



UNIVERSITÄT HANNOVER
FRANZIUS-INSTITUT
FÜR WASSERBAU UND KÜSTENINGENIEURWESEN

MITTEILUNGEN

Heft 90

2004

Herausgeber: Universität Hannover
Franzius-Institut für Wasserbau und Küsteningenieurwesen
Univ.-Prof. Dr.-Ing. C. Zimmermann
- ISSN 0340-0077 -

INHALT

Oliver STOSCHEK

Sedimentation und Gegenmaßnahmen in tide- und brackwasserbeeinflussten Häfen: eine Analyse mit Hilfe 3-dimensionaler Simulationen

1

Sedimentation in harbours in a brackish tidal environment and possibilities of minimizing this sedimentation: an analysis with 3D numerical simulations

VERFASSER DIESES HEFTES

Dr.-Ing. Oliver STOSCHEK
Universität Hannover
Franzius-Institut für Wasserbau und Küsteningenieurwesen

Anschrift:

Universität Hannover
Franzius-Institut für Wasserbau und Küsteningenieurwesen
Nienburger Straße 4, D-30167 Hannover / Germany
Tel. +49 (0)511 762 - 2572 • Fax +49 (0)511 762 - 4002
e-mail: sekretariat@fi.uni-hannover.de

**Sedimentation und Gegenmaßnahmen in tide- und
brackwasserbeeinflussten Häfen:
eine Analyse mit Hilfe
3-dimensionaler Simulationen**

Dem Fachbereich Bauingenieur- und Vermessungswesen
der Universität Hannover

Zur Erlangung des Grades eines
Doktors der Ingenieurwissenschaften

Dr.-Ing.

genehmigte Dissertation
von

Dipl.-Ing. Oliver Stoschek

geboren am 08.04.1971 in Cuxhaven

Hannover, 2003

Referent:

Prof. Dr.-Ing. Claus Zimmermann
Franzius-Institut für Wasserbau und Küsteningenieurwesen
der Universität Hannover

Korreferent:

Prof. Dr.-Ing. Karl Heinz Rosenwinkel
Institut für Siedlungswasserwirtschaft und Abfalltechnik
der Universität Hannover

Tag der Prüfung: 12.12.2003

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand im Rahmen meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am FRANZIUS-INSTITUT FÜR WASSERBAU UND KÜSTENINGENIEURWESEN DER UNIVERSITÄT HANNOVER und greift die Problematik der Unterhaltungsbaggerungen in tide- und brackwasserbeeinflussten Häfen auf. Erkenntnisse aus systematischer 3-dimensionaler Modellierung der Strömungen und des Sedimenttransportes in Kombination mit verschiedenen Hafengeometrien und Randbedingungen auf der Basis eines durch Naturmessungen kalibrierten numerischen Modells werden hier erstmals verwendet, um den Sedimenteintrag in küstennahen Häfen zu berechnen und durch Optimierung der Hafengeometrie vermindern.

Untersuchungen in numerischen Modellen zur Frage der Modellierbarkeit der komplexen Strömungs- und Sedimentationsvorgänge in tide- und brackwasserbeeinflussten Häfen, deren Ergebnisse in diese Arbeit einfließen, wurden im Projekt „Maßnahmen zur Minimierung der Sedimentation im Bereich brackwasserbeeinflusster Vorhäfen“ des von April 2000 bis März 2003 vom BUNDESMINISTERIUM FÜR BILDUNG, WISSENSCHAFT, FORSCHUNG UND TECHNOLOGIE (BMBF) geförderten KFKI-Forschungsvorhaben „Sedimentation in brackwasserbeeinflussten Vorhäfen“ durchgeführt. Parallel wurden Naturmessungen vom INSTITUT FÜR WASSERBAU DER HOCHSCHULE BREMEN im Projekt „Hydro- und morphodynamische Vorgänge in tide- und brackwasserbeeinflussten Vorhäfen“ im Rahmen des o.g. Forschungsvorhabens durchgeführt. Die hier erarbeiteten Erkenntnisse, Grafiken und Tabellen sind im Wesentlichen in das Kapitel 5 eingeflossen.

Herrn Prof. Dr.-Ing. C. Zimmermann gilt mein Dank für die Unterstützung und die Förderung meiner Arbeit sowie die Übernahme des Hauptreferates.

Herrn Prof. Dr.-Ing. K. H. Rosenwinkel danke ich für die Übernahme des Korreferats.

Herrn Dr.-Ing. H. Heyer danke ich für seine Bereitschaft und sein Engagement mein Promotionsverfahren als Gutachter zu begleiten.

Zum Schluss danke ich Herrn Prof. Dr.-Ing. H. Nasner und Herrn Dipl.-Ing. R. Pieper für die Bereitstellung der Naturmessungen zur Kalibrierung der numerischen Berechnungen, den an den Untersuchungen beteiligten studentischen Hilfskräften, den Kollegen sowie meiner Familie und Freunden für die gute Zusammenarbeit, gewinnbringende fachliche Diskussionen und entgegen gebrachtes Vertrauen und Verständnis. Besonderer Dank gilt meiner Frau Heike für ihre Hilfe, ihr Verständnis und ihre Bereitschaft das Manuskript kritisch durchzusehen.

Zusammenfassung

Das Vorhalten von Mindestwassertiefen stellt für Häfen an Tideflüssen eine der größten finanziellen Belastungen dar. Vorrangig die Ablagerungen kohäsiver Sedimente müssen durch aufwändige Unterhaltungsbaggerungen beseitigt werden, damit die Sicherheit und Leichtigkeit des Schiffsverkehrs gewährleistet bleibt.

Der Sedimentation in Häfen als Ursache der notwendigen Baggerungen kann eine optimierte Gestaltung der Hafenbecken und deren Einfahrtsbereiche teilweise entgegenwirken. Um die Sedimentationsmengen reduzieren zu können, sind detaillierte Untersuchungen der durch Tide und Brackwasser variablen dichteinduzierten dreidimensionalen Strömungen notwendig.

Mit Hilfe des hydrodynamisch-numerischen 3D-Modells MIKE3-HD und dem dazugehörigen Sedimenttransportmodell (Mud Transport) vom DHI (DANISH HYDRAULIC INSTITUTE) wurden die Strömungen und der Sedimenttransport im Bereich des Vorhafens zur Nordschleuse in Bremerhaven berechnet und visualisiert. Das Regionalmodell umfasst die Wesermündung von Brake bis Robbensüdsteert. Zur Überprüfung der numerischen Berechnungen wurde der Abgleich an Pegeldata, Salzgehalts-, Trübungs- und ADCP-Geschwindigkeitsmessungen in der Weser und im Vorhafen der Nordschleuse durchgeführt.

Die maßgeblichen Effekte der dichtebeeinflussten Strömung (z.B. vorzeitige Flutstromkenterung an der Oberfläche, Einströmen der Flut in den Vorhafen an der Sohle) konnten mit ausreichender Genauigkeit wiedergegeben werden. Der berechnete Sedimenttransport kann qualitativ die gemessenen Naturgrößen (Sedimentation, Schwebstoffe) und deren Änderungen wiedergeben.

Aus diesem kalibrierten Regionalmodell wurden komplexe mehrdimensionale Randbedingungen für eine Parameterstudie mit Detailmodellen zur Bestimmung des Einflusses unterschiedlicher Hafengeometrien (Länge, Breite, Breite der Hafeneinfahrt, Winkel des Hafens zur Außenströmung), Wasserstandsänderungen (Fall einer Spring- und Nipptide) und Salzgehalte (ohne Salzgehalt oder variabler Salzgehalt in Abhängigkeit von der Tide) auf Strömungen und Sedimenttransport in tide- und brackwasserbeeinflussten Häfen abgeleitet.

Diese Parameterstudie dient als Grundlage für die Entwicklung von Maßnahmen zur Einschränkung der Sedimentation in tide- und brackwasserbeeinflussten Häfen. Diese Maßnahmen wurden am Beispiel des Vorhafens zur Nordschleuse in Bremerhaven auf ihre Anwendbarkeit hin überprüft.

Numerische Simulationen bieten die Möglichkeit die wichtigsten Effekte einer brackwasserbeeinflussten Tideströmung im Modell erfassen zu können. In dieser Arbeit wurden die Potenziale und die Qualität von numerischen Berechnungen aufgezeigt. Die hier verwendete Methodik zur Ermittlung der Ursachen der Sedimentation in tide- und brackwasserbeeinflussten Häfen kann zur Minimierung der Baggerkosten angewendet werden.

Schlagnworte: Sedimentation in Häfen, 3-dimensionale numerische Simulationen, Verminderung der Sedimentation

Sedimentation in harbours in a brackish tidal environment and possibilities of minimizing this sedimentation: An analysis with 3D numerical simulations

Abstract

Siltation is a permanent problem in harbours at tidal rivers and in estuaries causing continuous maintenance dredging to guarantee safe navigation. Costs can increase if cohesive sediments and contaminations are involved and deposition of dredged materials on landfills is the only way to maintain water quality and water depths.

Modelling of currents and sediment transport in a tidal environment are most relevant for the design of harbours and harbour maintenance. Influencing currents and the sediment transport from alignment and specific structures can lead to a reduction of sedimentation. Even limited reductions can reduce dredging costs and in case of contamination also save costs for deposition or processing of harbour sediments.

A 3-dimensional numerical model was set up for the river Weser to simulate currents and the sediment transport in a brackish and tidal environment. The main focus is on currents in and in front of the harbour entrance to the Nordschleuse (Bremerhaven). The complex currents in the harbour are visualised, the water exchange is determined and the sedimentation in the harbour is shown. It is also shown, that the quality of the boundary conditions determine the quality of the results of a numerical model.

Complex multidimensional boundary conditions were extracted from this regional model to run several detailed models with a different geometry, tidal condition and salinity in a parameter study. The influence of these parameters on sedimentation in harbours was determined.

The results of this parameter study were used to develop possibilities to reduce sedimentation in Harbours attached to a brackish tidal environment. These dredging alternatives were tested at the harbour of Bremerhaven Nordschleuse in the river Weser.

The numerical model was capable to simulate the most important hydrodynamic effects and sediment transport. Quality and possibilities of the numerical modelling were shown. The developed methodology can be used to minimize sedimentation in harbours.

Keywords: harbour sedimentation, 3D numerical modelling, minimizing sedimentation

INHALT

1	Einleitung	25
1.1	Einführung in die Problematik	25
1.2	Systemgrundlagen	25
1.3	Zielsetzung	26
2	Identifikation der maßgebenden Prozesse	27
2.1	Faktoren zur Beeinflussung des Sedimenteintrages	27
2.2	Turbulente Strömungen	28
2.3	Strömungen im Bereich von Hafeneinfahrten	30
2.3.1	Differenz zwischen den Strömungsgeschwindigkeiten in Fluss und Hafen als Ursache des Sedimenteintrages	31
2.3.1.1.	Die Vermischungszone	31
2.3.1.2.	Die Strömung im Hafenbecken (Walzenströmung)	35
2.3.1.3.	Massenaustausch zwischen Hafen und Außenströmung	38
2.3.2	Strömungen infolge wechselnder Wasserstandsgradienten als Ursache der Sedimentation	42
2.3.3	Strömungen infolge wechselnder Dichtegradienten als Ursache der Sedimentation	42
2.3.4	Überlagerungen	43
2.4	Sedimenttransport, Ablagerung und Erosion im Bereich tide- und brackwasserbeeinflusster Vorhäfen	47
2.4.1	Sedimenttransportprozesse	49
2.4.1.1.	Schwebstofftransport	51
2.4.1.2.	Ausflockung von Schwebstoffen	52
2.4.1.3.	Konsolidierung von Feinstsedimenten an der Gewässersohle	54
2.4.1.4.	Erosion von Feinstsedimenten an der Gewässersohle	56
2.4.2	Einfluss der Tide und des Oberwassers auf den Transport kohäsiver Sedimente in einem Tidefluss	59
3	Techniken und Maßnahmen zur Reduktion der Sedimentmengen in Häfen und deren Zufahrten	61
3.1	Optimierung der Hafengeometrie	61
3.2	Umlenkwälle	64
3.3	Optimierte Unterhaltungsbaggerungen	68
3.4	Weitere Maßnahmen zur Verminderung der Sedimentablagerungen	71
3.5	Bewertung der Maßnahmen zur Reduktion der Sedimentmengen in Häfen und deren Zufahrten	75
4	Methodik zur Bestimmung des Sedimenteintrages in tide- und brackwasserbeeinflussten Häfen	75
4.1	Auswahl des Untersuchungsverfahrens	75
4.2	Auswahl eines numerischen Verfahrens	77
4.2.1	Auswahlkriterien	77

4.2.2	MIKE3	77
4.3	Auswahl einer Region für die Anwendung	78
4.4	Hafenformen und Untersuchungsmatrix	79
5	Aufbau eines 3-D Modells und Kalibrierung	82
5.1	Modellgrenzen und Unterwassertopographie	82
5.2	Tidegeschehen und Zeiträume für die Kalibrierung	85
5.3	Modellkalibrierung	87
5.3.1	Anfangsbedingungen und Randwerte	87
5.3.2	Kalibrierung der Hydrodynamik	89
5.4	Kalibrierung des Sedimenttransportes	97
5.4.1	Anfangs- und Randbedingungen	97
5.4.2	Kalibrierung des Sedimenttransportes und –eintrages in den Häfen	101
5.5	Diskussion der Ergebnisse der Kalibrierung	106
6	Anwendung der 3-D Simulation zur Bestimmung der Einflussparameter auf die Sedimentation in tide- und brackwasserbeeinflussten Häfen	106
6.1	Vorgehen und Systematik	106
6.2	Modellgeometrie	107
6.3	Randwerte	108
6.3.1	Wasserstandsänderungen und Tidehub	108
6.3.2	Salzgehalt	109
6.3.3	Geschwindigkeiten / Durchflüsse	110
6.3.4	Sedimente und Schwebstoff	111
6.3.5	Hafengeometrie und Hafenformen	112
6.4	Einfluss der Hafengeometrie auf den durch Tide- und Strömungseffekt induzierten Wasseraustausch	112
6.5	Einfluss des Salzgehaltes auf den Wasseraustausch	120
6.5.1	Strömungen und Salzgehalt in den breiten Häfen bei erhöhtem Tidehub	120
6.5.2	Strömungen und Salzgehalt in den Vorhäfen bei erhöhtem Tidehub	125
6.5.3	Strömungen und Salzgehalt in den breiten Häfen und den Vorhäfen bei vermindertem Tidehub	128
6.5.4	Wasseraustausch in den breiten Häfen	129
6.5.5	Wasseraustausch in den Vorhäfen und den langen Häfen	132
6.5.6	Bestimmung der Einflussfaktoren auf den Wasseraustausch	133
6.6	Wasseraustausch und Sedimentation	136
6.6.1	Sedimentation in den breiten Häfen bei erhöhtem Tidehub	136
6.6.2	Sedimentation in den Vorhäfen bei erhöhtem Tidehub	138
6.6.3	Sedimentation in den breiten Häfen bei erhöhtem Tidehub unter salinem Dichteeinfluss	140
6.6.4	Sedimentation in den Vorhäfen bei erhöhtem Tidehub unter salinem Dichteeinfluss	142
6.6.5	Sedimentation in den breiten Häfen bei vermindertem Tidehub unter salinem Dichteeinfluss	145
6.6.6	Sedimentation in den Vorhäfen bei vermindertem Tidehub unter salinem Dichteeinfluss	147
6.6.7	Bestimmung der Einflussfaktoren auf die Sedimentation	148

6.7	Zusammenfassung	149
6.7.1	Häfen ohne saline Dichteeffekte	149
6.7.2	Häfen mit salinen Dichteeffekten	149
6.7.3	Häfen mit salinen Dichteeffekten bei vermindertem Tidehub	151
6.7.4	Schlussfolgerungen für die Entwicklung von Maßnahmen zur Einschränkung der Sedimentation	151
7	Anwendung der 3-dimensionalen Simulation auf den Vorhafen der Nordschleuse in Bremerhaven für die Entwicklung von Maßnahmen zur Einschränkung der Sedimentation	152
7.1	Randbedingungen	152
7.2	Ausgangszustand im Vorhafen zur Nordschleuse	153
7.3	Schlussfolgerungen und Entwicklung von Maßnahmen	159
7.3.1	Verringerung der Einfahrtsbreite	159
7.3.2	Umlenkwand mit Sohlschwelle	162
7.3.3	Sohlsprung zwischen Weser und Vorhafen	165
7.3.4	Umlenkwand mit Sohlschwelle und Sohlsprung	168
7.4	Zusammenfassung und Vergleich der Ergebnisse	171
8	Zusammenfassung und Ausblick	172
9	Literatur	176

INHALT APPENDIX

Appendix A	Theoretische Grundlagen des verwendeten Programmsystems MIKE3®	189
A.1	Hydrodynamisches Modell (HD-Modul)	189
A.2	Sedimenttransportmodell (MT-Modul)	194
A.3	Diskretisierung der Konvektions-Dispersions Gleichung für den 3D-Fall	199
A.4	Vertikale Diskretisierung des Modellgitters	200
A.5	Änderung der Gitterweite mit Hilfe des „Nested Grid“ Verfahrens	201
Appendix B	Verwendete Messtechnik	203
B.1	Messung von Strömung, Salzgehalt und Trübung mit AANDERAA Sonden	203
B.2	Strömungsmessungen mit ADCP	203
B.3	Strömungsmessungen mit Drifter-Systemen	206
B.4	Bewertung der Messsysteme	207
Appendix C	Modellkalibrierung	208
C.1	Verwendete Pegelkurven und Salzgehalte	208
C.2	Salzgehaltsverteilungen	214
C.3	Gemessene und berechnete Strömungsgeschwindigkeiten	220
C.4	Sedimenteigenschaften	233
C.4.1	Sieblinien	233

C.4.2	Literaturwerte zur Bestimmung der Bodeneigenschaften	237
C.5	Schwebstoffverteilungen	241
Appendix D	Ergebnisse aus der Parameterstudie	247
D.1	Strömungsgeschwindigkeiten und -richtungen in den untersuchten Häfen	247
D.1.1	Walzenbildung in den breiten Häfen infolge Tide- und Strömungseffekt	247
D.1.2	Walzenbildung in den Vorhäfen infolge Tide- und Strömungseffekt	249
D.1.3	Walzenbildung in den breiten Häfen infolge Tide-, Strömungs- und Dichteeffekt	251
D.1.4	Walzenbildung in den Vorhäfen infolge Tide-, Strömungs- und Dichteeffekt	263
D.1.5	Walzenbildung in den breiten Häfen infolge Tide-, Strömungs- und Dichteeffekt bei vermindertem Tidehub	279
D.1.6	Walzenbildung in den Vorhäfen infolge Tide-, Strömungs- und Dichteeffekt bei vermindertem Tidehub	283
D.2	Austauschwassermengen und Sedimentationsmengen für die in der Parameterstudie untersuchten Häfen	287
D.3	Sedimentationshöhen in den untersuchten Häfen	288
D.3.1	Sedimentationshöhen in den breiten Häfen infolge Tide-, Strömungs- und Dichteeffekt	288
D.3.2	Sedimentationshöhen in den Vorhäfen infolge Tide-, Strömungs- und Dichteeffekt	291
D.3.3	Sedimentationshöhen in den langen Häfen infolge Tide-, Strömungs- und Dichteeffekt	295
Appendix E	Änderungen in den Strömungen im Vorhafen zur Nordschleuse bei verschiedenen Maßnahmen zur Einschränkung der Sedimentation	298

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abb. 2.1-1:	Maßgebende Prozessgrößen, die den Sedimenteintrag in einen tide- und brackwasserbeeinflussten Hafen bestimmen	27
Abb. 2.3-1:	Prinzipskizze zum Strömungseffekt	31
Abb. 2.3-2:	Ausbreitung eines unter Wasser eingeleiteten Strahles (DAVIES, 1972)	31
Abb. 2.3-3:	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)	32
Abb. 2.3-4:	Breite der Vermischungszone. Ergebnisse aus 5 Untersuchungen: ○ $h/cf = 8,67$ m; △ $h/cf = 4,59$ m; ▽ $h/cf = 4,00$ m; ◇ $h/cf = 3,72$ m; □ $h/cf = 2,89$ m; ---- Gleichung 2.3-12 (CHU & BABARUTSI, 1988)	33
Abb. 2.3-5:	Entwicklung der Vermischungszone bei einem 3x3 m großen Hafenbecken (BOOIJ, 1986)	35
Abb. 2.3-6:	Aufnahme von Treibkörpern im Einfahrtbereich, Belichtungszeit: 3s, 15 Aufnahmen (INGBER, 1985)	35
Abb. 2.3-7:	Drehströmung über festem Grund (SCHLICHTING, 1965)	35
Abb. 2.3-8:	Vertikale Geschwindigkeitsverteilung am Rand der Drehströmung in einem quadratischen Hafen ($l=1$ m, $b=1$ m, $hm=0,11$ m): + = Geschwindigkeiten in u-Richtung, x = Geschwindigkeiten in v-Richtung (LANGENDOEN et al., 1994)	36
Abb. 2.3-9:	Walzenbildung in Abhängigkeit vom Breiten-Längen-Verhältnis (WESTRICH, 1977a)	36
Abb. 2.3-10:	Strömungsverteilung in der Primärwalze bei unterschiedlichem Einfahrtswinkel, gemessen im Querschnitt durch das Walzenzentrum (BOOIJ, 1986)	37
Abb. 2.3-11:	Einfluss eines Uferversatzes auf die Strömungsverteilung in der Primärwalze, gemessen im Querschnitt durch das Walzenzentrum (BOOIJ, 1986)	37
Abb. 2.3-12:	Veränderung des Austauschkoefizienten A_x und des PRANDTLschen Mischungsweges l über die Breite der Vermischungszone (LIEPMANN & LAUFER, 1947)	38
Abb. 2.3-13:	Entwicklung des PRANDTLschen Mischungsweges und des Mikromaßes entlang der Achse der Vermischungszone (LIEPMANN & LAUFER, 1947)	38
Abb. 2.3-14:	Einfluss der Parameter h/BH und BE/BH auf den Austausch zwischen Hafen und Außenströmung für $u^*/v_{y,R} = 0,058$ (WESTRICH & CLAD, 1979)	41
Abb. 2.3-15:	Änderung des dimensionslosen Halbwertszeit Parameters mit der Tiefe. ○—○ = Berechnung von MCGUIRK & RODI (1979) und x = Ergebnisse aus Untersuchungen von NESTMANN (1977) (IN: LANGENDOEN, 1992)	41
Abb. 2.3-16:	Prinzipskizze zum Tideeffekt	42
Abb. 2.3-17:	Prinzipskizze zum Dichteeffekt	43
Abb. 2.3-18:	Superposition einer Strömung die den Hafen füllt und einer Walze (LANGENDOEN, 1992)	44
Abb. 2.3-19:	Superposition der drei Austauschmechanismen (LANGENDOEN, 1992)	44
Abb. 2.3-20:	Strömungen in einem Tidehafen mit großer Oberfläche: a) bei Flutströmung, b) bei Ebbeströmung (CHRISTIANSEN, 1987)	44
Abb. 2.3-21:	Einfluss von Tidehub und -periode auf den Wasseraustausch zwischen Hafen und Außenströmung anhand der Betrachtung der Halbwertszeit des Tracers: $BE/BH = 0,25$; $h/LH = 0,16$ (WESTRICH, 1977b)	45
Abb. 2.3-22:	Einfluss der Phasenverschiebung zwischen tideinduzierten und dichteinduzierten Strömungen in der Hafeneinfahrt auf die dichteinduzierte Strömung (EYSINK, 1989)	46

Abb. 2.3-23:	Verminderung von dichteinduziertem Wasseraustausch durch tideinduziertes Füllen und Entleeren des Hafens, Schematisierte Strömungsprofile (EYSINK, 1989)	46
Abb. 2.3-24:	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)	47
Abb. 2.4-1:	Beispielhafte Zusammensetzung von Schlick (WHITEHOUSE, ET AL., 2000)	48
Abb. 2.4-2:	Kräfte am Einzelkorn (RAUDKIVI, 1982)	50
Abb. 2.4-3:	Schematische Darstellung der Transportvorgänge von der mobilen Suspension bis zur auskonsolidierten Sohle	50
Abb. 2.4-4:	Mittlere Sinkgeschwindigkeit w_s in Abhängigkeit von der Konzentration c (VAN RIJN, 1993)	53
Abb. 2.4-5:	Phasen des Absetzens und der Konsolidierung bindiger Böden (MIGNIOT&BOULOC, 1981)	55
Abb. 2.4-6:	Verlauf des Porenwasserdrucks für $z_0 = 1,5 \cdot z_1$ (BEEN & SILLS, 1983)	56
Abb. 2.4-7:	Schematische Darstellung der Abhängigkeit zwischen Suspensionskonzentration und Strömungsgeschwindigkeit mit den dazugehörigen Transportprozessen im Verlauf einer Tide (VAN RIJN, 1993)	59
Abb. 2.4-8:	Schematische Darstellung des Salzgehaltes und der Trübung in einem Ästuar (SPINGAT ET AL., 2000)	60
Abb. 2.4-9:	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)	60
Abb. 2.4-10:	Beispielhaft gewählte Vertikalprofile des Schwebstoffgehaltes und Salzgehaltes a) stromaufwärts, b) im Zentrum und c) stromabwärts des Trübungsmaximums während eines Flutstromes in der Weser zur Bestimmung der Lage des Trübungsmaximums in Abhängigkeit vom Salzgehalt (GRABEMANN & KRAUSE, 1989).	60
Abb. 2.4-11:	Zeitreihen aus dem Jahr 1983 in Blexen (Weser) für Salzgehalt S [‰], Schwebstoffkonzentration C [kg/m ³] 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)	61
Abb. 3.1-1:	a) Versuchsaufbau von VOLLMERS, 1963; b) Untersuchte Maßnahmen zur Verringerung des Schwebstoffeintrages in Häfen (VOLLMERS, 1963)	62
Abb. 3.1-2:	Untersuchungsgebiet am Alten Hafen und am Alten Fischereihafen in Cuxhaven (FRANZIUS-INSTITUT, 1961)	63
Abb. 3.1-3:	Ebbeströmungen im Alten Hafen und im Alten Fischereihafen in Cuxhaven bei Tidehalbwasser (FRANZIUS-INSTITUT, 1961)	63
Abb. 3.1-4:	Optimierte Ausbauzustände für die Einfahrt zum Alten Hafen und zum Alten Fischereihafen in Cuxhaven (FRANZIUS-INSTITUT, 1961)	63
Abb. 3.1-5:	Strömungen in den modifizierten Hafenzufahrten zum Alten Hafen und zum Alten Fischereihafen in Cuxhaven (FRANZIUS-INSTITUT, 1961)	64
Abb. 3.2-1:	Untersuchungsgebiet Köhlfleet in Hamburg (FRANZIUS-INSTITUT, 1988)	65
Abb. 3.2-2:	Flutströmungen in der Einfahrt zum Köhlfleet in Hamburg bei Tidehalbwasser (FRANZIUS-INSTITUT, 1988)	65
Abb. 3.2-3:	Optimierter Ausbauzustand für die Einfahrt zum Köhlfleet (FRANZIUS-INSTITUT, 1988)	66
Abb. 3.2-4:	Radarbilder von Schwimmermessungen während der Flutströmung in der Einfahrt zum Köhlfleet in Hamburg bei Tidehalbwasser im optimierten Ausbauzustand (FRANZIUS-INSTITUT, 1988)	66

Abb. 3.2-5:	Umlenkwand mit Sohlschwellen zur Minimierung der dichteinduzierten Strömungen (HOFLAND & VAN LEEUWEN, 1999)	67
Abb. 3.2-6:	Schematisches Strömungsmuster in der Einfahrt eines Hafens mit einer Umlenkwand während der Flutströmung (HOFLAND & VAN LEEUWEN, 1999)	67
Abb. 3.2-7:	Versuchsaufbau in einer Tiderinne zur Optimierung der Umlenkwand (WINTERWERP, ET AL., 2001)	68
Abb. 3.2-8:	Sohnnahe Strömungen in einer Hafeneinfahrt im Modellversuch a) ohne Umlenkwand und b) mit Umlenkwand (HOFLAND & VAN LEEUWEN, 1999)	68
Abb. 3.2-9:	Vertikales Dichteprofil am Kopfende des untersuchten Hafens a) ohne Umlenkwand und b) mit Umlenkwand (WINTERWERP, ET AL., 2001)	68
Abb. 3.3-1:	Neustädter Hafen in der Hafengruppe Bremen-Stadt (FRANZIUS-INSTITUT, 2000b)	69
Abb. 3.3-2:	Flutströmungen in der Einfahrt zum Neustädter Hafen 1,5 Std. nach Tnw bei einem Oberwasserabfluss in Intschede von $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$ (FRANZIUS-INSTITUT, 2000b)	69
Abb. 3.3-3:	Sedimentation durch Reduktion der Unterhaltungsabgräbungen (schraffiert dargestellt) am Seehausener Ufer (FRANZIUS-INSTITUT, 2000b)	70
Abb. 3.3-4:	Strömungszustände in der Einfahrt zum „Ketlan Minor Port“ in Malaysia (Verhältnis der berechneten Strömungsgeschwindigkeit zur ursprünglichen ohne Hafenanlage) (EIJNSINK, ET AL., 1989b)	70
Abb. 3.3-5:	Eingeplantes seitliches Reservoir und Übertiefen in der Einfahrt zum „Ketlan Minor Port“ in Malaysia (EIJNSINK, ET AL., 1989b)	71
Abb. 3.4-1:	Modellaufbau zur Verminderung der Dichteströmung in Brackwassergebieten durch Luftblasenschleier (KOBUS, 1969)	71
Abb. 3.4-2:	Luftblasenschleier im Modell in einer Strömung von a) 7 cm/s und b) 30 cm/s (KOBUS 1969)	72
Abb. 3.4-3:	Prinzipiskizze zu den Strömungsverhältnissen im Luftblasenschleier (KOBUS, 1969)	72
Abb. 3.4-4:	Versuchsaufbau zur Aufwirbelung suspendierter Sedimente (COLOMER & FERNANDO, 1999)	72
Abb. 3.4-5:	Schematische Darstellung des „particle interface“ Regimes (COLOMER & FERNANDO, 1999)	72
Abb. 3.4-6:	Schematischer Schnitt durch das Wasserstrahlsystem in Grays Harbor, Washington (JENKINS, et al. 1993)	73
Abb. 3.4-7:	Schematische Ansicht des Wasserstrahlsystems in Grays Harbor, Washington mit 1) Pumpenkammer, 2) Pumpe (400 PS), 3) Wassereinlauf, 4) Zugang, 5) Verteiler Rohr, 6) Kontroll Ventile, 7) Versorgungsschlauch der Düse, 8) Haltepfahl der Düse, 9) Anschlussrohr für die Düse, 10) Düse, 11) Steuerung, 12) Lufttank (JENKINS, et al. 1993)	73
Abb. 3.4-8:	Bathymetrie vor dem Anleger in Grays Harbor, Washington, am Ende der Untersuchungsperiode zwischen März und Juni 1987. Die Peilung wurde mit 40 kHz aufgezeichnet. Der Ebbestrom fließt von links nach rechts (JENKINS, et al. 1993)	74
Abb. 3.4-9:	Mobiles Wasserinjektionsgerät (BREWABA, 1995)	74
Abb. 3.4-10:	Schematische Darstellung des Wasserinjektionsverfahrens (BREWABA, 1995)	75
Abb. 4.1-1:	Deposition im Koehlfleet in Hamburg nach einer Tide a) im Ausgangszustand und b) nach Einbau einer Umlenkwand (DITSCHKE ET AL, 2002)	76
Abb. 4.2-1:	Teilmodelle eines Transportmodells kohäsiver Sedimente	77
Abb. 4.3-1:	Untersuchungsmethodik	79
Abb. 4.4-1:	Untersuchungsprogramm für breite Häfen	81
Abb. 4.4-2:	Untersuchungsprogramm für Vorhäfen	81
Abb. 5.1-1:	Ausdehnung des 3D-Regionalmodells, Gewässertopographie des 3D-Regionalmodells der Weser und Lage des verdichteten Hafenbereichs	83
Abb. 5.1-2:	Gewässertopographie des verdichteten Hafenbereiches (15 m Gitter) und Lage der verdichteten 5 m Bereiche	84

Abb. 5.2-1:	Wasserstände am Pegel Bremerhaven Alter Leuchtturm und Oberwasserabflüsse am Pegel Intschede im ersten Untersuchungszeitraum (a), September 2000.	86
Abb. 5.2-2:	Salzgehalt am Pegel Bremerhaven Alter Leuchtturm in einer Höhe von -3,2 mNN und Oberwasserabflüsse am Pegel Intschede im ersten Untersuchungszeitraum (a), September 2000	86
Abb. 5.2-3:	Wasserstände am Pegel Bremerhaven Alter Leuchtturm und Oberwasserabflüsse am Pegel Intschede im zweiten Untersuchungszeitraum (b), Mai 2001	87
Abb. 5.2-4:	Salzgehalt am Pegel Bremerhaven Alter Leuchtturm in einer Höhe von -3,2 mNN und Oberwasserabflüsse am Pegel Intschede im zweiten Untersuchungszeitraum (b), Mai 2001	87
Abb. 5.3-1:	Wasserstände an der oberen Modellgrenze (OMG: Kleinensiel): (a) erster Untersuchungszeitraum, September 2000; (b) zweiter Untersuchungszeitraum, Mai 2001	88
Abb. 5.3-2:	Salzgehalt an der oberen Modellgrenze (OMG: Kleinensiel) in einer Höhe von -3,2 mNN: (a) erster Untersuchungszeitraum, September 2000; (b) zweiter Untersuchungszeitraum, Mai 2001	88
Abb. 5.3-3:	Wasserstände an der unteren Modellgrenze (UMG: Robbensüdsteert): (a) erster Untersuchungszeitraum, September 2000; (b) zweiter Untersuchungszeitraum, Mai 2001	89
Abb. 5.3-4:	Salzgehalt an der unteren Modellgrenze (UMG: Robbensüdsteert) in einer Höhe von -3,2 mNN: (a) erster Untersuchungszeitraum, September 2000; (b) zweiter Untersuchungszeitraum, Mai 2001	89
Abb. 5.3-5:	Differenzen zwischen gemessenen und berechneten Wasserständen am Pegel „Bremerhaven Alter Leuchtturm“ im Untersuchungszeitraum (a) (13.09.2000 02 ⁰⁰ Uhr bis 14.09.2000 22 ⁰⁰ Uhr)	90
Abb. 5.3-6:	Differenzen zwischen gemessenem und berechnetem Salzgehalt am Pegel „Bremerhaven Alter Leuchtturm“ im Untersuchungszeitraum (a) in einer Höhe von -3,2 mNN (13.09.2000 02 ⁰⁰ Uhr bis 14.09.2000 22 ⁰⁰ Uhr)	91
Abb. 5.3-7:	Differenzen zwischen gemessenen und berechneten Wasserständen am Pegel „Bremerhaven Alter Leuchtturm“ im Untersuchungszeitraum (b) (14.05.2001 06 ⁰⁰ Uhr bis 16.05.2001 01 ⁰⁰ Uhr)	91
Abb. 5.3-8:	Differenzen zwischen gemessenem und berechnetem Salzgehalt am Pegel „Bremerhaven Alter Leuchtturm“ im Untersuchungszeitraum (b) in einer Höhe von -3,2 mNN (14.05.2001 06 ⁰⁰ Uhr bis 16.05.2001 01 ⁰⁰ Uhr)	92
Abb. 5.3-9:	Schematische Darstellung der Lage der Messpunkte für den Salz- und Schwebstoffgehalt im Vorhafen der Nordschleuse in Bremerhaven: (a) erster Untersuchungszeitraum, September 2000; (b) zweiter Untersuchungszeitraum, Mai 2001	93
Abb. 5.3-10:	Vergleich der Salzgehaltsverteilung über die Tiefe am Punkt 4 kurz vor Tnw im ersten Untersuchungszeitraum (a) und am Punkt 5 kurz vor Tnw im zweiten Untersuchungszeitraum (b)	93
Abb. 5.3-11:	Berechnete und gemessene Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen der Nordschleuse am 14.09.00, 13:45 Uhr, in einer Tiefe von 0,2 mNN	95
Abb. 5.3-12:	Berechnete und gemessene Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen der Nordschleuse am 14.09.00, 13:45 Uhr, in einer Tiefe von -7,3 mNN	96
Abb. 5.4-1:	Lage der Probenentnahme zur Bestimmung der Korngrößen (IWA BREMEN, 1994)	97
Abb. 5.4-2:	Körnungslinie einer gestörten Entnahme aus dem Vorhafen zur Nordschleuse, Position NS5 (IWA BREMEN, 1994)	97
Abb. 5.4-3:	Längspeilungen im Vorhafen der Kaiserschleuse in Bremerhaven (NASNER, 1997)	98
Abb. 5.4-4:	Zeitreihen aus verschiedenen Jahren in Blexen für Salzgehalt S [%] und Schwebstoffkonzentration C [kg/m ³] 1 m über der Sohle in Abhängigkeit des Oberwasserabflusses (Je 4 Tage, Messintervall 10 Min.; Tabelle: Zeitpunkte der Messung und Oberwasserabfluss) (GRABEMANN & KRAUSE, 1989)	99
Abb. 5.4-5:	Sedimentationshöhen im Vorhafen zur Nordschleuse (NASNER, 1997)	101

Abb. 5.4-6:	Berechnete Sedimentationshöhen im Vorhafen zur Nordschleuse (a) und zugehörige Bathymetrie (b)	102
Abb. 5.4-7:	Berechnete und gemessene Schwebstoffverteilung über die Tiefe am Punkt 4 rd. 1 Std. nach Tnw im ersten Untersuchungszeitraum (a) und am Punkt 6 rd. 2,25 Std. nach Thw im zweiten Untersuchungszeitraum (b)	103
Abb. 5.4-8:	Berechnete Sedimentationshöhe im Vorhafen zur Nordschleuse in der Einfahrt und vor der Schleuse: (a) erster Untersuchungszeitraum; (b) zweiter Untersuchungszeitraum	104
Abb. 5.4-9:	Berechnete Suspensionskonzentration in der Weser vor der Einfahrt zum Vorhafen der Nordschleuse: (a) erster Untersuchungszeitraum; (b) zweiter Untersuchungszeitraum	104
Abb.5.4-10:	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	105
Abb. 6.2-1:	Schematische Darstellung des Modellgebietes der Parameterstudie und Lage der tideabhängigen Randbedingungen	107
Abb. 6.2-2:	Schnitt durch die Sohltopographie des Modells im Bereich des Hafens	108
Abb. 6.3-1:	Tidezyklen mit erhöhtem Tidehub (Springtide)	108
Abb. 6.3-2:	Tidezyklen mit vermindertem Tidehub (Nipptide)	109
Abb. 6.3-3:	Mittlerer Salzgehalt im Modell bei unterschiedlichen Wasserstandsänderungen	110
Abb. 6.3-4:	Mittlere Geschwindigkeiten im Modell bei unterschiedlichen Wasserstandsänderungen und salinen Dichteveränderungen	110
Abb. 6.3-5:	Mittlere Schwebstoffgehalte im Modell bei unterschiedlichen Wasserstandsänderungen und salinen Dichteveränderungen	111
Abb. 6.4-1:	Wasseraustausch zwischen Hafen und Außenströmung infolge tidebedingter Wasserstandsänderungen bei nahezu quadratischen Häfen (a)	113
Abb. 6.4-2:	Walzenbildung in einem nahezu quadratischen Hafen bei Flutstrom und voller Einfahrtsbreite zur Außenströmung ($B_E = 1,0 B_H$; $Th_b = 3,94$ m)	114
Abb. 6.4-3:	Walzenbildung in einem nahezu quadratischen Hafen bei Flutstrom und eingeschränkter Einfahrtsbreite zur Außenströmung ($B_E = 0,11 B_H$; $Th_b = 3,94$ m)	115
Abb. 6.4-4:	Strömungsgeschwindigkeiten im Schnitt durch die Mitte des breiten Hafens ($B_E = 1,0 B_H$; $Th_b = 3,94$) bei Flutströmung (14.09.00, 11:00 Uhr), überhöhte Darstellung	116
Abb. 6.4-5:	Walzenbildung in einem Vorhafen ($B_H/L_H = 0,24$) bei Flutstrom und einem Winkel von $\alpha = 30^\circ$ zur Außenströmung ($Th_b = 3,94$ m)	117
Abb. 6.4-6:	Walzenbildung in einem Vorhafen ($B_H/L_H = 0,24$) bei Flutstrom und einem Winkel von $\alpha = 150^\circ$ zur Außenströmung ($Th_b = 3,94$ m)	118
Abb. 6.4-7:	Änderung des Wasseraustausches zwischen Hafen und Außenströmung durch den Strömungseffekt gegenüber dem Tideeffekt (=100%) für verschiedene Einfahrtbreiten und Positionen der Einfahrt während einer Tide, $Th_b = 3,94$ m	119
Abb. 6.4-8:	Änderung des Wasseraustausches zwischen Hafen und Außenströmung durch den Strömungseffekt gegenüber dem Tideeffekt (=100%) für verschiedene Winkel zwischen Hafen und Außenströmung bei konstanter Hafenfläche während einer Tide	120
Abb. 6.5-1:	Walzenbildung in einem nahezu quadratischen Hafen bei Flutströmung mit variierendem Salzgehalt und voller Einfahrtsbreite zur Außenströmung ($B_E = 1,0 B_H$; $Th_b = 3,94$ m)	121
Abb. 6.5-2:	Walzenbildung in einem nahezu quadratischen Hafen bei Flutströmung mit variierendem Salzgehalt und eingeschränkter Einfahrtsbreite zur Außenströmung ($B_E = 0,11 B_H$; $Th_b = 3,94$ m)	122
Abb. 6.5-3:	Strömungsgeschwindigkeiten im Schnitt durch die Mitte des breiten Hafens ($B_E = 1,0 B_H$; $Th_b = 3,94$ m) bei Flutströmung mit variierendem Salzgehalt (14.09.00, 11:00 Uhr), überhöhte Darstellung	123

Abb. 6.5-4:	Strömungsgeschwindigkeiten im Schnitt durch die Mitte des breiten Hafens ($B_E = 1,0 B_H$; $Th_b = 3,94$ m) bei Ebbeströmung mit variierendem Salzgehalt (14.09.00, 17:30 Uhr), überhöhte Darstellung	123
Abb. 6.5-5:	Strömungsgeschwindigkeiten im Schnitt durch die Mitte des breiten Hafens ($B_E = 0,11 B_H$; $Th_b = 3,94$ m) bei Flutströmung mit variierendem Salzgehalt (14.09.00, 11:00 Uhr), überhöhte Darstellung	124
Abb. 6.5-6:	Strömungsgeschwindigkeiten im Schnitt durch die Mitte des breiten Hafens ($B_E = 0,11 B_H$; $Th_b = 3,94$ m) bei Ebbeströmung mit variierendem Salzgehalt (14.09.00, 17:30 Uhr), überhöhte Darstellung	124
Abb. 6.5-7:	Salzgehalt in Abhängigkeit von der Einfahrtbreite (Hafen 1a: $B_E = 1,0 B_H$; Hafen 7a: $B_E = 0,11 B_H$) bei T_{nw} und bei T_{hw} in der Mitte der breiten Häfen ($Th_b = 3,94$ m)	125
Abb. 6.5-8:	Walzenbildung in einem Vorhafen ($B_H/L_H=0,24$) bei Flutströmung mit variierendem Salzgehalt und einem Winkel von $\alpha=30^\circ$ zur Außenströmung ($Th_b = 3,94$ m)	126
Abb. 6.5-9:	Walzenbildung in einem Vorhafen ($B_H/L_H=0,24$) bei Flutströmung mit variierendem Salzgehalt und einem Winkel von $\alpha=150^\circ$ zur Außenströmung ($Th_b = 3,94$ m)	127
Abb. 6.5-10:	Strömungsgeschwindigkeiten im Schnitt durch die Mitte des Vorhafens mit $\alpha=90^\circ$ bei Flutströmung mit variierendem Salzgehalt (14.09.00, 11:00 Uhr), überhöhte Darstellung, $Th_b = 3,94$ m	127
Abb. 6.5-11:	Strömungsgeschwindigkeiten im Schnitt durch die Mitte des Vorhafens mit $\alpha=90^\circ$ bei Ebbeströmung mit variierendem Salzgehalt (14.09.00, 17:30 Uhr), überhöhte Darstellung, $Th_b = 3,94$ m	128
Abb. 6.5-12:	Salzgehalt in Abhängigkeit des Winkels des Hafens zur Außenströmung (Hafen 1c: $\alpha = 30^\circ$; Hafen 9c: $\alpha = 150^\circ$) bei T_{nw} und bei T_{hw} in der Mitte der Vorhäfen c) ($Th_b = 3,94$ m)	128
Abb. 6.5-13:	Salzgehalt in Abhängigkeit von a) der Einfahrtsbreite (Hafen 1a: $B_E = 1,0 B_H$; Hafen 7a: $B_E = 0,11 B_H$) und b) von dem Winkel des Hafens (Hafen 1c: $\alpha = 30^\circ$; Hafen 9c: $\alpha = 150^\circ$) bei T_{nw} und bei T_{hw} in der Mitte der Häfen ($Th_b = 3,55$ m)	129
Abb. 6.5-14:	Austauschwassermenge in Abhängigkeit der Lage und der Größe der Hafeneinfahrt bei verschiedenen Tiden sowie mit und ohne saline Dichtegradienten	130
Abb. 6.5-15:	Änderung des Wasseraustausches zwischen Hafen und Außenströmung durch den Strömungs- und Dichteeffekt gegenüber dem Tideeffekt (=100%) für verschiedene Einfahrtbreiten und Positionen der Einfahrt bei einer Tide	131
Abb. 6.5-16:	Anteile des Tide-, Dichte- und Strömungseffektes an der in der Einfahrt der breiten Häfen ausgetauschten gesamten Wassermenge für verschiedene Einfahrtbreiten und Positionen der Einfahrt	131
Abb. 6.5-17:	Austauschwassermenge in Abhängigkeit vom Winkel α des Hafens zur Außenströmung bei verschiedenen Tiden sowie mit und ohne saline Dichtegradienten bei einer Tide	132
Abb. 6.5-18:	Änderung des Wasseraustausches zwischen Hafen und Außenströmung durch den Strömungs- und Dichteeffekt gegenüber dem Tideeffekt (=100%) für verschiedene Winkel α des Hafens zur Außenströmung bei einer Tide	134
Abb. 6.5-19:	Anteile des Tide-, Dichte- und Strömungseffektes an der in der Einfahrt der Vorhäfen ausgetauschten gesamten Wassermenge für verschiedene Winkel α des Hafens zur Außenströmung	134
Abb. 6.5-20:	Wasseraustausch durch die Hafeneinfahrt innerhalb einer Tide je m^2 Hafenoberfläche in Abhängigkeit von der Öffnungsweite, der Tide und der Variation des Salzgehaltes	135
Abb. 6.5-21:	Wasseraustausch durch die Hafeneinfahrt je m^2 Hafenoberfläche in Abhängigkeit von der Öffnungsweite, der Tide und der Variation des Salzgehaltes für die untersuchten Hafentypen	136
Abb. 6.6-1:	Mittlere Sedimentationshöhe je Tide in einem nahezu quadratischen Hafen bei voller Einfahrtsbreite zur Außenströmung ($B_E = 1,0 B_H$; $Th_b = 3,94$ m)	137
Abb. 6.6-2:	Mittlere Sedimentationshöhe je Tide in einem nahezu quadratischen Hafen bei eingeschränkter Einfahrtsbreite zur Außenströmung ($B_E = 0,11 B_H$; $Th_b = 3,94$ m)	138

Abb. 6.6-3:	Mittlere Sedimentationshöhe je Tide in einem Vorhafen ($B_H/L_H=0,24$) bei einem Winkel von $\alpha=30^\circ$ zur Außenströmung ($Thb = 3,94$ m)	139
Abb. 6.6-4:	Mittlere Sedimentationshöhe je Tide in einem Vorhafen ($B_H/L_H=0,24$) bei einem Winkel von $\alpha=150^\circ$ zur Außenströmung ($Thb = 3,94$ m)	139
Abb. 6.6-5:	Sedimenteintrag in Abhängigkeit der Lage und der Größe der Hafeneinfahrt bei verschiedenen Tiden sowie mit und ohne saline Dichtegradienten	140
Abb. 6.6-6:	Mittlere Sedimentationshöhe je Tide in einem nahezu quadratischen Hafen mit variierendem Salzgehalt bei voller Einfahrtsbreite zur Außenströmung ($B_E = 1,0B_H$; $Thb = 3,94$ m)	141
Abb. 6.6-7:	Mittlere Sedimentationshöhe je Tide in einem nahezu quadratischen Hafen mit variierendem Salzgehalt bei eingeschränkter Einfahrtsbreite zur Außenströmung ($B_E = 0,11B_H$; $Thb = 3,94$ m)	142
Abb. 6.6-8:	Sedimenteintrag in die Vorhäfen in Abhängigkeit vom Winkel α des Hafens zur Außenströmung bei verschiedenen Tiden sowie mit und ohne saline Dichtegradienten	143
Abb. 6.6-9:	Mittlere Sedimentationshöhe je Tide in einem Vorhafen ($B_H/L_H=0,24$) mit variierendem Salzgehalt bei einem Winkel von $\alpha=30^\circ$ zur Außenströmung ($Thb = 3,94$ m)	144
Abb. 6.6-10:	Mittlere Sedimentationshöhe je Tide in einem Vorhafen ($B_H/L_H=0,24$) mit variierendem Salzgehalt bei einem Winkel von $\alpha=150^\circ$ zur Außenströmung ($Thb = 3,94$ m)	144
Abb. 6.6-11:	Mittlere Sedimentationshöhe je Tide in einem nahezu quadratischen Hafen mit variierendem Salzgehalt bei voller Einfahrtsbreite zur Außenströmung ($B_E = 1,0B_H$; $Thb = 3,55$ m)	146
Abb. 6.6-12:	Mittlere Sedimentationshöhe je Tide in einem nahezu quadratischen Hafen mit variierendem Salzgehalt bei eingeschränkter Einfahrtsbreite zur Außenströmung ($B_E = 0,11B_H$; $Thb = 3,55$ m)	146
Abb. 6.6-13:	Mittlere Sedimentationshöhe je Tide in einem Vorhafen ($B_H/L_H=0,24$) mit variierendem Salzgehalt bei einem Winkel von $\alpha=30^\circ$ zur Außenströmung ($Thb = 3,55$ m)	147
Abb. 6.6-14:	Mittlere Sedimentationshöhe je Tide in einem Vorhafen ($B_H/L_H=0,24$) mit variierendem Salzgehalt bei einem Winkel von $\alpha=150^\circ$ zur Außenströmung ($Thb = 3,55$ m)	148
Abb. 6.6-15:	Sedimentationsmenge je m^2 Hafenoberfläche in Abhängigkeit von der Öffnungsweite, der Tide und der Variation des Salzgehaltes	149
Abb. 7.1-1:	Modellbathymetrie des Vorhafens zur Nordschleuse in Bremerhaven (Ausgangszustand)	152
Abb. 7.2-1:	Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen zur Nordschleuse bei Flutstrom ohne saline Dichteeffekte am 14.09.00, 11:00 Uhr, in a) $-1,5$ mNN und b) $-9,5$ mNN ($Thb = 3,94$ m)	153
Abb. 7.2-2:	Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen zur Nordschleuse bei Ebbestrom ohne saline Dichteeffekte am 14.09.00, 17:00 Uhr, in a) $0,5$ mNN und b) $-7,5$ mNN ($Thb = 3,94$ m)	154
Abb. 7.2-3:	Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen zur Nordschleuse bei Flutstrom mit salinen Dichteeffekten am 14.09.00, 11:00 Uhr, in a) $-1,5$ mNN und b) $-9,5$ mNN ($Thb = 3,94$ m)	154
Abb. 7.2-4:	Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen zur Nordschleuse mit salinen Dichteeffekten am 14.09.00, 10:15 Uhr, Flutströmung ($Thb = 3,94$ m)	155
Abb. 7.2-5:	Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen zur Nordschleuse bei Ebbestrom mit salinen Dichteeffekten am 14.09.00, 17:00 Uhr, in a) $0,5$ mNN und b) $-7,5$ mNN ($Thb = 3,94$ m)	157
Abb. 7.2-6:	Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen zur Nordschleuse mit salinen Dichteeffekten am 14.09.00, 18:10 Uhr, Ebbeströmung ($Thb = 3,94$ m)	157
Abb. 7.2-7:	Variation des Salzgehaltes in der Mitte des Vorhafens zur Nordschleuse über die Tiefe in Abhängigkeit vom Tidezeitpunkt (schwarz: Flutstrom; grau: Ebbestrom, $Thb = 3,94$ m)	158
Abb. 7.2-8:	Sedimentationshöhen im Vorhafen zur Nordschleuse nach einer Springtide a) ohne und b) mit saline Dichtegradienten ($Thb = 3,94$ m)	158
Abb. 7.3-1:	Modifizierte Bathymetrie mit Spundwand	160
Abb. 7.3-2:	Sohlnehe Strömungsgeschwindigkeiten in der Einfahrt zur Nordschleuse a) im Ausgangszustand und b) mit Spundwand	161

Abb. 7.3-3:	Salzgehalt 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	161
Abb. 7.3-4:	Sedimentationshöhen im Vorhafen zur Nordschleuse in Bremerhaven a) im Ausgangszustand und b) mit Spundwand	162
Abb. 7.3-5:	Modifizierte Bathymetrie mit Umlenkwand und Sohlschwelle	163
Abb. 7.3-6:	Sohlnahe Strömungsgeschwindigkeiten in der Einfahrt zur Nordschleuse a) im Ausgangszustand und b) mit Umlenkwand und Sohlschwelle	164
Abb. 7.3-7:	Salzgehalt 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	164
Abb. 7.3-8:	Sedimentationshöhen im Vorhafen zur Nordschleuse in Bremerhaven a) im Ausgangszustand und b) mit Umlenkwand und Sohlschwelle	165
Abb. 7.3-9:	Modifizierte Bathymetrie mit Sohlsprung	166
Abb. 7.3-10:	Sohlnahe Strömungsgeschwindigkeiten in der Einfahrt zur Nordschleuse a) im Ausgangszustand (links) und b) mit Sohlsprung (rechts)	167
Abb. 7.3-11:	Salzgehalt 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 Sohlsprung, grau: Ausgangszustand	167
Abb. 7.3-12:	Sedimentationshöhen im Vorhafen zur Nordschleuse in Bremerhaven a) im Ausgangszustand und b) mit Sohlsprung	168
Abb. 7.3-13:	Modifizierte Bathymetrie mit Umlenkwand, Sohlschwelle und Sohlsprung	169
Abb. 7.3-14:	Sohlnahe Strömungsgeschwindigkeiten in der Einfahrt zur Nordschleuse a) im Ausgangszustand und b) mit Umlenkwand und Sohlsprung	170
Abb. 7.3-15:	Salzgehalt 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, Sohlschwelle und Sohlsprung, grau: Ausgangszustand	170
Abb. 7.3-16:	Sedimentationshöhen im Vorhafen zur Nordschleuse in Bremerhaven a) im Ausgangszustand und b) im vierten Anwendungsbeispiel (Umlenkwand, Sohlschwelle und Sohlsprung)	171

ABBILDUNGSVERZEICHNIS APPENDIX

Abb. A.4-1:	Schematische Darstellung der vertikalen Gitterauflösung in MIKE3 [®]	200
Abb. A.4-2:	Sohl nah verwendetes logarithmisches Geschwindigkeitsprofil (DHI, 1998a)	200
Abb. A.5-1:	Mögliche Anordnung der Modellgebiete in MIKE3 [®] NHD (DHI, 1998a)	201
Abb. A.5-2:	Diskretisierung in x, y und z-Richtung (DHI, 1998a)	201
Abb. A.5-3:	Verknüpfung unterschiedlicher Gitter während eines x-sweep's (DHI, 1998a)	202
Abb. A.5-4:	Übergeordnete Rechenstruktur von MIKE3 [®] NHD (DHI, 1998a)	202
Abb. A.5-5:	Rechenstruktur für einen down-sweep in x-Richtung (DHI, 1998a)	202
Abb. B.1-1:	Messsonde der Firma Aanderaa Instruments mit den zugehörigen Sensoren (AANDERAA, 2002)	204
Abb. B.1-2:	Messbereich zur Strömungsmessung (AANDERAA, 2002)	204
Abb. B.1-3:	Installationsbeispiele (AANDERAA, 2002)	204
Abb. B.2-1:	ADCP Gerät (Transducer) Workhorse Rio Grande der Firma RD Instruments (RD-INSTRUMENTS, 2002a)	205

Abb. B.2-2:	Bestimmung der horizontalen und vertikalen Geschwindigkeiten mit zwei Impulspaaren	205
Abb. B.2-3:	Messzelle einer ADCP-Messung	205
Abb. B.2-4:	Fehlerbestimmung in inhomogenen Messebenen eines ADCPs	206
Abb. B.2-5:	Schematische Darstellung eines Prozesszyklus bei der Messung mit einem ADCP	206
Abb. B.2-6:	Bestimmung der maximalen Reichweite eines ADCPs an der Gewässersohle	206
Abb. B.3-1:	Drifter System mit Kreuztafel und Schwimmer (IWA BREMEN, 2002)	206
Abb. C.1-1:	Wasserstände am Pegel Rechtenfleth im Untersuchungszeitraum (a), September 2000	208
Abb. C.1-2:	Salzgehalt am Pegel Rechtenfleth im Untersuchungszeitraum (a), September 2000, in einer Höhe von -2,9 mNN	208
Abb. C.1-3:	Wasserstände am Pegel Rechtenfleth im Untersuchungszeitraum (b), Mai 2001, in einer Höhe von -2,9 mNN	209
Abb. C.1-4:	Salzgehalt am Pegel Rechtenfleth im Untersuchungszeitraum (b), Mai 2001, in einer Höhe von -2,9 mNN	209
Abb. C.1-5:	Wasserstände am Pegel Nordenham im Untersuchungszeitraum (a), September 2000	210
Abb. C.1-6:	Salzgehalt am Pegel Nordenham im Untersuchungszeitraum (a), September 2000, in einer Höhe von -3,0 mNN	210
Abb. C.1-7:	Wasserstände am Pegel Nordenham im Untersuchungszeitraum (b), Mai 2001	211
Abb. C.1-8:	Salzgehalt am Pegel Nordenham im Untersuchungszeitraum (b), Mai 2001, in einer Höhe von -3,0 mNN	211
Abb. C.1-9:	Wasserstände am Pegel Robbensüdsteert im Untersuchungszeitraum (a), September 2000	212
Abb. C.1-10:	Salzgehalt am Pegel Robbensüdsteert im Untersuchungszeitraum (a), September 2000, in einer Höhe von -2,9 mNN	212
Abb. C.1-11:	Wasserstände am Pegel Robbensüdsteert im Untersuchungszeitraum (b), Mai 2001	213
Abb. C.1-12:	Salzgehalt am Pegel Robbensüdsteert im Untersuchungszeitraum (b), Mai 2001, in einer Höhe von -2,9 mNN	213
Abb. C.2-1:	Berechnete und gemessene Salzgehaltsverteilung über die Tiefe am Punkt 1 um 08:31 Uhr und 10:05 Uhr, September 2000	214
Abb. C.2-2:	Berechnete und gemessene Salzgehaltsverteilung über die Tiefe am Punkt 2 um 08:27 Uhr und 10:02 Uhr, September 2000	214
Abb. C.2-3:	Berechnete und gemessene Salzgehaltsverteilung über die Tiefe am Punkt 3 um 08:24 Uhr und 09:58 Uhr, September 2000	215
Abb. C.2-4:	Berechnete und gemessene Salzgehaltsverteilung über die Tiefe am Punkt 4 um 08:35 Uhr und 10:09 Uhr, September 2000	215
Abb. C.2-5:	Berechnete und gemessene Salzgehaltsverteilung über die Tiefe am Punkt 5 um 08:41 Uhr und 10:14 Uhr, September 2000	216
Abb. C.2-6:	Berechnete und gemessene Salzgehaltsverteilung über die Tiefe am Punkt 1 um 08:30 Uhr und 11:45 Uhr, Mai 2001	217
Abb. C.2-7:	Berechnete und gemessene Salzgehaltsverteilung über die Tiefe am Punkt 2 um 08:33 Uhr und 11:47 Uhr, Mai 2001	217
Abb. C.2-8:	Berechnete und gemessene Salzgehaltsverteilung über die Tiefe am Punkt 3 um 08:36 Uhr und 11:49 Uhr, Mai 2001	218
Abb. C.2-9:	Berechnete und gemessene Salzgehaltsverteilung über die Tiefe am Punkt 4 um 08:38 Uhr und 11:51 Uhr, Mai 2001	218
Abb. C.2-10:	Berechnete und gemessene Salzgehaltsverteilung über die Tiefe am Punkt 5 um 08:41 Uhr und 11:53 Uhr, Mai 2001	219
Abb. C.2-11:	Berechnete und gemessene Salzgehaltsverteilung über die Tiefe am Punkt 6 um 08:44 Uhr und 11:56 Uhr, Mai 2001	219

Abb.C.3-1:	Berechnete und gemessene Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen der Nordschleuse am 14.09.00, 12:00 Uhr, in einer Tiefe von –0,8 mNN	220
Abb. C.3-2:	Berechnete und gemessene Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen der Nordschleuse am 14.09.00, 12:00 Uhr, in einer Tiefe von –5,3 mNN	221
Abb. C.3-3:	Berechnete und gemessene Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen der Nordschleuse am 14.09.00, 12:00 Uhr, in einer Tiefe von –8,3 mNN	222
Abb. C.3-4:	Berechnete und gemessene Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen der Nordschleuse am 14.09.00, 13:45 Uhr, in einer Tiefe von –4,3 mNN	223
Abb. C.3-5:	Berechnete und gemessene Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen der Nordschleuse am 15.05.01, 10:05 Uhr, in einer Tiefe von –1,5 mNN	224
Abb. C.3-6:	Berechnete und gemessene Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen der Nordschleuse am 15.05.01, 10:05 Uhr, in einer Tiefe von –6,0 mNN	225
Abb. C.3-7:	Berechnete und gemessene Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen der Nordschleuse am 15.05.01, 10:05 Uhr, in einer Tiefe von –9,0 mNN	226
Abb. C.3-8:	Berechnete und gemessene Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen der Nordschleuse am 15.05.01, 11:50 Uhr, in einer Tiefe von –3,0 mNN	227
Abb. C.3-9:	Berechnete und gemessene Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen der Nordschleuse am 15.05.01, 11:50 Uhr, in einer Tiefe von –7,5 mNN	228
Abb. C.3-10:	Berechnete und gemessene Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen der Nordschleuse am 15.05.01, 11:50 Uhr, in einer Tiefe von –10,5 mNN	229
Abb. C.3-11:	Berechnete und gemessene Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen der Nordschleuse am 15.05.01, 14:15 Uhr, in einer Tiefe von –2,5 mNN	230
Abb. C.3-12:	Berechnete und gemessene Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen der Nordschleuse am 15.05.01, 14:15 Uhr, in einer Tiefe von –7,0 mNN	231
Abb. C.3-13:	Berechnete und gemessene Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen der Nordschleuse am 15.05.01, 14:15 Uhr, in einer Tiefe von –10,0 mNN	232
Abb. C.4-1:	Sieblinie einer gestörten Entnahme aus dem Vorhafen zur Nordschleuse, Position NS2 (IWA BREMEN, 1994)	233
Abb. C.4-2:	Sieblinie einer gestörten Entnahme aus dem Vorhafen zur Nordschleuse, Position NS3 (IWA BREMEN, 1994)	233
Abb. C.4-3:	Sieblinie einer gestörten Entnahme aus dem Vorhafen zur Nordschleuse, Position NS4 (IWA BREMEN, 1994)	234
Abb. C.4-4:	Sieblinie einer gestörten Entnahme aus dem Vorhafen zur Nordschleuse, Position NS6 (IWA BREMEN, 1994)	234
Abb. C.4-5:	Sieblinie einer gestörten Entnahme aus dem Vorhafen zur Nordschleuse, Position NS7 (IWA BREMEN, 1994)	235
Abb. C.4-6:	Sieblinie einer gestörten Entnahme aus dem Vorhafen zur Nordschleuse, Position NS8 (IWA BREMEN, 1994)	235
Abb. C.4-7:	Sieblinie einer gestörten Entnahme aus dem Vorhafen zur Nordschleuse, Position NS9 (IWA BREMEN, 1994)	236
Abb. C.4-8:	Sieblinie einer gestörten Entnahme aus dem Vorhafen zur Nordschleuse, Position NS10 (IWA BREMEN, 1994)	236
Abb. C.4-9:	Sieblinie einer gestörten Entnahme aus dem Vorhafen zur Nordschleuse, Position NS11 (IWA BREMEN, 1994)	237
Abb. C.4-10:	Einfluss der Sedimentkonzentration auf die Sinkgeschwindigkeit (VAN RIJN, 1993)	238
Abb. C.5-1:	Berechnete und gemessene Schwebstoffverteilung über die Tiefe am Punkt 1 um 08:31 Uhr und 10:05 Uhr, September 2000	241

Abb. C.5-2:	Berechnete und gemessene Schwebstoffverteilung über die Tiefe am Punkt 2 um 08:27 Uhr und 10:02 Uhr, September 2000	241
Abb. C.5-3:	Berechnete und gemessene Schwebstoffverteilung über die Tiefe am Punkt 3 um 08:24 Uhr und 09:58 Uhr, September 2000	242
Abb. C.5-4:	Berechnete und gemessene Schwebstoffverteilung über die Tiefe am Punkt 4 um 08:35 Uhr und 10:09 Uhr, September 2000	242
Abb. C.5-5:	Berechnete und gemessene Schwebstoffverteilung über die Tiefe am Punkt 5 um 08:41 Uhr und 10:14 Uhr, September 2000	243
Abb. C.5-6:	Berechnete und gemessene Schwebstoffverteilung über die Tiefe am Punkt 1 um 08:30 Uhr und 11:45 Uhr, Mai 2001	244
Abb. C.5-7:	Berechnete und gemessene Schwebstoffverteilung über die Tiefe am Punkt 2 um 08:33 Uhr und 11:47 Uhr, Mai 2001	244
Abb. C.5-8:	Berechnete und gemessene Schwebstoffverteilung über die Tiefe am Punkt 3 um 08:36 Uhr und 11:49 Uhr, Mai 2001	245
Abb. C.5-9:	Berechnete und gemessene Schwebstoffverteilung über die Tiefe am Punkt 4 um 08:38 Uhr und 11:51 Uhr, Mai 2001	245
Abb. C.5-10:	Berechnete und gemessene Schwebstoffverteilung über die Tiefe am Punkt 5 um 08:41 Uhr und 11:53 Uhr, Mai 2001	246
Abb. C.5-11:	Berechnete und gemessene Schwebstoffverteilung über die Tiefe am Punkt 6 um 08:44 Uhr und 11:56 Uhr, Mai 2001	246
Abb. D.1-1:	Walzenbildung in einem nahezu quadratischen Hafen bei Ebbeströmung und voller Einfahrtsbreite zur Außenströmung ($B_E = 1,0B_H$; $Th_b = 3,94$ m)	247
Abb. D.1-2:	Walzenbildung in einem nahezu quadratischen Hafen bei Ebbeströmung und eingeschränkter Einfahrtsbreite zur Außenströmung ($B_E = 0,11B_H$; $Th_b = 3,94$ m)	248
Abb. D.1-3:	Walzenbildung in einem Vorhafen ($B_H/L_H=0,24$) bei Ebbeströmung und einem Winkel von $\alpha=30^\circ$ zur Außenströmung ($Th_b = 3,94$ m)	249
Abb. D.1-4:	Walzenbildung in einem Vorhafen ($B_H/L_H=0,24$) bei Ebbeströmung und einem Winkel von $\alpha=150^\circ$ zur Außenströmung ($Th_b = 3,94$ m)	250
Abb. D.1-5:	Walzenbildung in einem nahezu quadratischen Hafen bei Ebbeströmung mit variierendem Salzgehalt und voller Einfahrtsbreite zur Außenströmung ($B_E = 1,0B_H$; $Th_b = 3,94$ m)	251
Abb. D.1-6:	Walzenbildung in einem nahezu quadratischen Hafen bei Flutströmung mit variierendem Salzgehalt und eingeschränkter Einfahrtsbreite zur Außenströmung ($B_E = 0,78B_H$; $Th_b = 3,94$ m)	252
Abb. D.1-7:	Walzenbildung in einem nahezu quadratischen Hafen bei Ebbeströmung mit variierendem Salzgehalt und eingeschränkter Einfahrtsbreite zur Außenströmung ($B_E = 0,78B_H$; $Th_b = 3,94$ m)	253
Abb. D.1-8:	Walzenbildung in einem nahezu quadratischen Hafen bei Flutströmung mit variierendem Salzgehalt und eingeschränkter Einfahrtsbreite zur Außenströmung ($B_E = 0,56B_H$; $Th_b = 3,94$ m)	254
Abb. D.1-9:	Walzenbildung in einem nahezu quadratischen Hafen bei Ebbeströmung mit variierendem Salzgehalt und eingeschränkter Einfahrtsbreite zur Außenströmung ($B_E = 0,56B_H$; $Th_b = 3,94$ m)	255
Abb. D.1-10:	Walzenbildung in einem nahezu quadratischen Hafen bei Flutströmung mit variierendem Salzgehalt und eingeschränkter Einfahrtsbreite zur Außenströmung ($B_E = 0,56B_H$; Lage der Einfahrt stromab; $Th_b = 3,94$ m)	256
Abb. D.1-11:	Walzenbildung in einem nahezu quadratischen Hafen bei Ebbeströmung mit variierendem Salzgehalt und eingeschränkter Einfahrtsbreite zur Außenströmung ($B_E = 0,56B_H$; Lage der Einfahrt stromab; $Th_b = 3,94$ m)	257

Abb. D.1-12: Walzenbildung in einem nahezu quadratischen Hafen bei Flutströmung mit variierendem Salzgehalt und eingeschränkter Einfahrtsbreite zur Außenströmung ($B_E = 0,56B_H$; Lage der Einfahrt stromauf; $T_{hb} = 3,94$ m)	258
Abb. D.1-13: Walzenbildung in einem nahezu quadratischen Hafen bei Ebbeströmung mit variierendem Salzgehalt und eingeschränkter Einfahrtsbreite zur Außenströmung ($B_E = 0,56B_H$; Lage der Einfahrt stromauf; $T_{hb} = 3,94$ m)	259
Abb. D.1-14: Walzenbildung in einem nahezu quadratischen Hafen bei Flutströmung mit variierendem Salzgehalt und eingeschränkter Einfahrtsbreite zur Außenströmung ($B_E = 0,33B_H$; $T_{hb} = 3,94$ m)	260
Abb. D.1-15: Walzenbildung in einem nahezu quadratischen Hafen bei Ebbeströmung mit variierendem Salzgehalt und eingeschränkter Einfahrtsbreite zur Außenströmung ($B_E = 0,33B_H$; $T_{hb} = 3,94$ m)	261
Abb. D.1-16: Walzenbildung in einem nahezu quadratischen Hafen bei Ebbeströmung mit variierendem Salzgehalt und eingeschränkter Einfahrtsbreite zur Außenströmung ($B_E = 0,11B_H$; $T_{hb} = 3,94$ m)	262
Abb. D.1-17: Walzenbildung in einem Vorhafen ($B_H/L_H=0,24$) bei Ebbeströmung mit variierendem Salzgehalt und einem Winkel von $\alpha=30^\circ$ zur Außenströmung ($T_{hb} = 3,94$ m)	263
Abb. D.1-18: Walzenbildung in einem Vorhafen ($B_H/L_H=0,24$) bei Flutströmung mit variierendem Salzgehalt und einem Winkel von $\alpha=45^\circ$ zur Außenströmung ($T_{hb} = 3,94$ m)	264
Abb. D.1-19: Walzenbildung in einem Vorhafen ($B_H/L_H=0,24$) bei Ebbeströmung mit variierendem Salzgehalt und einem Winkel von $\alpha=45^\circ$ zur Außenströmung ($T_{hb} = 3,94$ m)	265
Abb. D.1-20: Walzenbildung in einem Vorhafen ($B_H/L_H=0,24$) bei Flutströmung mit variierendem Salzgehalt und einem Winkel von $\alpha=60^\circ$ zur Außenströmung ($T_{hb} = 3,94$ m)	266
Abb. D.1-21: Walzenbildung in einem Vorhafen ($B_H/L_H=0,24$) bei Ebbeströmung mit variierendem Salzgehalt und einem Winkel von $\alpha=60^\circ$ zur Außenströmung ($T_{hb} = 3,94$ m)	267
Abb. D.1-22: Walzenbildung in einem Vorhafen ($B_H/L_H=0,24$) bei Flutströmung mit variierendem Salzgehalt und einem Winkel von $\alpha=75^\circ$ zur Außenströmung ($T_{hb} = 3,94$ m)	268
Abb. D.1-23: Walzenbildung in einem Vorhafen ($B_H/L_H=0,24$) bei Ebbeströmung mit variierendem Salzgehalt und einem Winkel von $\alpha=75^\circ$ zur Außenströmung ($T_{hb} = 3,94$ m)	269
Abb. D.1-24: Walzenbildung in einem Vorhafen ($B_H/L_H=0,24$) bei Flutströmung mit variierendem Salzgehalt und einem Winkel von $\alpha=90^\circ$ zur Außenströmung ($T_{hb} = 3,94$ m)	270
Abb. D.1-25: Walzenbildung in einem Vorhafen ($B_H/L_H=0,24$) bei Ebbeströmung mit variierendem Salzgehalt und einem Winkel von $\alpha=90^\circ$ zur Außenströmung ($T_{hb} = 3,94$ m)	271
Abb. D.1-26: Walzenbildung in einem Vorhafen ($B_H/L_H=0,24$) bei Flutströmung mit variierendem Salzgehalt und einem Winkel von $\alpha=105^\circ$ zur Außenströmung ($T_{hb} = 3,94$ m)	272
Abb. D.1-27: Walzenbildung in einem Vorhafen ($B_H/L_H=0,24$) bei Ebbeströmung mit variierendem Salzgehalt und einem Winkel von $\alpha=105^\circ$ zur Außenströmung ($T_{hb} = 3,94$ m)	273
Abb. D.1-28: Walzenbildung in einem Vorhafen ($B_H/L_H=0,24$) bei Flutströmung mit variierendem Salzgehalt und einem Winkel von $\alpha=120^\circ$ zur Außenströmung ($T_{hb} = 3,94$ m)	274
Abb. D.1-29: Walzenbildung in einem Vorhafen ($B_H/L_H=0,24$) bei Ebbeströmung mit variierendem Salzgehalt und einem Winkel von $\alpha=120^\circ$ zur Außenströmung ($T_{hb} = 3,94$ m)	275
Abb. D.1-30: Walzenbildung in einem Vorhafen ($B_H/L_H=0,24$) bei Flutströmung mit variierendem Salzgehalt und einem Winkel von $\alpha=135^\circ$ zur Außenströmung ($T_{hb} = 3,94$ m)	276
Abb. D.1-31: Walzenbildung in einem Vorhafen ($B_H/L_H=0,24$) bei Ebbeströmung mit variierendem Salzgehalt und einem Winkel von $\alpha=135^\circ$ zur Außenströmung ($T_{hb} = 3,94$ m)	277
Abb. D.1-32: Walzenbildung in einem Vorhafen ($B_H/L_H=0,24$) bei Ebbeströmung mit variierendem Salzgehalt und einem Winkel von $\alpha=150^\circ$ zur Außenströmung ($T_{hb} = 3,94$ m)	278
Abb. D.1-33: Walzenbildung in einem nahezu quadratischen Hafen bei Flutströmung mit variierendem Salzgehalt und voller Einfahrtsbreite zur Außenströmung ($B_E = 1,0B_H$; $T_{hb} = 3,55$ m)	279

Abb. D.1-34: Walzenbildung in einem nahezu quadratischen Hafen bei Ebbeströmung mit variierendem Salzgehalt und voller Einfahrtsbreite zur Außenströmung ($B_E = 1,0B_H$; $Thb = 3,55$ m)	280
Abb. D.1-35: Walzenbildung in einem nahezu quadratischen Hafen bei Flutströmung mit variierendem Salzgehalt und voller Einfahrtsbreite zur Außenströmung ($B_E = 0,11B_H$; $Thb = 3,55$ m)	281
Abb. D.1-36: Walzenbildung in einem nahezu quadratischen Hafen bei Ebbeströmung mit variierendem Salzgehalt und voller Einfahrtsbreite zur Außenströmung ($B_E = 0,11B_H$; $Thb = 3,55$ m)	282
Abb. D.1-37: Walzenbildung in einem Vorhafen ($B_H/L_H=0,24$) bei Flutströmung mit variierendem Salzgehalt und einem Winkel von $\alpha=30^\circ$ zur Außenströmung ($Thb = 3,55$ m)	283
Abb. D.1-38: Walzenbildung in einem Vorhafen ($B_H/L_H =0,24$) bei Ebbeströmung mit variierendem Salzgehalt und einem Winkel von $\alpha=30^\circ$ zur Außenströmung ($Thb = 3,55$ m)	284
Abb. D.1-39: Walzenbildung in einem Vorhafen ($B_H/L_H =0,24$) bei Flutströmung mit variierendem Salzgehalt und einem Winkel von $\alpha=150^\circ$ zur Außenströmung ($Thb = 3,55$ m)	285
Abb. D.1-40: Walzenbildung in einem Vorhafen ($B_H/L_H =0,24$) bei Ebbeströmung mit variierendem Salzgehalt und einem Winkel von $\alpha=150^\circ$ zur Außenströmung ($Thb = 3,55$ m)	286
Abb. D.3-1: Mittlere Sedimentationshöhe je Tide in einem nahezu quadratischen Hafen mit variierendem Salzgehalt bei eingeschränkter Einfahrtsbreite zur Außenströmung ($B_E = 0,78B_H$; $Thb = 3,94$ m)	288
Abb. D.3-2: Mittlere Sedimentationshöhe je Tide in einem nahezu quadratischen Hafen mit variierendem Salzgehalt bei eingeschränkter Einfahrtsbreite zur Außenströmung ($B_E = 0,56B_H$; $Thb = 3,94$ m)	288
Abb. D.3-3: Mittlere Sedimentationshöhe je Tide in einem nahezu quadratischen Hafen mit variierendem Salzgehalt bei eingeschränkter Einfahrtsbreite zur Außenströmung ($B_E = 0,56B_H$; Lage der Einfahrt stromab; $Thb= 3,94$ m)	289
Abb. D.3-4: Mittlere Sedimentationshöhe je Tide in einem nahezu quadratischen Hafen mit variierendem Salzgehalt bei eingeschränkter Einfahrtsbreite zur Außenströmung ($B_E = 0,56B_H$; Lage der Einfahrt stromauf; $Thb= 3,94$ m)	289
Abb. D.3-5: Mittlere Sedimentationshöhe je Tide in einem nahezu quadratischen Hafen mit variierendem Salzgehalt bei eingeschränkter Einfahrtsbreite zur Außenströmung ($B_E = 0,33B_H$; $Thb= 3,94$ m)	290
Abb. D.3-6: Mittlere Sedimentationshöhe je Tide in einem Vorhafen ($B_H/L_H=0,24$) mit variierendem Salzgehalt bei einem Winkel von $\alpha=45^\circ$ zur Außenströmung ($Thb = 3,94$ m)	291
Abb. D.3-7: Mittlere Sedimentationshöhe je Tide in einem Vorhafen ($B_H/L_H =0,24$) mit variierendem Salzgehalt bei einem Winkel von $\alpha=60^\circ$ zur Außenströmung ($Thb = 3,94$ m)	291
Abb. D.3-8: Mittlere Sedimentationshöhe je Tide in einem Vorhafen ($B_H/L_H =0,24$) mit variierendem Salzgehalt bei einem Winkel von $\alpha=75^\circ$ zur Außenströmung ($Thb = 3,94$ m)	292
Abb. D.3-9: Mittlere Sedimentationshöhe je Tide in einem Vorhafen ($B_H/L_H =0,24$) mit variierendem Salzgehalt bei einem Winkel von $\alpha=90^\circ$ zur Außenströmung ($Thb = 3,94$ m)	292
Abb. D.3-10: Mittlere Sedimentationshöhe je Tide in einem Vorhafen ($B_H/L_H =0,24$) mit variierendem Salzgehalt bei einem Winkel von $\alpha=105^\circ$ zur Außenströmung ($Thb = 3,94$ m)	293
Abb. D.3-11: Mittlere Sedimentationshöhe je Tide in einem Vorhafen ($B_H/L_H =0,24$) mit variierendem Salzgehalt bei einem Winkel von $\alpha=120^\circ$ zur Außenströmung ($Thb = 3,94$ m)	293
Abb. D.3-12: Mittlere Sedimentationshöhe je Tide in einem Vorhafen ($B_H/L_H =0,24$) mit variierendem Salzgehalt bei einem Winkel von $\alpha=135^\circ$ zur Außenströmung ($Thb = 3,94$ m)	294
Abb. D.3-13: Mittlere Sedimentationshöhe je Tide in einem langen Hafen ($B_H/L_H =0,13$) mit variierendem Salzgehalt bei einem Winkel von $\alpha=45^\circ$ zur Außenströmung ($Thb = 3,94$ m)	295
Abb. D.3-14: Mittlere Sedimentationshöhe je Tide in einem langen Hafen ($B_H/L_H =0,13$) mit variierendem Salzgehalt bei einem Winkel von $\alpha=90^\circ$ zur Außenströmung ($Thb = 3,94$ m)	296
Abb. D.3-15: Mittlere Sedimentationshöhe je Tide in einem langen Hafen ($B_H/L_H =0,13$) mit variierendem Salzgehalt bei einem Winkel von $\alpha=135^\circ$ zur Außenströmung ($Thb = 3,94$ m)	297

Abb. E.1-1:	Berechnete Strömungsgeschwindigkeiten bei Flutstrom im Vorhafen der Nordschleuse am 14.09.00, 10:15 Uhr im a) Ausgangszustand und b) mit Spundwand	298
Abb. E.1-2:	Berechnete Strömungsgeschwindigkeiten bei Ebbestrom im Vorhafen der Nordschleuse am 14.09.00, 18:10 Uhr im a) Ausgangszustand und b) mit Spundwand	299
Abb. E.1-3:	Berechnete Strömungsgeschwindigkeiten bei Flutstrom im Vorhafen der Nordschleuse am 14.09.00, 10:15 Uhr im a) Ausgangszustand und b) mit Umlenkwand	300
Abb. E.1-4:	Berechnete Strömungsgeschwindigkeiten bei Ebbestrom im Vorhafen der Nordschleuse am 14.09.00, 18:10 Uhr im a) Ausgangszustand und b) mit Umlenkwand	301
Abb. E.1-5:	Berechnete Strömungsgeschwindigkeiten bei Flutstrom im Vorhafen der Nordschleuse am 14.09.00, 10:15 Uhr im a) Ausgangszustand und b) mit Sohl sprung	302
Abb. E.1-6:	Berechnete Strömungsgeschwindigkeiten bei Ebbestrom im Vorhafen der Nordschleuse am 14.09.00, 18:10 Uhr im a) Ausgangszustand und b) mit Sohl sprung	303
Abb. E.1-7:	Berechnete Strömungsgeschwindigkeiten bei Flutstrom im Vorhafen der Nordschleuse am 14.09.00, 10:15 Uhr im a) Ausgangszustand und b) mit Umlenk wand und Sohl sprung	304
Abb. E.1-8:	Berechnete Strömungsgeschwindigkeiten bei Ebbestrom im Vorhafen der Nordschleuse am 14.09.00, 18:10 Uhr im a) Ausgangszustand und b) mit Umlenk wand und Sohl sprung	305

TAFELVERZEICHNIS

Tafel 2.3-1:	Einfluss der Einfahrtswinkel auf die Breite der Vermischungszone (BOUJ, 1986)	35
Tafel 2.3-2:	Längen- und Breitenverhältnis L_w / B_w der Primärwalze bei unterschiedlichen Randbedingungen (MÜLLER, 1990)	37
Tafel 2.4-1:	Klassifizierung von Sedimenten aufgrund ihrer Korngröße	47
Tafel 2.4-2:	Einteilung von Fluid-Sediment Mischungen (VAN RIJN, 1993)	48
Tafel 2.4-3:	Beispiele mittlerer Sinkgeschwindigkeiten w_s in Abhängigkeit von der Konzentration c (VAN RIJN & LOUISSE, 1987)	53
Tafel 2.4-4a:	Einflüsse bestimmter Parameter der Sedimente auf die kritische Sohlschubspannung (RAUDKIVI, 1982)	57
Tafel 2.4-4b:	Einflüsse bestimmter Parameter der Sedimente auf die kritische Sohlschubspannung (RAUDKIVI, 1982)	58
Tafel 4.2-1:	Zusammenstellung der Grundlagen von MIKE3, verwendeter Entwicklungsstand bei Beginn der Arbeit 1999	78
Tafel 4.4-1:	Abmessungen tidebeeinflusster Häfen in Nordeuropa	80
Tafel 4.4-2:	Abmessungen der in der Parameterstudie untersuchten Häfen	80
Tafel 4.4-3:	Untersuchungsmatrix für die Parameterstudie	82
Tafel 5.4-1:	Eingangsparameter zu Beginn der Kalibrierung (VAN RIJN, 1993)	101
Tafel 5.4-2:	Durch die Kalibrierung ermittelte Sedimentparameter	102
Tafel 6.3-1:	In der Parameterstudie verwendete Sedimentparameter	111
Tafel 6.3-2:	Matrix der untersuchten Hafenformen	112
Tafel 6.4-1:	Änderung der tideinduzierten Austauschwassermenge in Abhängigkeit von den untersuchten Wasserstandsänderungen	112
Tafel 6.5-1:	Änderung der Austauschwassermenge infolge des Tide-, Dichte- und Strömungseffektes bei den langen Häfen b) unter Berücksichtigung verschiedener Winkel	133
Tafel 6.5-2:	Anteile des Tide-, Dichte- und Strömungseffektes an der in der Einfahrt ausgetauschten gesamten Wassermenge bei den langen Häfen b) unter Berücksichtigung verschiedener Winkel	133
Tafel 6.6-1:	Änderung der Sedimentation in Abhängigkeit von der Position und der Größe der Hafeneinfahrt ohne Berücksichtigung von salinen Dichtegradienten ($Thb = 3,94$ m)	137
Tafel 6.6-2:	Änderung der Sedimentation in Abhängigkeit von der Neigung des Hafens ohne Berücksichtigung von salinen Dichtegradienten ($Thb = 3,94$ m)	138
Tafel 6.6-3:	Änderung der Sedimentation in Abhängigkeit von der Position und der Größe der Hafeneinfahrt unter Berücksichtigung von salinen Dichtegradienten ($Thb = 3,94$ m)	141
Tafel 6.6-4:	Änderung der Sedimentation in Abhängigkeit von der Neigung des Hafens unter Berücksichtigung von salinen Dichtegradienten ($Thb = 3,94$ m)	143
Tafel 6.6-5:	Änderung der Sedimentation in Abhängigkeit von der Neigung der langen Häfen b) in Relation zum Ausgangszustand bei $\alpha=90^\circ$ unter Berücksichtigung von salinen Dichtegradienten ($Thb = 3,94$ m)	145
Tafel 6.6-6:	Änderung der Sedimentation in Abhängigkeit von der Position und der Größe der Hafeneinfahrt bei einer Nipptide in den breiten Häfen unter Berücksichtigung von salinen Dichtegradienten ($Thb = 3,55$ m)	145
Tafel 6.6-7:	Änderung der Sedimentation in Abhängigkeit von der Neigung des Vorhafens bei einer Nipptide unter Berücksichtigung von salinen Dichtegradienten ($Thb = 3,55$ m)	147
Tafel 7.2-1:	Änderung des Wasseraustausches zwischen Vorhafen und Weser infolge des Strömungs- und Dichteeffektes gegenüber dem Tideeffekt (=100%) bei einer Springtide ($Thb = 3,94$ m)	157

Tafel 7.2-2:	Anteile des Tide-, Dichte- und Strömungseffekts an der in der Einfahrt ausgetauschten Wassermenge bei einer Springtide ($T_{hb} = 3,94$ m)	157
Tafel 7.2-3:	Mittlere Sedimentationshöhen und -mengen in der Einfahrt zur Nordschleuse bei einer Springtide mit und ohne saline Dichtegradienten	157
Tafel 7.3-1:	Austauschwassermenge zwischen Hafen und Weser in den Anwendungsbeispielen und Änderung gegenüber dem Ausgangszustand	171
Tafel 7.3-2:	Sedimentationshöhen in den Anwendungsbeispielen und Änderung gegenüber dem Ausgangszustand	171

TAFELVERZEICHNIS APPENDIX

Tafel A.1-1:	Wahl empirischer Parameter für das k-Model nach RODI (1980)	192
Tafel A.1-2:	Wahl empirischer Parameter für das k- ϵ -Model nach RODI (1980)	192
Tafel A.1-3:	Wahl empirischer Parameter für das gemischte k- ϵ -Model nach RODI (1980) in der Vertikalen und den Ansatz von SMAGORINSKY (1963) in der Horizontalen	193
Tafel A.2-1:	Sedimentklassifizierung innerhalb des MT-Moduls (vgl. VAN RIJN, 1993)	195
Tafel C.4-1:	Zusammensetzung von Kaoliniten und natürlichem Schlick (VAN RIJN, 1993)	237
Tafel C.4-2:	Kritische Sohlschubspannung für Deposition (VAN RIJN, 1993)	238
Tafel C.4-3:	Dichte des konsolidierten Schlicks (VAN RIJN, 1993)	239
Tafel C.4-4:	Dichtebereiche konsolidierten Schlicks (VAN RIJN, 1993)	239
Tafel C.4-5:	Kritische Sohlschubspannung für Oberflächen- und Massenerosion innerhalb eines Konsolidierungszeitraums von 7 Tagen (VAN RIJN, 1993)	240
Tafel C.4-6:	Kritische Sohlschubspannung für Erosion für verschiedene Sedimentkonzentrationen (VAN RIJN, 1993)	240
Tafel D.2-1:	Austauschwassermenge zwischen den Häfen und der Außenströmung	287
Tafel D.2-2:	Sedimentation in den Häfen der Parameterstudie	287

1 Einleitung

1.1 Einführung in die Problematik

Viele der wichtigen und großen Seehäfen der Welt liegen an Flussmündungen. In diesen Flussmündungen vermischen sich Süßwasser (Flusswasser) und salzhaltiges Meerwasser. In dieser durch Tideeinfluss mobilen Vermischungszone (Brackwasserzone) stellt das Vorhalten einer Mindestwassertiefe in Häfen eine der größten finanziellen Belastungen dar. Die Ablagerungen vorrangig kohäsiver Sedimente müssen durch aufwendige Unterhaltungsbaggerungen beseitigt werden, damit die erforderlichen Mindestwassertiefen für die Sicherheit und Leichtigkeit des Schiffsverkehrs gewährleistet bleiben.

Die Verlandung dieser Häfen ist infolge von Fahrrinnenvertiefungen, erhöhten Sedimenteinträgen aus dem oberstromigen Einzugsgebiet sowie hohen Schadstoffbelastungen des Baggergutes seit Jahrzehnten ein akutes Problem. Wirtschaftliche Verfahren der Baggergutbeseitigung, wie z.B. die Aufspülung tiefliegender Marschflächen oder die Verklappung des Baggergutes im Meer, werden seit längerem aus ökologischen Gründen als nicht mehr vertretbar angesehen (GÖHREN ET AL., 1986). Solange die bekannten Verschmutzungen, wie z.B. das aus den Schiffsanstrichen stammende Tributylzinn (TBT), vorhanden sind, verbleibt für die Entsorgung von belastetem Baggergut nur die Anwendung der je nach Grad der Belastung infrage kommenden Deponietechnik (SCHENKEL, 1985). Die ohnehin schon hohen Unterhaltungskosten steigen durch die Deponierung des Baggergutes erheblich an.

