anwendung in der Praxis durch Aufzeigen der Wirkungszusammenhänge abzusichern.

### 13. Schrifttum

- ABBOTT, M.B.  
ET AL. Modelling Circulations in Depth-Integrated Flows. Part 1: The Accumulation of the Evidence.  
J. of Hydraulic Research, Jg. 23, H. 4, 1985.
- ABDEL-MAWLA, S. Deposition and Bed Density Development of Coesive Sediment Under Waves  
Suez Canal University – Faculty of Engineering – Port-Said  
Egypt, 1998.
- ALEXIS, A. ET AL. Consolidation des Sediments cohesifs: Unification des Theories, Modelisation Numerique et Experitations In situ.  
Collection de Notes internes de la Direction des Etudes et Recherches, Electricité de France (EDF), 1993.
- BAGNOLD, R.A. The Flow of Cohesionless Grain in Fluids.  
Phil. Trans. Roy. Soc., A 964, 1956.
- BARG, G. Untersuchungen über Salzgehaltsverteilungen in Brackwassergebieten von Tideflüssen am Beispiel der Unterweser.  
Mitteilungen des Franzius-Institutes, Heft 49, Hannover, 1979.
- BEEN, K.  
SILLS, G.C. Self-weight consolidation of Soft Soils: An Experiment and Theoretical Study.  
Geotechnique, Jg. 31, H. 4, 1983.
- BOOIJ, R. „Measurement of the exchange between river and harbour”, Report No. 9-86, Department of Civil Engineering, Delft University of Technology, 1986
- BOUSSINESQ, J. „Essai sur la théorie des aux courant“, Mem. prés. pardiv. savant á l’academie Sciences, Paris, No 23, 1877
- BRINKMANN, B. „Ein Beitrag zur Bestimmung des Wasseraustausches zwischen Fluß und Hafen in Tidegebieten“, Mitteilungen des Franzius-Institutes, Universität Hannover, Heft 70, 1990
- BROWN, G.L.;  
ROSHKO, A. “On density Effects and large structure in turbulent mixing layers”, Journal of Fluid Mechanics, Vol. 64, Part4, 1974
- BURT, N.T. Field Settling Velocities of Estuary Muds.  
In: Mehta, A.J. (Hrsg.): Estuarine Cohesive Sediment Dynamics, Lecture Notes Coastal Estuarine Studies, Nr. 14, Springer-Verlag, 1986.

- CHORIN, A.J. A Numerical Method for Solving Incompressible Viscous Flow Problems.  
Journal of Computational Physics, Vol. 2, 1967.
- CHRISTIANSEN, H. "New insights on mud formation and sedimentation processes in tidal harbours", Proceedings of the Conference on Coastal & Port Engineering in Developing Countries (COPEDEC), Vol. 2, Group D, 1987
- CHU, V.H.;  
BABARUTSI, S. Confinement and bed-friction effects in shallow turbulent mixing layers.  
Journal of Hydraulic Engineering, Vol 114, No.10, 1988
- DANISH HYDRAULIC INSTITUTE MIKE21: Coastal Hydraulics and Oceanography; Hydrodynamic Module. Release 2.7, User Guide and Reference Manual.  
Horsholm, Dänemark, 1998.
- DANISH HYDRAULIC INSTITUTE MIKE3: Estuarine and Coastal Hydraulics and Oceanography. Hydrodynamic Module. Release 2.7. User Guide and Reference Manual.  
Horsholm, Dänemark, 1998.
- DAVIES, J.T. „Turbulence Phenomena“, Academic Press, New York, 1972
- DELFT HYDRAULICS "Harbour Studies: study of the influence of a harbour on the state of salinity in the river and the exchange between harbour and river", Report No. M896-36, Delft, Niederlande, 1977
- DELO, E.A.;  
OCKENDEN, M.C. "Estuarine Mud manual", HR Wallingford, Report SR309, 1992
- DURSTHOFF, W. „Über den quantitativen Wasseraustausch zwischen Fluß und Hafen“, Mitteilungen des Franzius-Institutes, Universität Hannover, Heft 34, 1970
- DVWK Numerische Modelle von Flüssen, Seen und Küstengewässern.  
Workshop des DVWK-Ausschusses „Numerische und Experimentelle Hydraulik“, 23.-24.09.1996, Hannover, 1996.
- DYER, K.R. Coastal and Estuarine Sediment Dynamics.  
John Wiley & Sons, Chichester, New York, Brisbane, Toronto, Singapore, 1986.
- ECKHOLD, J.-P.;  
JÜRGENS, H.-H.;  
WATERMÜLDER, L. Unterhaltungskonzept Ems  
Hansa, 137. Jahrgang, Nr. 6, 2000.

- EINSTEIN, H.A. The Bed-Load Function for Sediment Transportation in Open Channel Flows.  
Technical Bulletin No. 1026, U.S. Department of Agriculture, Washington D.C., 1950.
- EKEBJAERG, L. UND P. JUSTESEN An Explicit Scheme for Advection-Diffusion Modelling in Two Dimensions.  
Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, Jg. 88, H.3, 1991.
- ELDER, J.W. The Dispersion of a Marked Fluid in a Turbulent Shear Flow.  
J. Fluid Mech., H. 5, 1959.
- ENGELUND, F. UND J. FREDSE. A sediment transport model for straight alluvial channels.  
Nordic Hydrology, Vol. 7, 1976.
- ERTEL, H. „Tensorielle Theorie der Turbulenz“, Annalen der Hydrographie und Maritimen Meteorologen, Jg. 65, Heft 5, 1937
- EYSINK, W.D. “Sedimentation in Harbours basins. Small density differences may cause serious effects”, Publications No. 417, Delft Hydraulics, 1989
- FAVEJEE, J.C.L. On the origin of the mud deposits in the Ems-Estuary  
Symposium Ems-Estuarium, 1960.
- FRANZIUS-INSTITUT „Modellversuche für Baumaßnahmen an der Einfahrt des Europahafens - Untersuchungen der Sedimentrelevanten Strömungsverhältnisse -“, Hannover, 1989a, unveröffentlicht
- FRANZIUS-INSTITUT „Hydraulische Modellversuche für den Vorhafen der Seeschleuse in Wilhelmshaven“, Hannover, 1989b, unveröffentlicht
- FRANZIUS-INSTITUT „Maßnahmen zur Reduzierung von Sedimentation und Baggermengen im Neustädter Hafen in der Hafengruppe Bremen“, Hannover, 1999, unveröffentlicht
- FRANZIUS-INSTITUT „Maßnahmen zur Reduzierung von Sedimentation und Baggermengen im Neustädter Hafen in der Hafengruppe Bremen“, Zusätzliche Untersuchungen, Hannover, 2000, unveröffentlicht
- FREDSE, F. UND R. DEIGAARD Mechanics of Coastal Sediment Transport.  
Advanced Series on Ocean Eng., Vol. 3, 1992.
- GIBSON, R.E., ET AL. The Theory of One-Dimensional Consolidation of Saturated Clays.  
Geotechnique, Jg. 17, 1967.