Zur Problematik der Sedimentation in Häfen werden seit Jahrzehnten Laboruntersuchungen durchgeführt. Die ersten Untersuchungen zum Sedimenteintrag in Häfen konzentrierten sich auf den Sedimentationsprozess und die Reduktion der Sedimentation in vorhandenen Häfen (SCHMUCKER, 1926; BONNET U. LAMOEN, 1949; HENSEN, 1953; MAGENS, 1958). In den 50er und 60er Jahren entstand im Zusammenhang mit dem Wiederaufbau und der Expansion vieler Häfen ein verstärkter Forschungsbedarf. Grundlage für diese Forschung waren die ersten methodischen Untersuchungen von ROHR (1933). Er untersuchte den Einfluss der Hafengeometrie auf die Sedimentationsmengen. Weitere Untersuchungen wurden von VOLLMERS (1963), DURSTHOFF (1970), WESTRICH (1977a,b) BOOIJ (1986) und LANGENDOEN (1992) durchgeführt. Eine systematische Untersuchung der Sedimentation in tide- und brackwasserbeeinflussten Häfen wurde bislang nicht durchgeführt.

1.2 Systemgrundlagen

Ein Hafen an einem Fluss wirkt wie eine lokale Aufweitung. Diese Aufweitung verursacht ein komplexes Wirkungsgefüge verbunden mit einer lokalen Verminderung der Strömungsgeschwindigkeiten. Zusätzlich entstehen in der Hafeneinfahrt Walzenströmungen, die ursächlich für den Transport von Sedimenten in den Hafen verantwortlich sind. Im Hafen können großflächige Walzensysteme entstehen, in deren Zentrum sehr geringe Strömungsgeschwindigkeiten herrschen. Sand wird infolge der geringen Strömungsgeschwindigkeiten im Bereich der Hafeneinfahrt nur in geringen Mengen transportiert. Kohäsive Feinstmaterialien haben jedoch die Zeit, sich im Bereich der Walze abzusetzen.

Die Sedimente gelangen infolge des Wasseraustausches zwischen der Feststoff führenden Außenströmung und dem Wasser des Hafens in den Hafen, wo sie sich aufgrund der verminderten Strömungsgeschwindigkeiten absetzen können. Zu den relevanten abiotischen und biotischen Faktoren, die den Sedimenteintrag und die Sedimentation beeinflussen, zählen:

- Tidebedingte periodische Wasserstandsänderungen und die daraus resultierenden Strömungen sowie Strömungen infolge von Dichtedifferenzen
- Hafencharakteristika in Form der Geometrie und der Anordnung
- morphologische/sedimentologische Parameter
- biologische, chemische und physikalische Einflüsse durch Flora und Fauna auf dem Hafeboden
- Resuspension der Sedimente durch Unterhaltungsbaggerungen
- Schiffsfahrt
- Seegang.

In einem Fluss ist grundsätzlich zwischen einem Transport in Suspension (Schwebstofftransport, *Suspended Load*) und sohlnahem Transport (*Bed Load*) zu unterscheiden. Zwischen beiden Transportarten gibt es Übergänge, die von der Sedimentkorngröße, der Sedimentdichte, der Strömungsgeschwindigkeit und vom Turbulenzgrad der Strömung (Geschwindigkeit, Zähigkeit, Sohlrauheit) abhängen. Dies bedeutet, dass sohlnahes Material bei hohen Geschwindigkeiten in Suspension geht und suspendiertes Material bei abnehmender Strömungsgeschwindigkeit zu sohlnah transportiertem Material (*Bed Load*) wird oder sich ablagert (Sedimentation). In einem Tidefluss können alle Phasen des Sedimenttransportes auftreten. In natürlich belassenen Flüssen kann sich zudem in Abschnitten ein Gleichgewicht zwi-

schen Erosion, Transport und Sedimentation einstellen.

Dieser morphologische Gleichgewichtszustand kann durch Änderungen in den Oberwasserabflüssen, die in der Regel mit steigendem Abfluss auch mit erhöhtem Sedimenttransport verbunden sind, aufgehoben oder innerhalb des Flusses an eine andere Stelle verlagert werden. Hinzu kommt in einem Ästuar der hohe Anteil von Schwebstoffen mit langen Absetzzeiten bzw. geringen Sinkgeschwindigkeiten ($v_s < 0,1 \text{ cm/s}$), die sich nur bei längeren Stillstandszeiten oder in Strömungswalzen und Ablösezeiten mit dauerhaft geringen Strömungsgeschwindigkeiten ablagern.

Der Sedimenttransport in den Häfen resultiert aus den Strömungsgeschwindigkeiten, die durch Wasserstandsänderungen und Dichteunterschiede induziert werden. Vor allem durch Dichteschichtung beeinflusste Sedimentbewegungen können vorrangig bei Flut zu einer zusätzlichen Erhöhung der Sedimentationsmengen führen. Die Sedimentationsmengen im Hafen sind abhängig von der Austauschwassermenge zwischen Hafen und Fluss, der Sedimentkonzentration im Fluss, der Sinkgeschwindigkeit der suspendierten Partikel und der Verweilzeit des ausgetauschten Wassers im Hafen. Die Sinkgeschwindigkeiten kohäsiver Sedimentpartikel werden zudem durch die Salzkonzentration maßgeblich beeinflusst. Die größten Schwebstoffgehalte in einem Ästuar finden sich in der Trübungszone. Diese Trübungszone ist meist ein Teil der Brackwasserzone. Durch Dichteunterschiede werden zudem dreidimensionale Strömungsvorgänge ausgelöst, die den Absetzvorgang von Feinstsedimenten grundlegend beeinflussen.

Die Sedimentationsmengen in den Häfen sind zudem von anthropogenen Einflüssen überprägt. In den Häfen findet Schiffsverkehr statt, der, in Abhängigkeit von der Größe der Schiffseinheit, Sedimentumlagerungen bewirken kann. Zudem kann sich in Häfen kein Gleichgewichtszustand einstellen. Durch die Bewirtschaftung wird ständig eine Solltiefe zur Sicherstellung eines reibungslosen Schiffsverkehrs erhalten.

1.3 Zielsetzung

Der Großteil der bislang durchgeführten Untersuchungen bezog sich auf die Austauschprozesse zwischen einer stationären Außenströmung und dem Hafen. Insbesondere der Stofftransport durch eine Trennschicht zwischen einer Walze im Hafen und dem Fluss wurde in physikalischen maßstabsbehafteten Modellen untersucht. Im FRANZIUS-INSTITUT der Universität Hannover wurden in hydraulischen Modellen Untersuchungen über den Wasseraustausch zwischen Hafen und Außenströmung durchgeführt

(SCHWARZE, BRINKMANN, 1988; BRINKMANN, 1987 u. 1990). Weitere Laboruntersuchungen, wie z.B. von EYSINK (1989a), WINTERWERP, ET AL. (2001) und LANGENDOEN (1992), befassten sich mit dem Effekt der Dichteunterschiede zwischen Hafen und Fluss.

Durch neue Messverfahren, wie z.B. ADCP-Messungen, ist eine Aufnahme des Tidegeschehens in Häfen an einem Ästuar möglich geworden. Mit dieser verbesserten Grundlage an Naturdaten kann durch eine maßstabsfreie Übertragung der Messdaten in ein numerisches 3-dimensionales Modell eine grundsätzliche Untersuchung der komplexen Wirkungszusammenhänge in Häfen vorgenommen werden. Zudem bieten numerische 3-dimensionale Modelle die Möglichkeit, den Wasseraustausch zwischen Hafen und Außenströmung direkt zu quantifizieren. Dies war bislang nur indirekt über Tracer- oder punktuelle Geschwindigkeitsmessungen möglich.

Zur Bestimmung von Wirkungszusammenhängen ist eine detaillierte Untersuchung der dreidimensionalen Strömungen in Häfen unter Tideeinfluss und unter Berücksichtigung der Dichtevariationen in Brackwasserzonen in einem 3-dimensionalen numerischen Modell notwendig. Darauf aufbauend ist eine Bestimmung des Sedimenttransportes in die Häfen unerlässlich für die qualitative Beschreibung z.B. des Einflusses der Gestaltung der Hafenbecken und deren Einfahrtsbereiche auf die Sedimentation im Hafen.

Die Zielsetzung dieser Arbeit ist es, aufgrund einer detaillierten Analyse der komplexen Wirkungszusammenhänge Lösungen aufzuzeigen, die zu einer nachhaltigen Reduktion der Sedimentationsmengen in tide- und brackwasserbeeinflussten Häfen und Vorhäfen führen.

Der Schwerpunkt der Untersuchungen liegt auf der Bestimmung des Sedimenteintrages in tide- und brackwasserbeeinflussten Häfen. Zur Bestimmung dieses Wasseraustausches und der Sedimentation in den Häfen wird eine Parameterstudie mit einem numerischen 3-dimensionalen Modell durchgeführt. Mit dieser Parameterstudie kann zudem erstmals der Anteil des Tide-, Strömungs- und Dichteeffektes am Wasseraustausch mit hoher Qualität bestimmt werden.

Die aus der Untersuchung der Wirkungszusammenhänge gewonnenen Erkenntnisse werden an einem realen Anwendungsfall überprüft. Für den Bereich der Nordschleuse in Bremerhaven soll auf die Frage nach Herkunft, Eintragspfad, Fraktionierung und Eintragsmenge eingegangen werden. Für die Entwicklung der Maßnahmen zur Minimierung des Sedimenteintrages werden die „Ursache-Wirkungs-Beziehungen“ der Sedimentations- und Umlagerungsprozesse innerhalb der Häfen untersucht.

Biologische, chemische und physikalische Einflüsse durch Flora und Fauna auf den Sedimenttransport sind nur schwer berechenbar. Da hier noch einige grundlegende Untersuchungen fehlen, die in numerischen Modellen berücksichtigt werden könnten, findet dies keinen Eingang in die Untersuchungen. Veränderungen der Sohlgeometrie durch Unterhaltungsbaggerungen werden ebenfalls nicht berücksichtigt und der Einfluss der Schifffahrt auf die Sedimentation in begrenztem Wasser ist nicht Gegenstand dieser Untersuchungen. Der Einfluss des Seegangs auf die Sedimentation ist aufgrund der Lage und der Wassertiefe im Bereich tide- und brackwasserbeeinflusster Häfen vernachlässigbar.

Die Strömung im Bereich von Hafeneinfahrten und in Häfen ist im Allgemeinen hoch turbulent und stark dreidimensional ausgeprägt (vgl. Kap. 2.2). Diese dreidimensionalen Strömungen beeinflussen das Absetzverhalten der transportierten Sedimente (vgl. Kap. 2.4). In Häfen an Tideflüssen finden sich vorrangig kohäsive Sedimente, die sich je nach Konzentration gegenseitig beeinflussen können und im Extremfall wiederum Einfluss auf die dreidimensionale Strömung im Hafen haben.

Der Wasseraustausch zwischen Hafen und Außenströmung Q_{ex} (Position in Längsrichtung des Flusses $x = \text{konstant}$) ist abhängig von den Abmessungen und der Form einer Hafeneinfahrt (B_E, B_H, L_H, α). Zusätzlich bestehen Abhängigkeiten von der zeitlichen (t) Variation des Wasserstandes h über die Tidedauer T , der Strömungsgeschwindigkeiten vor der Hafeneinfahrt (v_n), der Dichteänderungen $\Delta\rho$ infolge kurzfristiger und langfristiger (Oberwasserzufluss) Änderungen der Salinität S und der Schwebstoffkonzentration c . Die Parameter $v_n, \Delta\rho, S$ und c variieren zusätzlich über die Breite y und Tiefe z des Flusses (Abb. 2.1-1, Gl. 2.1-1). Die salinen Dichteänderungen über die Tiefe können durch die Estuarine RICHARDSON-ZAHL Ri (FISCHER, ET AL., 1979) beschrieben werden (Gl. 2.1-2).

2 Identifikation der maßgebenden Prozesse

2.1 Faktoren zur Beeinflussung des Sedi- menteintrages

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

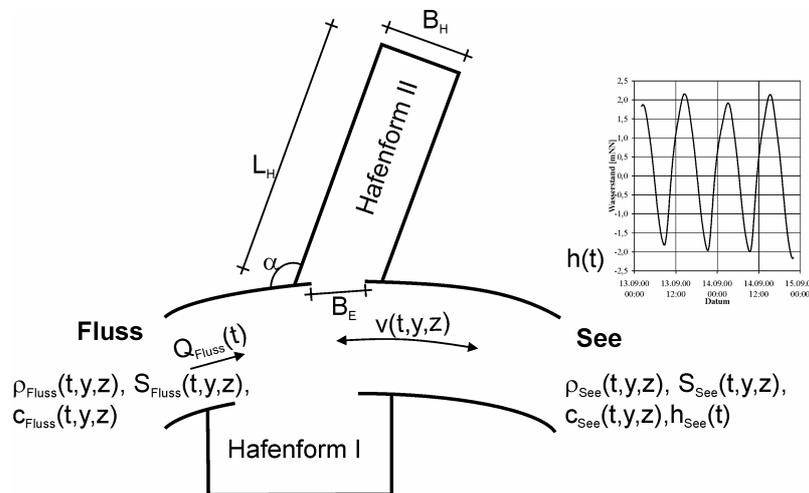


Abb. 2.1-1: Maßgebende Prozessgrößen, die den Sedi-
menteintrag in einen tide- und brackwasserbeeinflussten Hafen bestimmen

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

Mit:

B_E Breite der Einfahrt [m]

B_H mittlere Breite des Hafens [m]

L_H mittlere Länge des Hafens [m]

α Neigung des Hafens zur Flussachse [°]

t Zeit [s]

h Wasserstand [m]

Q_{Fluss} Oberwasserzufluss [m³/s] (2.1-1)

z Abstand von der Gewässersohle [m]

v_n Geschwindigkeit in x, y und z Richtung [m/s]

S Salinität [‰]

c Schwebstoffkonzentration [kg/m³]

$\Delta\rho$ Dichtedifferenz zwischen Hafen- und Flusswasser [kg/m³]

T Tidedauer [s]
 Ri_E Estuarine RICHARDSON-ZAHL [-]

$$Ri_E = \frac{\Delta\rho \cdot g \cdot Q_f}{\rho \cdot W \cdot u_t^3} \quad (2.1-2)$$

Mit:
 ρ Dichte des Wassers [kg/m³]
 Δρ Dichtedifferenz zwischen See- und Flusswasser [kg/m³]
 Q_f Frischwasserzufluss [m³/s]
 W Breite des Flusses an der Mündung [m]
 g Erdbeschleunigung [m/s²]
 u_t RMS Tidegeschwindigkeit an der Mündung des Ästuars [m/s]

Der Wasseraustausch zwischen Hafen und Außenströmung kann durch drei Mechanismen beschrieben werden. Zum einen durch den Austausch infolge der Geschwindigkeitsdifferenzen zwischen Außenströmung und Hafenströmung (Strömungseffekt, Kap. 2.3.1) und dem Austausch infolge wechselnder Wasserstandsgradienten (Tideeffekt, Kap. 2.3.2). Im Brackwasserbereich von Tideflüssen ist zudem der Austausch infolge wechselnder Dichtegradienten (Dichteeffekt, Kap. 2.3.3) wirksam.

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 ebenfalls beeinflussen.

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

2.2 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:

$$v_i = \bar{v}_i + v'_i \quad (2.2-1)$$

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.

$$\bar{v}_i = \frac{1}{T} \int_{t_0}^{t_0+T} v_i dt \quad (2.2-2)$$

Mit:

T Zeitraum [s]

Die zeitlichen Mittelwerte der turbulenten Schwankung sind definitionsgemäß Null:

$$\frac{1}{T} \int_{t_0}^{t_0+T} v'_i dt = 0 \quad (2.2-3)$$

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:

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

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

$$\frac{\partial v_i}{\partial x_i} = 0 \quad (2.2-5)$$

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

$$\frac{dv_i}{dt} = f_i - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x_i} + \nu \frac{\partial^2 v_i}{\partial x_j \partial x_j} = v_j \frac{\partial v_i}{\partial x_j} + \frac{\partial v_i}{\partial t} \quad (2.2-6)$$

Mit:

x_i, x_j x, y, z Richtung
 v_i, v_j v_x, v_y, v_z [m/s]
 f_i äußere Kraft in Richtung x_i [kN]

ν	kinematische Zähigkeit [m ² /s]
ρ	lokale Dichte des Wassers [kg/m ³]
p	Druck [kN/m ²]

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. 2.2-1 in Gl. 2.2-5 unter Berücksichtigung von Gl. 2.2-2 und Gl. 2.2-3 gilt:

$$\frac{\partial \bar{v}_i}{\partial x_i} = 0 \quad \text{und} \quad \frac{\partial \bar{v}'_i}{\partial x_i} = 0 \quad (2.2-7)$$

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

$$f_i - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x_i} + \nu \frac{\partial^2 \bar{v}_i}{\partial x_j \partial x_j} + \frac{\partial}{\partial x_j} \overline{v'_i \cdot v'_j} = \nu_j \frac{\partial \bar{v}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \bar{v}_i}{\partial t} \quad (2.2-8)$$

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). Diese turbulenzbedingten Zusatzspannungen werden auch scheinbare Schub- bzw. Normalspannungen τ'_{ij} [kN/m²] bzw. σ'_i [kN/m²] genannt. Sie wirken zusätzlich zu den Spannungen, die aufgrund der Zähigkeit des Wassers und der Verformung durch die Grundströmung auftreten (Gl. 2.2-9).

$$\tau_{ij} = \eta \frac{\partial \bar{v}_i}{\partial x_j} \quad (2.2-9)$$

Mit:

η	dynamische Zähigkeit [m ² /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.

$$\tau'_{ij} = A_t \frac{\partial \bar{v}_i}{\partial x_j} = -\rho \cdot \overline{v'_i v'_j} \quad (2.2-10)$$

Da die Vermischungsprozesse in den drei Koordinatenrichtungen x, y und z variabel sein können, wurde für A_t von ERTEL (1937) der richtungsabhängige Austauschtensor A_{ij} eingeführt. Dieser Austauschensor 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. 2.2-11), die scheinbare Zähigkeit (Gl. 2.2-12):

$$\nu = \frac{\eta}{\rho} \quad (2.2-11)$$

$$\nu_t = \frac{A_t}{\rho} \quad (2.2-12)$$

Mit:

ν	kinematische Zähigkeit [m ² /s]
ν_t	scheinbare Zähigkeit [m ² /s]

Einen Weg zur Bestimmung der REYNOLDSSchen Schubspannungen (s. Gl. 2.2-9) 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. 2.2-13). l ist dabei eine Funktion des Ortes und unabhängig vom Betrag der Geschwindigkeit.

$$-\rho \overline{v'_i \cdot v'_j} = \rho \cdot l^2 \left| \frac{\partial \bar{v}_i}{\partial x_j} \right| \frac{\partial \bar{v}_i}{\partial x_j} \quad (2.2-13)$$

Mit:

l	PRANDTLscher Mischungsweg [m]
-----	-------------------------------

Analog zu Gl. 2.2-12 gilt hier:

$$\nu_t = l^2 \left| \frac{\partial \bar{v}_i}{\partial x_j} \right| \quad (2.2-14)$$

Nachteilig wirkt sich in der Mischungswegtheorie die Tatsache aus, dass die scheinbaren Schubspannungen nur vom lokalen Geschwindigkeitsgradienten abhängen. Turbulenzwirbel, die oberhalb der betrach-

teten Stelle erzeugt werden, bleiben unberücksichtigt, beeinflussen jedoch die Schubspannungen. Mit Hilfe dieses Ansatzes kann dennoch allgemein gezeigt werden, dass die größten Schubspannungen τ'_{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 Fluktuationsbewegung vor:

$$E_{\text{tur}} = \frac{\rho}{2} \left(\overline{v_x'^2} + \overline{v_y'^2} + \overline{v_z'^2} \right) \quad (2.2-15)$$

Der Austauschkoefizient kann mit Hilfe der Gleichung 2.2-16 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.

$$v_t = \frac{Z_1}{2} \sqrt{\overline{v_x'^2} + \overline{v_y'^2} + \overline{v_z'^2}} \cdot L_J \quad (2.2-16)$$

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.

$$v_t = z_2 \cdot b \cdot (\bar{v}_{\text{max}} - \bar{v}_{\text{min}}) \quad (2.2-17)$$

Mit:

- z_2 Konstante [-]
- b Breite der Vermischungszone [m]
- \bar{v}_{max} maximale Geschwindigkeiten an den Rändern der Vermischungszone [m/s]
- \bar{v}_{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. 2.2-17 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:

$$Pr = \frac{v_t}{D_t} \quad (2.2-18)$$

Mit:

- Pr PRANDTL-SCHMIDT-Zahl [-]
- v_t scheinbare Zähigkeit [m²/s]
- D_t Diffusionskoeffizient [m²/s]

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

2.3 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. Grundsätzliche 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) im Labor 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, 1988, 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 Ausbildung der Strömung zwischen Tidefluss und Hafeneinfahrt sowie im Hafen gibt 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 & STOSCHEK, 2000). Untersuchungen zu den aus Brackwassereinfluss resultierenden Dichteströmungen sind vorrangig im Labor durchgeführt worden (LANGENDOEN, 1992; EYSINK, 1989A).

2.3.1 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 erfolgt ein Impulseintrag über eine Wirbelstraße von der Außenströmung auf die Wassermasse im Hafen. Dieser Impulseintrag erzeugt Walzenströmungen im Hafen (Primärwalzen) die einen Teil ihrer Energie auf weitere Walzen (Sekundär-, Tertiärwalzen, etc.) im Hafen übertragen können. 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 (Strömungseffekt, Abb. 2.3-1).

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 (Abb. 2.3-1) 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, dass in der Vermischungszone vorhanden ist (LANGENDOEN, 1992). Die im Einfahrtsbereich 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 Vermischungszone und die Strömungen im Hafen und deren Materialtransportkapazitäten von entscheidender Bedeutung.

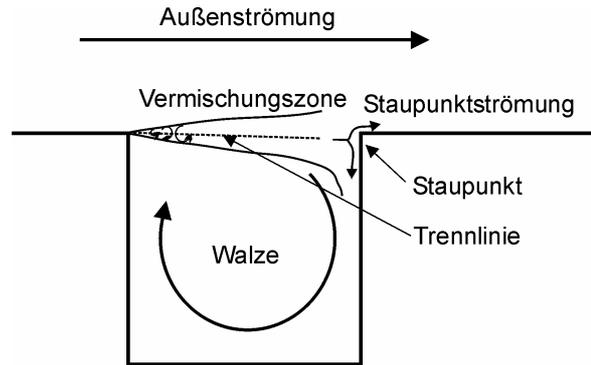


Abb. 2.3-1: Prinzipialskizze zum Strömungseffekt

2.3.1.1. Die Vermischungszone

Die im Vergleich zur Hauptströmung vorherrschende höhere Turbulenzintensität in der Vermischungszone (Abb. 2.3-1) hat ihren Ursprung in den Ablösungsvorgängen beim Umströmen der oberstromigen Hafenecke, sowie in dem Zusammentreffen zweier Strömungen mit unterschiedlicher Geschwindigkeit (Flussströmung und Hafenströmung).

Die an der oberstromigen Ecke erzeugten Wirbel wachsen in Strömungsrichtung an und bewegen sich mit der Strömung über den Einfahrtsbereich. 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. 2.3-2). Der Ausbreitungswinkel dieses freien Strahles bezogen auf die Strahlachse liegt bei rd. 7° (DAVIES, 1972).

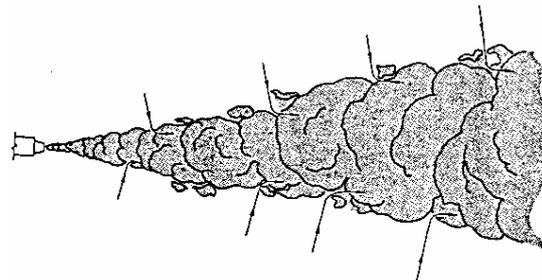


Abb. 2.3-2: Ausbreitung eines unter Wasser eingeleiteten Strahles (DAVIES, 1972)

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. 2.3-3). 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. 2.3-1 zur Berechnung der Breite einer zweidimensionalen Vermischungszone (konstant über die Tiefe).

$$\frac{db}{dy_v} = 0,181 \cdot \frac{\bar{v}_{y,R} - \bar{v}_{y,H}}{\bar{v}_{y,R} + \bar{v}_{y,H}} = 0,181 \cdot \lambda \quad (2.3-1)$$

Mit:

b Breite der Vermischungszone [m]

$$b = \frac{\bar{v}_{y,R} - \bar{v}_{y,H}}{(\partial v / \partial x_v)_{\max}} \quad (2.3-2)$$

λ 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]

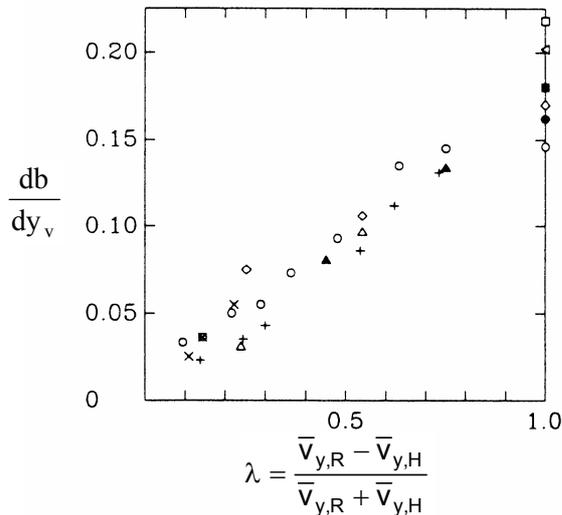


Abb. 2.3-3: Abhängigkeit des Ausbreitungswinkels der Vermischungszone von der Geschwindigkeitsdifferenz zweier Strömungen. Ergebnisse verschiedener Autoren: \blacktriangle BROWN & ROSHKO (1974); \bullet LIEPMANN & LAUFER (1947); \circ MILES & SHIH (1968), \diamond MILLS (1968); \blacksquare PATEL (1973); \times PUI (1969); $+$ SPENCER & JONES (1971); \triangleleft SUNYACH (1971); \square WYGNANSKY & FIEDLER (1970); \triangle 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:

$$M = m_0 f(x_v / l_0) \quad (2.3-3)$$

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 REYNOLDSgleichung ist, dass die Wirbelviskosität in der Querrichtung konstant sei (LANGENDOEN, 1992):

$$v_t = \beta \left(\bar{v}_{y,R} - \bar{v}_{y,H} \right) l_0 \quad (2.3-4)$$

Mit:

β Mischungskonstante

Die Beziehung zwischen l_0 und der Breite der Vermischungszone ist entsprechend Gleichung 2.3-2:

$$b = \sqrt{2\pi} \cdot l_0 \quad (2.3-5)$$

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

$$\bar{v}_y(x_v) = \bar{v}_{y,H} + (\bar{v}_{y,R} - \bar{v}_{y,H}) f(\eta) = \bar{v}_{y,H} + (\bar{v}_{y,R} - \bar{v}_{y,H}) \cdot (2\pi)^{-1/2} \int_{-\infty}^{\eta+\eta_0} e^{-y^2/2} dy_v \quad (2.3-6)$$

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. 2.3-1) Gleichung 2.3-7. Die Geschwindigkeit in der Trennlinie setzt sich aus der Geschwindigkeit im Hafen und der Geschwindigkeit in der Außenströmung zu gleichen Teilen zusammen ($\bar{v}_y = (\bar{v}_{y,R} + \bar{v}_{y,H}) / 2$).

$$\eta = \frac{\sqrt{2}-1}{\sqrt{2\pi}} \cdot \left(\frac{\bar{v}_{y,H}}{\bar{v}_{y,R} - \bar{v}_{y,H}} + \frac{1}{2} \right)^{-1} \quad (2.3-7)$$

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:

$$\beta = \frac{1}{2\lambda} \frac{dl_0}{dy_v} = 0,028 \quad (2.3-8)$$

bei unterschiedlichen Geschwindigkeiten ergeben. Durch Einsetzen von Gl. 2.3-1 in Gl. 2.3-8 ergibt sich jedoch ein größerer Wert von β :

$$\beta = \frac{(2\pi)^{-1/2}}{2\lambda} \frac{db}{dy_v} = \frac{(2\pi)^{-1/2}}{2\lambda} \cdot 0,181\lambda = 0,036 \quad (2.3-9)$$

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.

$$S = \frac{c_f b}{4h} \frac{1}{\lambda} \quad (2.3-10)$$

Mit:

h Wassertiefe [m]
 λ relative Geschwindigkeitsdifferenz zwischen Hafen und Außenströmung [-]

c_f Sohlreibungskoeffizient [-] mit

$$\left(\tau_b = \frac{1}{2} \rho c_f \bar{v}^2 \right)$$

τ_b Sohlschubspannung [kN/m²]
 \bar{v} tiefengemittelte Geschwindigkeit [m/s]

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

$$\frac{1}{\sqrt{c_f}} = -4 \log \left(\frac{1,25}{Re \sqrt{c_f}} \right) \quad (2.3-11)$$

Mit:

Re Reynoldszahl ($Re = 4vh/\nu$)
 ν kinematische Viskosität [m²/s]

CHU & BABARUTSI (1988) ermittelten eine anfängliche Ausbreitungsrate einer flachen Vermischungszone, die doppelt so groß wie die Ausbreitungsrate einer unendlichen Vermischungszone ist (vgl. Gl. 2.3-1). Dies gilt für den Nahfeldbereich, der sich, im Vergleich zum Rauigkeitslängenmaßstab h/c_f , unmittelbar an die Ablösekannte anschließt (Abb. 2.3-4).

$$\frac{db}{dy_v} = 2\lambda_0 \frac{db^*}{dy_v^*} = 0,36\lambda_0 \quad (2.3-12)$$

Mit:

$$y_v^* = c_f y_v / h$$

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

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

λ_0 relative Geschwindigkeitsdifferenz zwischen Hafen und Außenströmung 0,01 m unterhalb der Ablösekannte [-]

y_v^* Rauigkeitsbeeinflusste relative Längsentwicklung [-]

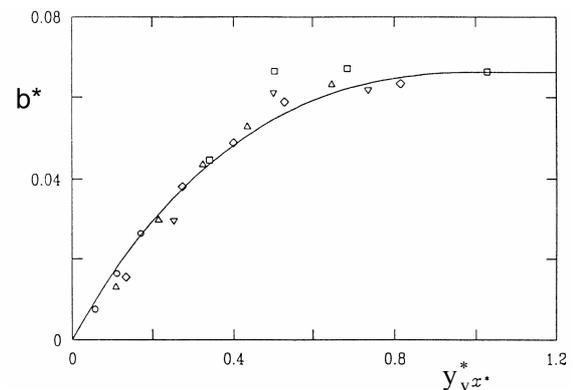


Abb. 2.3-4: Breite der Vermischungszone. Ergebnisse aus 5 Untersuchungen: \circ $h/c_f = 8,67$ m; \triangle $h/c_f = 4,59$ m; ∇ $h/c_f = 4,00$ m; \diamond $h/c_f = 3,72$ m; \square $h/c_f = 2,89$ m; ---- Gleichung 2.3-12 (CHU & BABARUTSI, 1988)

Entsprechend den Ergebnissen von CHU & BABARUTSI (1988) wird das Wachstum der Wirbel in vertikaler 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 UND BABARUTSI (1988) bestimmten die Ausbreitungsrate zu:

$$\frac{db}{dy_v} = 0,36\lambda_0 \left(1 - \frac{S}{0,09} \right) \quad \text{für } S < 0,09 \quad (2.3-13a)$$

$$\frac{db}{dy_v} = 0 \quad \text{für } S > 0,09 \quad (2.3-13b)$$

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 zuneh-

men, 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^* :

$$b^* = 0,18 y_v^* e^{-y_v^*} \text{ für: } y_v^* < 1 \quad (2.3-14a)$$

$$b^* = 0,18 e^{-1} = 0,066 \text{ für: } y_v^* \geq 1 \quad (2.3-14b)$$

Die Mischungskonstante β ist für diesen Fall einer in der Höhe begrenzten Vermischungszone nicht konstant. Substitution von Gl. 2.3-14 in Gl. 2.3-8 ergibt:

$$\beta = \frac{e^{-c_f y_v / h}}{(2\pi)^{1/2}} \left(0,1845 - 0,18 \frac{c_f y_v}{h} \right) \quad (2.3-15)$$

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:

$$b = 0,10 \cdot \left(1 - \frac{\bar{v}_{y,H}}{\bar{v}_{y,R}} \right)^2 \cdot y_v \quad (2.3-16)$$

Die unterschiedlichen Ausbreitungsraten in den Experimenten von BROWN & ROSKHO (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.

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.

BOOIJ (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. 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 BOOIJ (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 $\bar{v}_{y,H}$

$$\bar{v}_y = (\bar{v}_{y,R} - \bar{v}_{y,H}) / 2 \cdot Eu \quad (2.3-17)$$

Mit:

Eu	EULERSche Zahl [-] = $\frac{\Delta p}{\rho \cdot v^2}$
Δp	Druckdifferenz [N/m ²]
ρ	Dichte [kg/m ³]
v	Strömungsgeschwindigkeit [m/s]

$\bar{v}_{y,R}$ und $\bar{v}_{y,H}$ entsprechen dabei den Geschwindigkeiten an den Orten des jeweiligen Querschnittes, an denen eine deutliche Änderung des Geschwindigkeitsgradienten $d\bar{v}_y/d_x$ zu erkennen ist. Innerhalb der Vermischungszone ist der Gradient nahezu konstant. Der in Abb. 2.3-5 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) (in: MÜLLER, 1990) überein.

Durch die Geometrie des Hafenbeckens und den Uferverlauf der Rinne werden die Strömungsvorgänge in der Hafeneinfahrt zusätzlich beeinflusst. Eine uni-

verselle Beschreibung der Form der Ausbreitungszone und der zugehörigen Geschwindigkeitsprofile kann daher nicht gegeben werden. Die Untersuchungen von BOOIJ (1986) mit unterschiedlichen Einfahrtrichtungen α bestätigen diese Aussage. In der Tafel 2.3-1 sind beispielhaft einige Breiten der Vermischungszone b_0 am unterstromigen Rand der Einfahrt in Relation zur Einfahrtsbreite B_A aufgetragen.

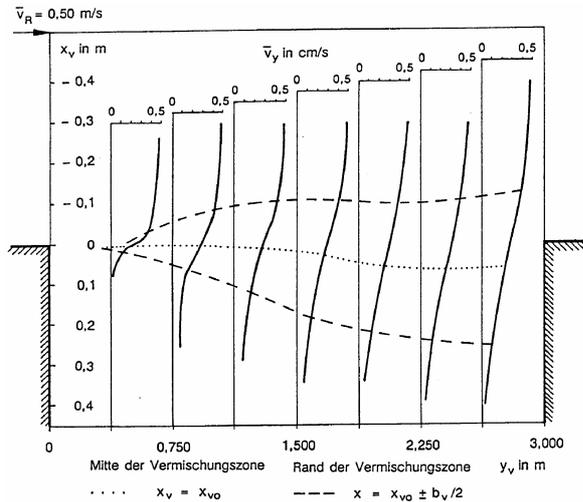
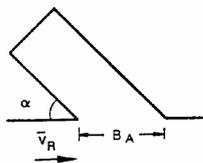


Abb. 2.3-5: Entwicklung der Vermischungszone bei einem 3x3 m großen Hafenbecken (BOOIJ, 1986)

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. Am Staupunkt gilt $\bar{v}_x = \bar{v}_y = 0$. Infolge der Geschwindigkeitsabnahme nimmt der Druck zum Staupunkt hin zu.

α	b_0/B_A
45°	0,11
90°	0,19
135°	0,28



Tafel 2.3-1: Einfluss der Einfahrtswinkel auf die Breite der Vermischungszone (BOOIJ, 1986)

Die mittlere Strömung am Staupunkt wird 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.

Abb. 2.3-6 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).

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

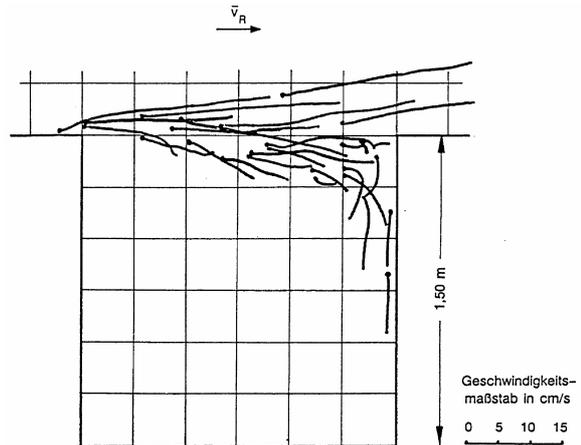


Abb. 2.3-6: Aufnahme von Treibkörpern im Einfahrtsbereich, Belichtungszeit: 3s, 15 Aufnahmen (INGBER, 1985)

2.3.1.2. 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. 2.3-7).

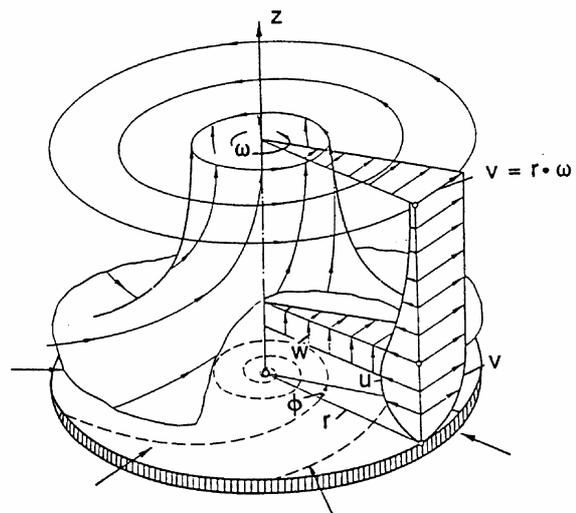


Abb. 2.3-7: Drehströmung über festem Grund (SCHLICHTING, 1965)

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.

In Abb. 2.3-8 ist die von LANGENDOEN ET AL. (1994) ermittelte vertikale Geschwindigkeitsverteilung am Rand der Drehströmung in einem Hafentyp (b=1m, l=1m) 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 Bereich nahe der unterstromigen Hafengrenzung 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 sohlnahen Geschwindigkeiten waren rd. 35% größer als die Geschwindigkeiten in den oberen Wasserschichten.

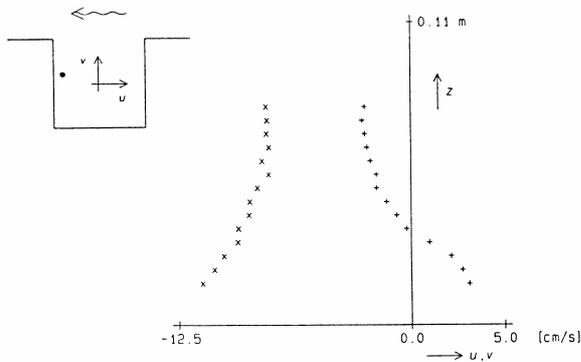


Abb. 2.3-8: Vertikale Geschwindigkeitsverteilung am Rand der Drehströmung in einem quadratischen Hafen (l=1m, b=1m, hm=0,11m):
 + = Geschwindigkeiten in u-Richtung,
 x = Geschwindigkeiten in v-Richtung
 (LANGENDOEN et al., 1994)

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. Das größere Ge-

schiebe lagert sich in den Außenbereichen der Walze ab, während die feineren Schwebstoffe durch die Spiralströmung in das Walzenzentrum geführt werden. Die in der Walzenmitte entstehende Sedimentlinse kann in vielen Hafenbecken beobachtet werden (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. 2.3-9).

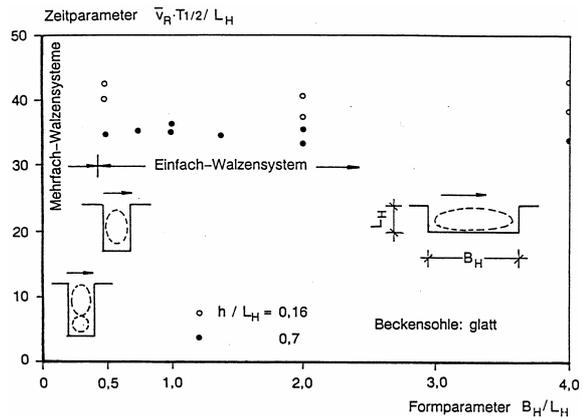


Abb. 2.3-9: Walzenbildung in Abhängigkeit vom Breiten-Längen-Verhältnis (WESTRICH, 1977a)

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 Hafentyp eine Primärwalze aus. Bei einem größeren Längen-/Breitenverhältnis als $L_W/B_W = 1,6$ bildet sich eine Sekundärwalze aus. Anhand der in Tafel 2.3-2 dargestellten Randbedingungen ist der Einfluss der Außenströmung \bar{v}_R , der Wassertiefe h und des Einfahrtswinkels α in verschiedenen Untersuchungen zu erkennen. Mit zunehmendem Winkel wird die Umlenkung der Staupunktströmung verringert. Dadurch nehmen die Ausdehnung der Walze und ihre Drehgeschwindigkeit zu (Abb. 2.3-10). Die Modellsohle ist in allen drei angeführten Beispielen als glatt anzusehen.

Abb. 2.3-11 zeigt den Einfluss eines Versatzes in der Linienführung des hafenseitigen Ufers (BOOIJ, 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 Einstrombereich zur Folge. Die Randbedingungen waren bei allen Versuchen gleich.

Verfasser	\bar{v}_R [m/s]	h [m]	α [°]	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
BOOIJ (1986)	0,50	0,11	90	1,60
			135	2,20

Tafel 2.3-2: Längen- und Breitenverhältnis L_W / B_W der Primärwalze bei unterschiedlichen Randbedingungen (MÜLLER, 1990)

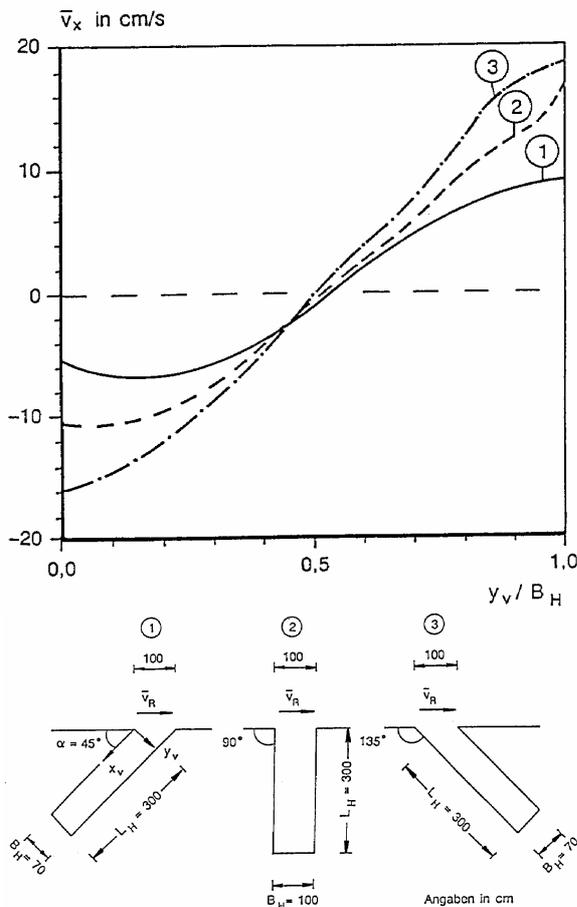


Abb. 2.3-10: Strömungsverteilung in der Primärwalze bei unterschiedlichem Einfahrtswinkel, gemessen im Querschnitt durch das Walzenzentrum (BOOIJ, 1986)

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, 1977A)

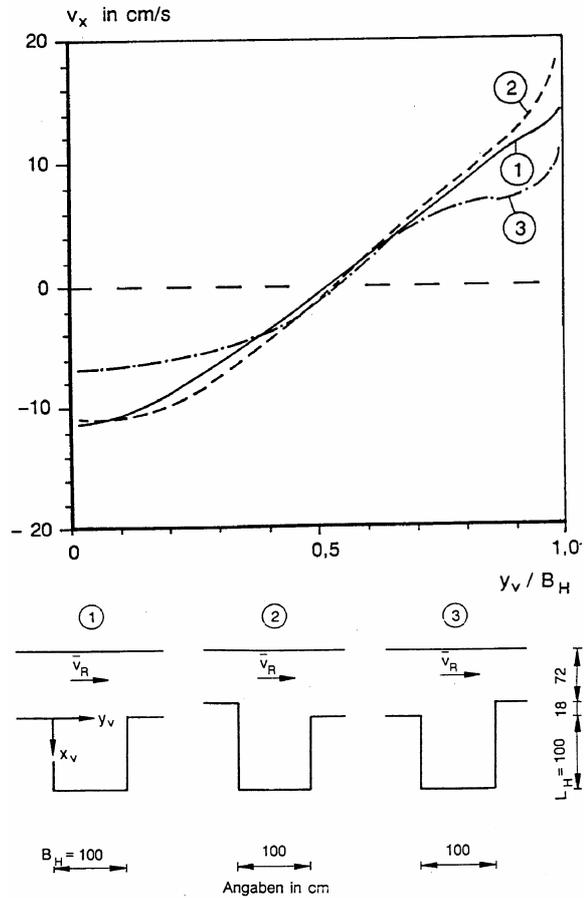


Abb. 2.3-11: Einfluss eines Uferversatzes auf die Strömungsverteilung in der Primärwalze, gemessen im Querschnitt durch das Walzenzentrum (BOOIJ, 1986)

Die Geschwindigkeiten in der Walze im Hafenbecken sind in der Nähe des Staupunktes am größten. Sie nehmen in Strömungsrichtung der Walze ab. Die maximal auftretenden Geschwindigkeiten der Walzenströmung in einem quadratischen Hafen, bei dem die Einfahrtbreite identisch mit der Hafenbreite 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 mit 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, 1970). Bei Häfen mit $B_E/B_H < 1$ sind die Geschwindigkeiten der Walze aufgrund der verminderten Einfahrtsbreite geringer.

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. 2.3-7) und von LANGENDOEN, ET AL. (1994) (Abb. 2.3-8) 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.

2.3.1.3. 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. 2.3-1). Ein Austausch von Sedimenten findet statt, wenn das einströmende Wasser Feinstsedimente enthält, die in Schwebelagung 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. 2.3). Der eigentliche Austauschprozess kann dabei als Diffusion angesehen werden. Die Diffusivität setzt sich dabei aus der Wirbelviskosität ν_t oder dem Diffusionskoeffizienten D_t zusammen. Die beiden Koeffizienten sind durch die turbulente SCHMIDT- oder PRANDTLZAHL miteinander gekoppelt (vgl. Gl. 2.2-18). 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. 2.2-17 ist, und die in Abb. 2.3-12 dargestellten Verteilungen des PRANDTLschen Mischungsweges l können aus einer bekannten Schubspannungsverteilung und den Geschwindigkeitsgradienten mit Hilfe der Gleichungen 2.2-13 und

2.2-14 berechnet werden. Entsprechend zur linearen Strahlausbreitung nimmt der PRANDTLsche Mischungsweg in Strömungsrichtung proportional zur Entfernung von der Ablösekannte zu (Abb. 2.3-13). Die Dissipationswirbel wachsen mit der Quadratwurzel dieses Abstandes.

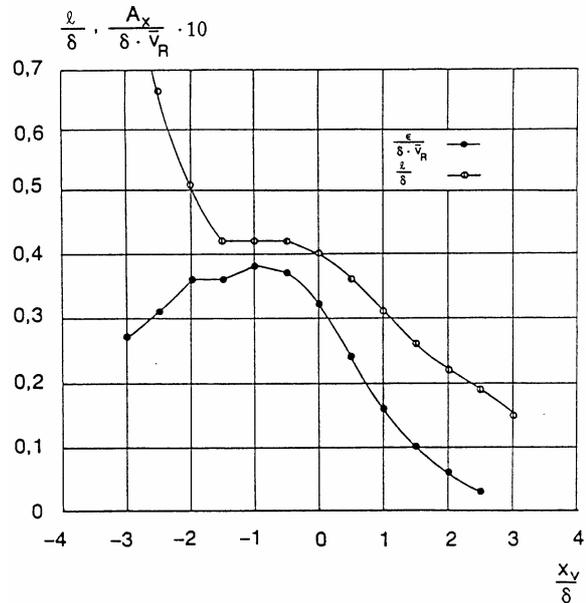


Abb. 2.3-12: Veränderung des Austauschkoefizienten A_x und des PRANDTLschen Mischungsweges l über die Breite der Vermischungszone (LIEPMANN & LAUFER, 1947)

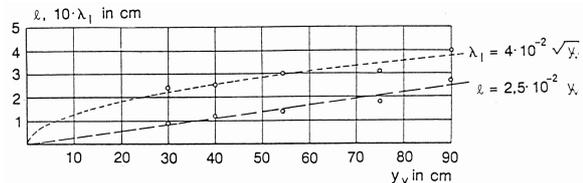


Abb. 2.3-13: Entwicklung des PRANDTLschen Mischungsweges und des Mikromaßes entlang der Achse der Vermischungszone (LIEPMANN & LAUFER, 1947)

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

$$l \approx b_v \tag{2.3-18}$$

$$\nu_t \approx \bar{v}_{y,v} \cdot b_v \tag{2.3-19}$$

wobei Gl. 2.3-19 mit $\bar{v}_{y,v} = \bar{v}_{\max} - \bar{v}_{\min}$ der Gl. 2.2-17 entspricht.

Einen Ansatz zur Beschreibung des Austausches in der Vermischungszone, der auf der Verteilung der Längsströmungsgeschwindigkeit nach der Fehlerin-

tegralfunktion, 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 Hafengewässer (p_R bzw p_H) zusammen den Wert 1 ergeben, und dass sich die Geschwindigkeit an der gleichen Stelle aufgrund der Impulserhaltung aus den entsprechenden Anteilen der Rinnen- und Hafengeschwindigkeit zusammensetzt:

$$p_H + p_R = 1 \quad (2.3-20)$$

$$v_\phi = p_H \cdot \bar{v}_{y,H} + p_R \cdot \bar{v}_{y,R} \quad (2.3-21)$$

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_ϕ Geschwindigkeit in der Vermischungszone an der Position ϕ [m/s]

ϕ ist eine dimensionslose Querkoordinate, die in Gl. 2.3-22 bestimmt wird.

$$X_v = x_{v_0} + c_2 \cdot b_v \cdot \phi \quad (2.3-22)$$

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:

$$\bar{v}(\phi) = \bar{v}_{y,H} + 0,5 \cdot (\bar{v}_{y,R} - \bar{v}_{y,H}) \cdot f(\phi) \quad (2.3-23)$$

Mit:

$$f(\phi) = 1 - \frac{2}{\sqrt{\pi}} \cdot \int_0^\phi e^{-\phi^2} \cdot d\phi \quad (2.3-24)$$

Der Anteil des Hafengewässers an jeder Stelle der Vermischungszone lässt sich mit Gl. 2.3-25 berechnen. Der zugehörige Anteil am Wasser aus der Rinne ergibt sich aus Gl. 2.3-20.

$$p_H(\phi) = \frac{1 - v(\phi)/\bar{v}_{y,R}}{1 - \bar{v}_{y,H}/\bar{v}_{y,R}} \quad (2.3-25)$$

Die Durchflussmengenanteile des Hafengewässers $Q_H(\phi)$ rinnenseitig von ϕ und des Rinnengewässers $Q_R(\phi)$ auf der Hafenseite können durch Integration über die Querkoordinate bestimmt werden. Der Be-

reich der Vermischungszone in dem beide Durchflüsse den gleichen Anteil haben, wird mit ϕ_0 bezeichnet. Die Austauschwassermenge lässt sich damit nach einem vereinfachten Ansatz von BOOIJ (1986) bestimmen:

$$Q_a = 0,5 \cdot (Q_H(\phi_0) + Q_R(\phi_0)) \quad (2.3-26)$$

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 nach LIEPMANN & LAUFER ($b_{theor}=0,1 y_v$) (1947), eigenen Messungen und unter Berücksichtigung der Tatsache, dass der Massenaustausch entsprechend der PRANDTL-SCHMIDT-Zahl Pr (Gl. 2.2-20) größer ist, als der Impulsaustausch, hat BOOIJ (1986) Gl. 2.3-27 als eine Abschätzung des Wasseraustausches aufgestellt.

$$Q_a \approx 0,018 \cdot h \cdot \bar{v}_{y,R} \cdot B_E \cdot b_v / b_{theor} \quad (2.3-27)$$

Mit:

B_E Einfahrtbreite [m]

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

b_v gemessene Breite der Vermischungszone [m]

b_{theor} theoretische Breite der Vermischungszone [m]

Der Vorfaktor wurde bei einem Verhältnis von mittlerer Hafenzu 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_{theor} hat bei einem rechtwinklig zur Rinnenströmung angeordneten Hafenbecken den Wert 1,8.

Die Bestimmung der Austauschwassermenge mit Hilfe der Gleichung 2.3-27 kann durch die Unsicherheit bei der Bestimmung von $\bar{v}_{y,R}$ und b_v nachteilig beeinflusst werden. 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 Hafenzu Außenströmung unter Berücksichtigung der hafenen internen Strömungsvorgänge wurden u.a. von DURSTHOFF (1970), WESTRICH

(1977a+b), BOOIJ (1986), MÜLLER (1990) und LANGENDOEN (1992) durchgeführt.

DURSTHOFF (1970) bestimmte in einem Versuchsgewinne 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 Vermischungszone 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 Vermischungszone 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 Farbtracers über die Absorption von Laserlicht gemessen. Eine Störung der Strömungsvorgänge, außer zu Versuchsbeginn, findet nicht statt. 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.

Der Austauschprozess bei Westrich ist als Diffusion anzusehen. Der Diffusionskoeffizient lässt sich mit Gl. 2.3-28 beschreiben.

$$D_t = \beta' (v_{y,R} - v_{y,H}) \cdot \frac{b}{Pr} \approx 0,8 \cdot \beta' \cdot v_{y,R} \cdot \frac{b}{Pr} \quad (2.3-28)$$

Mit:

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

Der Austausch von Material zwischen Hafen und Außenströmung steigt mit der Geschwindigkeit $v_{y,R}$ und b an. Aus Gleichung 2.3-8 ergibt sich für β' ein Wert von 0,011. Aus Gleichung 2.3-10 ergibt sich β' zu 0,014 während RODI (1984) β' 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. 2.3-29 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.

$$Q_A = A_x \cdot v_{y,R} \cdot B_E \cdot h \quad (2.3-29)$$

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 α 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 rechteckig abzweigenden Hafenbecken ($\alpha = 90^\circ$) (vgl. Tafel 2.3-1). Eine breitere Vermischungszone weist eine größere Zumischung von Fluss- und Hafenwasser auf, so dass der Austausch zwischen Hafen und Außenströmung größer wird (LANGENDOEN, 1992).

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 2.3-28 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. 2.3-14). 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. In Abb. 2.3-14 ist zusätzlich der Einfluss der Wassertiefe auf den Wasseraustausch zwischen Hafen und Außenströmung, repräsentiert durch den Koeffizienten μ , zu erkennen.

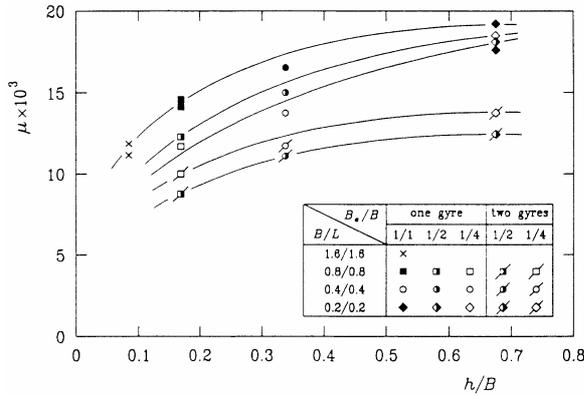


Abb. 2.3-14: Einfluss der Parameter h/B_H und B_E/B_H auf den Austausch zwischen Hafen und Außenströmung für $u^*/v_{y,R} = 0,058$ (WESTRICH & CLAD, 1979)

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. 2.3-15a). 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. 2.3-14). Die Änderungen von $t_{1/2} v_{y,R}/L_H$ werden durch den Einfluss der Sohlreibung bei geringen Wassertiefen hervorgerufen. MCGUIRK & RODI (1979) nahmen an, dass die Wirbelviskosität proportional zu $v_{y,R} h$ ist:

$$t_{1/2} \propto \frac{B_H}{h} \frac{L_H}{v_{y,R}} \quad (2.3-30)$$

Mit:

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

Der Parameter $t_{1/2} v_{y,R} h / (L_H + B_H)$ variiert in einem geringeren Maße über die Tiefe als der Parameter $t_{1/2} v_{y,R}/L_H$ (Abb. 2.3-15b). Dies gilt besonders bei geringen Tiefen in denen die Turbulenz durch die Sohle generiert wird.

Aus diesen Ergebnissen wird ersichtlich, dass Spülfefekte 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 in fla-

chem 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 hier vorgestellten Gleichungen zur Bestimmung der Austauschwassermenge zwischen Hafen und Außenströmung sind auch für den Eintrag von gelöstem Material gültig. Für den Austausch von kohäsiven oder sandigen Materialien müssen weitere Parameter berücksichtigt werden. Einen besonderen Stellenwert hat dabei die Sinkgeschwindigkeit. Für kohäsive Materialien ist die Sinkgeschwindigkeit auch von der Flockengröße abhängig. Die Flockulation wird u.a. durch den Grad der Turbulenz, die Konzentration und die Salinität bestimmt. Die kritische Schubspannung kohäsiver Materialien für Erosion ist größer, als die Erosionsschubspannung nicht kohäsiver Materialien. Die rheologischen Parameter von Schluff sind bedeutend für die Menge an erodiertem Material. Der kohäsive Untergrund konsolidiert.

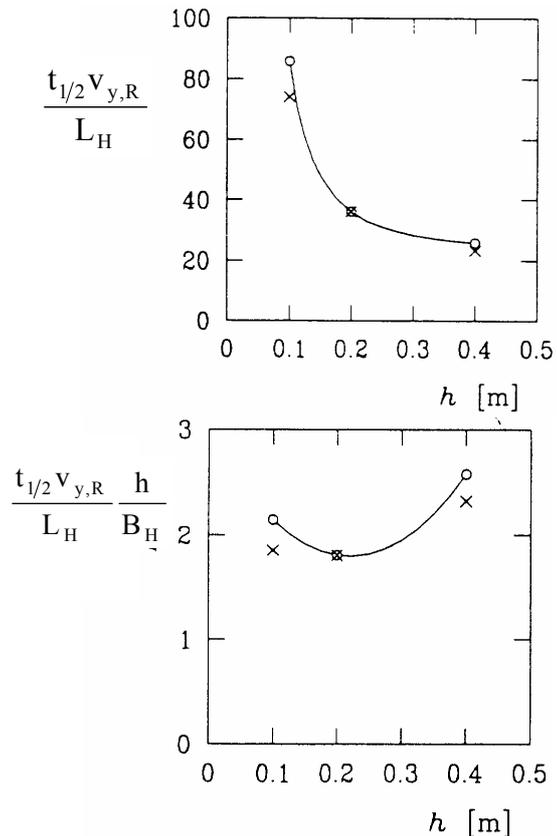


Abb. 2.3-15: Änderung des dimensionslosen Halbwertszeit Parameters mit der Tiefe.
 ○—○ = Berechnung von MCGUIRK & RODI (1979)
 und x = Ergebnisse aus Untersuchungen von NESTMANN (1977) (IN: LANGENDOEN, 1992)

2.3.2 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_{hw} läuft tidebedingt Wasser in das Hafenbecken ein, das in der Zeit von T_{hw} bis T_{nw} wieder aus dem Hafen ausläuft (Tideeffekt, Abb. 2.3-16). Das Oberwasser kann zudem die Wasserstände, bzw. Tidehub beeinflussen.

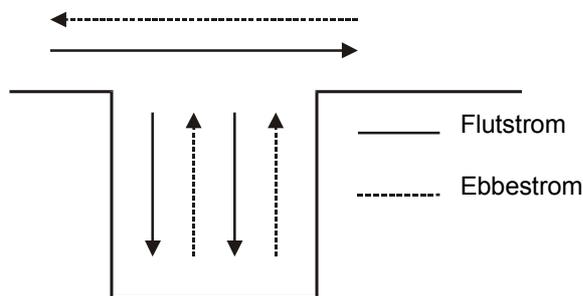


Abb. 2.3-16: Prinzipskizze zum Tideeffekt

Die Tidebewegung im Hafen kann durch eine eindimensionale Flachwassergleichung bestimmt werden (Gl. 2.3-31 a+b).

$$B_H \frac{\partial \zeta}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (2.3-31a)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + g \cdot A \frac{\partial \zeta}{\partial x} + \frac{g}{c_z^2} \frac{Q|Q|}{A \cdot r_h} = 0 \quad (2.3-31b)$$

Mit:

ζ	Lokale Wasserspiegelauslenkung [m]
Q	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 $Q=0$. Diese Annahme gilt näherungsweise für den gesamten Hafen, wenn der Hafen nicht länger als 5% der Wellenlänge der Tide ist. Gleichung 2.3-31b vereinfacht sich somit zu $\partial \zeta / \partial x = 0$. Die Integration der Gleichung 2.3-31a über x führt zu einer vereinfachten Gleichung für den Durchfluss durch die Hafeneinfahrt bei variierendem Wasserspiegel:

$$Q = A \cdot \frac{\partial \zeta}{\partial t} \quad (2.3-32)$$

Die Wasseraustauschmenge hängt von der Wasserspiegelauslenkung und der Größe der Hafenoberfläche ab (Abb. 2.3-16) und ist somit unabhängig von der Grundrissform und von der mittleren Wassertiefe eines Tidehafens.

2.3.3 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 Ebbe eingetragene Flusswasser. Es entstehen dabei entgegengesetzt gerichtete Strömungen an der Oberfläche und an der Sohle (Abb. 2.3-17). 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 bei stationärer Betrachtung durch die Gleichung von SCHIJF & SCHÖNFELD (1953) berechnet werden:

$$V_{d,ex} = \frac{1}{4} B_E h \sqrt{\varepsilon \cdot g \cdot h} \quad (2.3-33)$$

Mit:

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

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

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

$$u_d = \frac{1}{2} \sqrt{\varepsilon \cdot g \cdot h} \quad (2.3-34)$$

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. 2.3-33 angegeben. Empirisch bestimmte Austauschwassermengen sind rd. 10% geringer als die aus Gl. 2.3-33 berechneten Austauschwassermengen (LANGENDOEN, 1992).

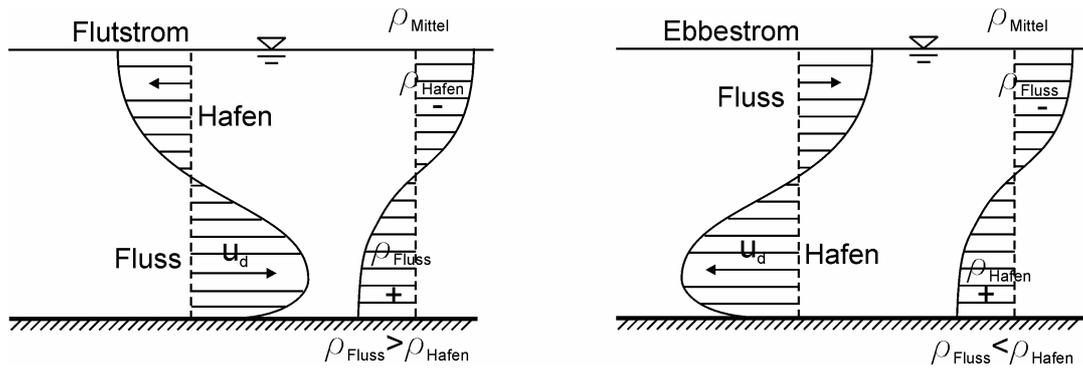


Abb. 2.3-17: Prinzipskizze zum Dichteeffekt

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 wird 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, 1989a).

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.

Der Salzgehalt im Wasser beeinflusst zusätzlich den Sedimentationsprozess im Hafenbecken. Er hat großen Einfluss auf die Entstehung von Sedimenten¹, die anschließende Flockulation kohäsiver Materialien und auf die Sinkgeschwindigkeit dieser Flocken.

2.3.4 Überlagerungen

Der Sediment austausch zwischen Hafen und Außenströmung wird durch eine Überlagerung der o.g. Prozesse hervorgerufen. In den Häfen findet sich immer

¹ Im Laufe der für diese Arbeit durchgeführten Naturmessungen hat sich gezeigt, dass die in den Häfen eingetragenen Schwebstoffe nicht dem Material des an Hafensohlen vielfach vorhandenen Fluid Muds entsprechen. Hier ist noch weiterer Forschungsbedarf vorhanden.

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 Wasserstandsänderungen 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 Häfen 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. 2.3-18a 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. 2.3-18b 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.

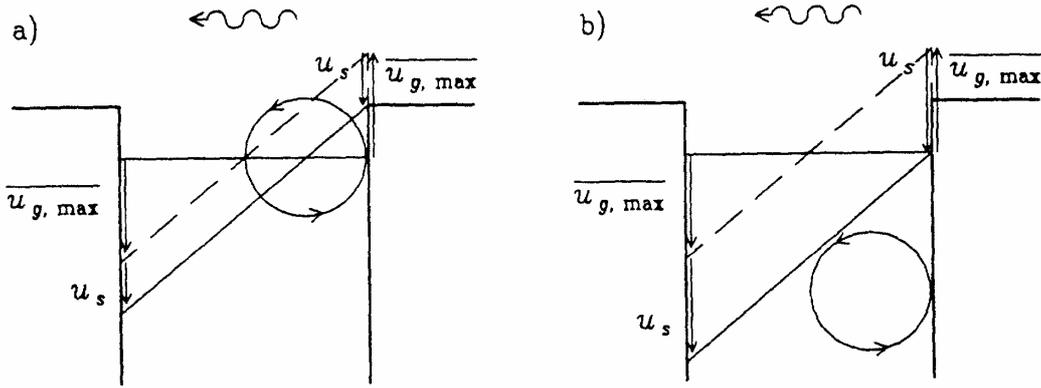


Abb. 2.3-18: Superposition einer Strömung die den Hafen füllt und einer Walze (LANGENDOEN, 1992)

3) Die Überlagerung von allen Austauschvorgängen führt zu einer unterschiedlichen Lage der Walzen in der Vertikalen (Abb. 2.3-19). In der Abbildung ist die Lage der Walzen bei einer höheren Dichte des Flusswassers als des Hafenwassers skizziert.

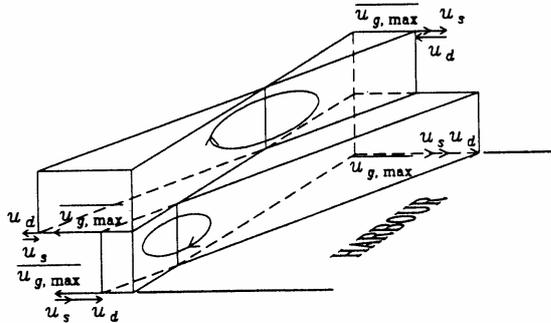


Abb. 2.3-19: Superposition der drei Austauschmechanismen (LANGENDOEN, 1992)

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. 2.3-20a). 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. 2.3-20b). 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).

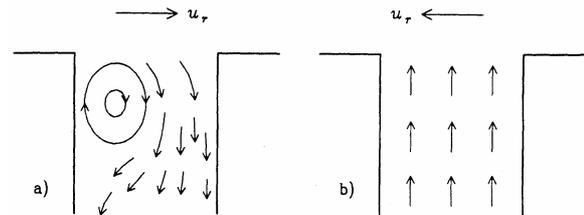


Abb. 2.3-20: Strömungen in einem Tidehafen mit großer Oberfläche: a) bei Flutströmung, b) bei Ebbestromung (CHRISTIANSEN, 1987)

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. 2.3.1.3) und dem Tideeffekt (vgl. Kap. 2.3.2) ist.

Abb. 2.3-21 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 Frequenz der Tideperiode. Für extreme Situationen wie $\Delta V/\bar{V} \rightarrow 0$ 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 $t_{1/2} u_r/L_H$ nahezu konstant (Abb. 2.3-21). Für $L_H/u_R T \rightarrow \infty$ wird der Austausch durch den Tidehub und die Oberfläche des Hafens bestimmt. Es gilt:

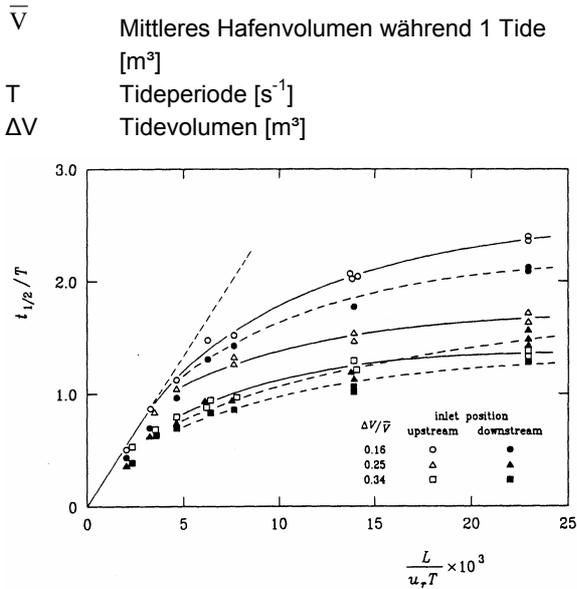


Abb. 2.3-21: Einfluss von Tidehub und -periode auf den Wasseraustausch zwischen Hafen und Außenströmung anhand der Betrachtung der Halbwertszeit des Tracers: BE/BH = 0,25; h/LH = 0,16 (WESTRICH, 1977b)

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 findet 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 Dichtevariation im Hafen gegenüber der Außenströmung. Die Dichte im Hafen gleicht sich dabei der tidegemittelten Dichte der Außenströmung an. Die relative Dichte in Gl. 2.3-33 kann damit durch $|\rho_R - \bar{\rho}_R| / \bar{\rho}_R$ ersetzt

werden (LANGENDOEN, 1992). Zusätzlich gibt es zwischen dem tide- und dichteinduzierten Füllen und Entleeren des Hafens eine Phasenverschiebung. In Abb. 2.3-22 sind die Abhängigkeiten der dichteinduzierten Strömung von Parametern wie die Änderung des Wasserspiegels vor der Hafeneinfahrt (h), Strömungsgeschwindigkeit vor der Hafeneinfahrt (u_0), mittlere Änderung der Dichte vor (ρ_0) und im Hafen (ρ_{ha}) und Differenzen zwischen beiden, tideinduzierten Ein- und Ausströmgeschwindigkeiten (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 ausmacht. Werden beide Strömungen überlagert ergibt sich schematisch die Darstellung aus Abb. 2.3-23. 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. Der Wasseraustausch infolge der Dichteströmung, ohne Berücksichtigung des vertikalen Austausches, kann durch Gl. 2.3-35 beschrieben werden (EYSINK, 1989).

$$Q_d = (u_{d0} - u_t) \cdot \frac{1}{2} hb \text{ mit}$$

$$u_{d0} = f_3 \cdot \left(\frac{\Delta \rho}{\rho} gh \right)^{1/2} \quad (2.3-35)$$

Mit:

- u_{d0} dichteinduzierte Austauschgeschwindigkeit [m/s]
- Q_d Austauschrate infolge Dichteströmung [m³]
- ρ Dichte des Wassers [kg/m³]
- $\Delta \rho$ Dichtedifferenz zwischen Seewasser und frischem Flusswasser [kg/m³]
- 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 Estuarine RICHARDSON-Zahl (Ri_E) beschrieben werden (vgl. Gl. 2.1-2)

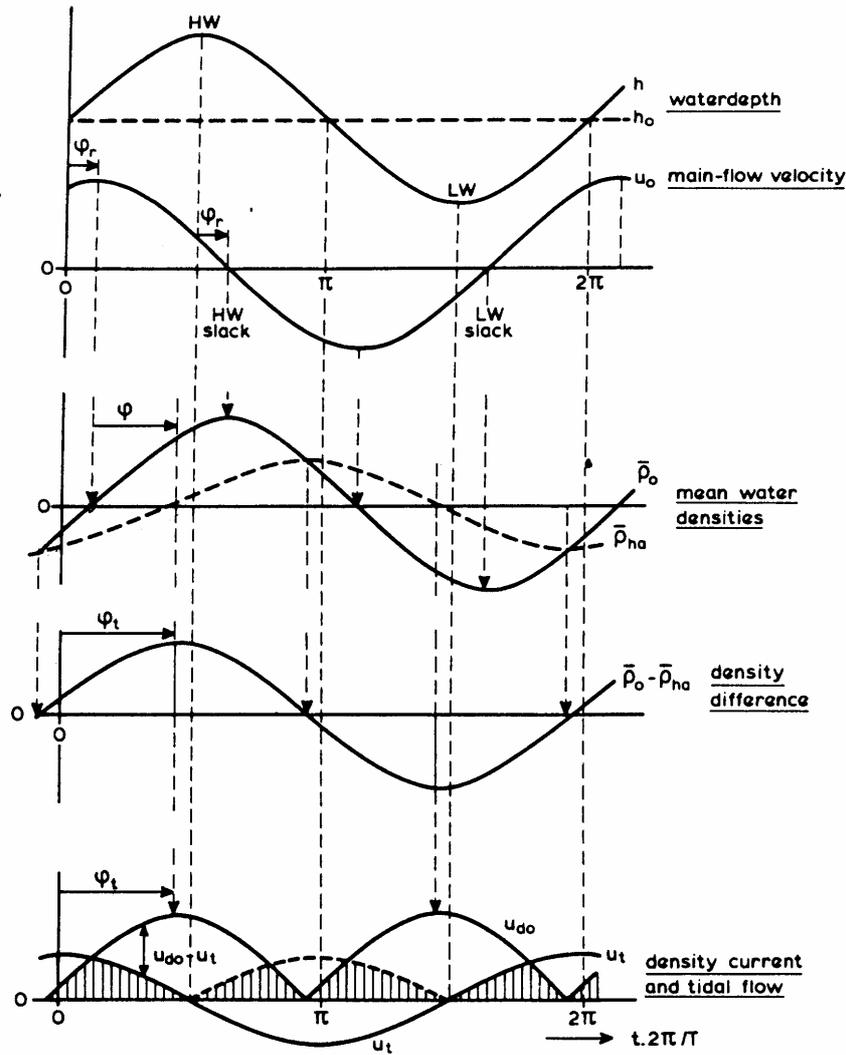


Abb. 2.3-22: Einfluss der Phasenverschiebung zwischen tideinduzierten und dichteinduzierten Strömungen in der Hafeneinfahrt auf die dichteinduzierte Strömung (EYSINK, 1989)

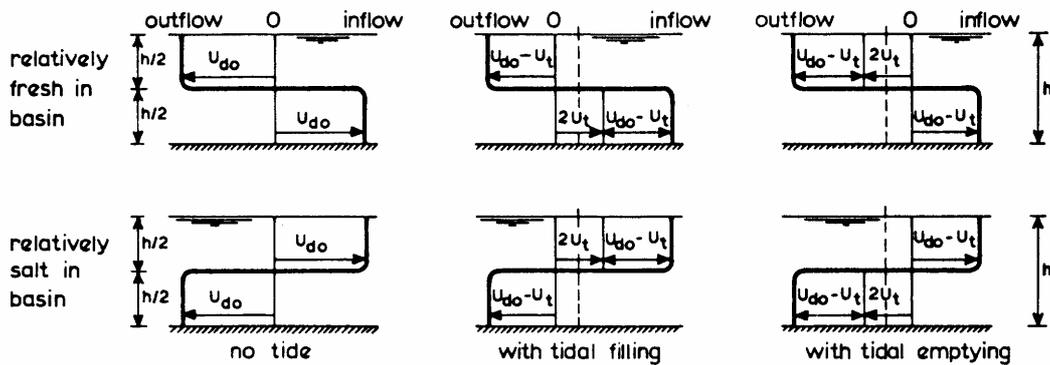


Abb. 2.3-23: Verminderung von dichteinduziertem Wasseraustausch durch tideinduziertes Füllen und Entleeren des Hafens, Schematisierte Strömungsprofile (EYSINK, 1989)

Aus Naturmessungen wurde der Übergang zwischen einem geschichteten Ästuar in ein durchmischtes Ästuar bei einer Estuarinen 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. 2.3-24). Der dichteinduzierte Füllstrom an der Sohle verlagert die Walze auf die rechte, stromaufwärts Seite des Hafens (Abb. 2.3-24a) während zur gleichen Zeit die nach außen gerichtete Strömung an der Oberfläche die Walze an die linke, stromabwärts gelegene Seite verlagert (Abb. 2.3-24d). 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.

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 & VAN OS, 1978; 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.

2.4 Sedimenttransport, Ablagerung und Erosion im Bereich tide- und brackwasserbeeinflusster Vorhöfen

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 (Tafel 2.4-1).

Material	d [mm]
Sand (<i>sand</i>)	>0,060
Schluff (<i>silt</i>)	0,002<d<0,060
Lehm, Ton (<i>clay</i>)	<0,002

Tafel 2.4-1: Klassifizierung von Sedimenten aufgrund ihrer Korngröße

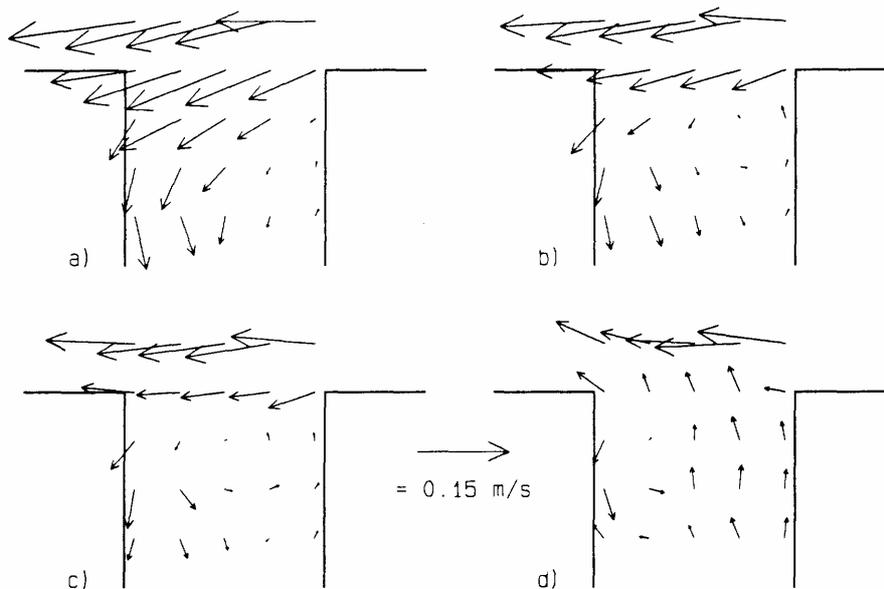


Abb. 2.3-24: Strömungen bei Hochwasser in einer Hafeneinfahrt in vier verschiedenen Tiefen: a) 4 cm, b) 8 cm, c) 10 cm, d) 14 cm über der Sohle bei einer Wassertiefe von 22,5 cm (LANGENDOEN, 1992)

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 0,002 mm), Sand, anderem körnigen und organischen Material in einer wässrigen Umgebung mit variierendem pH-Wert, sich ändernder Temperatur und Ionenstärke (Abb. 2.4-1). Es erscheint als ausflockende Suspension mit Feststoffkonzentrationen von wenigen g/l bis annähernd einer Konzentration, die der sich ausbildenden Sohle entspricht (z.B. Fluid Mud-Lagen). Zudem ändert sich bei kohäsiven Böden mit steigendem Wassergehalt die Plastizität von fest, über plastisch, zu flüssig (Tafel 2.4-2).

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 vom 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 Korngerüsts 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.

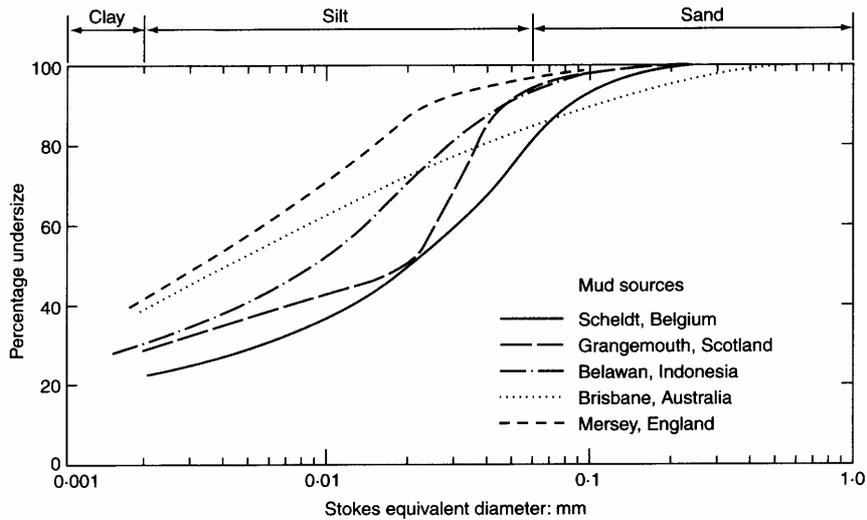


Abb. 2.4-1: Beispielhafte Zusammensetzung von Schlick (WHITEHOUSE, ET AL., 2000)

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

Tafel 2.4-2: Einteilung von Fluid-Sediment Mischungen (VAN RIJN, 1993)

Die schluffigen Sedimente treten vorrangig in Ästuar- 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. In den Häfen bildet sich zusätzlich ein organischer Anteil an der Sedimentationsmenge aus absterbenden Organismen infolge der innerhalb der Tide durch veränderten Salzgehalt hervorgerufenen Änderungen im Habitat.

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. 2.3 beschrieben worden. Der Schwebstoffaustausch S zwischen Außenströmung und Hafen pro Zeiteinheit kann näherungsweise durch Gleichung 2.4-1 beschrieben werden.

$$S = Q_{\text{ex}} \Delta c \quad (2.4-1)$$

Mit:

S	Schwebstoffaustauschrate [kg/s]
Q_{ex}	Austauschvolumen [m ³ /s]
Δc	Differenz der Sedimentkonzentration zwischen Fluss- und Hafenwasser [kg/m ³]

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.

In den tide- und brackwasserbeeinflussten Häfen lagert sich überwiegend kohäsives Material ab. Der Anteil von schluffigem Material beträgt bis zu 80%. Der Schwerpunkt dieser Untersuchung wird daher auf

dem Eintrag von schluffigem Material in die Häfen liegen und somit vorrangig den Schwebstofftransport behandeln.

2.4.1 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 Gewässer- sohle.

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 bereits naturähnlich berechnet 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. 2.4-2).

Des Weiteren existiert für kohäsionslose Sedimente eine Vielzahl weiterer Ansätze, welche die Berechnung der sohlennahen 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.

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.

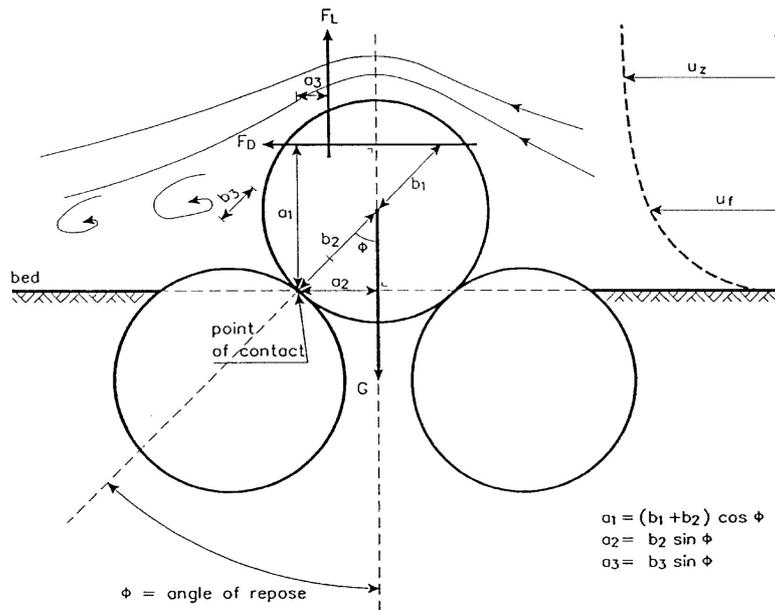


Abb. 2.4-2: Kräfte am Einzelkorn (RAUDKIVI, 1982)

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; ABDEL-MAWLA, 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 Kolloiden, 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 erschwierender, 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 Sub-

stanzen, 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 2.4-3 zu finden. Ein wichtiger Aspekt ist der zyklische Transfer von Material.

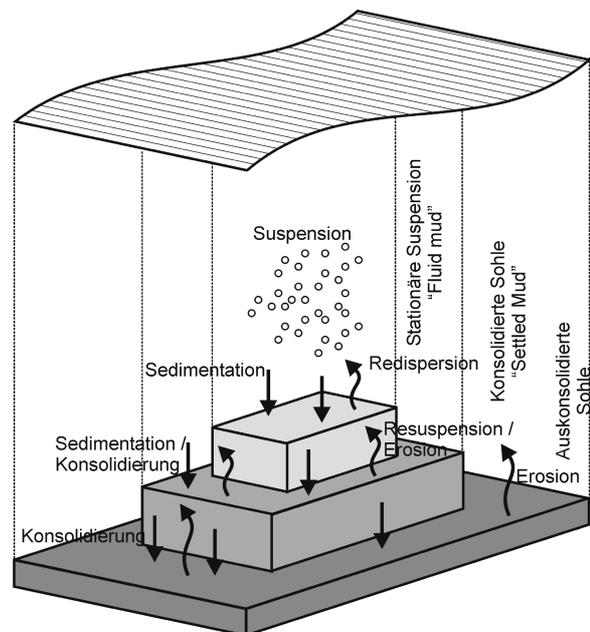


Abb. 2.4-3: Schematische Darstellung der Transportvorgänge von der mobilen Suspension bis zur auskonsolidierten Sohle

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 sich die Flocken oberhalb einer bestimmten Konzentration 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 herausgetragen werden. 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.

2.4.1.1. 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. 2.4-2 stellt sie in allgemeiner dreidimensionaler Form (TEISSON & FRITSCH, 1988) dar. Je nach Aufgabenstellung lässt sich Gl. 2.4-2 über Annahmen vereinfachen (z.B. mittlere Geschwindigkeiten, Betrachtung in zwei Dimensionen etc.), so dass einzelne Terme entfallen.

$$\frac{\partial c}{\partial t} + u \frac{\partial c}{\partial x} + v \frac{\partial c}{\partial y} + w \frac{\partial c}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial x} (D_x \frac{\partial c}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y} (D_y \frac{\partial c}{\partial y}) + \frac{\partial}{\partial z} (D_z \frac{\partial c}{\partial z}) + S \quad (2.4-2)$$

Mit:

c	Konzentration [kg/m ³]
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 ² /s]
S	Sink- und Quellterm (S = - q _d + q _e) [kg/(m ³ ·s)]
q _e	Erosionsrate [kg/(m ³ ·s)]
q _d	Sedimentationsrate [kg/(m ³ ·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 den 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).

Eine Möglichkeit zur Bestimmung des Schwebstoffgehaltes in einer Wassersäule sind Trübungsmessungen

(vgl. Appendix B). Die Trübungsmessung erfolgt durch die Messung der Rückstreuung des durch eine Infrarotsonde ausgesendeten Lichtes. Je mehr Schwebstoffpartikel im Wasser vorhanden sind, je mehr Licht wird reflektiert. Ein Trübungsmaximum gibt somit ein Schwebstoffmaximum wieder. Die Schwebstoffe können sowohl anorganisch, aber auch organischer Natur sein. Zur Bestimmung der Relation zwischen Trübung und Schwebstoffgehalt sind parallel zur Trübungsmessung Referenzmessungen der Schwebstoffkonzentration notwendig.

2.4.1.2. 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 < 4µm. 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. 2.4-3) und einer Kollisionsfrequenz aufgrund örtlicher Schubspannungen, resultierend aus der Wasserbewegung, unterschieden (Gl. 2.4-4).

$$I = \frac{4 \cdot k_{\text{Boltzmann}} \cdot T' \cdot n_{\text{Ton}}}{3 \cdot \mu} \quad (2.4-3)$$

$$J = \frac{4}{3} \cdot n_{\text{Ton}} \cdot R^3 \cdot \frac{du}{dz} \quad (2.4-4)$$

Mit:

I Kollisionswahrscheinlichkeit aufgrund BROWNScher Molekularbewegung [1/s]

J Kollisionswahrscheinlichkeit aufgrund örtlicher Schubspannungen [1/s]

k_{BOLTZMANN} BOLTZMANN-Konstante = 1,3803·10⁻²⁵ [J/K]

T'	absolute Temperatur [°K]
n _{Ton}	Anzahl der Tonteilchen pro Volumeneinheit [1/m ³]
μ	dynamische Viskosität [kg/(m·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. 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:

$$w_s = \frac{g \cdot d^2}{18 \cdot \mu} \cdot (\rho_s - \rho_w) \quad (2.4-5)$$

Mit:

w _s	Partikelsinkgeschwindigkeit [m/s]
g	Erdbeschleunigung [m/s ²]
d	Korn- bzw. Partikeldurchmesser [m]
μ	dynamische Viskosität [kg/(m·s)]
ρ _s	Dichte der Partikel [kg/m ³]
ρ _w	Dichte des Wassers [kg/m ³]

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. 2.4-4 und Tafel 2.4-3):

$$w_s = k^* \cdot c^{n^*} \quad (2.4-6)$$

Mit:

w _s	Partikelsinkgeschwindigkeit [m/s]
k*	sedimentspezifischer, empirischer Koeffizient [m ³ /kg]
c	Suspensionskonzentration [kg/m ³]
n*	Potenz, Konstante [-]

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.

	w_s	c	SEDIMENT
NEDECO (1965)	$1 \cdot 10^{-2}$ mm/s bis $3 \cdot 10^{-2}$ mm/s	$2 \cdot 10^2$ mg/l bis $1 \cdot 10^5$	Demerara silt
OWEN (1970)	$2 \cdot 10^{-2}$ mm/s bis $7,5 \cdot 10^{-1}$ mm/s	$2 \cdot 10^2$ mg/l bis $3 \cdot 10^4$	Avonmouth mud
VAN RIJN/LOUISSE (1987)	$1 \cdot 10^{-2}$ mm/s bis $1,5 \cdot 10^{-1}$ mm/s	$2 \cdot 10^2$ mg/l bis $1 \cdot 10^5$	Kaolinit

Tafel 2.4-3: Beispiele mittlerer Sinkgeschwindigkeiten w_s in Abhängigkeit von der Konzentration c (VAN RIJN & LOUISSE, 1987)

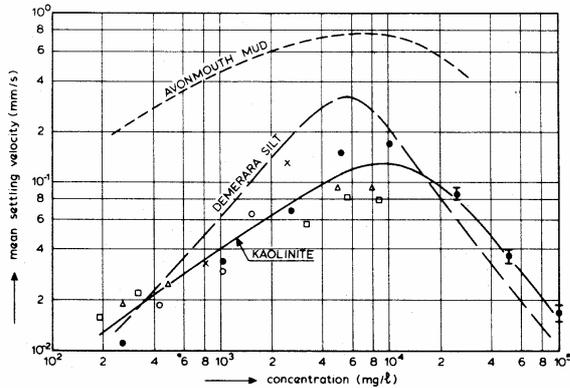


Abb. 2.4-4: Mittlere Sinkgeschwindigkeit w_s in Abhängigkeit von der Konzentration c (VAN RIJN, 1993)

MEHTA (1986) und VAN RIJN (1993) geben für n^* einen Bereich von 1 bis 2 an.