- GLASGOW, L.A.  
UND R.H. LUECKE      Mechanisms of deaggregation for clay-polymer flocs in turbulent systems.  
Ind. Eng. Chem. Fundam., Vol. 19, 1980.
- GRABEMANN, I.;  
KRAUSE, G.            Transport Processes of Suspended Matter Derived From Time Series  
in a Tidal Estuary.  
Journal of Geophysical Research, Vol. 94, No. C10, 1989.
- GREISER, N.;  
GRESIKOWSKI, S.;  
HARMS, H.            Feststofftransport und Verschlickung im Emdener Hafen.  
Forschungsvorhaben, Universität Hamburg, 1992.
- GÜVEN, N.            Molecular Aspects of Clay-water Interactions.  
In: Güven, N./Pollastro, R.M. (Hrsg.): Clay-Water Interface and its  
Rheological Implications, H. 4, The Clay Mineral Society, 1992.
- HAMM, L. UND C.  
MIGNIOT            Elements of cohesive sediment deposition, consolidation and erosion.  
In: "Coastal, Estuarial and Harbour Engineers' Reference Book", Ab-  
bott M.B. and W.A. Price (Eds.), S. 93-106. 1993.
- HANSESTADT BRE-      Trübungsmessungen im Bereich der Nord- und Kaiserschleuse Bre-  
MISCHES HAFEN-      merhaven.  
AMT, BEZIRK BRE-      Ingenieurbüro Visscher, 1998, unveröffentlicht.  
MERHAVEN
- HAYTER, E.J.;  
METHA, A.J.            "Modelling of estuarial fine sediment transport for tracking pollutant  
movement", Final Report No. UFL/COEL-8L/009, University of Flor-  
ida, 1982
- INGBER, A.            „Walzenbildung im Hafenbecken unter stationären Strömungsbedin-  
gungen“, Diplomarbeit, unveröffentlicht, Franzius-Institut, Universität  
Hannover, 1985
- JAKOBSEN, F. UND      Material parameters and numerical simulations of flume experiments  
R. DEIGAARD          on cohesive sediment.  
Prog. Rep. 76, Dept. Hydrodyn. And Water Resources, Tech. Univ.  
Denmark, S. 11-25, 1996.
- JOBSON, H.E.;  
SAYRE, W.W.          "Vertical Transfer in Open Channel Flow", Journal of Hydr. Div.,  
ASCE, Bd. 96, HY, 1970
- KIRBY, R.            Suspended Fine Cohesive Sediment in the Severn Estuary and inner  
Bristol Channel.  
Report to United Kingdom Atomic Energy Authority, 1986.

- KIRBY, R. „Suspended Fine Cohesive Sediment in the Severn Estuary and inner Bristol Channel”, Report to United Kingdom Atomic Energy Authority, 1988
- KRONE, R.B. Flume Studies of the Transport of Sediment in Estuarial Shoaling Processes.  
Hydraulic Engineering and Sanitary Engineering Research Laboratory, University of California, Berkeley, 1962.
- KRONE, R.B. Sedimentation revisited.  
In: “Nearshore and Estuarine Cohesive Sediment Transport”, Mehta A.J. (Ed.), Coastal and Estuarine Studies 42, 1993.
- KYNCH, G.J. A Theory of Sedimentation.  
Transaction Faraday Society, Jg. 48, 1952.
- LAGALY, G. Grundzüge des rheologischen Verhaltens wässriger Tonmineraldispersionen.  
In: Lang, H.J. (Hrsg.): Tonmineralogie und Bodenmechanik, Eidgenössische Hochschule Zürich, 1988.
- LANGENDOEN, E.J. „Flow patterns and transport of dissolved matter in tidal harbours”, Communications on hydraulic and geotechnical engineering, TU Delft, Report 92-8, 1992
- LANGENDOEN, E.J.;  
KRANENBURG, C.;  
BOOIJ, R. „Flow patterns and exchange of matter in tidal harbours“, Journal of Hydraulic Research, Vol. 32, No. 2, 1994
- LAU, Y.L. UND B.G.  
KRISHNAPPEN Does reentrainment occur during cohesive sediment settling.  
J. of Hydraulic Engineering, Vol. 120, No. 2, 1994.
- LAUNDERS, B.E.  
UND D.B. SPALDING The Numerical Computation of Turbulent Flows.  
Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, H. 3, 1974, S. 269-289.
- LICK, W., ET AL. “Flocculation and its Effect in the Vertical Transport of Fine Grained Sediment”, In: Hart, B.T./Sly, P.G. (Hrsg): Sediment/Water Interactions, Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, Boston, London, 1992
- LICK, W., ET AL. “Flocculation and the Physical Properties of Floccs”, In: Mehta, A.J. (Hrsg.): Nearshore and Estuarine Cohesive Sediment Transport, American Geophysical Union, 1993
- LIEPMANN, W.;  
LAUFER, J. “Investigations of Free Turbulent Mixing”, National Advisory Committee for Aeronautics, Technical Note No. 1257, 1947