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 2.4-7 als ausreichend genau erwiesen:

$$w_s = w_{s0} (1 - \alpha \cdot c)^\beta \quad (2.4-7)$$

Mit:

- w_s Partikelsinkgeschwindigkeit [m/s]
- w_{s0} Referenzsinkgeschwindigkeit eines einzelnen Partikels (entspricht i.w. Gl. 2.4-5) [m/s]
- α sedimentspezifischer, empirischer Koeffizient [m^3/kg]
- c Suspensionskonzentration [kg/m^3]
- β Koeffizient (= 3 bis 5; VAN RIJN, 1993) [-]

Einige aktuellere Arbeiten zu diesem Themenbereich wurden von MEHTA veröffentlicht (z.B. MEHTA, 1996). Diese Arbeiten enthalten eine weitere empirische Lösung (Gl. 2.4-8) zur Beschreibung der Sinkgeschwindigkeit in sogenannten *hindered settling*-Bereichen.

$$w_s = \frac{a' \cdot c^{n'}}{(c^2 + b'^2)^{m'}} \quad (2.4-8)$$

Mit:

- w_s Partikelsinkgeschwindigkeit [m/s]
- a' sedimentspezifischer, empirischer Koeffizient [-]
- c Suspensionskonzentration [kg/m^3]
- 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 Feinstdimenten 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 ließen sich bislang 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 wurden zunächst einzelne Teilprozesse genauer untersucht. 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. 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.

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. 2.4-5 bis 2.4-8). Weitere Informationen zur Sinkgeschwindigkeit kohäsiver Sedimente können den Arbeiten von NIELSEN (1992) und RUNZE ET AL. (1989) entnommen werden.

2.4.1.3. 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 σ [kN/m²], welche sich aus der Integration des Dichteprofiles ergibt und der Fluid- bzw. Porenwasserdruck u^* [kN/m²] bestimmt werden. Daraus errechnet sich die sogenannte wirksame Spannung σ' 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 Konsoli-

dierung 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. 2.4-5):

- 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 *Fluid Mud*-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):

$$c_b = \alpha^* \cdot \log t^* + \beta^* \quad (2.4-9)$$

Mit:

- c_b Bodenfeststoffgehalt [kg/m³]
- t^* Trockenlegungs- bzw. Konsolidierungsdauer [s]
- α^* Korngrößenfaktor [-]
- β^* Faktor in Abhängigkeit vom Fluid [-]

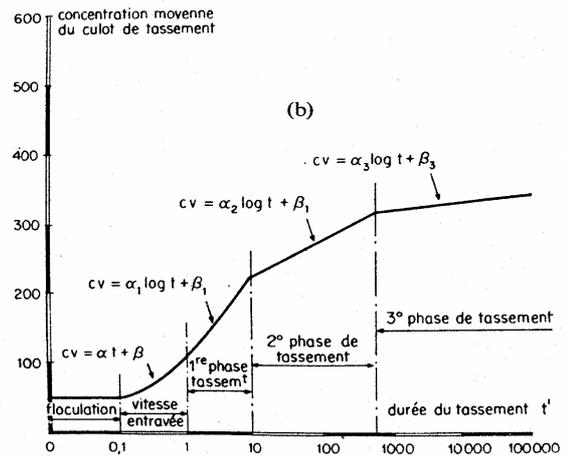


Abb. 2.4-5: Phasen des Absetzens und der Konsolidierung bindiger Böden (MIGNIOT & BOULOC, 1981)

Bisher wurde die Konsolidierung in Modellansätzen nur ungenügend berücksichtigt. KYNCH (1952) legt den Grundstein der theoretischen Beschreibung des Absetzprozesses von kohäsiven 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.

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:

$$u^*(y^*, T^*) = 2 \cdot (\rho_S - \rho_F) \cdot z_0 \cdot \sum_n \frac{\cos(m^\circ \cdot \pi \cdot y)}{m^{2^\circ} \cdot \pi^2} \cdot \exp(-m^{2^\circ} \cdot \pi^2 \cdot T^*) \quad (2.4-10)$$

Mit:

- u^* Porenwasserdruck [KN/m²]
- y^* Materialkoordinate [-]
- T^* Zeitfaktor [-]
- ρ_S Dichte des Sediments [kg/m³]
- ρ_F Dichte des Fluids [kg/m³]
- 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 2.4-9 ergibt sich für $z = z_1$ (reale Sohl-oberfläche) ein resultierender Porenwasserdruck. Aus Laborversuchen sollte sich dieser jedoch zu Null er-

geben. Daher wurde Gleichung 2.4-9 in folgender Weise modifiziert (BEEN & SILLS, 1983):

$$u_1(z, t) = u^*(z, t) - u^*(z_1, t) \quad \text{für } 0 \leq z \leq z_1 \quad (2.4-11)$$

Mit:

- u^* Porenwasserdruck [KN/m²]
- u_1 Porenwasserdruck in der realen Sohle [KN/m²]
- z vertikale Koordinate [m]
- z_1 reale Sohloberfläche [m]
- t Zeit [s]

Eine mögliche Darstellung der Ergebnisse aus der Kombination der Gleichungen 2.4-10 und 2.4-11 zeigt Abbildung 2.4-6 für den Fall $z_0 = 1,5 \cdot z_1$ (z_0 ist die Koordinate der Schichtoberfläche).

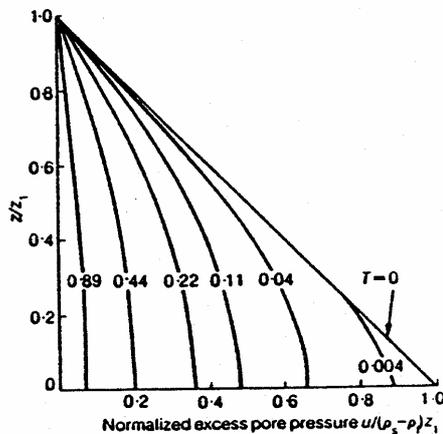


Abb. 2.4-6: Verlauf des Porenwasserdrucks für $z_0 = 1,5 \cdot z_1$ (BEEN & SILLS, 1983)

2.4.1.4. Erosion von Feinstsedimenten an der Gewässersohle

Wenn äußere Kräfte auf die Sohloberfläche von sedimentiertem kohäsivem 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 Sohlschubspannung τ_0 ist dabei ein weitverbreitetes Maß für die Intensität der Sedimentations- bzw. Erosionsprozesse. Gebräuchlich ist auch die aus τ_0 resultierende Schubspannungsgeschwindigkeit u :

$$u_*^2 = \frac{\tau_0}{\rho} = \frac{\mu}{\rho} \cdot \frac{du}{dy} = v \frac{du}{dy} \quad (2.4-12)$$

Mit:

- u_* Schubspannungsgeschwindigkeit [m/s]
- τ_0 Sohlschubspannung [KN/m²]
- ρ Dichte des Fluids [kg/m³]
- μ dynamische Zähigkeit des Fluids [kg/(m·s)]

- v kinematische Zähigkeit des Fluids [m²/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 τ_0 die kritische Sohlschubspannung τ_c übersteigen, das heißt wenn die äußere Schubspannung τ_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:

$$E = \frac{dm}{dt} = \alpha_1 \cdot \left(\frac{\tau_0 - \tau_s}{\tau_s} \right) \quad (2.4-13)$$

Mit:

- E Erosionsrate [m³/s]
- dm/dt Gradient der Massentransportrate [m³/s]
- α_1 empirische Erosionsratenkonstante [m³/s]
- τ_0 Sohlschubspannung [KN/m²]
- τ_s vorhandener kohäsiver Scher- oder Strömungswiderstand der Sohle [KN/m²]

Für eine konstante Schubbelastung τ_0 ist E konstant, solange τ_s nicht mit der Tiefe z variiert. Für weichere, nur teilweise konsolidierte Sohlen kann die Erosionsrate nach Gleichung 2.4-14 bestimmt werden:

$$E(z) = \frac{dm}{dt}(z) = \epsilon_0 \cdot \exp(\alpha_2 (\tau_0 - \tau_s(z))^{0.5}) \quad (2.4-14)$$

- Mit:
- $E(z)$ Erosionsrate [m^3/s]
 - dm/dt Gradient der Massentransportrate [m^3/s]
 - ϵ_0 empirische Konstante [m^3/s]
 - α_2 empirische Konstante [$m^{0.5} \cdot s/kg^{0.5}$]
 - τ_0 Sohlschubspannung [KN/m^2]
 - $\tau_s(z)$ kohäsiver Scher- oder Strömungswiderstand der Sohle [KN/m^2]

ten, bis in einer bestimmten Tiefe τ_s die Größe von τ_c erreicht hat und damit der Strömungswiderstand größer wird als die anliegende erodierende Schubspannung. Die jeweiligen Koeffizienten α_1 , α_2 und ϵ_0 müssen experimentell in Laborversuchen bestimmt werden, da sie von den physikalisch-chemischen Eigenschaften des Fluids und des Sedimentes abhängen.

Tafel 2.4-4 zeigt eine Zusammenstellung von Untersuchungsergebnissen über die Einflüsse verschiedener Parameter auf die erosionskritische Schubspannung.

ZUNAHME ...	QUELLE: RAUDKIVI, 1982	KRITISCHE SCHUBSPANNUNG	
		SINKT	STEIGT
der Temperatur		x	
des Wassergehaltes		x	
des Dispersionsverhältnisses (= Verhältnis von Tonanteilen in einer dispergierten und einer nicht dispergierten Probe)		x	
des Korndurchmessers		x	

Tafel 2.4-4a: Einflüsse bestimmter Parameter der Sedimente auf die kritische Sohlschubspannung (RAUDKIVI, 1982)

ZUNAHME ...	QUELLE: RAUDKIVI, 1982	KRITISCHE SCHUBSPANNUNG	
		SINKT	STEIGT
des Tonanteils			x
des Plastizitätsindex (= Differenz des Wassergehaltes an der Fließgrenze und des Wassergehaltes an der Ausrollgrenze)			x
des Salzgehaltes			x

Tafel 2.4-4b: Einflüsse bestimmter Parameter der Sedimente 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).

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

Wird die kritische Geschwindigkeit für den Transport eines Schwebstoffteilchens 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 Feinstdimente 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 2.4-7 zeigt den Verlauf der Strömungsgeschwindigkeiten, Konzentrationen sowie die Transportart des Sedimentes während einer Tide.

NICHOLS (1986) hat durch die Auswertung zahlreicher Naturmessungen den zeitlichen Versatz zwischen Auftreten maximaler Suspensionskonzentrationen und Geschwindigkeitsmaxima (ΔT_1 ca. 30 bis 90 Minuten) als ein signifikantes Merkmal des Tideinflusses eingeordnet.

Ein zeitlicher Versatz zwischen Unterschreiten der kritischen Strömungsgeschwindigkeiten und der ein-

setzenden Sedimentation ist in tidebeeinflussten Gebieten ebenfalls erkennbar (ΔT_2 , Abb. 2.4-7). 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).

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

In Ästuarien finden sich zudem örtlich begrenzte Trübungsmaxima mit überdurchschnittlich hohem Schwebstoffgehalt (Abb. 2.4-8). 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.

Das Trübungsmaximum im Weserästuar, zum Beispiel, liegt bei mittleren Oberwasser- und Tideverhältnissen im Bereich Nordenham (Abb. 2.4-9a). Das Wasser hat hier einen Salzgehalt von 2 ‰ bis 10 ‰ und wird von aufgeschwemmten Teilchen getrieben. Im Längsschnitt (Abb. 2.4-9b) ist dieses Trübungsmaximum als Trübungswolke T dargestellt.

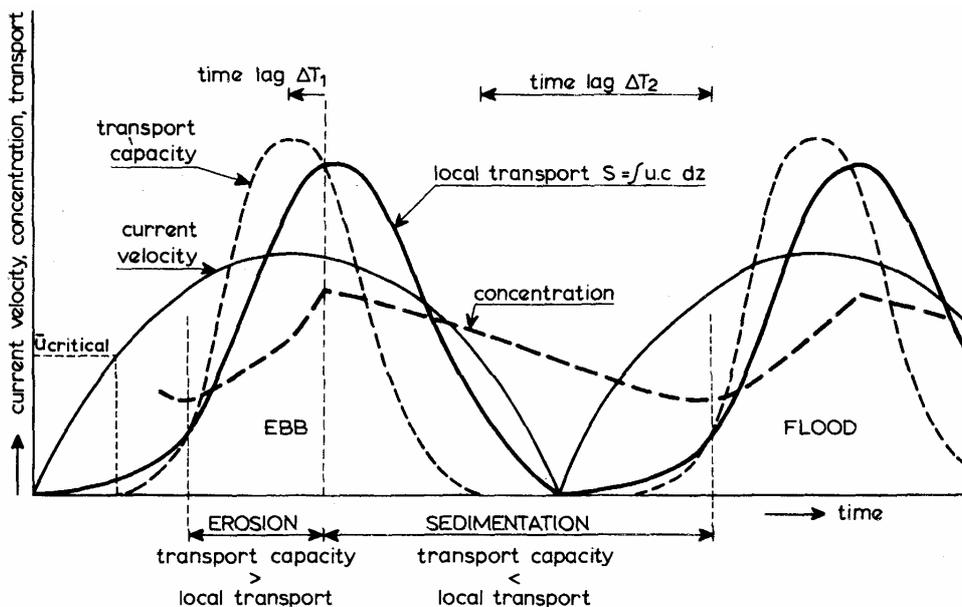


Abb. 2.4-7: Schematische Darstellung der Abhängigkeit zwischen Suspensionskonzentration und Strömungsgeschwindigkeit mit den dazugehörigen Transportprozessen im Verlauf einer Tide (VAN RIJN, 1993)

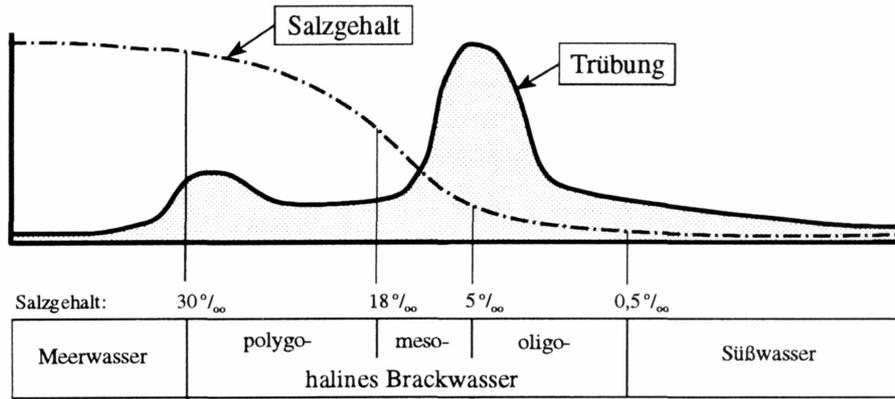


Abb. 2.4-8: Schematische Darstellung des Salzgehaltes und der Trübung in einem Ästuar (SPINGAT ET AL., 2000)

Die Ursache des Trübungsmaximums liegt in der Schichtung des Meerwassers unter dem Flusswasser (Abb. 2.4-9c) (WELLERSHAUS, 1982). In Abbildung 2.4-10 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.

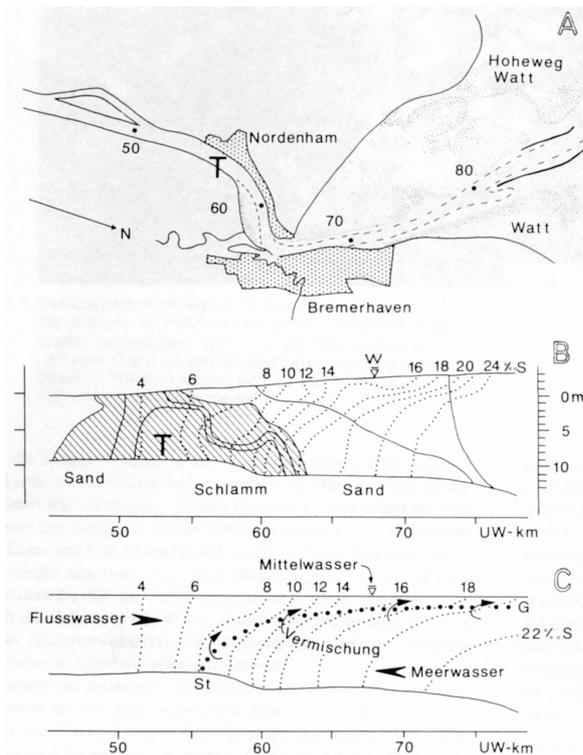


Abb. 2.4-9: Karte und Längsschnitte in der Weser. A) Übersicht, T: Mitte der Trübungszone. B) Längsschnitt anhand von Messungen während einer Fahrt von UW-km 75 bis UW-km 49, Ebbebestromung nach rechts; Punktirt: Linien gleichen Salzgehaltes; Ausgezogen: Linien gleicher Trübung; Schraffiert: Trübungsintensität. C) Strömungsverhältnisse für B), schematisiert (WELLERSHAUS, 1982)

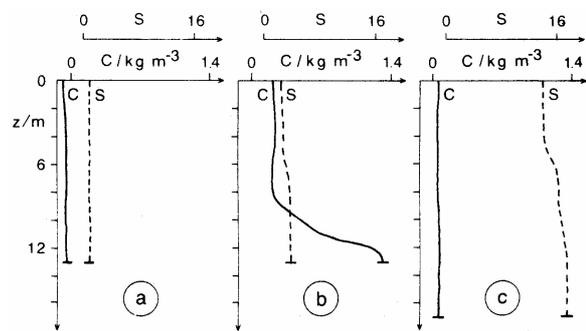


Abb. 2.4-10: Beispielhaft gewählte Vertikalprofile des Schwebstoffgehaltes und Salzgehaltes a) stromaufwärts, b) im Zentrum und c) stromabwärts des Trübungsmaximums während eines Flutstromes in der Weser zur Bestimmung der Lage des Trübungsmaximums in Abhängigkeit vom Salzgehalt (GRABEMANN & KRAUSE, 1989).

Durch die Variation im Oberwasserabfluss wird das Trübungsmaximum im Fluss verschoben. 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. 2.4-11 dargestellt. Der Zusammenhang zwischen Salzgehalt, Oberwasser und Schwebstoffgehalt ist deutlich zu erkennen.

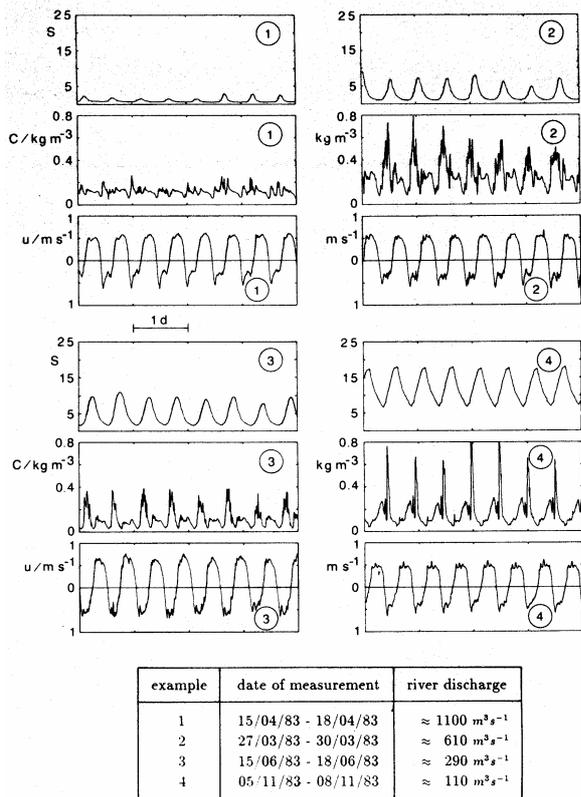


Abb. 2.4-11: Zeitreihen aus dem Jahr 1983 in Blexen (Weser) für Salzgehalt S [%], Schwebstoffkonzentration C [kg/m³] und Strömungsgeschwindigkeiten u [m/s] in Hauptströmungsrichtung 1 m über der Sohle in Abhängigkeit des Oberwasserabflusses (Je 4 Tage, Messintervall 10 Min.; Tabelle: Zeitpunkte der Messung und Oberwasserabfluss) (GRABEMANN & KRAUSE, 1989)

3 Techniken und Maßnahmen zur Reduktion der Sedimentmengen in Häfen und deren Zufahrten

Aufbauend auf den Untersuchungen zu den Ursachen der Sedimentation in Häfen (vgl. Kap. 2) wurden von zahlreichen Autoren Fallstudien zur Minimierung der Sedimentation in Häfen durchgeführt. Diese Untersuchungen sind z.T. anwendungsorientiert für einen speziellen Fall in der Natur, aber auch für generellere Aussagen als Modellversuche im Labor, durchgeführt worden. Der Großteil der untersuchten Maßnahmen konzentriert sich auf die Verminderung des Wasser-austausches durch den Strömungseffekt. In diesem Kapitel werden einige Untersuchungen stellvertretend für die Vielzahl der durchgeführten Untersuchungen vorgestellt.

3.1 Optimierung der Hafengeometrie

VOLLMERS (1963) hat mit Hilfe von Holzschliff als Modellschwebstoff in systematischen stationären Modell-

untersuchungen (Abb. 3.1-1a) versucht, die strömungsinduzierte Walze in der Hafeneinfahrt derart zu beeinflussen, dass sich möglichst wenig Holzschliff im Hafen ablagert. Bei Betrachtung der Ablagerungen in Abhängigkeit von der Trennfläche und der Neigung des Hafens ergab sich ein linearer Zusammenhang zwischen der Größe der Trennfläche und der Ablagerung. Kleinere Neigungswinkel vermindern ebenfalls den Sedimenteintrag. Bei Neigungswinkeln über 90° (135°) sind keine Walzen mehr aufgetreten.

Vorrangiges Ziel war es, die Lage und Größe der Primärwalze im Hafen zu beeinflussen. Bei einem Walzenraum wird die Primärwalze in einer künstlichen Erweiterung fixiert. Dazu wurden verschiedene Untersuchungen über den Einfluss der Öffnungsweite, der Erweiterung, der Abhängigkeit von der Größe und Form des Walzenraumes und die Abhängigkeit von der Lage des Staupunktes durchgeführt. Als Ergebnis stellte sich heraus, dass die Ablagerungen im Hafen abhängig von der Lage des Störpunktes sind. Die Fläche des Walzenraumes und die Verschiebung des Staupunktes senkrecht zur Fließrichtung haben keinen Einfluss. Die Ablagerungen im Walzenraum sind jedoch flächenabhängig. Im Laufe der weiteren Untersuchungen wurde in den Walzenraum ein Kern eingesetzt. Dadurch wird die aus dem Walzenraum gerichtete Geschwindigkeit größer und der Austausch mit der Sekundärwalze nimmt ab. Zudem verringert sich die Ablagerungsmenge weiter.

Weitere Maßnahmen zur Verminderung der Sedimentablagerungen im Hafen sind Störelemente (Störöffnungen und auch Störschwellen). Sie reduzieren in Abhängigkeit von ihrer Lage ebenfalls den Schwebstoffeintrag in das Hafenbecken.

Abschließend wurde eine Trennrinne untersucht. Durch den Einbau der Trennrinne wird die Vermischungszone durch eine stufenweise Verminderung der Strömungsgeschwindigkeiten in Richtung Fluss verschoben. Die mögliche Verminderung der Sedimentation ist abhängig von dem Durchfluss durch die Trennrinne (Höhe der Schwelle, Breite der Trennrinne).

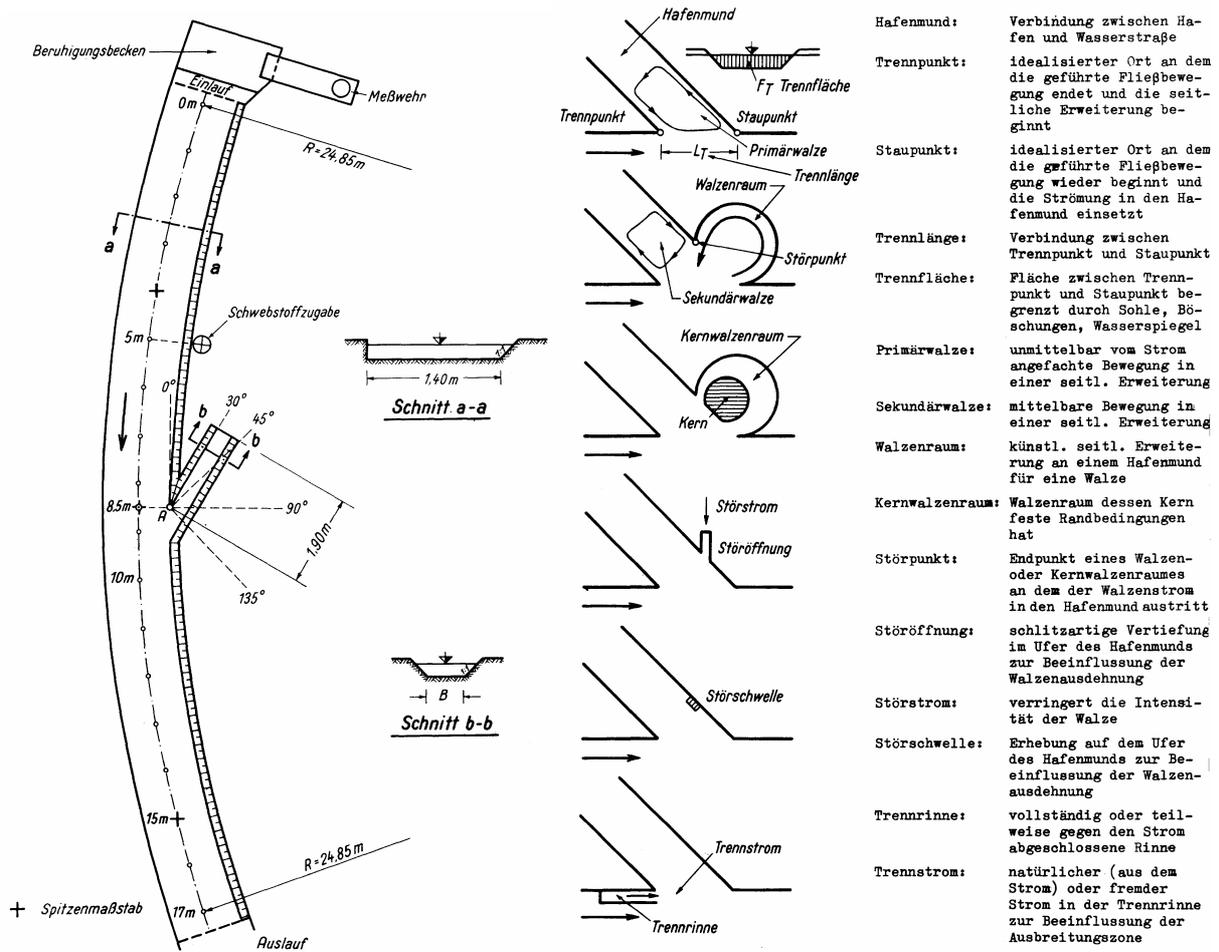


Abb. 3.1-1: a) Versuchsaufbau von VOLLMERS, 1963; b) Untersuchte Maßnahmen zur Verringerung des Schwebstoffeintrages in Häfen (VOLLMERS, 1963)

Im FRANZIUS-INSTITUT (1961) wurden umfangreiche Untersuchungen zur Verringerung der Sedimentation in den Einfahrten des ehemaligen Alten Hafens und Alten Fischereihafens in Cuxhaven durchgeführt (Abb. 3.1-2). Cuxhaven befindet sich im Einflussbereich der Brackwasserzone, so dass die Versuche dichtabhängig mit einer Mischanlage für Salz- und Süßwasser stattfanden. Im Hafen überlagert sich der durch Tide- Strömungs- und Dichteeffekt induzierte Wasseraustausch zu verschiedenen Anteilen (FRANZIUS-INSTITUT, 1961):

- Anteil des Strömungseffektes am Wasseraustausch: 65 %
- Anteil des Tideeffektes am Wasseraustausch: 15 %
- Anteil des Dichteeffektes am Wasseraustausch: 20 %

In der Abb. 3.1-3 sind im Modell gemessene Strömungsgeschwindigkeiten während des Ebbestromes bei Tidehalbwasser für den Ausgangszustand dargestellt. In den Einfahrten bilden sich mehrere Walzen

aus, die zu einer verstärkten Sedimentation im Hafen führen.

Aus Voruntersuchungen ergaben sich die in Abb. 3.1-4 a)+b) dargestellten Ausbaustände. Der Ausbaustand a) ergab sich als der optimale Zustand zur Minimierung der Sedimentablagerungen im Hafen. Bei Flutstrom bildet sich im Hafen eine schwache Sekundärwalze aus, während im Lauf der Ebbestromung sich lediglich seewärts der Einfahrt eine Walze ausbildet (Abb. 3.1-5a).

Die vorgebauten Abweiser des Entwurfes in Abb. 3.1-4a wurden als Risiko für die Schifffahrt bewertet, so dass der in Abb. 3.1-4b dargestellte Entwurf in Absprache mit den Nautikern der Empfehlung des FRANZIUS-INSTITUTES entsprach. Sowohl bei Flut- als auch während des Ebbestromes bildet sich zeitweilig im Bereich hinter der Alten Liebe eine Walzenströmung aus. Der Wasseraustausch sollte sich im Vergleich zum Ausgangszustand um rd. 33% verringern. Vorrangig wurde eine Abnahme des Strömungseffektes prognostiziert (FRANZIUS-INSTITUT, 1961):

Anteil des Strömungseffektes am ursprünglichen Wasseraustausch: 37 %

Anteil des Tideeffektes am ursprünglichen Wasseraustausch: 15 %

Anteil des Dichteeffektes am ursprünglichen Wasseraustausch: 15 %

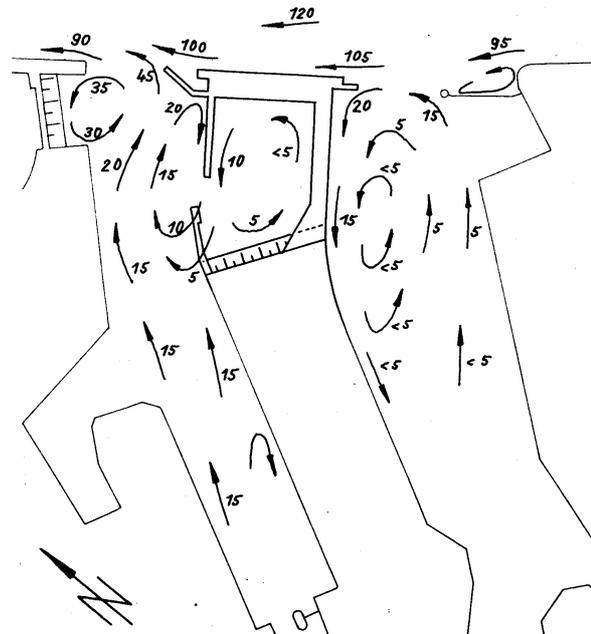
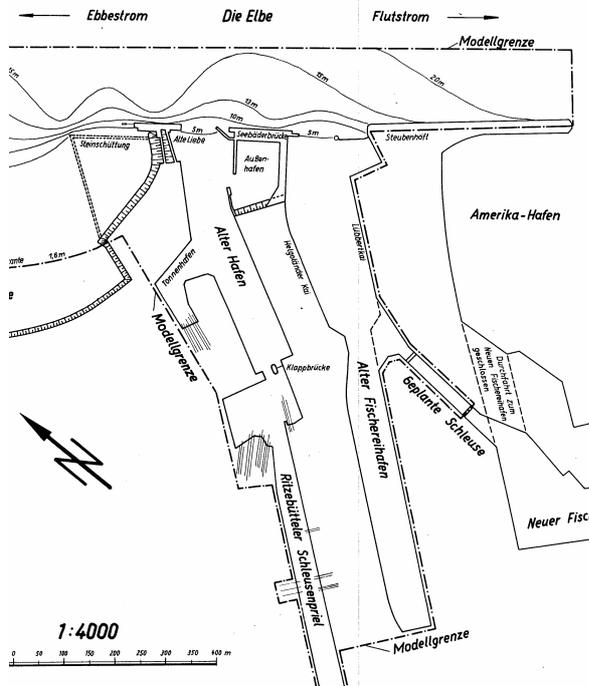


Abb. 3.1-2: Untersuchungsgebiet am Alten Hafen und am Alten Fischereihafen in Cuxhaven (FRANZIUS-INSTITUT, 1961)

Abb. 3.1-3: Ebbeströmungen im Alten Hafen und im Alten Fischereihafen in Cuxhaven bei Tidehalbwasser (FRANZIUS-INSTITUT, 1961)

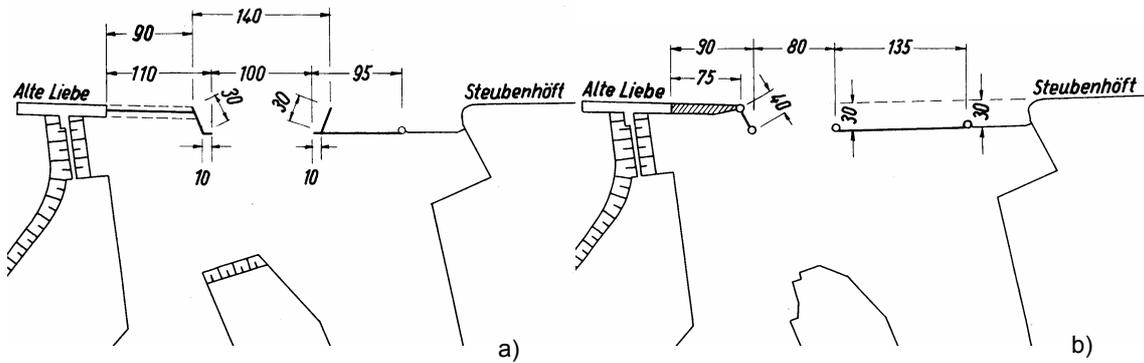


Abb. 3.1-4: Optimierte Ausbautustände für die Einfahrt zum Alten Hafen und zum Alten Fischereihafen in Cuxhaven (FRANZIUS-INSTITUT, 1961)

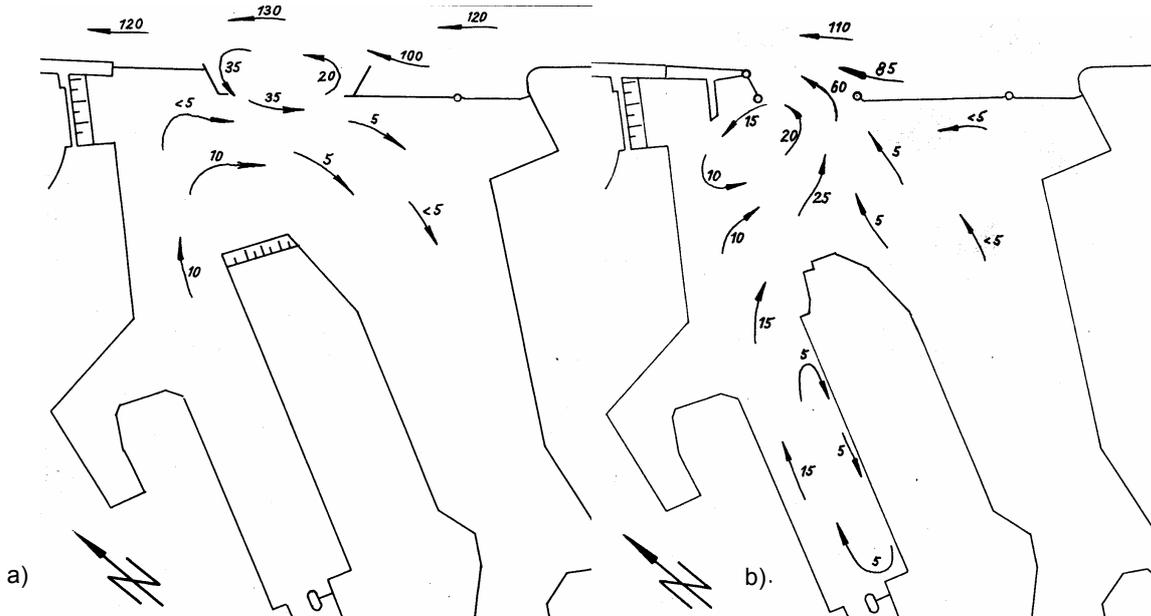


Abb. 3.1-5: Strömungen in den modifizierten Hafenzufahrten zum Alten Hafen und zum Alten Fischereihafen in Cuxhaven (FRANZIUS-INSTITUT, 1961)

3.2 Umlenkwälde

In die Einfahrt zum Köhlfleet in Hamburg (Abb. 3.2-1) wurde nach damaligem Kenntnisstand hauptsächlich durch den Strömungseffekt Sediment eingetragen (FRANZIUS-INSTITUT, 1988). In Untersuchungen am FRANZIUS-INSTITUT wurden zur Minimierung des Sedimenteintrages verschiedene Konfigurationen einer Strömungsumlenkwand untersucht. Die Umlenk wand soll durch das Umlenken des ufernahen Durchflussanteils aus der Elbe in den Hafen eine sich bei Flutstrom ausbildende Walze reduzieren. Die Strömung aus der Umlenk wand wirkt dabei der Walzenströmung entgegen. Durch eine Sohlschwelle vor der Umlenk wand wird zusätzlich der Eintrag sedimenthaltigen sohn nahen Wassers in den Hafen vermindert.

Im Hafen bildet sich ca. 240 Minuten vor Tidehochwasser eine über die gesamte Hafensbreite reichende Walze aus, die bis in die Elbe hineinreicht (Abb. 3.2-2). Am Seemannshöft bilden sich zudem Sekundärwalzen aus, die sich immer wieder auflösen. Auch tiefer im Hafen und im Köhlfleethafen treten Sekundärwalzen auf. Dieses Walzensystem dreht sich bis

ca. 10 Minuten nach Thw. Anschließend bildet sich während des Ebbestromes bis ca. 195 Minuten nach Thw eine große Ebbestromwalze in der Einfahrt aus. Ein Wasseraustausch an der Oberfläche wurde dabei nicht beobachtet. Im weiteren Verlauf der Ebbe wird die Walze von dem aus dem Hafen ausströmenden Wasser verdrängt.

In einem iterativen Optimierungsprozess wurden Lage und Form der Umlenk wand bestimmt. Der Abstand der Wand vom Ufer (+2 mNN-Linie) ergab sich zu 80 m (Eintritt) und 60 m (Austritt). Die Länge betrug 150 m (Abb. 3.2-3). Zur Verkleinerung der Querschnittsfläche zwischen Ufer und Umlenk wand und zur Verminderung des sohn nahen Geschiebetransportes wurde vor der Eintrittsöffnung eine 5 m hohe Sohlschwelle eingebaut. Außerdem erhielt die Umlenk wand eine 50 m lange (von der Mitte aus je 25 m) und 6 m hohe Öffnung. Mit dieser Öffnung sollte zum einen die Leistung des Umlenkkanals vermindert, zum anderen aber versucht werden, die Leewalze hinter der Umlenk wand zu stören. Die Unterkante der Öffnung lag bei -8,8 mNN.

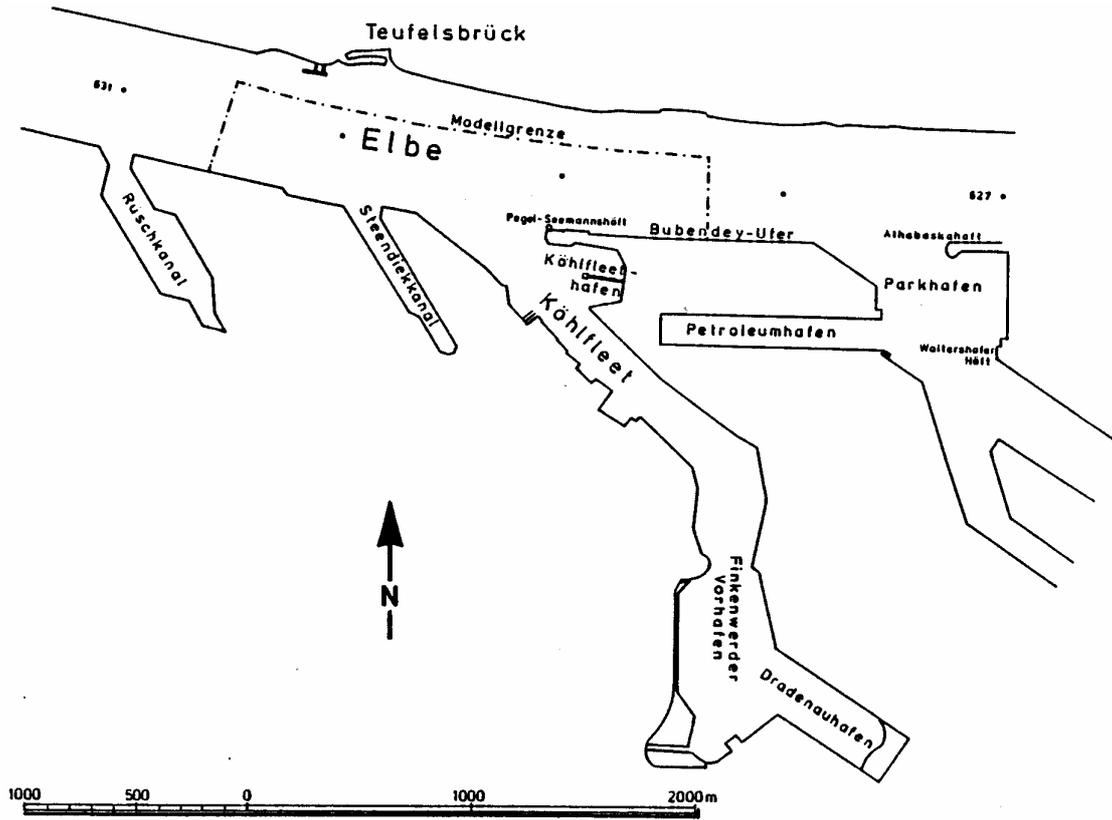


Abb. 3.2-1: Untersuchungsgebiet Köhlfleet in Hamburg (FRANZIUS-INSTITUT, 1988)

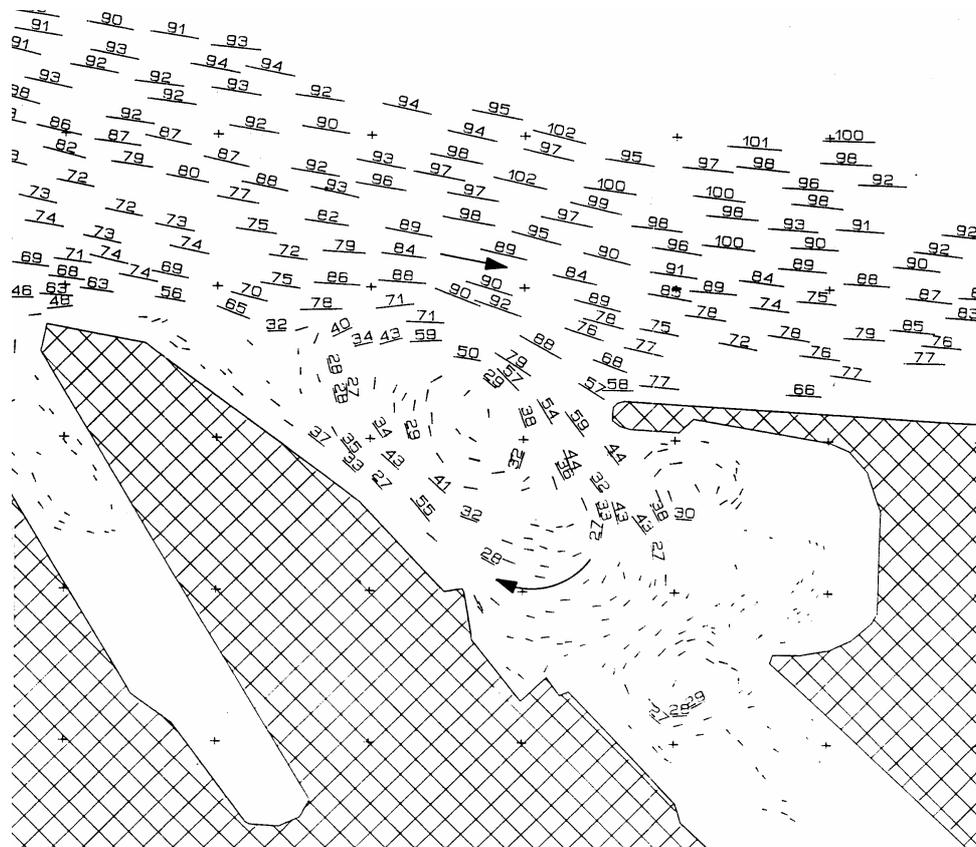


Abb. 3.2-2: Flutströmungen in der Einfahrt zum Köhlfleet in Hamburg bei Tidehalbwasser (FRANZIUS-INSTITUT, 1988)

Zur Beeinflussung der Ebbestromwalze wurde am Seemannshöft zusätzlich eine weitere, kleinere Umlenkwand installiert. Die Länge der Leitwand betrug 50 m, der Abstand zur +2 mNN-Linie an der Eintrittsöffnung 30 m und an der Austrittsöffnung 40 m (Abb. 3.2-3).

Mit einer Umlenkwand wird der ufernahe Durchflussanteil des Flutstromes so in den Köhlfleet geleitet, dass er gegen die sich entlang des Westufers ausbildende Walzenströmung gerichtet ist. Dadurch wird die

Hauptwalze zerstört, bzw. tiefer in den Hafen hineinverlagert. Es entstehen mehrere, im Verlauf der Flut ihre Form und Lage ständig wechselnde Walzensysteme (Abb. 3.2-4). Der Wasseraustausch mit der Elbe und der davon abhängige Sedimenteintrag werden durch die Auflösung der großen, mit der Elbe in Verbindung stehenden Walze erheblich vermindert. Die Ebbestromwalze kann ebenfalls durch die Umlenkwand in ihrer Größe und Form verändert werden.

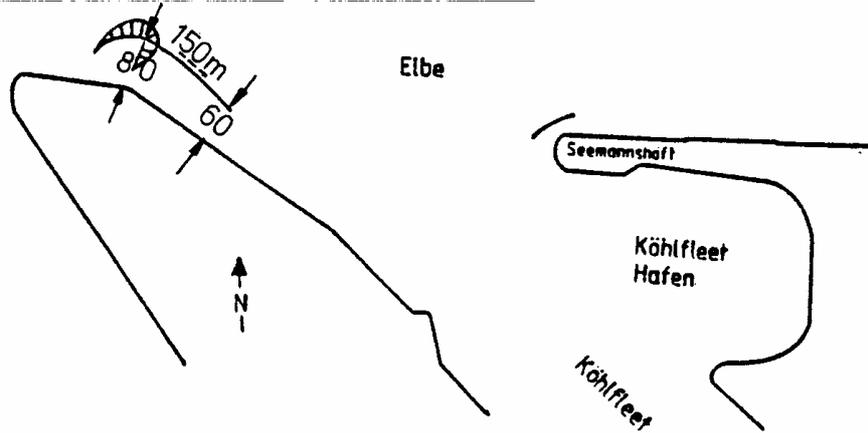


Abb. 3.2-3: Optimierter Ausbauzustand für die Einfahrt zum Köhlfleet (FRANZIUS-INSTITUT, 1988)

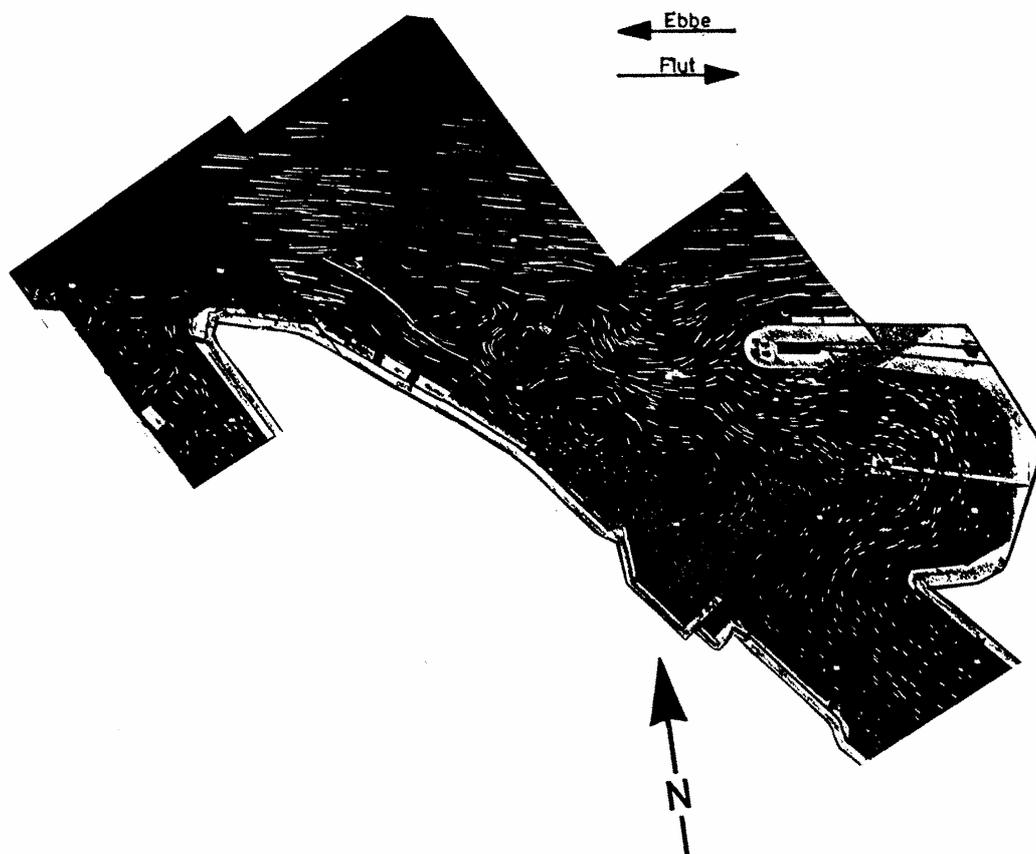


Abb. 3.2-4: Radarbilder von Schwimmermessungen während der Flutströmung in der Einfahrt zum Köhlfleet in Hamburg bei Tidehalbwasser im optimierten Ausbauzustand (FRANZIUS-INSTITUT, 1988)

Eine Quantifizierung der möglichen Reduzierung des Sedimenteintrages in den Köhlfleet aus den durchgeführten Versuchen war nicht möglich und sollte daher im Großversuch überprüft werden. Seit 1990 reduziert die in Abb. 3.2-3 dargestellte Umlenkwand im Köhlfleet Hamburg den Sedimenteintrag im Durchschnitt um etwa 30 % (STROM UND HAFENBAU, 1999).

Eine Erweiterung der Umlenkwand für tide- und brackwasserbeeinflusste Häfen ist die von VAN LEEUWEN & HOFLAND (1999) vorgestellte Umlenkwand (Abb. 3.2-5). Das System besteht aus einer Strömungsumlenkwand (CDW) und einer Sohlschwelle auf der die Umlenkwand installiert wird, die mit einer senkrechten Leitwand zum Gewässer hin abgegrenzt ist (Sill). Diese Sohlschwelle kann auf beiden Seiten der Einfahrt vorgesehen werden.

Mit einer optimierten Anordnung dieser Umlenkwand soll das Hafenbecken über den Umlenkwandkanal überwiegend mit schwebstoffarmem Wasser aus der oberen Wassersäule gefüllt werden. Die sohnah bei Flut transportierten Sedimente werden durch die Leitwand an der Sohlschwelle zum Strom hin abgelenkt. Hinter der Sohlschwelle soll sich zudem während des Flutstromes über die gesamte Hafeneinfahrtsbreite eine doppelte Spiralströmung ausbilden (Abb. 3.2-6). Die linke, im Uhrzeigersinn drehende Spiralströmung,

fördert von oben her einströmendes Wasser aus dem Umlenkwandkanal unten an der Gewässersohle in das Hafenbecken. Die rechte, gegen den Uhrzeigersinn drehende Spiralströmung, erzeugt sohnah eine Strömungsbarriere und verhindert somit den Sedimenteintrag infolge von Dichteausgleichsströmungen.

Diese Umlenkwand wurde für Modellversuche in eine Tiderinne eingebaut (Abb. 3.2-7). Lage und Größe der Umlenkwand sind in dieser Rinne optimiert worden.

In Abb. 3.2-8 sind die sohnahen Flutströmungen in der Hafeneinfahrt dargestellt. Ohne die Umlenkwand (Abb. 3.2-8a) strömt die Flut an der Sohle in den Hafen ein. Mit Umlenkwand zeichnen sich deutlich die aus der Spiralströmung resultierenden unterschiedlichen Strömungsrichtungen ab. Der sohnah Wasser-eintrag in diesem Versuch (untere 25% der Wassersäule) wird im Tidemittel um 70% reduziert. Die Dichtedifferenzen über die Tiefe werden ebenfalls deutlich geringer (Abb. 3.2-9). Der Salzgehalt im Hafen hat sich durch den Einbau der Umlenkwand insgesamt um 10% abgesenkt (WINTERWERP, ET AL., 2001). Eine vollständige Reduktion der Dichteströmungen findet nicht statt. Auch der Strömungseffekt wird nicht vollständig unterdrückt. Im Modell fand eine deutliche Reduzierung des Eintrages von Modellschwebstoffen statt.

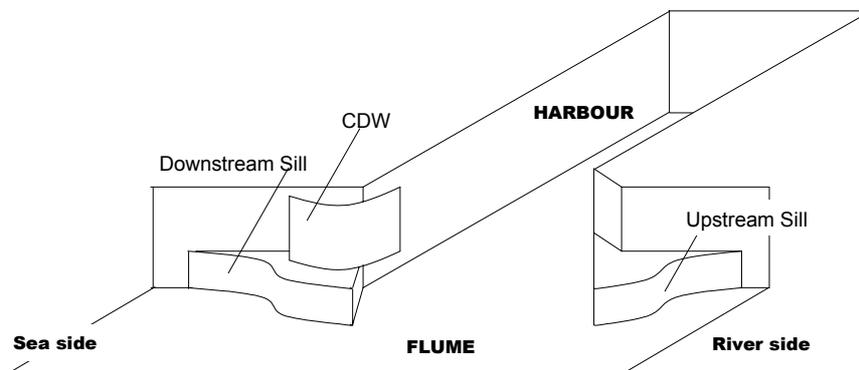


Abb. 3.2-5: Umlenkwand mit Sohlschwellen zur Minimierung der dichteinduzierten Strömungen (VAN LEEUWEN & HOFLAND, 1999)

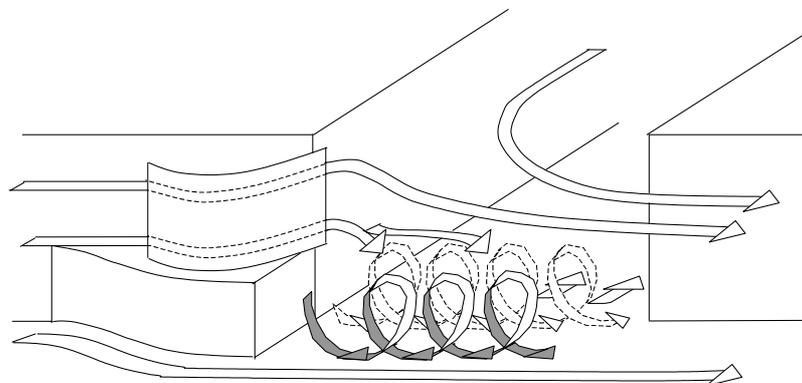


Abb. 3.2-6: Schematisches Strömungsmuster in der Einfahrt eines Hafens mit einer Umlenkwand während der Flutströmung (VAN LEEUWEN & HOFLAND, 1999)

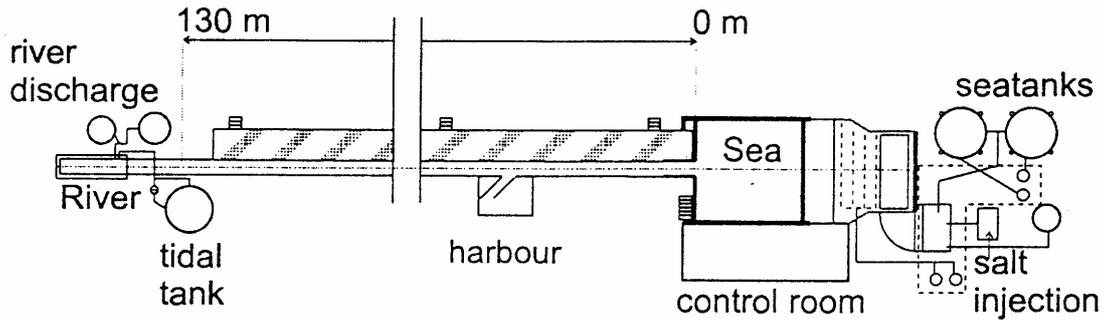


Abb. 3.2-7: Versuchsaufbau in einer Tiderinne zur Optimierung der Umlenkwand (WINTERWERP, ET AL., 2001)

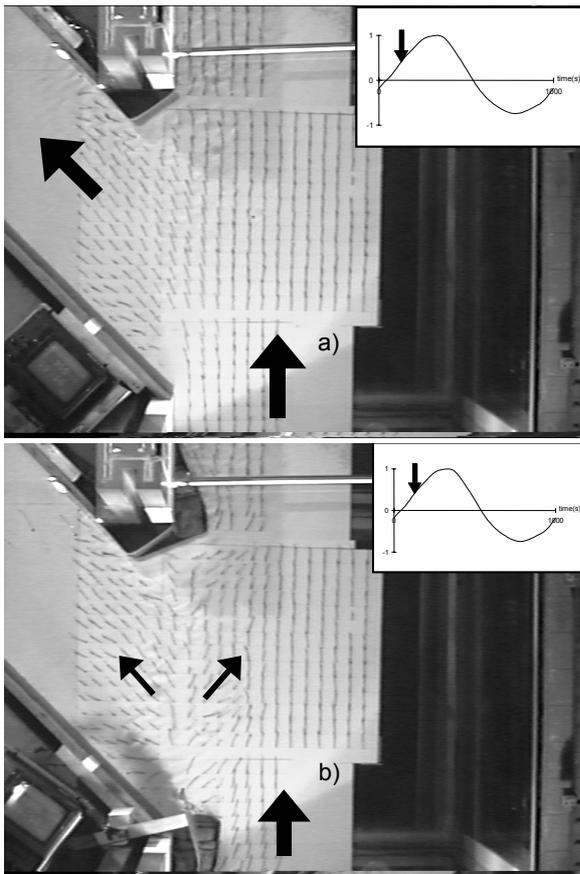


Abb. 3.2-8: Sohl nahe Strömungen in einer Hafeneinfahrt im Modellversuch a) ohne Umlenkwand und b) mit Umlenkwand (VAN LEEUWEN & HOF LAND, 1999)

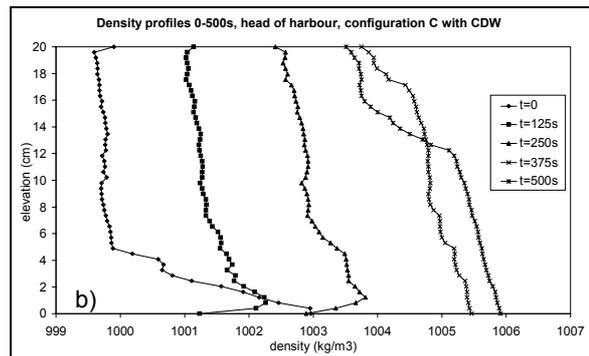
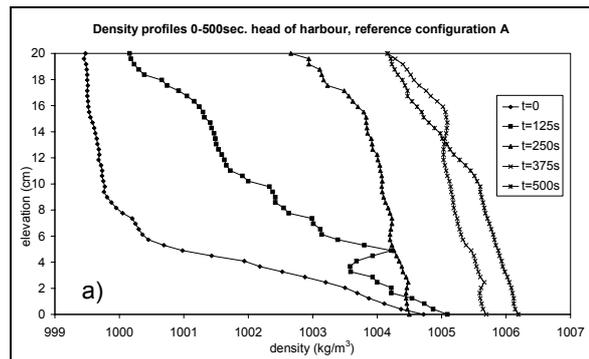


Abb. 3.2-9: Vertikales Dichteprofil am Kopfende des untersuchten Hafens a) ohne Umlenkwand und b) mit Umlenkwand (WINTERWERP, ET AL., 2001)

3.3 Optimierte Unterhaltungsbaggerungen

In Häfen wird überwiegend eine Solltiefe für den gesamten Bereich vorgehalten. Durch eine differenzierte Betrachtung der Nutzung des gesamten Hafenbeckens kann eine Baggerstrategie zur Verminderung der Gesamtmenge des Baggervolumens erarbeitet werden. Das Beispiel des Neustädter Hafens in der Hafengruppe Bremen-Stadt (FRANZIUS-INSTITUT, 2000b) zeigt, dass sich durch eine optimierte Baggerung der Fahrrinne unter gleichzeitigem Zulassen von Sedimentation in den Randbereichen die Gesamtsedimentmenge vermindern lässt.

Der Neustädter Hafen befindet sich in einem Bereich der Weser, der zwar noch von den Gezeiten aber nicht mehr von salinen Dichtedifferenzen beeinflusst wird (Abb. 3.3-1). Für einen Oberwasserabfluss von $Q_{\text{Intschede}} = 150 \text{ m}^3/\text{s}$ stellt sich für den Ebbestrom ein paralleles Ausströmen aus dem Hafen ein, das während der gesamten Ebbestromphase nur wenig variiert. Während des Flutstroms wird die Strömung durch die an die Insel angrenzende Spundwand teilweise in den Neustädter Hafen umgeleitet, wodurch im Einfahrtsbereich eine langgestreckte Walzenströmung induziert wird (Abb. 3.3-2). Bei steigendem Tidewas-

serstand und damit einhergehender Abnahme der Flutstromintensität verkleinert sich diese Walze. Bei ansteigendem Tidehochwasser verlagert sich die in ihrer Form relativ stabile Walze in den hinteren Be-

reich der Hafenzufahrt. Gleichzeitig nimmt die Rotationsgeschwindigkeit der Walze ab. Bei Flutstromkehrung ist die Walzenströmung nicht mehr sichtbar.

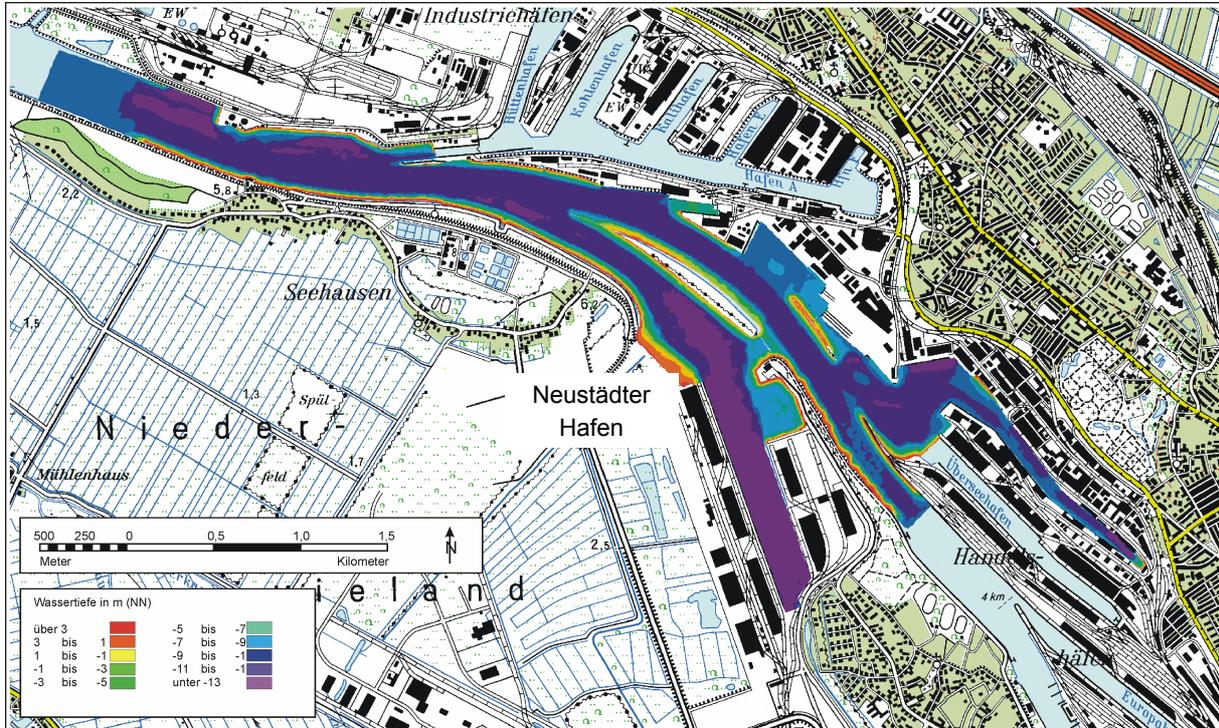


Abb. 3.3-1: Neustädter Hafen in der Hafengruppe Bremen-Stadt (FRANZIUS-INSTITUT, 2000b)

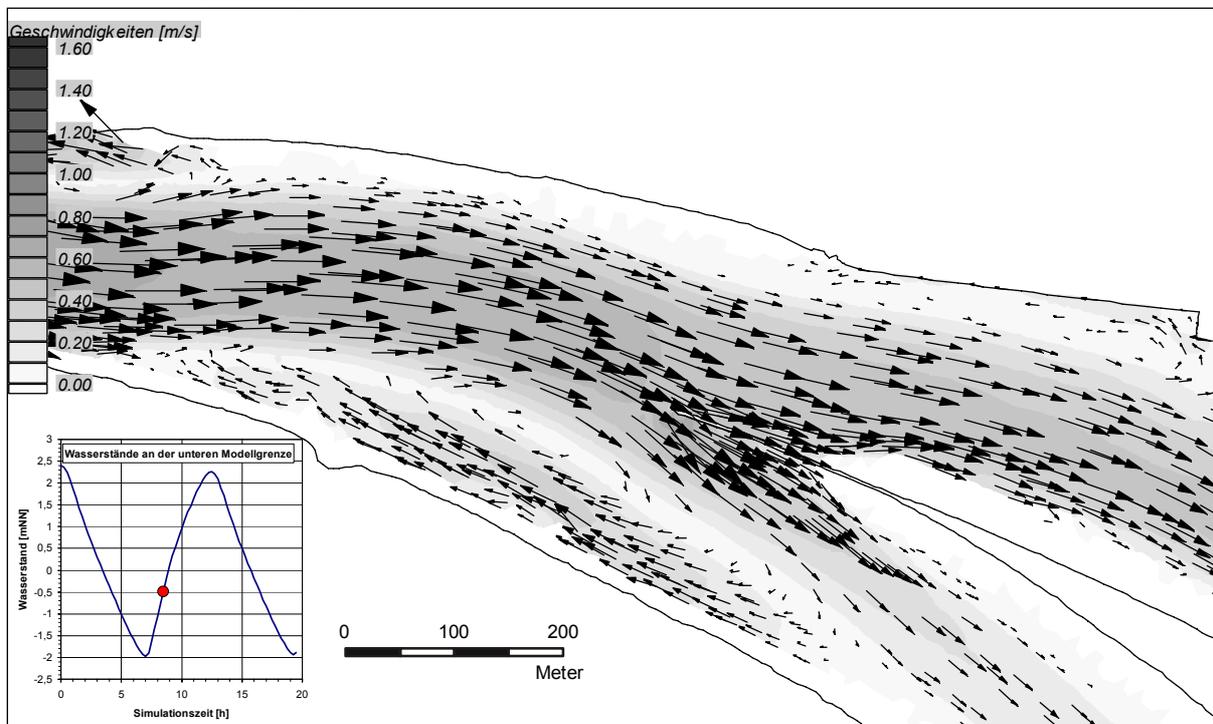


Abb. 3.3-2: Flutströmungen in der Einfahrt zum Neustädter Hafen 1,5 Std. nach Trw bei einem Oberwasserabfluss in Intschede von $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$ (FRANZIUS-INSTITUT, 2000b)

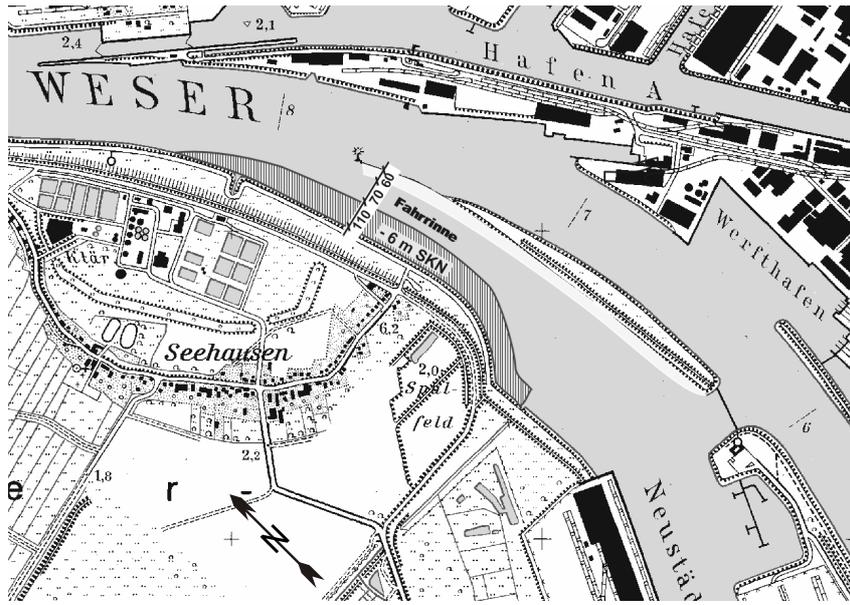


Abb. 3.3-3: Sedimentation durch Reduktion der Unterhaltungsbaggerungen (schraffiert dargestellt) am Seehausener Ufer (FRANZIUS-INSTITUT, 2000b)

Durch die Reduzierung der Unterhaltungsbaggerungen im südlichen Bereich der Zufahrt zum Hafen (Abb. 3.3-3) wurde die Fahrrinne der Zufahrt auf rd. 70 m Breite begrenzt, so dass am südlichen Ufer ein 110 m breiter Streifen der Fahrrinne aufsedimentieren kann. Für große Schiffe wurde eine Einbahnstraßenregelung getroffen, während Schiffe mit einem Tiefgang bis zu 5 m die gesamte Zufahrt weiter nutzen können. Die Strömungsrichtungen im Ebbestrom werden durch die Aufhöhung nicht wesentlich beeinflusst. Bei Flut hingegen wird die Flutstromwalze am Seehausener Ufer durch die verminderte Wassertiefe in Größe und Drehgeschwindigkeit eingeschränkt. Die Rückströmgeschwindigkeiten am Seehausener Ufer vermindern sich um ca. 10 cm/s und die Walze löst sich im Vergleich zum Ausgangszustand schneller wieder auf. Der Flutstrom läuft insgesamt gleichförmiger in den Hafen ein. Die Veränderungen führen zu Reduktionen um rd. 3,5% der Sedimentablagerungen der untersuchten Schlufffraktion im Hafen. In der Fahrrinne, die durch häufige Unterhaltungsbaggerungen auf Tiefe gehalten werden muss, vermindert sich der Sedimenteintrag um rd. 15% (rd. 9000m³/a).

Die Aufhöhung am Seehausener Ufer bietet die Möglichkeit, sedimentiertes Material in der Zufahrt zum Neustädter Hafen liegen zu lassen und gleichzeitig den tide- und strömungsbedingten Sedimenteintrag zu reduzieren. Die Sicherheit und Leichtigkeit des Schiffsverkehrs wird durch die Maßnahme nicht oder nur geringfügig eingeschränkt.

Eine weitere Möglichkeit die Unterhaltungsbaggerungen zu optimieren sind Vorratsbaggerungen. Dazu werden Übertiefen gebaggert, in denen sich das Sediment gezielt abgelagert, so dass nur diese definierten

Übertiefen regelmäßig unterhalten werden müssen. Diese Übertiefen dienen als Sedimentfang. Ein Beispiel dafür ist die Zufahrt zum Ketlan Minor Port in Malaysia. Dort bildet sich bei Flut hinter dem östlichen Wellenbrecher eine Walze aus, die zusätzlich zum Tidevolumen Sediment in den Einfahrtbereich einträgt (Abb. 3.3-4).

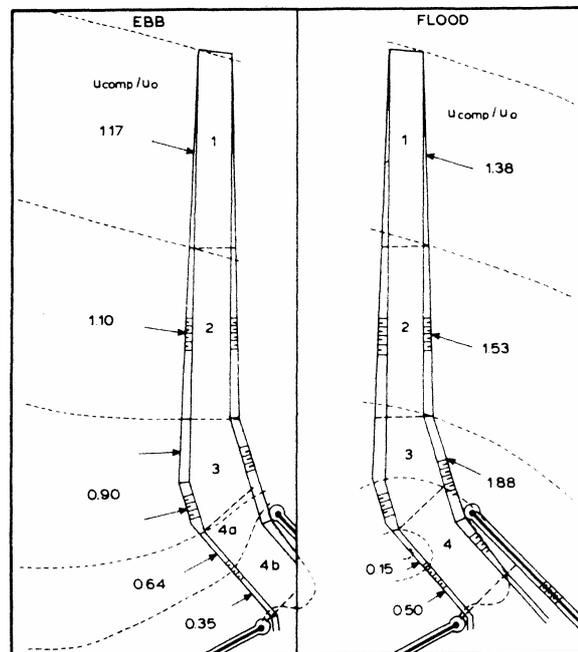


Abb. 3.3-4: Strömungszustände in der Einfahrt zum „Ketlan Minor Port“ in Malaysia (Verhältnis der berechneten Strömungsgeschwindigkeit zur ursprünglichen ohne Hafenanlage) (EYJSINK, ET AL., 1989b)

Durch den Tideeffekt werden (prognostiziert) 0,86 Mio. m³/Tag Wasser ausgetauscht. Der in Abb. 3.3-4 dargestellte Strömungseffekt vergrößert die Menge

des ausgetauschten Wasservolumens um ca. 0,12 Mio. m³/Tag. Die Hauptursache des Sedimenteintrages liegt hier jedoch im Dichteeffekt. Während einer Tidephase ändert sich die Dichte um 1kg/m³ und verursacht einen zusätzlichen Wasseraustausch von 1,3 Mio. m³/Tag. Ein Großteil der gröberen Sedimente lagert sich im Bereich 4 in dem zusätzlich eingebauten Reservoir, sowie in der übertiefen Zufahrtsrinne ab (Abb. 3.3-5). Nur feinkörniges Material (Schluff/Ton) kann in das Hafenbecken eingetragen werden. Insgesamt lagern sich zwischen 10000 bis 50000 Tonnen Sediment pro Jahr im Hafenbecken ab. Die eing geplante Übertiefe im Hafenbecken reicht für ca. 3 Jahre (EIJNSINK, ET AL., 1989b).

3.4 Weitere Maßnahmen zur Verminderung der Sedimentablagerungen

KOBUS (1969) führte Modellversuche mit Luftblasenschleiern (Abb. 3.4-1 und 3.4-2) in Brackwassergebiete-

ten durch. Die nach oben gerichtete Luftblasenströmung nimmt das Wasser aus den unteren Schichten mit an die Oberfläche. Dieses dichtere, salzhaltigere Wasser durchmischt sich auf dem Weg an die Oberfläche mit dem salzärmeren Wasser. An der Oberfläche wird das salzhaltigere Wasser zur Seite geführt (Abb. 3.4-3). Diese Wirkung des Luftblasenschleiers tritt erst ab einer kritischen Luftmenge ein, steigert sich zu einem Optimum und verliert bei weiter steigender Luftmenge wieder an Wirkung. Anstatt Luft können auch durch hohe Wassergeschwindigkeiten entsprechende turbulente Aufwärtsströmungen verursacht werden. In den Versuchen von KOBUS (1969) mit den Luftblasenschleiern hat sich der Zeitraum, in dem eine reine dichteinduzierte Durchmischung stattfindet, auf das 10-fache verlängert.

Weiterführende Versuche mit anderen Gasen oder Flüssigkeiten sind nicht durchgeführt worden.

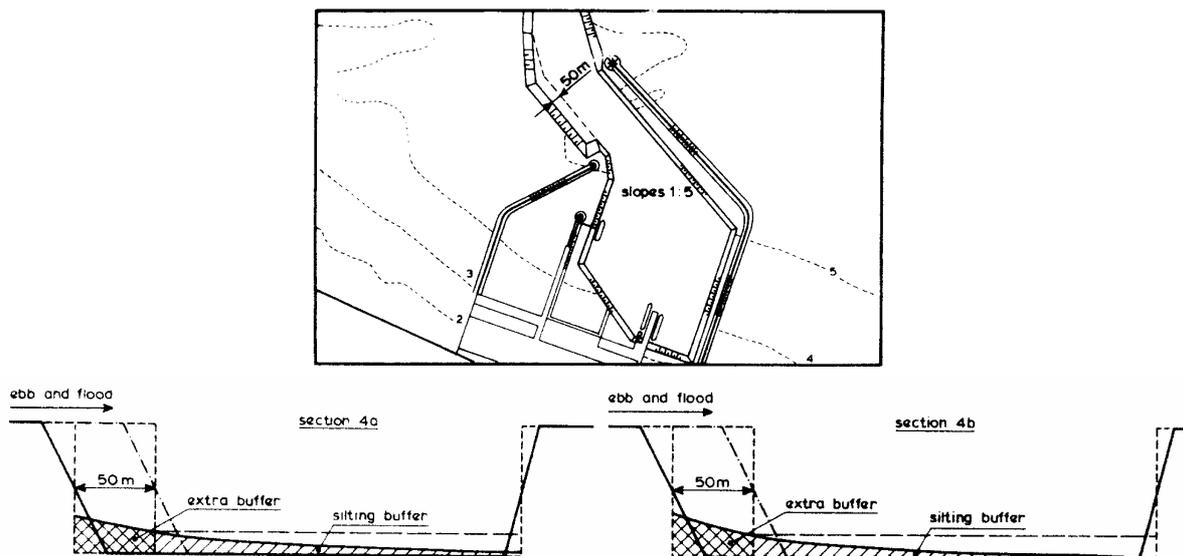


Abb. 3.3-5: Eing geplantes seitliches Reservoir und Übertiefen in der Einfahrt zum „Ketlan Minor Port“ in Malaysia (EYJSINK, ET AL., 1989b)

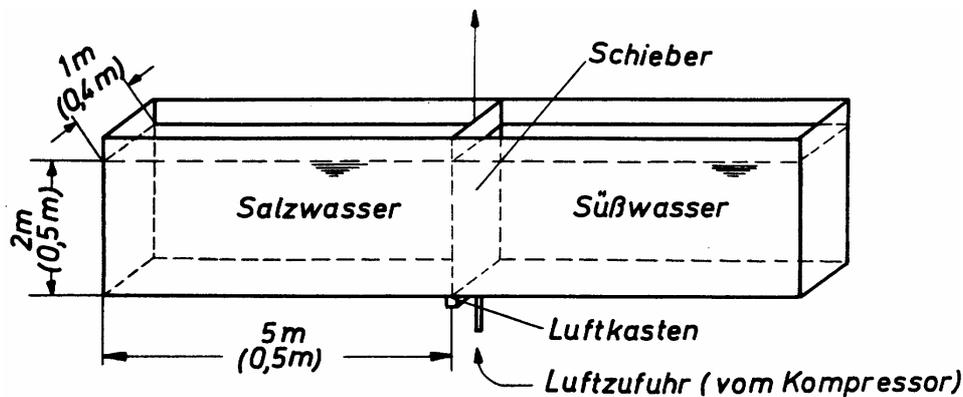


Abb. 3.4-1: Modellaufbau zur Verminderung der Dichteströmung in Brackwassergebieten durch Luftblasenschleier (KOBUS, 1969)

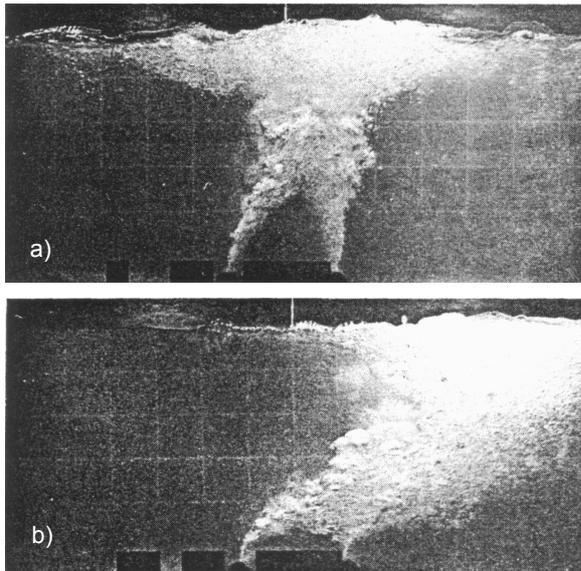


Abb. 3.4-2: Luftblasenschleier im Modell in einer Strömung von a) 7 cm/s und b) 30 cm/s (KOBUS 1969)

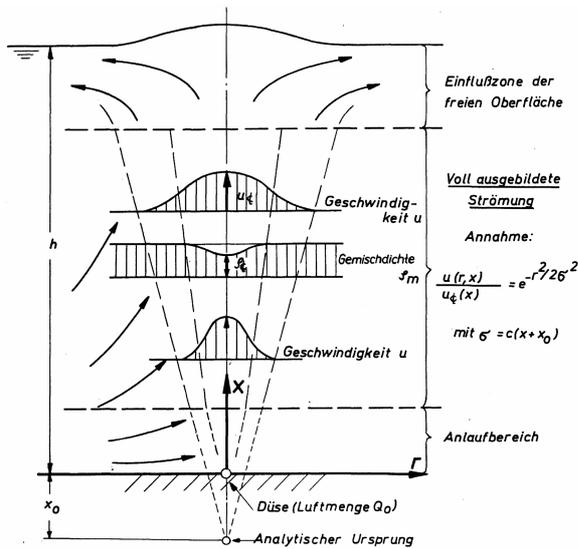


Abb. 3.4-3: Prinzipskizze zu den Strömungsverhältnissen im Luftblasenschleier (KOBUS, 1969)

In Brunsbüttelkoog wurden 1964 von der BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU Naturversuche mit Luftblasenschleiern durchgeführt. Im Hafen von Brunsbüttelkoog hat der Dichteeffekt einen deutlichen Anteil am Wasseraustausch. In wenigen Wochen kann es zu ein bis zwei Meter Sedimentablagerungen kommen. Die Luftblasenschleiern sollten die bei Flut in den Hafen drückende Salzwasserszunge zurückhalten. Ein deutlicher Erfolg konnte nicht nachgewiesen werden.

Haben sich die Sedimente im Hafen abgelagert kann durch sohnah induzierte Strömungen eine Resuspension erreicht werden. Für nichtkohäsives Material wurden von COLOMER & FERNANDO (1999) Untersuchungen zur Resuspension von Sedimenten mit mul-

tiplen Sohlstrahlen durchgeführt (Abb. 3.4-4). Die Aufwirbelung der Sedimente in Wasserstrahlen ist in 3 Arten der Sedimentbewegung eingeteilt worden. Die vollständige Ablagerung der Sedimente (a), die fortgesetzte (ständige) Rückführung in den Strahl (b) und ein sog. „particle interface“ zwischen Sohle und klarem Wasser (c) stellt sich ein (Abb. 3.4-5). Der Zustand c) tritt nur bei einer Vielzahl von Quellen auf und beschreibt eine Schicht mit resuspendiertem Material (Abb. 3.4-5).

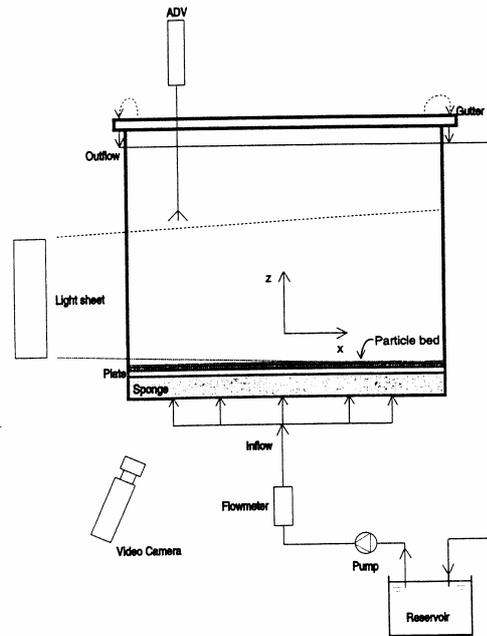


Abb. 3.4-4: Versuchsaufbau zur Aufwirbelung suspendierter Sedimente (COLOMER & FERNANDO, 1999)

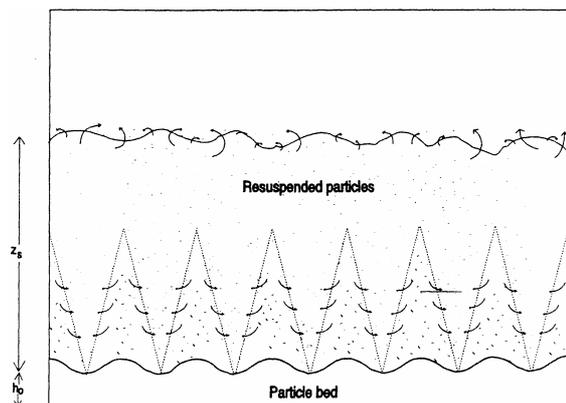


Abb. 3.4-5: Schematische Darstellung des „particle interface“ Regimes (COLOMER & FERNANDO, 1999)

Ein System zur Erhaltung der Solltiefen in Gebieten mit hoher Konzentration von Feinstsedimenten (Fluid-Mud) ist die Resuspension dieser Sedimente durch einen horizontalen Wasserstrahl, der in die Fluid Mud Lage eingeleitet wird (Abb. 3.4-6; JENKINS, et al. 1993). Dieses System kann keine konsolidierten Sedimente aus der Sohle erodieren. Es muss regelmä-

ßig zu Beginn des Ebbestromes eingesetzt werden, um die sich bildende Fluid-Mud Schicht wieder in Schwebelag zu versetzen.