- MCGUIRK, J.; RODI, W. "Calculation of unsteady mass exchange between a main stream and a dead water zone", Proc. IAHR Congress on Hydraulic Engineering in Water Resources Development and Management, Cagliari, Vol. 3, Subject Ba, 1979
- MEHTA, A.J. Characterization of Cohesive Sediment Properties and Transport Processes in Estuaries.  
In: Mehta, A.J. (Hrsg.): Estuarine Cohesive Sediments Dynamics, Lecture Notes Coastal Estuarine Studies, H. 14, Springer Verlag, 1986.
- MEHTA, A.J. Hydraulic behaviour of fine sediment.  
In: "Coastal, Estuarial and Harbour Engineers' Reference Book", Abbott M.B. and W.A. Price (Eds.), S. 577-584. 1993.
- MEHTA, A.J. Interactions between fluid mud and water waves.  
Environmental hydraulics, Kluwer Academic publishers, 1996.
- MEHTA, A.J. UND E. PARTHENIADES An investigation of the depositional properties of flocculated fine sediment.  
Journal of Hydraulic Research, Vol. 13, No. 4, S. 361-381.1975.
- MERCKELBACH, L. Consolidation and strength evolution of soft mud layers.  
Communications on Hydraulic and Geotechnical Engineering, TU Delft, Report Nr. 2, 2000
- MEYER-PETER, E. Formulas for Bed-Load Transport.  
MÜLLER, R. IAHR, Stockholm, 1948.
- MIGNIOT, C. Etude des propriétés physiques de différents sédiments très fins et de leur comportement sous les actions hydrodynamiques.  
La Houille Blanche, No. 7, S. 591-620. 1968.
- MIGNIOT, C. Erosion et sédimentation en mer et en rivière.  
BOULOC, J. La Pratique des Sols et des Fondations, Edition Moniteur, 1981.
- MILES, J.B.; SHIH, J. "Similarity parameter for two-stream turbulent jet mixing region", A.I.A.A. J. 6, 1968
- MILLS, R. D. "Numerical and experimental investigations of the shear layer between two parallel streams", Journal of Fluid Mechanics, Vol. 33, Part 3, 1968
- MONTAGUE, C.L. Influence of Biota on Erodibility of Sediments.  
In: Mehta, A.J. (Hrsg.): Estuarine Cohesive Sediments Dynamics, Lecture Notes Coastal Estuarine Studies, H. 14, Springer Verlag, 1986.

- MÜLLER, K.D. „Maßnahmen zur Reduzierung der Walzenströmung am Beispiel der Modellversuch für den Hamburger Hafen“, Mitteilungen des Franzius-Institutes, Universität Hannover, 1988
- MÜLLER, K.D. „Strömungsvorgänge in Häfen und ihre Wirkung auf den Wasseraustausch bei stationären Abflussverhältnissen“, Dissertation, FB Bauingenieurwesen, Universität Hannover, 1990
- NASNER, H. Sedimentation in Tidehäfen.  
Die Küste, Heft 53, 1992.
- NASNER, H. Sedimentation in Tidehäfen, Phase2.  
Die Küste, Heft 59, 1997.
- NICHOLS, M.M. Effects of Fine Sediment Suspension in Estuaries.  
In: Mehta, A.J. (Hrsg.): Estuarine cohesive sediments dynamics, Lecture Notes Coastal Estuarine Studies, H. 14, Springer Verlag, 1986.
- NIELSON, P. “Coastal Bottom Boundary Layers and Sediment Transport”, Advanced Series on Ocean Engineering, H.4, 1992
- OBRAZOVSKIJ, A.S. Gidravliceskij rezim vodopriemnyh kovsej (Die Hydraulik der Einlaufbecken; Original in russisch).  
Vsesojuznyj naucno-issledovatel'skij institut vodosnabzenij, kanalizacii gidrotechniceskich sooruzenij i inzenernoj gidogeologii casti I i II, Moskau, 1962.
- ODD, N.V.M Mathematical modelling of mud transport in estuaries.  
In: "Physical Processes in Estuaries", Dronkers J. and W. van Leussen (Eds.), 1988.
- OWEN, M.W. Erosion of Avenmouth Mud.  
Hydraulics Research Ltd., Wallingford, England, Report No. INT150, 1975.
- PARKER, W.R. On the Observation of Cohesive Sediment Behaviour for Engineering Purposes.  
In: Mehta, A.J. (Hrsg.): Estuarine Cohesive Sediments Dynamics, Lecture notes Coastal Estuarine Studies, H. 14, Springer Verlag, 1986.
- PARTHENIADES, E. Erosion and deposition of cohesive soils.  
Journal of the Hydraulics Division, Vol. 91, No. 1, 1965.