Dieses System ist in Grays Harbor, Washington, für eine Versuchsphase installiert worden (Abb. 3.4-7). Auf einer Kajenlänge von rd. 220 m wurden 24 Düsen installiert. Als Kontrollfläche wurde der Rest des Anle-

gers verwendet (rd. 400 m). Die Sohle vor dem Anleger wurde vor den Testläufen auf -11,6 m ausgebagert. In 4 Monaten (März bis Juni 1987) hat sich im Bereich der Kontrollfläche eine Sohlhöhe von -7 bis -8 m eingestellt, während im Bereich der Düsen die Originaltiefe nahezu erhalten blieb (Abb. 3.4-8)

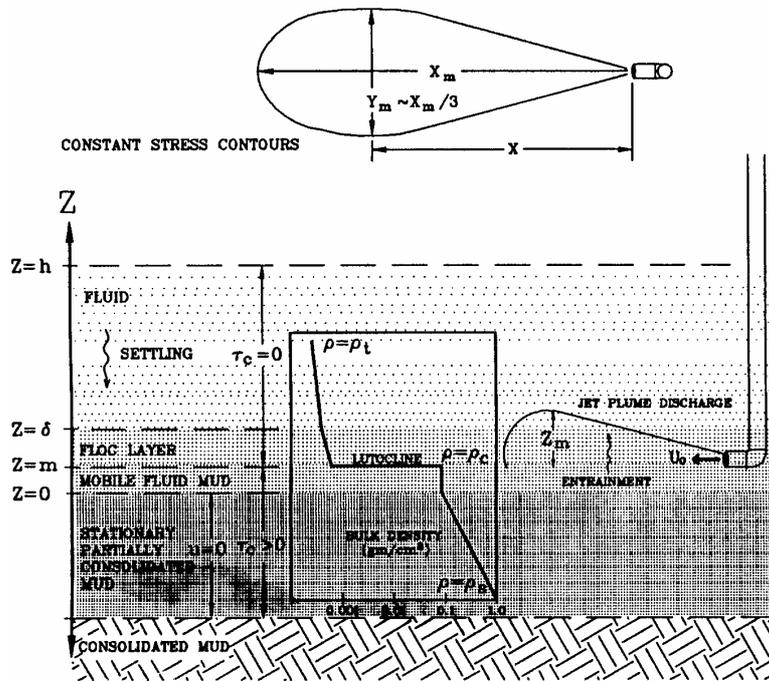


Abb. 3.4-6: Schematischer Schnitt durch das Wasserstrahlssystem in Grays Harbor, Washington (JENKINS, et al. 1993)

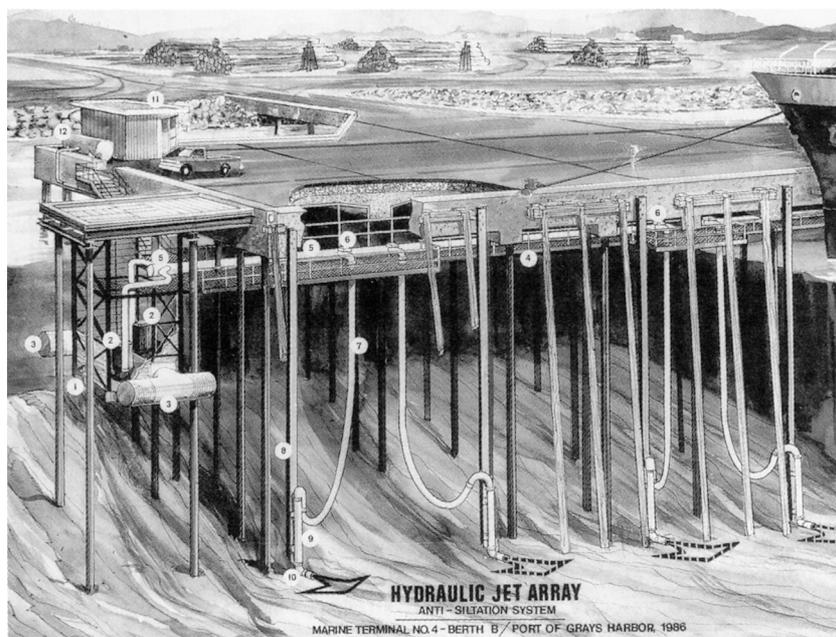


Abb. 3.4-7: Schematische Ansicht des Wasserstrahlsystems in Grays Harbor, Washington mit 1) Pumpenkammer, 2) Pumpe (400 PS), 3) Wassereinlauf, 4) Zugang, 5) Verteiler Rohr, 6) Kontroll Ventile, 7) Versorgungsschlauch der Düse, 8) Haltepfahl der Düse, 9) Anschlussrohr für die Düse, 10) Düse, 11) Steuerung, 12) Lufttank (JENKINS, et al. 1993)

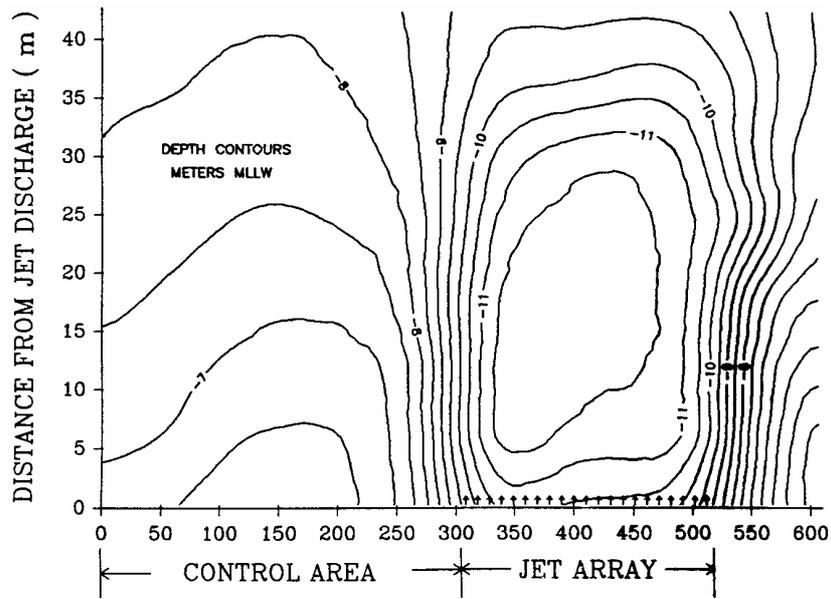


Abb. 3.4-8: Bathymetrie vor dem Anleger in Grays Harbor, Washington, am Ende der Untersuchungsperiode zwischen März und Juni 1987. Die Peilung wurde mit 40 kHz aufgezeichnet. Der Ebbestrom fließt von links nach rechts (JENKINS, et al. 1993)

Ein vergleichbares aber wesentlich mobiles Verfahren zur Minimierung der Baggermengen in Häfen ist die Injektionsbaggerung (Abb. 3.4-9). In einem Hafen wird während des Ebbestromes unter hohem Wasserdruck Wasser zwischen die Schlicketeilchen injiziert. Die daraus entstehende Suspension wird primär durch das Gefälle, das durch die Höhe der nach Wasserinjektion in Suspension gebrachten Schicht über

der Festschicht und der Transportentfernung bestimmt wird, aus dem Hafen ausgetragen (Abb. 3.4-10; BREWABA, 1995)

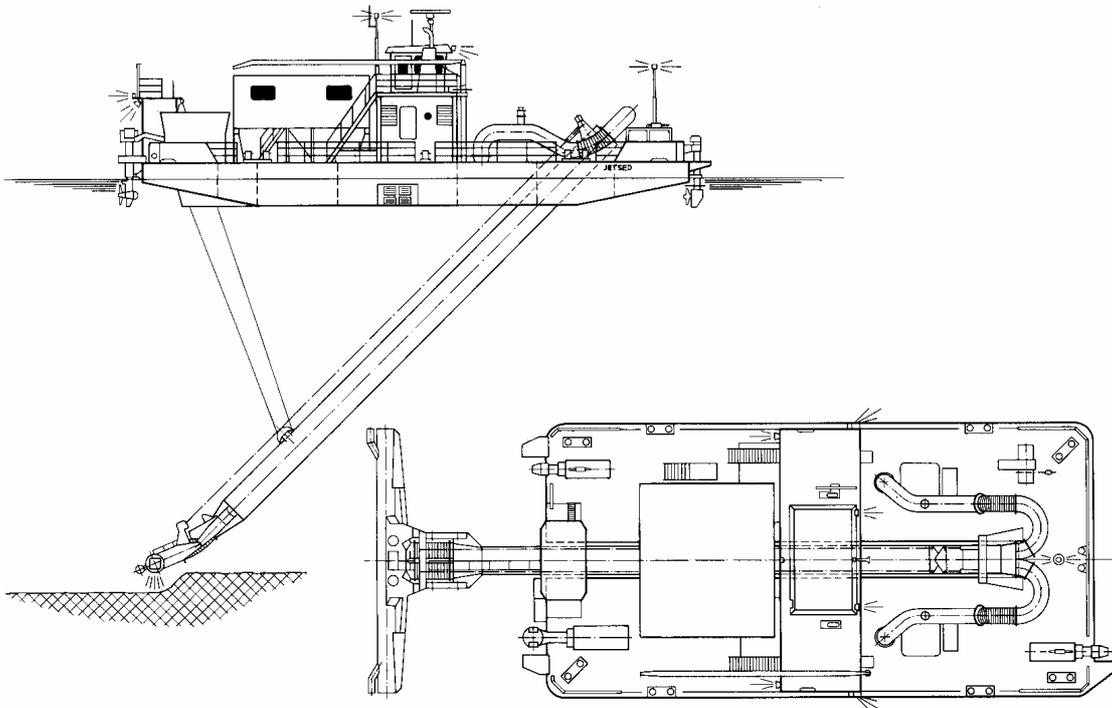


Abb. 3.4-9: Mobiles Wasserinjektionsgerät (BREWABA, 1995)

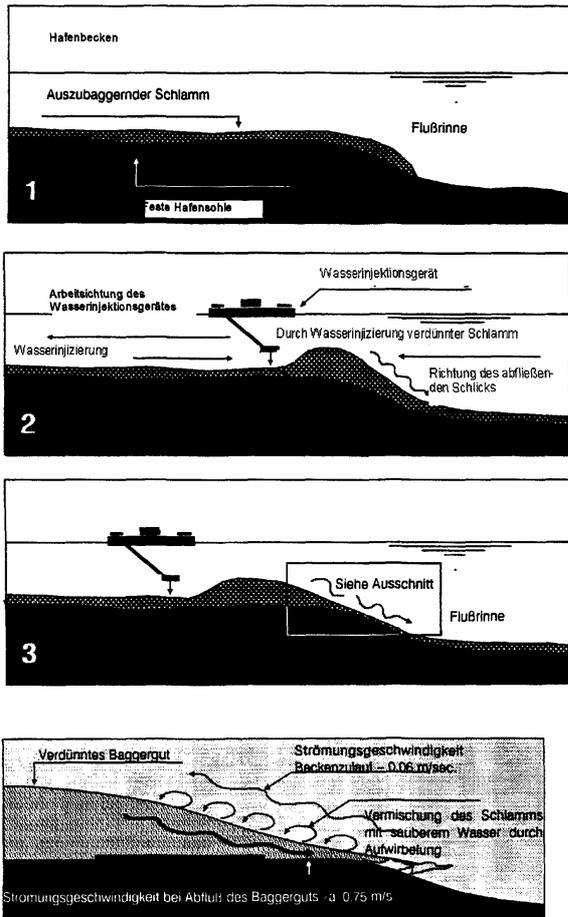


Abb. 3.4-10: Schematische Darstellung des Wasserinjektionsverfahrens (BREWABA, 1995)

3.5 Bewertung der Maßnahmen zur Reduktion der Sedimentmengen in Häfen und deren Zufahrten

Für die hier aufgeführten Techniken und Maßnahmen zur Reduktion der Sedimentmengen in Häfen und deren Zufahrten konnte im Laufe der damaligen Untersuchungen nur eine Abschätzung der Entwicklung der Sedimentation im Hafen gemacht werden. Der Sedimenteintrag in die Häfen wurde häufig als Funktion des Wasseraustausches angesehen. Eine Aussage über die zu erwartende Änderung der Sedimentationshöhen und -mengen in den Häfen wurde nur selten vorgenommen. Der Erfolg der Untersuchungen wurde schließlich durch den Einsatz in der Natur nachgewiesen. Eine Ausnahme bildet die Untersuchung des FRANZIUS-INSTITUTES für den Neustädter Hafen (2000b). Hier wurde mit einem numerischen Modell die zu erwartende Änderung der Sedimentation in den Häfen bestimmt. Zur Bestimmung des Kosten-/Nutzenverhältnisses einer Maßnahme ist jedoch eine möglichst genaue Beurteilung des Erfolges unerlässlich.

4 Methodik zur Bestimmung des Sedimenteintrages in tide- und brackwasserbeeinflussten Häfen

4.1 Auswahl des Untersuchungsverfahrens

In der Natur wird der Sedimenteintrag in tide- und brackwasserbeeinflussten Häfen durch komplexe Wirkungszusammenhänge gesteuert. Ziel dieser Arbeit ist es, diese komplexen Wirkungszusammenhänge in ihre Komponenten zu zerlegen, um aus den gewonnenen Erkenntnissen die Wirksamkeit und Effizienz von Maßnahmen zur Einschränkung der Sedimentation vorhersagen zu können.

In der Vergangenheit wurden die zuvor beschriebenen Vorgänge einzeln oder kombiniert in vielfältigen physikalischen Modellen im Labor simuliert. Die vollständige Abbildung der bestimmenden Vorgänge erfordert neben der maßstabsgerechten Nachbildung der instationären hydrodynamischen Vorgänge in der Tideströmung ein physikalisches Modell mit beweglicher Sohle, sich ändernden Salzgehalten und je nach Tidephase unterschiedlichen Schwebstoffkonzentrationen. Zusätzlich ist bei solchen maßstabsbehafteten Modellen darauf zu achten, dass neben der FROUDESchen Ähnlichkeit für Strömungsvorgänge auch gleichzeitig die erweiterte FROUDE-Zahl (Fr_*) und die REYNOLDS-Zahl (Re_*) des Einzelkorns berücksichtigt werden müssen. Dieses führt nur mit unrealistischen Eigenschaften von Modellflüssigkeit und Sedimentkörnern zu kompatiblen aber praktisch nicht anwendbaren Maßstabszahlen. Zusätzlich ist zwischen dem Zeitmaßstab für die Hydrodynamik und dem Zeitmaßstab für die morphologischen Änderungen zu unterscheiden (LIGENG, 1989, ETTEMA, ET AL., 2000).

Die hydrodynamischen Vorgänge wurden im physikalischen Modell nach dem FROUDESchen Ähnlichkeitsgesetz naturähnlich nachgebildet, da die Bewegungsvorgänge im Wesentlichen durch die Schwere- und Trägheitskräfte gesteuert werden. Die Geschwindigkeiten im physikalischen Modell (v_{Modell}) sind dann entsprechend dem FROUDESchen Ähnlichkeitsgesetz

$$v_{Modell} = v_{Natur} / \sqrt{\text{Maßstabszahl}} \quad (4.1-1)$$

kleiner als in der Natur (v_{Natur}), wobei die Maßstabszahl größer eins ist. Daher ist 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 muss ein Sohlenmaterial mit einem äquidistanten Formwiderstand gefunden werden. Die physikalischen und chemischen Eigenschaften der Schwebstoffe müssen zugleich den maßstabsabhängigen Strömungsstrukturen angepasst werden. Besondere

Schwierigkeiten treten zudem durch biologische und biochemische Prozesse im kohäsiven Sohlenmaterial auf, da sie die Konsolidierungs- und Absetzvorgänge maßgeblich beeinflussen, aber im Modell bis heute nicht nachzubilden sind. Ebenso lassen sich örtliche Unterschiede im Sohlmaterial im physikalischen Modell nicht darstellen.

Physikalische Modelluntersuchungen sind daher nicht geeignet, die Problematik der Sedimentation in brackwasserbeeinflussten Vorhäfen zielführend zu untersuchen.

Auch die sogenannte hybride Simulationstechnik, wie sie in den Laboruntersuchungen von LANGENDOEN (1992) und VAN LEUWEN & HOFLAND (1999) ergänzend zu den vorhergehenden Untersuchungen des Einflusses der Dichteströmung eingesetzt wurde, ergab keine signifikanten Fortschritte. LANGENDOEN (1992) wertete Modellmessungen aus einer Versuchsrinne (vgl. Abb. 3.2-7) aus und simulierte mit den numerischen Programmen DUCHESS (2D, Bestimmung des Einflusses der Tideperiode auf den Wasseraustausch), ESTRA (2D, Einfluss der Dispersion und der Gittergröße auf den berechneten Wasseraustausch) und TRISULA (3D, Programmentwicklung) die Strömungen im Hafen. Die Untersuchungen erfolgten für vier verschiedene Hafenformen mit jeweils gleichen Randwerten. Die Strömungen aus diesen maßstabsbehafteten Laboruntersuchungen wurden 3-dimensional aufgemessen und dargestellt.

Der Versuchsaufbau von LANGENDOEN wurde ebenfalls von VAN LEUWEN & HOFLAND (1999) verwendet. Der Schwerpunkt der Untersuchungen lag auf der Beeinflussung von Strömungen in Hafeneinfahrten durch Leitwände und Sohlschwellen. Eine Variation der Randwerte ist nicht dokumentiert worden.

DITSCHKE ET AL (2002) haben die Strömungen und den Sedimenttransport im Parkhafen und im Köhlfleet in Hamburg mit Hilfe eines 3-dimensionalen numerischen Modells berechnet. Darauf aufbauend wurden die Änderungen der Strömungen und des Sedimenttransportes nach dem Einbau einer Strömungsumlenkwand bestimmt (Abb. 4.1-1). Der hier untersuchte Bereich liegt oberhalb der Brackwassergrenze, so dass hier keine Dichteströmungen infolge Salzgehaltsschwankungen aufgetreten sind.

Die Berechnungen haben gezeigt, dass mit Hilfe der numerischen 3-dimensionalen Modellierung die Strömungen in den Hafenbecken mit guter Genauigkeit wiedergegeben werden können. Für den Sedimenttransport mussten aufgrund der Datenlage mehrere Annahmen getroffen werden. Zur Bestimmung des Sedimenteintrages innerhalb der berechneten Tide wurde das Hafenbecken zum Simulationsbeginn als sedimentfrei angesetzt. In der Elbe wurde eine kon-

stante Sedimentkonzentration von 150 mg/l als Anfangs- und Randbedingung angenommen. Die Ergebnisse der Berechnung der Sedimentationsmengen im Hafengebiet zeigten eine deutliche Abhängigkeit von der Wahl der im Modell angesetzten Sinkgeschwindigkeit.

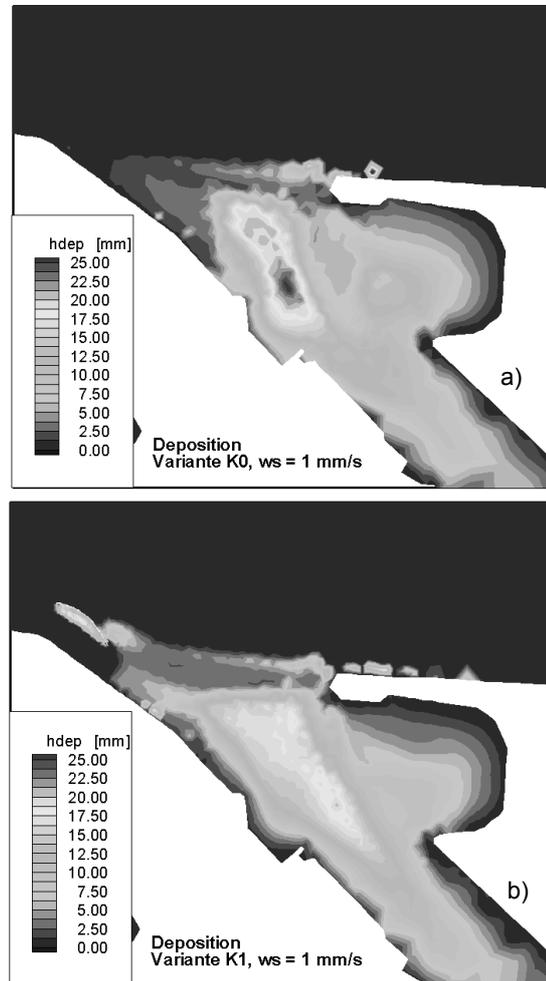


Abb. 4.1-1: Deposition im Köhlfleet in Hamburg nach einer Tide a) im Ausgangszustand und b) nach Einbau einer Umlenk wand (DITSCHKE ET AL, 2002)

Zur detaillierten Analyse der auftretenden Prozesse ist die gleichzeitige Modellierung sedimentologischer Einflussfaktoren mit Strömung und Dichteeinfluss erforderlich. Die Modellierung der instationären und teilweise hochturbulenten Strömungen, mit direkter Kopplung des durch die hydrodynamische Belastung auf die Sohle ausgelösten Sedimenttransportes, kann durch numerische Modelle erfolgen, die die vorhandenen Vorgänge und Parameter 3-dimensional abbilden und simulieren können.

Im Rahmen dieser Arbeit werden daher numerische Modelle für die Abbildung der maßgeblichen Prozessabläufe aufgebaut, anhand von Naturmessungen kalibriert und bezüglich ihrer Aussagequalität überprüft.

4.2 Auswahl eines numerischen Verfahrens

4.2.1 Auswahlkriterien

Die komplexen Strömungszustände im tide- und brackwasserbeeinflussten Tidegebiet erfordern den Aufbau eines dreidimensionalen (3D) Modells für die oben definierten Aufgaben. Hierfür wurden in den vergangenen Jahren entwickelte Programmsysteme und Einzelprogramme bzgl. ihrer Leistungsfähigkeit und Anwendbarkeit für die Modellierung des Sedimenttransportes evaluiert. Die Programme unterscheiden sich generell in den Möglichkeiten zur Diskretisierung von Modellgebieten und der Turbulenzmodellierung. In diesem Zusammenhang waren die verfügbaren Ansätze für die Modellierung der im Folgenden genannten Prozesse und Einflussfaktoren zu untersuchen (Abb. 4.2-1):

- Verfügbare Schubspannungsansätze zwischen Gewässersohle und Fluid.
- Möglichkeiten der Spezifizierung des Massenaustausches (Austauschkoeffizienten) zwischen verschiedenen Schichten der Sohle bei fortschreitender Konsolidierung bzw. Aufweichung / Verflüssigung.
- Möglichkeiten der Turbulenzmodellierung in sohnahen Schichten des Fluides mit hoher Sedimentkonzentration (z.B. Fluid Mud).
- Existenz eines Flokkulationsmodells mit entsprechender Anpassung der Sinkgeschwindigkeit bei Bildung / Auflösung von Sedimentflocken kohäsiver Sedimente.
- Verfügbarkeit adäquater Ansätze zur Beschreibung von Sedimentations- und Erosionsprozessen

an der Sohle für kohäsive und nicht kohäsive Sedimente.

- Berücksichtigung des Konsolidierungsgrades der verschiedenen Schichten der Gewässersohle für eine präzisere Bestimmung der kritischen Erosionsgeschwindigkeit kohäsiver Sedimente.
- Beschreibung des Sedimenttransportes innerhalb der Fluid Mud Schichten

4.2.2 MIKE3

Das Finite Differenzen (FD) Programmsystem MIKE3 des DANISH HYDRAULIC INSTITUTE (DHI 1998a-d, 1999, 2000) löst die, nicht hydrostatische, drei-dimensionale Navier-Stokes Gleichung unter Berücksichtigung der freien Oberfläche und einer nicht hydrostatischen Druckverteilung zusammen mit der Advektions-Diffusions-Gleichung der Temperatur, Salinität und anderen Variablen. Dichteeffekt, Windschubspannungen an der Oberfläche, Wärmeaustausch mit der Atmosphäre und die Coriolis-Kräfte sind in das Modell integriert.

Zur Diskretisierung von kleinräumigen Strukturen und von Strukturen, die nicht der Rasterausrichtung entsprechen, kann die horizontale Auflösung durch lokale Verdichtung des Gitters verringert werden (*nesting*). Die vertikale Auflösung eines drei-dimensionalen Modellgebietes erfolgt mit Hilfe fester Ebenen. Die oberste und die unterste Ebene variieren in ihrer Größe, die übrigen Ebenen sind equidistant. Der Tidehub und das Trockenfallen der Zellen können dabei nur in der obersten Ebene berücksichtigt werden.

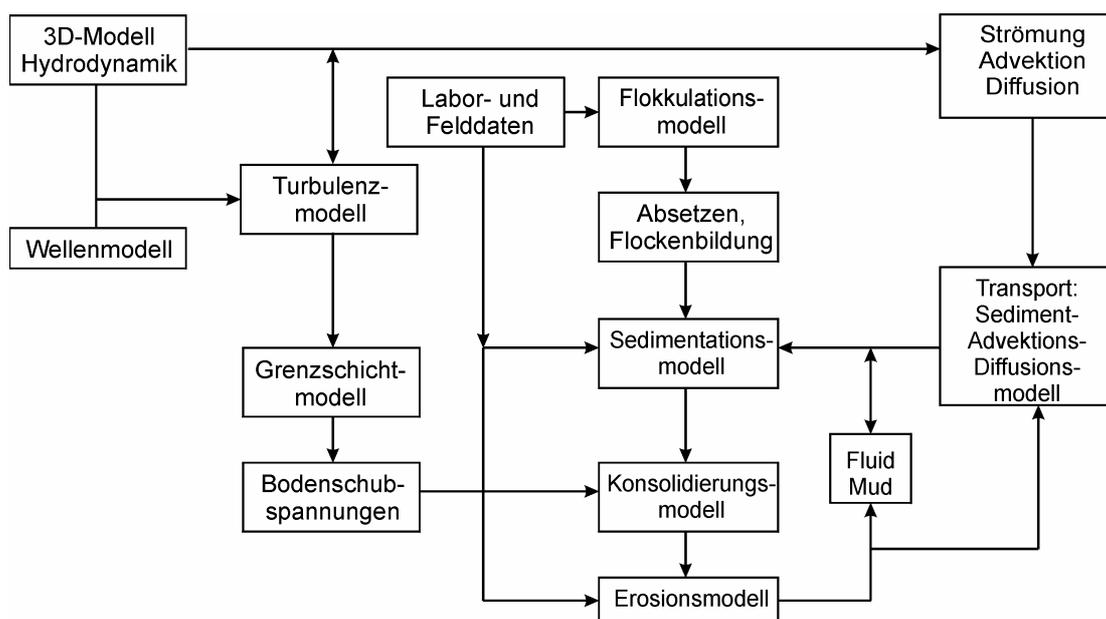


Abb. 4.2-1: Teilmodelle eines Transportmodells kohäsiver Sedimente

Zur Berechnung der Dichteschichtung wird die vertikale turbulente Diffusion durch einen Mischungswegansatz mit Dämpfungsfunktion beschrieben. In MIKE3 ist die Stabilität der Dichteschichtung durch die RICHARDSON-Zahl charakterisiert.

Der Transport suspendierter Sedimente wird durch die Advektions-Diffusions Gleichung beschrieben. An der Oberfläche ist der Nettosedimenttransport null, während sich der Sedimenttransport an der Sohle aus der Erosion und Deposition zusammensetzt. Die Erosion wird durch den Ansatz von PARTHENIADES (1965) beschrieben. Für die Deposition wurde die Gleichung von KRONE (1962) verwendet.

Zusätzlich wurde für den Schwebstofftransport die Möglichkeit der Flockenbildung vorgesehen. Diese kann in extremen Fällen zur Bildung von Fluid Mud Schichten führen. Diese dichte Suspension beinhaltet eine derart hohe Konzentration von Flocken, dass sich die Eigenschaften des Fluids verändern. Um Fluid Mud in den Berechnungen zu berücksichtigen, wurde ein tiefengemittelttes Modell entwickelt, das Fluid Mud als ein NEWTON'sches Fluid mit hoher Viskosität behandelt. Dazu wurden einige Annahmen getroffen (LE NORMANT, 2000):

- die mittlere Konzentration der Fluid Mud Schicht, C_m , ist konstant,
- der Einfluss des Wassers über der Fluid Mud Schicht auf die Schicht wird durch den Druck, die Reibung an der Oberfläche und den Massenaustausch an der Trennschicht erfasst und
- der Wasserdruck und der Druck der Fluid Mud Schicht sind hydrostatisch.

Die Sedimentkonzentration beeinflusst zudem die Viskosität des Fluides und hat somit eine Rückkopplung auf die Berechnung der Strömungen. Eine Modellierung mehrerer Sedimentfraktionen gleichzeitig ist bislang nicht vorgesehen.

Die Modellsohle wird durch ein vereinfachtes Bodenmodell (ursprünglich: GIBSON et al, 1967) mit integrierter Konsolidierung beschrieben. Die Sohle wird dazu in mehrere Schichten aufgeteilt. Die Konsolidierung wird durch die Entwicklung der Schichtdicke, die Verweilzeit und die Konzentration der kohäsiven Materialien beschrieben. Nach einer bestimmten Verweilzeit wird der Schlack in eine stärker konsolidierte Ebene verlagert. Die Höhe der Ebenen verändert sich entsprechend.

Die einzelnen Module und deren Fähigkeiten sind in Tafel 4.2-1 zusammengefasst. Das Programmsystem erfüllt die o.g. Anforderungen und wird weltweit eingesetzt. Vergleichbare numerische Modelle sind u.a. UNTRIM (CASULLI & CATTANI, 1994), TELEMAC 3D

(HERVOUET, 2000) oder Delft3D (DELFT HYDRAULICS, 1998).

Für die Modellierung wurde das Programmsystem MIKE3 in einer speziellen Entwicklerversion ausgewählt. Das Programmsystem MIKE3 hat sich für große Wattgebiete als stabil erwiesen (STOSCHEK & MATHEJA, 1998 & 2000; MATHEJA & STOSCHEK, 1999). Das Modell besitzt ein robustes Laufzeitverhalten. Eine detaillierte Beschreibung von MIKE3 mit allen verwendeten Modulen befindet sich im Appendix A.

Modell:	Mike3
HD	Navier Stokes
Freie Oberfläche	X
FD	Rechteck mit verdichteten Bereichen (nested)
Vertikale Auflösung	equidistante Schichten
Turbulenzmodell	k- ϵ , k-L, Smagorinsky, konstante Wirbelviskosität, Kombination versch. Turbulenzmodelle
Vertikale Dämpfung	Ri-Zahl
Advektion / Diffusion	X
Dichteschichtung	X
Wind	X
Wellen	div. Wellenmodelle innerhalb der Module
Wärmeaustausch	X
Coriolis Kraft	X
Sediment (Kohäsiv)	MT-Modul
Mehrere Fraktionen	-
Advektion / Diffusion	X
Fluid-Mud	X
Boden-Modell	nach Gibson (1967)
Particle Tracking	X
Erosion (Kohäsiv)	nach Partheniades (1965)
Deposition (Kohäsiv)	nach Krone (1962)
Flokkulation	X

Tafel 4.2-1: Zusammenstellung der Grundlagen von MIKE3, verwendeter Entwicklungsstand bei Beginn der Arbeit 1999

4.3 Auswahl einer Region für die Anwendung

Ein wesentliches Ziel dieser Arbeit ist die praktische Anwendung der 3D Simulationen auf die Verhältnisse in einer Problemregion und ihre Überprüfung (Kalibrierung) anhand von Naturmessungen. Die Kalibrierung mit Naturmessdaten beinhaltet die Datenbeschaffung bzw. -erhebung (Appendix B), Dateneingabe und Konvertierung in Rand- und Anfangswerte und die Aufbereitung für die Modellkalibrierung. Die Qualität der erhobenen Daten muss bei der Kalibrierung des numerischen Modells ebenfalls beachtet werden (Appendix B.4).

Hierfür wird ein Regionalmodell (Gitterweite: $\Delta x = \Delta y = 45$ m) für die Unterweser mit Bremerhaven als Problemhafen aufgebaut. In diesem Modellgebiet wurde im Jahr 2000 durch das WSA BREMERHAVEN eine großräumige Messkampagne durchgeführt, so dass hier eine sehr gute Datengrundlage für das Modell gegeben ist. Das Modellgebiet liegt in der Brackwasserzone und die Randwerte für den Betrieb des Modells sind durch langfristige Pegelmessungen gegeben. Das Regionalmodell ermöglicht die 3-

dimensionale Beschreibung der tidebeeinflussten hydrodynamischen Situation im Weserästuar unter Berücksichtigung von Dichteströmungen. Innerhalb dieses Regionalmodells wird im Nahbereich der Vorhäfen und in den Vorhäfen selbst eine feinere Gitterauflösung von bis zu $\Delta x = \Delta y = 5 \text{ m}$ verwendet (Abb. 4.3-1). In diesen verfeinerten Bereichen lassen sich Messungen detailliert mit den Berechnungen vergleichen. Für die Kalibrierung liegen Messungen des IWA BREMEN (2002) vor. Sie beinhalten die Ermittlung des Salzgehaltes und der Trübung über die Tiefe an Messpunkten im Strom und in den Vorhäfen. Zusätzlich liegen die Strömungsgeschwindigkeiten mit Schwimmern, Dauerstrommessungen und mit ADCP-Messungen vor (vgl. Appendix B). Der Schwerpunkt der Kalibrierung wird auf dem Vergleich mit Messungen im Vorhafen der Nordschleuse in Bremerhaven liegen.

Die erforderlichen Eingangsgrößen (Salzgehalt, Schwebstoffgehalt, usw.) für den Modellbetrieb sowie grundlegende Erkenntnisse zum Sedimenttransport werden aus früheren Untersuchungen des FRANZIUS-INSTITUTES und des IWA BREMEN, sowie aus Unterlagen der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW-AK) und dem WSA Bremerhaven entnommen.

Das Regionalmodell soll außerdem der Erzeugung von flächenhaften zeitabhängigen Randwerten für ein hochaufgelöstes 3D-Detailmodell zur Analyse der Hafenströmungen und zur Entwicklung von Maßnah-

men zur Minimierung der Sedimentation dienen (Abb. 4.3-1). Die Ergebnisse aus dem hochaufgelösten 3D-Detailmodell (mit einer Gitterweite bis zu $\Delta x = \Delta y = 5 \text{ m}$) sollen ebenfalls mit den gemessenen Daten verglichen und bewertet werden. Durch die geeignete Wahl der Modellgrenzen können bei der Entwicklung der Maßnahmen Veränderungen an den Modellgrenzen des Detailmodells ausgeschlossen werden, so dass keine Rückkopplung auf das Regionalmodell notwendig ist.

Aufbauend auf dem 3D-Detailmodell soll anschließend eine Parameterstudie mit variierenden Hafengeometrien und Randwerten zur Bestimmung des Sedi-
menteintrages in brackwasserbeeinflussten Häfen in einem Tideästuar durchgeführt werden. Die Randwerte werden ebenfalls aus dem 3D-Regionalmodell der Weser ermittelt.

4.4 Hafenformen und Untersuchungsmatrix

Zur Festlegung der zu untersuchenden Hafenformen in der Parameterstudie ist in Tafel 4.4-1 eine Auflistung der Abmessungen von Hafenbecken in mehreren tidebeeinflussten nordeuropäischen Häfen gegeben.

Aus Tafel 4.4-1 ergeben sich für die Parameterstudie zwei grundsätzliche Hafentypen, die durch eine Variation der schmalen und langen Häfen als Vorhäfen für Schleusen erweitert werden:

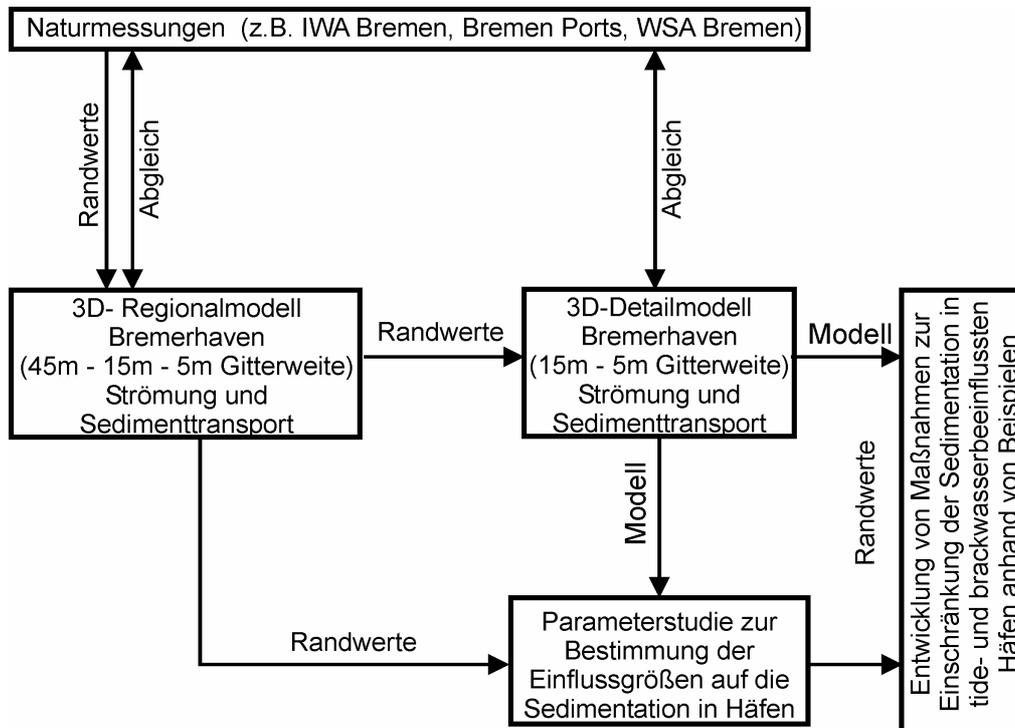


Abb. 4.3-1: Untersuchungsmethodik

Name:	Einfahrtsbreite (Kontaktbreite) B_E [m]	mittlere Hafebreite 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
Häfen mit Liegeplätzen:								
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
Mittelwerte (breiter Häfen):								
	240	451	640		0,416	0,901	0,498	
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, Hafebreite in Einfahrtsnähe, 40° Stromauf geneigt
Antwerpen: Deuranckdok	500	400	2800		0,179	0,143	1,250	80° stromauf geneigt
Mittelwerte (schlanker Häfen):								
	423	255	1993		0,301	0,149	1,913	
Vorhäfen:								
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
Mittelwerte:								
	271	114	488		0,5176	0,2631	2,2894	

Tafel 4.4-1: Abmessungen tidebeeinflusster Häfen in Nordeuropa

- a) Häfen mit Liegeplätzen, die nahezu quadratisch sind, eine große Oberfläche aufweisen und meistens eine gegenüber der Hafebreite verminderte Einfahrtsbreite aufweisen.
- b) Häfen mit Liegeplätzen, die lang, schmal und gegenüber der Flussachse geneigt sind. Eine Einengung der Einfahrtsbreite gegenüber der Hafebreite ist nicht üblich.
- c) Vorhäfen, die 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 4.4-1 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.

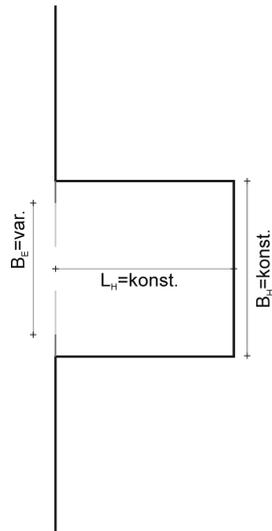
Aus diesen Abmessungen haben sich drei Hafenformen für die Parameterstudie ergeben (Tafel 4.4-2). Sonderformen, wie z.B. eine Aufweitung der Hafeneinfahrt bei schlanken Häfen, finden keine Berücksichtigung. Alle Modellhäfen werden an die natürliche Flussgeometrie des Regionalmodells der Weser angeschlossen. Sie haben eine konstante Sohlage (-10 mNN).

In den breiten Häfen (Häfen a) wird der Einfluss der Einfahrtsbreite und der Lage der Einfahrt im Verhältnis zum Hafen untersucht (Abb. 4.4-1).

Das Untersuchungsprogramm für schmale, lange Häfen (Häfen b) beschränkt sich auf die Variation der Neigung des Hafens zur Flussachse (Tafel 4.4-3). 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.

(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 ²	A_H	475000 m ²	A_H	60000 m ²
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

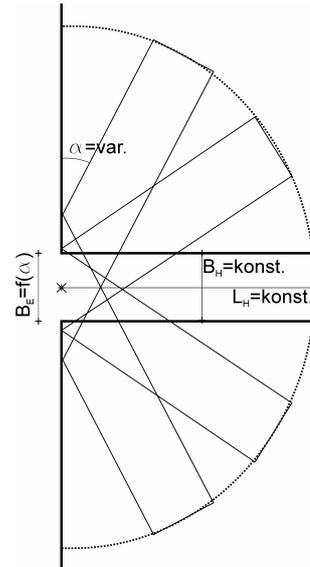
Tafel 4.4-2: Abmessungen der in der Parameterstudie untersuchten Häfen



Breite Häfen (a)

Name:	Einfahrtsbreite B_E [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. 4.4-1: Untersuchungsprogramm für breite Häfen



Vorhäfen (c)

Name:	Einfahrtsbreite B_E [m]:	Neigung α [°]:
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. 4.4-2: Untersuchungsprogramm für Vorhäfen

Für die Untersuchung der Vorhäfen (Häfen c) werden ebenfalls die Hafenneigungen variiert (Abb. 4.4-2). Die Einfahrtsbreite ist dabei eine Funktion der Neigung (Tafel 4.4-3).

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 4.4-3).

Abschließend werden, aufbauend auf den Erkenntnissen der Parameterstudie und Literaturangaben (vgl. Kap. 2), für den Vorhafen der Nordschleuse in Bremerhaven verschiedene Maßnahmen zur Minimierung der Sedimentation untersucht.

	Einfahrtsbreite B_E [m]	Neigung α [°]	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 4.4-3: Untersuchungsmatrix für die Parameterstudie

5 Aufbau eines 3-D Modells und Kalibrierung

Für die Kalibrierung des numerischen 3-D Regionalmodells wurde die Unterweser mit Bremerhaven als Problemhafen aufgebaut. In diesem Modellgebiet ist für den Modellbetrieb eine sehr gute Datenlage vorhanden. Das Modellgebiet liegt zudem in der Brackwasserzone

5.1 Modellgrenzen und Unterwassertopographie

Das 3-dimensionale Regionalmodell beinhaltet das Weserästuar von Kleinsiel-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 bilden die MThw-Linie sowie die Kaiflächen in Bremerhaven und Nordenham entlang der Weser (Abb. 5.1-1). 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 eine Überströmung dieser Bereiche ausgeschlossen ist.

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.

Die Gewässertopographie der Weser und der angeschlossenen Häfen wurde mit Daten des WSA BREMERHAVEN aus den Jahren 1999 und 2000) aufgebaut (Abb. 5.1-1). Die Gewässertopographie des gesamten Untersuchungsgebietes wird durch ein Gitter mit $\Delta x = \Delta y = 45$ m beschrieben. Dies hat sich in Voruntersuchungen als ausreichend dargestellt. Eine höhere Auflösung im Regionalmodell bringt keine Verbesserungen für die Berechnung der Strömungen in den Häfen mit sich. Dieses 45m Gitter ist im Bereich der Weser vor den Vorhäfen der Kaiser- und Nordschleuse durch ein Gitter mit $\Delta x = \Delta y = 15$ m verfeinert worden (Abb. 5.1-2a). Zusätzlich sind die Vorhäfen durch ein Gitter mit $\Delta x = \Delta y = 5$ m weiter verfeinert worden (Abb. 5.1-2b, c). Durch das 5 m Gitter können alle maßgebenden Prozesse im Vorhafen wiedergegeben werden. Die vertikale Auflösung wurde zu $\Delta z = 1$ m gewählt, wobei die obere Zelle den kompletten Tidehub abbildet ($\Delta z_{\text{oberste Ebene}} = \text{Thb}$) und die sohlnahe Zelle (min. $\frac{1}{2}\Delta z$) den Abstand der letzten Ebene mit $\Delta z = 1$ m zur Gewässersohle beschreibt (vgl. Kap. A.4). Die gewählte Diskretisierung des Modellgebietes bedingt eine Zeitschrittweite während der Berechnungen von $\Delta t = 1$ s (vgl. Kap. A.3).

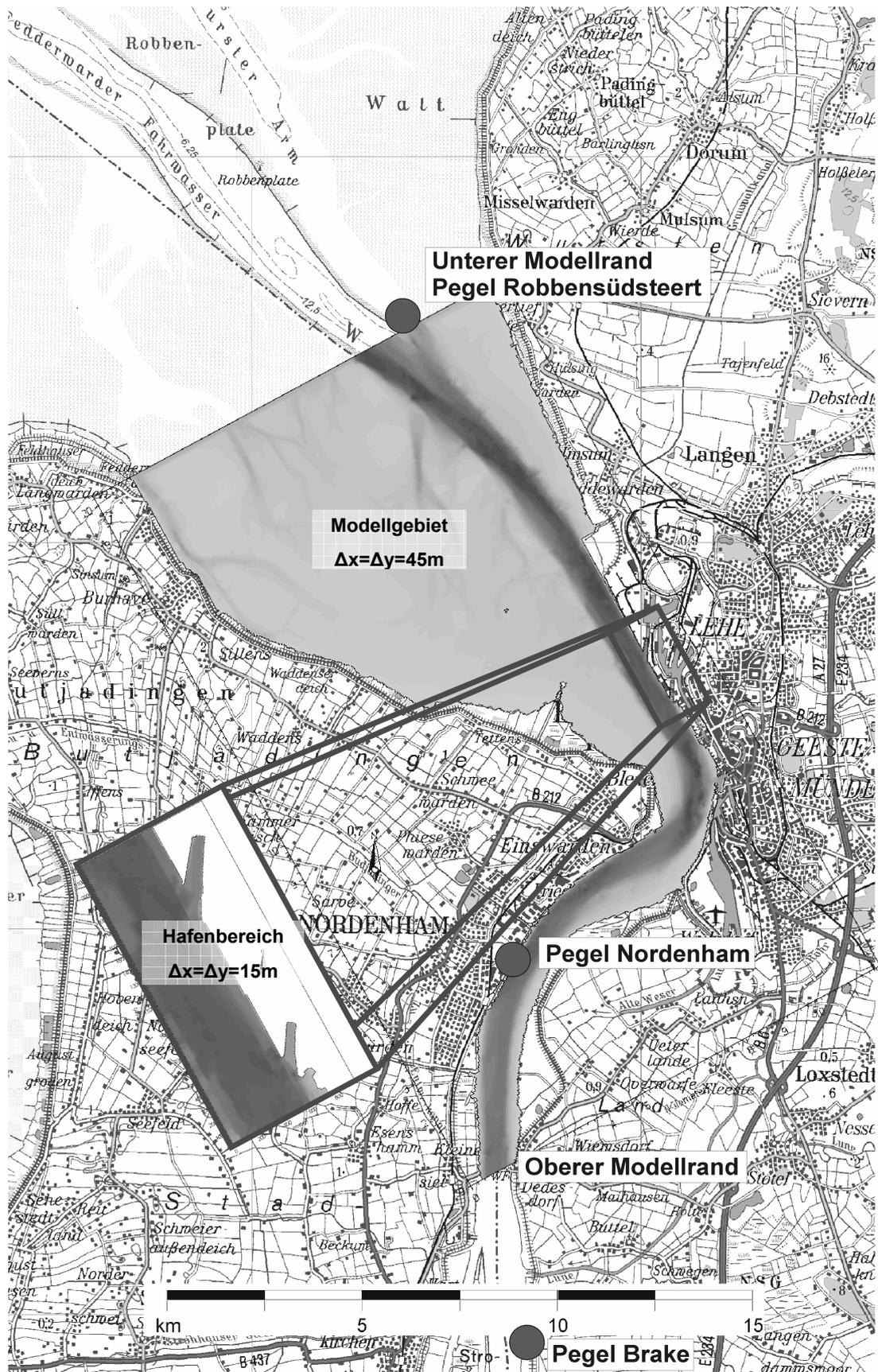


Abb. 5.1-1: Ausdehnung des 3D-Regionalmodells, Gewässertopographie des 3D-Regionalmodells der Weser und Lage des verdichteten Hafenbereichs

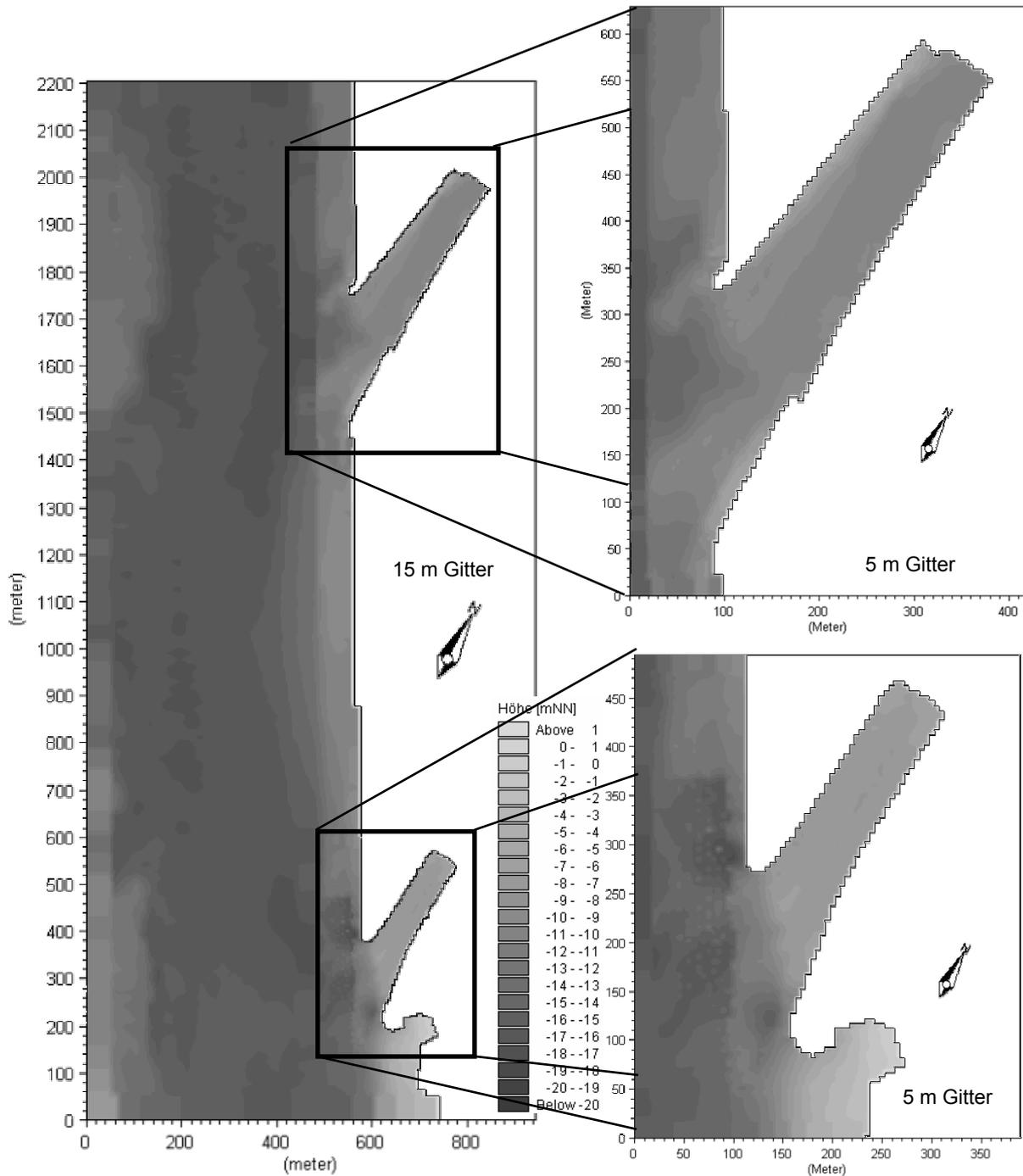


Abb. 5.1-2: Gewässertopographie des verdichteten Hafengebiete (15 m Gitter) und Lage der verdichteten 5 m Bereiche

Die für die Randsteuerung verwendeten Wasserstände wurden für den oberen Modellrand (bei Kleinensiel) linear aus den Pegeln Nordenham und Brake interpoliert, 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 mittels linearer Interpolation aus den

Messungen an den Pegeln Nordenham und Brake ermittelt. Der Salzgehalt wurde an den Pegeln ca. 1m unter SKN (SKN = -2,12mNN) aufgezeichnet.

Zuflüsse in das Modellgebiet infolge Direktinzug, kleinerer Vorfluter und Einleitungen wurden in den Modelluntersuchungen nicht berücksichtigt, da sie gegenüber dem Tidevolumen der Weser keine merklichen Auswirkungen auf den Abflussvorgang haben.

Zur Bestimmung des Schwebstoffgehaltes an den Modellrändern lagen keine Messungen vor. Der

Schwebstoffgehalt wurde daher aus Literaturangaben abgeleitet und während der gesamten Tide an den Modellrändern als konstant angenommen. Innerhalb des Modells wird sich bei geeigneter Wahl der Sedimenteigenschaften ein natürliches Konzentrationsprofil einstellen.

Die für die Kalibrierung notwendigen Strömungsinformationen wurden mit Hilfe von ADCP-Messungen durch das INSTITUT FÜR WASSERBAU DER HOCHSCHULE BREMEN (IWA BREMEN, 2002) ermittelt. Die Messkampagnen für die Nordschleuse wurden im Zeitraum vom 11. bis 22.09.2000 und vom 14. bis 23.05.2001 durchgeführt. Zeitgleich sind Drifter-, Salzgehalts- und Schwebstoffmessungen in den Vorhäfen und in der Weser durchgeführt worden. Die Schwebstoffmessungen dienen der Kalibrierung des Schwebstofftransportes im Bereich der Vorhäfen.

Der Vorhafen wurde bei einigen Messungen kurz vorher auf Solltiefe ausgebaggert. Die Modellbathymetrie bildet jedoch einen natürlichen aufsedimentierten Zustand ab, so dass es bei der Auswertung in den Vorhäfen, je nach aktueller Lage der Sohle, zu Höhendifferenzen an der Sohle im Vergleich der Berechnungen mit den Messungen kommt.

5.2 Tidegeschehen und Zeiträume für die Kalibrierung

Der Referenzpegel Alter Leuchtturm in Bremerhaven beschreibt die hydrologischen Randbedingungen im Untersuchungsgebiet. Langjährige Mittelwerte sind dabei hilfreich, um vergleichende Betrachtungen vornehmen zu können, da die Gezeiten ständigen Schwankungen unterworfen sind. Für das Modellgebiet gelten für einen zehnjährigen Betrachtungszeitraum (1988-1997) die folgenden Werte (NIEDERSÄCHSISCHES LANDESAMT FÜR ÖKOLOGIE, 1997):

<i>Mittleres Tidehochwasser</i>	
MThw _{1988/97}	= 1,78 mNN
<i>Mittleres Tideniedrigwasser</i>	
MTnw _{1988/97}	= -1,90 mNN
<i>Mittlerer Tidehub</i>	
MThb _{1988/97}	= 3,68 m

<i>Niedrigstes Tidehochwasser</i>	
NThw _{1988/97}	= -0,38 mNN
<i>Niedrigstes Tideniedrigwasser</i>	
NTnw _{1988/97}	= -2,88 mNN
<i>Höchstes Tidehochwasser</i>	
HThw _{1988/97}	= 4,77 mNN
<i>Höchstes Tideniedrigwasser</i>	
HTnw _{1988/97}	= 1,73 mNN

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

Der Einfluss des Oberwassers auf die Tidewasserstände und den Tidehub in Bremerhaven ist von untergeordneter Bedeutung (IWA BREMEN, 1998).

Grundlage der Auswahl der Zeiträume für die Kalibrierung des hydrodynamischen 3-D Regionalmodells sind die Pegelaufzeichnungen des Pegels „Bremerhaven Alter Leuchtturm“ sowie die ADCP Messungen des IWA BREMENS (2002) in und vor den Vorhäfen. Zur Kalibrierung wurden zwei Zeiträume ausgewählt. Der erste **Zeitraum (a)** reicht vom 13.09.2000 02:00 Uhr (MESZ) bis zum 14.09.2000 22:00 Uhr. Die Tiden innerhalb dieses Untersuchungszeitraumes (Abb. 5.2-1) lagen am Pegel Alter Leuchtturm im Bereich mehrerer Springtiden mit einem Thw_(13.09.00 14:00) = 2,06 mNN (MThw₍₁₉₈₈₋₁₉₉₇₎ = 1,78 mNN) und einem Tnw_(14.09.00 21:20) = -2,16 mNN (MTnw₍₁₉₈₈₋₁₉₉₇₎ = 1,90 mNN). Der Salzgehalt ist durch das geringe Oberwasser der Weser hoch (Abb. 5.2-2). An der oberen Modellgrenze treten Salzgehalte bis zu 10 ‰ auf (Abb. 5.3-2a). Der zweite **Zeitraum (b)** startet am 14.05.2001 06:00 Uhr (MESZ) und endet am 16.05.2001 01:00 Uhr. Die Tiden dieses zweiten Untersuchungszeitraumes (Abb. 5.2-3) lagen im Bereich mehrerer Nipptiden zwischen Thw_(15.05.01 18:45) = 1,78 mNN bis Tnw_(15.05.01 00:00) = 2,00 mNN. Der Salzgehalt ist durch das erhöhte Oberwasser geringer (Abb. 5.2-4). 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. 5.3-2b).

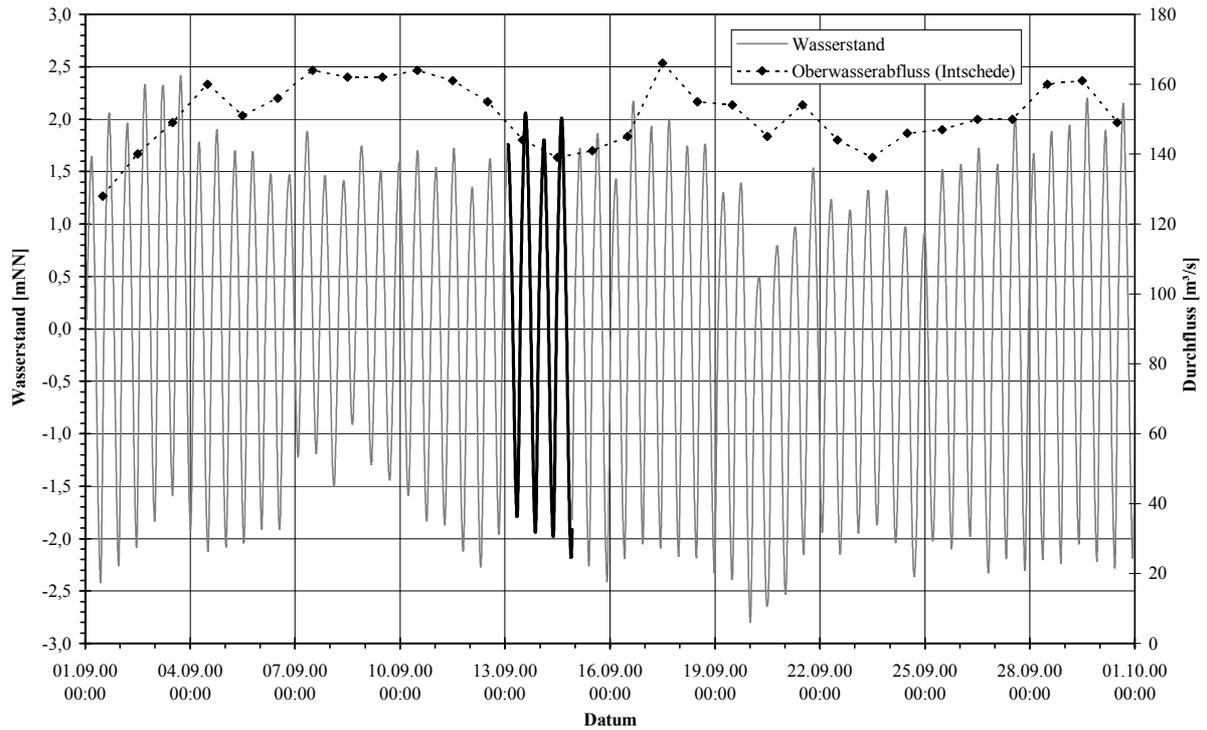


Abb. 5.2-1: Wasserstände am Pegel Bremerhaven Alter Leuchtturm und Oberwasserabflüsse am Pegel Intschede im ersten Untersuchungszeitraum (a), September 2000.

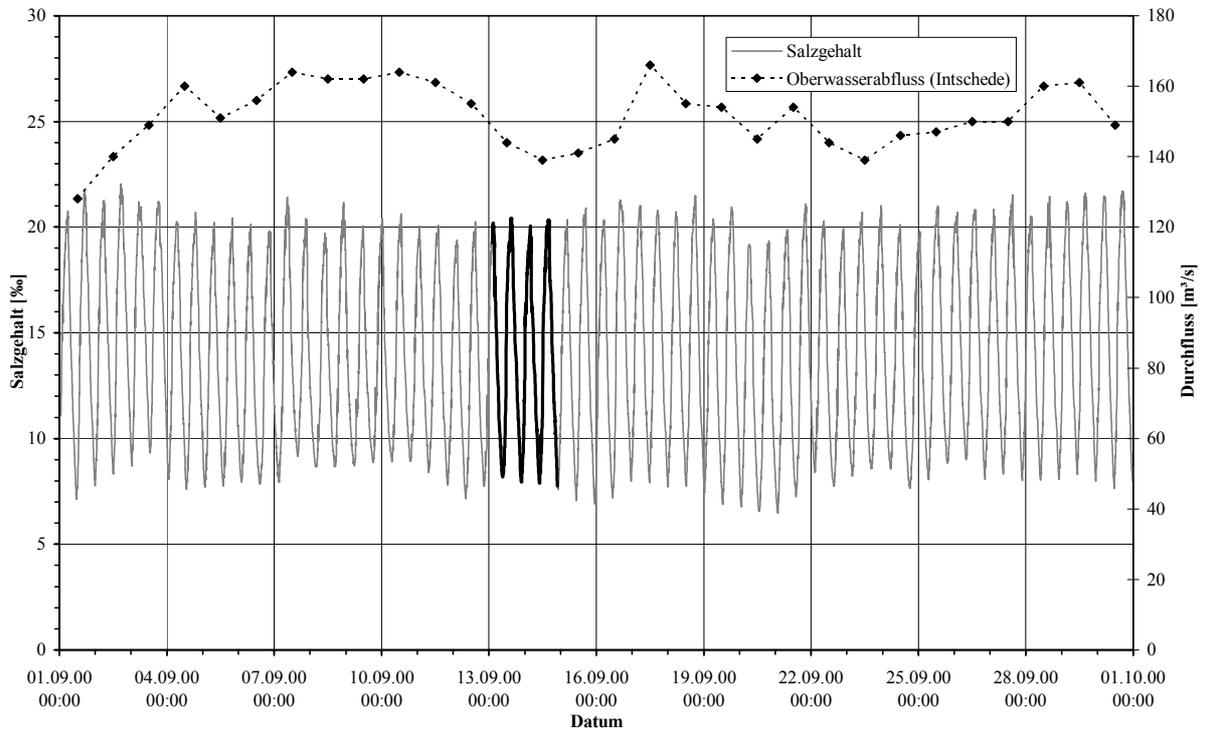


Abb. 5.2-2: Salzgehalt am Pegel Bremerhaven Alter Leuchtturm in einer Höhe von -3,2 mNN und Oberwasserabflüsse am Pegel Intschede im ersten Untersuchungszeitraum (a), September 2000

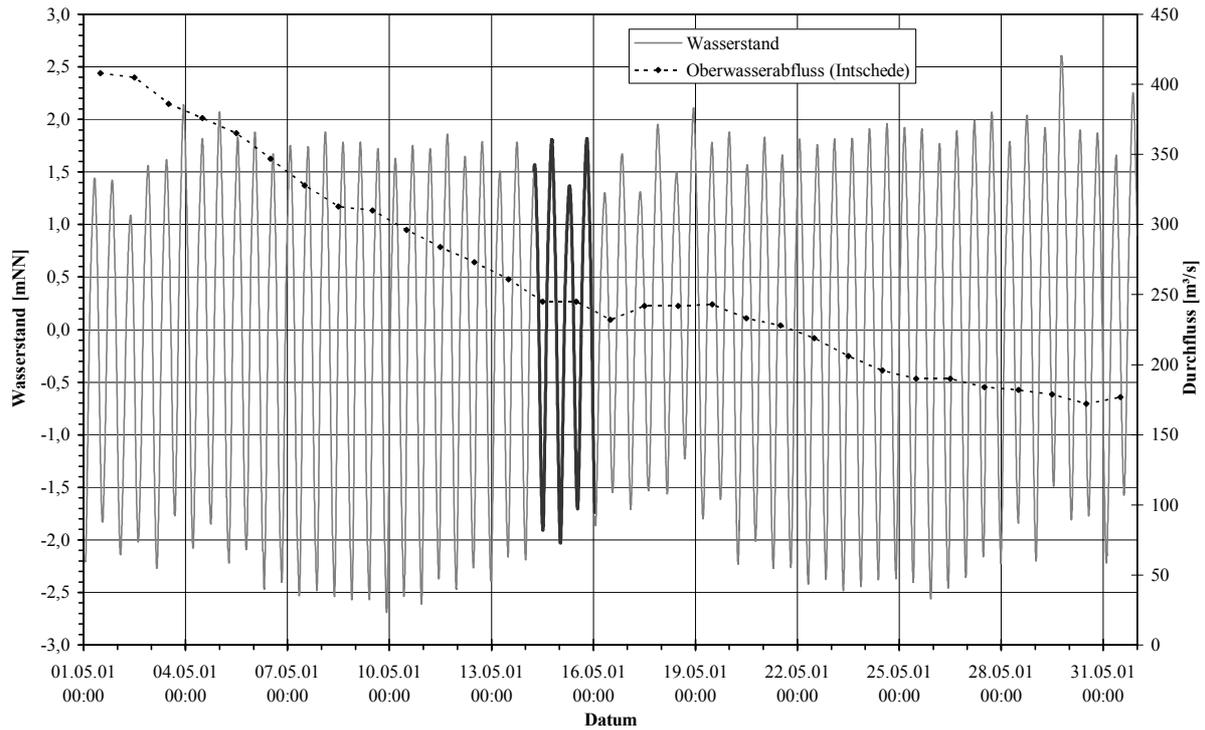


Abb. 5.2-3: Wasserstände am Pegel Bremerhaven Alter Leuchtturm und Oberwasserabflüsse am Pegel Intschede im zweiten Untersuchungszeitraum (b), Mai 2001

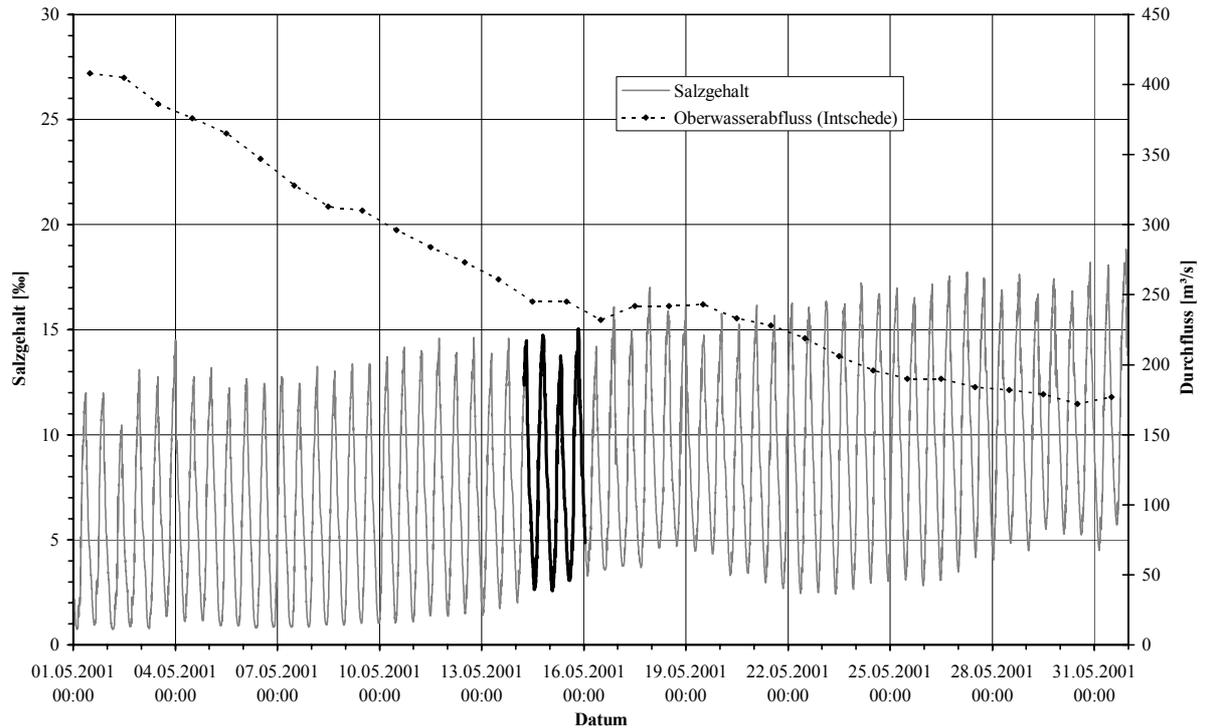


Abb. 5.2-4: Salzgehalt am Pegel Bremerhaven Alter Leuchtturm in einer Höhe von -3,2 mNN und Oberwasserabflüsse am Pegel Intschede im zweiten Untersuchungszeitraum (b), Mai 2001

5.3 Modellkalibrierung

5.3.1 Anfangsbedingungen und Randwerte

Zur Modellsteuerung wurden an den offenen Modellrändern Tide- und Salzgehaltskurven angesetzt. Die

Randwerte für den oberen Modellrand (Kleinensiel) sind in Abb. 5.3-1a,b (Wasserstand) und Abb. 5.3-2a,b (Salzgehalt) dargestellt. Für den unteren Modellrand bei Robbensüdsteert sind die Randwerte in den Abb. 5.3-3a,b (Wasserstand) und 5.3-4a,b (Salzge-

halt) dargestellt. Die zugehörigen Monatsreihen sind im Appendix C in den Abbildungen C.1-1 bis C.1-12 dargestellt.

Flächendeckend wurde im gesamten Modellgebiet zu Beginn des Untersuchungszeitraumes ein Grundsatz-

gehalt von 15 ‰, ein Startwasserstand von 1,73 mNN (Zeitraum a) bzw. 1,54 mNN (Zeitraum b) angesetzt.

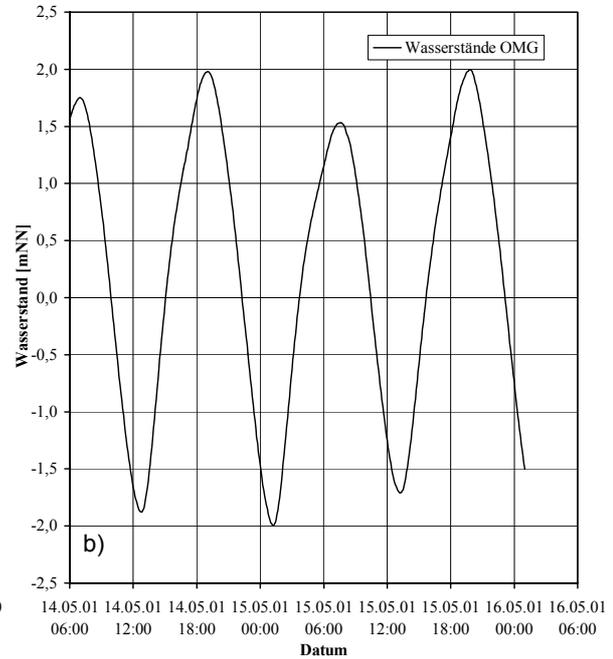
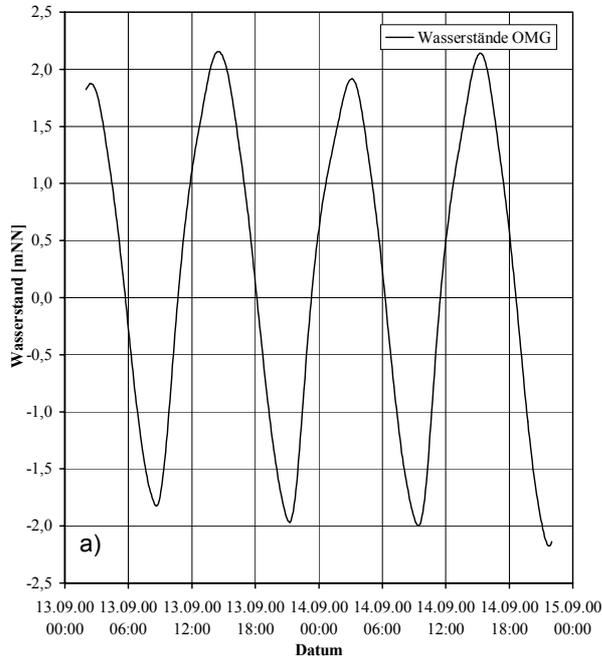


Abb. 5.3-1: Wasserstände an der oberen Modellgrenze (OMG: Kleinensiel): (a) erster Untersuchungszeitraum, September 2000; (b) zweiter Untersuchungszeitraum, Mai 2001

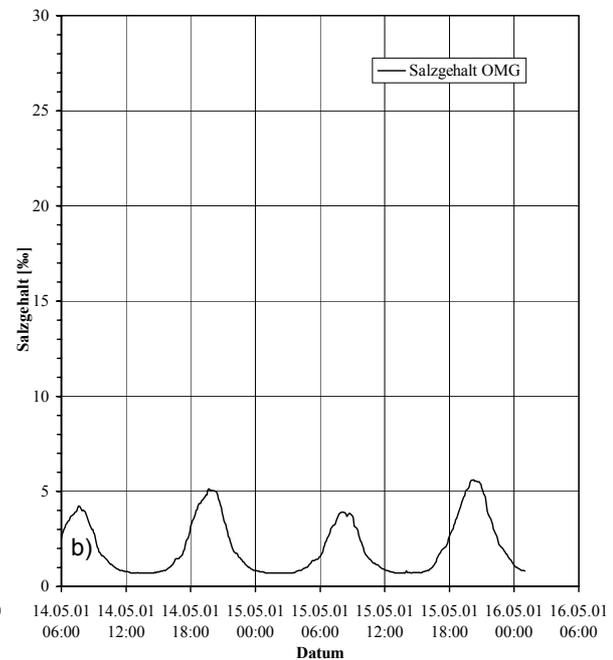
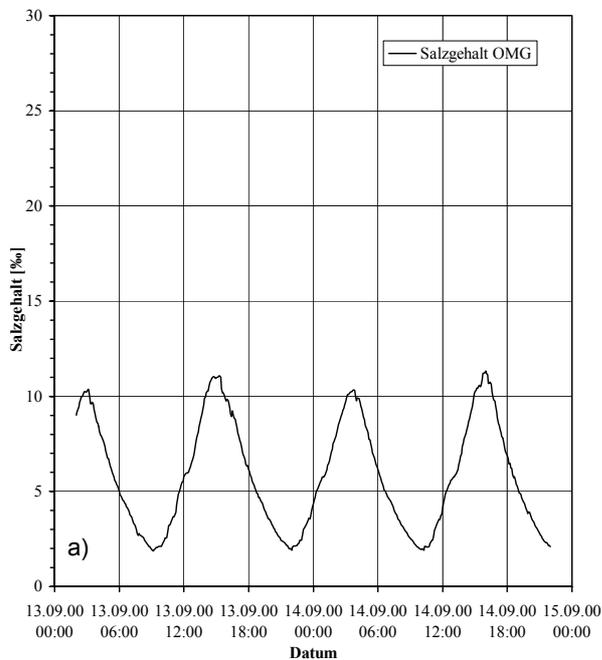


Abb. 5.3-2: Salzgehalt an der oberen Modellgrenze (OMG: Kleinensiel) in einer Höhe von -3,2 mNN: (a) erster Untersuchungszeitraum, September 2000; (b) zweiter Untersuchungszeitraum, Mai 2001

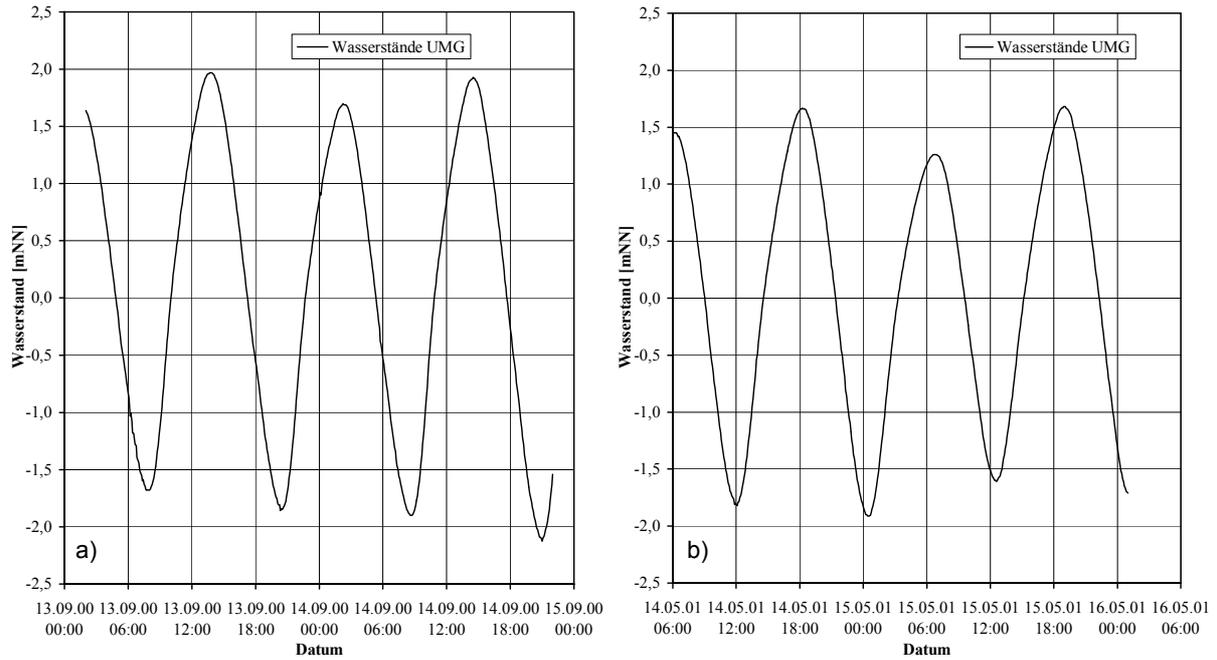


Abb. 5.3-3: Wasserstände an der unteren Modellgrenze (UMG: Robbensüdsteert): (a) erster Untersuchungszeitraum, September 2000; (b) zweiter Untersuchungszeitraum, Mai 2001

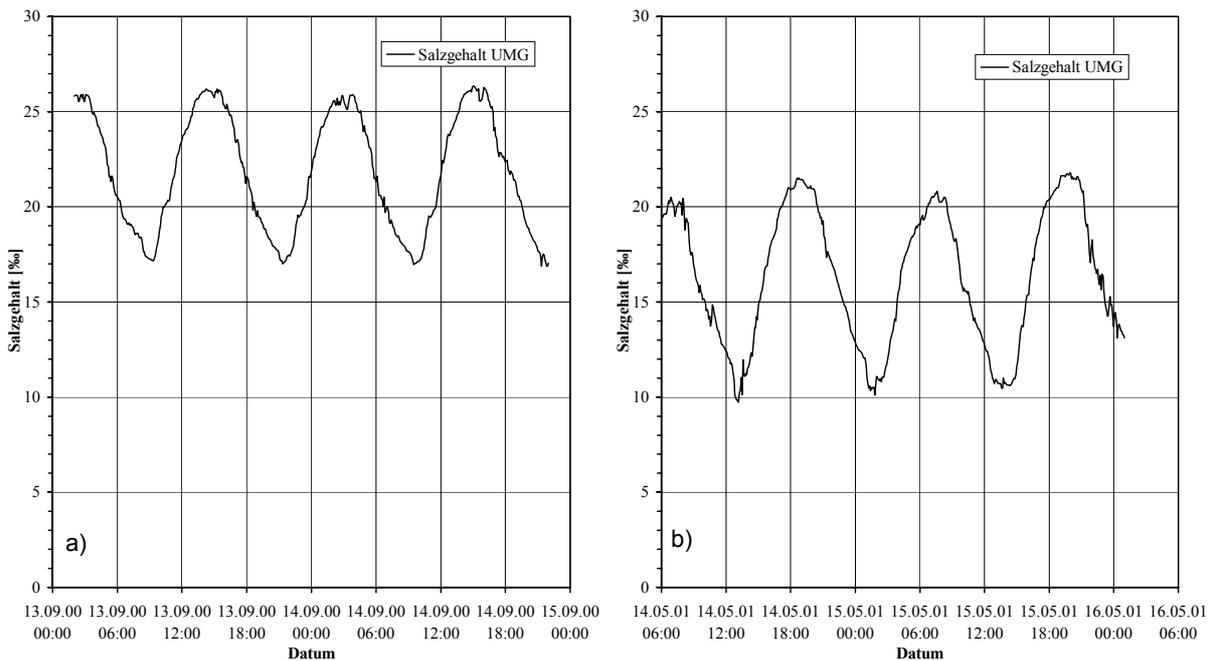


Abb. 5.3-4: Salzgehalt an der unteren Modellgrenze (UMG: Robbensüdsteert) in einer Höhe von -3,2 mNN: (a) erster Untersuchungszeitraum, September 2000; (b) zweiter Untersuchungszeitraum, Mai 2001

5.3.2 Kalibrierung der Hydrodynamik

Die Kalibrierung des numerischen 3D-Modells erfolgte durch einen Vergleich mit Tidewasserständen, Eintrittszeiten der Scheitelwerte der Tiden, Salzgehalt und gemessenen ADCP-Strömungsgeschwindigkeiten und -richtungen im 3D-Raum. Parameter zur Kalibrierung des numerischen Modells sind die Sohlrauigkeit (äquivalente Sohlrauigkeit in [m]) und die Smagorinsky

Zahl (C_{sm} -Werte, Turbulenzmodellierung). Zusätzlich sind die Dispersionsfaktoren für den Salzgehalt zu bestimmen.

Wasserstände

Um ein naturähnliches Ein- und Ausschwingen der Tidewelle zu überprüfen, wurden die Differenzen am

Pegel „Bremerhaven Alter Leuchtturm“ ermittelt (Abb. 5.3-5 und 5.3-7). In der ersten dargestellten Tide in beiden Untersuchungszeiträumen treten Wasserstandsunterschieden 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 Untersuchungszeitraum (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 vorhandenen Differenzen ergeben sich zum Teil aus der Modellsteuerung mit zwei Wasserstandsändern und fehlendem Impulseintrag, sowie der Annahme eines horizontalen Wasserstandes über die gesamte untere Modellgrenze. Den größten Einfluss auf den Wasserstand 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 rd. 1,5 Tiden weitestgehend abgeschlossen.

Salzgehalt

Der Salzgehalt am Pegel Bremerhaven in einer Tiefe von -3,2 mNN ist im Vergleich zum berechneten Salz-

gehalt in den Abb. 5.3-6 und 5.3-8 dargestellt. Die Differenzen zwischen den berechneten und den gemessenen Salzgehalten in beiden Untersuchungszeiträumen 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). 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 wurden ebenfalls Punktwerte gemessen und 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. Vorrangig diese Vereinfachung führt zu den oben beschriebenen Abweichungen in der Tide- und Salzgehaltskurve.

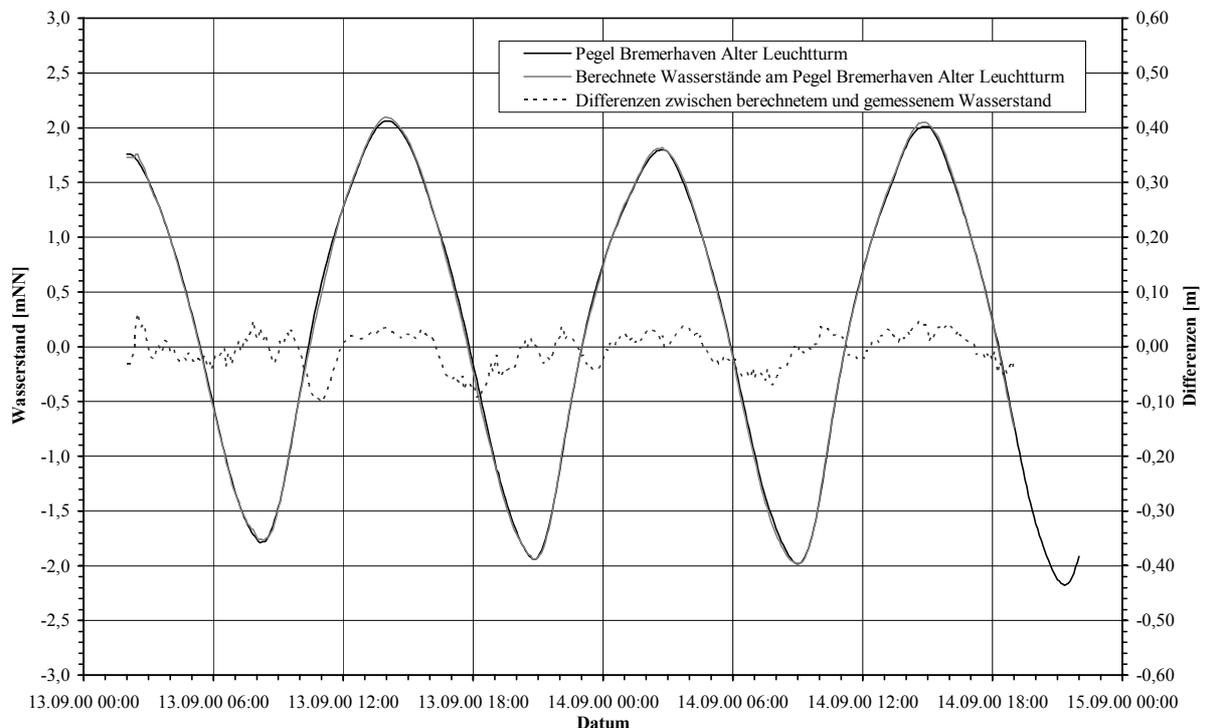


Abb. 5.3-5: Differenzen zwischen gemessenen und berechneten Wasserständen am Pegel „Bremerhaven Alter Leuchtturm“ im Untersuchungszeitraum (a) (13.09.2000 02⁰⁰ Uhr bis 14.09.2000 22⁰⁰ Uhr)

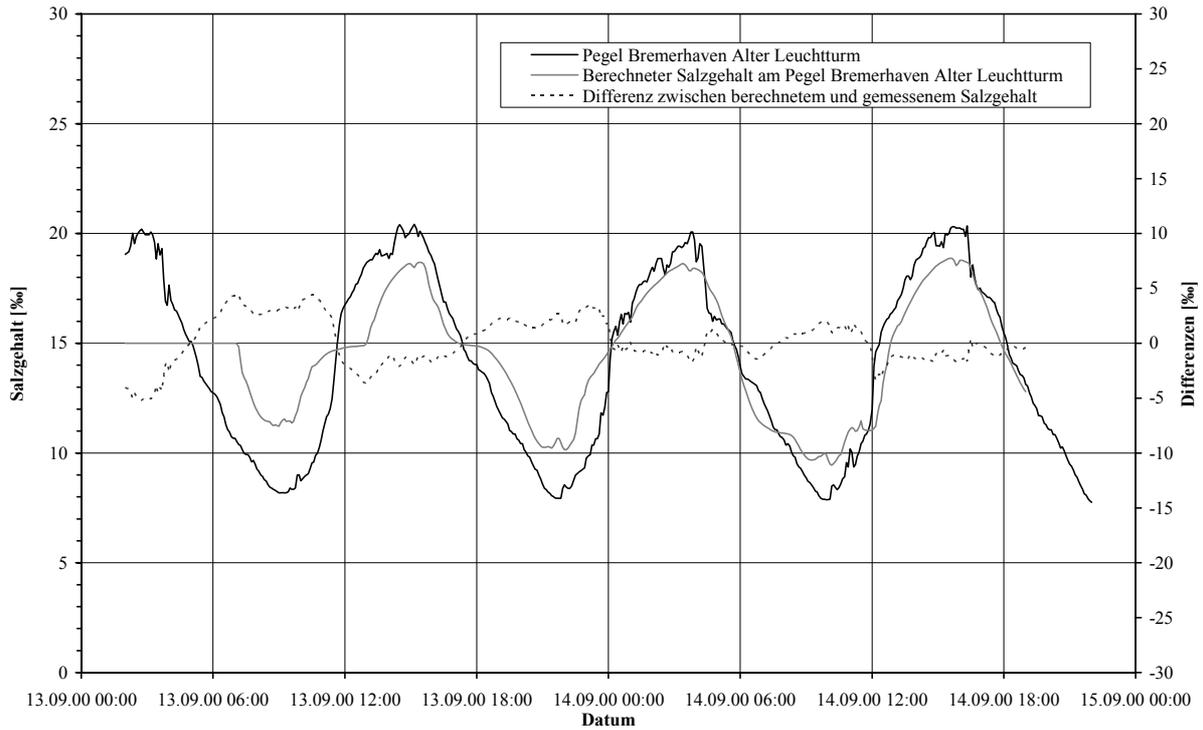


Abb. 5.3-6: Differenzen zwischen gemessenem und berechnetem Salzgehalt am Pegel „Bremerhaven Alter Leuchtturm“ im Untersuchungszeitraum (a) in einer Höhe von -3,2 mNN (13.09.2000 02⁰⁰ Uhr bis 14.09.2000 22⁰⁰ Uhr)

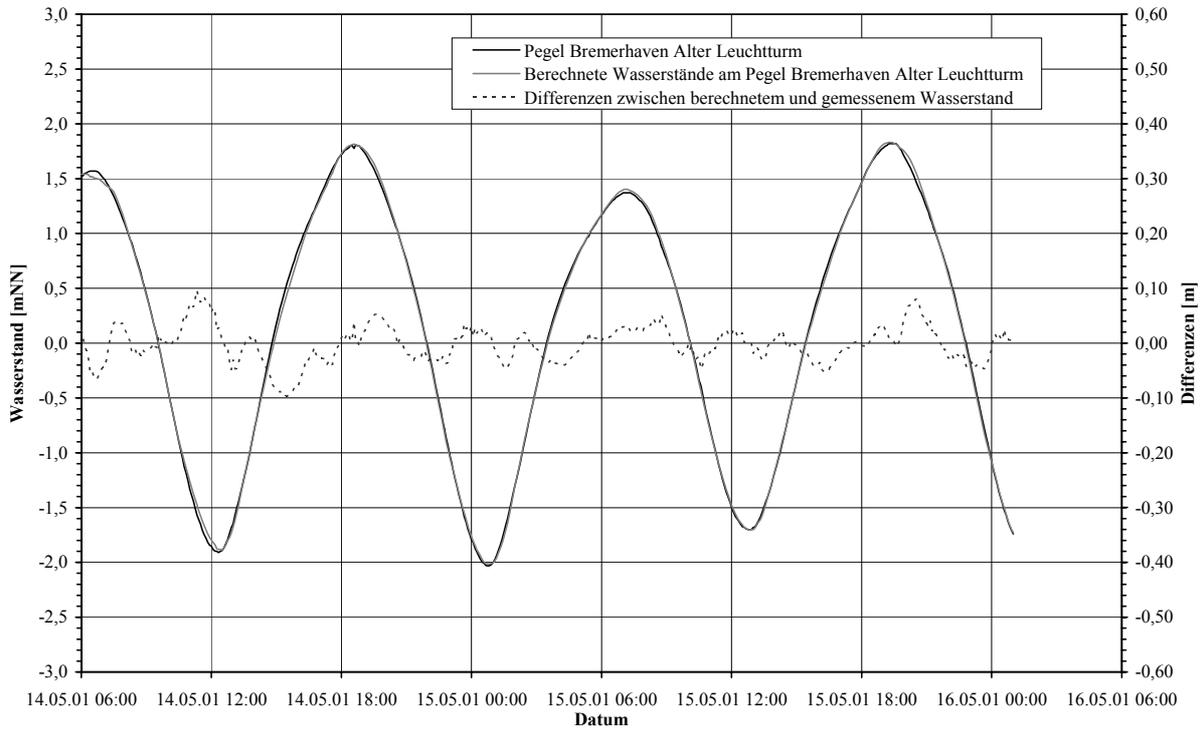


Abb. 5.3-7: Differenzen zwischen gemessenen und berechneten Wasserständen am Pegel „Bremerhaven Alter Leuchtturm“ im Untersuchungszeitraum (b) (14.05.2001 06⁰⁰ Uhr bis 16.05.2001 01⁰⁰ Uhr)

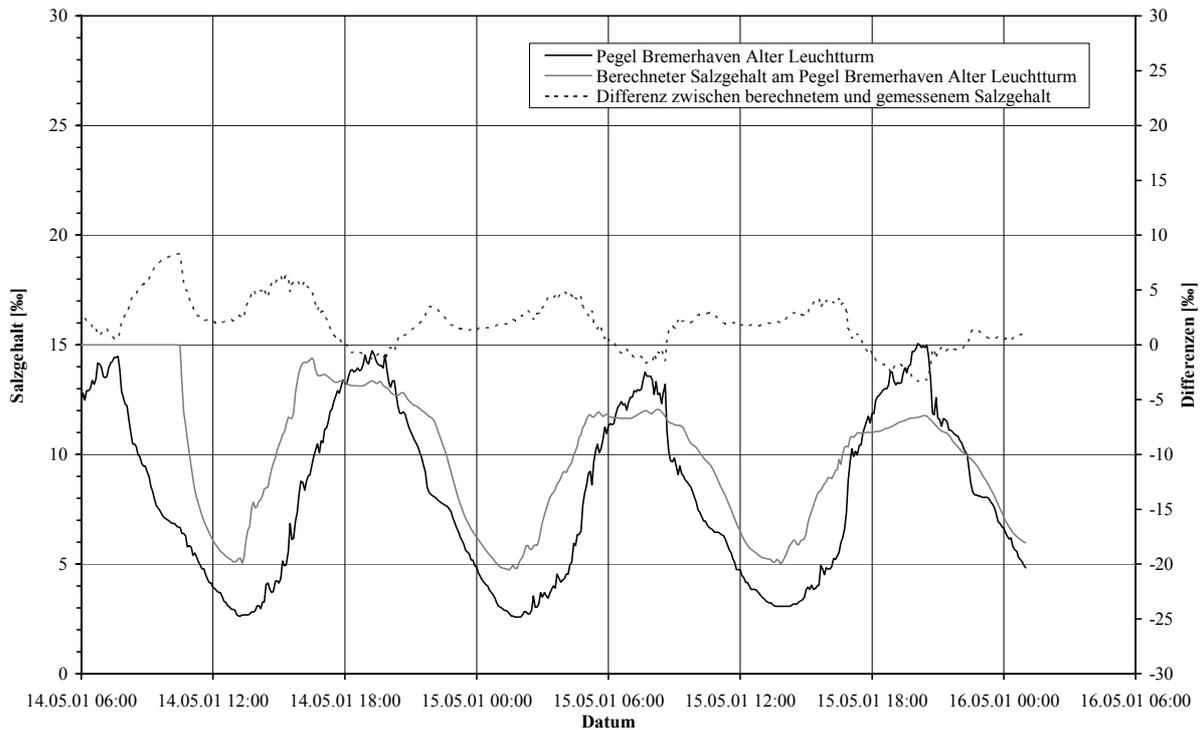


Abb. 5.3-8: Differenzen zwischen gemessenem und berechnetem Salzgehalt am Pegel „Bremerhaven Alter Leuchtturm“ im Untersuchungszeitraum (b) in einer Höhe von -3,2 mNN (14.05.2001 06⁰⁰ Uhr bis 16.05.2001 01⁰⁰ Uhr)

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. 5.3-9a,b). Diese Messungen wurden in den Abbildungen C.2-1 bis C.2-11 und 5.3-10 mit den über die Tiefe berechneten Werten verglichen.

Im ersten Untersuchungszeitraum (Abb. C.2-1 bis C.2-5, Abb. 5.3-10a) zeigt sich in der ersten Messung im Zeitraum kurz vor Tnw und bei Tnw im Hafen eine relativ gute Übereinstimmung der Messwerte mit den Berechnungsergebnissen (Abb. C.2-2 und C.2-3). In der Hafeneinfahrt und in der Weser ist kurz vor Tnw ebenfalls eine gute Übereinstimmung zu beobachten (Abb. C.2-1, C.2-4, C.2-5 und Abb. 5.3-10a). Ab Tnw 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 (Abb. C.2-5). An der Oberfläche sind die Differenzen wesentlich

geringer (rd. 1 ‰, Abb. C.2-1). Im Hafen liegen die berechneten Werte in Sohlhöhe bei ansteigendem Wasserstand ca. 3 ‰ unter den Messungen (Abb. C.2-2). An der Oberfläche sind die Abweichungen ähnlich wie in der Weser.