- PARTHENIADES, E.      The Present State of Knowledge and Needs for Future Research on Cohesive Sediment Dynamics.  
3rd Int. Symp. on River Sedimentation, 31. März - 4. April 1986, The University of Mississippi, 1986.
- PATEL, R.P.            "An experimental study of a plane mixing layer", A.I.A.A. J.11, 1973
- PRANDTL, L.            „Bemerkungen zur Theorie der freien Turbulenz“, Zeitschrift für Ang. Math. und Mech., Bd.5, 1925
- PRANDTL, L.            „Über ein neues Formelsystem der ausgebildeten Turbulenz“, Nachrichten der Akad. Wiss., Göttingen, 1945
- PRANDTL, L.;  
OSWATITSCH, K.;  
WIEDHARDT, K.        „Strömungslehre“, Vieweg-Verlag, Braunschweig, 1969
- PUI, N.K.              "The plane mixing layer between parallel streams", M.A. Sc. thesis, University of British Columbia, 1969
- RASMUSSEN, E.B.     Three Dimensional Hydrodynamic Models.  
In: Abbott, M.B. und N.A. Price (Ed.): Coastal, Estuarial and Harbour Engineer's Reference Book, 1993.
- RAUDKIVI, A.J.        Grundlagen des Sedimenttransports.  
Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg, New York, 1982.
- REYNOLDS, O.        "On the dynamical theory of incompressible viscous fluids and the determination on the criterion", Phil. Trans. Royal Society, A186, 1895
- RICHTMYER, R.D.  
UND K.W. MORTON    Difference Methods for Initial-Value Problems.  
Verlag John Wiley & Sons, 1967.
- RODI, W.              Turbulence Models and their Applications in Hydraulics. A State of the Art Review.  
IAHR, 1984
- ROELFZEMA, A.;  
VAN OS, A.G.        „Effects of harbours on salt intrusion in estuaries“, Report No. 204, Delft Hydraulics, Delft, Niederlande, 1978
- ROHR, F.              „Wasser- und Sinkstoff-Bewegungen in Fluß- und Seehäfen“, Dissertation, Technische Hochschule, Karlsruhe, 1933
- ROTTA, J.C.            „Turbulente Strömungen“, Verlag B.G. Teubner, Stuttgart, 1972