Der Salzgehalt im Hafen wird zu Beginn des zweiten Untersuchungszeitraumes nahezu tiefenunabhängig um rd. 2 ‰ zu gering berechnet (Abb. C.2-6, C.2-7, C.2-8, C.2-9, C.2-10). Im weiteren Verlauf der Tide bis Tnw verringern sich die Abweichungen. Der Salzgehalt am Punkt 5 in der Hafeneinfahrt wird zu Beginn der Messungen um rd. 2,5 ‰ zu gering berechnet (Abb. C.2-10). Mit weiter abnehmendem Wasserstand gehen die Differenzen auf <1 ‰ zurück (Abb. 5.3-10b). Kurz vor Tnw wird im Modell ein höherer Salzgehalt als in der Messung ermittelt. Die Differenzen vergrößern sich bis Tnw auf rd. 3 ‰ (Abb. C.2-11).

Als Ergebnis der Kalibrierung der Dispersionsfaktoren im Modell ergab sich ein Wert von $D_x=D_y=D_z=0,1$.

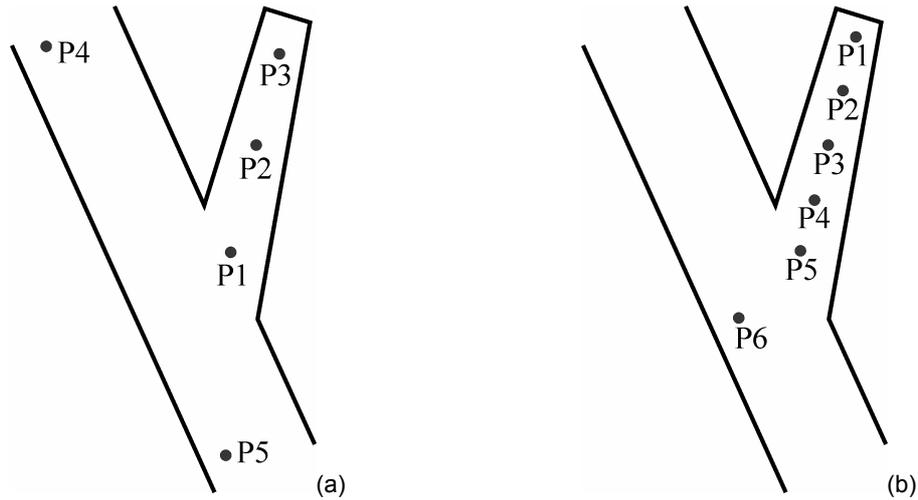


Abb. 5.3-9: Schematische Darstellung der Lage der Messpunkte für den Salz- und Schwebstoffgehalt im Vorhafen der Nordschleuse in Bremerhaven: (a) erster Untersuchungszeitraum, September 2000; (b) zweiter Untersuchungszeitraum, Mai 2001

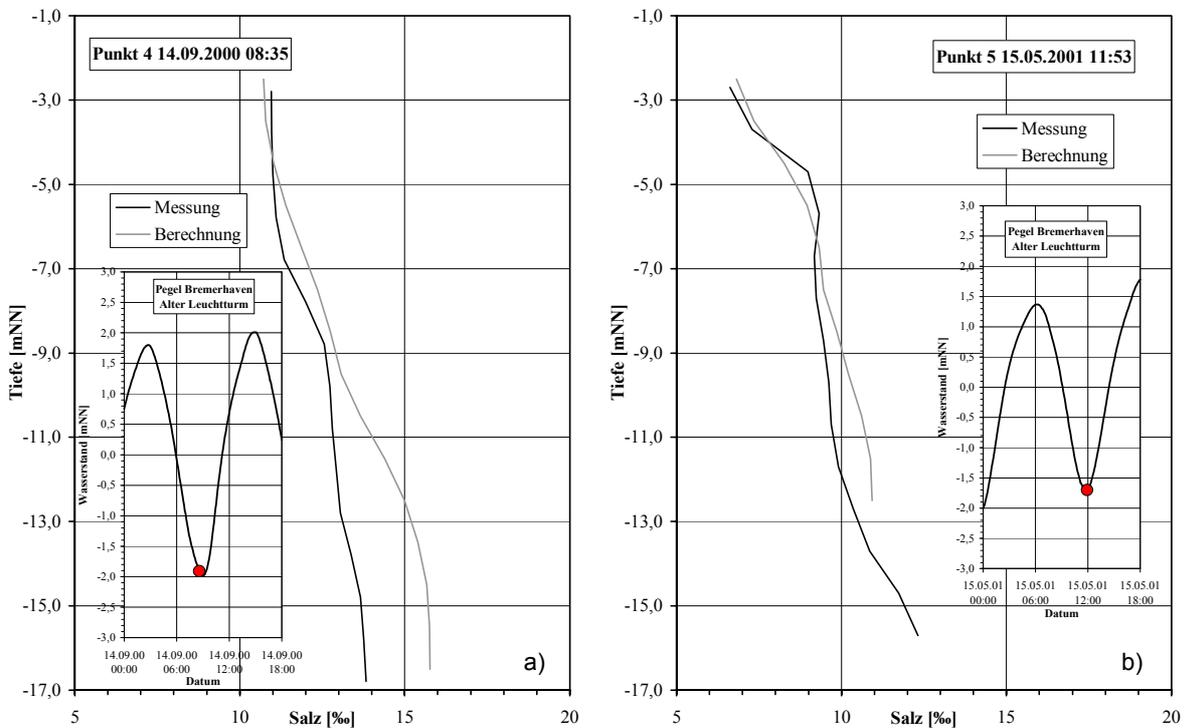


Abb. 5.3-10: Vergleich der Salzgehaltsverteilung über die Tiefe am Punkt 4 kurz vor Tnw im ersten Untersuchungszeitraum (a) und am Punkt 5 kurz vor Tnw im zweiten Untersuchungszeitraum (b)

Strömungsgeschwindigkeiten

Die Turbulenzparameter wurden an den ADCP Strömungsmessungen des IWA-BREMEN (2002) 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 Abbildungen C.3-1 bis C.3-13 und in den Abb. 5.3-11 und 5.3-12 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 Untersuchungszeiträume 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 Untersuchungszeitraum wurden Messfahrten zwischen Tidehalbwasser (14.09.00, 11:00 Uhr) und Tidehochwasser (14.09.00, 14:45 Uhr) durchgeführt. Im zweiten Untersuchungszeitraum wurden die 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 Flutast der Tide des ersten Untersuchungszeitraumes finden sich im Modell wieder (Abb. C.3-1 und 5.3-11). 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 (Abb. C.3-2 und C.3-4) beschreiben eine Ebene, in der sich die dichteschichteten Strömungen umkehren. Die Höhenlage dieser Umkehrebene wird aufgrund der pauschalen Salzrandbedingungen im Modell nicht immer korrekt wiedergegeben. Bei Tidehalbwasser z.B. liegt die Umkehrebene in den Messungen oberhalb der berechneten Umkehrebene. 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 (Abb. C.3-3 und 5.3-12).

Ein Vergleich der Strömungsgeschwindigkeiten zum Zeitpunkt des Tidehochwassers ist aufgrund der langen Messdauer über die Tidekenterung hinaus zu ungenau, um eine Aussage treffen zu können.

Im 2. Untersuchungszeitraum stellt sich während des Ebbestromes in der obersten Ebene eine im Vergleich zur Messung ähnliche Strömungsverteilung ein (Abb. C.3-5, C.3-8 und C.3-11). 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) 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. Die gemessene Kenterung findet gegen 14:00 Uhr statt (Abb. C.3-11). Der Flutstrom hat im weiteren Verlauf wieder eine ähnliche Verteilung und Größenordnung wie in der Messung (Abb. C.3-11). Die Umkehrebene (6 m unter dem Wasserspiegel) wird durch das Modell teilweise reproduziert (Abb. C.3-6, C.3-9 und C.3-12). Jeweils um den Zeitpunkt des Tidehalbwassers zeigen die berechneten mittleren Ebenen eine zur Messung entgegengesetzte Strömung. Vergleichbares gilt für die Kenterung der Ebbestromung in der Umkehrebene, die im Modell um 12:50 Uhr eintritt, in der Messung jedoch erst um 13:50 Uhr. Die in den übrigen Zeiträumen gemessenen Strömungsgeschwindigkeiten sind vergleichbar mit denen der Berechnung. Die Richtungen der sohnahen Strömungen im Ebbestrom sind bis zum Erreichen der Strömungsumkehr in der Berechnung wiedergegeben (Abb. C.3-7, C.3-10 und C.3-13). Die Größe der sohnahen Strömungsgeschwindigkeiten wird im Hafen um bis zu 0,25 m/s (Abb. C.3-10) und in der Weser um bis zu 0,5 m/s zu gering wiedergegeben. Die Strömungsumkehr erfolgt, ähnlich wie in den anderen Ebenen, rd. 40 Min zu früh. Die daraus resultierenden Abweichungen im Vorhafen (Abb. C.3-13) sind noch einige Zeit sichtbar.

Die Kalibrierung hat für beide Untersuchungszeiträume zu einer Einzelrauhigkeit 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.

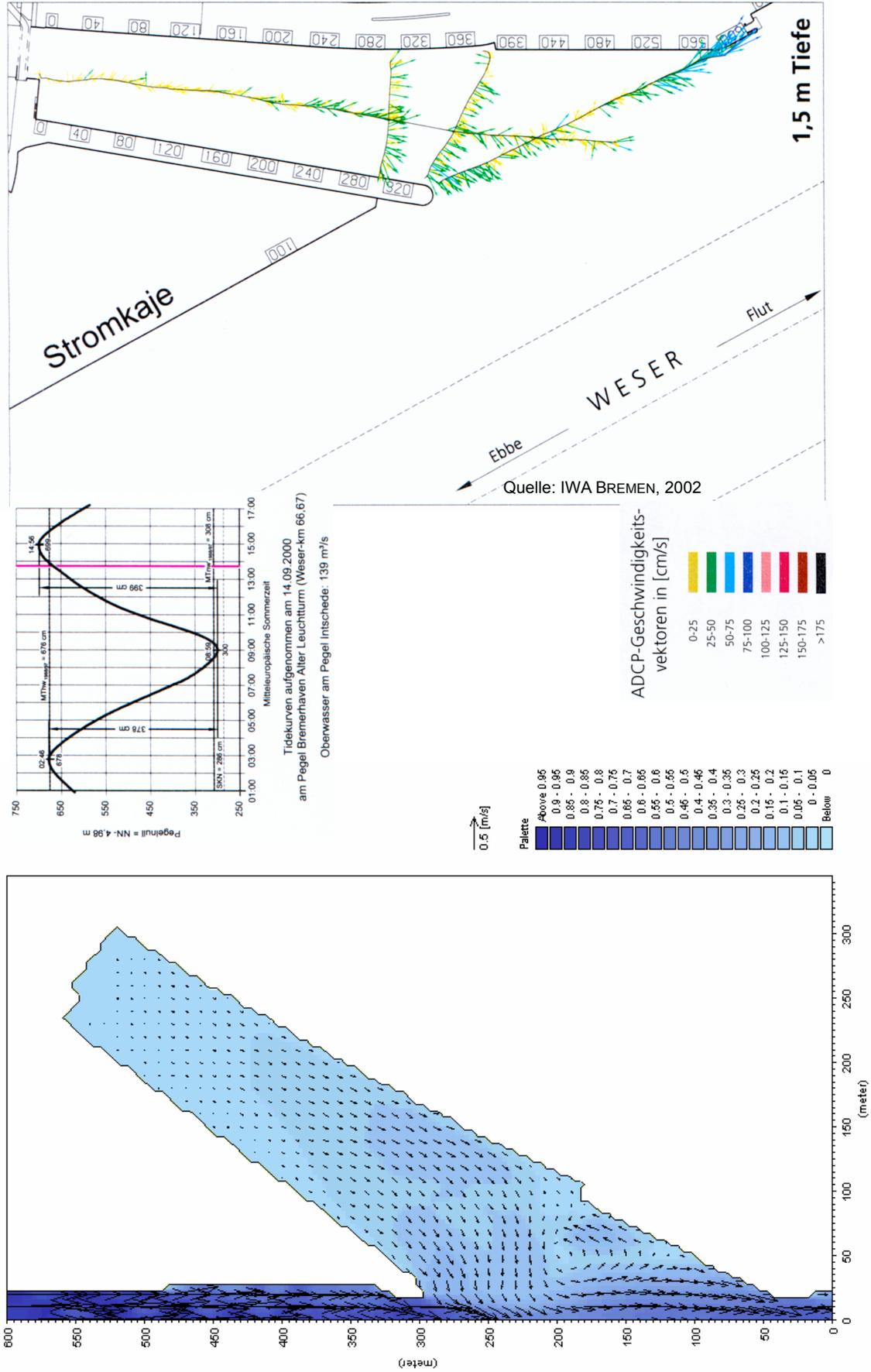


Abb. 5.3-11: Berechnete und gemessene Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen der Nordschleuse am 14.09.00, 13:45 Uhr, in einer Tiefe von 0,2 mNN

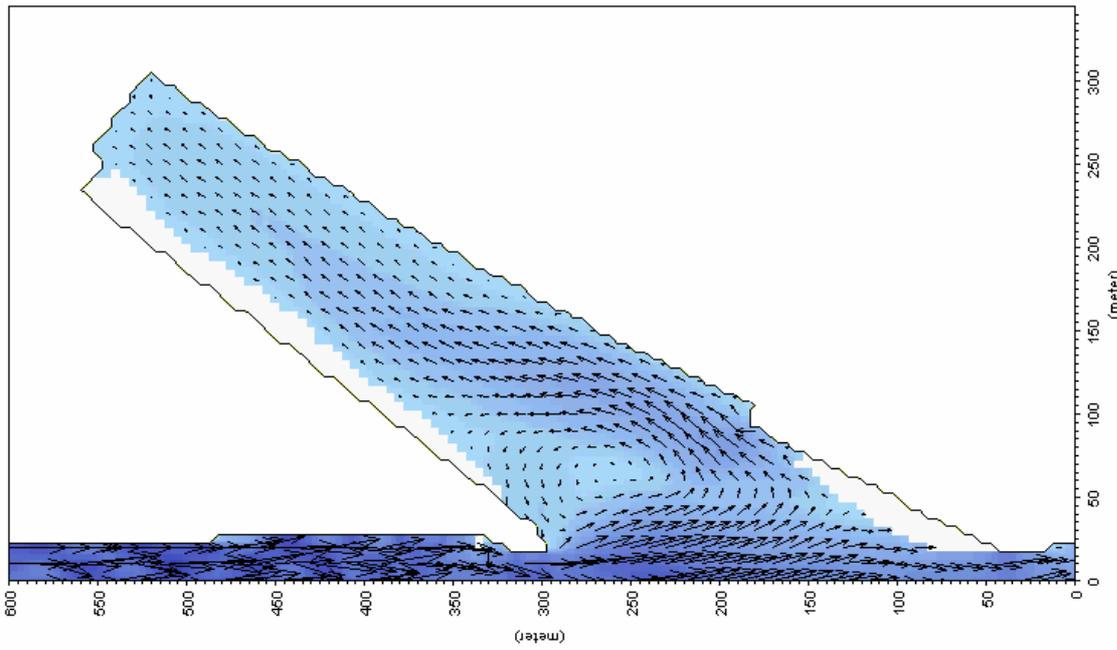
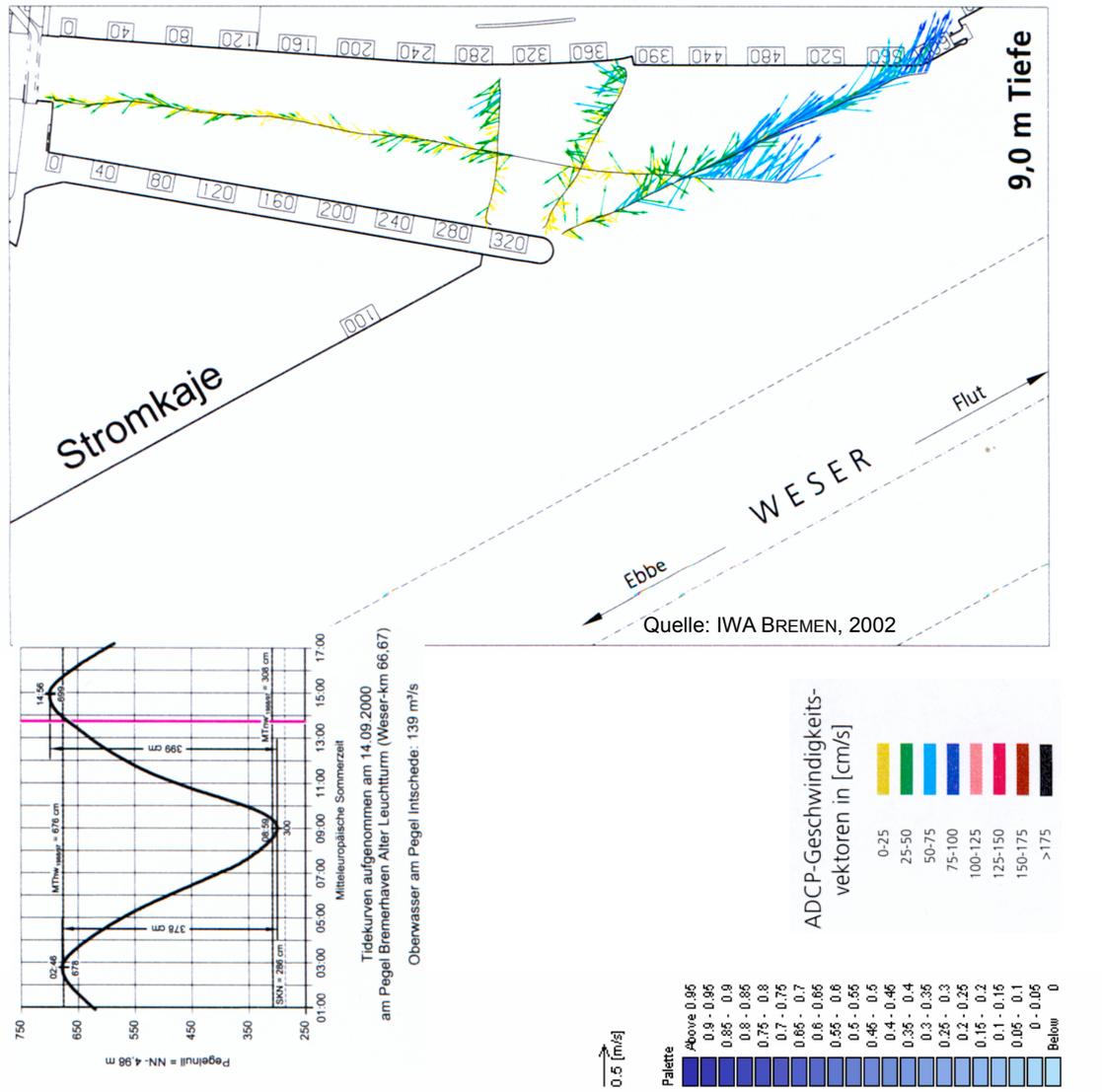


Abb. 5.3-12: Berechnete und gemessene Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen der Nordschleuse am 14.09.00, 13:45 Uhr, in einer Tiefe von -7,3 mNN

5.4 Kalibrierung des Sedimenttransportes

5.4.1 Anfangs- und Randbedingungen

Aufbauend auf den Ergebnissen der Berechnung der Strömungsgeschwindigkeiten im Untersuchungsgebiet und den dabei verwendeten Randbedingungen (vgl. Kap. 5.3.1) müssen zusätzliche Parameter zur Beschreibung des Sedimenttransportes bestimmt werden.

Durch Bodenuntersuchungen ist das sich im Vorhafen zur Nordschleuse ablagernde Material bekannt (Abb. 5.4-1 und 5.4-2, Appendix C.4.1). Die Proben aus dem Vorhafen bestehen überwiegend aus Mittel- bis Grobschluff mit Feinsandanteilen um 30% (IWA BREMEN, 1994).

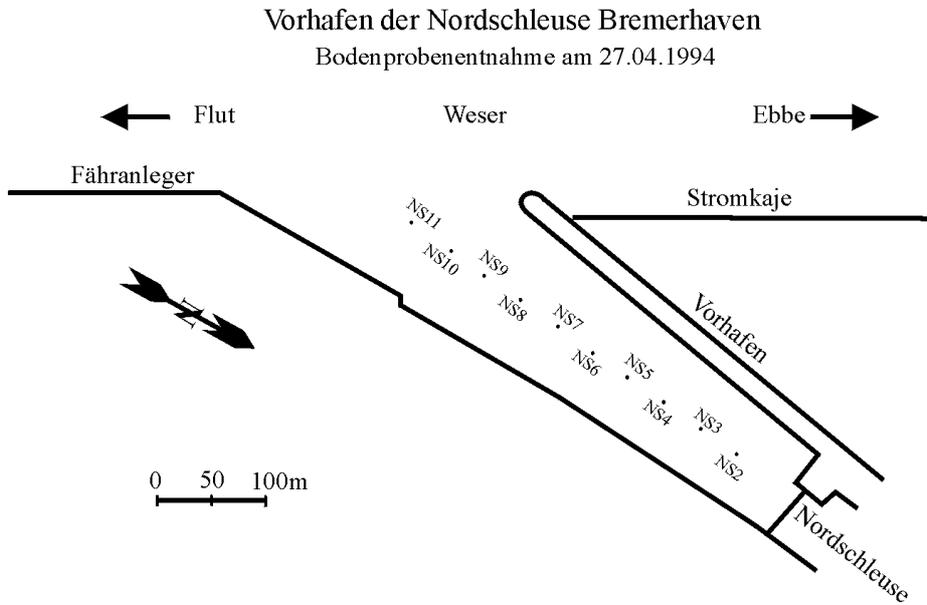


Abb. 5.4-1: Lage der Probenentnahme zur Bestimmung der Korngrößen (IWA BREMEN, 1994)

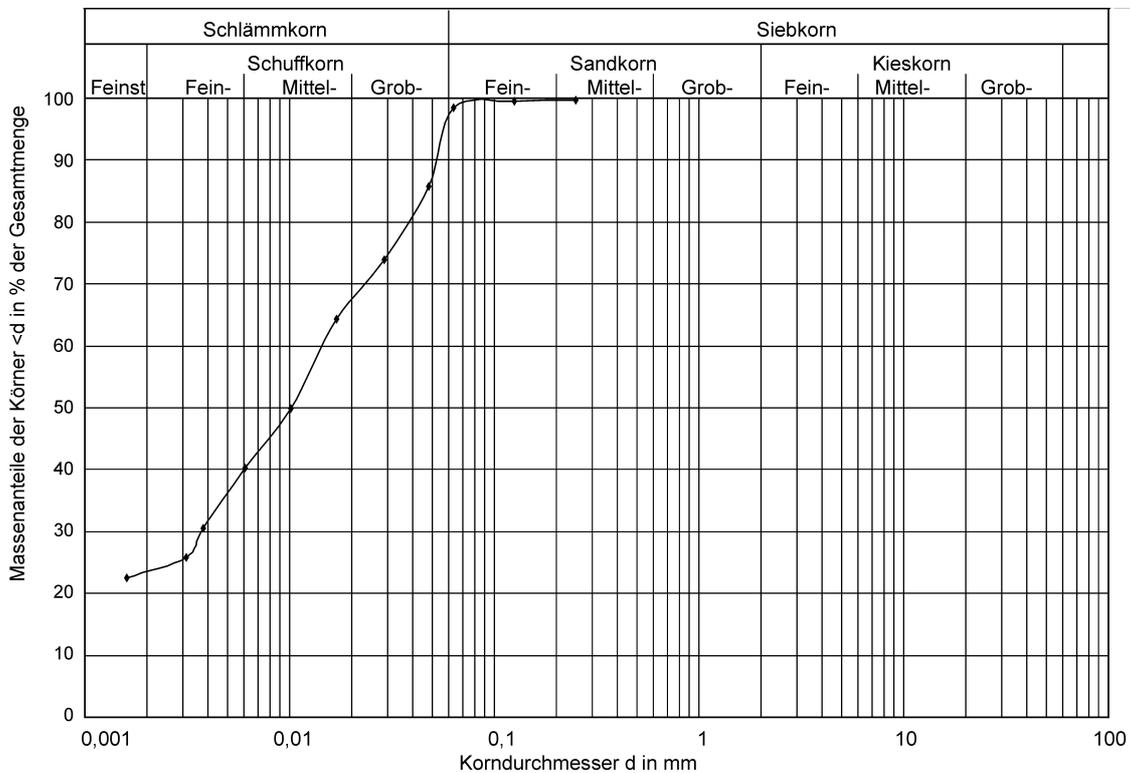


Abb. 5.4-2: Körnungslinie einer gestörten Entnahme aus dem Vorhafen zur Nordschleuse, Position NS5 (IWA BREMEN, 1994)

In Abb. 5.4-3 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 Stärke dieser Fluid Mud Schicht (Abb. 5.4-3, 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).

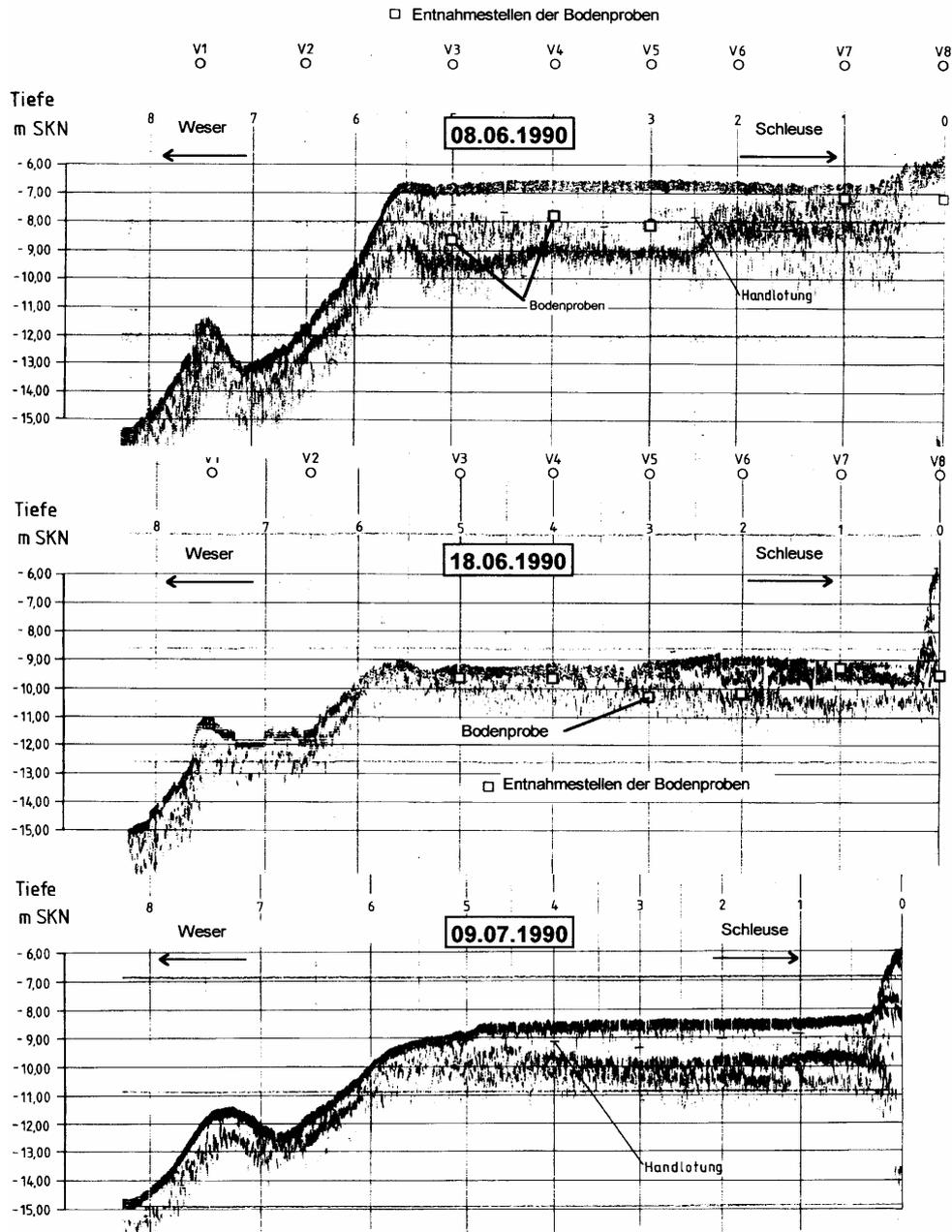


Abb. 5.4-3: Längspeilungen im Vorhafen der Kaiserschleuse in Bremerhaven (NASNER, 1997)

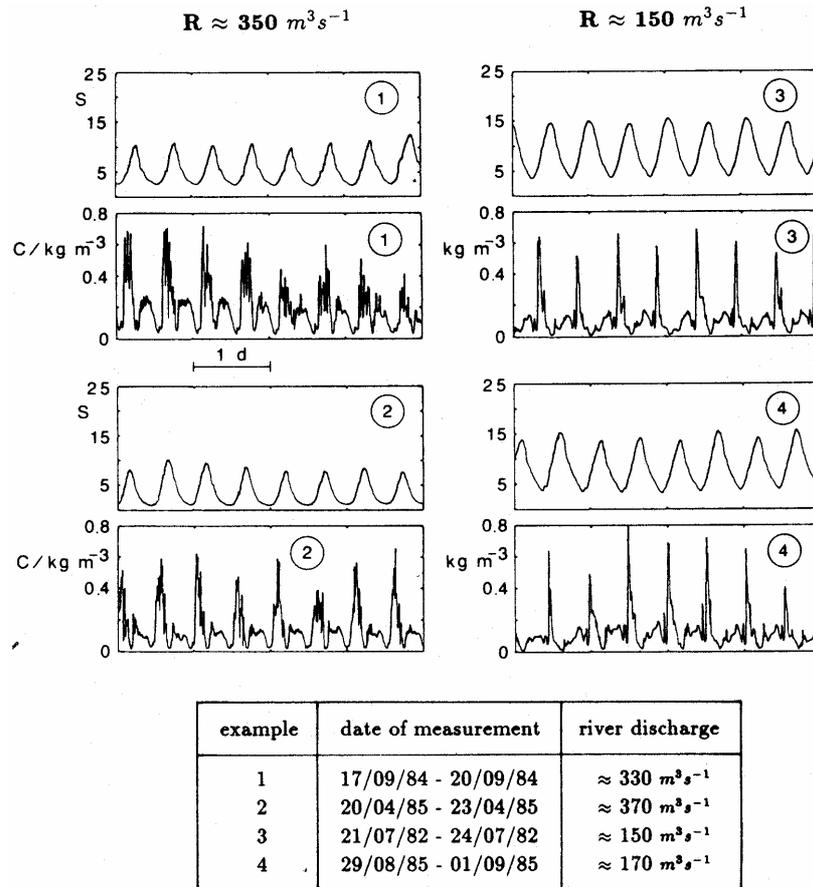


Abb. 5.4-4: Zeitreihen aus verschiedenen Jahren in Blexen für Salzgehalt S [‰] und Schwebstoffkonzentration C [kg/m³] 1 m über der Sohle in Abhängigkeit des Oberwasserabflusses (Je 4 Tage, Messintervall 10 Min.; Tabelle: Zeitpunkte der Messung und Oberwasserabfluss) (GRABEMANN & KRAUSE, 1989)

Die Auswirkungen der Wasserinjektion auf die Fluid Mud Schicht im Vorhafen der Kaiserschleuse können mit Hilfe der in Abb. 5.4-3 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 (IWA BREMEN, 1996).

Die Trübung und damit der Schwebstoffgehalt 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 (vgl. Abb. 2.4-8a). Das Wasser hat hier einen Salzgehalt von 2 ‰ bis 10 ‰ und wird von den aufgeschwemmten Teilchen getrübt. Eine Ursache des Trübungsmaximums liegt in der

Schichtung des Meerwassers unter dem Flusswasser (vgl. Abb. 2.4-8c) (WELLERSHAUS, 1982). Ein extrem hohes Oberwasser beeinflusst den Salzgehalt im Weserästuar. Das Trübungsmaximum im Fluss wird verschoben (Abb. 2.4-10). Bei hohen Oberwasserabflüssen (>800m³/s) befindet sich das Trübungsmaximum im Bereich vor Bremerhaven. Niedrige Oberwasserabflüsse lassen das Trübungsmaximum in den Bereich südlich von Nordenham an die Modellgrenze wandern. Der Zusammenhang zwischen Salzgehalt, Oberwasser und Schwebstoffgehalt ist deutlich zu erkennen (vgl. Kap. 2.4.2).

Bei der Betrachtung weiterer Zeiträume aus anderen Jahren mit ähnlichen Oberwasserabflüssen zeigt sich, dass die Salzgehalte und Schwebstoffkonzentrationen reproduzierbar sind (Abb. 5.4-4). Die in der Kalibrierung betrachteten Zeiträume liegen in einem Bereich von $Q_{\text{Intschede}} = 200 \text{ m}^3/\text{s}$. Das Modellgebiet befindet sich immer in der Brackwasserzone.

Für die Modellierung des Sedimenttransportes sind aufbauend auf den o.g. Informationen und der Beschreibung des Programmsystems aus Appendix A 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 Anfangsbedingung und variiert im Laufe der Simulation.

Anfangsbedingungen:

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. A.3).

Dichte des in Suspension transportierten Sedimentes:

$\rho_s = 2600 \text{ kg/m}^3$ (vgl. Kap. A.2, Gl. A.2-2).

Basis in der Berechnung der Viskosität:

100 kg/m^3 (vgl. Kap. A.2, Gl. A.2-3).

Konzentrationsbeiwert in der Berechnung der

Viskosität:

600 (vgl. Kap. A.2, Gl. A.2-3).

Sinkgeschwindigkeit:

In mm/s. Wird durch die Eichung bestimmt (vgl. Kap. A.2, Gl. A.2-13).

Referenzkonzentration:

Konzentration, bei der die Sinkgeschwindigkeit ermittelt wurde ($c_{s,ref} = 0,04 \text{ kg/m}^3$, vgl. Kap. A.2, Gl. A.2-4).

Dissipation:

Bei Konzentrationen von $0,3\text{-}10 \text{ kg/m}^3$ bilden sich Sedimentflocken. In den Berechnungen wird eine gegenseitige Beeinflussung der Sedimente beim Absinken in Abhängigkeit von der Konzentration und der Dissipation der Flocken durch die vertikale Wassersäule berücksichtigt [m^2/s^3] (vgl. Kap. A.2, Gl. A.2-5).

Maximale Konzentration für Deposition:

Die Konzentration geht in die Berechnung der partiellen Deposition ein und wird durch die Kalibrierung bestimmt [kg/m^3] (vgl. Kap. A.2, Gl. A.2-6).

Partielle Sohlschubspannung:

Kritische Sohlschubspannung für partielle Deposition [N/m^2]. Wird durch die Kalibrierung bestimmt (vgl. Kap. A.2, Gl. A.2-6).

Kritische Sohlschubspannung:

Kritische Sohlschubspannung für vollständige Deposition [N/m^2]. Wird durch die Kalibrierung bestimmt (vgl. Kap. A.2, Gl. A.2-6).

Erosionskonstante:

Parameter zur Beschreibung des Sohlmaterials [-]. Wird durch die Kalibrierung bestimmt (vgl. Kap. A.2, Gl. A.2-7).

Kritische Sohlschubspannung:

Kritische Sohlschubspannung, bei der die Erosion beginnt [N/m^2]. Für die Schicht (a) wird $t_{crit} = 2 \text{ N/m}^2$ gewählt. Schicht (b) wird durch die Kalibrierung bestimmt (vgl. Kap. A.2, Gl. A.2-7).

Dichte des Sohlmaterials:

Trockenrohddichte der einzelnen Schichten. Schicht (a) = 2000 kg/m^3 , Schicht (b) = Wird durch die Kalibrierung bestimmt (vgl. Kap. A.2, Gl. A.2-7).

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 und Dissipation hatten in einer Vorstudie bei Variation ihrer Werte 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.

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 (Appendix C.4.2, Tafel 5.4-1) und im Rahmen der Kalibrierung auf die Verhältnisse im Hafen angepasst.

5.4.2 Kalibrierung des Sedimenttransportes und -eintrages in den Hafen

Zur Kalibrierung werden die mögliche Sedimentationshöhe und die Verteilung der Sedimente aus den Untersuchungen des IWA BREMENS (NASNER, 1997) im Vorhafen der Nordschleuse zu Grunde gelegt (Abb. 5.4-4). Die Sedimentationshöhen aus Abb. 5.4-5 betragen im Mittel bis zu 0,73 cm/Tide.

Die in Tafel 5.4-1 dargestellten Parameter entsprechen bei einem Vergleich der Kornzusammensetzung näherungsweise dem Sediment im Untersuchungsgebiet (Appendix C.4.1 und C.4.2). Die Parameter dieser

drei Gebiete wurden als Ausgangswerte bzw. als Wertebereiche 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 Sedimenteigenschaften vorliegen. Zudem beeinflussen sich die Parameter untereinander (z.B. die Konzentration beeinflusst die Sinkgeschwindigkeit, vgl. Kap. 2.4).

Im Rahmen der Kalibrierung wurden die in Tafel 5.4-2 dargestellten Parameter ermittelt. In Abb. 5.4-6 ist die aus drei Tiden berechnete mittlere Sedimentationshöhe für eine Tide dargestellt. In den in Abb. 5.4-6 markierten Bereichen (a) bis (c) sind ebenso wie in Abb. 5.4-5 die höchsten Sedimentationshöhen zu erkennen. Die Sedimentationshöhen in der Berechnung liegen bei rd. 0,3 bis 0,7 cm/Tide. Punktuell sind Sedimentationshöhen über 1 cm zu finden. Die Form der Ablagerungen im Bereich (c) ist durch Eintiefungen in der Sohlgeometrie beeinflusst (Abb. 5.4-6).

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 [kg/m ³]	3	3	3
Partielle Sohlschubspannung für Dep. [N/m ²]	1,5	1,5	1,5
Kritische Sohlschubspannung für Dep. [N/m ²]	0,08	0,06	0,03
Erosionskonstante [-]	1,00E-05	1,00E-05	1,00E-05
Kritische Sohlschubspannung für Eros. [N/m ²], Schicht (b)	0,3	0,2	0,1
Dichte des Sohlmaterials [kg/m ³], Schicht (b)	1000	1000	1000

Tafel 5.4-1: Eingangsparameter zu Beginn der Kalibrierung (VAN RIJN, 1993)

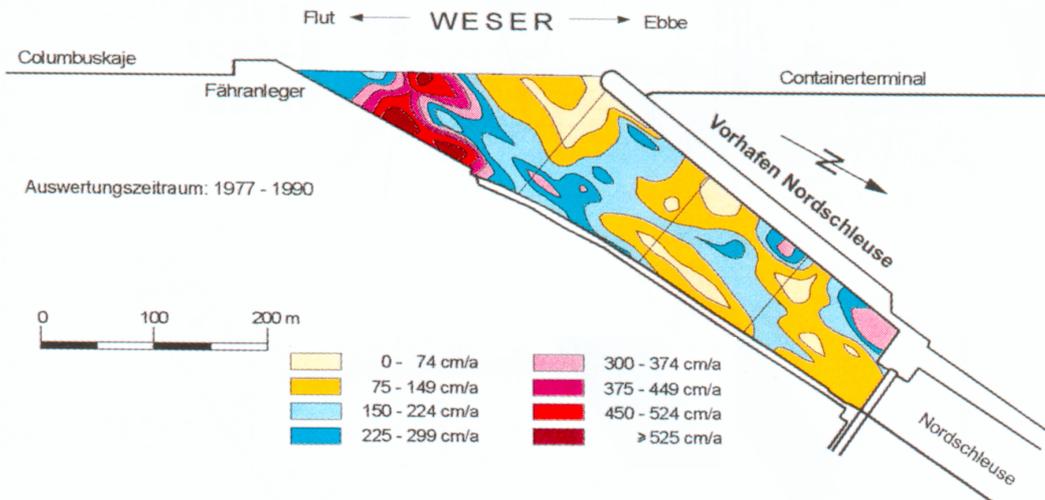


Abb. 5.4-5: Sedimentationshöhen im Vorhafen zur Nordschleuse (NASNER, 1997)

Parameter	Numerisches Modell
Dispersionsfaktor [-]	0,01
Sinkgeschwindigkeit [mm/s]	0,2
Maximale Konzentration für Deposition [kg/m ³]	3,0
Partielle Sohlschubspannung für Dep. [N/m ²]	1,5
Kritische Sohlschubspannung für Dep. [N/m ²]	0,06
Erosionskonstante [-]	1,00E-05
Kritische Sohlschubspannung für Eros. [N/m ²], Schicht (b)	0,3 (Hafen) 0,7 (Watt) 2,0 (Weser)
Dichte des Sohlmaterials [kg/m ³], Schicht (b)	1000 (Hafen) 1100 (Watt) 2000 (Weser)

Tafel 5.4-2: Durch die Kalibrierung ermittelte Sedimentparameter

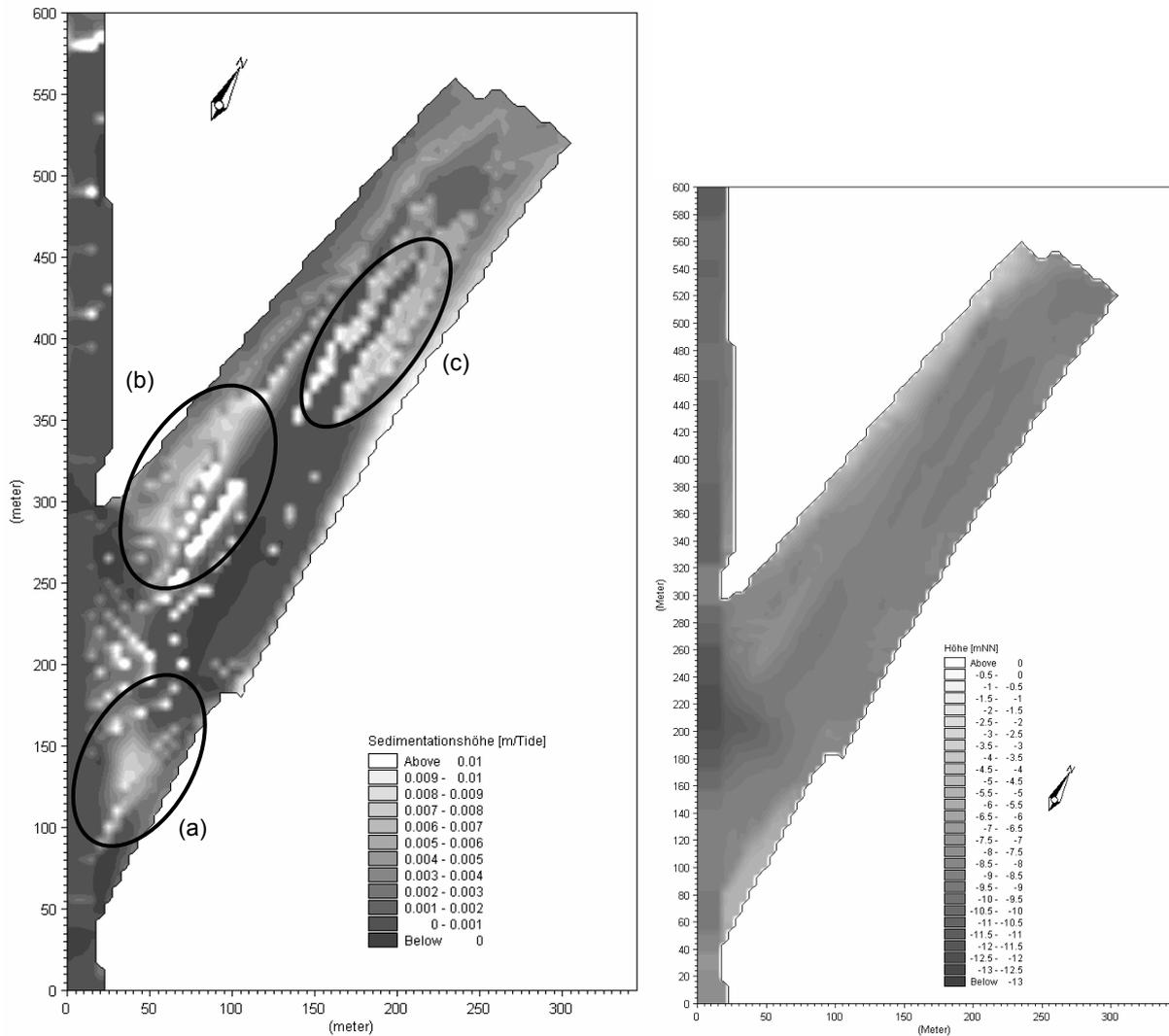


Abb. 5.4-6: Berechnete Sedimentationshöhen im Vorhafen zur Nordschleuse (a) und zugehörige Bathymetrie (b)

In den Abbildungen C.5-1 bis C.5-11 und 5.4-7 ist die vertikale Verteilung der Schwebstoffe an den in Abb. 5.3-9 dargestellten Positionen aufgetragen. Im ersten Untersuchungszeitraum (Abb. C.5-1 bis C.5-5) sind im Zeitraum bis zur Ebbestromkenterung die Schwebstoffgehalte an allen 5 Messpunkten zu gering. In der Weser (P4 und P5) und in der Einfahrt zum Vorhafen der Nord Schleuse (P1) nähert sich bei Ebbestromkenterung der berechnete Schwebstoffgehalt dem gemessenen an (Abb. C.5-1 bis C.5-5, Abb. 5.4-7)). Im zweiten Untersuchungszeitraum (Abb. C.5-6 bis Abb. C.5-11) sind die Schwebstoffe an 6 Punkten während der Ebbestromung dargestellt. In allen dargestellten Ergebnissen aus der Berechnung ist der Schwebstoffgehalt niedriger, als der Schwebstoffgehalt aus den Messungen.

In Abb. 5.4-8 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. 5.4-9) sind in Sohlhöhe bei Tidehalbwasser bis kurz vor Tidehochwasser die maximalen Schwebstoffkonzentrationen zu erkennen (vgl. Abb. 5.4-4), 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.

Der Unterschied im Schwebstoffgehalt zwischen Spring- und Nipptide kann nur durch eine regionale Betrachtung des Sedimenttransportes geklärt werden.

Bei der Betrachtung der Suspensionskonzentration in dem Weserästuar ist im Zeitraum September 2000 die Resuspension von Sedimenten im Watt zu erkennen (Abb. 5.4-10a, blaue Fläche). In der Fahrinne der Weser hingegen können lediglich Sedimente erodiert werden, die sich vorher dort abgesetzt haben (vgl. Taf. 5.4-2). Die Schwebstoffe können somit nur über den Modellrand eingetragen werden oder aus dem Watt durch Resuspension gelöst werden. Diese resuspendierten Sedimente erhöhen den Schwebstoffgehalt in der Weser deutlich (bis zu 1 g/l). Dieses Schwebstoffmaximum reicht während des Flutstromes bis in den Vorhafen der Kaiserschleuse. Im zweiten Zeitraum (Mai 2001) wird aufgrund der veränderten Tide und den daraus resultierenden geringeren Flutstromgeschwindigkeiten wesentlich weniger Sediment resuspendiert (Abb. 5.4-10b). Die sohlnahe Schwebstoffkonzentration in der Weser ist deutlich geringer (bis zu 0,6 g/l). Das Schwebstoffmaximum erreicht zudem nicht mehr die Vorhäfen. Die Sedimentation in den Vorhäfen ist um ein Vielfaches geringer.

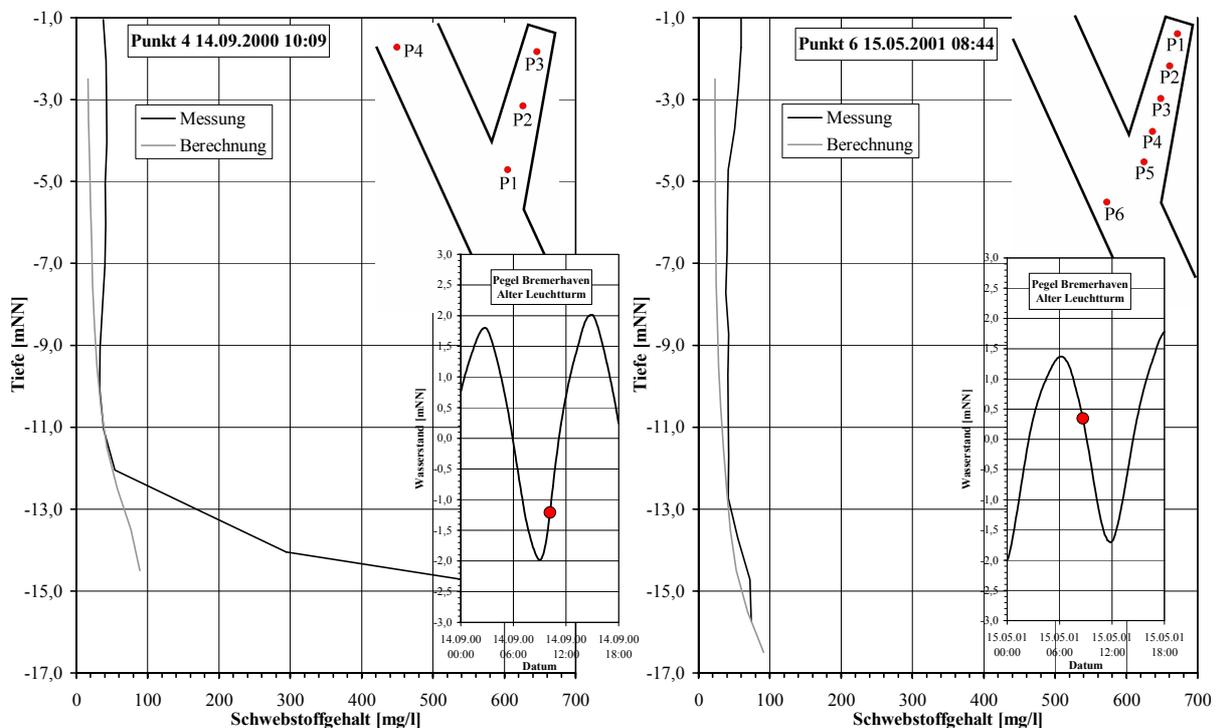


Abb. 5.4-7: Berechnete und gemessene Schwebstoffverteilung über die Tiefe am Punkt 4 rd. 1 Std. nach Tnw im ersten Untersuchungszeitraum (a) und am Punkt 6 rd. 2,25 Std. nach Thw im zweiten Untersuchungszeitraum (b)

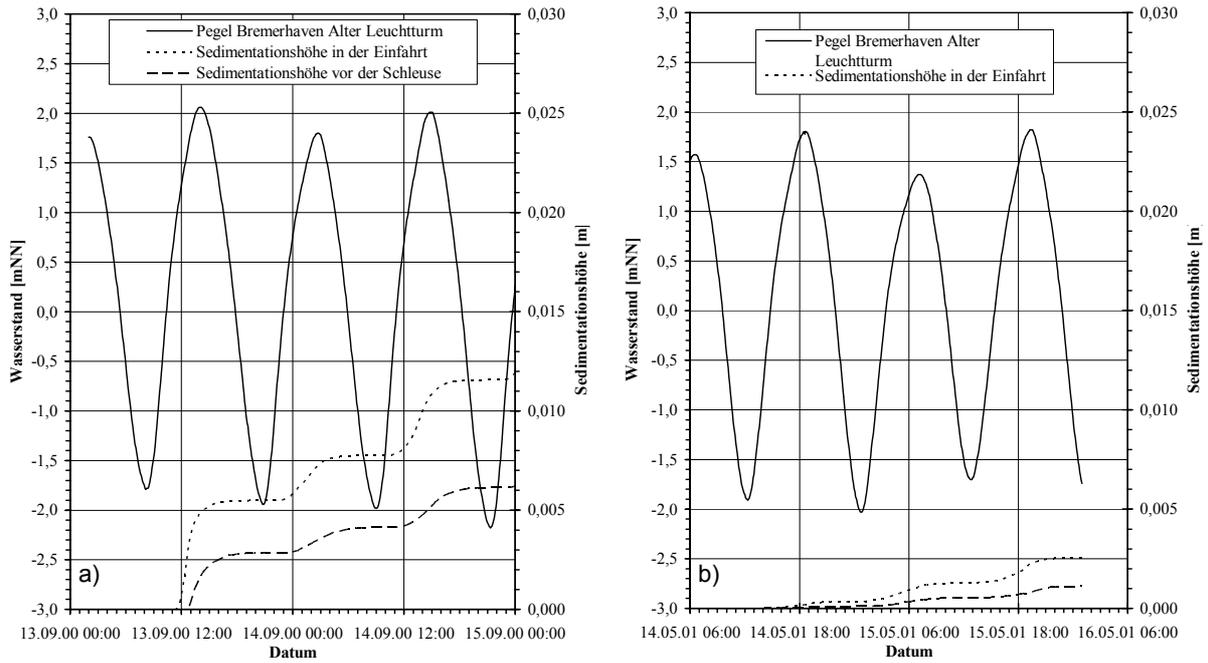


Abb. 5.4-8: Berechnete Sedimentationshöhe im Vorhafen zur Nordschleuse in der Einfahrt und vor der Schleuse: (a) erster Untersuchungszeitraum; (b) zweiter Untersuchungszeitraum

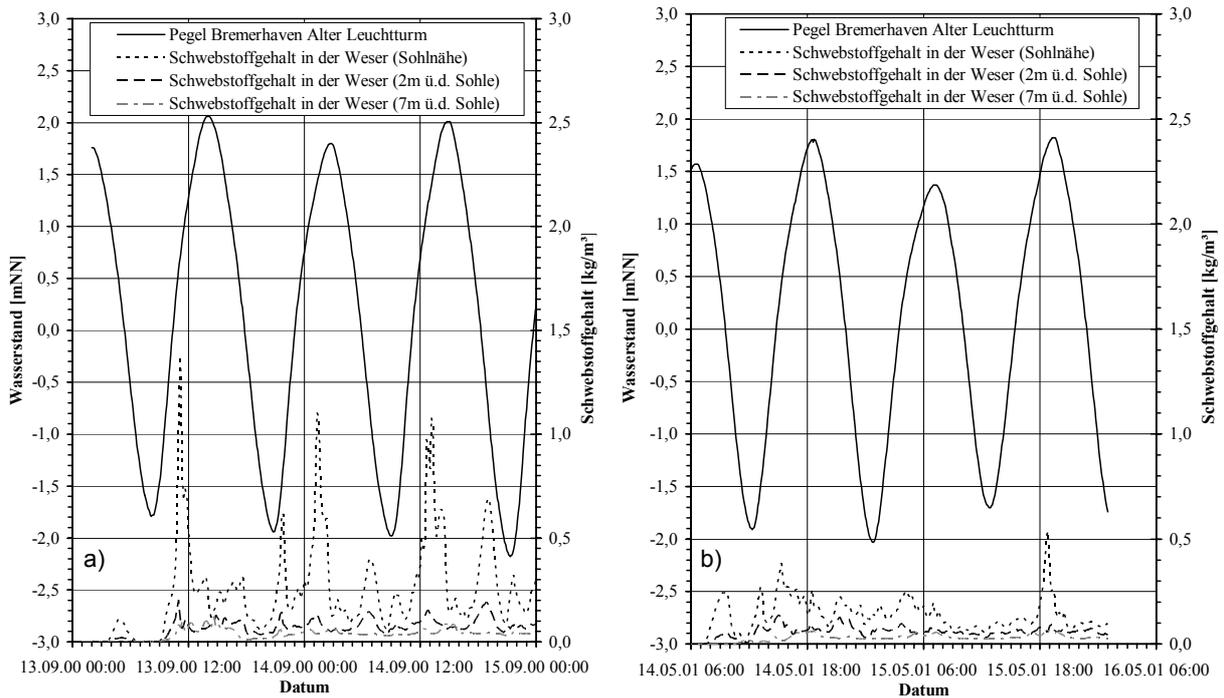


Abb. 5.4-9: Berechnete Suspensionskonzentration in der Weser vor der Einfahrt zum Vorhafen der Nordschleuse: (a) erster Untersuchungszeitraum; (b) zweiter Untersuchungszeitraum

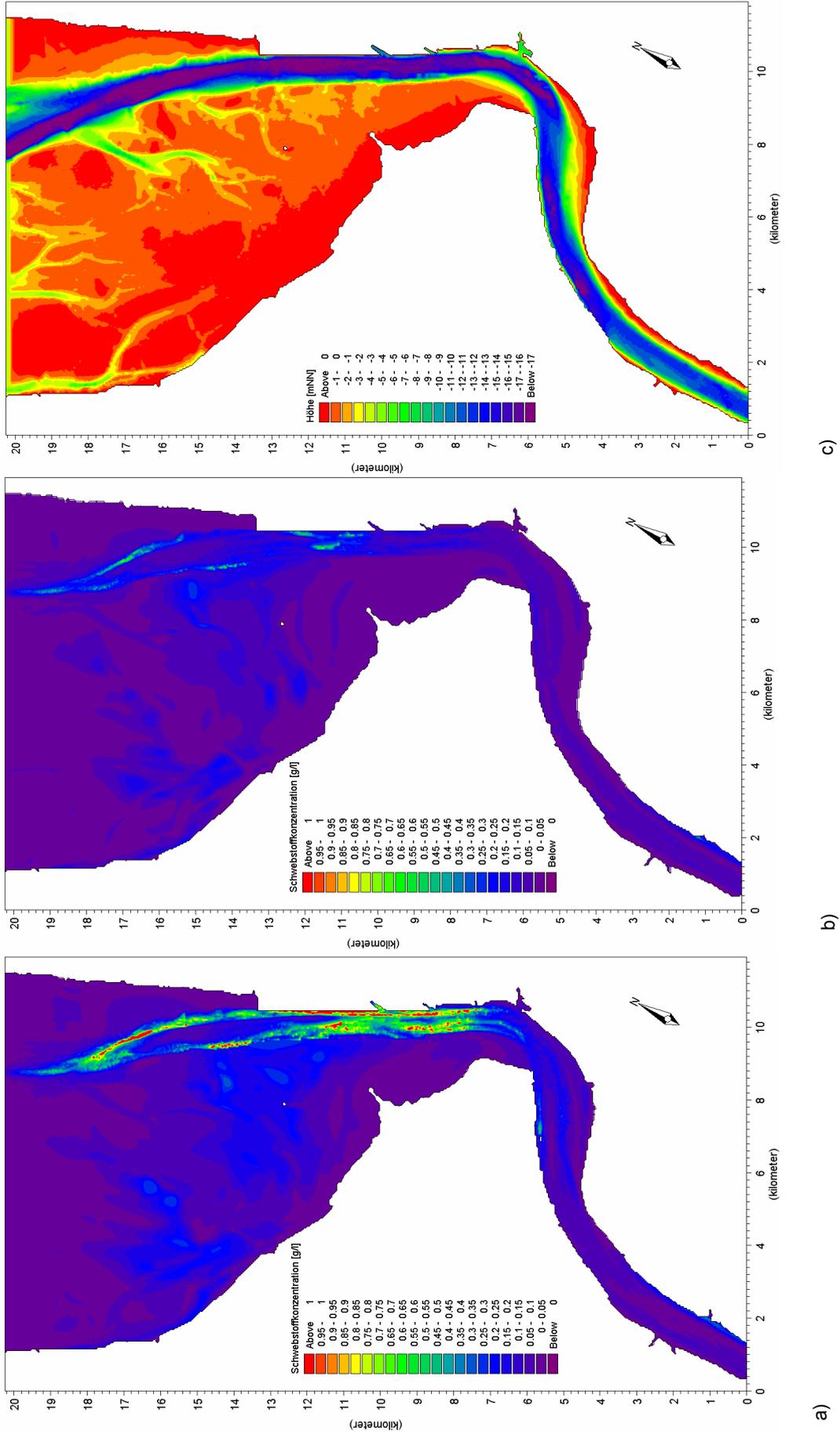


Abb.5.4-10: Maximale Verteilung der in Suspension befindlichen Sedimente im Weserästuar infolge des Flutstroms a) im ersten Untersuchungszeitraum, 14. September 2000, 13:30 Uhr, b) im zweiten Untersuchungszeitraum, 15. Mai 2001, 17:30 Uhr und c) Bathymetrie des Untersuchungsgebietes

5.5 Diskussion der Ergebnisse der Kalibrierung

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 für die hier behandelte Fragestellung 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 Randwerte zu erreichen. Durch mehr Wasserstandspegel kann zum Beispiel an dem sehr langen unteren Modellrand bei Robbensüdsteert die Neigung der Wasseroberfläche besser wiedergegeben und bei der Modellsteuerung berücksichtigt werden. Die Modellauflösung von 45 m für das Regionalmodell ist ausreichend.

Durch die über die Wassertiefe an den Modellrändern konstant eingesteuerten Salzgehalte werden mögliche vorhandene 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 der Randsteuerung kann durch Messungen über die Tiefe oder durch ein großflächiges 3D-Ästuarmodell erreicht werden.

Aufgrund der komplexen anthropogenen Einflüsse (Baggerungen, Schifffahrt, etc.) auf die Sedimentablagerung ist ein Vergleich der Sedimentationshöhen und der Lage der Sedimentationsmaxima bei der Kalibrierung des Sedimenttransportes im Ästuar nur eingeschränkt möglich. In der Nordschleuse wird zudem 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 Randwerte 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 Hafentformen. 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, um die grundlegenden Prozesse zu beschreiben. Das gewählte Programmsystem kann, nach eingehendem Vergleich auf der Basis der zur Verfügung stehenden Naturdaten, für die hier vorgestellte Prozessmodellierung realitätsnah eingesetzt werden.

6 Anwendung der 3-D Simulation zur Bestimmung der Einflussparameter auf die Sedimentation in tide- und brackwasserbeeinflussten Häfen

6.1 Vorgehen und Systematik

Nachdem die zielführende Anwendung 3-dimensionaler hydrodynamisch- numerischer Modelle in einem durch Naturmessungen kalibrierten und validierten Modell (vgl. Abb. 4.3-1) gezeigt wurde, soll nachfolgend die systematische Analyse des maßgeblichen Einflusses der verschiedenen Parameter beim Wasseraustausch und Sedimenteintrag in tide- und brackwasserbeeinflussten Häfen in Ästuarien erfolgen. Hierzu werden zunächst die Parameter

- (a) Tideeinfluss (Tidehub), Hafengeometrie (Tafel 4.4-2) und Wasseraustausch

für eine charakteristische Tide, d.h. an Verhältnissen im Weserästuar orientierten Wasserständen bzw. Tidehuben, auf ihre Abhängigkeiten in einem 3-dimensionalen Modell untersucht und mit früheren Untersuchungen verglichen.

Im nächsten Schritt werden die tidebedingten instationären Veränderungen im Austauschverhalten aufgrund von Salzgehalts- bzw. Dichteänderungen untersucht, die sich durch das Zusammentreffen von „süßem“ Oberwasser und „salzigem“ Seewasser ergeben. Hierzu werden die Parameter

- (b) Tideeinfluss, Hafengeometrie, Wasseraustausch und Salzgehalt

für zwei charakteristische Tiden, d.h. an Verhältnissen im Weserästuar orientierten Wasserständen bzw. Tidehuben und Salzgehalte, auf ihre Abhängigkeiten in einem 3-dimensionalen Modell untersucht. Anschließend werden Sedimenteintrag und Ablagerungsverhalten unter den Randbedingungen (a) und (b) simuliert und analysiert.

Hierauf aufbauend sollen im anschließenden Kapitel Einflussmöglichkeiten und Maßnahmen zur Einschränkung des Wasseraustausches und der Sedimentation diskutiert und angewendet werden.

6.2 Modellgeometrie

Grundlage der 3-dimensionalen Simulation ist das in Abb. 6.2-1 dargestellte Modellgebiet. Das Modellgebiet wurde mit einer horizontalen Gitterweite von $\Delta x = \Delta y = 15\text{ m}$ aufgelöst. Im Hafengebiete beträgt die Auflösung des horizontalen Gitters $\Delta x = \Delta y = 5\text{ m}$. Die vertikale Auflösung wurde zu $\Delta z = 1\text{ m}$ gewählt, wobei die obere Zelle den kompletten Tidehub abbildet ($\Delta z_{\text{oberste Ebene}} = T_{\text{hb}}$) und die sohlnahe Zelle (min. $\frac{1}{2}\Delta z$) den Abstand der letzten Ebene mit $\Delta z = 1\text{ m}$ zur Gewässersohle beschreibt (vgl. Kap. A.4).

Als Sohltopographie wird für dieses Modell die tatsächlich gepellte Sohle eines Flusses gewählt. Durch die Wahl dieser unregelmäßigen Sohltopographie wird der ständigen Änderung des Fahrwassers Rechnung getragen. Die Sohlage eines Hafens ist konstant (garantierte Mindestwassertiefen), so dass hier ein Sohl sprung zwischen Hafen und Fluss entsteht. Dieser Sohl sprung findet sich auch häufig in der Natur (z.B. Bremerhaven, Brunsbüttel).

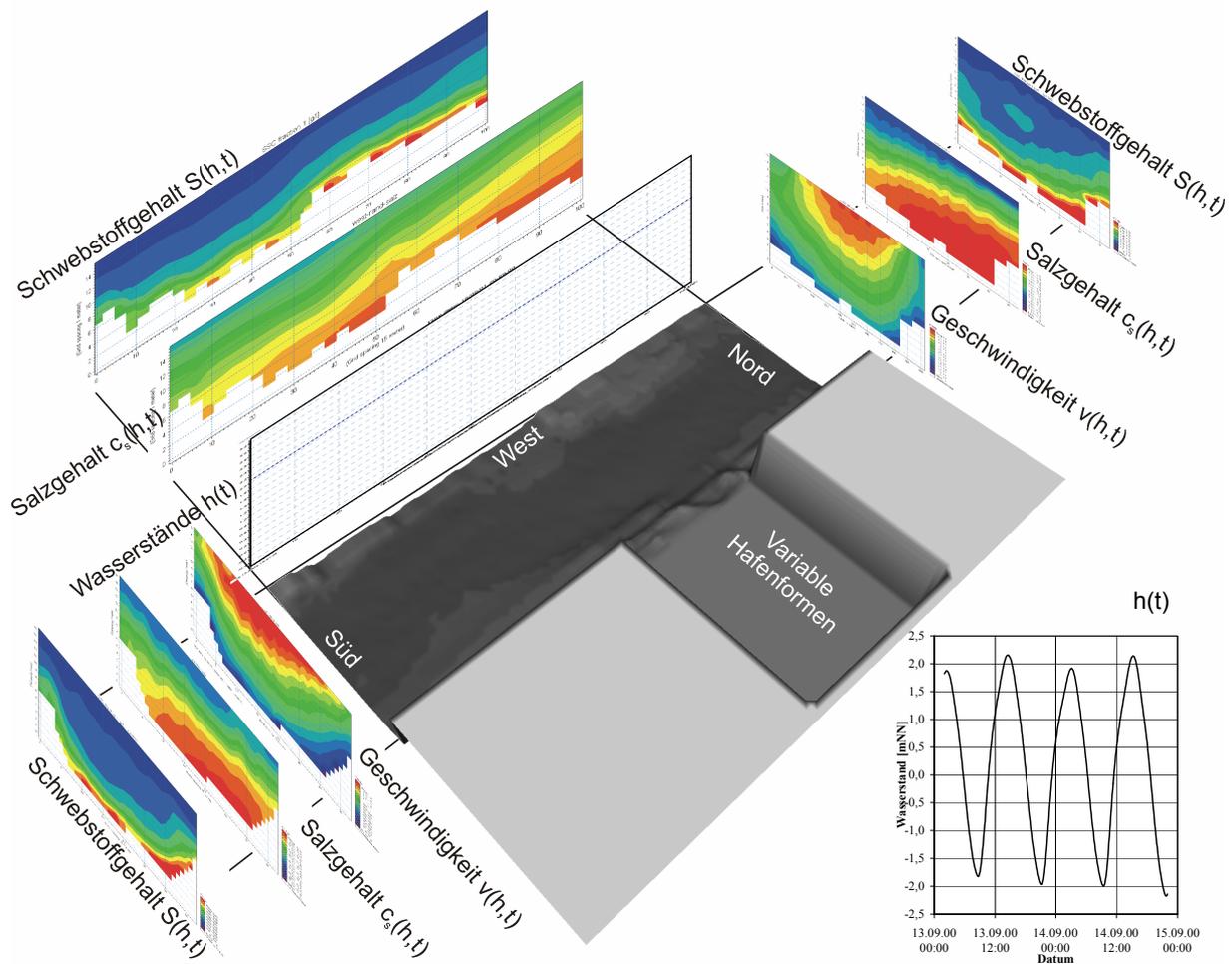


Abb. 6.2-1: Schematische Darstellung des Modellgebietes der Parameterstudie und Lage der tideabhängigen Randbedingungen

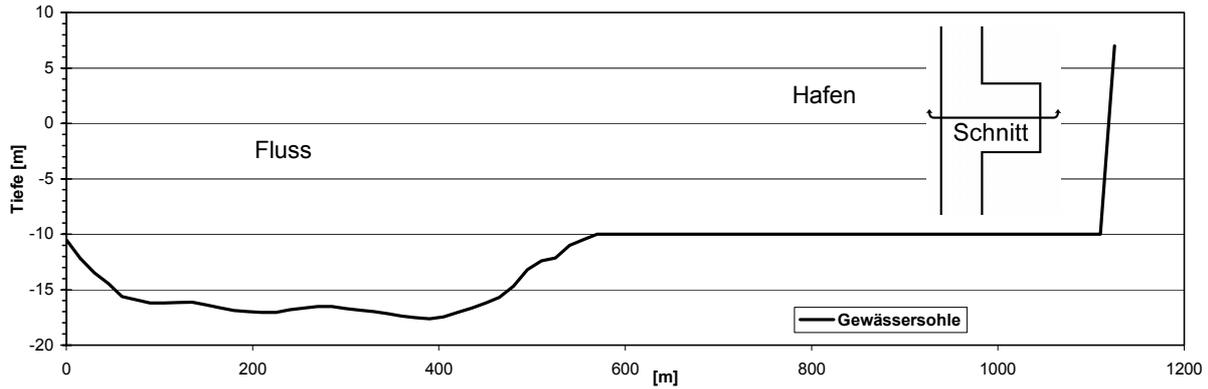


Abb. 6.2-2: Schnitt durch die Sohltopographie des Modells im Bereich des Hafens

Die Flussgeometrie ist für alle Untersuchungen konstant. Die angeschlossenen Häfen variieren in Größe, Einfahrtsbreite und Neigung der Hafenachse zum Fluss. Die Sohlage ist für alle Häfen konstant (-10 mNN).

Ausdehnung des Randes 1-dimensional zeitabhängige Randwerte für den Wasserstand angesetzt (Abb. 6.2-1). Diese komplexen mehrdimensionalen Randwerte werden aus dem in Kap. 5 beschriebenen Regionalmodell extrahiert.

6.3 Randwerte

Die Modellsteuerung erfolgt über drei offene Ränder. Am nördlichen und am südlichen Rand werden die Geschwindigkeit, der Salzgehalt und der Schwebstoffeintrag mit vertikalen 2-dimensionalen zeitabhängigen Randwerten beschrieben. Der westliche Rand wird durch vertikale 2-dimensionale zeitabhängige Randwerte für Salzgehalt und Schwebstoffgehalt beschrieben. Zusätzlich werden über die Nord-Süd-

6.3.1 Wasserstandsänderungen und Tidehub

Um den Einfluss von Änderungen im mittleren Tidegeschehen zu analysieren, wurden die Simulationen für zwei Tidezyklen durchgeführt, die sich am Fall Nipptide, d.h. geringerer Tidehub, und Springtide, d.h. erhöhter Tidehub, orientieren (Abb. 6.3-1 und 6.3-2). Die Tide wird am Westrand des Modells eingesteuert (Abb. 6.2-1).

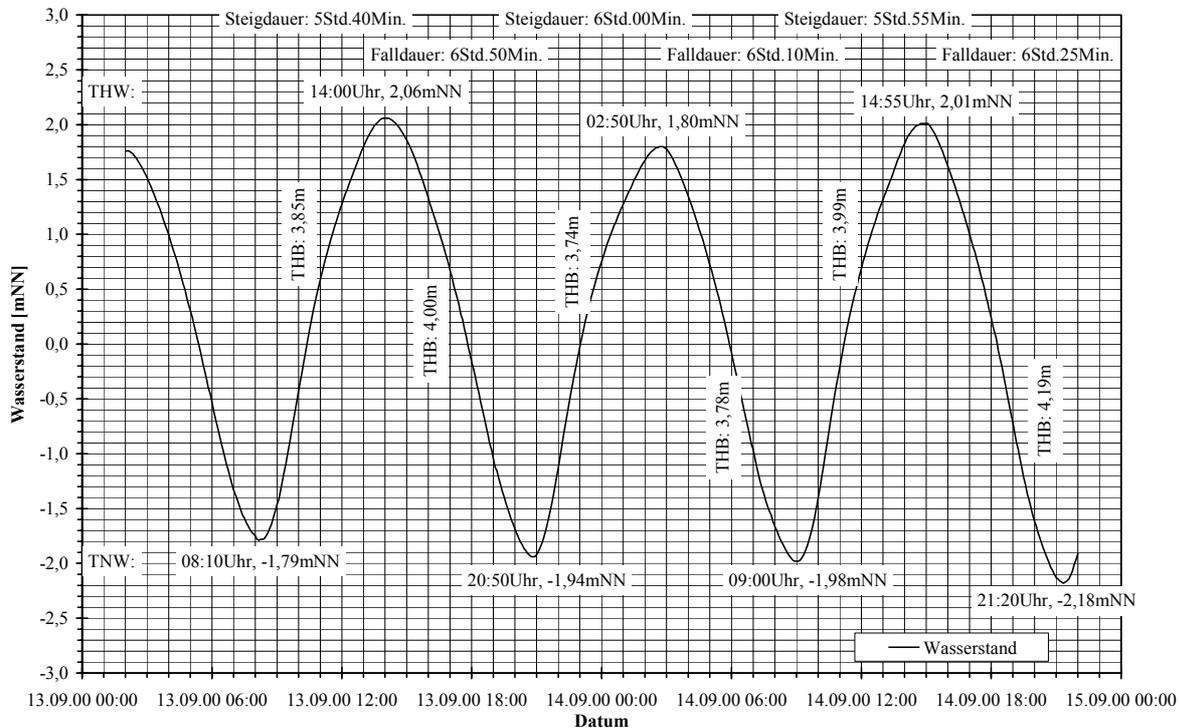


Abb. 6.3-1: Tidezyklen mit erhöhtem Tidehub (Springtide)

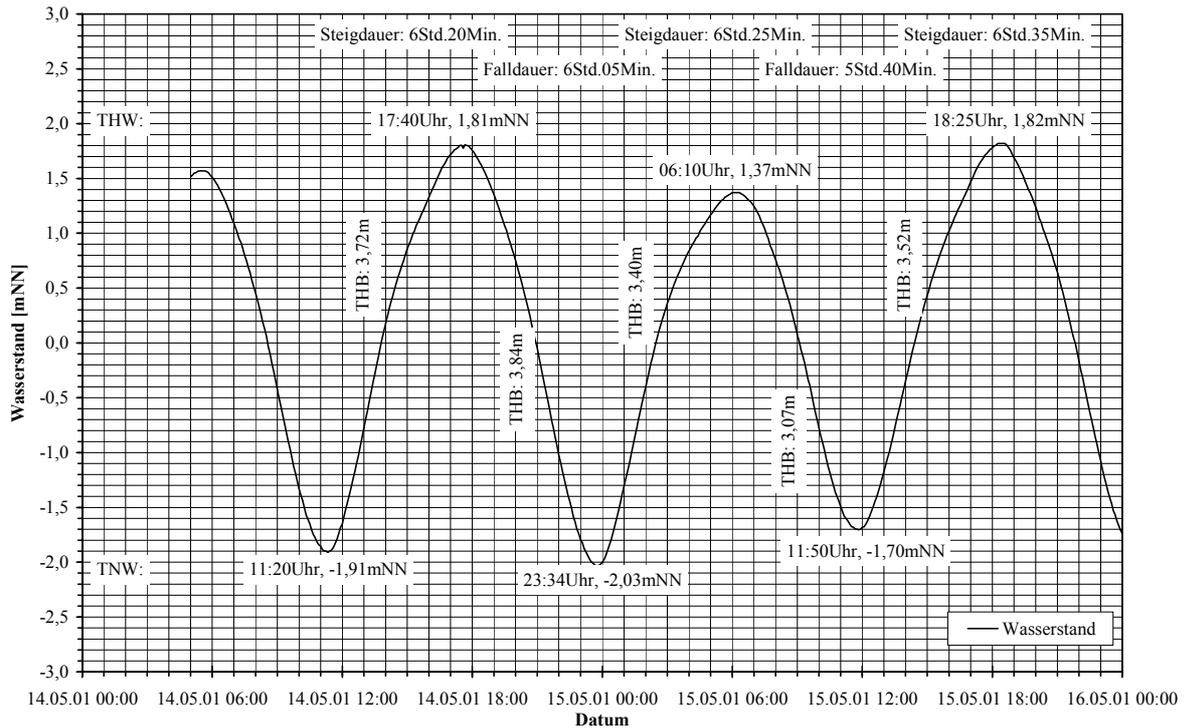


Abb. 6.3-2: Tidezyklen mit vermindertem Tidehub (Nipptide)

Im ersten Untersuchungszeitraum (**Springtide**) beträgt der mittlere Tidehub im Modellgebiet **MThb = 3,94m** (MTnw = -1,97, MThw = 1,96, Abb. 6.3-1). Die mittlere Falldauer beträgt 6 Std. 25 Min., die mittlere Steigdauer liegt bei 5 Std. 52 Min. Aus dieser Ungleichheit resultieren höhere Flutstromgeschwindigkeiten. Der zweite Untersuchungszeitraum (**Nipptide**) hat einen um 10% verminderten mittleren Tidehub von **MThb = 3,55m** (MTnw = -1,88, MThw = 1,67, Abb. 6.3-2). 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 Ungleichheit resultieren höhere Ebbestromgeschwindigkeiten.

6.3.2 Salzgehalt

Die Variationen im Salzgehalt über die Zeit haben in einem Brackwassergebiet eine deutliche Abhängigkeit von der Tide (vgl. Kap. 2.4.2). Der Salzgehalt variiert zudem über die Tiefe und bestimmt die Dichte des

Wassers. Salzhaltiges Wasser schiebt sich unter das „süßere“ Flusswasser. Der Salzgehalt wird an allen drei offenen Modellrändern 2-dimensional vertikal variierend über die Fläche des Randes und die Zeit vorgegeben.

Für den Fall des erhöhten Tidehubs (Springtide) variiert der mittlere Salzgehalt im Modellgebiet in Abhängigkeit vom Tidezeitpunkt zwischen $S=7\text{‰}$ und $S=21\text{‰}$ (Abb. 6.3-3). Der geringere Tidehub (Nipptide) verringert den mittleren Salzgehalt im Modellgebiet auf $S=3\text{‰}$ bis $S=15\text{‰}$ (Abb. 6.3-3). Die Differenz zwischen maximalem und minimalem Salzgehalt verringert sich somit um rd. 2‰. Die Variation des Salzgehaltes über die Tiefe liegt in Abhängigkeit vom Tidezeitpunkt zwischen $<1\text{‰}$ und rd. 9‰.

Die der Salzgehaltsänderung zugeordnete Estuarine Richardson-Zahl (vgl. Kap. 2.1) beträgt $\approx 0,004$ und beschreibt ein gut durchmischtes Ästuar, das den größten Wasseraustausch zwischen Hafen und Außenströmung aufweist (LANGENDOEN, 1992).

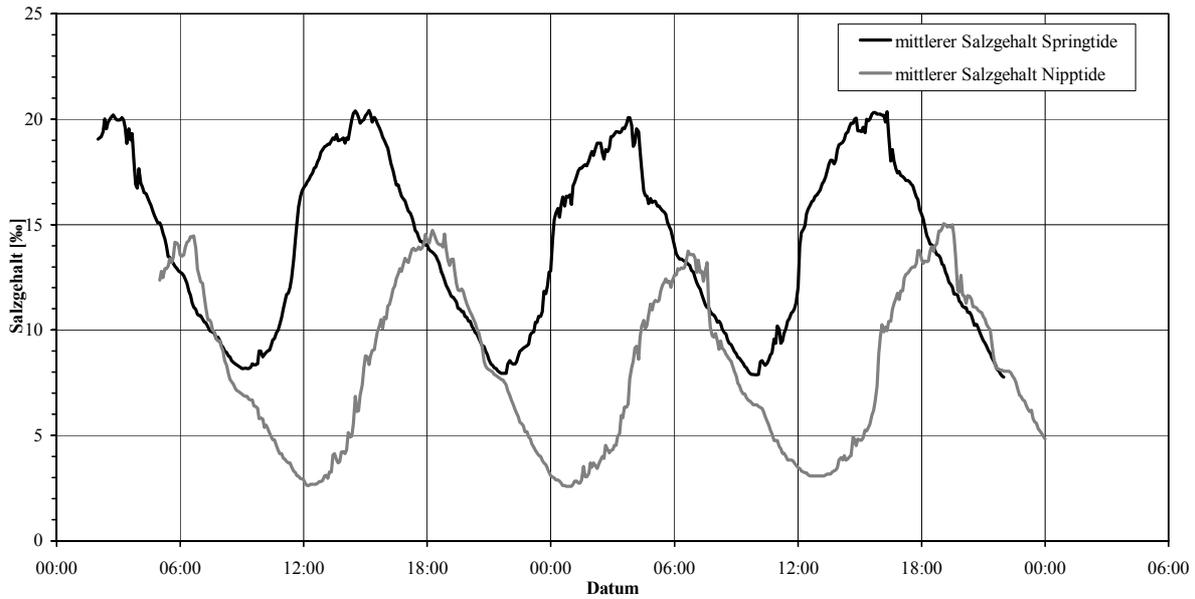


Abb. 6.3-3: Mittlerer Salzgehalt im Modell bei unterschiedlichen Wasserstandsänderungen

6.3.3 Geschwindigkeiten / Durchflüsse

Eine Variation des Oberwassers ist in diesen Untersuchungen nicht berücksichtigt worden. An den Modellrändern werden mit der Tide variierende 2-dimensionale Geschwindigkeitsfelder eingesteuert. Diese Geschwindigkeitsfelder variieren zudem über die Fläche des Randes. Sie unterscheiden sich bei den unterschiedlichen Wasserstandsänderungen (Springtide mit und ohne saline Dichteveränderungen, Nipptide mit Dichteveränderungen). Gegenläufige Strömungen zwischen Oberfläche und Sohle im Zeitraum um Tidekenterung werden ebenfalls berücksichtigt.

In Abbildung 6.3-4 sind mittlere Strömungsgeschwindigkeiten in der Außenströmung dargestellt. Für den Fall der Springtide (erhöhter Tidehub) erreichen die Flut und Ebbestromgeschwindigkeiten bis zu $v_{r-Flut}=1,0$ m/s und $v_{r-Ebbe}=-1,2$ m/s. Unter Berücksichtigung saliner Dichtedifferenzen erhöhen sich diese Grenzen auf $v_{r-Flut}=1,3$ m/s und $v_{r-Ebbe}=-1,3$ m/s. Für den Fall der Nipptide mit salinen Dichteveränderungen (verminderter Tidehub) verschiebt sich die Grenze bis zu der die Flutstromgeschwindigkeit reicht um 0,1 m/s auf $v_{r-Flut}=1,2$ m/s. Die Ebbestromgeschwindigkeit beträgt bis zu $v_{r-Ebbe}=-1,4$ m/s.

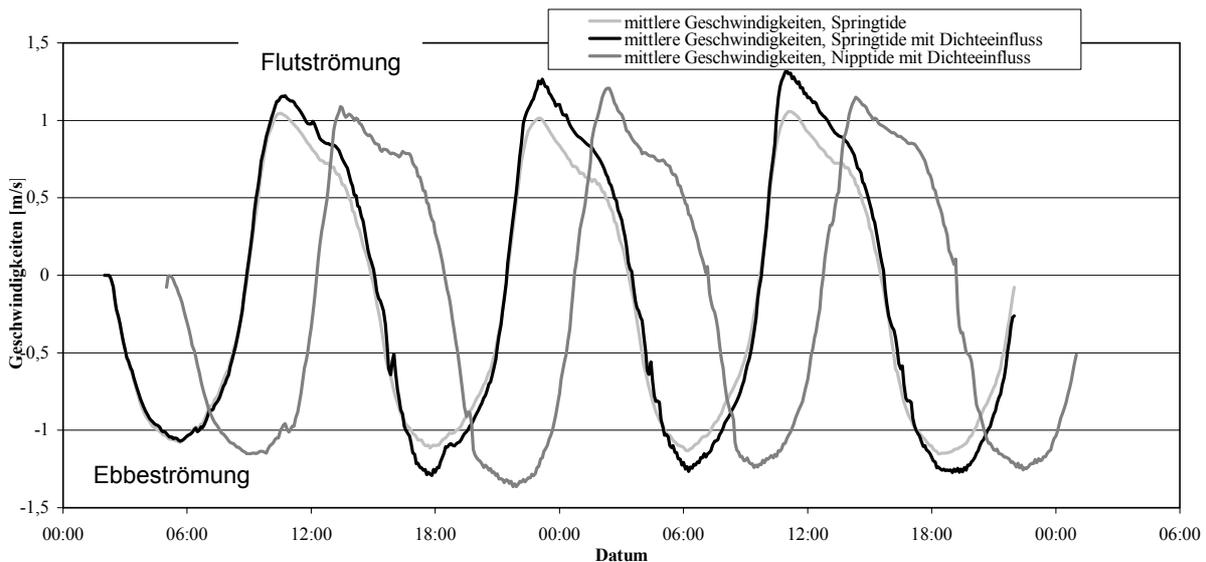


Abb. 6.3-4: Mittlere Geschwindigkeiten im Modell bei unterschiedlichen Wasserstandsänderungen und salinen Dichteveränderungen

6.3.4 Sedimente und Schwebstoff

In brackwasserbeeinflussten Häfen an Tideflüssen lagern sich vorrangig kohäsive Sedimente ab. Daher wird für die Parameterstudie ein mittlerer Korndurchmesser von $d_{50}=0,01$ mm verwendet. Dieses Material wird im numerischen Modell mit den in Tafel 6.3-1 aufgeführten Eigenschaften beschrieben.

Bei den Parametern kritische Sohlschubspannung für Erosion und Dichte des Sohlenmaterials wird zwischen Fluss und Hafen unterschieden. Dies führt zu einem immobilen Verhalten des Sedimentes im Fluss, und einem naturnahen Verhalten im Hafen. Diese Unterscheidung wird getroffen, da sich in der Natur das schluffige Sediment nicht in einem Fluss mit derart hohen Strömungsgeschwindigkeiten auf Dauer ablagern kann. Andernfalls würde im Fluss eine unnatürlich hohe Resuspension von schluffigem Material stattfinden. Zu Beginn der Berechnung hat die erodierbare Schluffschicht im Hafen eine Stärke von 0,5 cm.

Das Modell startet mit Klarwasser, da ein konstant über das Modellgebiet definierter Schwebstoffgehalt zu Beginn der Berechnungen bei noch stillstehendem Wasser zu Sedimentationen führen kann, die stärker sind, als die tatsächlich vorhandenen. Das Endergebnis würde verfälscht werden. Der Schwebstoffgehalt wird an den Modellrändern mit der Tide variierend über 2-dimensionale vertikale Schwebstofffelder eingesteuert (Abb. 6.2-1). Er variiert an der Sohle während der Springtide zwischen $c_s=0,05$ kg/m³ und $c_s=0,8$ kg/m³ (Abb. 6.3-5). Durch die Variation des Salzgehaltes im Modellgebiet erhöhen sich die Schwebstoffgehalte auf $c_s=0,2$ kg/m³ und $c_s=1,4$ kg/m³. Während der Nipptide mit variierendem Salzgehalt ist der sohnah eingesteuerte Schwebstoffgehalt an den Modellrändern geringer. Er variiert zwischen $c_s=0,1$ kg/m³ und $c_s=0,55$ kg/m³ (Abb. 6.3-5). Der Schwebstoffgehalt in der Mitte der Wassersäule ist wesentlich geringer und für die beiden betrachteten Wasserstandsänderungen mit und ohne Salzgehaltsvariationen nahezu gleich (Bis zu $c_s=0,1$ kg/m³).

Parameter	Numerisches Modell
Dispersionsfaktor [-]	0,01
Sinkgeschwindigkeit [mm/s]	0,2
Maximale Konzentration für Deposition [kg/m ³]	3,0
Partielle Sohlschubspannung für Dep. [N/m ²]	1,5
Kritische Sohlschubspannung für Dep. [N/m ²]	0,06
Erosionskonstante [-]	1,00E-05
Kritische Sohlschubspannung für Eros. [N/m ²], Schicht (b)	0,3 (Hafen) 2,0 (Fluss)
Dichte des Sohlenmaterials [kg/m ³], Schicht (b)	1000 (Hafen) 2000 (Fluss)

Tafel 6.3-1: In der Parameterstudie verwendete Sedimentparameter

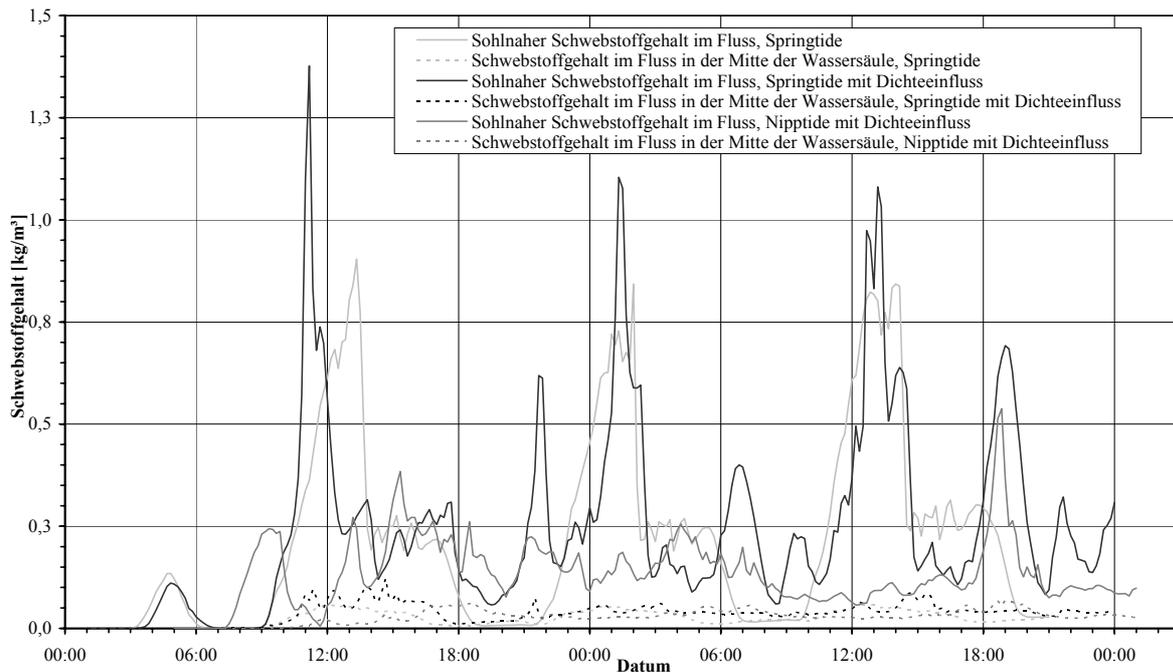


Abb. 6.3-5: Mittlere Schwebstoffgehalte im Modell bei unterschiedlichen Wasserstandsänderungen und salinen Dichteveränderungen

Die Verminderung der Schwebstoffe resultiert aus Änderungen im umgebenden Regionalmodell, aus dem diese Randwerte erstellt wurde. Die Verminderung des Tidehubes hat eine deutliche Verringerung der Strömungsgeschwindigkeiten zur Folge. Somit werden wesentlich weniger Schwebstoffe aus dem Wattgebiet resuspendiert und vor die Hafeneinfahrt transportiert (vgl. Abb. 5.4-8 bis 5.4-10).