- RUNZE, P., ET AL. "Experimental Study on Settling of Flocculated Sediment in Turbulent Flow in the Yangtze Estuary", Proc. of the 4<sup>th</sup> International Conference on River Sedimentation, Beijing, China, 1989
- SCHLICHTING, H. „Grenzschicht-Theorie“, 5. Auflage, Karlsruhe, Verlag G. Braun, 1965
- SCHULZE, M. UND DE VRIES, J.M. Analyse der Schwebstoffe und Sedimente im Brackwassergebiet der Ems.  
Leichtweiß-Institut für Wasserbau der Technischen Universität Braunschweig, Mitteilungen Heft 111, 1991.
- SCHULZE, M. UND SPINGAT, F. Untersuchungen zum Salzgehaltsregime in der Tide-Ems zwischen Terborg und Gandersum.  
Leichtweiß-Institut für Wasserbau der Technischen Universität Braunschweig, Mitteilungen Heft 111, 1991.
- SCHWARZE, H.; ZIMMERMANN, C. UND G. STREICH Reduction of Sedimentation in Harbour Entrances on Tidal Rivers by Modification of the Entrance Geometry and Installation of Stream Guiding Structures.  
Proceedings of COPEDEC IV, Rio de Janeiro, 1995.
- SHIELDS, A. Anwendung der Ähnlichkeits-Mechanik und der Turbulenzforschung auf die Geschiebebewegung.  
Preußische Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau, Berlin, 1936.
- SILLS, G.C. UND D.MCG. ELDER The transition from sediment suspension to settling bed.  
In: "Estuarine Cohesive Sediment Dynamics", Mehta A.J. (Ed.), Lecture Notes on Coastal and Estuarine Studies No. 14, 1986.
- SMAGORINSKY, J. General Circulation Experiments with Primitive Equations.  
Monthly Weather Review, H. 91, 1963.
- SMITH, S.D. UND E.G. BANKE Variation of the sea drag coefficient with wind speed. Quart. J.R. Met. Soc., Vol. 101.
- SPENCER, B.W.; JONES, B.G. "Statistical Investigation of pressure and velocity fields in the turbulent two-stream mixing layer", A.I.A.A. Paper no. 71-613, 1971
- SPINGAT, F. UND OUMERACI, H. Schwebstoffdynamik in der Trübungszone des Ems-Ästuars  
-Anwendung eines Analysekonzeptes für hoch aufgelöste und dauerhaft betriebene Gewässergütemessungen –  
Die Küste, Heft 62, 2000.

- STOSCHEK, O. Sedimentation und Gegenmaßnahmen in tide- und brackwasserbeeinflussten Häfen: eine Analyse mit Hilfe 3-dimensionaler Simulationen. Dissertation, Fachbereich Bauingenieur- und Vermessungswesen, Universität Hannover, 2003
- SUNYACH, M. "Contribution to the study of the boundaries of free shear layers (auf Französisch)", D.Sc. thesis, University Claude Bernard, Lyon, 1971
- SWART, D.H. Offshore Sediment Transport and Equilibrium Beach Profiles. Delft Hydr. Lab., Publ. 131, Delft, 1974.
- TEISSON, C UND FRITSCH, D. Numerical Modelling of Suspended Sediment Transport in the Loire Estuary. Proc. of the IAHR Symp. on Mathematical Modelling of Sediment Transport in Coastal Zones, 30. Mai - 1. Juni 1988, Kopenhagen, Dänemark, 1988.
- TEISSON, C. Cohesive suspended sediment transport: feasibility and limitations of numerical modelling". Journal of Hydraulic Research, Vol. 29, No. 6, 1991.
- TERZAGHI, K. Erdbautechnik auf bodenphysikalischer Grundlage. Franz Deuticke Verlag, Leipzig, Wien, 1925.
- THACKSON, E.L. Longitudinal Mixing and Re-aeration in natural streams. PhD Thesis, Vanderbilt University, Nashville, USA, 1966.
- THORN, M.F.C. UND J.G. PARSONS Erosion of cohesive sediments in estuaries: an engineering guide. 3<sup>rd</sup> Int. Symp. Dredging Technology, 1980.
- TOORMAN, E.A.; BRUENS, A.W.; KRANENBURG, C; WINTERWERP, J.C. "Interaction of suspended cohesive sediment and turbulence", Fine Sediment Dynamics in the Marine Environment, Editors; WINTERWERP & KRANENBURG, Elsevier Science B.V., Amsterdam, 2002
- TORDA, T.P.; ACKERMANN, W.O.; BURNETT, H.R. Symmetric turbulent mixing of two parallel Streams. Journal of Applied Mechanics. Transaction of the American Society of Mechanical Engineers, Vol. 20, No. 1, 1953
- UNESCO "The practical salinity scale 1978 and the international equation of state seawater 1980" UNESCO technical papers in marine science, Vol. 36, 1981
- VAN LEEUWEN, S.; HOFLAND, B. „The Current Deflecting Wall in a Tidal Harbour with Density Influences“, Final Report, Delft Hydraulics, Delft, Niederlande, 1999
- VAN LEUSSEN, W. Erosion/sedimentation cycles in the Ems estuary. Arch. Hydrobiol. Spec. Issues Advanc. Limnol. 47, 1996.