6.3.5 Hafengeometrie und Hafenformen

An die in Kap. 6.2 vorgestellte Flussgeometrie schließen sich im Laufe dieser Untersuchung unterschiedliche Hafenformen an (Tafel 6.3-2). In den breiten Häfen (a) wird der Einfluss der Einfahrtsbreite und die Lage der Einfahrt im Verhältnis zum Hafen untersucht. Das Untersuchungsprogramm für schmale, lange Häfen (Häfen b) beschränkt sich auf die Variation der Neigung des Hafens zur Flussachse und den Vergleich mit kleineren Vorhäfen. Für die Untersuchung der Vorhäfen (c) wird ebenfalls die Hafenneigung verändert. Die Einfahrtsbreite variiert in den Häfen (b) und (c) in Abhängigkeit von der Neigung. Die Hafendimensionen orientieren sich an den Abmessungen nordeuropäischer Häfen (vgl. Tafel 4.4-1).

6.4 Einfluss der Hafengeometrie auf den durch Tide- und Strömungseffekt induzierten Wasseraustausch

Durch eine Analyse der Tiden kann der infolge tidebedingter Wasserstandsänderungen zeitabhängige instationäre Wasseraustausch ermittelt werden (Abb.

6.4-1, Breite Häfen (a)). Zu Beginn des Füllvorganges strömt bei der Springtide aufgrund des steileren Gradienten der Tidekurve mehr Wasser in den Hafen, als bei der Nipptide. Der Wechsel vom Füllen zum Entleeren des Hafens verschiebt sich bei der Nipptide aufgrund der längeren Steigdauer um rd. 30 Minuten. Das Entleeren erfolgt für beide Tiden in vergleichbarer Form.

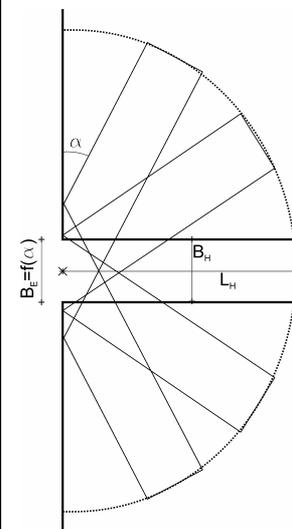
Im Untersuchungszeitraum der Nipptide ist der Tidehub um rd. 10% vermindert. Das tidebedingte Austauschvolumen verringert sich somit ebenfalls für alle Häfen um rd. 10% (Tafel 6.4-1).

Untersuchungszeitraum	Springtide	Nipptide
Austauschvolumen [m³] Hafen (a)	975.150	878.625
Austauschvolumen [m³] Hafen (b)	1.871.500	1.686.250
Austauschvolumen [m³] Hafen (c)	236.400	213.000

Tafel 6.4-1: Änderung der tideinduzierten Austauschwassermenge in Abhängigkeit von den untersuchten Wasserstandsänderungen

	Einfahrtsbreite B_E [m]	Hafenbreite B_H [m]	Hafenlänge L_H [m]	Winkel zwischen Hafen und Fluss α [°]	Hafenoberfläche [m²]	B_E/B_H [m]	
Breite Häfen (a)	1	450	450	550	90	247500	1,00
	2	250	450	550	90	247500	0,56
	3	250 aufw.	450	550	90	247500	0,56
	4	250 abw.	450	550	90	247500	0,56
	5	350	450	550	90	247500	0,78
	6	150	450	550	90	247500	0,33
	7	50	450	550	90	247500	0,11
Lange Häfen (b)	1	360	250	1900	45	475000	1,44
	2	250	250	1900	90	475000	1,00
	3	360	250	1900	135	475000	1,44
Vorhäfen (c)	1	240	120	500	30	60000	2,00
	2	165	120	500	45	60000	1,38
	3	135	120	500	60	60000	1,13
	4	120	120	500	75	60000	1,00
	5	120	120	500	90	60000	1,00
	6	120	120	500	105	60000	1,00
	7	135	120	500	120	60000	1,13
	8	165	120	500	135	60000	1,38
	9	240	120	500	150	60000	2,00

Tafel 6.3-2: Matrix der untersuchten Hafenformen



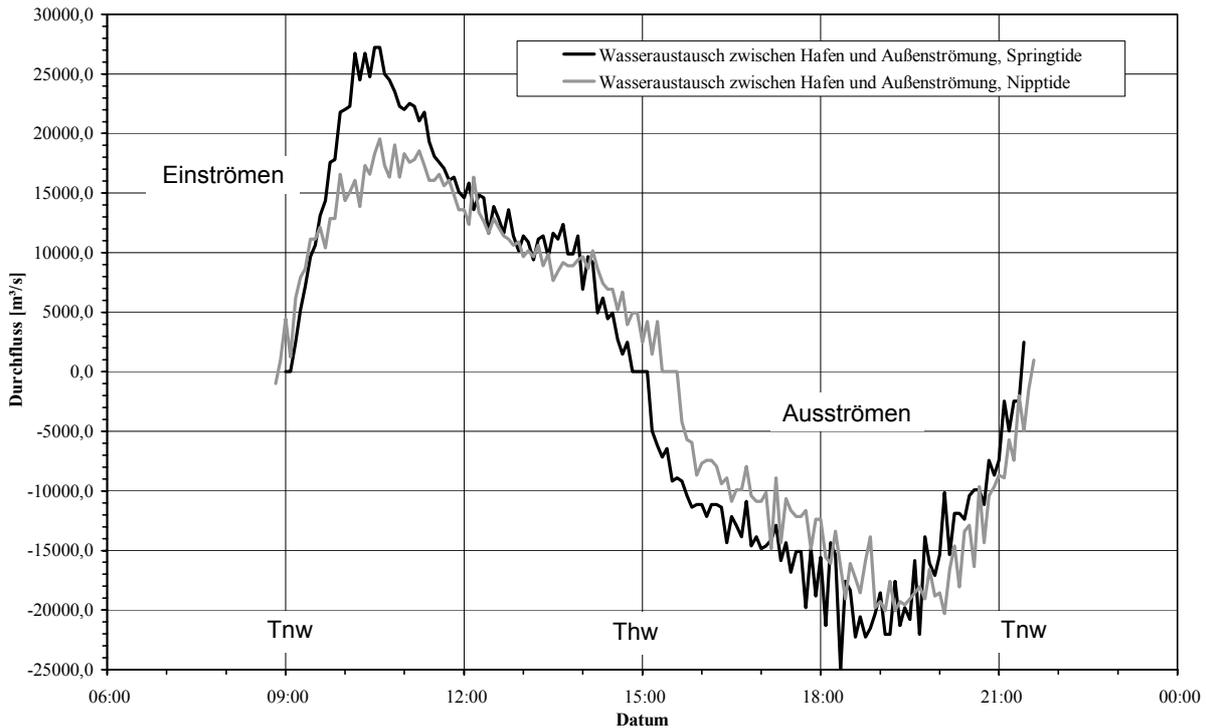


Abb. 6.4-1: Wasseraustausch zwischen Hafen und Außenströmung infolge tidebedingter Wasserstandsänderungen bei nahezu quadratischen Häfen (a)

Aufgrund der Massenerhaltung (Kontinuitätsgleichung) ist beim Wasseraustausch durch den reinen Tideeffekt kein Einfluss der Hafenform und der Einfahrtsbreite gegeben.

Dagegen verändert sich die Austauschwassermenge durch den Strömungseffekt in Abhängigkeit von der Hafengeometrie und der Einfahrtsbreite zwischen Hafen und Außenströmung (vgl. Kap. 2.3). Dies hängt vorrangig mit der Größe und Anzahl der Walzen im Hafen zusammen, die durch die Außenströmung induziert werden. Die Walzenbildung hängt wiederum von der Geschwindigkeit der Außenströmung und der Länge und Lage der vertikalen Scherfläche, d.h. der Einfahrtsbreite des Hafens, ab.

Die Abb. 6.4-2 und 6.4-3 zeigen sehr anschaulich diesen Effekt für den Flutstrom bei einem nahezu quadratischen Hafenbecken (Breite Häfen) für die volle und eingeschränkte Breite der Hafeneinfahrt. Die Abbildungen 6.4-2, 6.4-3, D.1-1 und D.1-2 zeigen den Strömungsverlauf in den Häfen jeweils gegen Ende der Flut- bzw. Ebbestromphase, da hier die Strömungen im Hafen am deutlichsten ausgeprägt sind.

Der Flutstrom in den breiten Häfen läuft auf der stromaufwärts liegenden rechten Seite in den Hafen hinein und induziert eine Walze, deren Mitte in der rechten Hälfte des Hafens liegt (Abb. 6.4-2). Mit abnehmender Einfahrtsbreite verringern sich die Strömungsgeschwindigkeiten im Hafen (Abb. 6.4-3). Die Strömungsrichtungen ändern sich hingegen kaum. Bei der Verlagerung der Einfahrt aus der Mitte in Richtung

stromabwärts (seewärts, links) werden die Geschwindigkeiten am stromaufwärts (Richtung Fluss, rechts) liegenden Rand des Hafens verringert. Bei einer Verlagerung des Hafens in Richtung stromaufwärts vergrößern sich die Geschwindigkeiten am stromaufwärts liegenden Rand. Das Verhältnis von Hafentiefe zu Hafeneinfahrtbreite beträgt $B_H/L_H = 0,82$ und liegt dabei in einem Bereich, in dem sich keine Doppelwalzensysteme ausbilden (WESTRICH, 1977a; Abb. 2.3-9). 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 (Abb. D.1-1). 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 (Abb. D.1-2). Ab einer Einfahrtsbreite von $B_E = 0,33 B_H$ ist der Energieeintrag durch die Einfahrt während des Ebbestromes derart gering, dass die Drehrichtung der Flutstromwalze auch während des Ebbestromes bestehen bleibt (Abb. D.1-2). Die Verlagerung der Einfahrt in Richtung stromab oder stromauf hat aufgrund der geringen Strömungsgeschwindigkeiten im Hafen nahezu keinen Einfluss auf die Strömungsrichtungen im Hafen.

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 (6.4-2, 6.4-3, D.1-1 und D.1-2). In einem

Schnitt durch den Hafen zeigen sich im Hafen keine ausgeprägten vertikalen Strömungen (Abb. 6.4-4).

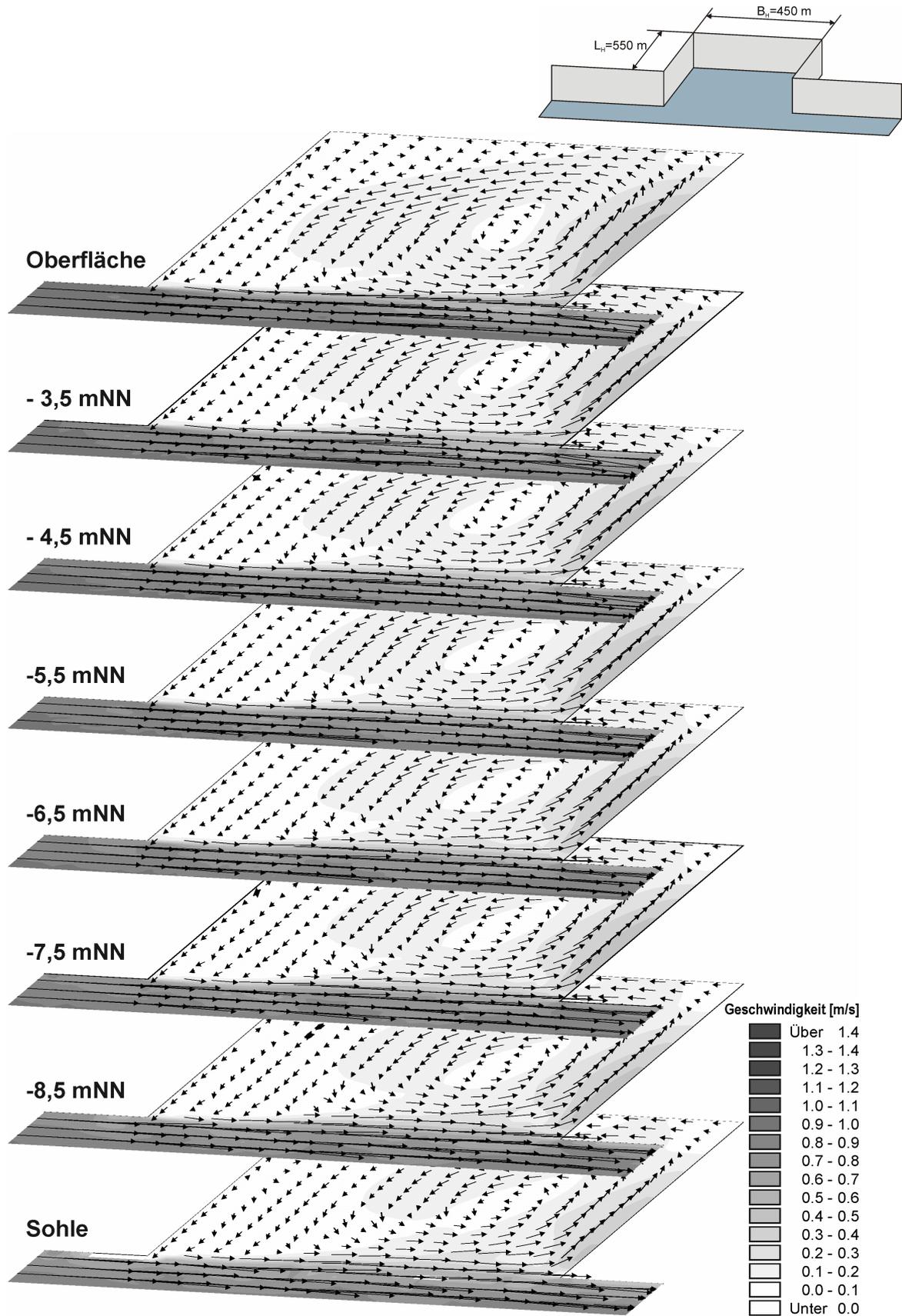


Abb. 6.4-2: Walzenbildung in einem nahezu quadratischen Hafen bei Flutstrom und voller Einfahrtsbreite zur Außenströmung ($B_E = 1,0B_H$; $Th_b = 3,94\text{ m}$)

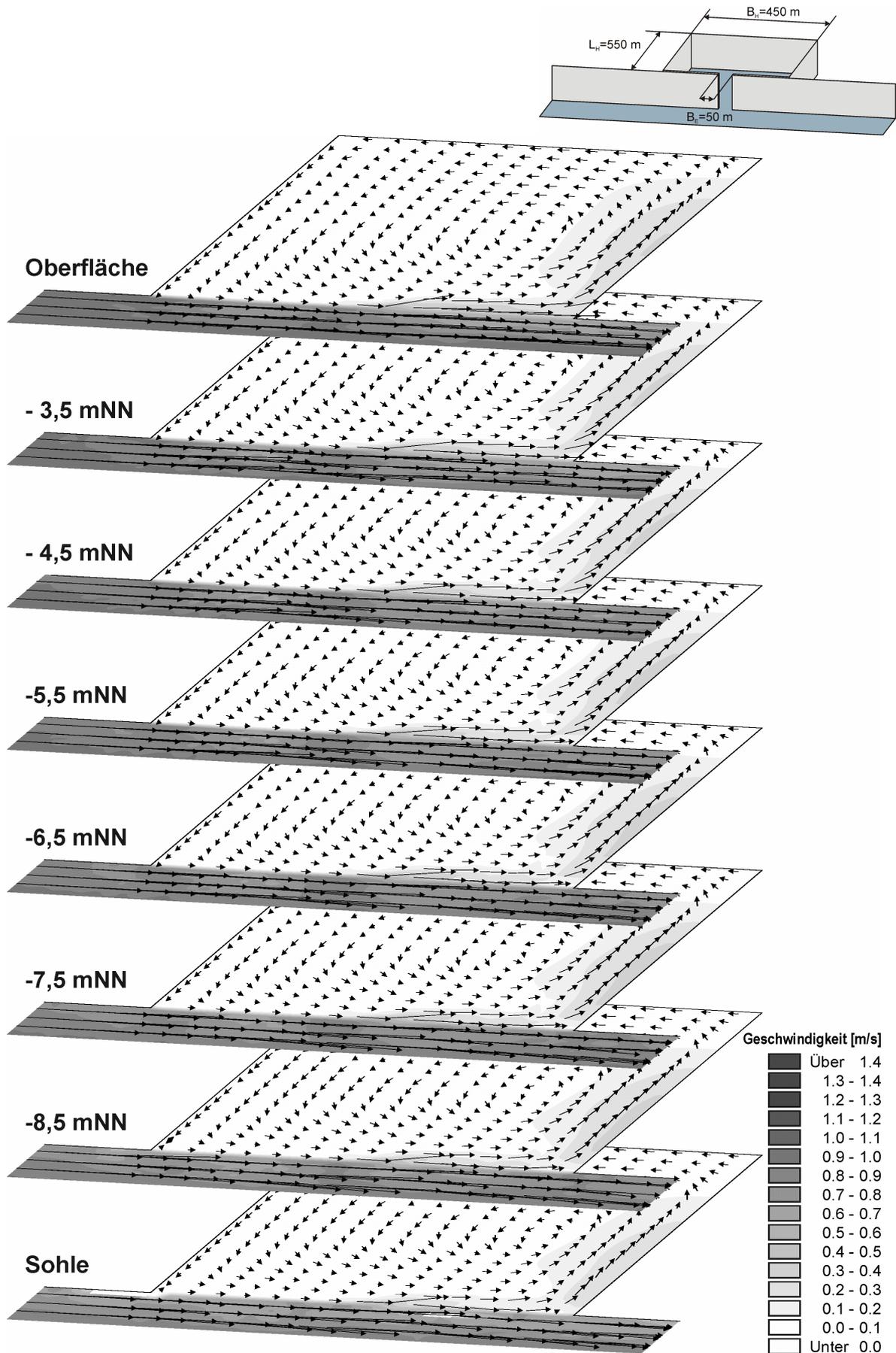


Abb. 6.4-3: Walzenbildung in einem nahezu quadratischen Hafen bei Flutstrom und eingeschränkter Einfahrtsbreite zur Außenströmung ($B_E = 0,11 B_H$; $Thb = 3,94$ m)

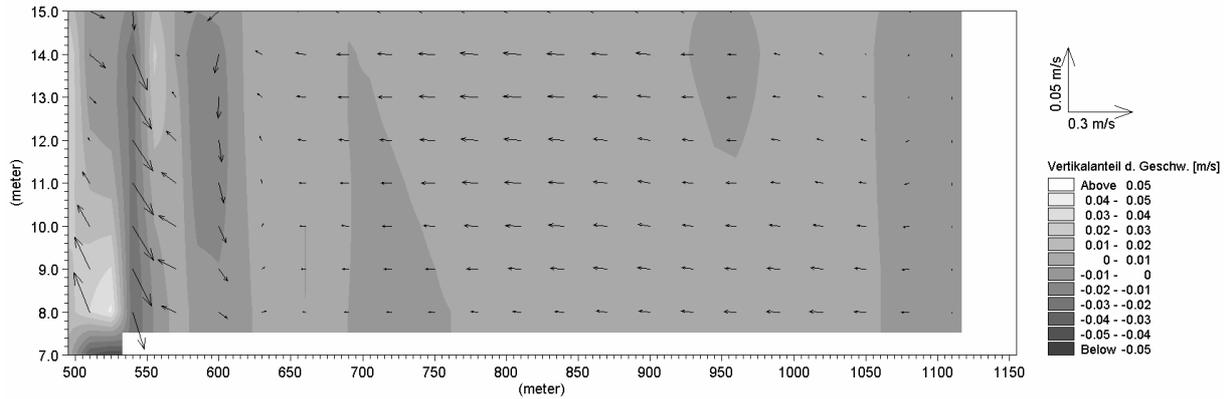


Abb. 6.4-4: Strömungsgeschwindigkeiten im Schnitt durch die Mitte des breiten Hafens ($B_E = 1,0$ B_H ; $Th_b=3,94$) bei Flutströmung (14.09.00, 11:00 Uhr), überhöhte Darstellung

In der Vermischungszone treten Vertikalgeschwindigkeiten bis zu 3 cm/s auf. Die vertikale Geschwindigkeitsverteilung im Hafen entspricht überwiegend der in Abb. 2.3-8 von LANGENDOEN (1994) dargestellten Verteilung, d.h. die Geschwindigkeiten an der Oberfläche sind größer, als an der Sohle. Die Geschwindigkeiten in der Walze im Hafenbecken sind ebenso wie in den Untersuchungen von BOOIJ (1986) und DURSTHOFF (1970) am Staupunkt am größten (vgl. Kap. 2.3.1.2).

Der Austausch zwischen Hafen und Außenströmung bei veränderter Hafengeometrie ändert sich aufgrund des Strömungseffektes und der daraus resultierenden Walzenbildung deutlich, wenn der Hafen einen Winkel zur Außenströmung aufweist (Abb. 6.4-5, 6.4-6, D.1-3 und D.1-4).

Der Flutstrom induziert in der Einfahrt der Vorhäfen eine Walze, die über alle Ebenen reicht (Abb. 6.4-5). Die Größe der Walze im Flutstrom variiert mit dem Winkel des Hafens zur Außenströmung. Je größer die Neigung, umso größer die Walze und umso geringer die Geschwindigkeiten in der Walze (Abb. 6.4-6).

Die Ebbeströmung induziert in den Vorhäfen ebenfalls eine Walze, die sich mit zunehmendem Neigungswinkel vergrößert und deren Drehgeschwindigkeit zunimmt (Abb. D.1-3, Abb. D.1-4). Die Beobachtungen von BOOIJ (1986) in einer stationären Strömung, dass mit zunehmendem Winkel α die Ausdehnung der Walze und ihre Drehgeschwindigkeit bei Ebbestrom zunimmt kann auch hier beobachtet werden (vgl. Abb. 2.3-10).

Das Verhältnis von Hafentlänge zu Hafentbreite beträgt $B_H/L_H = 0,13$ und liegt damit deutlich in einem Bereich, in dem sich Sekundärwalzen ausbilden (WESTRICH, 1977a; Abb. 2.3-9). Diese Sekundärwalzen haben sehr geringe Drehgeschwindigkeiten (<10 cm/s).

Die Walzen im Hafen haben wie auch bei den breiten Häfen keine ausgeprägte Dreidimensionalität. Die vertikalen Geschwindigkeiten sind meist kleiner als 1cm/s.

Die 3-dimensionale Simulation bietet den Vorteil, bei entsprechender Gitterauflösung, neben der genauen Ermittlung des zeitabhängigen instationären Wasseraustausches durch die tidebedingten Wasserstandsänderungen (Tideeffekt) auch den Wasseraustausch infolge Strömungseffekt mit hoher Genauigkeit zu ermitteln.

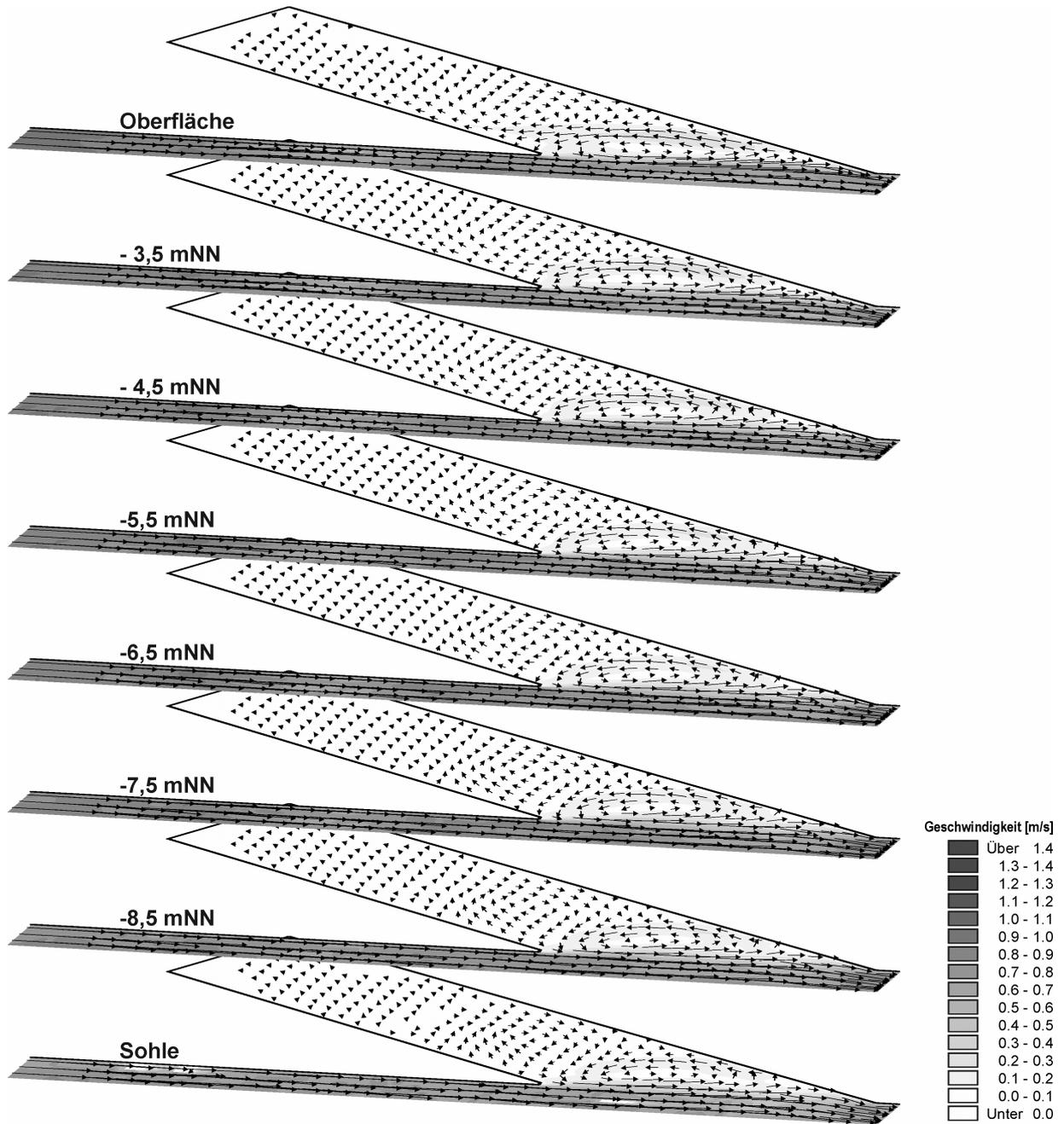


Abb. 6.4-5: Walzenbildung in einem Vorhafen ($B_H/L_H=0,24$) bei Flutstrom und einem Winkel von $\alpha=30^\circ$ zur Außenströmung ($T_{hb} = 3,94$ m)

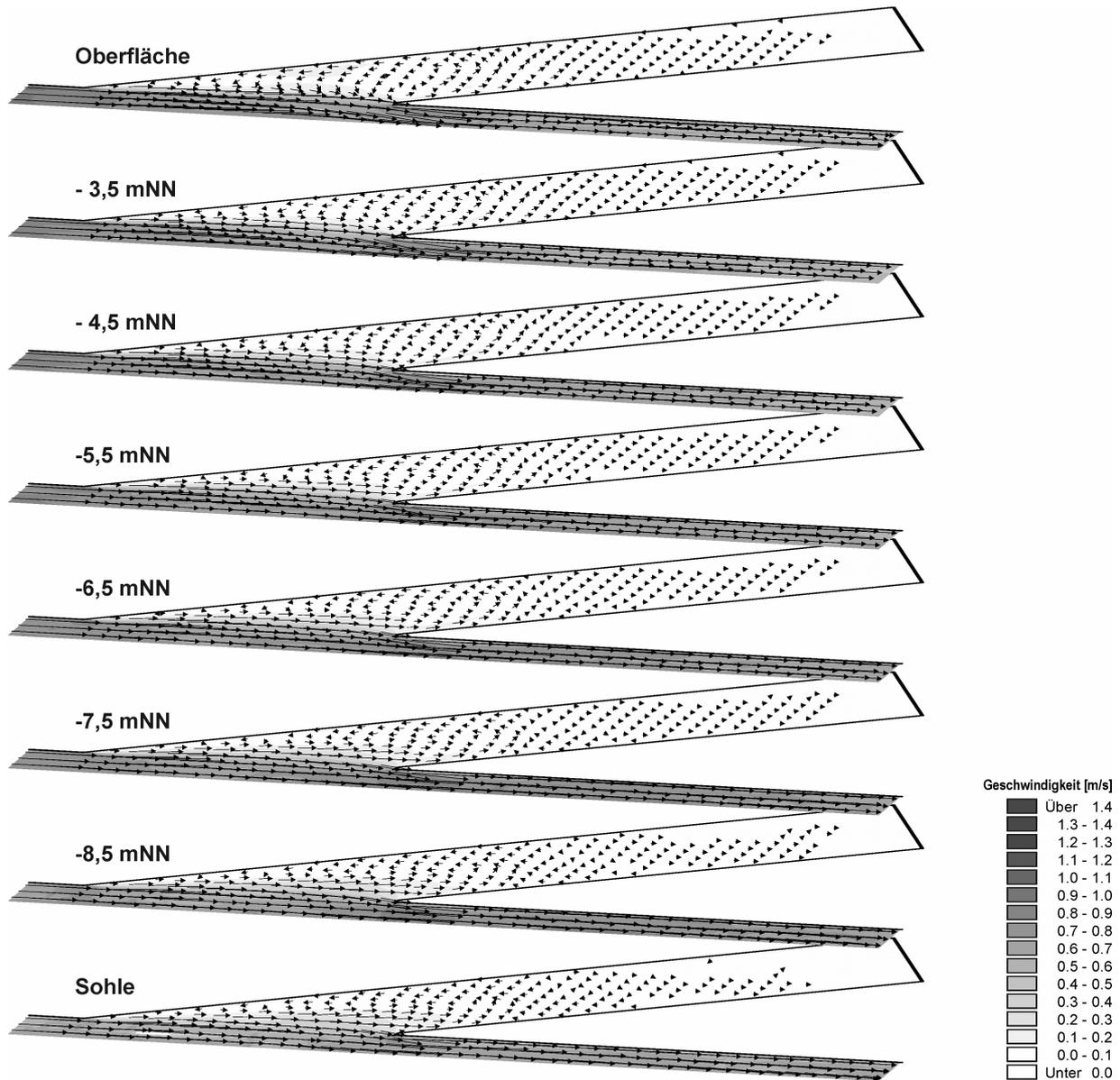


Abb. 6.4-6: Walzenbildung in einem Vorhafen ($B_H/L_H=0,24$) bei Flutstrom und einem Winkel von $\alpha=150^\circ$ zur Außenströmung ($T_{hb} = 3,94$ m)

Zur Analyse der Austauschwassermenge wurden die Gleichungen 6.4-1 und 6.4-2 aufgestellt 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 Berechnungsschritt ermittelt (Gl. 6.4-1). Das Ein- und Ausströmen in den Hafen kann nicht nach Flut und Ebbe getrennt werden, da es überwiegend gleichzeitig stattfindet. Die Austauschwassermenge Q_{ex} wurde daher aus den einzelnen Durchflüssen der Flächenelemente ermittelt (Gl. 6.4-2).

$$Q_{\Delta\Delta+} = \int_{t=0}^{t=T} (v_{\Delta\Delta} \cdot \Delta A) \text{ für } v_{\Delta\Delta} \geq 0 \quad (6.4-1a)$$

$$Q_{\Delta\Delta-} = \int_{t=0}^{t=T} (v_{\Delta\Delta} \cdot \Delta A) \text{ für } v_{\Delta\Delta} < 0 \quad (6.4-1b)$$

Mit:

- ΔA finites Flächenelement [m^2]
- T Dauer einer Tide [s]
- $v_{\Delta\Delta}$ Geschwindigkeit senkrecht zum Flächenelement ΔA zum Zeitpunkt t [m/s]
- $Q_{\Delta\Delta}$ Durchfluss in einem Flächenelement ΔA über den Zeitraum T [m^3 /Tide]

$$Q_{ex-ein} = \sum Q_{\Delta\Delta+} \quad (6.4-2a)$$

$$Q_{ex-aus} = \sum Q_{\Delta\Delta-} \quad (6.4-2b)$$

Die Wassermenge, die im Laufe der unterschiedlichen Wasserstandsänderungen in den Hafen einströmt, ist aufgrund der Variation von Thw und Tnw nicht zwingend identisch. Zur besseren Übersicht wird im Folgenden ein für eine Tide berechneter Mittelwert aus ein- und ausströmender Wassermenge mehrerer Tiden als Austauschwassermenge Q_{ex} betrachtet.

Eine zusammenfassende Darstellung der Einflüsse von Hafengeometrie und Strömungseffekt gegenüber dem Tideeffekt zeigen die Abbildungen 6.4-7 und 6.4-8 und der Appendix D.2.

Mit zunehmender Einfahrtsbreite nimmt die Austauschwassermenge zwischen Hafen und Außenströmung nahezu exponential zu (Abb. D.2-1). Der Einfluss der Position der Einfahrt in Relation zur Breite des Hafens (stromauf, stromab) nimmt ab. Bei der stromauf gelegenen Öffnung ist der Wasseraustausch geringer, als bei der mittigen oder stromab gelegenen Öffnung (Abb. 6.4-7, hellgrau).

Durch den Einfluss des Strömungseffektes wird bei voller Einfahrtsbreite rd. 5-mal mehr Wasser ausgetauscht als durch den reinen Tideeffekt (Abb. 6.4-7, Tideeffekt = 100%, Austauschwassermenge =

975.150 m³/Tide). Eine Verlagerung der Einfahrtsöffnung aus der Mitte des Hafens in Richtung stromaufwärts (hellgrau in Abb. 6.4-7) vermindert den strömungsbedingten Austausch von 220% auf 180%. Bei einer Einfahrtsbreite von $B_E=0,11B_H$ werden noch rd. 10% mehr Wasser ausgetauscht.

Bei der Variation der Neigungswinkel der Vorhäfen c) verschiebt sich das Minimum der Austauschwassermenge bei konstantem Salzgehalt im Vergleich zum Ausgangszustand mit variablem Salzgehalt auf $\alpha \approx 105^\circ$ (Abb. D.1-2). Der Hafen ist mit $\alpha \approx 105^\circ$ leicht stromaufwärts geneigt. Die längere Ebbestromdauer der verwendeten Springtide verursacht diese Verlagerung von $\alpha = 90^\circ$ auf $\alpha \approx 105^\circ$.

Durch den Einfluss des Strömungseffektes wird bei einem Winkel von $\alpha = 30^\circ$ zwischen Hafen und Außenströmung die 10-fache Wassermenge ausgetauscht (Abb. 6.4-8, Tideeffekt=100%, Austauschwassermenge = 236.400 m³/Tide). Die geringste Zunahme findet bei Winkeln um 90° statt (rd. 280%). Diese Zunahme betrug bei den breiten Häfen mit 4-facher größerer Einfahrtsbreite und Hafenoberfläche rd. 500%.

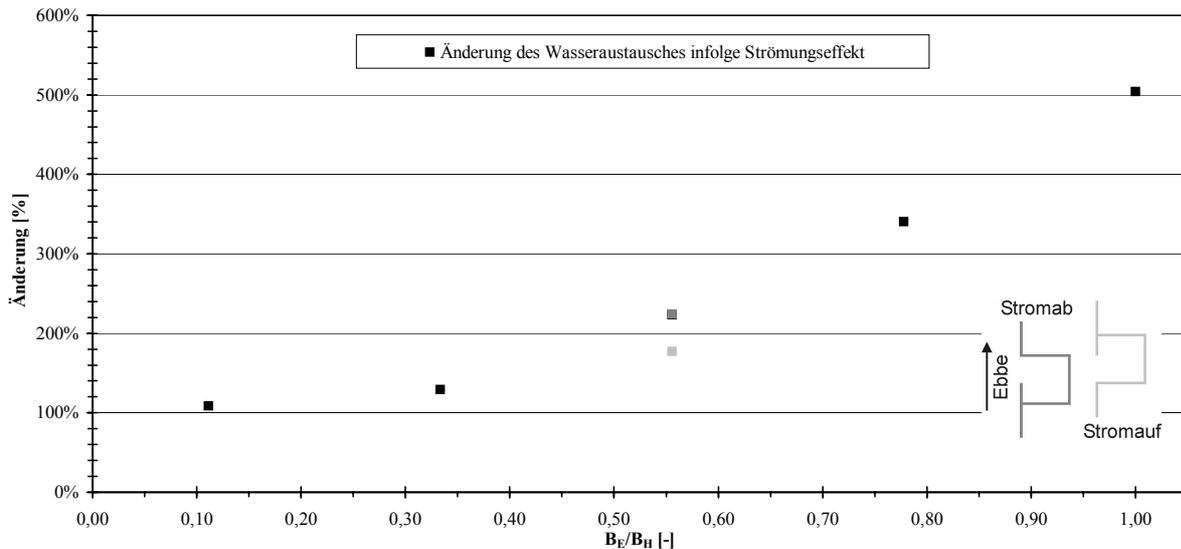


Abb. 6.4-7: Änderung des Wasseraustausches zwischen Hafen und Außenströmung durch den Strömungseffekt gegenüber dem Tideeffekt (=100%) für verschiedene Einfahrtbreiten und Positionen der Einfahrt während einer Tide, $T_{hb}=3,94$ m

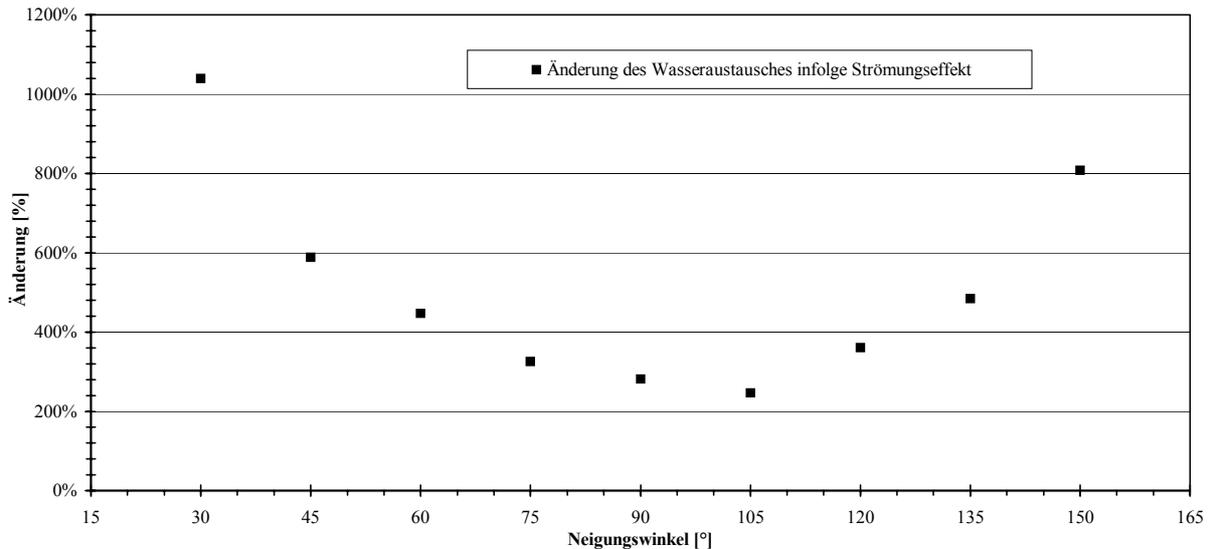


Abb. 6.4-8: Änderung des Wasseraustausches zwischen Hafen und Außenströmung durch den Strömungseffekt gegenüber dem Tideeffekt (=100%) für verschiedene Winkel zwischen Hafen und Außenströmung bei konstanter Hafeneinfahrt während einer Tide

6.5 Einfluss des Salzgehaltes auf den Wasseraustausch

Unter Berücksichtigung eines in der Außenströmung variierenden Salzgehaltes verändern sich die Austauschwassermengen und die Strömungen in den Häfen grundlegend.

Zusätzlich zu dem Austausch über die Vermischungszone und die Walzen zwischen Außenströmung und Hafen erhöhen Dichteströmungen den Wasseraustausch. Diese Dichteströmungen werden durch die Änderungen im Salzgehalt verursacht. Die Größe der Dichteströmungen hängt vorrangig von der zeitlichen Änderung der Dichte, bzw. des Salzgehaltes, in der Außenströmung ab.

6.5.1 Strömungen und Salzgehalt in den breiten Häfen bei erhöhtem Tidehub

Die Abb. 6.5-1 und 6.5-2 zeigen die Effekte der Dichteströmung für den Flutstrom in einem nahezu quadratischen Hafenbecken (Breite Häfen) für die volle und eingeschränkte Breite der Hafeneinfahrt. Die Abbildungen D.1-5 bis D.1-16, 6.5-1 und 6.5-2 zeigen den Strömungsverlauf in den Häfen gegen Ende der Flutströmung, da hier die Strömungen im Hafen am deutlichsten ausgeprägt sind und bei voll ausgebildeter Ebbeströmung.

Bei einer Öffnungsweite von $B_E = 1,0 B_H$ strömt bei einem mittleren Tidehub von 3,94m (Springtide) bei Flut das Wasser an der Oberfläche größtenteils aus dem Hafen hinaus (Abb. 6.5-1). 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 gerichtet. 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 mittlerer Öffnung aus. Die Strömungsgeschwindigkeiten im Hafen nehmen im Mittel jedoch mit Verringerung der Öffnungsweite ab (Abb. D.1-6, D.1-8, D.1-14, 6.5-2). Durch die Verlagerung der Einfahrt in Richtung stromab (Abb. D.1-10) verringern sich die Strömungsgeschwindigkeiten am stromaufwärts liegenden Rand. Die Strömungsgeschwindigkeiten im Hafen nehmen zu, die Strömungsverteilung ist aber ähnlich der in Abb. D.1-8 mit mittlerer Öffnung dargestellten. Bei einer Verlagerung der Öffnung in Richtung stromauf (Abb. D.1-12) 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 (Abb. D.1-5). 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 abnehmender Einfahrtsbreite verringern sich die Strömungsgeschwindigkeiten im Hafen (Abb. D.1-7, Abb. D.1-9, Abb. D.1-15, Abb. D.1-16). Die Verlagerung der Einfahrt von der Mitte in Richtung stromabwärts vergrößert die Strömungsgeschwindigkeiten im Hafen (Abb. D.1-11). Die Strömungsrichtungen ändern sich dabei nicht. Durch eine Verlagerung der Öffnung in Richtung

stromauf vermindern sich die Strömungsgeschwindigkeiten am stromabwärts gelegenen Hafenrand (Abb. D.1-13). 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 heraus.

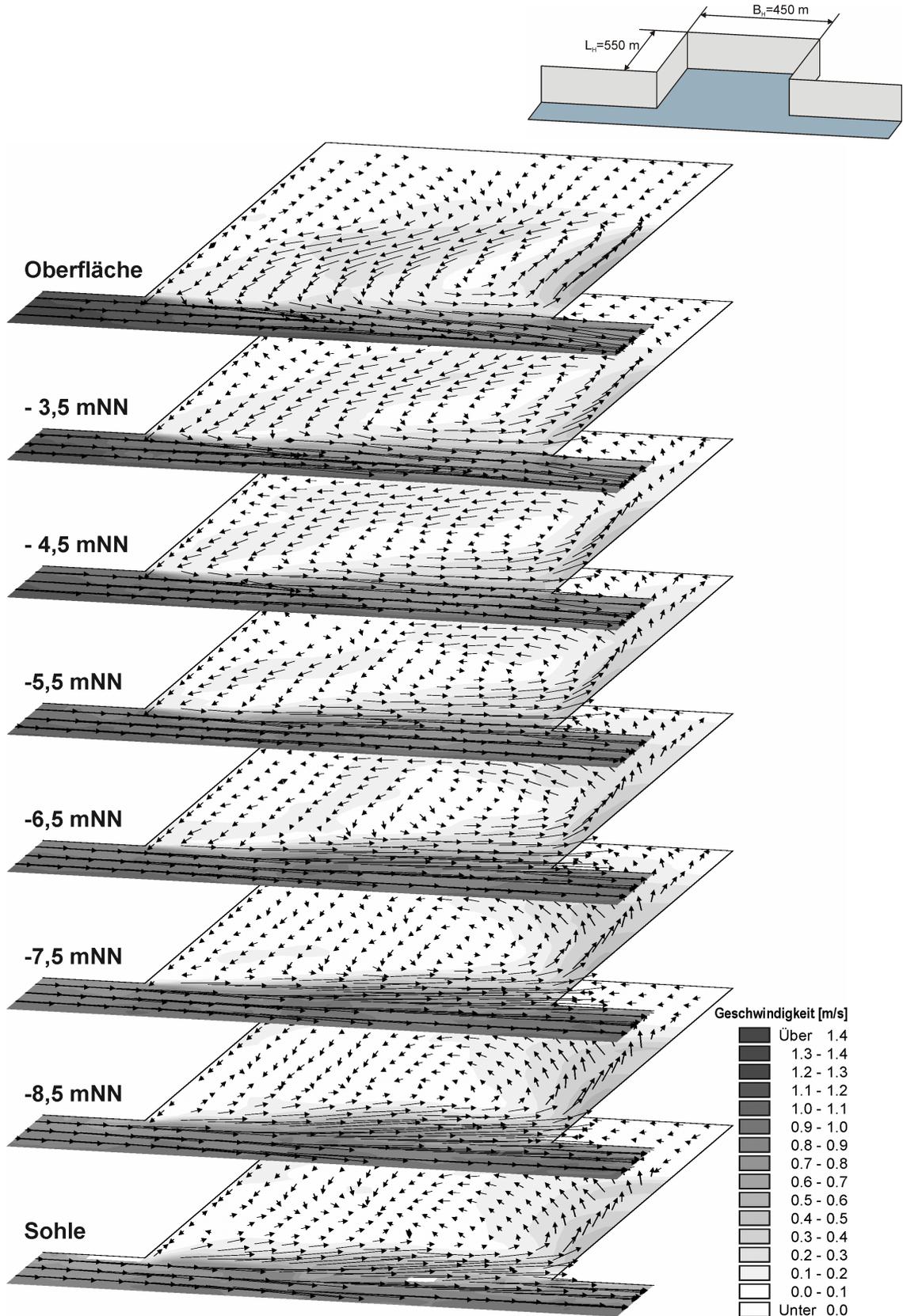


Abb. 6.5-1: Walzenbildung in einem nahezu quadratischen Hafen bei Flutströmung mit variierendem Salzgehalt und voller Einfahrtsbreite zur Außenströmung ($B_E = 1,0B_H$; $Thb = 3,94$ m)

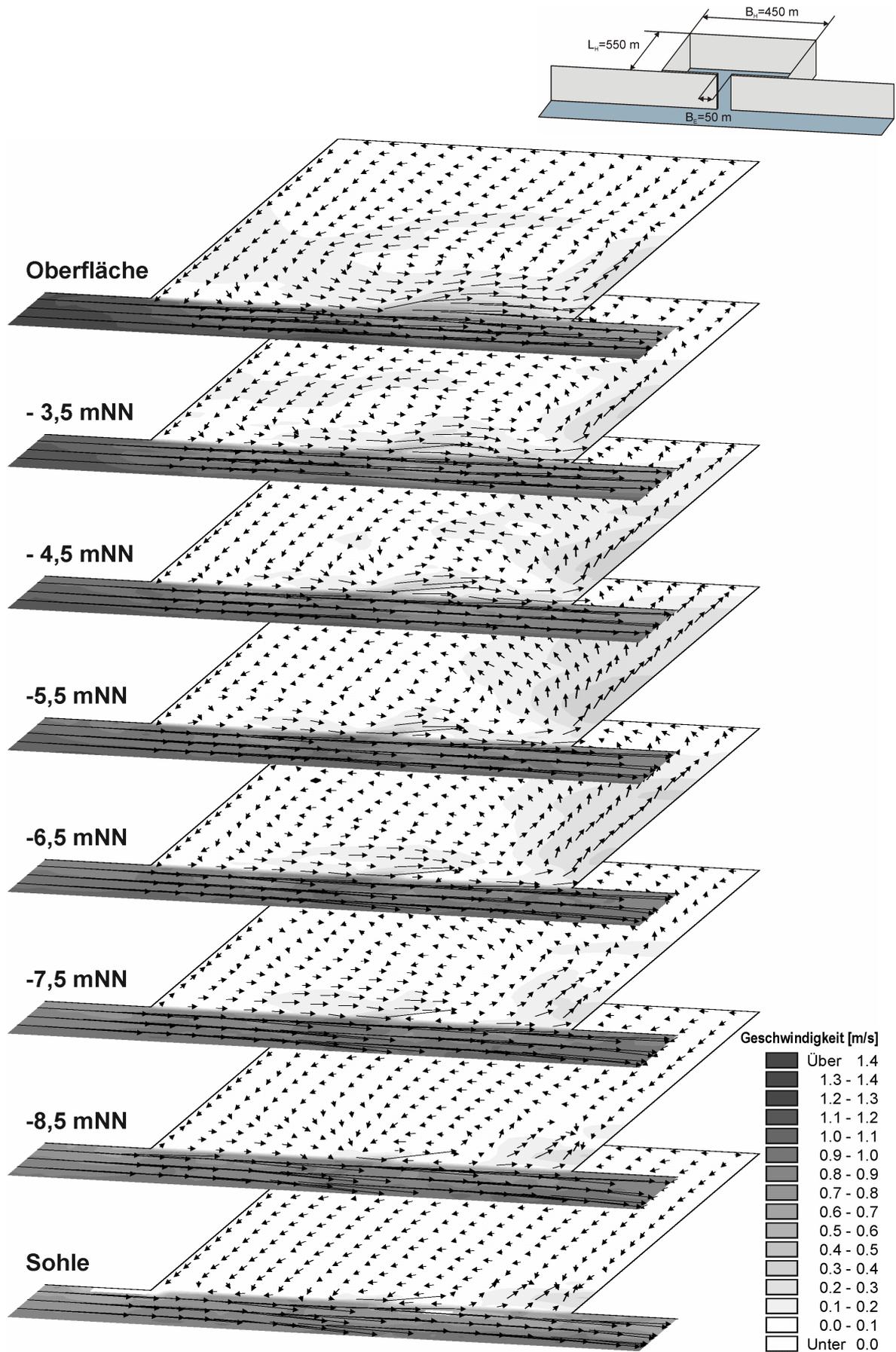


Abb. 6.5-2: Walzenbildung in einem nahezu quadratischen Hafen bei Flutströmung mit variierendem Salzgehalt und eingeschränkter Einfahrtsbreite zur Außenströmung ($B_E = 0,11B_H$; $T_{hb} = 3,94$ m)

Die Strömungen in den Häfen mit voller Einfahrtsbreite sind vergleichbar mit denen aus Laboruntersuchungen von LANGENDOEN 1992 (vgl. Abb. 2.3-24). An der Oberfläche strömt das Wasser während der Flut aus dem Hafen heraus 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. 6.4-2 und 6.5-1). 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.

Die vertikalen Strömungsgeschwindigkeiten variieren zu jedem Zeitpunkt t_i der Tide deutlich über die Länge und die Breite des Hafens. Die Schnitte in den Abbildungen 6.5-3 bis 6.5-6 stellen 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. 6.5-3) 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 in der Vermischungszone treten Geschwindigkeiten bis zu 4 cm/s auf. Mit abnehmender Einfahrtsbreite werden die Vertikalgeschwindigkeiten im Hafen weiter verringert (Abb. 6.5-5). Die Breite der Vermischungszone ist gegenüber den Strömungen ohne Dichteeffekt deutlich kleiner.

Während des Ebbestromes strömt das Wasser in den Schnitten 6.5-4 und 6.5-6 an der Sohle aus dem Hafen (vgl. Abb. D.1-10). Die vertikalen Strömungsgeschwindigkeiten sind ebenfalls sehr gering (<1 cm/s) und verringern sich mit abnehmender Einfahrtsbreite weiter.

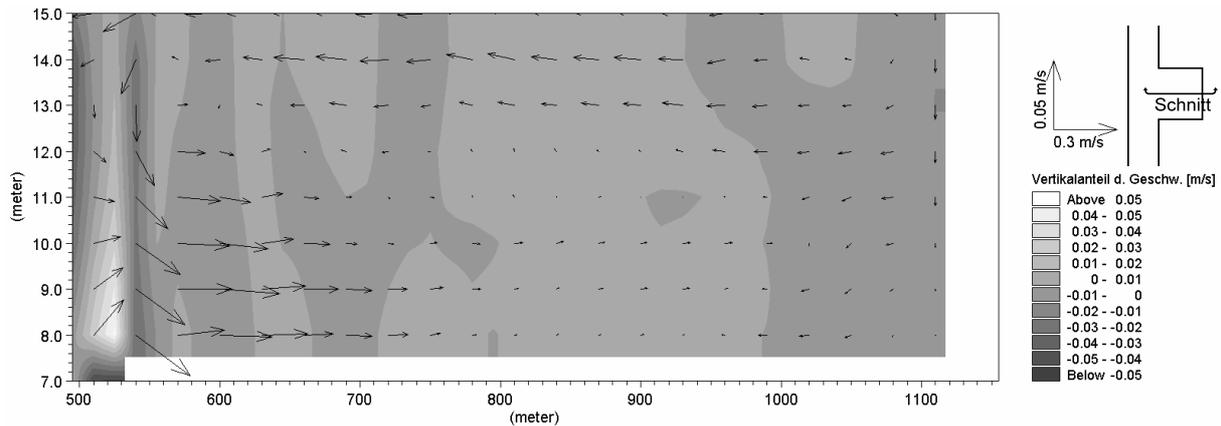


Abb. 6.5-3: Strömungsgeschwindigkeiten im Schnitt durch die Mitte des breiten Hafens ($B_E = 1,0$ B_H ; $Th_b = 3,94$ m) bei Flutströmung mit variierendem Salzgehalt (14.09.00, 11:00 Uhr), überhöhte Darstellung

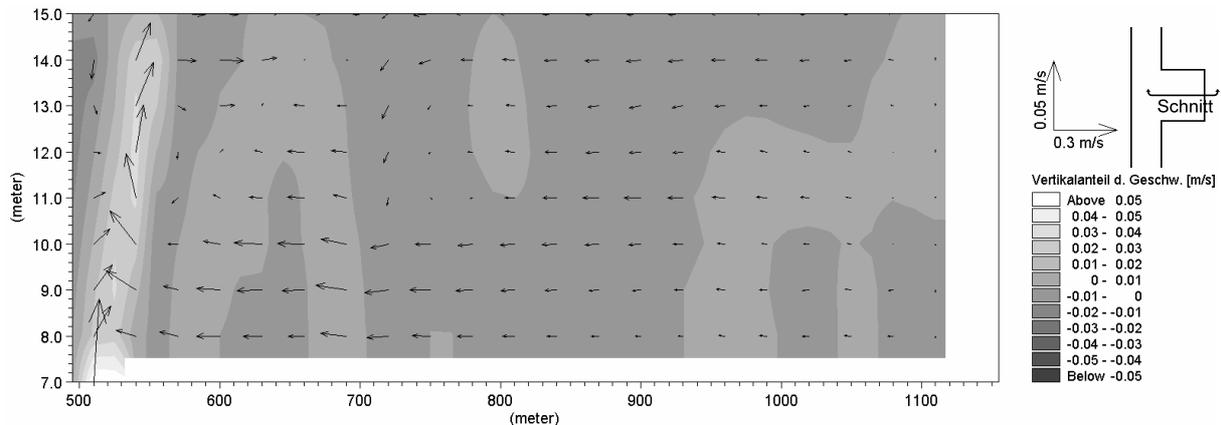


Abb. 6.5-4: Strömungsgeschwindigkeiten im Schnitt durch die Mitte des breiten Hafens ($B_E = 1,0$ B_H ; $Th_b = 3,94$ m) bei Ebbeströmung mit variierendem Salzgehalt (14.09.00, 17:30 Uhr), überhöhte Darstellung

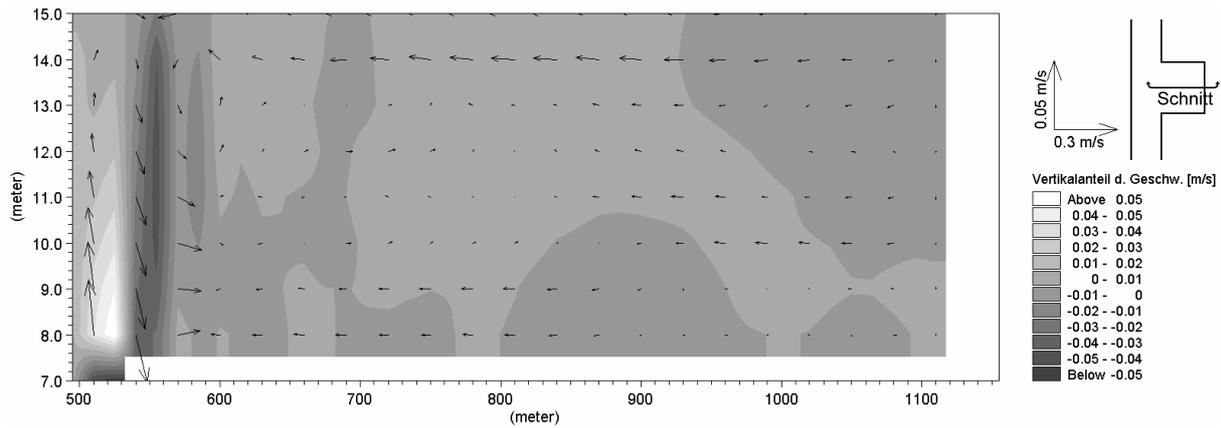


Abb. 6.5-5: Strömungsgeschwindigkeiten im Schnitt durch die Mitte des breiten Hafens ($B_E = 0,11 B_H$; $Th_b = 3,94$ m) bei Flutströmung mit variierendem Salzgehalt (14.09.00, 11:00 Uhr), überhöhte Darstellung

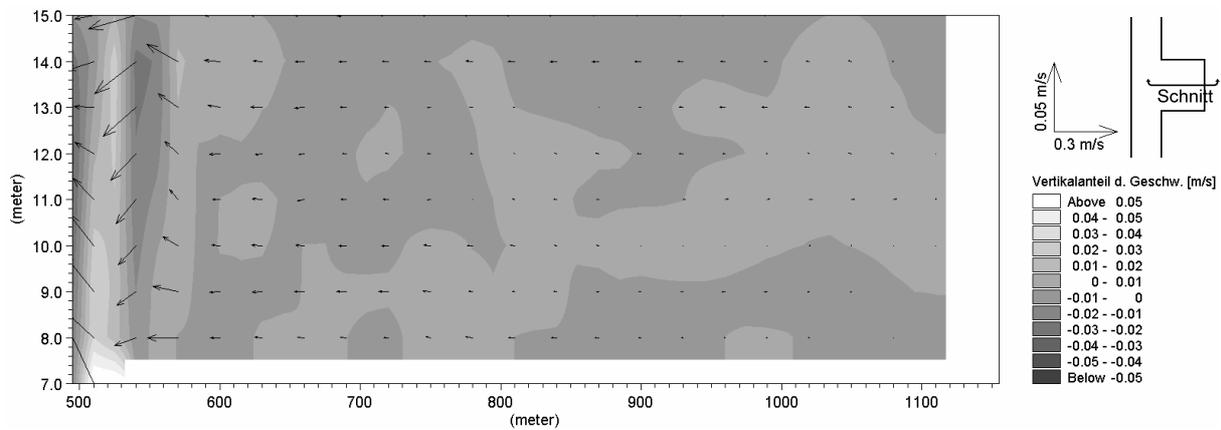


Abb. 6.5-6: Strömungsgeschwindigkeiten im Schnitt durch die Mitte des breiten Hafens ($B_E = 0,11 B_H$; $Th_b = 3,94$ m) bei Ebbeströmung mit variierendem Salzgehalt (14.09.00, 17:30 Uhr), überhöhte Darstellung

Auf die weitere Auswertung der Vertikalströmung in den breiten Häfen der folgenden Varianten wird aufgrund der geringen Größe der Strömungen (< 1 cm/s) verzichtet, da selbst eine überhöhte Darstellung kaum eventuell auftretende Effekte wiedergeben kann.

Der Salzgehalt im Hafen mit einer Öffnungsweite von $B_E = 1,0 B_H$ (breite Häfen) variiert zwischen 12 ‰ und 20 ‰ (Abb. 6.5-7). Über die Tiefe bildet sich bei Tnw ein Gradient von rd. 5 ‰ aus, der im Laufe der Tide bis zum Thw auf 2 ‰ verringert wird. Bei einer geringen Öffnungsweite von $B_E = 0,11 B_H$ (breite Häfen) ist, sowohl während des Tnw als auch bei Thw, ein vergleichbarer Gradient des Salzgehaltes über die Tiefe

von rd. 3 ‰ zu erkennen (Abb. 6.5-7). Der Salzgehalt im Hafen variiert im Mittel um 1 ‰. Die Schwankungsbreite des Salzgehaltes zwischen Tnw und Thw 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. Der oberflächennah einlaufende Ebbestrom (Flusswasser) reicht hier nicht aus das sohlnahe Salzwasser bis zur Ebbestromkenterung vollständig aus dem Hafen zu verdrängen. Die Schwankungsbreite liegt zwischen 2,5 ‰ ($B_E = 1,0 B_H$) und 0,2 ‰ ($B_E = 0,11 B_H$).

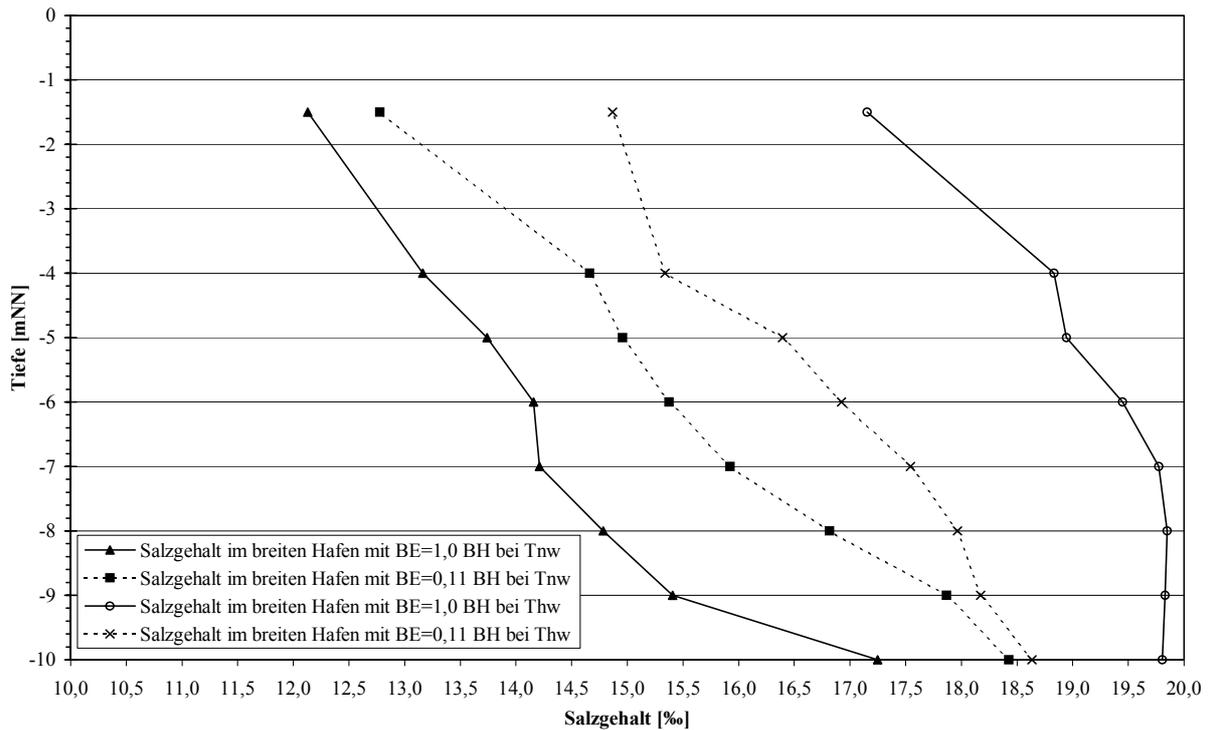


Abb. 6.5-7: Salzgehalt in Abhängigkeit von der Einfahrtbreite (Hafen 1a: $B_E = 1,0 B_H$; Hafen 7a: $B_E = 0,11 B_H$) bei Tnw und bei Thw in der Mitte der breiten Häfen ($T_{th} = 3,94 \text{ m}$)

6.5.2 Strömungen und Salzgehalt in den Vorhäfen bei erhöhtem Tidehub

Der Einfluss des Winkels zwischen Außenströmung und Hafen hat auch hier einen grundlegenden Einfluss auf die Strömungen im Hafen.

Im Appendix D.1.4 ist der Einfluss der Neigung der Vorhäfen c) zur Außenströmung auf die Strömungen im Hafen dargestellt. Der Ausgangszustand (Springtide) ist in den Abbildungen D.1-17 bis D.1-32, 6.5-8 und 6.5-9 dargestellt.

Die Flutströmung läuft bei allen untersuchten Neigungen an der Oberfläche aus den Vorhäfen heraus (Abb. 6.5-8, D.1-18, D.1-20, D.1-22, D.1-24, D.1-26, D.1-28, D.1-30, 6.5-9). Im Bereich der Einfahrt bildet sich bei Winkeln bis $\alpha = 120^\circ$ resultierend aus der Staupunktströmung eine Walze aus. Diese Walze verringert sich mit zunehmendem Neigungswinkel. Ab einer Tiefe von $-6,5 \text{ mNN}$ 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 (Abb. D.1-17, D.1-19, D.1-21, D.1-23, D.1-25, D.1-27, D.1-29, D.1-31, D.1-32). Ab einem Winkel von $\alpha = 105^\circ$ bildet sich in der Einfahrt eine Walze aus (Abb. D.1-27). Diese Walze resultiert aus dem großen Neigungswinkel und erfolgt aus der Um-

lenkung der Strömung an der stromabwärts liegenden Hafeneinfahrt. Die Strömung im Hafen ändert ab einer Tiefe von $-5,5 \text{ mNN}$ 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. 6.5-10). Während des Ebbestromes dreht sich die Strömung um (Abb. 6.5-11). Die Vertikalgeschwindigkeiten sind wiederum sehr klein ($< 1 \text{ cm/s}$). 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 und der großen örtlichen und zeitlichen Schwankungen nicht sinnvoll (vgl. Kap. 6.4).

Der Winkel des Hafens zur Außenströmung hat nur einen geringen Einfluss auf den Salzgehaltsgradienten über die Tiefe (Abb. 6.5-12). Der Salzgehalt in den Vorhäfen mit kleiner Neigung ($\alpha = 30^\circ$, Vorhafen 1c) ist bis zu $0,6 \text{ ‰}$ geringer als bei den Häfen mit großem Winkel, die bei Flutstrom stärker durchströmt werden ($\alpha = 150^\circ$, Vorhafen 9c).

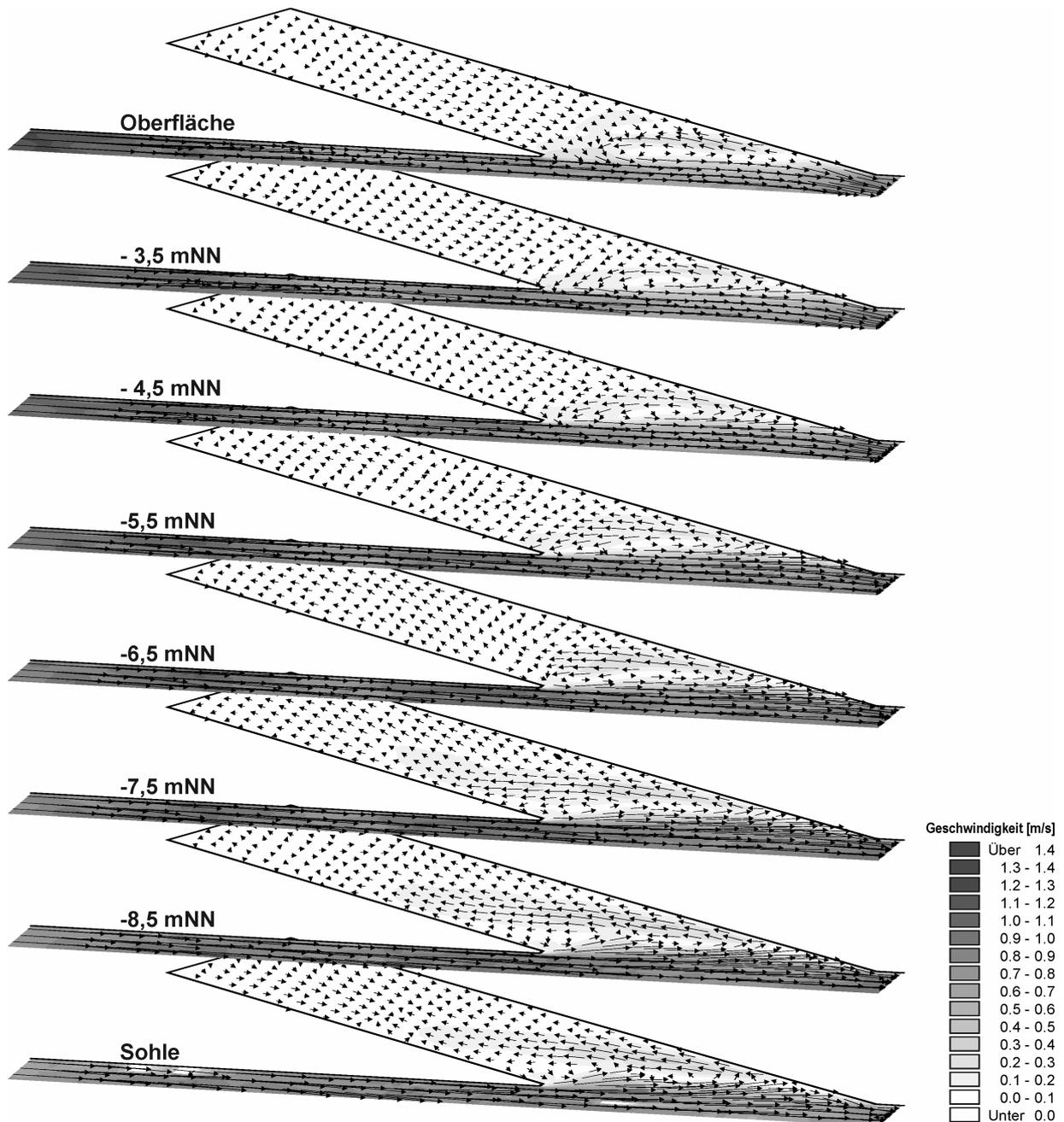


Abb. 6.5-8: Walzenbildung in einem Vorhafen ($B_H/L_H=0,24$) bei Flutströmung mit variierendem Salzgehalt und einem Winkel von $\alpha=30^\circ$ zur Außenströmung ($T_{hb} = 3,94$ m)

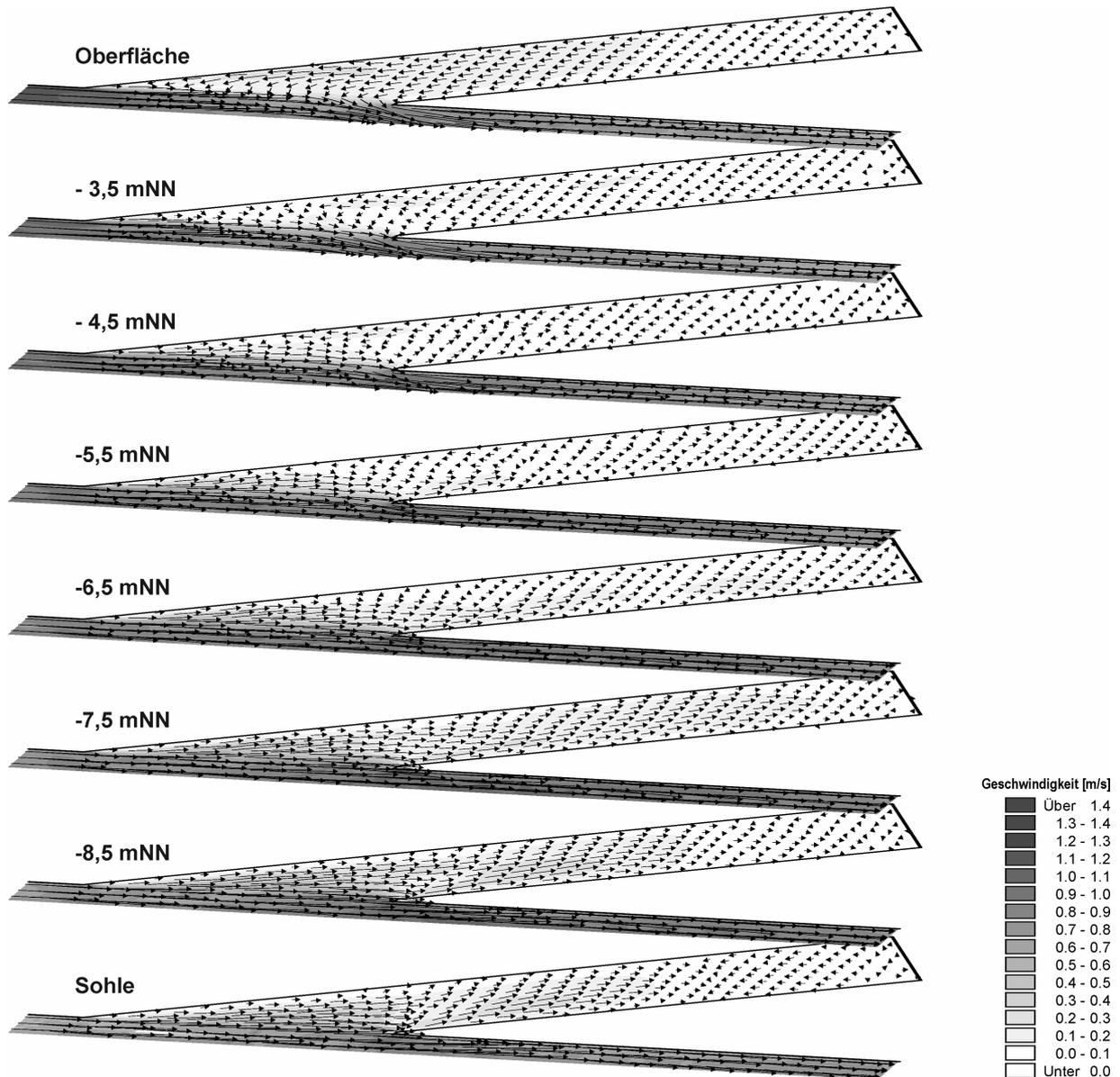


Abb. 6.5-9: Walzenbildung in einem Vorhafen ($B_H/L_H=0,24$) bei Flutströmung mit variierendem Salzgehalt und einem Winkel von $\alpha=150^\circ$ zur Außenströmung ($Th_b = 3,94$ m)

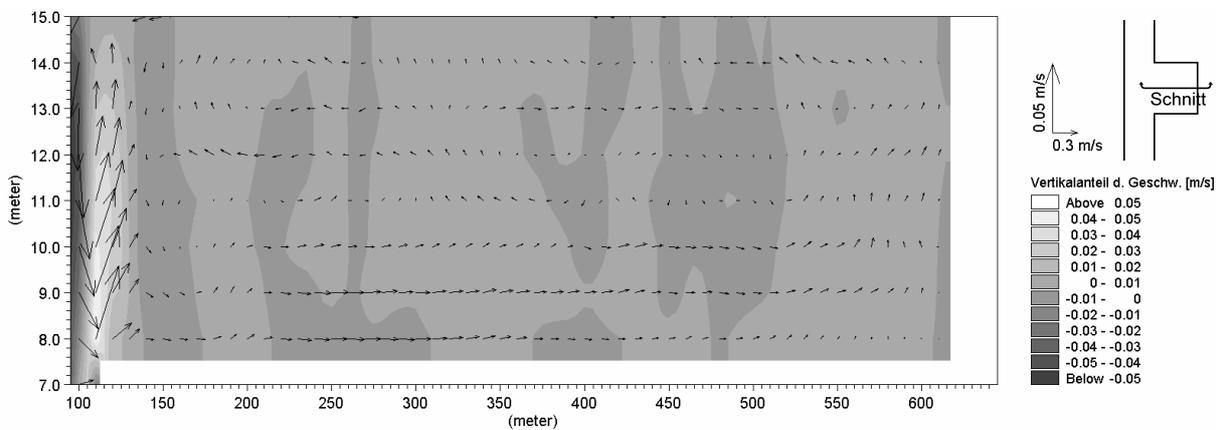


Abb. 6.5-10: Strömungsgeschwindigkeiten im Schnitt durch die Mitte des Vorhafens mit $\alpha=90^\circ$ bei Flutströmung mit variierendem Salzgehalt (14.09.00, 11:00 Uhr), überhöhte Darstellung, $Th_b= 3,94$ m

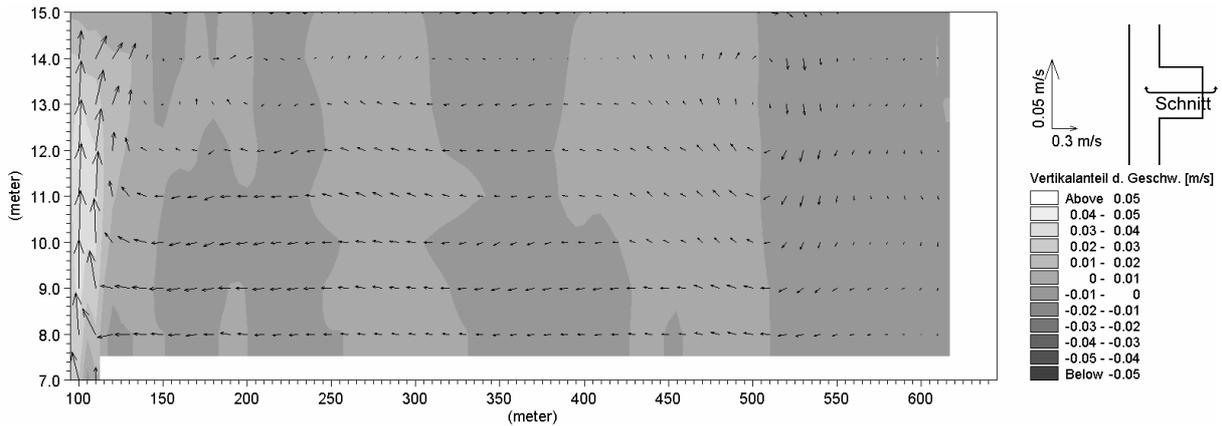


Abb. 6.5-11: Strömungsgeschwindigkeiten im Schnitt durch die Mitte des Vorhafens mit $\alpha = 90^\circ$ bei Ebbeströmung mit variierendem Salzgehalt (14.09.00, 17:30 Uhr), überhöhte Darstellung, $T_{hb} = 3,94$ m

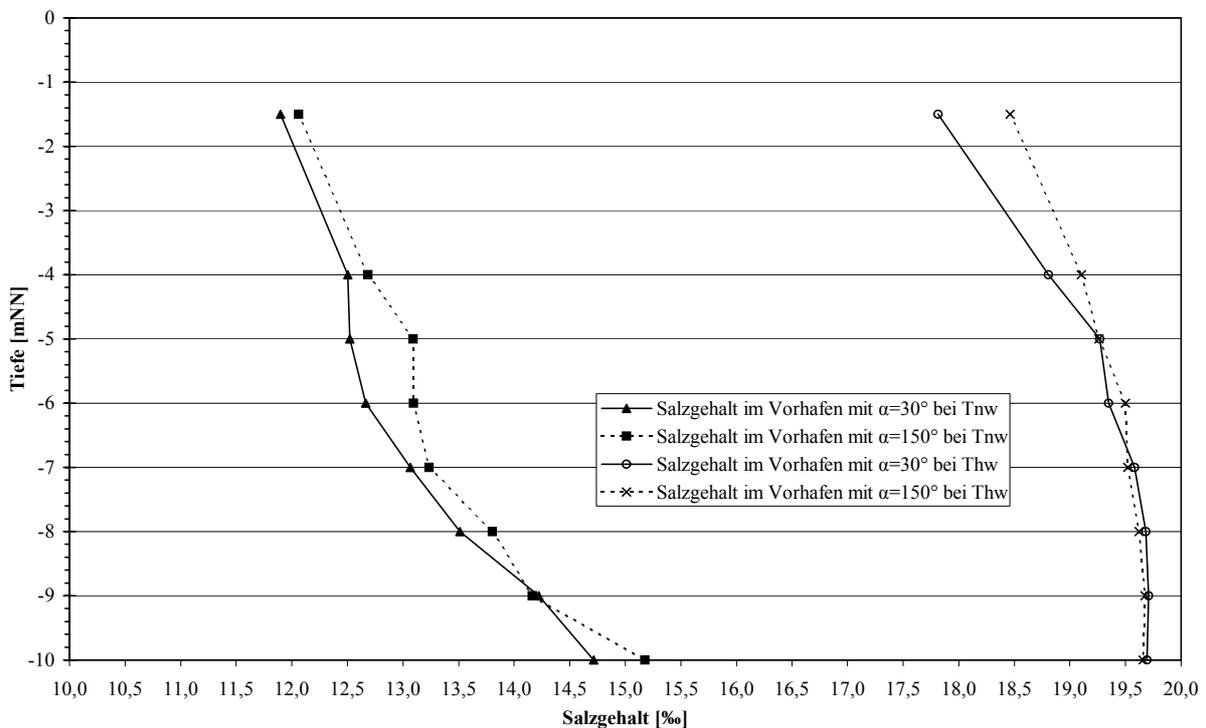


Abb. 6.5-12: Salzgehalt in Abhängigkeit des Winkels des Hafens zur Außenströmung (Hafen 1c: $\alpha = 30^\circ$; Hafen 9c: $\alpha = 150^\circ$) bei T_{nw} und bei T_{hw} in der Mitte der Vorhäfen c) ($T_{hb} = 3,94$ m)

6.5.3 Strömungen und Salzgehalt in den breiten Häfen und den Vorhäfen bei vermindertem Tidehub

In einem zweiten Tidezyklus wird der Fall einer Nipptide (geringerer Tidehub) betrachtet (App. D.1.5). Der geringere Tidehub hat deutlich verminderte Salzgehalte in der Außenströmung zur Folge (im Mittel – 40%). Die Strömungsgeschwindigkeiten in den Häfen verringern sich (Abb. D.1-33 bis D.1-36, Abb. D.1-37 bis D.1-40). Die Strömungsrichtungen sind überwiegend vergleichbar mit denen der Springtide.

Im Verlauf der Flutströmung entsteht an der Oberfläche in den breiten Häfen a) eine große Flutstromwalze (Abb. D.1-33). An der Sohle strömt das Wasser in

die Häfen hinein, während es an der Oberfläche aus dem Hafen herausströmt. Die Geschwindigkeiten in der Flutstromwalze nehmen mit kleiner werdender Öffnungsweite ab (Abb. D.1-33, D.1-35). Die verringerten Strömungsgeschwindigkeiten in der Außenströmung 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 (Abb. D.1-36).

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. 6.5-13a). Der Salzgehalt über die Tiefe hat in den breiten Häfen mit

voller Öffnungsweite einen vergleichbaren Verlauf bei Tideniedrigwasser und Tidehochwasser wie bei dem erhöhten Tidehub (Abb. 6.5-13a und 6.5-7). Die Schwankungsbreite zwischen Tideniedrigwasser und Tidehochwasser ist vorrangig aufgrund der geringeren Strömungsgeschwindigkeiten und dem daraus resultierenden geringeren Wasseraustausch zwischen Meer und Fluss sowie Hafen und Fluss eingeschränkt. Bei geringer Einfahrtsbreite ($B_E = 0,11 B_H$) ist die Schwankungsbreite zwischen Tideniedrigwasser und Tidehochwasser sehr gering. Hier ist während Tideniedrigwasser sogar mehr salzhaltiges Wasser sohnah im Hafen, als bei Tidehochwasser.

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 (Abb. D.1-37, D.1-39). 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 (Abb. D.1-38, D.1-40).

Auch bei der Untersuchung der Neigung in den Vorhäfen c) ist der Salzgehalt insgesamt um rd. 4 ‰ niedriger als bei der Springtide (Abb. 6.5-13b). 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. 6.5-12). Im Gegensatz zur Springtide erhöht sich die Salzgehaltskonzentration durch die Änderung der Neigung von $\alpha = 30^\circ$ auf $\alpha = 150^\circ$.

6.5.4 Wasseraustausch in den breiten Häfen

Die Dichteströmung hat einen erheblichen Anteil an der Austauschwassermenge zwischen Hafen und Außenströmung. Dieser Anteil ist aus dem Vergleich der Berechnungen mit und ohne Salzgehalt für die Springtide bestimmt worden. Die Ergebnisse aus allen Berechnungen sind in Tafel D.2-1 zusammengefasst.

In Abb. 6.5-14 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 Position der Einfahrt in Richtung stromab (dunkelgrau) und stromauf (hellgrau) variiert (Abb. 6.5-14).

Die Breite der Einfahrt (B_E) hat einen nahezu linearen Einfluss auf die Austauschwassermenge $Q_{ex, BE}$ während der Springtide. Je breiter die Öffnung der Einfahrt im Bezug auf die Hafeneinfahrt B_H ist, desto mehr Wasser wird ausgetauscht.

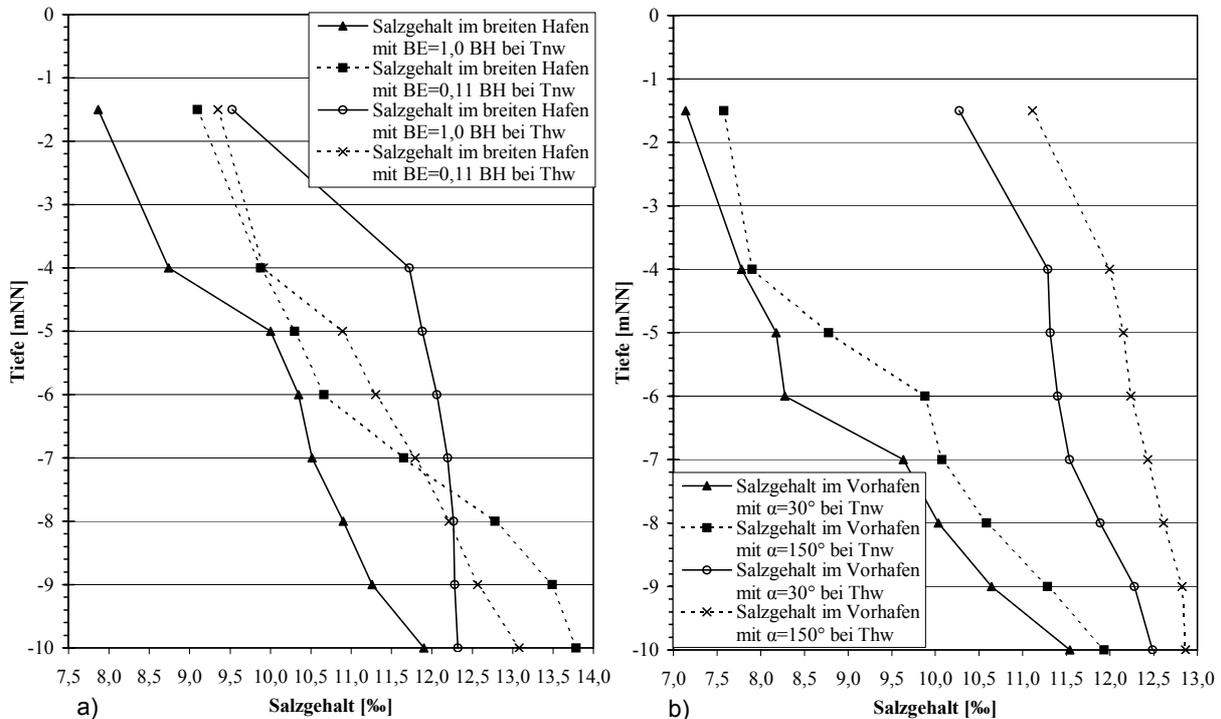


Abb. 6.5-13: Salzgehalt in Abhängigkeit von a) der Einfahrtsbreite (Hafen 1a: $B_E = 1,0 B_H$; Hafen 7a: $B_E = 0,11 B_H$) und b) von dem Winkel des Hafens (Hafen 1c: $\alpha = 30^\circ$; Hafen 9c: $\alpha = 150^\circ$) bei Tnw und bei Thw in der Mitte der Häfen ($Thb = 3,55$ m)

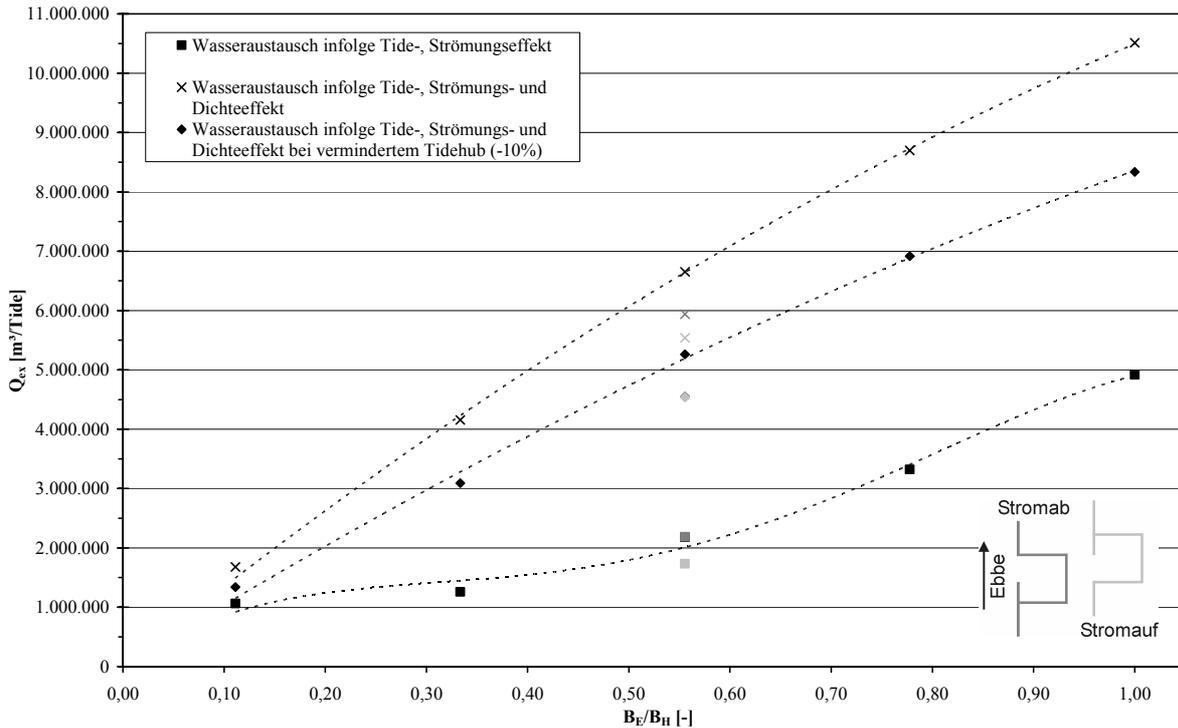


Abb. 6.5-14: Austauschwassermenge in Abhängigkeit der Lage und der Größe der Hafeneinfahrt bei verschiedenen Tiden sowie mit und ohne saline Dichtegradienten

Der Wasseraustausch infolge Strömungs- und Dichteeffekt bei erhöhtem Tidehub (Springtide) kann für die breiten Häfen durch die mittels Regressionsanalyse ermittelte Gleichung 6.5-1 beschrieben werden. Durch die Variation der Position der Einfahrtsöffnung kann die Austauschwassermenge zusätzlich um bis zu 20% verringert werden (Abb. 6.5-14).

$$Q_{ex, B_E} = a \cdot (B_E / B_H)^2 + b \cdot (B_E / B_H) \quad (6.5-1)$$

Mit:

- $Q_{ex, BE}$ Durchfluss durch die Einfahrt bei den breiten Häfen (a) innerhalb der untersuchten Springtide [m³/Tide]
- a Koeffizient = -3 E+6 [m³/s]
- b Koeffizient = 1 E+7 [m³/s]
- B_E Breite der Hafeneinfahrt [m]
- B_H Breite des Hafens [m]

Die Variation der Öffnungsweite bei breiten Häfen hat während der Nipptide (verminderter Tidehub) einen mit der Springtide vergleichbaren Einfluss auf die Austauschwassermenge (Abb. 6.5-14). Die Änderung der mittleren Flut- und Ebbestromdauer (vgl. Kap. 6.1) hat bei der Betrachtung des Wasseraustausches keinen Einfluss auf die breiten Häfen a).