- VAN RIJN, L.C. Principles of Sediment Transport in Rivers, Estuaries and Coastal Seas.  
Aqua Publications, Amsterdam, 1993.
- VAN RIJN, L.C. The Effect of Waves on Cohesive Bed Surfaces.  
LOUISSÉ, C.J. Proc. of the 2nd Int. Conf. on Coastal and Port Eng. in Developing Countries (COPEDEC II), Beijing, 1987.
- VESTED, H.J.; JUSTESEN, P. UND L. EKEBJAERG Advection-dispersion modelling in three dimensions.  
Appl. Math. Modelling, Vol. 16, 1992.
- VIEIRA, J.R. On the General Dispersive Coefficients used in Mathematical Models of Flow Circulation and Transport. Coastal, Estuarial and Harbour Engineer's Reference Book, 1992.
- VOLLMERS, H.J. „Systematik der Maßnahmen zur Verringerung der Schwebstoffablagerungen in Binnenhafenmündungen“, Dissertation, Technische Hochschule Karlsruhe, 1963
- WELLERSHAUS, S. Die Trübungswolke im Weser-Ästuar.  
Deutsche Gewässerkundliche Mitteilungen, Nr. 26, 1982.
- WESTRICH, B. “Massenaustausch in Strömungen mit Totwasserzonen unter stationären Fließbedingungen“, Forschungsbericht SFB 80/ET/80, Universität Karlsruhe, 1977a
- WESTRICH, B. “Massenaustausch in Strömungen mit Totwasserzonen unter nicht-stationären Fließbedingungen“, Forschungsbericht SFB 80/ET/95, Universität Karlsruhe, 1977b
- WESTRICH, B.; CLAD, A. “Mass and heat exchange in flows with recirculating zones”, Proc. IAHR Congress on Hydraulic Engineering in Water Resources Development and Management, Cagliari, Vol3. Subject Bb, 1979
- WHITEHOUSE, R.; SOULSBY, R.; ROBERTS, W.; MITCHENER, H. “Dynamics of estuarine muds. A manual for practical applications”, Thomas Telford Publishing, London, 2000
- WIEGHARDT, K. „Theoretische Strömungslehre“, B.G. Teubner Verlag, Stuttgart, 1965
- WILLIAMS, D.J.A. Rheology of Cohesive Suspensions.  
In: Mehta, A.J. (Hrsg.): Estuarine Cohesive Sediments Dynamics, Lecture Notes Coastal Estuarine Studies, H. 14, Springer Verlag, 1986.

- WINTERWERP, J.C.;      Erosion of natural sediments from the Netherlands.  
CORNELISSE, J.M.      Delft Hydraulics, Delft, Netherlands, Report No. Z161-35/37. 1991.  
UND C. KUIJPER
- WURPTS, R.              Zur Frage der Bestimmung der nautischen Sohle von FLUID MUD  
am Beispiel des Emders Hafens.  
HTG-Kongress, Bremen, 1997.
- WYGNANSKI, I.;        "The two-dimensional mixing region", Journal of Fluid Mechanics,  
FIEDLER, H.E.        Vol. 63, Part 2, 1970
- YALIN, M.S.            Mechanics of Sediment Transport.  
Pergamon Press, Oxford, 1972.
- ZANKE, U.              Grundlagen der Sedimentbewegung.  
Springer Verlag, 1982.
- ZIMMERMANN, C.      "Reduction of harbour siltation", Second Indian National Conference  
on Harbour and Ocean Engineering, Thiruvananthapuram (Trivan-  
drum), 1997
- ZIMMERMANN, C.;    "Reduction of Harbor Sedimentation at a Tidal River", Proceedings of  
MATHEJA, A.;        the 2nd International Conference on Port Development and Coastal  
STOSCHEK, O        Environment (PDCE), Varna, 2000