Die Anteile der verschiedenen Mechanismen am Wasseraustausch $Q_{ex, BE}$ zwischen den breiten Häfen und der Außenströmung variieren deutlich in Abhängigkeit von der Öffnungsweite (Abb. 6.5-15). Bei einer vollständig geöffneten Einfahrt ($B_E = 1,0B_H$) wird durch

die Kombination des Strömungs- und Dichteeffektes fast 11-Mal mehr Wasser als durch den Tideeffekt (=100%) ausgetauscht. Mit der Abnahme der Öffnungsweite nimmt auch der durch den Dichteeffekt hervorgerufene Wasseraustausch ab. Bei halber Öffnungsweite wird noch mehr als das 6-fache des tidebedingten Austausches durch Strömungs- und Dichteeffekt ausgetauscht (Abb. 6.5-15). Die Position der Einfahrt hat dabei einen wichtigen Einfluss auf den Wasseraustausch. Bei einer Verlagerung der Einfahrt ($B_E = 0,55B_H$) an den stromabwärtsgelegenen Rand des Hafens vermindert sich der Wasseraustausch infolge Strömungs- und Dichteeffekt vom 7-fachen auf das 6-fache des tidebedingten Wasseraustausches (Abb. 6.5-15, hellgrau gekennzeichnet). Durch die Verminderung des Tidehubes um rd. 10% und der einhergehenden Verminderung des Salzgehaltes in der Außenströmung (im Mittel – 40%) wird der durch Strömung und Dichte induzierte Austausch ebenfalls um rd. 10% vermindert.

In der Abbildung 6.5-16 ist der Anteil des Tide-, Strömungs- und Dichteeffektes an der gesamten Austauschwassermenge der breiten Häfen für die Springtide dargestellt. Der Anteil der Tide am Austauschvolumen verringert sich mit zunehmender Öffnungsweite von 57% auf 9% aufgrund des ansteigenden Austauschvolumens. Der Anteil, der aus den salinen Dichtedifferenzen resultiert, liegt bei kleiner Öffnungsweite bei rd. 27% (vgl. Abb. 6.5-7), 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 und dem daraus resultierenden Anstieg des Impulseintrages 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 (hellgrau, Abb. 6.5-16).

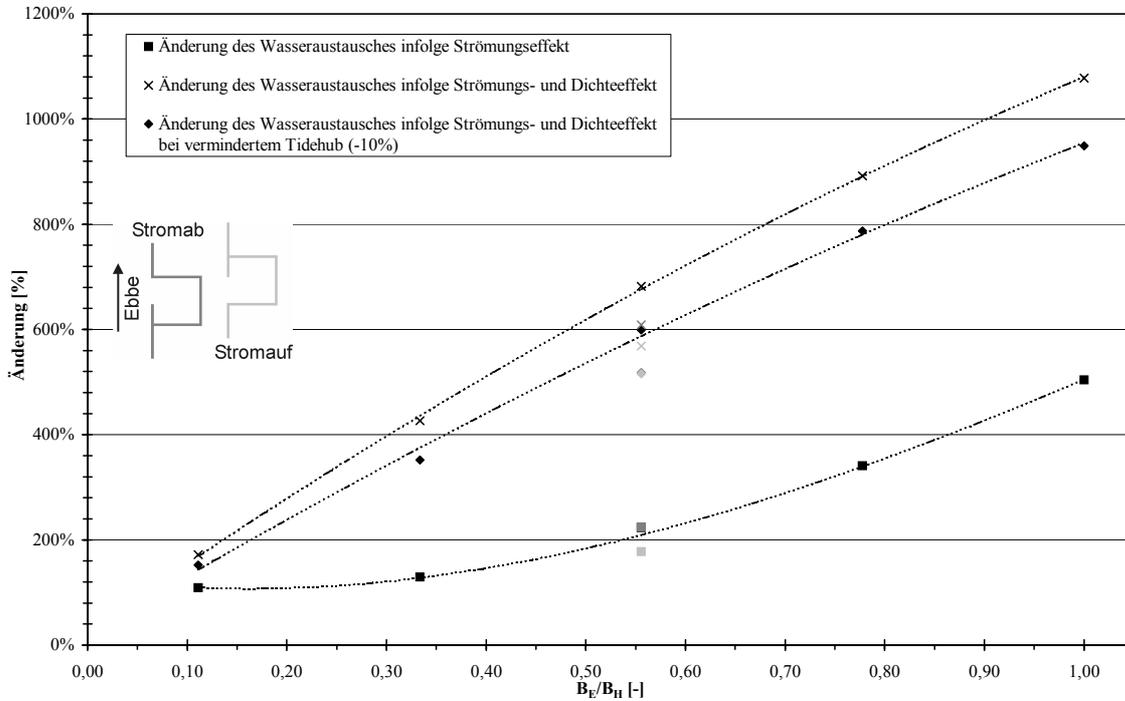


Abb. 6.5-15: Änderung des Wasseraustausches zwischen Hafen und Außenströmung durch den Strömungs- und Dichteeffekt gegenüber dem Tideeffekt (=100%) für verschiedene Einfahrtbreiten und Positionen der Einfahrt bei einer Tide

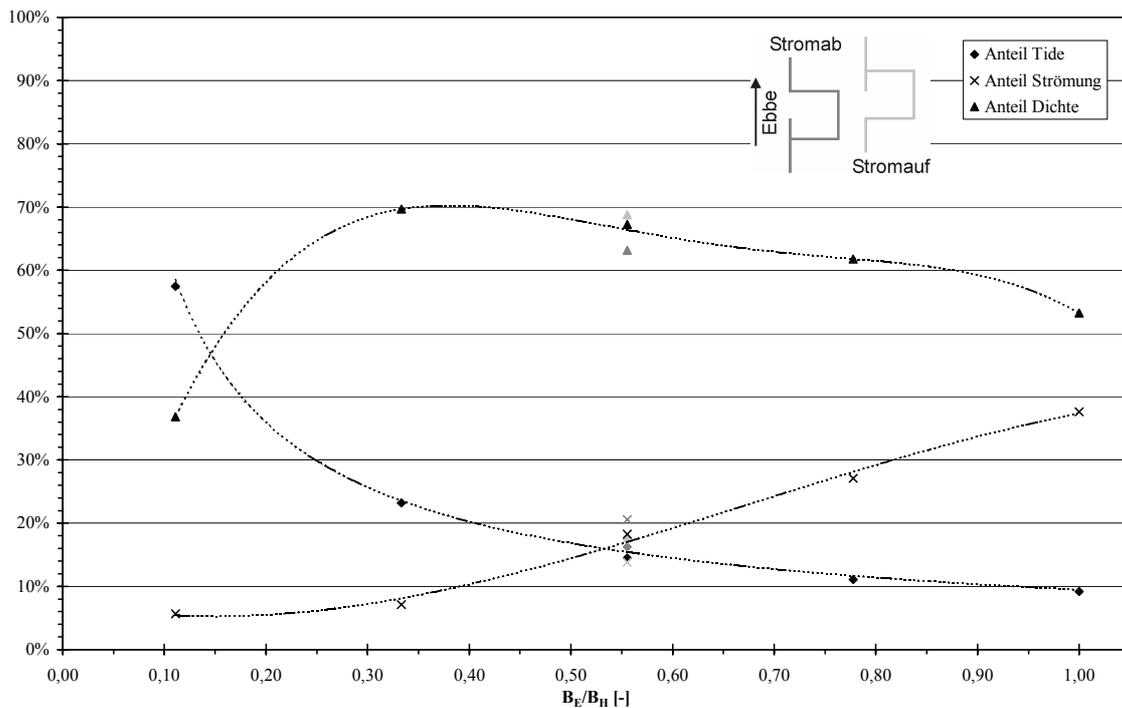


Abb. 6.5-16: Anteile des Tide-, Dichte- und Strömungseffektes an der in der Einfahrt der breiten Häfen ausgetauschten gesamten Wassermenge für verschiedene Einfahrtbreiten und Positionen der Einfahrt

6.5.5 Wasseraustausch in den Vorhäfen und den langen Häfen

In Abb. 6.5-17 ist die mittlere Austauschwassermenge $Q_{ex,Neigung}$ in Abhängigkeit vom Winkel der Vorhäfen c) zur Außenströmung und der Hafengröße dargestellt. Dieser Winkel 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.

In der durch Regressionsanalyse ermittelten Gleichung 6.5-2 ist der Wasseraustausch infolge Strömungs- und Dichteeffekt bei erhöhtem Tidehub (Springtide) beschrieben.

$$Q_{ex,Neigung} = g \cdot (\alpha)^4 + f \cdot (\alpha)^3 + e \cdot (\alpha)^2 + d \cdot (\alpha) + c \quad (6.5-2)$$

Mit:

$Q_{ex,Neigung}$ Durchfluss durch die Einfahrt bei den geneigten Vorhäfen c) innerhalb der untersuchten Springtide [$m^3/Tide$]

c Koeffizient = 10236851 [m^3/s]

d Koeffizient = -316241 [m^3/s]

e Koeffizient = 4978,1 [m^3/s]

f Koeffizient = -35,353 [m^3/s]

g Koeffizient = 0,0962 [m^3/s]

Die Hafengröße hat einen deutlichen Einfluss auf die Austauschwassermenge. Die langen Häfen b) haben eine Hafenfläche von rd. 475000 m^2 und sind damit 8-fach größer, als die Vorhäfen c). Der tidebedingte Wasseraustausch hat hier mehr Bedeutung. Bei Winkeln von $\alpha=45^\circ$ und $\alpha=135^\circ$ ist noch eine 4,5-fache Zunahme des Wasseraustausches infolge Strömungs- und Dichteeffekt zu beobachten, anstatt der vorherigen 5-6-fachen Zunahme bei den kleineren Vorhäfen (Tafel 6.5-1). Bei $\alpha=90^\circ$ liegt die Zunahme bei dem 3-fachen. Dies entspricht ungefähr der Zunahme bei den kleineren Vorhäfen.

Der Anteil des Tideeffektes an der gesamten Austauschwassermenge verdreifacht sich von rd. 9% auf 30% (Tafel 6.5-2). In Abb. 6.5-17 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 Hafenfläche und schmalerer 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%.

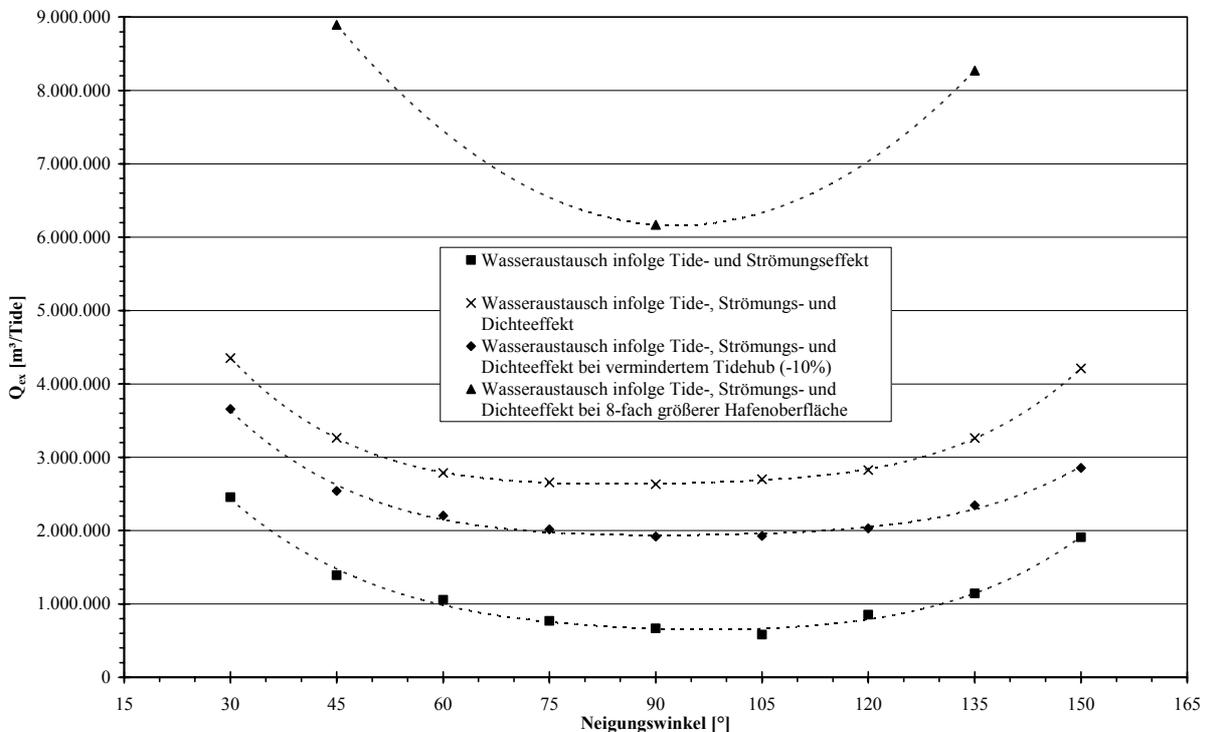


Abb. 6.5-17: Austauschwassermenge in Abhängigkeit vom Winkel α des Hafens zur Außenströmung bei verschiedenen Tiden sowie mit und ohne saline Dichtegradienten bei einer Tide

Winkel α [°]	45	90	135
Tidebedingter Wasseraustausch [m³/Tide]	100%	100%	100%
Strömungs- und Dichte induzierter Wasseraustausch [m³/Tide]	466%	324%	434%

Tafel 6.5-1: Änderung der Austauschwassermenge infolge des Tide-, Dichte- und Strömungseffektes bei den langen Häfen b) unter Berücksichtigung verschiedener Winkel

Winkel α [°]	45	90	135
Anteil Tideeffekt	21%	30%	23%
Anteil Strömungs-/Dichteeffekt	79%	70%	77%

Tafel 6.5-2: Anteile des Tide-, Dichte- und Strömungseffektes an der in der Einfahrt ausgetauschten gesamten Wassermenge bei den langen Häfen b) unter Berücksichtigung verschiedener Winkel

Bei den Vorhäfen c) mit einer Oberfläche von rd. 60.000 m² hingegen beeinflussen die Tide und die daraus resultierenden maximalen Flut- und Ebbestromgeschwindigkeiten sowie die Dauer der Ebbe und der Flut die Austauschwassermenge bei variierendem Winkel des Hafens zur Außenströmung. Die Zunahme der Austauschwassermenge bei Winkeln von $\alpha > 90^\circ$ ist bei der Nipptide 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 $\alpha=30^\circ$) (Abb. 6.5-17). In Abbildung 6.5-17 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.

Der Dichteeffekt erhöht den durch den Strömungseffekt induzierten Wasseraustausch bei $\alpha=30^\circ$ vom 11-fachen auf das 18-fache des tideinduzierten Wasseraustausches (Abb. 6.5-18). Bei einem Winkel von $\alpha=90^\circ$ erhöht sich der durch den Strömungseffekt induzierte Wasseraustausch vom 2,8-fachen auf das 11-fache des tideinduzierten Wasseraustausches. Die Ungleichheit der Dauer von Flut- und Ebbestromung verursacht bei großen Winkeln einen geringeren Wasseraustausch (Dichte und Strömungseffekt = 17-facher Tideeffekt) als bei kleinen Winkeln zwischen Hafen und Außenströmung. Die Änderungen bei vermindertem Tidehub (Nipptide) betragen bei $\alpha=90^\circ$, vergleichbar zu den breiten Häfen, ebenfalls rd. 10%.

In der Abbildung 6.5-19 sind die einzelnen Anteile des Tide-, Strömungs- und Dichteeffektes in Relation zur gesamten Austauschwassermenge der Vorhäfen dargestellt. Der Anteil der Tide am Wasseraustausch zwischen Hafen und Außenströmung liegt zwischen 5-9% (Abb. 6.5-19). 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.

Ein nahezu mit $\alpha=90^\circ$ abzweigender schmaler Hafen ($B_H \ll L_H$) hat, unabhängig von der Hafengröße, die geringsten Änderungen im Wasseraustausch infolge Strömungs- und Dichteeffekt gegenüber dem tidebedingten Wasseraustausch. Der Wasseraustausch erfolgt überwiegend über den Dichteeffekt und beinhaltet somit vorrangig sohlnahe Strömungen während der Flutstromphase. Der Strömungseffekt ist aufgrund der eingeschränkten Hafenbreite nicht so stark ausgeprägt, wie bei den breiten Häfen.

6.5.6 Bestimmung der Einflussfaktoren auf den Wasseraustausch

Zur Bestimmung des Einflusses der Hafenform (Länge, Breite, Neigung), der Tide und des Salzgehaltes auf die Austauschwassermenge wurde diese in Abhängigkeit von der Hafenfläche in Abb. 6.5-20 mit der Öffnungsweite in einem Diagramm aufgetragen. Für die unterschiedlichen Neigungen der Vorhäfen ergaben sich z.T. identische Öffnungsweiten, aber unterschiedliche Austauschwassermengen.

Der Einfluss der Größe der brackwasserbeeinflussten Häfen wird zusätzlich zur Abhängigkeit von den Hafenflächen der langen Häfen b), den Vorhäfen c) und den breiten Häfen a) (Abb. 6.5-20) sowohl bei Springtide, als auch bei Nipptide durch den Faktor α_Q (Gl. 6.5-3) in Abhängigkeit von der Hafenslänge beschrieben.

$$\alpha_Q = \frac{L_{H(akt)}}{L_{H(bezug)}} \quad (6.5-3)$$

Mit:

- α_Q Faktor zur Bestimmung des Einflusses der Länge auf den Wasseraustausch [-]
- $L_{H(akt)}$ Länge des betrachteten Hafens (z.B. lange Häfen: 1900m) [m]
- $L_{H(bezug)}$ Länge des Hafens zu dem der Bezug hergestellt wird (hier: 550 m) [m]

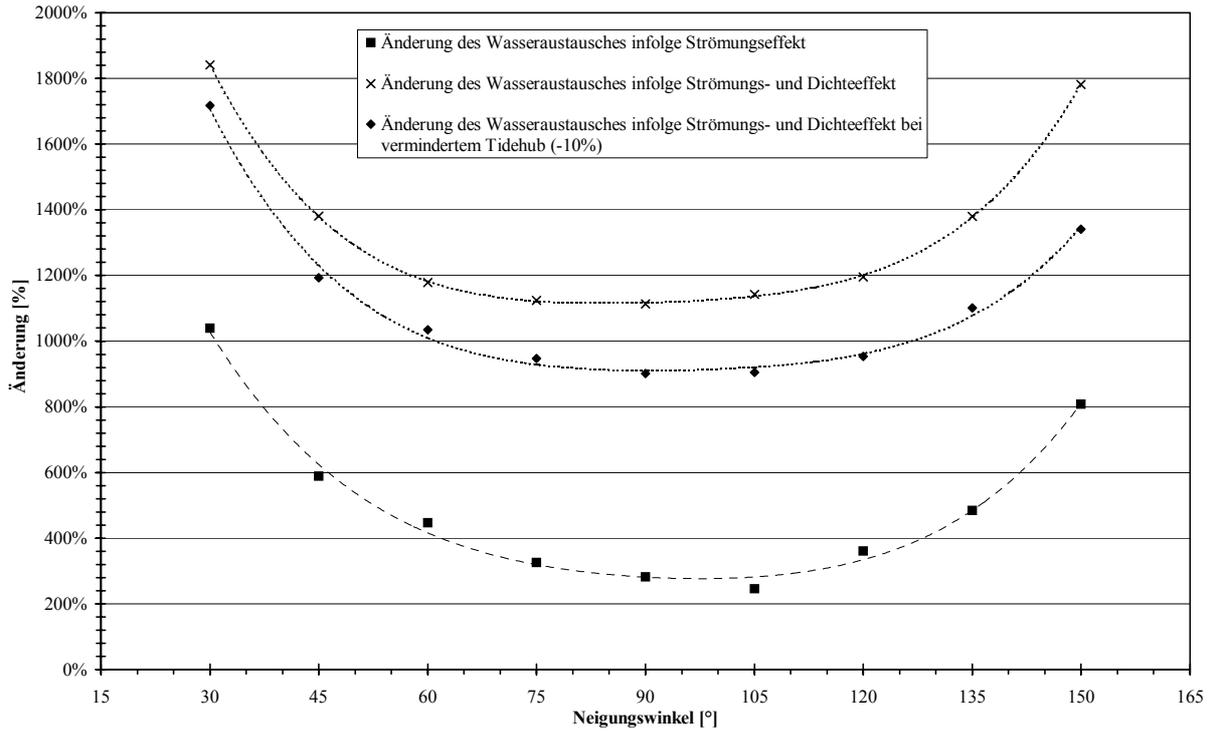


Abb. 6.5-18: Änderung des Wasseraustausches zwischen Hafen und Außenströmung durch den Strömungs- und Dichteeffekt gegenüber dem Tideeffekt (=100%) für verschiedene Winkel α des Hafens zur Außenströmung bei einer Tide

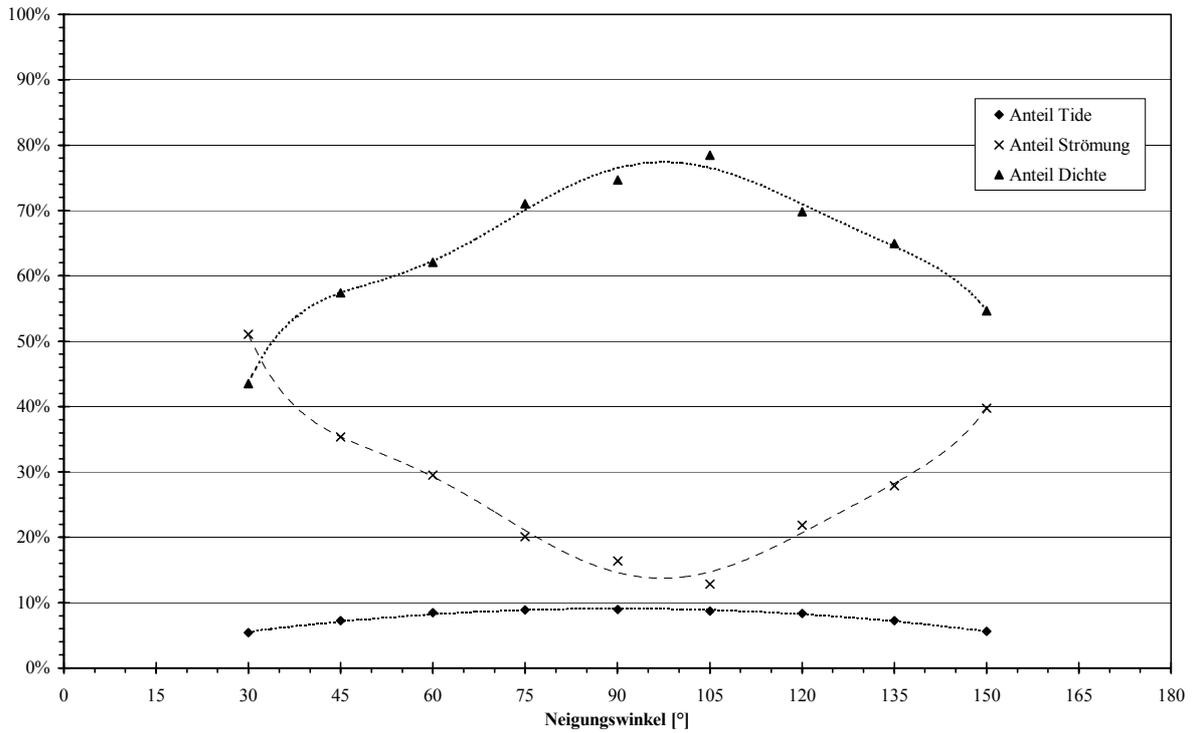


Abb. 6.5-19: Anteile des Tide-, Dichte- und Strömungseffektes an der in der Einfahrt der Vorhäfen ausgetauschten gesamten Wassermenge für verschiedene Winkel α des Hafens zur Außenströmung

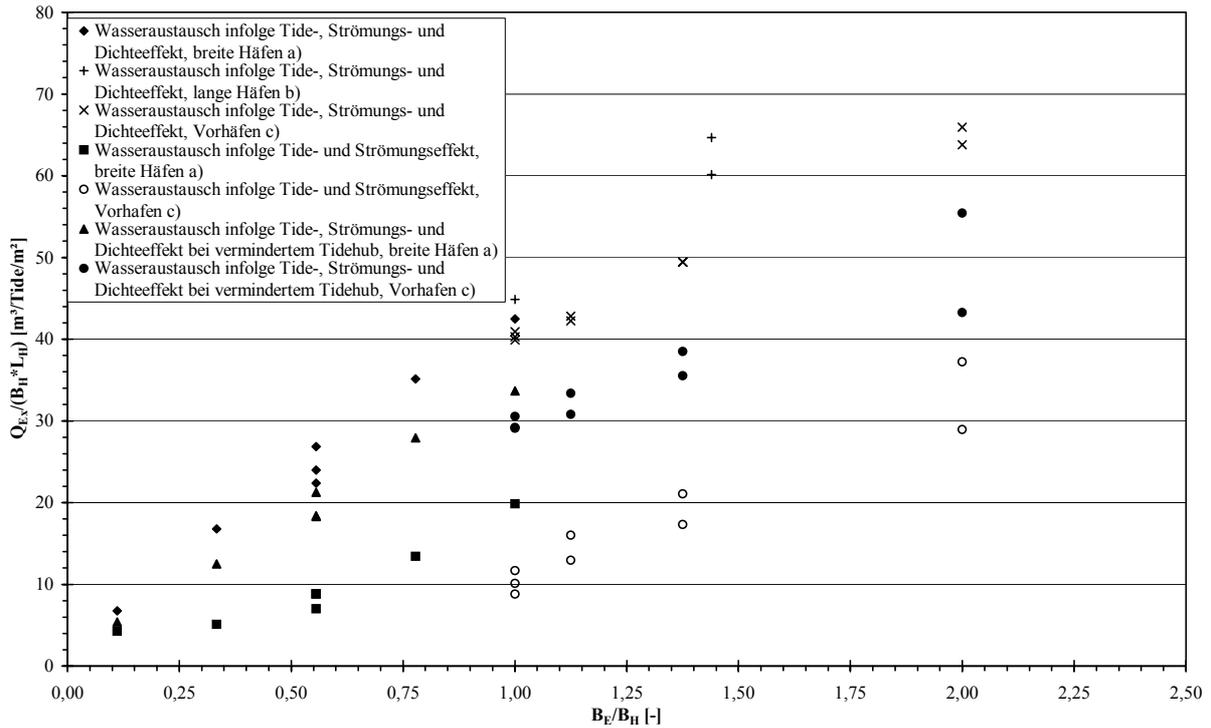


Abb. 6.5-20: Wasseraustausch durch die Hafeneinfahrt innerhalb einer Tide je m² Hafenoberfläche in Abhängigkeit von der Öffnungsweite, der Tide und der Variation des Salzgehaltes

In Abb. 6.5-14 und 6.5-17 zeigt sich, dass die Austauschwassermenge während der Nipptide im Mittel um rd. 22% unterhalb dem Austauschvolumen der Springtide liegt. Die aus dem unterschiedlichen Tidehub resultierende Differenz der Durchflüsse durch die Hafeneinfahrt je m² Hafenoberfläche zwischen den untersuchten Tiden wird durch den Faktor β_Q in Gleichung 6.5-4 beschrieben. Die Verminderung der Austauschwassermenge basiert vorrangig auf den geringeren Geschwindigkeiten im Hafen und den verringerten Salzgehaltsdifferenzen (vgl. Kap. 6.3.2). Diese Änderungen wiederum resultieren aus dem verminderten Tidehub in der Weser.

$$\beta_Q = \left(\frac{Thb_{akt}}{Thb_{bezug}} \right)^2 \quad (6.5-4)$$

Mit:

- β_Q Faktor zur Bestimmung des Einflusses des Tidehubes auf den Wasseraustausch [m]
- Thb_{bezug} Tidehub zu dem der Bezug hergestellt wird (hier: 3,94m) [m]
- Thb_{akt} Tidehub der betrachteten Tide (z.B. Nipptide: 3,55m) [m]

Die Vernachlässigung der salinen Dichte in der Außenströmung kann für die breiten Häfen, bei gleicher Tide, nicht mehr durch die Gl. 6.5-1 beschrieben werden. Mit zunehmender Öffnungsweite nimmt die Austauschwassermenge zwischen Hafen und Außenströmung nahezu exponential zu (Abb. 6.5-14). Der

Einfluss der Position 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 Vorhäfen c) verschiebt sich das Minimum der Austauschwassermenge unter Vernachlässigung der salinen Dichte im Vergleich zum Ausgangszustand mit variablem Salzgehalt auf $\alpha \approx 105^\circ$ (Abb. 6.5-17). 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% ($\alpha=30^\circ$) auf bis zu 78% ($\alpha=105^\circ$). Die Gl. 6.5-2 gilt hier nicht mehr.

Der Wasseraustausch zwischen den Häfen und der tide- und brackwasserbeeinflussten Außenströmung kann durch Gleichung 6.5-5 beschrieben werden (Abb. 6.5-21). Die Häfen ohne saline Dichteeffekte sind in Gleichung 6.5-5 nicht berücksichtigt worden.

$$Q_{ex} = \frac{m \cdot (B_E/B_H)}{T \cdot n + (B_E/B_H)} \cdot B_H \cdot L_H \cdot \frac{\beta_Q}{\alpha_Q} \quad (6.5-5)$$

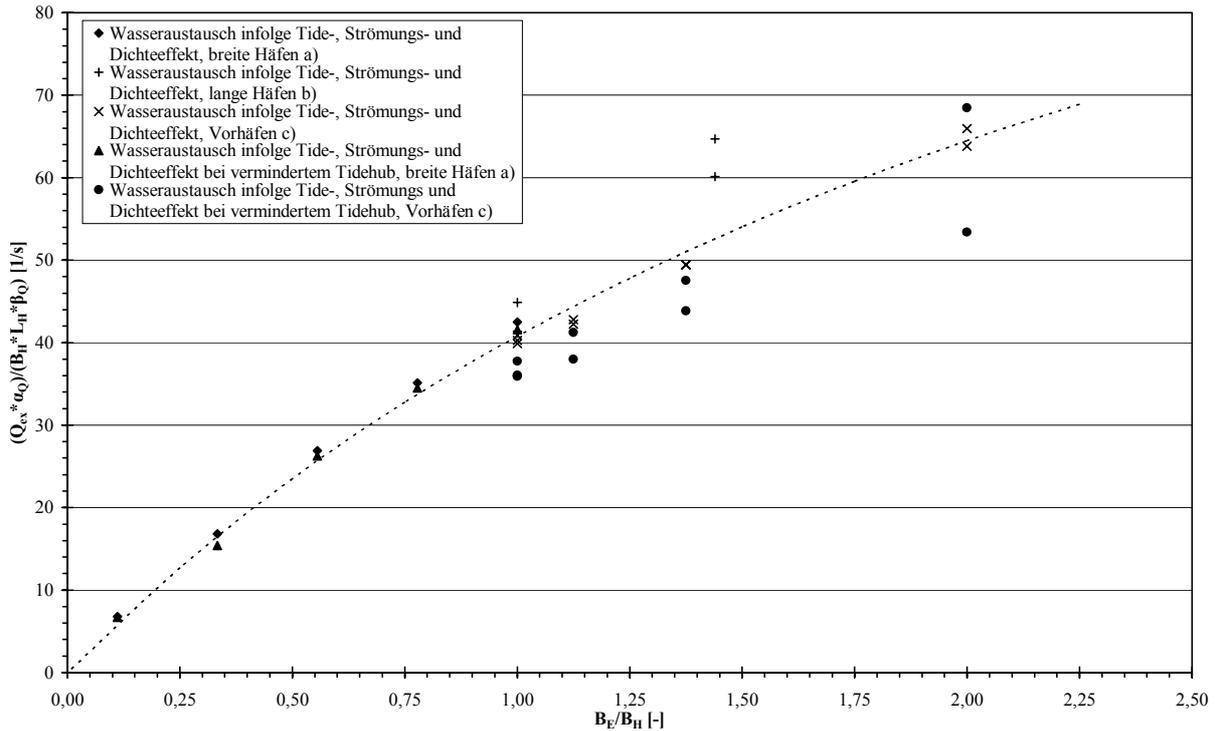


Abb. 6.5-21: Wasseraustausch durch die Hafeneinfahrt je m² Hafenoberfläche in Abhängigkeit von der Öffnungsweite, der Tide und der Variation des Salzgehaltes für die untersuchten Hafentypen

Mit:

- m Koeffizient = 153,565 [-]
- n Koeffizient = 6,248E-5 [-]
- Q_{ex} Wasseraustausch zwischen den Häfen und der tide- und brackwasserbeeinflussten Außenströmung [m³/Tide]
- T Tidedauer [s]

6.6 Wasseraustausch und Sedimentation

Sedimenteintrag in die Häfen und Sedimentation im Hafengebiet unterschiedlicher Geometrien folgen grundsätzlich dem Strömungsmuster, das sich aus den verschiedenen Einflüssen von Tide, Strömung und Dichtedifferenzen ergibt. Die numerische 3-dimensionale Simulation bietet die Möglichkeit den Transport einzelner Kornfraktionen in die Häfen zu berechnen und die Sedimentation qualitativ zu bestimmen.

Die Analyse des Sedimenttransportes erfolgt durch eine Auswertung und Analyse der Sedimentationshöhen bezogen auf eine Tide und der Auswertung der eingetragenen Sedimentmengen je Tide. Die Sedimentationshöhen und -mengen werden über einen Zeitraum von drei Tiden durch Mittelung bestimmt. Eine Übersicht der Ergebnisse findet sich in Tafel D.2-2.

Die Sedimentation im Hafen, die aus dem Wasseraustausch infolge Tide- und Strömungseffekt resultiert,

wurde für den Einfluss der Öffnungsweite (breite Häfen, Appendix D.3.1), des Winkels zwischen Hafen und Außenströmung (Vorhäfen, Appendix D.3.2) und der Hafengröße (lange Häfen, Appendix D.3.3) mit erhöhtem Wasserstand (Springtide) bestimmt.

6.6.1 Sedimentation in den breiten Häfen bei erhöhtem Tidehub

Mit zunehmender Verringerung der Einfahrtsbreite verkleinert sich der Erosionsbereich in der Einfahrt der breiten Häfen (Abb. 6.6-1 und 6.6-2). 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 6.6-1, 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 (Abb. 6.6-2).

Das untersuchte Material setzt sich unter den hier vorhandenen Strömungsbedingungen nur in sehr geringem Maße in den Häfen ab. In der Natur würde sich voraussichtlich anderes Material ablageren. Eine detailliertere Auswertung ist daher nicht sinnvoll.

	Einfahrtsbreite B_E/B_H	Höhe: [m/Tide]	Fläche [m ²]	Volumen [m ³ /Tide]	Änderung [%]	Änderung [m ³ /Tide]
Springtide ohne saline Dichteeffekte	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 6.6-1: Änderung der Sedimentation in Abhängigkeit von der Position und der Größe der Hafeneinfahrt ohne Berücksichtigung von salinen Dichtegraden ($Th_b = 3,94$ m)

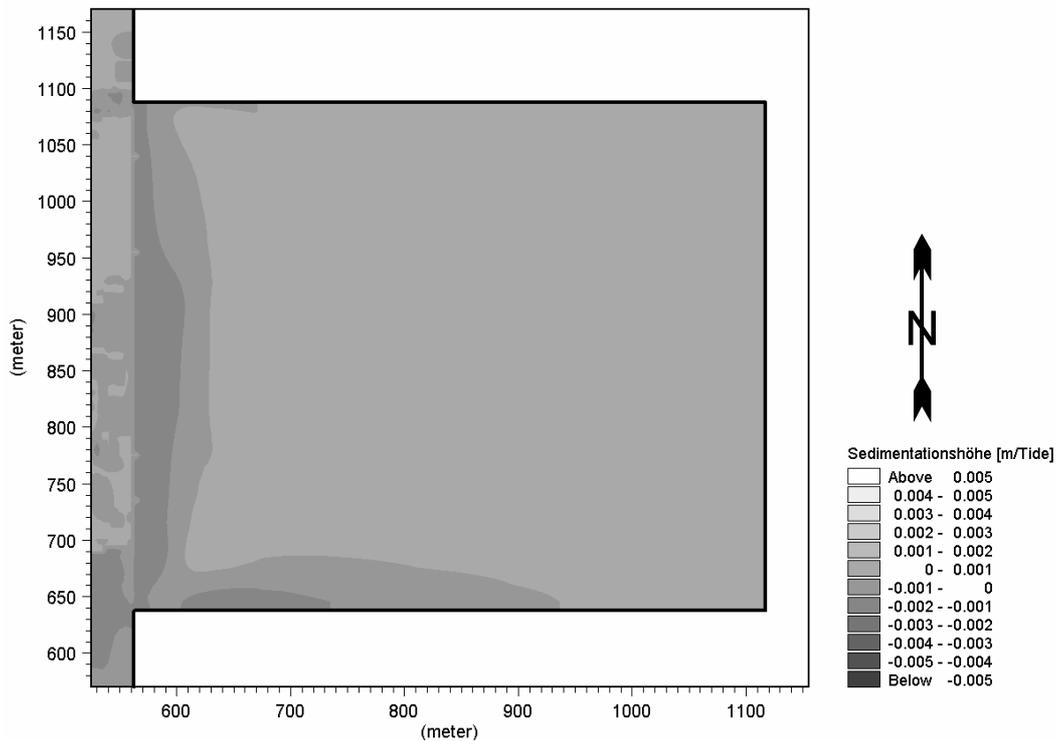


Abb. 6.6-1: Mittlere Sedimentationshöhe je Tide in einem nahezu quadratischen Hafen bei voller Einfahrtsbreite zur Außenströmung ($B_E = 1,0B_H$; $Th_b = 3,94$ m)

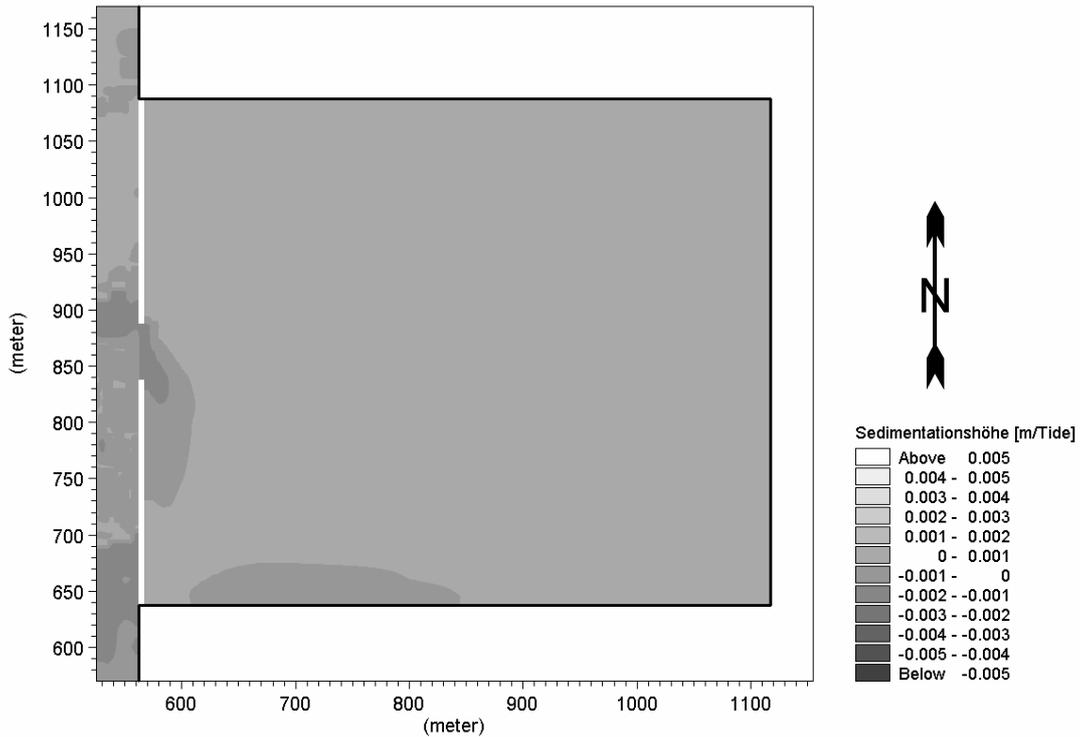


Abb. 6.6-2: Mittlere Sedimentationshöhe je Tide in einem nahezu quadratischen Hafen bei eingeschränkter Einfahrtsbreite zur Außenströmung ($B_E = 0,11B_H$; $T_{hb} = 3,94$ m)

6.6.2 Sedimentation in den Vorhäfen bei erhöhtem Tidehub

Bei einer Hafenneigung von $\alpha = 90^\circ$ sind über den Vorhafen verteilt sowohl Sedimentation als auch Erosion nahezu im Gleichgewicht (Tafel 6.6-2). Durch die

Verringerung oder Vergrößerung des Neigungswinkels erodiert im Einfahrtsbereich mit zunehmender Einfahrtsbreite mehr Material als sich im Hafen ablagert (Abb. 6.6-3 und 6.6-4). 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. 6.4).

	Neigungswinkel [°]	Höhe: [m/Tide]	Fläche [m ²]	Volumen [m ³ /Tide]	Änderung [%]	Änderung [m ³ /Tide]
Springtide mit konst. Salzgehalt	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 6.6-2: Änderung der Sedimentation in Abhängigkeit von der Neigung des Hafens ohne Berücksichtigung von salinen Dichtegradienten ($T_{hb} = 3,94$ m)

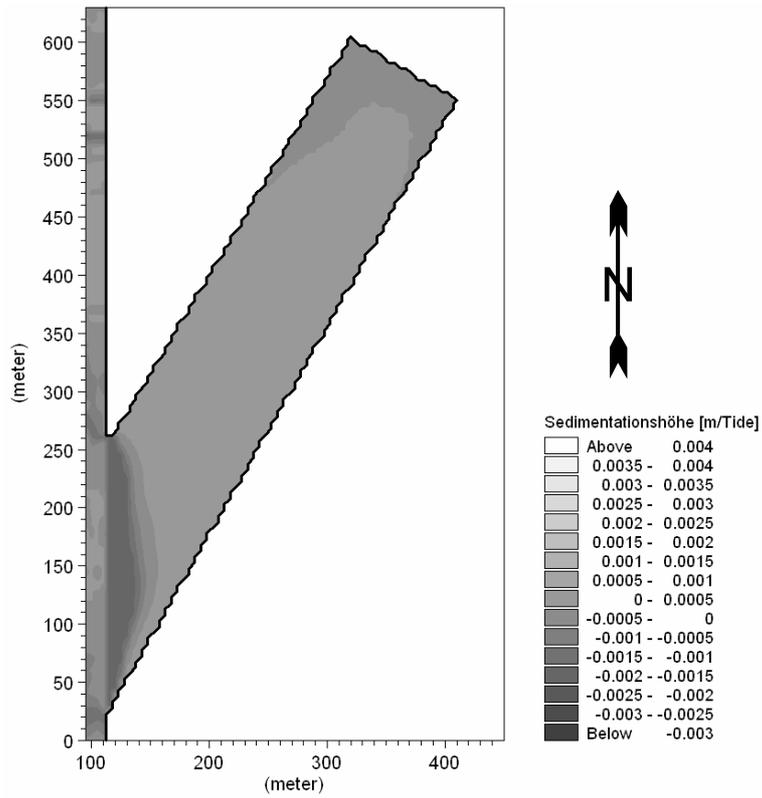


Abb. 6.6-3: Mittlere Sedimentationshöhe je Tide in einem Vorhafen ($B_H/L_H=0,24$) bei einem Winkel von $\alpha=30^\circ$ zur Außenströmung ($T_{hb} = 3,94$ m)

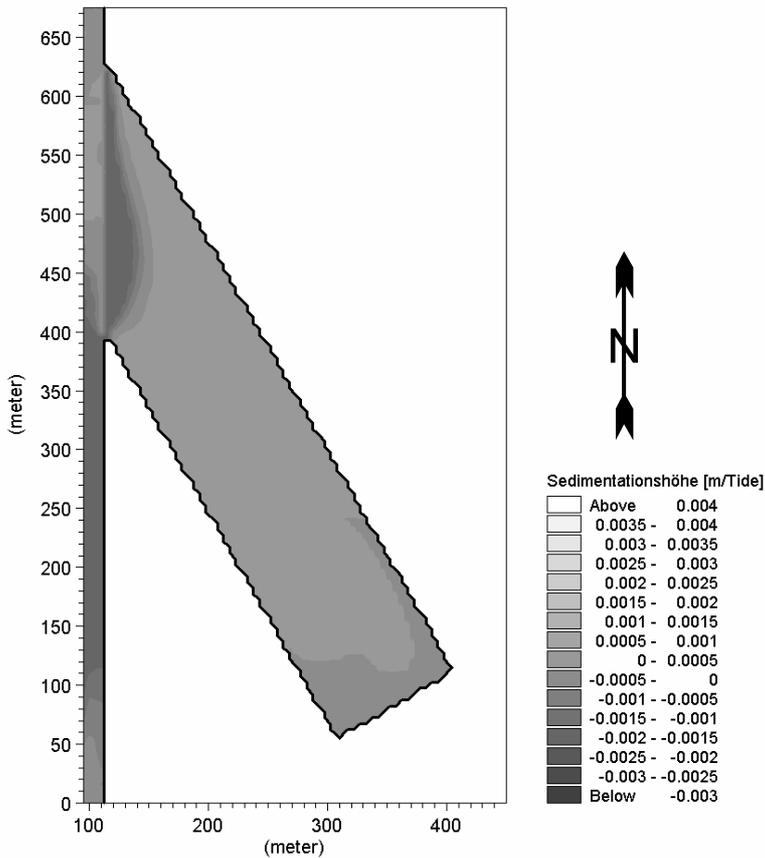


Abb. 6.6-4: Mittlere Sedimentationshöhe je Tide in einem Vorhafen ($B_H/L_H=0,24$) bei einem Winkel von $\alpha=150^\circ$ zur Außenströmung ($T_{hb} = 3,94$ m)

Die Betrachtung der Sedimentation in den verschiedenen Häfen zeigt, dass sich das untersuchte Material unter den hier vorhandenen Strömungsbedingungen nicht in den Häfen absetzt, sondern über die Hafeneinfahrt gemittelt erodiert. Zudem wird zuwenig des untersuchten Materials durch die Einfahrt ausgetauscht, um die Erosion im Einfahrtbereich ausgleichen zu können. In der Natur würde voraussichtlich keine Erosion im Hafen und in der Einfahrt stattfinden, da in diesem Fall gröberes Sohlmaterial vorhanden sein würde, um einen Gleichgewichtszustand zu erzeugen.

6.6.3 Sedimentation in den breiten Häfen bei erhöhtem Tidehub unter salinem Dichteeinfluss

Die Strömungen in den Häfen ändern sich grundlegend, wenn zu dem Tide- und Strömungseffekt der Dichteeffekt hinzukommt. Der Wasseraustausch ist um ein Vielfaches höher. Mit dem Wasseraustausch nehmen die Geschwindigkeiten im Hafen zu. Es werden durch den erhöhten Wasseraustausch mehr

Schwebstoffe in die Häfen eingetragen und aufgrund der erhöhten Strömungen stärker verteilt.

Breite und Position der Hafeneinfahrt haben einen deutlichen Einfluss auf die eingetragenen Sedimentmengen in den breiten Häfen bei tide-, strömungs- und dichteinduziertem Wasseraustausch (Abb. 6.6-5). Durch die Reduzierung der Einfahrtbreite auf die Hälfte nimmt der Sedimenteintrag um rd. 5 % ab (Tafel 6.6-3). Eine weitere Reduzierung der Einfahrtbreite auf 11 % der Hafenbreite hat eine Reduzierung der Sedimentation von 64 % zur Folge. Durch die Verlagerung der Einfahrt von der Mitte in Richtung stromab (dunkelgrau, Abb. 6.6-5) wird im Vergleich zum Ausgangszustand 3,4 % mehr Sediment in den Hafen eingetragen. Die Verlagerung der Einfahrt in Richtung stromauf (hellgrau, Abb. 6.6-5) vermindert den Sedimenteintrag im Vergleich zur mittigen Position der Öffnung um zusätzlich 15 %. Die Entwicklung der Sedimentationsmenge in Abhängigkeit von der Öffnungsweite lässt sich durch die mittels Regressionsanalyse ermittelte Gleichung 6.6-1 beschreiben (Abb. 6.6-5).

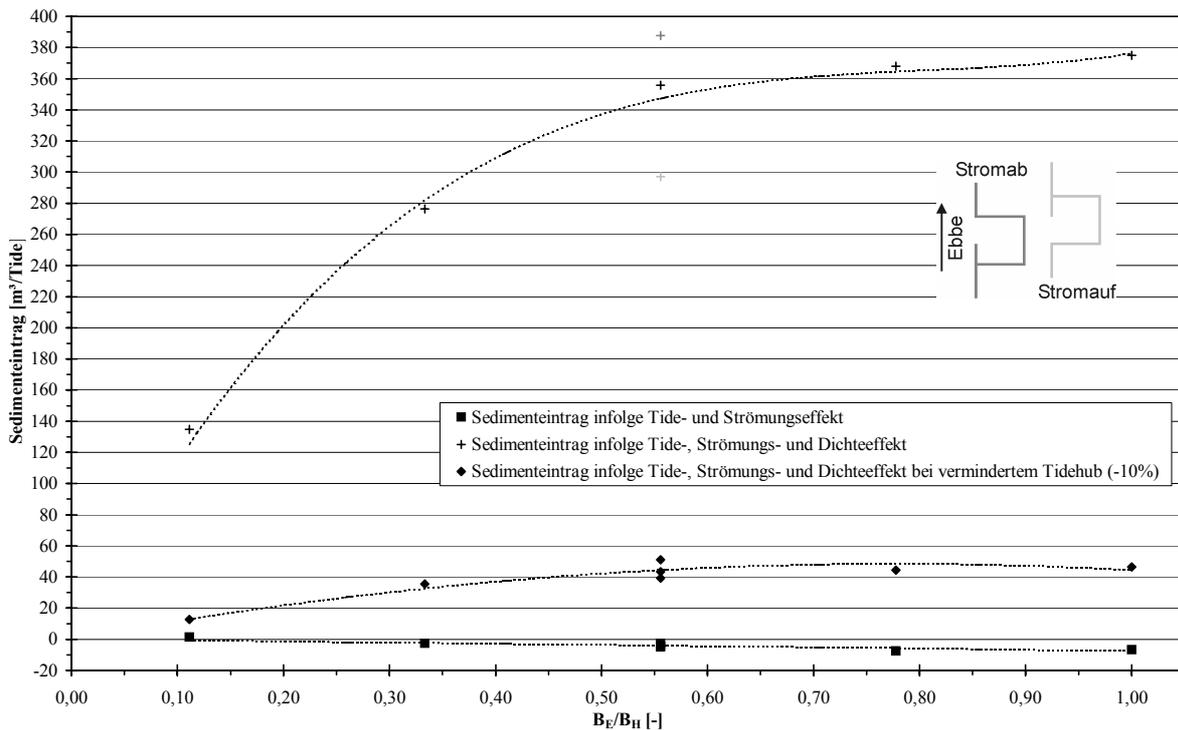


Abb. 6.6-5: Sedimenteintrag in Abhängigkeit der Lage und der Größe der Hafeneinfahrt bei verschiedenen Tiden sowie mit und ohne saline Dichtegradienten

	Einfahrtsbreite B _E /B _H	Höhe: [m/Tide]	Fläche [m ²]	Volumen [m ³ /Tide]	Änderung [%]	Änderung [m ³ /Tide]
Springtide	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 6.6-3: Änderung der Sedimentation in Abhängigkeit von der Position und der Größe der Hafeneinfahrt unter Berücksichtigung von salinen Dichtegradienten (Th_b = 3,94 m)

$$Sed_{ex, B_E} = \frac{B_E / B_H}{a_{sed} + b_{sed} \cdot (B_E / B_H) + c_{sed} \cdot (B_E / B_H)^2} \quad (6.6-1)$$

Mit:

Sed_{ex, BE} Sedimentationsmenge in den breiten Häfen (a) innerhalb der untersuchten Springtide [m³/Tide]

a_{sed} Koeffizient = 7,06E-4 [m³/Tide]

b_{sed} Koeffizient = 1,146E-3 [m³/Tide]

c_{sed} Koeffizient = -8,177E-4 [m³/Tide]

B_E Breite der Hafeneinfahrt [m]

B_H Breite des Hafens [m]

ment 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 (Abb. D.3-1 und D.3-2). Hinter den die Einfahrt verengenden Spundwänden sedimentiert zusätzlich Material. Durch eine weitere Verminderung der Einfahrtsbreite nimmt die Sedimentationshöhe insgesamt ab. Bei einer Einfahrtsbreite von B_E = 0,11B_H ist im Hafen eine relativ gleichmäßige Sedimentationshöhe vorhanden (Abb. 6.6-7).

Das Sediment lagert sich vorrangig im nördlichen, seewärtigen Bereich des Hafens ab (Abb. 6.6-6). Zusätzlich lagert sich im Zentrum des Hafens Sedi-

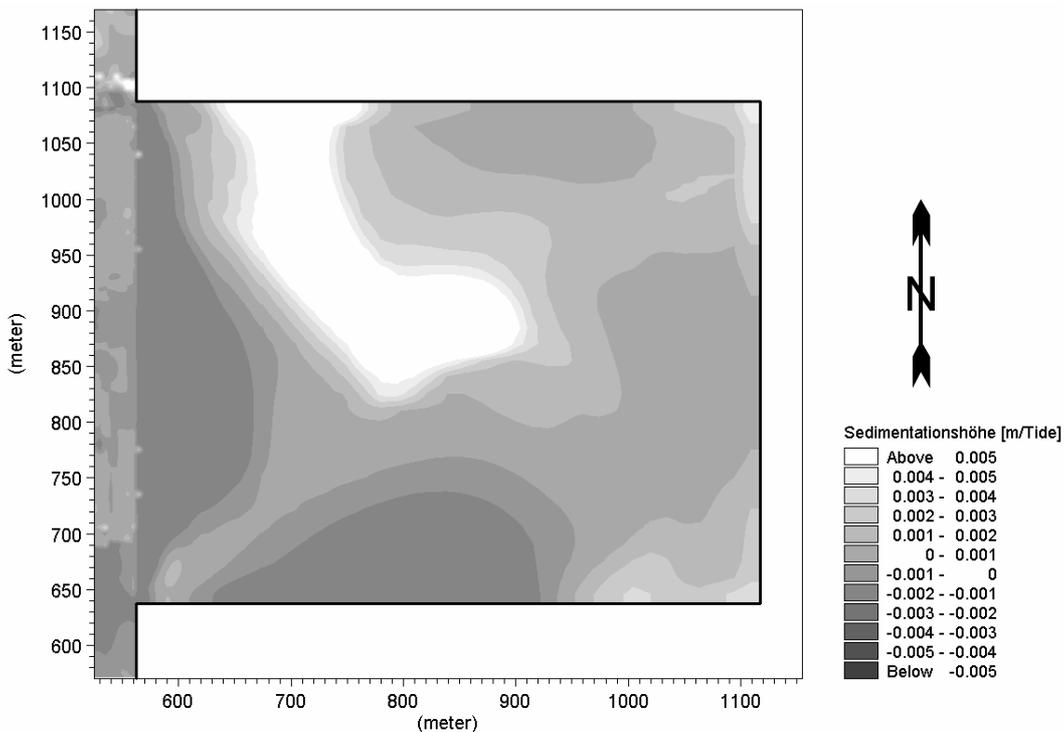


Abb. 6.6-6: Mittlere Sedimentationshöhe je Tide in einem nahezu quadratischen Hafen mit variierendem Salzgehalt bei voller Einfahrtsbreite zur Außenströmung (B_E = 1,0B_H; Th_b = 3,94 m)

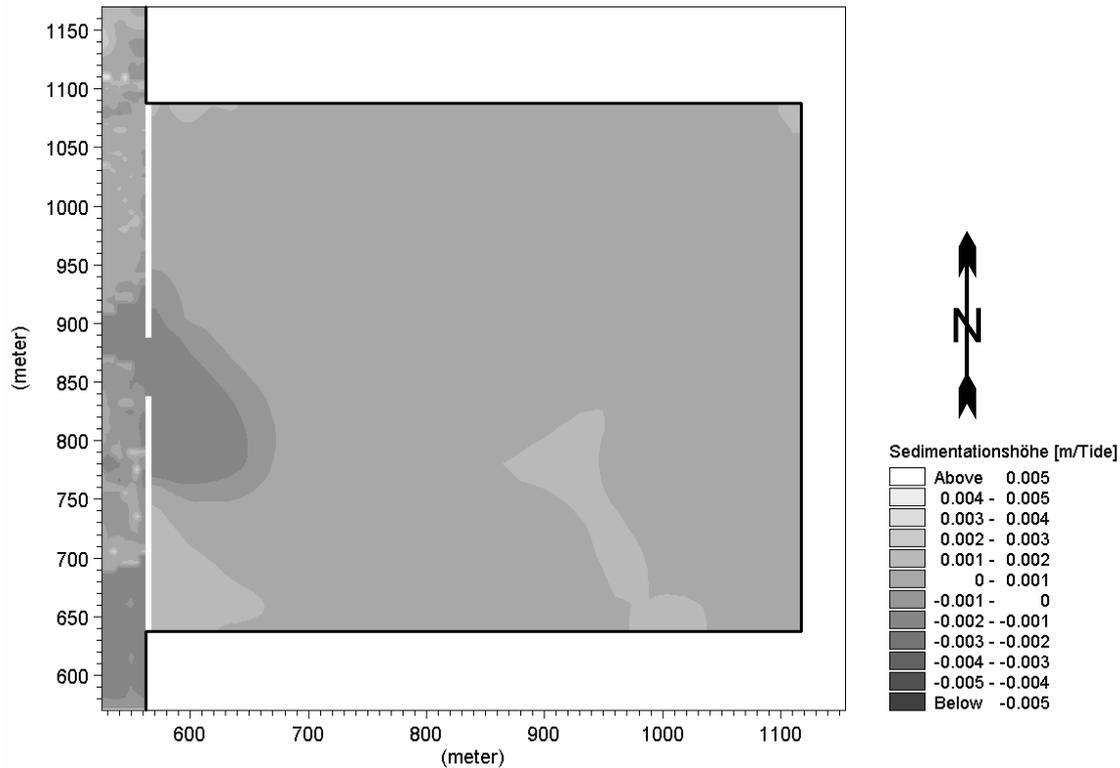


Abb. 6.6-7: Mittlere Sedimentationshöhe je Tide in einem nahezu quadratischen Hafen mit variierendem Salzgehalt bei eingeschränkter Einfahrtsbreite zur Außenströmung ($B_E = 0,11B_H$; $T_{hb} = 3,94$ m)

6.6.4 Sedimentation in den Vorhäfen bei erhöhtem Tidehub unter salinem Dichte-einfluss

In Abb. 6.6-8 und Tafel 6.6-4 ist der Einfluss der Neigung der Vorhäfen auf die Sedimentation bei tide-, strömungs- und dichteinduziertem Wasseraustausch dargestellt. Die Sedimentation ist bei einem stromab geneigten Vorhafen ($\alpha = 30^\circ$ bis 60°) 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 ($\alpha = 150^\circ$). Durch die mittels Regressionsanalyse ermittelte Gleichung 6.6-2 kann für $30^\circ < \alpha < 150^\circ$ die Sedimentationsmenge beschrieben werden (Abb. 6.6-8).

$$Sed_{ex,Neigung} = g_{sed} \cdot (\alpha)^3 + f_{sed} \cdot (\alpha)^2 + e_{sed} \cdot (\alpha) + d_{sed}$$

für $30^\circ < \alpha < 150^\circ$ (6.6-2)

Mit:

$Sed_{ex,Neigung}$ Sedimentationsmenge in den geneigten Häfen (c) innerhalb der untersuchten Springtide [$m^3/Tide$]

d_{sed} Koeffizient = 115,7 [$m^3/Tide$]

e_{sed} Koeffizient = -0,923 [$m^3/Tide$]

f_{sed} Koeffizient = 0,014 [$m^3/Tide$]

g_{sed} Koeffizient = -3,66E-5 [$m^3/Tide$]

Die größten Sedimentationshöhen sind in allen Variationen der Hafenneigung am nördlichen Hafenrand und im hinteren östlichen Bereich des Hafens zu erkennen (Abb. 6.6-9, 6.6-10, D.3-6 bis D.3-12). 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, die sich von Süden nach Norden durch den Einfahrtsbereich zieht und anschließend am nördlichen Ufer in die höheren Sedimentationsbereiche übergeht (Abb. 6.6-9 und 6.6-10).

Die Sedimentationsmenge hat sich durch die 8-fache Vergrößerung des Vorhafens zum langen Hafen von $124 m^3/Tide$ auf $420 m^3/Tide$ ähnlich wie der Durchfluss (vgl. Kap. 6.5) mehr als verdreifacht. Bei einer Neigung des langen Hafens von $\alpha = 45^\circ$ verringert sich die Sedimentationsmenge um 18,6%, während bei einer Neigung von $\alpha = 135^\circ$ die Sedimentationsmenge bei den langen Häfen um bis zu 47% ansteigt (Tafel 6.6-5, Abb. 6.6-8).

Die Sedimentationshöhen in den langen Häfen (Abb. D.3-13 bis D.3-15) verteilen sich ähnlich wie in den Vorhäfen c) (Abb. D.3-6, D.3-9, D.3-12). Die größten Sedimentationshöhen sind in allen berechneten Variationen am nördlichen Hafenrand zu erkennen. Das Sediment, das sich in den kleineren Vorhäfen (Abb.

D.3-6 bis D.3-12) im hinteren östlichen Bereich des Hafens sammelte, hat sich hier über die gesamte Länge des Hafens verteilt.

	Neigungswinkel [°]	Höhe: [m/Tide]	Fläche [m ²]	Volumen [m ³ /Tide]	Änderung [%]	Änderung [m ³ /Tide]
Springtide	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 6.6-4: Änderung der Sedimentation in Abhängigkeit von der Neigung des Hafens unter Berücksichtigung von salinen Dichtegradienten (Thb = 3,94 m)

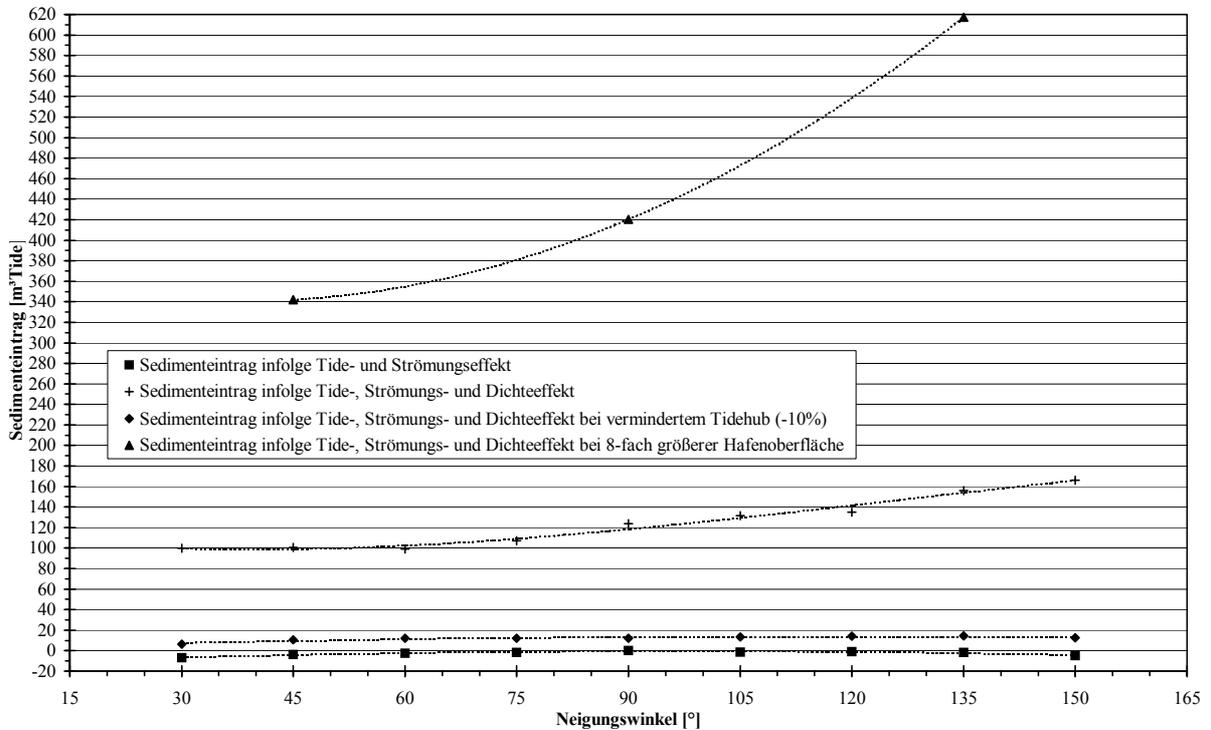


Abb. 6.6-8: Sedimenteintrag in die Vorhäfen in Abhängigkeit vom Winkel α des Hafens zur Außenströmung bei verschiedenen Tiden sowie mit und ohne saline Dichtegradienten

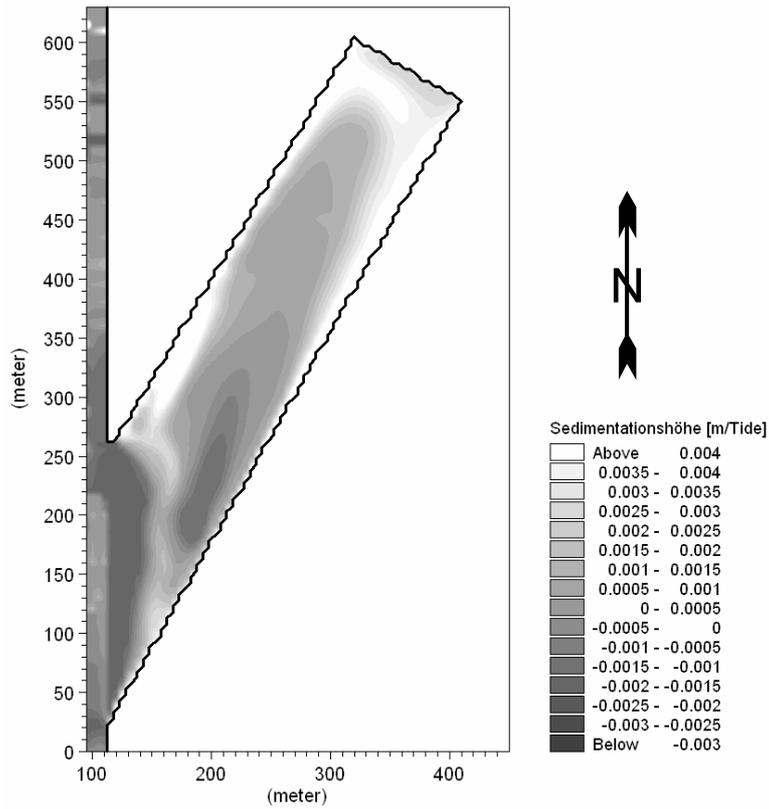


Abb. 6.6-9: Mittlere Sedimentationshöhe je Tide in einem Vorhafen ($B_H/L_H=0,24$) mit variierendem Salzgehalt bei einem Winkel von $\alpha=30^\circ$ zur Außenströmung ($T_{hb} = 3,94$ m)

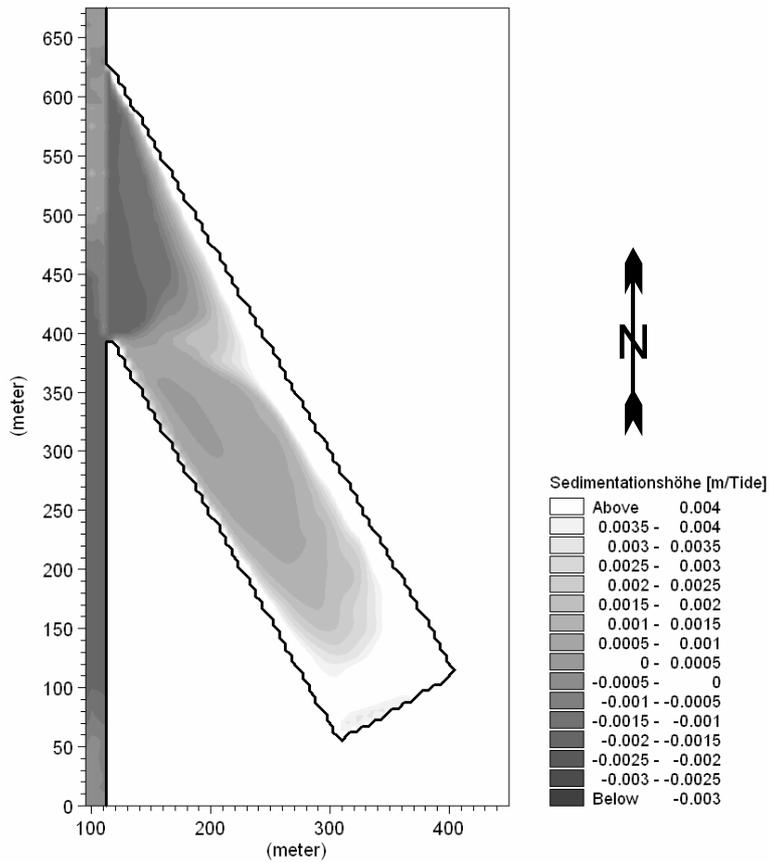


Abb. 6.6-10: Mittlere Sedimentationshöhe je Tide in einem Vorhafen ($B_H/L_H=0,24$) mit variierendem Salzgehalt bei einem Winkel von $\alpha=150^\circ$ zur Außenströmung ($T_{hb} = 3,94$ m)

	Neigungswinkel [°]	Höhe: [m/Tide]	Fläche [m ²]	Volumen [m ³ /Tide]	Änderung [%]	Änderung [m ³ /Tide]
Springtide Schlanke Häfen	45	0,000704	485775	341,99	-18,6%	-78,2
	90	0,000865	485775	420,20		
	135	0,001271	485775	617,26	46,9%	197,1

Tafel 6.6-5: Änderung der Sedimentation in Abhängigkeit von der Neigung der langen Häfen b) in Relation zum Ausgangszustand bei $\alpha=90^\circ$ unter Berücksichtigung von salinen Dichtegradienten ($Thb = 3,94 \text{ m}$)

6.6.5 Sedimentation in den breiten Häfen bei vermindertem Tidehub unter salinem Dichteinfluss

$$\beta_{\text{Sed}} = 2,25 \cdot (Thb_{\text{bezug}} - Thb_{\text{akt}}) \quad (6.6-3)$$

Mit:

β_{Sed} Faktor zur Bestimmung des Einflusses des Tidehubes auf die Sedimentationshöhe in den Häfen [m]

Thb_{bezug} Tidehub zu dem der Bezug hergestellt wird (hier: 3,94m) [m]

Thb_{akt} Tidehub der betrachteten Tide (hier: 3,55m) [m]

Während der Nipptide (verminderter Tidehub) werden wesentlich weniger Schwebstoffe in der Außenströmung transportiert (vgl. Abb. 6.3-5). Die Sedimentationsmengen in den Häfen sind über 90% niedriger als bei der Springtide.

Der Einfluss der Öffnungsweite bei breiten Häfen während einer Nipptide ist vergleichbar mit dem Einfluss während der Springtide (Abb. 6.6-5). Die Abhängigkeit zwischen den Tiden wird durch Gl. 6.6-3 beschrieben. Bis zu einer Einfahrtsbreite von $B_E = 0,5B_H$ nimmt der Sedimenteintrag um bis zu 6,5% ab (Tafel 6.6-6). 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 (Abb. 6.6-11, 6.6-12) ist ebenfalls vergleichbar mit der Verteilung der Sedimente bei einer Springtide. Die höchsten Ablagerungen sind in nördlichen und zentralen Bereichen zu erkennen (Abb. 6.6-11). 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.

	Einfahrtsbreite B_E/B_H	Höhe: [m/Tide]	Fläche [m ²]	Volumen [m ³ /Tide]	Änderung [%]	Änderung [m ³ /Tide]
Nipptide	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 6.6-6: Änderung der Sedimentation in Abhängigkeit von der Position und der Größe der Hafeneinfahrt bei einer Nipptide in den breiten Häfen unter Berücksichtigung von salinen Dichtegradienten ($Thb = 3,55 \text{ m}$)

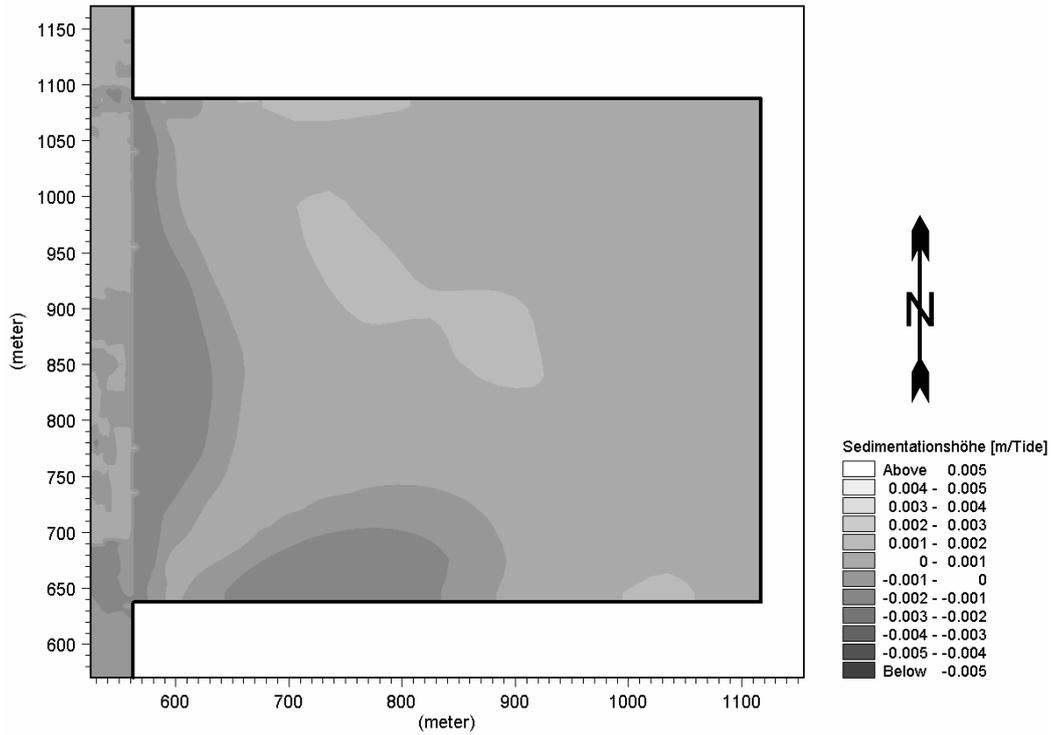


Abb. 6.6-11: Mittlere Sedimentationshöhe je Tide in einem nahezu quadratischen Hafen mit variierendem Salzgehalt bei voller Einfahrtsbreite zur Außenströmung ($B_E = 1,0B_H$; $T_{hb} = 3,55$ m)

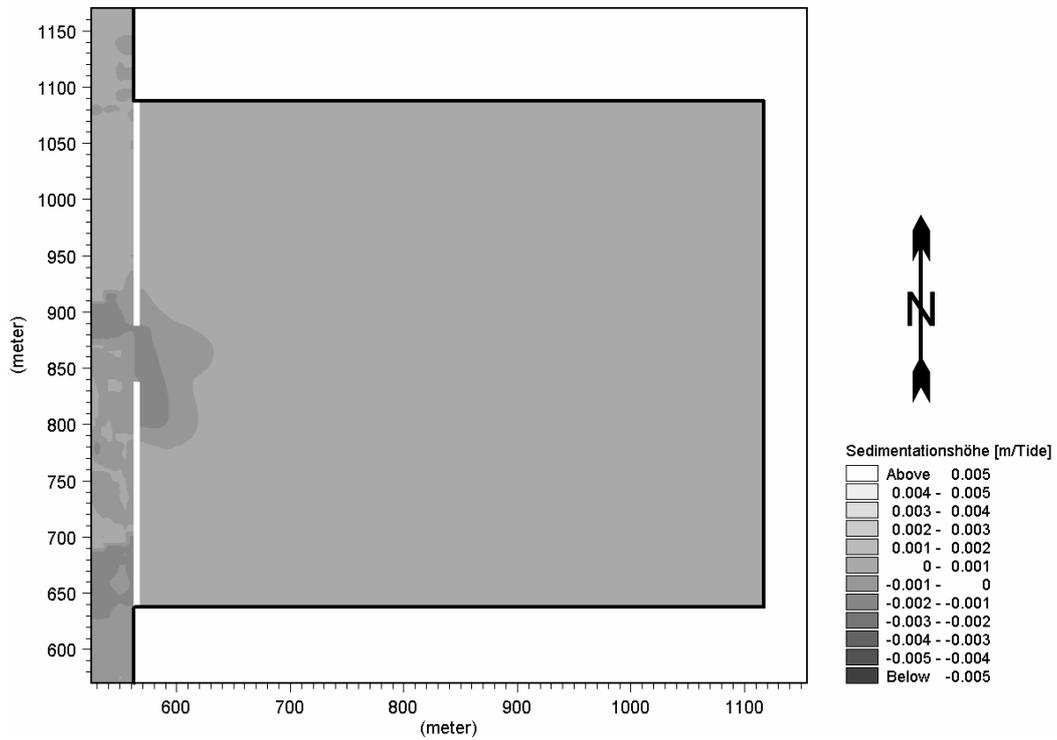


Abb. 6.6-12: Mittlere Sedimentationshöhe je Tide in einem nahezu quadratischen Hafen mit variierendem Salzgehalt bei eingeschränkter Einfahrtsbreite zur Außenströmung ($B_E = 0,11B_H$; $T_{hb} = 3,55$ m)

6.6.6 Sedimentation in den Vorhäfen bei vermindertem Tidehub unter salinem Dichteinfluss

Durch die Wahl des Untersuchungszeitraumes verändert sich der Einfluss der Neigung der Vorhäfen auf die Sedimentationshöhen (Abb. 6.6-8). Der Unterschied zwischen Nipp- und Springtide kann nicht mehr durch den Faktor β_{Sed} (Gl. 6.4-3) beschrieben werden. Die Sedimentation ist am geringsten bei einer Neigung des Hafens von $\alpha=30^\circ$ (Tafel 6.6-7). 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 die mit der Springtide erzielt wurden. In der Einfahrt und im südlichen Bereich an der Einfahrt in die Vorhäfen erodiert das untersuchte Sediment (Abb. 6.6-13, 6.6-14). Die hinteren östlichen und nördlichen Hafenbereiche sind Bereiche in denen sich das Sediment verstärkt abgelagert.

	Neigungswinkel [°]	Höhe: [m/Tide]	Fläche [m²]	Volumen [m³/Tide]	Änderung [%]	Änderung [m³/Tide]
Nipp tide	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 6.6-7: Änderung der Sedimentation in Abhängigkeit von der Neigung des Vorhafens bei einer Nipp tide unter Berücksichtigung von salinen Dichtegradienten ($T_{\text{hb}} = 3,55 \text{ m}$)

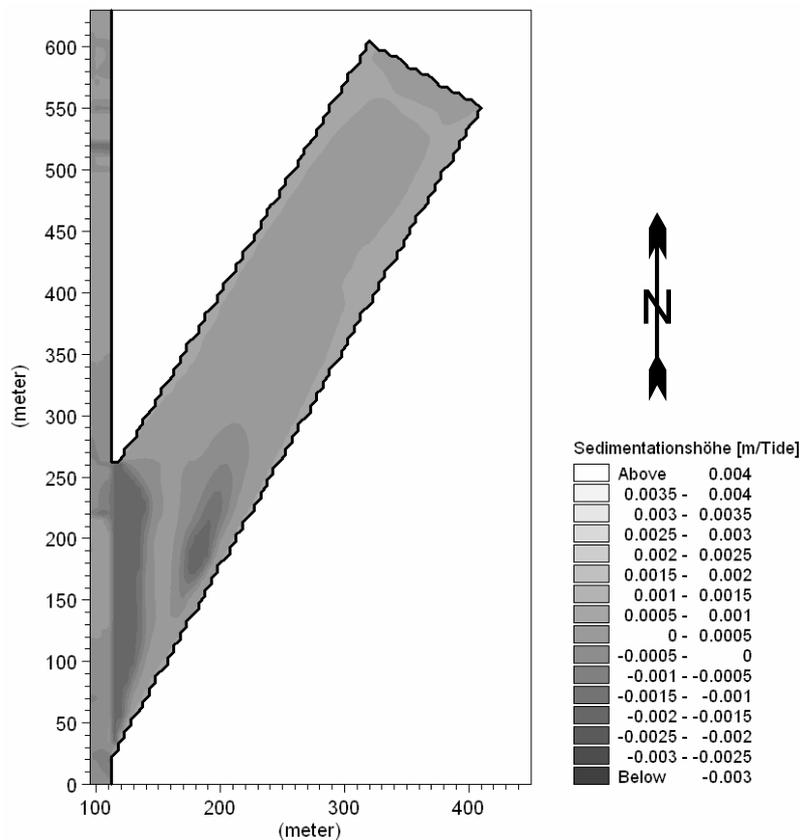


Abb. 6.6-13: Mittlere Sedimentationshöhe je Tide in einem Vorhafen ($B_H/L_H=0,24$) mit variierendem Salzgehalt bei einem Winkel von $\alpha=30^\circ$ zur Außenströmung ($T_{\text{hb}} = 3,55 \text{ m}$)

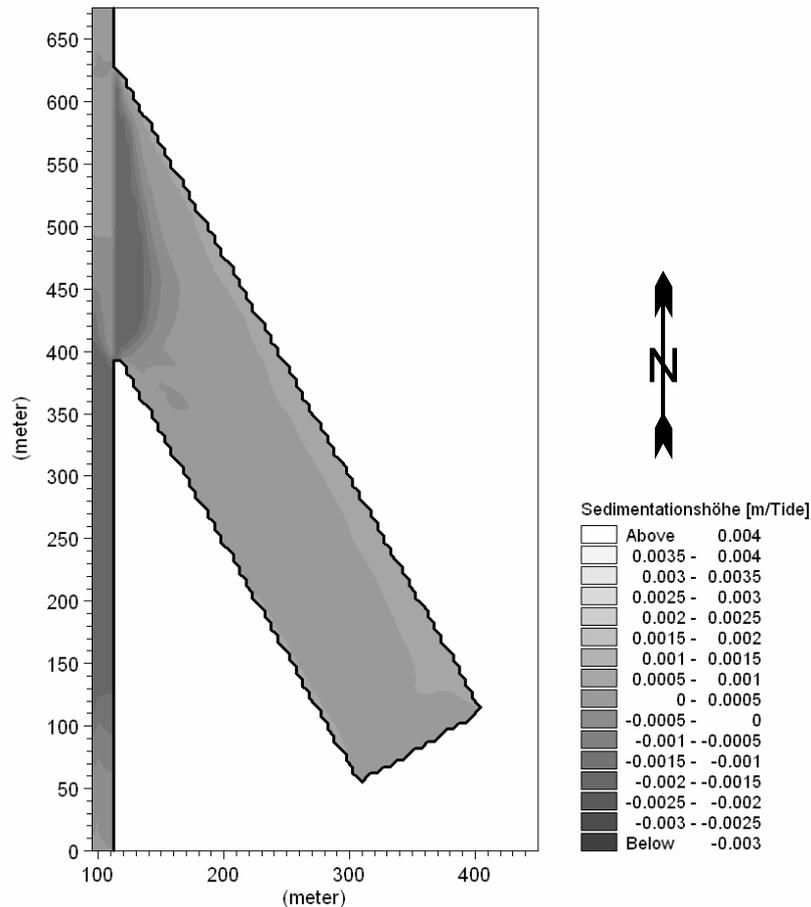


Abb. 6.6-14: Mittlere Sedimentationshöhe je Tide in einem Vorhafen ($B_H/L_H=0,24$) mit variierendem Salzgehalt bei einem Winkel von $\alpha=150^\circ$ zur Außenströmung ($T_{hb} = 3,55$ m)

6.6.7 Bestimmung der Einflussfaktoren auf die Sedimentation

Die Ergebnisse der Simulationen sind in Abb. 6.6-15 zusammengefasst. Eine universelle Abhängigkeit der mittleren Sedimentationshöhe im Hafen von der Austauschwassermenge zwischen Hafen und Außenströmung, dem Tidehub oder dem Dichteeffekt ist hier nicht erkennbar.

Aus der Änderung der Hafensfläche und der Sedimentation ergibt sich bei vergleichbaren Randbedingungen eine deutliche Abhängigkeit der Sedimentationsmenge von der Hafengröße und -form. In den kleinsten Häfen (Vorhäfen c), 60000 m^2 lagert sich, unabhängig von der Position und Größe der Einfahrt, aufgrund des Absetzverhaltens des Sedimentes deutlich mehr Material pro m^2 Hafensfläche ab, als in den größten Häfen (lange Häfen b), 475000 m^2 .

Die Ergebnisse für die Nipptide sind nicht auf die Ergebnisse der Springtide projizierbar. Die Berechnung des Sedimenttransportes ohne Berücksichtigung des Dichteeffektes ist nicht proportional zu den beiden Berechnungen mit Dichteeffekt. Abhängigkeiten der Berechnungsergebnisse untereinander konnten nicht ermittelt werden.

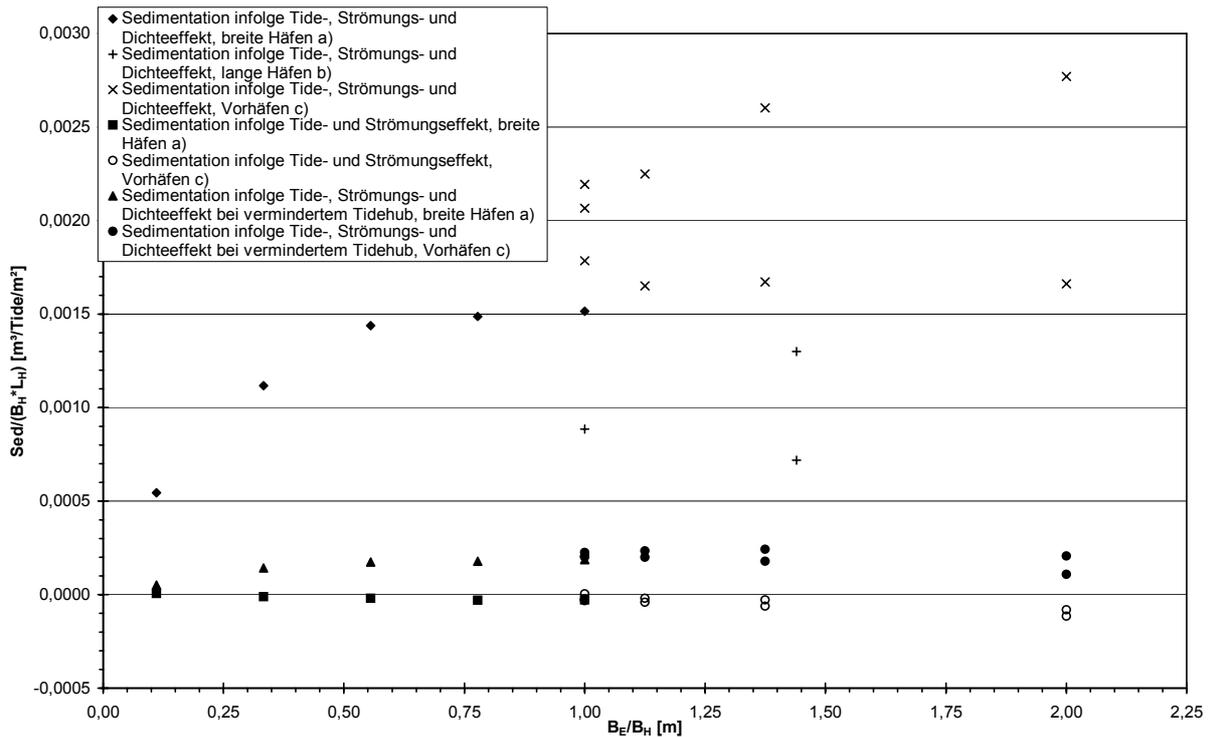


Abb. 6.6-15: Sedimentationsmenge je m² Hafenoberfläche in Abhängigkeit von der Öffnungsweite, der Tide und der Variation des Salzgehaltes

6.7 Zusammenfassung

Mit dem numerischen Modell wurde eine systematische Analyse des Einflusses der verschiedenen Parameter beim Wasseraustausch und Sedimenteintrag in tide- und brackwasserbeeinflussten Häfen in Ästuarren durchgeführt.

6.7.1 Häfen ohne saline Dichteeffekte

In einer ersten Untersuchung wurde der Einfluss der Tide auf die Austauschwassermenge bestimmt. Darauf aufbauend konnte der Einfluss des Strömungseffektes quantifiziert werden. Im Hafen bildeten sich die erwarteten Walzen aus. Insgesamt ergab sich bei den Strömungen eine gute Vergleichbarkeit mit den in Kap. 2 beschriebenen Laboruntersuchungen.

Durch die numerische Simulation ist es möglich, den Wasseraustausch infolge Strömungseffekt direkt (ohne Tracerflüssigkeiten) und mit hoher Genauigkeit zu ermitteln. Die Austauschwassermenge zwischen Hafen und Außenströmung nimmt durch den Strömungseffekt um das 5-fache bei einem nahezu quadratischen Hafen und um das 3-fache bei einem länglichen Hafen (Vorhafen) innerhalb einer Tide zu. Durch die Einengung der Einfahrt kann die Austauschwassermenge infolge Strömungseffekt deutlich reduziert werden. Eine Neigung des Hafens hat hingegen eine starke Erhöhung des Wasseraustausches zur Folge (bis zum 10-fachen der Wassermenge innerhalb einer Tide). Die geringste Zunahme im Was-

seraustausch erfolgt bei Neigungswinkeln um die 90° bei einer schlanken Hafenform (rd. 2,5-fach).

Die Sedimentationsmengen in den Häfen sind sehr gering. Teilweise übersteigt die Erosion in der Einfahrt die gesamte Sedimentation im Hafen. Die Betrachtung der Sedimentation in den verschiedenen Häfen zeigt, dass sich das untersuchte Material (Mittelschluff) unter den hier vorhandenen Strömungsbedingungen nicht in den Häfen absetzt. Zudem wird zuwenig des untersuchten Materials durch die Einfahrt ausgetauscht, um die Erosion im Hafen ausgleichen zu können. Eine detailliertere Auswertung ist nicht sinnvoll.

6.7.2 Häfen mit salinen Dichteeffekten

Der Einfluss von salinen Dichteänderungen verändert die Strömungsgeschwindigkeiten und -richtungen in der Außenströmung und in den Häfen grundsätzlich. An der Oberfläche strömt während der Flut das Wasser 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. 6.4-2 und 6.5-1). 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 in den Häfen reduziert. Die Strömungsrichtungen ändern sich hingegen kaum. Dies führt zu einer nahezu linearen Abnahme der Austauschwassermenge bei verminderter Einfahrtsbreite und konstanter Hafentiefe. 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. 6.5-16). Durch Strömungs- und Dichteeffekt wird bis zu 11-mal mehr Wasser zwischen Hafen und Außenströmung ausgetauscht, als durch den Tideeffekt allein ($B_E = 1,0B_H$).

Der Hauptteil der Sedimente wird jedoch sohnah durch die Dichteströmung in den Hafen transportiert. Die Position der Einfahrt zum Hafen hat zusätzlich Einfluss auf die Sedimentation und den Wasseraustausch. Eine Verlagerung der Position 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. 6.5-7). Im Vergleich mit einer großen Öffnungsweite ist die Salzgehaltendifferenz zwischen T_{nw} und T_{hw} im Hafen deutlich kleiner (im Mittel - 4‰). Durch diese verminderte Dichtedifferenz bei kleinerer Öffnungsweite von $B_E = 0,11B_H$ wird der Wasseraustausch zwischen Hafen und Außenströmung auf das 1,8-fache der tidebedingten Austauschwassermenge vermindert.

Der Winkel des Hafens zur Außenströmung hat einen geringen Einfluss auf den Salzgehaltgradienten über die Tiefe (Abb. 6.5-12). 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 Ebbeströmung verhindert bei einer Neigung zwischen Hafen und Außenströmung von $\alpha \neq 90^\circ$ die Bildung von sohnahen Walzenströmungen. 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.

Der Winkel des Hafens zur Außenströmung beeinflusst vorrangig den Strömungs- und Dichteeffekt. Der Anteil der Tide am Wasseraustausch bleibt für alle Neigungen nahezu konstant (vgl. Abb. D.2-4). Vorrangig durch den Dichteeffekt wird bei einem senk-

recht zur Außenströmung abzweigenden schlanken Hafen rund 11-mal mehr Wasser als durch den Tideeffekt allein ausgetauscht. Durch die Neigung des Hafens erhöht sich der Wasseraustausch auf das 18-fache. Die vergrößerte Einfahrtsbreite bei Neigungen von $\alpha \neq 90^\circ$ führt u.a. zu diesem verstärkten Wasseraustausch. Die aus dem Winkel resultierende Ungleichheit in der Strömung bei der Bildung der Walzen ist hier nicht zu erkennen. Die Sedimentationsmengen hingegen sind, wie auch die Strömungen, deutlich vom Winkel des Hafens abhängig. Die in die Häfen eingetragenen Sedimente werden vorrangig bei Flutstrom transportiert. Der Flutstrom läuft durch den Dichteeffekt sohnah in die Häfen ein. 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 direkte Abhängigkeit von der Austauschwassermenge ist nicht erkennbar. Die geringe Austauschwassermenge bei $\alpha = 90^\circ$ führt nicht zu einer geringen Sedimentationsmenge.

Eine Vergrößerung der Hafentiefe um das 8-fache verändert den Wasseraustausch um das 3,45-fache. Hier ergibt sich eine deutliche Abhängigkeit von der Hafentiefe, die um das 3,8-fache vergrößert wurde. Ursächlich für die Zunahme des Wasseraustausches ist der größere Wasseraustausch infolge des Tideeffektes. Zudem führt die Verdoppelung der Einfahrtsbreite zu einem erhöhten Austausch infolge Strömungseffekt. Die abgelagerte Sedimentmenge in diesen großen Häfen ist rund dreimal höher als bei den kleineren Häfen. Bei konstantem Verhältnis von B_E/B_H (Vorhafen bei $\alpha = 90^\circ$ und breiter Hafen mit vollständiger Öffnungsweite: $B_E=1,0B_H$) und gleicher Hafentiefe hat die Hafentiefe nahezu keinen Einfluss auf die Zunahme der ausgetauschten Wassermenge infolge Strömungs- und Dichteeffekt (11-fache Wassermenge).

Aus der Änderung der Hafentiefe und der Sedimentationsmenge in den Häfen ergibt sich bei vergleichbaren Randbedingungen eine deutliche Abhängigkeit der Sedimentationsmenge von der Hafentiefe. In den kleinsten Häfen (Vorhäfen c), 60000 m²) lagert sich, unabhängig von der Position und Größe der Einfahrt, aufgrund des Absetzverhaltens des Sedimentes (vgl. Abb. 6.6.13) deutlich mehr Material pro m² Hafentiefe ab, als in den größten Häfen (lange Häfen b), 475000 m²).

In den untersuchten großen Häfen bilden sich keine Tertiärwalzen aus. Sekundärwalzen bilden sich partiell in den geeigneten Häfen aus. Die Dichteströmung unterdrückt im Allgemeinen die Bildung der Sekundär- und Tertiärwalzen. Das Verhältnis von B_H/L_H (vgl. Kap. 2.3.1.2) ist hier nicht maßgebend für die Ausbildung mehrerer Walzen.

6.7.3 Häfen mit salinen Dichteeffekten bei vermindertem Tidehub

Die Verminderung des Tidehubes (Nipptide, $Thb = 3,55m$) hat eine Verminderung der Strömungsgeschwindigkeiten in der Außenströmung vor den untersuchten Häfen und in den Hafeneinfahrten von bis zu 10 cm/s zur Folge. Die Strömungsrichtungen sind bei allen untersuchten Hafenformen vergleichbar mit den Strömungsrichtungen bei Springtide ($Thb = 3,94m$). Der Tidehub und der tidebedingte Wasseraustausch sind bei der Nipptide rd. 10% niedriger als bei der vorher beschriebenen Springtide. 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 somit um ein Vielfaches geringer als bei der Springtide.

Die 10-prozentige Verminderung des Tidehubes hat bei der Betrachtung der Einfahrtsbreite eine Verminderung des Wasseraustausches von rd. 22% für alle Öffnungsweiten zur Folge. Die Entwicklung der Sedimentationshöhe und die Verteilung der Sedimente bei verschiedenen Öffnungsweiten ist vergleichbar mit den Ergebnissen für den erhöhten Tidehub.

Durch die Änderung des Winkels des Hafens zur Außenströmung haben die veränderten Tidebedingungen bei vermindertem Tidehub (Flut- und Ebbestromdauer, Flut- und Ebbestromgeschwindigkeiten) einen Einfluss auf die Austauschwassermenge (Abb. 6.5-16) und die Sedimentation (Abb. 6.6-13). Die Austauschwassermenge ist bei großen Winkeln (Neigung stromaufwärts) gegenüber der Springtide stärker reduziert als bei kleinen Winkeln (Neigung stromabwärts). Die Menge der abgelagerten Sedimente hingegen nimmt bei kleinen Winkeln im Vergleich zur Springtide wesentlich stärker ab (rd. -47% bei $\alpha=30^\circ$ anstatt -20%). Der länger andauernde Flutstrom mit den geringeren Geschwindigkeiten hat dabei einen großen Einfluss. Die Lage der Erosions- und Sedimentationsflächen bleibt dennoch vergleichbar mit denen die aus der Springtide resultieren.

6.7.4 Schlussfolgerungen für die Entwicklung von Maßnahmen zur Einschränkung der Sedimentation

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 maxima-

len Erfolg bei der Minimierung der Sedimentation erbringen.

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.

Eine Beeinflussung des Tideeffektes durch Verringerung der Hafenoberfläche hätte durch eine evtl. Verkürzung des Hafens einen Einfluss auf den Wasseraustausch. Die Sedimentationsmenge je m^2 Hafenoberfläche würde jedoch steigen. Ein schmaler langer Hafen tauscht weniger Wasser mit der Außenströmung aus, als ein gleichgroßer breiter und dementsprechend kürzerer Hafen. Bei schmalen und nahezu rechtwinklig vom Fluss abzweigenden Häfen ist der Strömungseffekt jedoch von untergeordneter Bedeutung. Die Neigung des Hafens sollte zudem auf den Teil der Tideströmung mit dem größten Schwebstoffgehalt angepasst sein. Eine Verminderung der Einfahrtsbreite vermindert erst ab 50% effektiv die Sedimentation im Hafen. Eine Strömungsumlenkwand (vgl. Kap. 3.2) kann sinnvoll zur Minimierung des Sedimenteintrages eingesetzt werden, wenn der Dichtegradient über die Tiefe und die Zeit nicht wesentlich variiert.

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. 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 Einfahrts- und Hafenbreite sowie Einbau einer Umlenkwand und einer Sohlschwelle kann in Abhängigkeit von der möglichen Hafengeometrie zur Einschränkung der Sedimentation in tide- und brackwasserbeeinflussten Häfen führen.

7 Anwendung der 3-dimensionalen Simulation auf den Vorhafen der Nordschleuse in Bremerhaven für die Entwicklung von Maßnahmen zur Einschränkung der Sedimentation

Der Vorhafen der Nordschleuse in Bremerhaven liegt bei einem mittleren Oberwasserabfluss in dem tide- und brackwasserbeeinflussten Bereich der Weser. Für die Entwicklung von Maßnahmen zur Einschränkung der Sedimentation in diesem Hafen ist eine detaillierte Analyse der Strömungen und des Sedimenttransportes im Hafen notwendig. Diese Untersuchung erfolgt in einem 3-dimensionalen numerischen Detailmodell. Das Sedimenttransportmodell beschreibt die Bewegung und den Eintrag einer Kornfraktion. Diese Kornfraktion ermöglicht die Quantifizierung des Erfolges einer Maßnahme. Sie kann aber nicht den gesamten Sedimenttransport in die Häfen wiedergeben.

7.1 Randbedingungen

Grundlage der 3-dimensionalen Simulation der Strömungen in der Weser ist die in Kap. 5.1 vorgestellte Modellbathymetrie. Das Modellgebiet wurde mit einer Gitterweite von $\Delta x = \Delta y = 45$ m in einem Regionalmodell aufgelöst. Dieses 45m Gitter ist im Bereich der Weser vor dem Vorhafen der Nordschleuse durch ein Gitter mit $\Delta x = \Delta y = 15$ m verfeinert worden. Die Vorhäfen selber sind durch ein Gitter mit $\Delta x = \Delta y = 5$ m zusätzlich verfeinert worden.

Für die Berechnungen zur Entwicklung von Maßnahmen ist der Bereich der Weser vor dem Vorhafen ($\Delta x = \Delta y = 15$ m) und der Vorhafen zur Nordschleuse ($\Delta x = \Delta y = 5$ m) als Modellgebiet verwendet worden (Abb. 7.1-1). Das Regionalmodell liefert hier die zugehörigen Randbedingungen. Die Randsteuerung erfolgt analog zur Parameterstudie mit 2-dimensionalen Randbedingungen (Abb. 6.2-1).

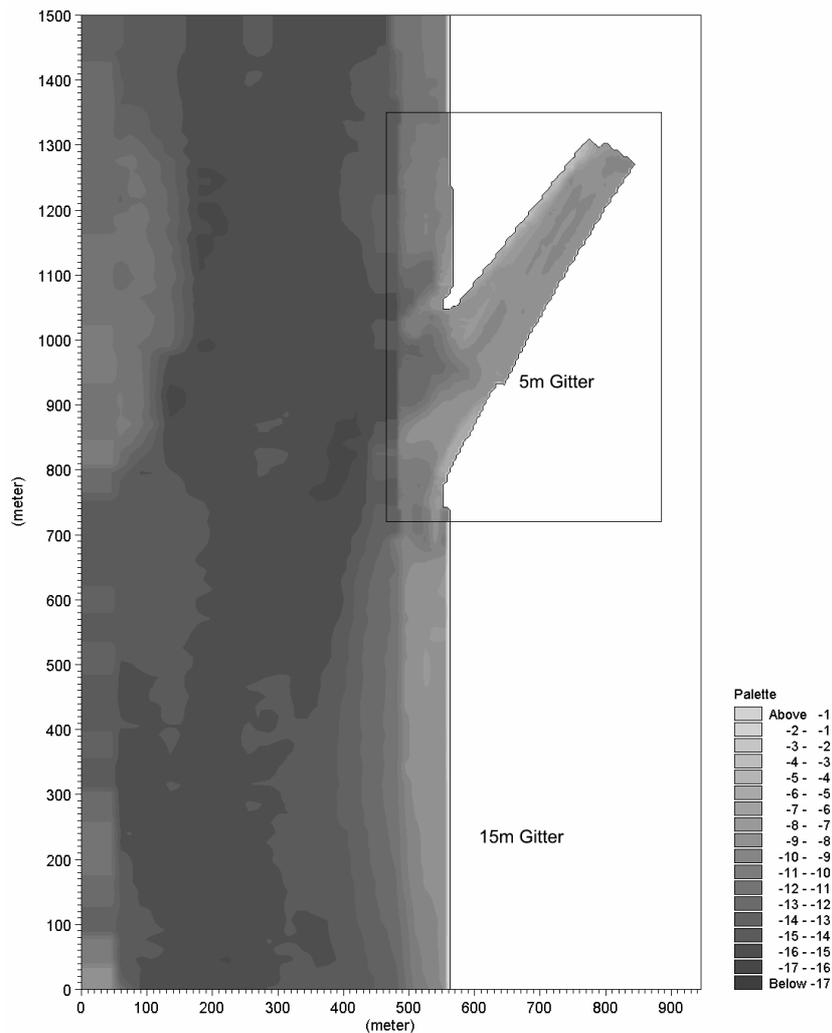


Abb. 7.1-1: Modellbathymetrie des Vorhafens zur Nordschleuse in Bremerhaven (Ausgangszustand)

Für die Untersuchungen zur Minimierung der Sedimentation im Vorhafen zur Nordschleuse in Bremerhaven wurde die in Kap. 6.3.1 dargestellte Springtide mit einem mittleren Tidehub von $MThb = 3,94$ m verwendet. Zur Ermittlung des Anteils des Dichteeffektes am gesamten Wasseraustausch wird der Salzgehalt zunächst als konstant über Raum und Zeit angenommen.

Darauf aufbauend wird zur Berechnung der bei mittleren Verhältnissen vorhandenen Strömungen in diesem brackwasserbeeinflussten Hafen die in Kap. 6.3.2 dargestellte Salzgehaltsverteilung angesetzt.

An den Modellrändern wurden zudem die Geschwindigkeiten für den Fall der Springtide vorgegeben (vgl. Kap. 6.3.3). Die Berechnung der Sedimente erfolgt für die Springtide mit den in Kap. 6.3.4 dargestellten Parametern und Schwebstoffgehalten.

7.2 Ausgangszustand im Vorhafen zur Nordschleuse

Die Strömungen im Vorhafen zur Nordschleuse resultieren aus der Überlagerung des Füll- und Entleerstromes der Tide, den wechselnden Salzgehalten in der Weser und den Strömungsgeschwindigkeiten in der Weser vor der Einfahrt zum Vorhafen. Zur Beurteilung des Einflusses des Dichteeffektes auf die Strömungsrichtungen und -geschwindigkeiten wird der Salzgehalt zunächst als konstant über Raum und Zeit angenommen (keine salinen Dichteeffekte).

Der Flutstrom ohne saline Dichteeffekte initiiert eine Walze in der Einfahrt (Abb. 7.2-1a). Zusätzlich bildet sich im Hafen eine Sekundärwalze aus. Im hinteren östlichen Bereich des Hafens sind die Strömungsgeschwindigkeiten nahezu Null. Diese Strömungsverteilung ist über die Tiefe konstant (Abb. 7.2-1b). Während des Ebbestromes bildet sich bei konstantem Salzgehalt ebenfalls eine Walze in der Einfahrt aus (Abb. 7.2-2a). Die Walze ist kleiner als beim Flutstrom und an das nördliche Ufer verlagert. Diese Strömungsrichtungen im Hafen sind in allen Tiefenlagen ähnlich (Abb. 7.2-2b).

Unter der Berücksichtigung von salinen Dichteeffekten bildet sich während der Flutströmung an der Oberfläche im Vorhafen eine gleichförmige Strömung in Richtung Weser aus (Abb. 7.2-3a). 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 (Abb. 7.2-3a und 7.2-4). 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 (Abb. 7.2-3b). Das schwerere Seewasser schiebt sich unter das während des Ebbestromes eingetragene Flusswasser und drängt dieses hinaus (vgl. Abb. 2.3-17).

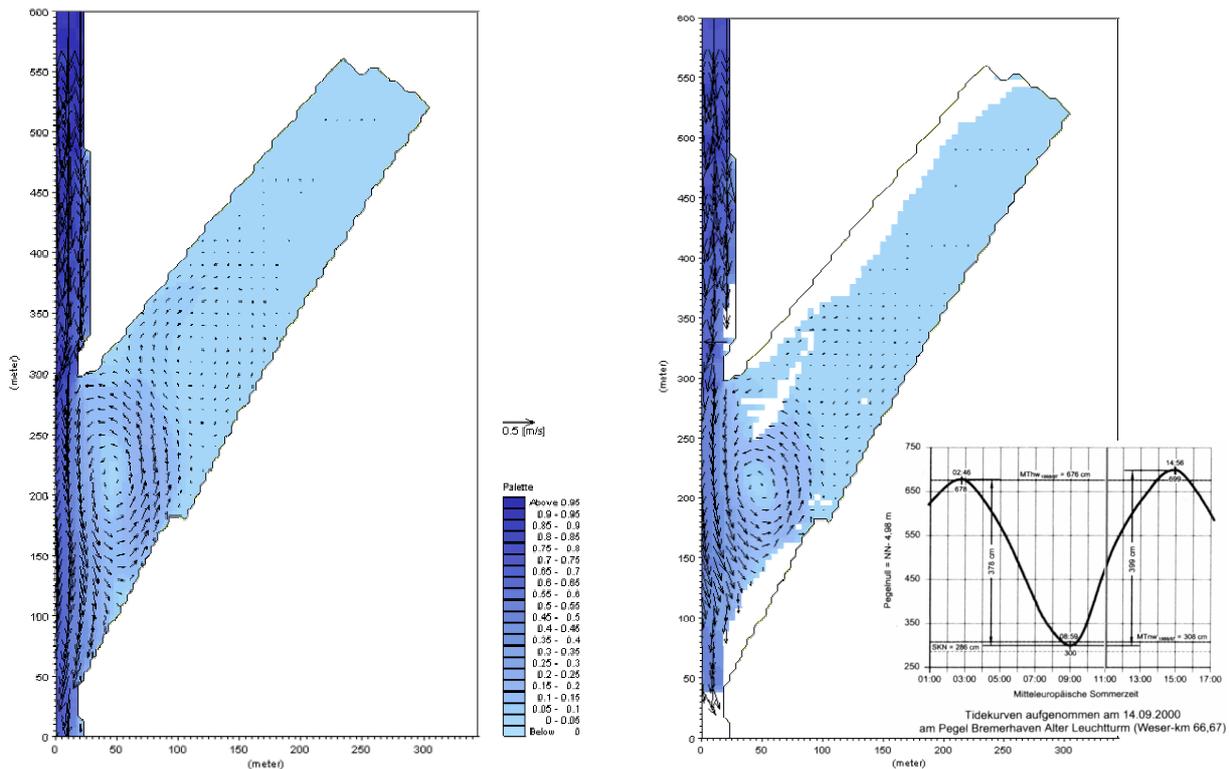


Abb. 7.2-1: Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen zur Nordschleuse bei Flutstrom ohne saline Dichteeffekte am 14.09.00, 11:00 Uhr, in a) $-1,5$ mNN und b) $-9,5$ mNN ($Thb = 3,94$ m)

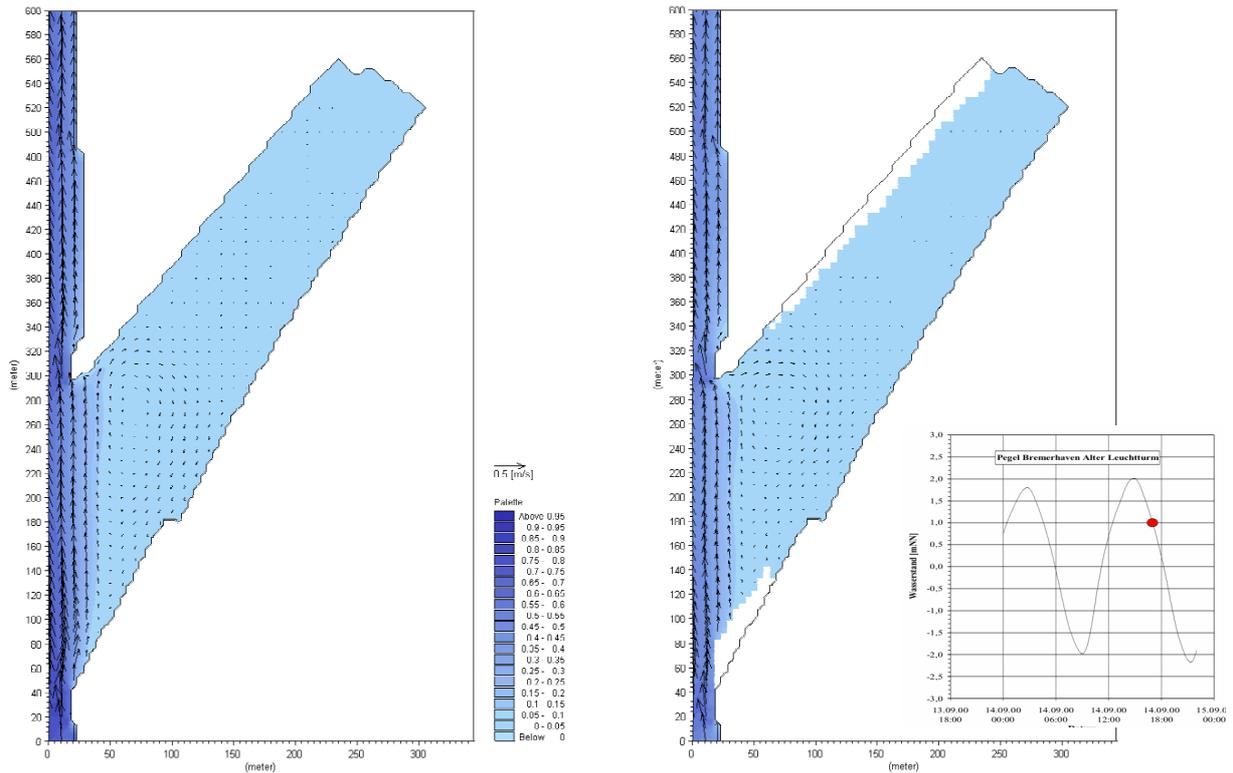


Abb. 7.2-2: Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen zur Nordschleuse bei Ebbestrom ohne saline Dichteeffekte am 14.09.00, 17:00 Uhr, in a) 0,5 mNN und b) -7,5 mNN (Thb = 3,94 m)

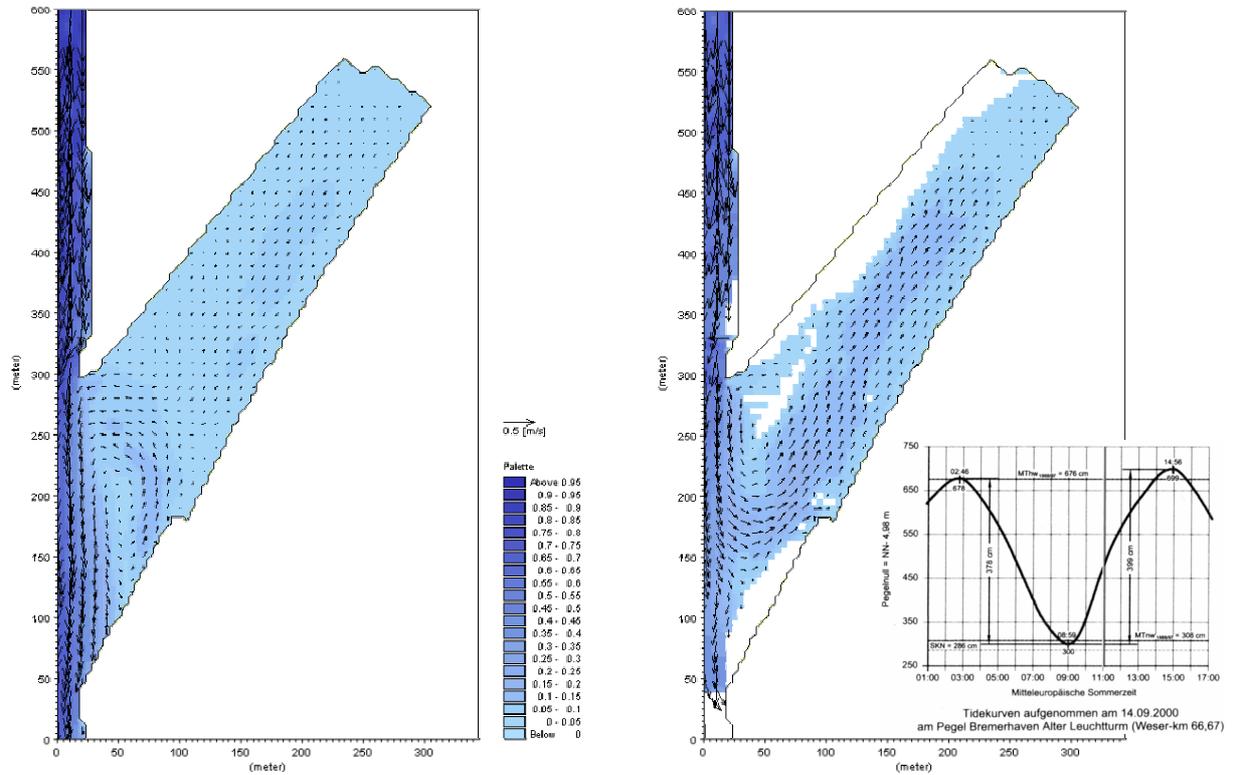


Abb. 7.2-3: Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen zur Nordschleuse bei Flutstrom mit salinen Dichteeffekten am 14.09.00, 11:00 Uhr, in a) -1,5 mNN und b) -9,5 mNN (Thb = 3,94 m)

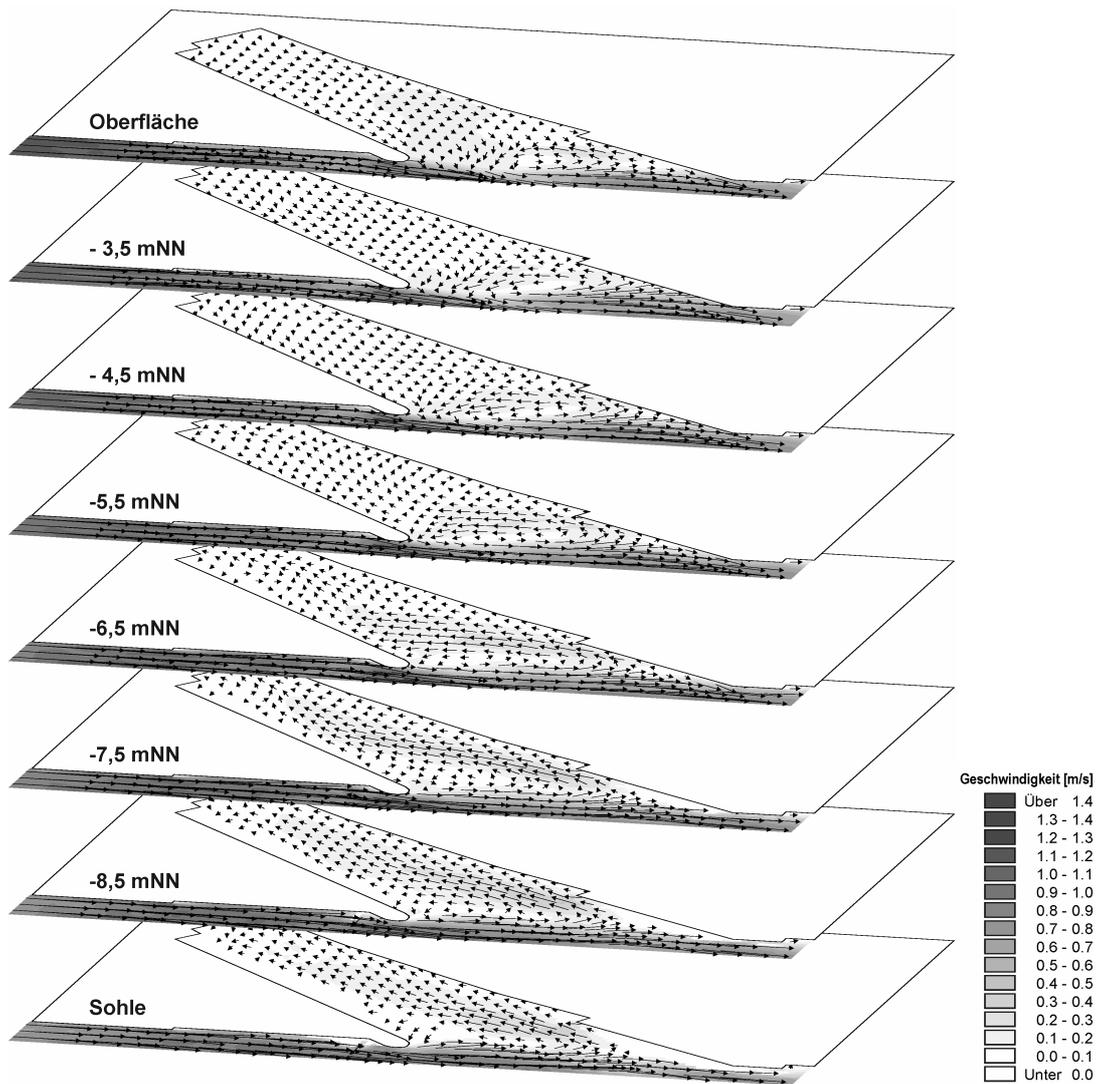


Abb. 7.2-4: Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen zur Nordschleuse mit salinen Dichteeffekten am 14.09.00, 10:15 Uhr, Flutströmung ($T_{hb} = 3,94$ m)

Der Ebbestrom läuft an der Oberfläche in den Hafen ein (Abb. 7.2-5a). Ab einer Tiefe von $-5,5$ mNN dreht sich die Strömungsrichtung um (Abb. 7.2-6). Das schwerere salzhaltigere Wasser läuft in den unteren Schichten aus dem Hafen hinaus (Abb. 7.2-5b). Eine deutliche Strömungswalze bildet sich lediglich in den mittleren Ebenen aus (Abb. 7.2-6). Bei Ebbestrom legt sich über das schwerere Hafenwasser mit einem hohen Salzgehalt das leichtere Flusswasser mit einem geringeren Salzgehalt.

Die Strömungsrichtungen im Hafen haben ohne Berücksichtigung der salinen Effekte über die Tiefe eine wesentlich geringere Variation.

Im untersuchten Vorhafen zur Nordschleuse wurden während der Springtide im Mittel $3,7$ Mio. m^3 Wasser ausgetauscht. Bei Vernachlässigung der salinen Dichtegradienten in der Weser verringert sich die Austauschwassermenge um rd. $35,3\%$ auf $2,4$ Mio. m^3 .

Durch die Tide werden bei einer Hafenoberfläche von 48100 m^2 im Mittel rd. 190.000 m^3 ausgetauscht. Für die Springtide ergibt sich die in Tafel 7.2-1 dargestellte Änderung des Wasseraustausches infolge Tide-, Strömungs- und Dichteeffekt. Der Strömungseffekt erhöht den Wasseraustausch in Bezug auf die durch Tide ausgetauschte Wassermenge um das 12-fache. Zusammen mit dem Dichteeffekt wird bis zu 20-mal mehr Wasser als durch den Tideeffekt ausgetauscht.

Die Aufteilung des gesamten Wasseraustausches in Tide-, Dichte- und Strömungseffekt ist in Tafel 7.2-2 dargestellt. Der Strömungseffekt hat mit 60% den größten Anteil an der ausgetauschten Wassermenge im Vorhafen zur Nordschleuse.

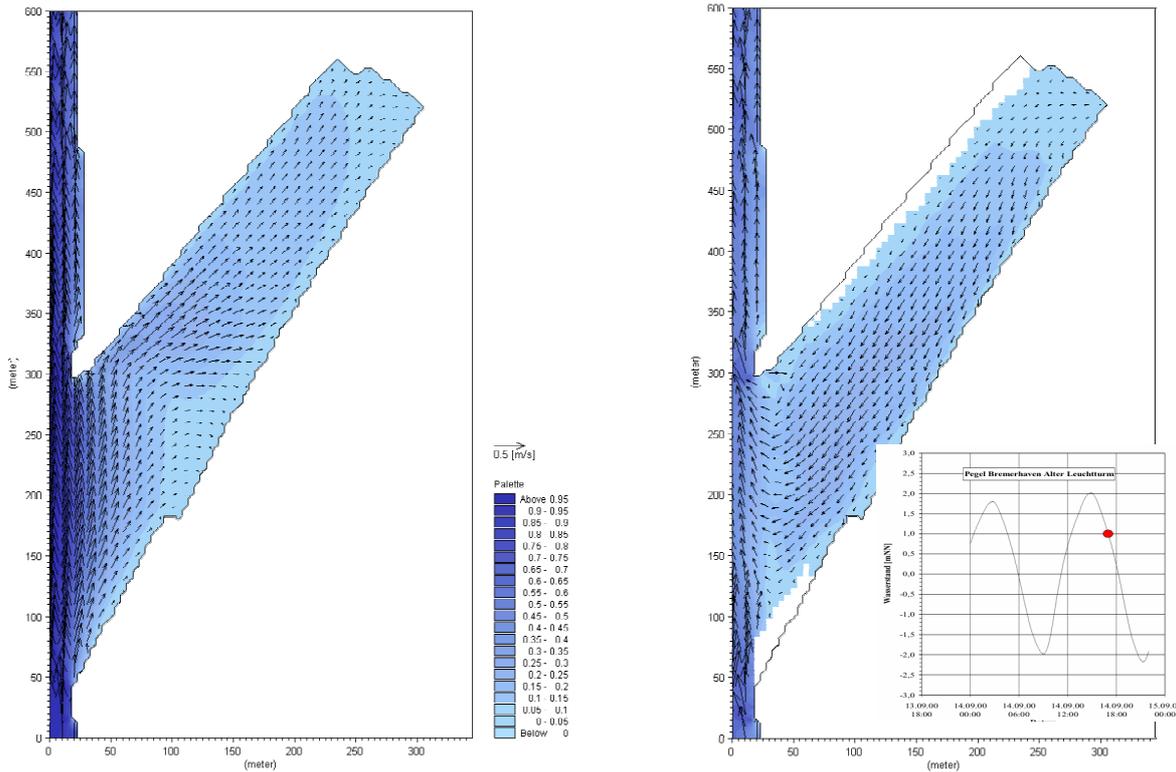


Abb. 7.2-5: Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen zur Nordschleuse bei Ebbestrom mit salinen Dichteeffekten am 14.09.00, 17:00 Uhr, in a) 0,5 mNN und b) -7,5 mNN (Thb = 3,94 m)

Wasseraustausch infolge Tideeffekt [%]:	100
Wasseraustausch infolge Strömungseffekt [%]:	1.280
Wasseraustausch infolge Dichteeffekt [%]:	699
Wasseraustausch infolge Strömungs- und Dichteeffekt [%]:	1.979

Tafel 7.2-1: Änderung des Wasseraustausches zwischen Vorhafen und Weser infolge des Strömungs- und Dichteeffekts gegenüber dem Tideeffekt (=100%) bei einer Springtide (Thb = 3,94 m)

Anteil Tide [%]:	5
Anteil Dichte [%]:	35
Anteil Strömung [%]:	60

Tafel 7.2-2: Anteile des Tide-, Dichte- und Strömungseffekts an der in der Einfahrt ausgetauschten Wassermenge bei einer Springtide (Thb = 3,94 m)

In der Abb. 7.2-7 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 Salzgehaltssdifferenz 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.

Die mittlere Sedimentationsmenge im Vorhafen zur Nordschleuse beträgt ohne die Berücksichtigung des Dichteeffekts ca. 1 m³/Tide. Im Bereich vor der Schleuse ist nahezu kein Material sedimentiert. Im Bereich der Einfahrt bilden sich kleine Erosionsbereiche aus (Abb. 7.2-8).

Im Vorhafen zur Nordschleuse sedimentieren im untersuchten Zeitraum der Springtide unter Berücksichtigung des Dichteeffektes im Mittel 161,3 m³ pro Tide (Tafel 7.2-3). Die mittlere Sedimentationshöhe beträgt 3,04 mm/Tide. Im Bereich der Einfahrt und am nördlichen Ufer sedimentiert Material (bis zu 2 cm/Tide, im Mittel 0,6 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 cm/Tide (Abb. 7.2-8).

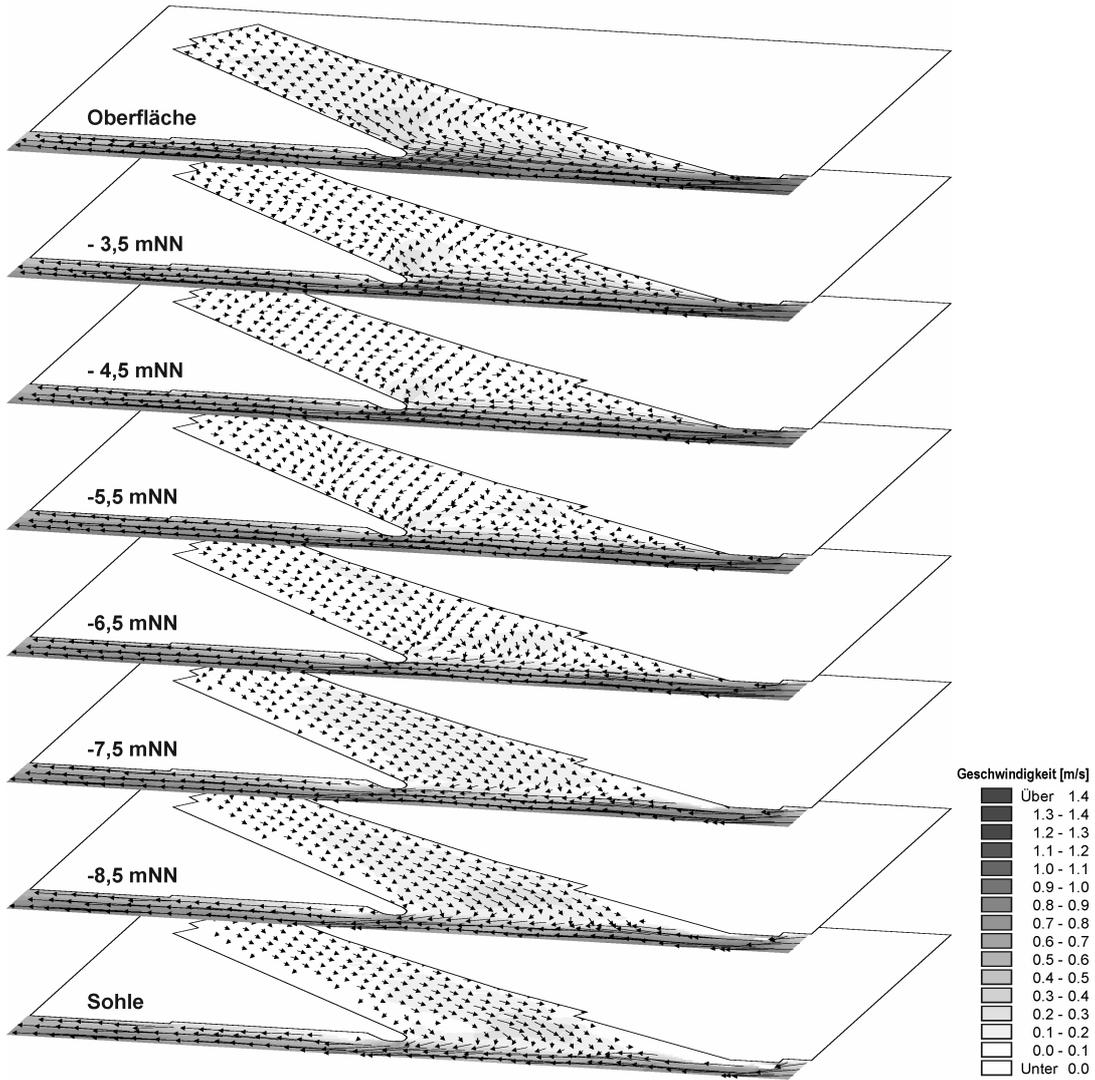


Abb. 7.2-6: Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen zur Nordschleuse mit salinen Dichteeffekten am 14.09.00, 18:10 Uhr, Ebbeströmung (Thb = 3,94 m)

Mittlere Sedimentationshöhe bei einer Springtide ohne saline Dichtegradienten [m/Tide]	0,00002	Mittlere Sedimentation bei einer Springtide ohne saline Dichtegradienten [m ³ /Tide]	1,0
Mittlere Sedimentationshöhe bei einer Springtide mit salinen Dichtegradienten [m/Tide]	0,00335	Mittlere Sedimentation bei einer Springtide mit salinen Dichtegradienten [m ³ /Tide]	161,3

Tafel 7.2-3: Mittlere Sedimentationshöhen und -mengen in der Einfahrt zur Nordschleuse bei einer Springtide mit und ohne saline Dichtegradienten

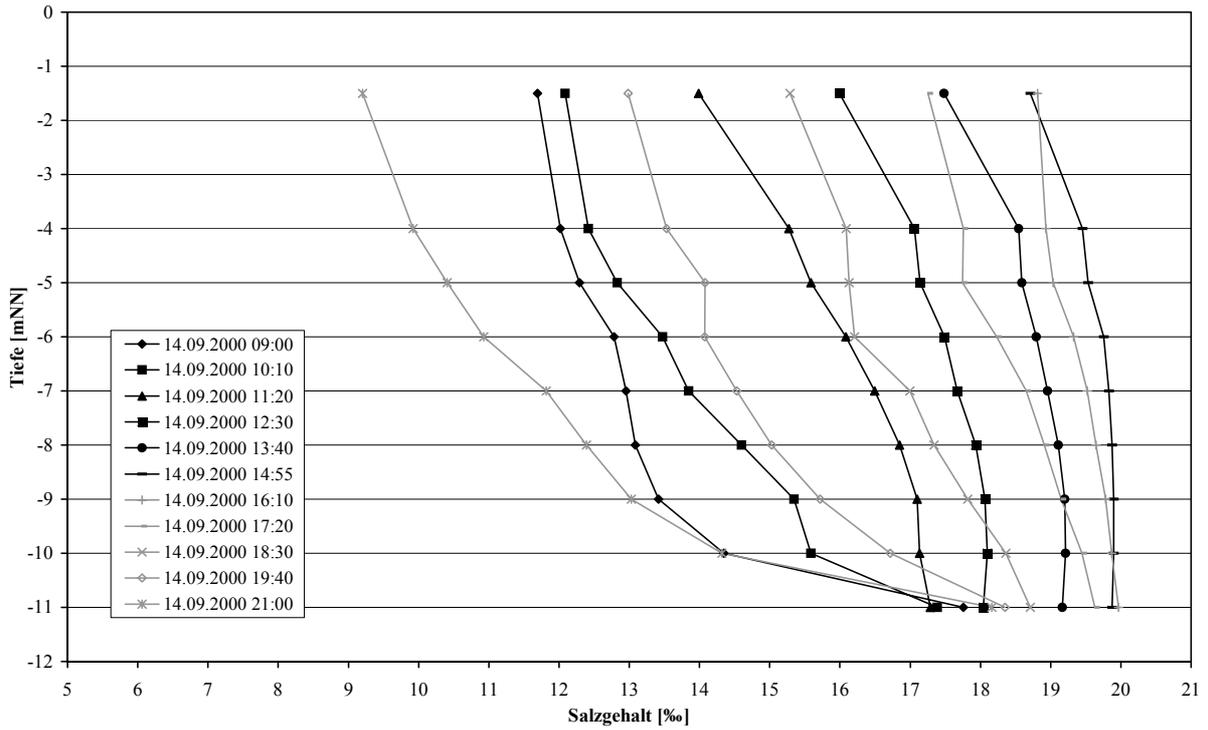


Abb. 7.2-7: Variation des Salzgehaltes in der Mitte des Vorhafens zur Nordschleuse über die Tiefe in Abhängigkeit vom Tidezeitpunkt (schwarz: Flutstrom; grau: Ebbestrom, $T_{hb} = 3,94$ m)

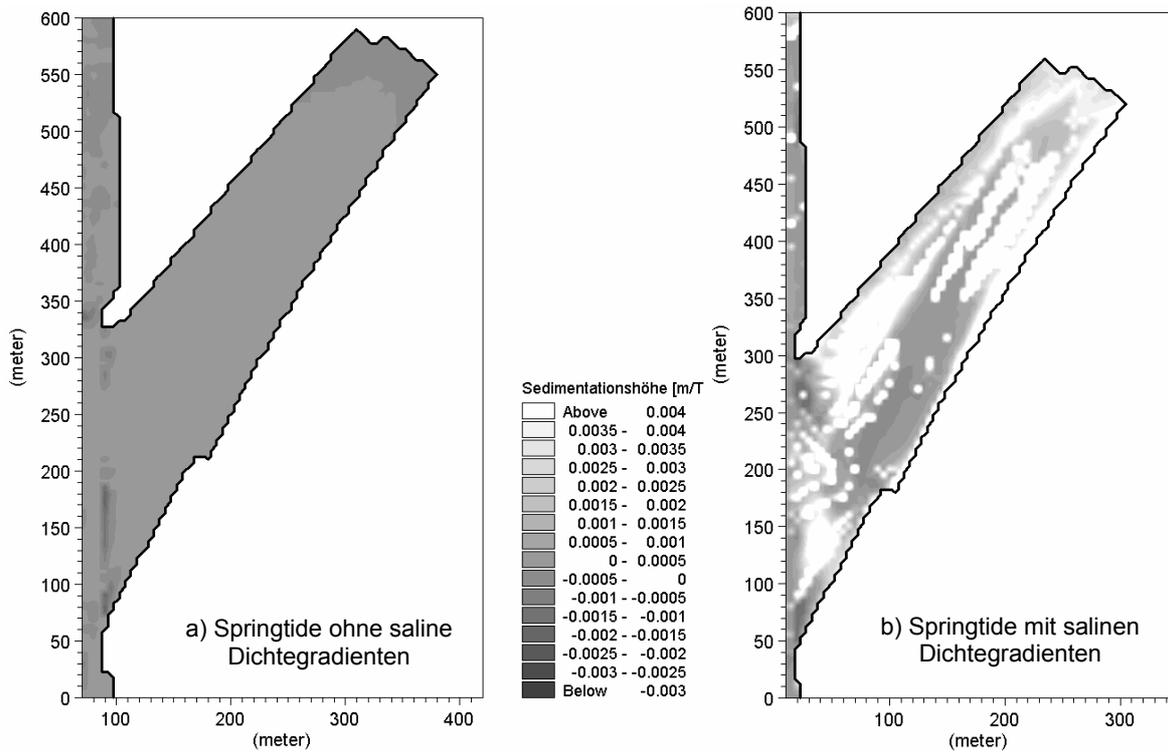


Abb. 7.2-8: Sedimentationshöhen im Vorhafen zur Nordschleuse nach einer Springtide a) ohne und b) mit saline Dichtegradienten ($T_{hb} = 3,94$ m)

7.3 Schlussfolgerungen und Entwicklung von Maßnahmen

Der Wasseraustausch zwischen dem Vorhafen zur Nordschleuse in Bremerhaven und der Weser wird vorrangig durch den Strömungseffekt induziert. Der Hafen hat einen Neigungswinkel von $\alpha=40^\circ$ zur Außenströmung. Die bisherigen Untersuchungen haben einen 7-fach erhöhten Wasseraustausch infolge des Strömungseffektes gegenüber dem Tideeffekt ergeben. Der Dichteeffekt erhöht den Wasseraustausch nochmals um das 8-fache des tidebedingten Wasseraustausches. Die Aufweitung der Einfahrt auf $B_E = 2,5 B_H$ hat vorrangig Auswirkungen auf den strömungsinduzierten Wasseraustausch, so dass sich dieser Anteil am Wasseraustausch auf das 12-fache erhöht.

Der größte Schwebstoffeintrag in den Vorhafen zur Nordschleuse erfolgt in der 2. Hälfte der Flutstromphase einer Springtide. Der überwiegende Anteil der Sedimentablagerungen resultiert aus der sohnnahen, dichteinduzierten Strömung, die während der Flutstromphase in der unteren Hälfte der Wassersäule in den Hafen einläuft und einen besonders hohen Schwebstoffgehalt aufweist. Der Winkel des Hafens zur Weser mit $\alpha = 40^\circ$ ist bereits vorteilhaft für die Minimierung des Sedimenteintrages.

Die nachfolgenden Maßnahmen zur Einschränkung der Sedimentation konzentrieren sich vorwiegend auf die Reduzierung des Strömungs- und Dichteeffektes während des Flutstromes.

In 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 wird die Hafeneinfahrt von rd. 250 m auf 150 m verringert.

Eine wirksamere Reduzierung der Sedimentationsmengen im Hafen kann durch eine gleichzeitige Verminderung des strömungs- und dichteinduzierten Wasseraustausches 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 müssen. Eine Möglichkeit bietet die in Kap.

3.2 vorgestellte Umlenkwand mit Sohlschwelle. Diese wird an der unterstromigen Ecke der Hafeneinfahrt in das Modell integriert. Um die Umlenkwand im Modell wiedergeben zu können, wurde das Modell mit einer Auflösung von $\Delta x = \Delta y = 18$ m, 6 m und 2 m neu aufgebaut. Die Randbedingungen sind ansonsten identisch mit den bisherigen Untersuchungen.

Eine weitere Möglichkeit der Reduzierung des Dichtegradienten zwischen Hafen und Weser bietet der natürliche Höhenunterschied der Sohle zwischen Hafen und Weser von rd. 3,5 m. Dieser Höhenunterschied wird dazu als deutlicher Sohl sprung vor der Hafeneinfahrt profiliert. Durch diese deutliche Abgrenzung des Hafens von der Weser wird der sohnnahe Schwebstofftransport vermindert.

Als Letztes wird eine Kombination der Maßnahmen zwei und drei untersucht. An die Umlenkwand schließt sich der neu profilierte Sohl sprung zwischen Weser und Hafen an.

7.3.1 Verringerung der Einfahrtsbreite

Durch den Einbau einer Spundwand wird die Einfahrtsbreite der Hafeneinfahrt um rd. 100 m auf 150 m vermindert (Abb. 7.3-1). Die Bathymetrie dieses Anwendungsbeispiels ist ansonsten identisch mit der Bathymetrie des Ausgangszustandes in Abb. 7.1-1.

Die Strömungsrichtungen haben sich sowohl bei Flut als auch bei Ebbestrom nur geringfügig gegenüber dem Ausgangszustand verändert (Abb. 7.3-2, E.1-1 und E.1-2). Die Strömungsgeschwindigkeiten in der Einfahrt sind während des Flutstromes in den unteren Schichten geringfügig höher als zuvor. An der Oberfläche hingegen sind die Geschwindigkeiten geringer. Während des Ebbestromes sind die Geschwindigkeiten in den oberen Schichten geringfügig erhöht (Abb. E.1-2).

Auf die aus dem unterschiedlichen Salzgehalt resultierende Dichtedifferenz zwischen T_{nw} und T_{hw} hat die Spundwand im Hafen keinen Einfluss (Abb. 7.3-3). Auch die Differenz des Salzgehaltes an der Oberfläche zu dem Salzgehalt an der Sohle hat sich nicht verändert.

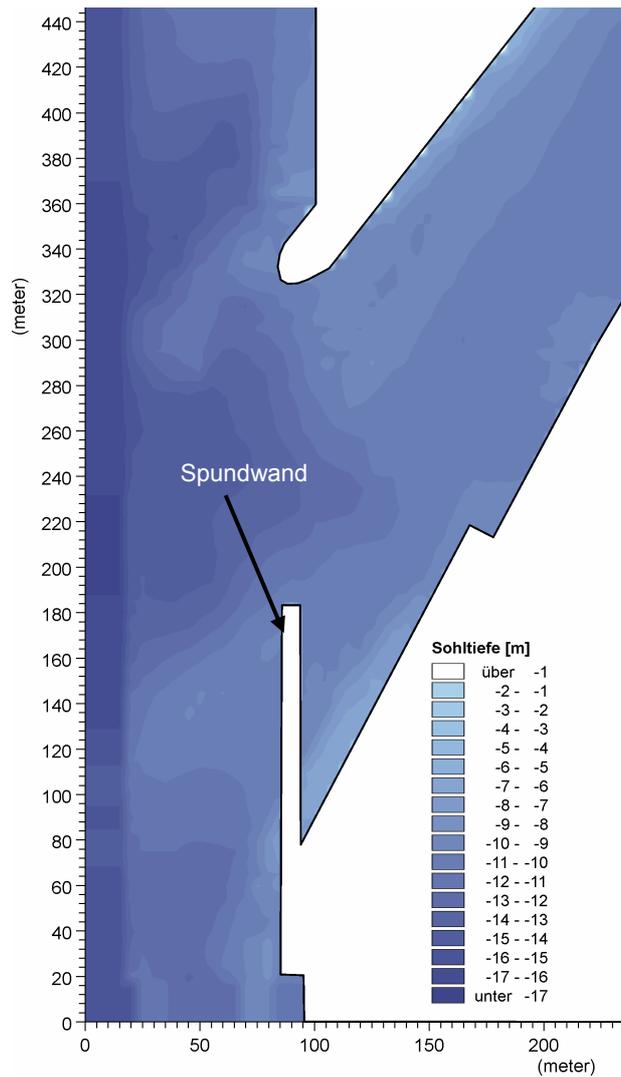


Abb. 7.3-1: Modifizierte Bathymetrie mit Spundwand

Durch den Einbau der Spundwand vermindert sich der Wasseraustausch zwischen Hafen und Weser um rd. 24% auf 2,85 Mio. m³/Tide. Diese Reduzierung resultiert aus der um rd. 40% verminderten Einfahrtsbreite ($B_E=1,5B_H$), da die Strömungsgeschwindigkeiten in der Einfahrt und im Hafen nahezu unverändert sind.

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. 7.3-4). Hier ist insgesamt auf allen Flächen weniger Sediment abgelagert worden.

Im nördlichen vorderen Teil des Hafens lagern sich hingegen mehr Sedimente ab.

Die mittlere Sedimentationshöhe nimmt mit 4,5% nicht in gleichem Maß wie der Wasseraustausch ab. Wegen dieser geringen Wirkung ist der Einbau einer solchen Spundwand ebenso wie aus nautischen Gründen jedoch nicht zu empfehlen. Eine kürzere Variante der Spundwand hätte bei der Reduzierung der Sedimentationsmenge im Vorhafen praktisch keine Wirkung (vgl. Kap. 6.6).

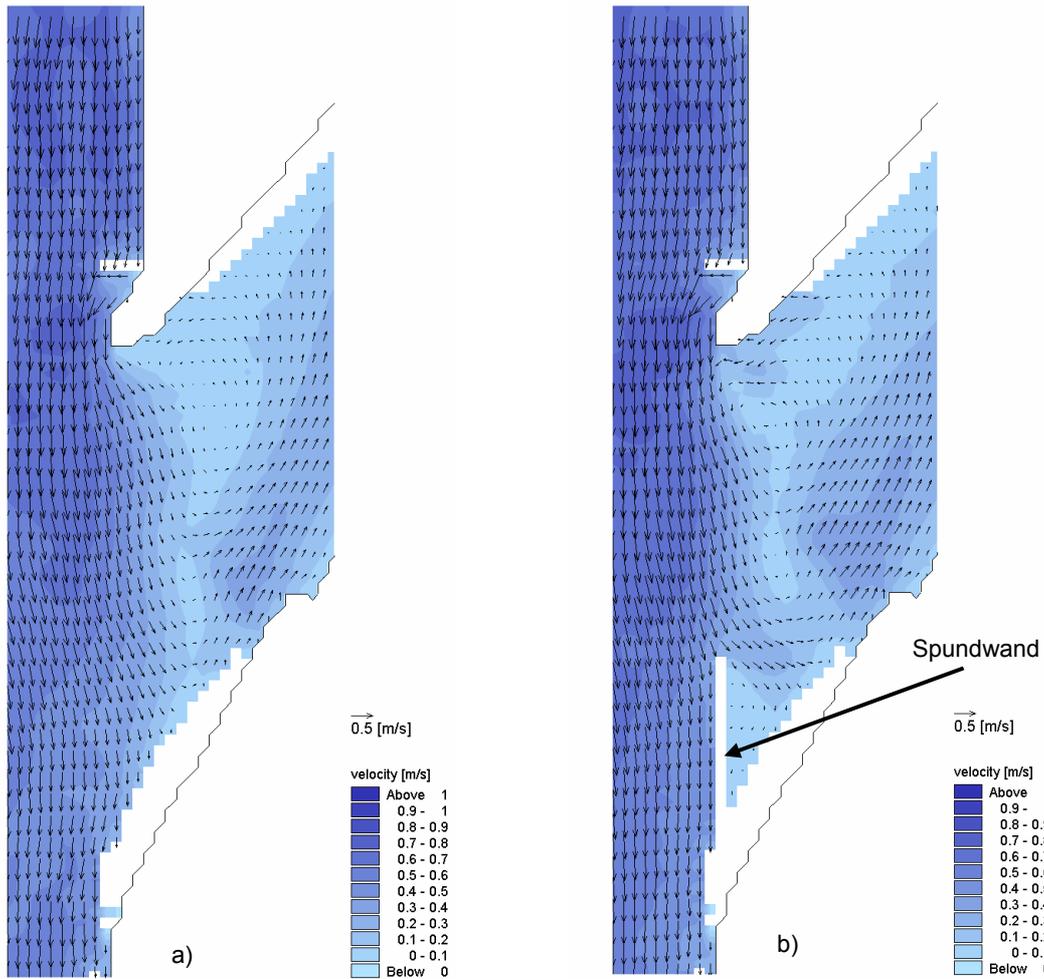


Abb. 7.3-2: Sohlnahe Strömungsgeschwindigkeiten in der Einfahrt zur Nordschleuse a) im Ausgangszustand und b) mit Spundwand

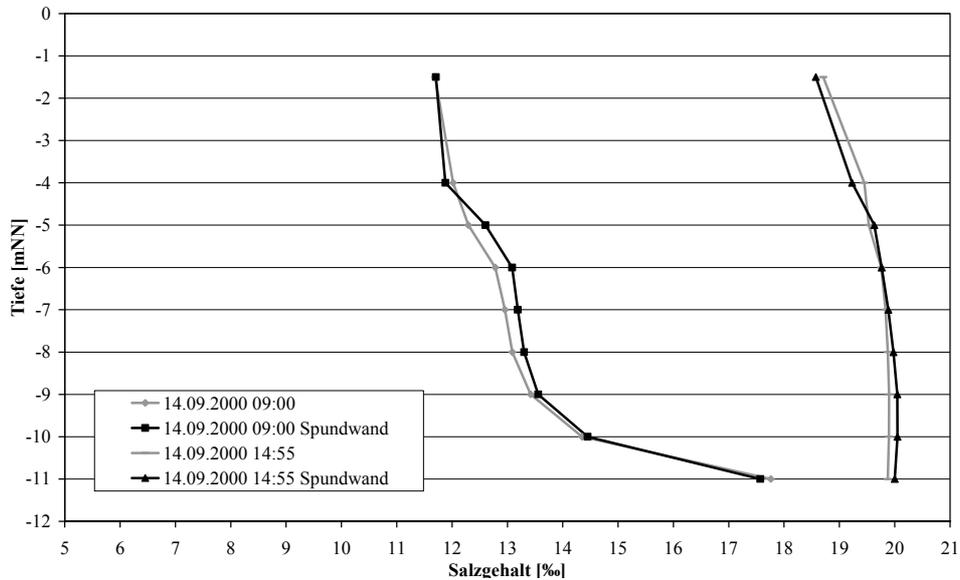


Abb. 7.3-3: Salzgehalt in der Mitte des Vorhafens zur Nordschleuse über die Tiefe bei Tnw (14.09.00, 09:00 Uhr) und Thw (14.09.00, 14:55 Uhr), schwarz: mit Spundwand, grau: Ausgangszustand

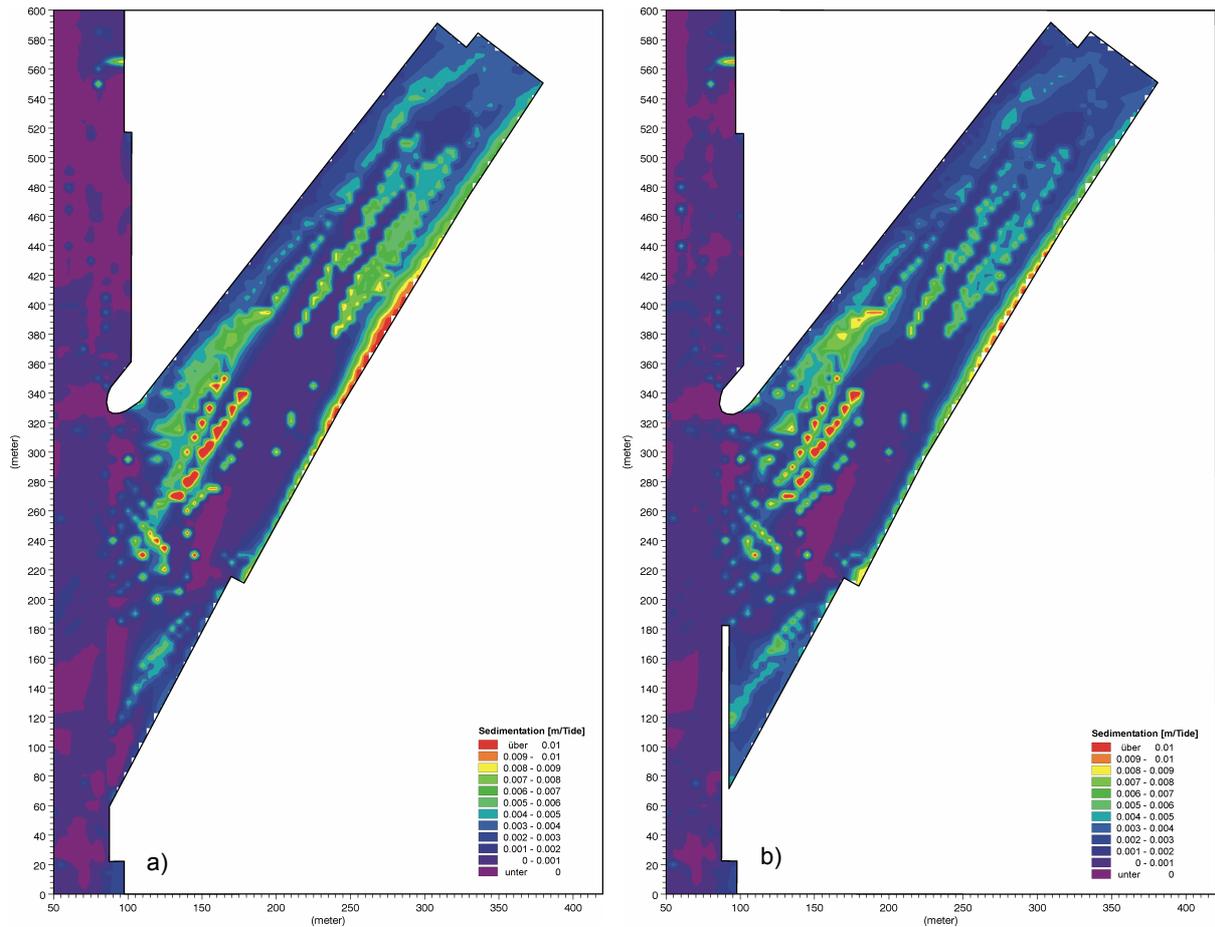


Abb. 7.3-4: Sedimentationshöhen im Vorhafen zur Nordschleuse in Bremerhaven a) im Ausgangszustand und b) mit Spundwand

7.3.2 Umlenkwand mit Sohlschwelle

Die Umlenkwand leitet während des Flutstromes Wasser von der Oberfläche zur Füllung in den Hafen (Reduktion des Strömungseffektes). Gleichzeitig wird durch eine Sohlschwelle eine Durchmischung der unteren Wasserschichten induziert. Diese Durchmischung vermindert den Dichteeffekt (vgl. Kap. 3.2). Zudem soll durch die Sohlschwelle sohnah transportiertes Sediment zum Strom hin abgelenkt werden.

Die Berücksichtigung einer Umlenkwand in einem numerischen Modell erfordert eine hohe Modellauflösung. Für die 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. 7.3-5). Die Umlenkwand selber ist so hoch, dass sie bei mittleren Tideverhältnissen nicht überströmt wird. Das Hafenbecken soll über den rd. 13 m breiten Kanal zwischen Umlenkwand und Ufer mit schwebstoffarmem Wasser aus der oberen Wassersäule gefüllt werden.

Die Strömungsrichtungen im Hafen sind generell vergleichbar mit den Richtungen im Ausgangszu-

stand. Eine grundlegende Änderung der Strömungsrichtungen ist nicht zu beobachten. Die Umlenkwand leitet während des Flutstromes Wasser aus der Weser in den Einfahrtbereich des Vorhafens um (Abb. 7.3-6, Abb. E.1-3). Diese Strömung vermindert an der Oberfläche die Ausdehnung der Flutstromwalze. Im sohnahen Bereich wird durch diese Strömung der Hafen mitgefüllt. Die Strömungsgeschwindigkeiten sind im Hafen um bis zu 10 cm/s geringer (Abb. E.1-3). Die Umlenkwand ist an der unterstromigen Ecke der Einfahrt in das Modell eingebaut worden, so dass die Strömungsgeschwindigkeiten und -richtungen während des Ebbestromes nahezu identisch mit denen des Ausgangszustandes sind (Abb. E.1-4).

Die Differenz des Salzgehaltes zwischen Tnw und Thw verringert sich durch die Umlenkwand um rd. 0,25 ‰ (Abb. 7.3-7). Die Verminderung resultiert aus einem über die gesamte Tiefe geringeren Salzgehalt bei Tidehochwasser und einer Erhöhung des oberflächennahen Salzgehaltes bei Tideniedrigwasser.

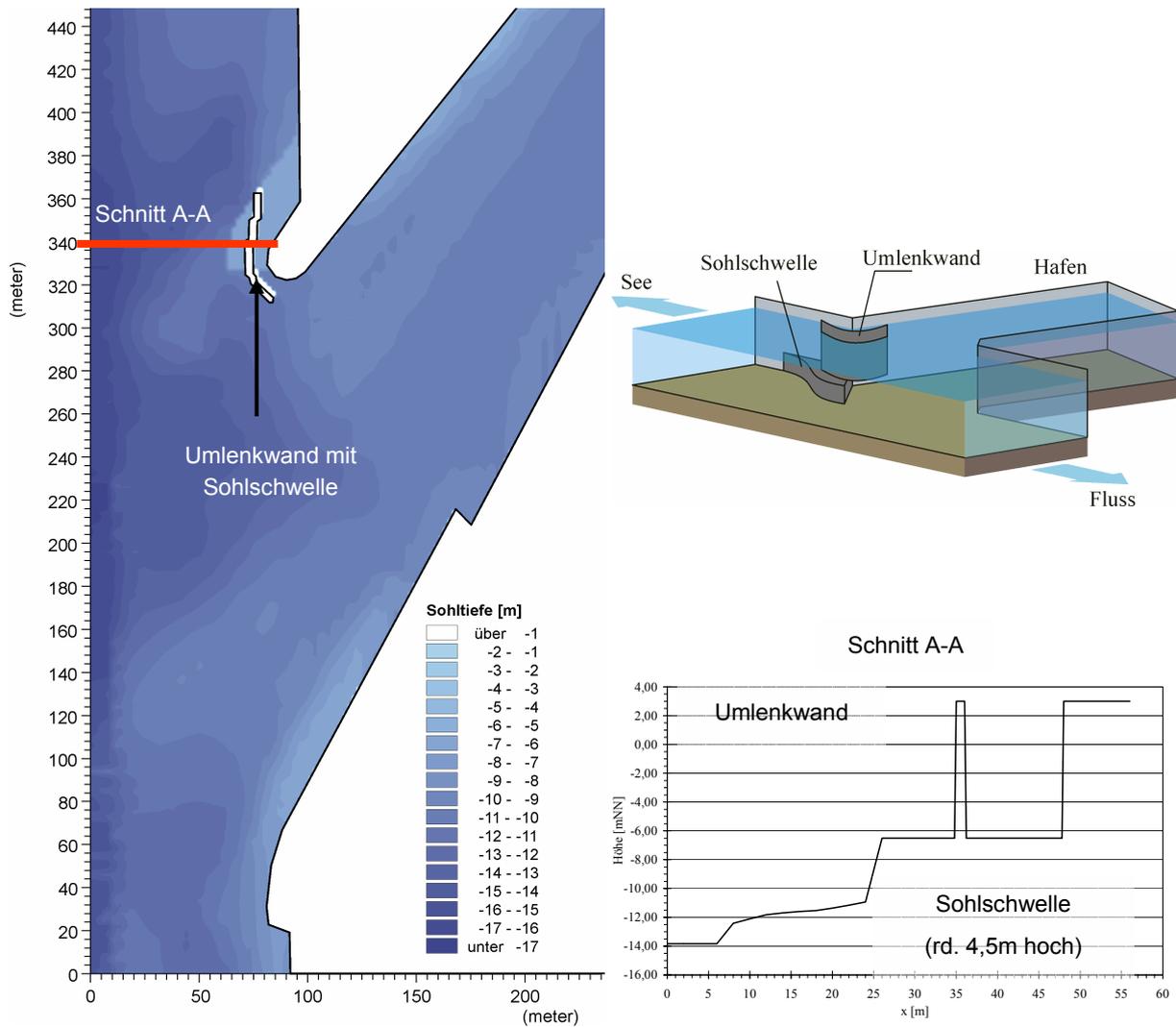


Abb. 7.3-5: Modifizierte Bathymetrie mit Umlenkwand und Sohlschwelle

Die Austauschwassermenge reduziert sich aufgrund der geringeren Geschwindigkeiten im Einfahrtsbereich und der daraus resultierenden Verminderung des Strömungs- und Dichteeffektes um rd. 10% auf 3,4 Mio. m³/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. 7.3-8). Auch im Hafen ist eine Abnahme zu erkennen. In der Mitte der Einfahrt lagern sich jedoch deutlich mehr Sedimente ab.

Die Lage der Umlenkwand bedarf einer weiteren Optimierung. Durch den Spalt zwischen Umlenkwand und Kaimauer wird in einer Tide rd. 155.000 m³ Wasser in den Hafen gelenkt. Das zur Füllung des Hafens benötigte Tidevolumen beträgt rd. 190.000 m³/Tide. Durch eine Vergrößerung des Abstandes zwischen Umlenkwand und Kaimauer kann mehr Wasser aus den oberen Schichten in den Hafen geleitet werden,

um eine vollständige Füllung des Hafens durch das schwebstoffärmere Wasser aus den oberen Schichten zu erreichen. Eine deutliche Reduzierung der Sedimentationshöhen konnte nicht erreicht werden.

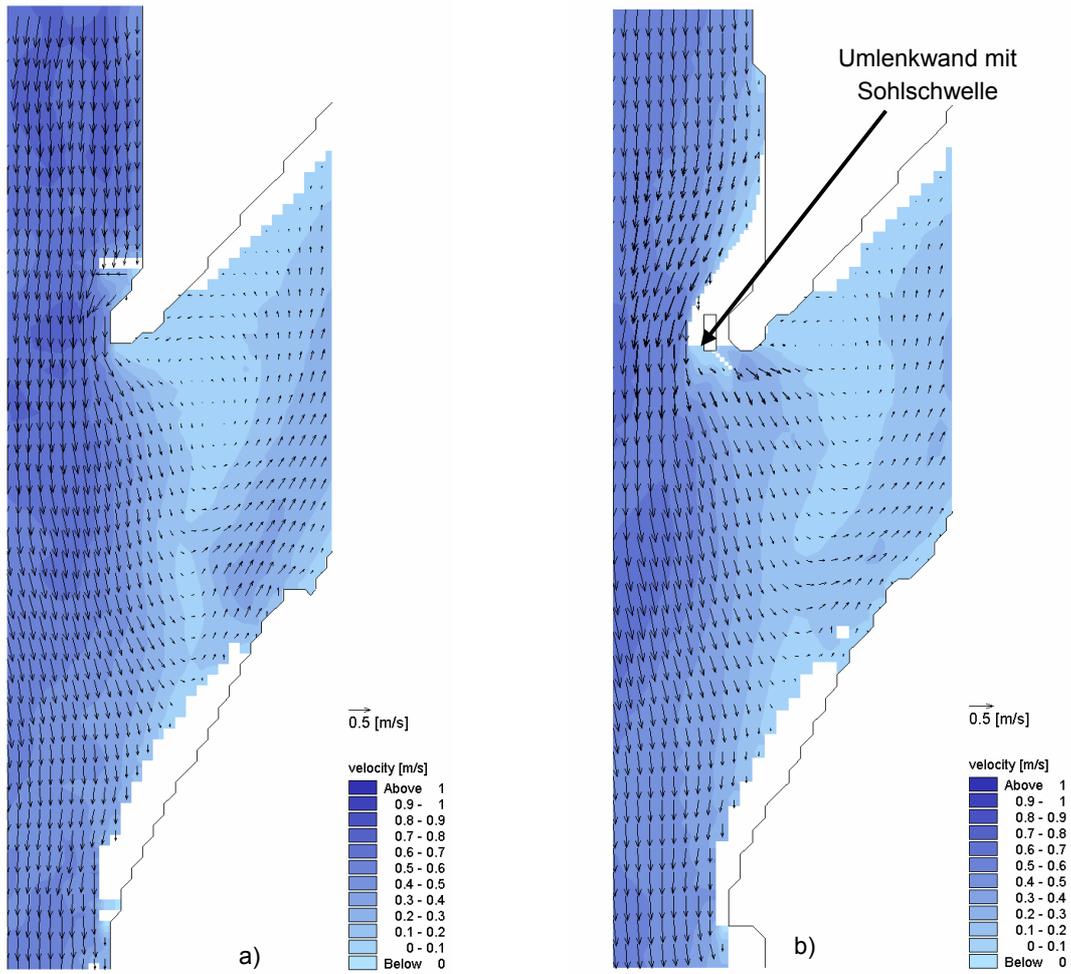


Abb. 7.3-6: Sohlnahe Strömungsgeschwindigkeiten in der Einfahrt zur Nordschleuse a) im Ausgangszustand und b) mit Umlenkwand und Sohlschwelle

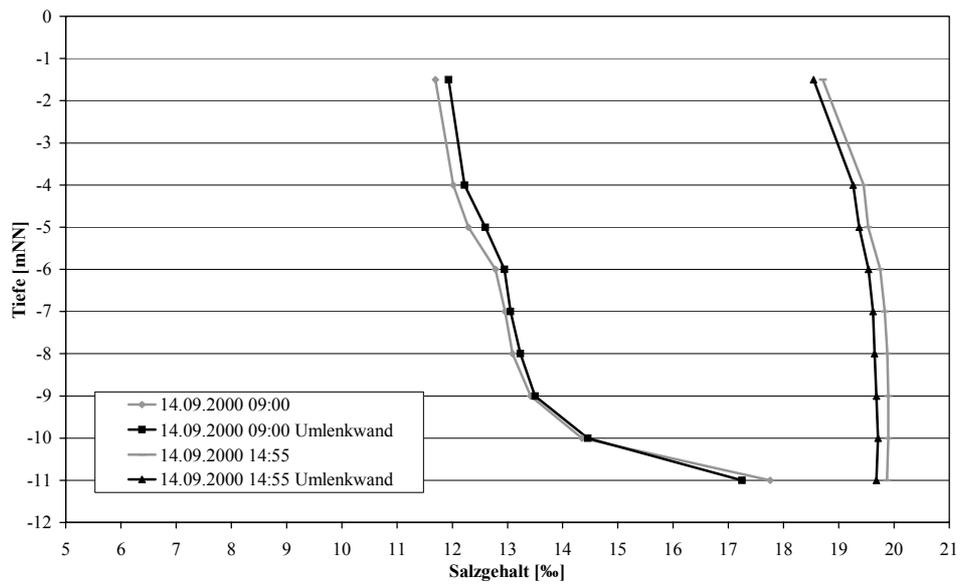


Abb. 7.3-7: Salzgehalt in der Mitte des Vorhafens zur Nordschleuse über die Tiefe bei Tnw (14.09.00, 09:00 Uhr) und Thw (14.09.00, 14:55 Uhr), schwarz: mit Umlenkwand, grau: Ausgangszustand

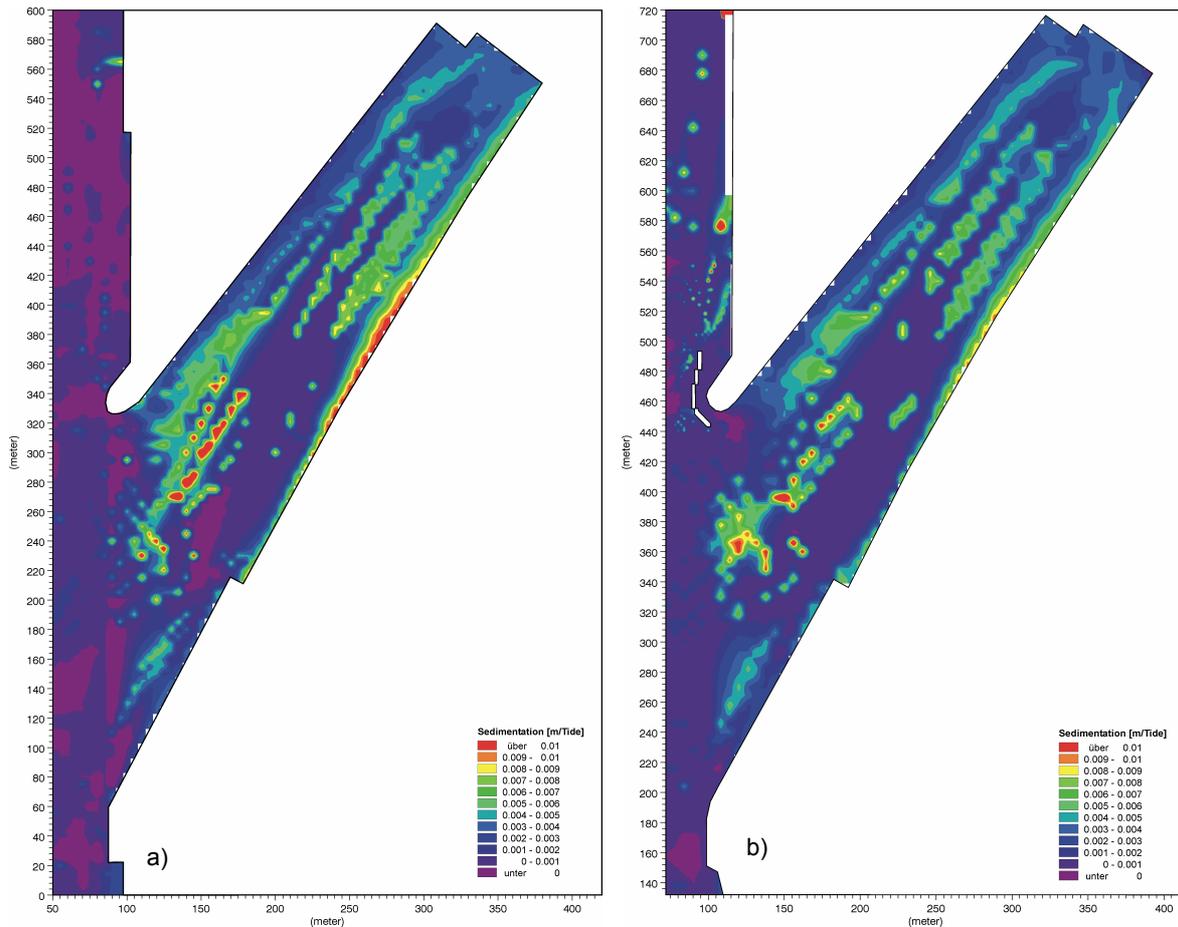


Abb. 7.3-8: Sedimentationshöhen im Vorhafen zur Nordschleuse in Bremerhaven a) im Ausgangszustand und b) mit Umlenkwand und Sohlschwelle

7.3.3 Sohl sprung zwischen Weser und Vorhafen

Mit Hilfe eines Sohl sprunges sollen die sohn nah transportierten Sedimente in der Weser gehalten werden. Der Sohl sprung hat eine Höhe von bis zu 3,5 m und gibt den natürlichen Unterschied zwischen Hafen und Fluss wieder. Dieser ursprünglich deutlich ange schrägte 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 Was sertiefe der Weser vergrößert und auf das umgeben de Niveau gebracht (Abb. 7.3-9).

Der Sohl sprung zwischen Weser und Vorhafen hat nahezu keinen Einfluss auf die Strömungsgeschwin digkeiten und -richtungen während des Flut- und Ebbestromes (Abb. 7.3-10, E.2-5 und E.2-6).

Auch der Salzgehalt im Hafen ist annähernd identisch zum Ausgangszustand (Abb. 7.3-11). Bei Tidenied rigwasser ist der Salzgehalt sohn nah um rd. 0,1‰ geringer.

Der Wasseraustausch zwischen Hafen und Weser hingegen verringert sich um rd. 3,5% von 3,7 Mio. m³/Tide auf rd. 3,6 Mio. m³/Tide. Diese Reduzierung resultiert vorrangig aus der Änderung der Sohl geometrie im Bereich der Hafeneinfahrt. Diese Änderungen führen zu einer geringfügigen Verminderung der Wassertiefe, und somit zu einer Verkleinerung der Austauschfläche zwischen Vorhafen und Weser.

Die mittlere Sedimentationshöhe nimmt um fast 8% auf 2,8 mm/Tide ab. Vorrangig in der Einfahrt hat sich die Sedimentationshöhe verändert (Abb. 7.3-12). In den hinteren Bereichen des Hafens hat sich die Sedimentationshöhe in sehr geringem Maße erhöht. 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 Austausch wassermenge.

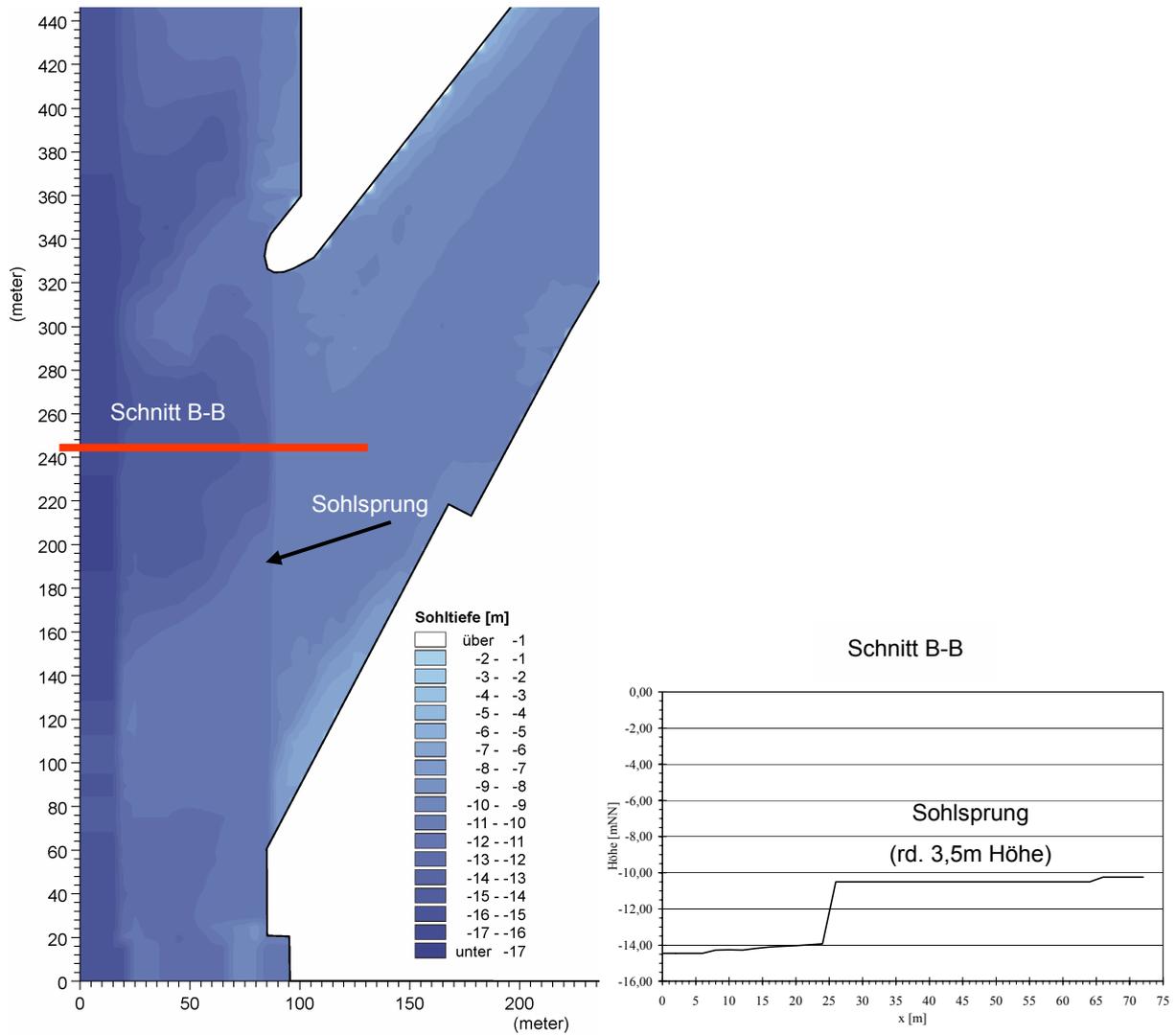


Abb. 7.3-9: Modifizierte Bathymetrie mit Sohlsprung

Das besonders schwebstoffreiche sohlnahe Wasser konnte nicht mehr im bisherigen Umfang in den Hafen gelangen, so dass durch die Sohlschwelle die Verminderung der mittleren Sedimentationshöhe im Hafen wesentlich höher ausfällt, als die Reduktion des Wasseraustausches.

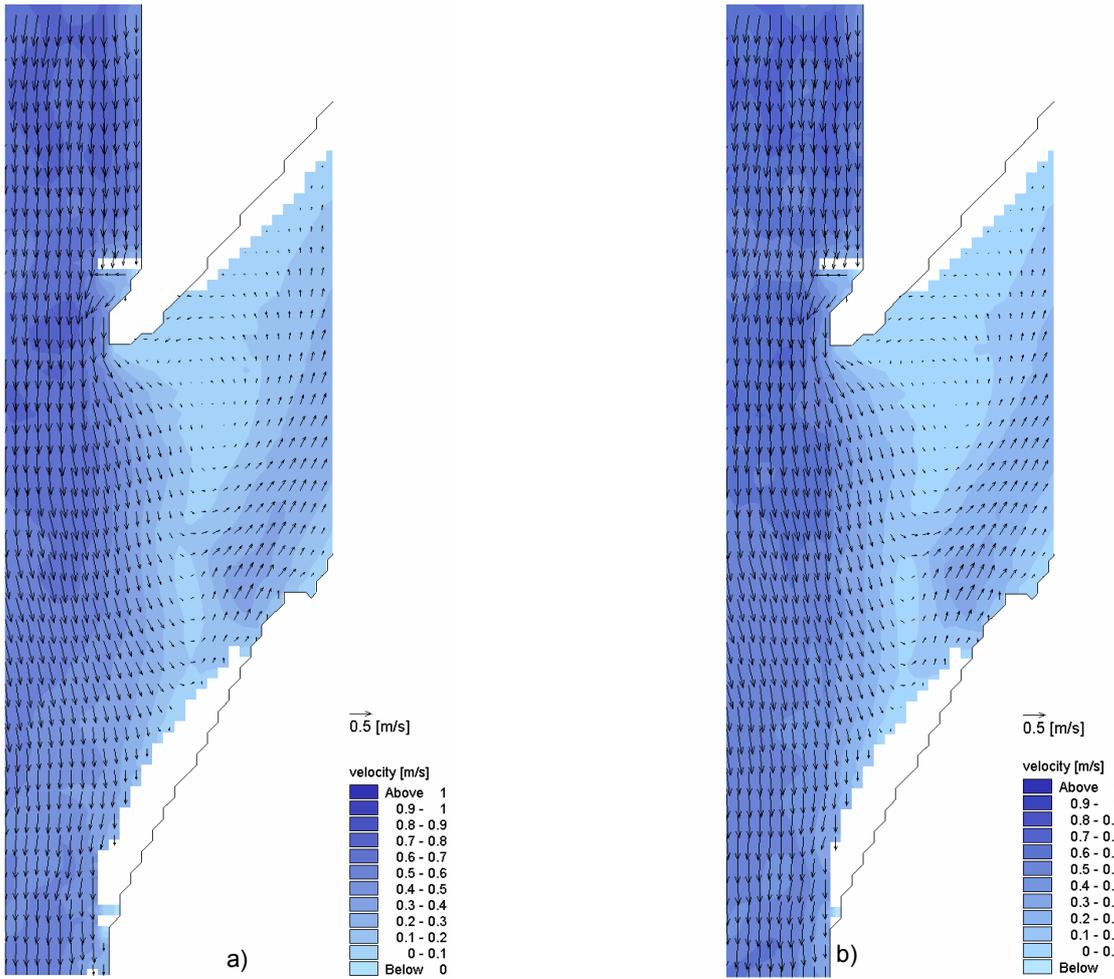


Abb. 7.3-10: Sohlnahe Strömungsgeschwindigkeiten in der Einfahrt zur Nordschleuse a) im Ausgangszustand (links) und b) mit Sohl sprung (rechts)

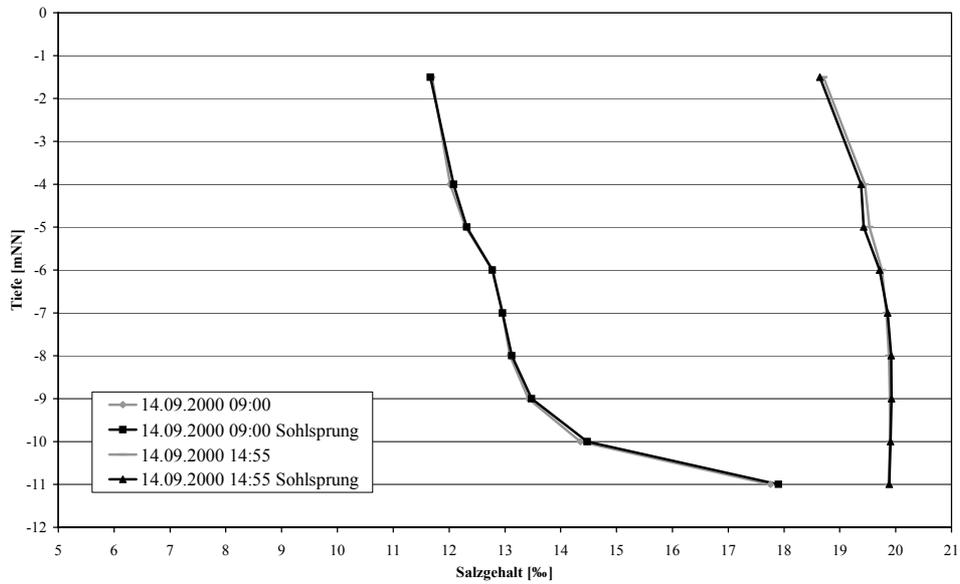


Abb. 7.3-11: Salzgehalt in der Mitte des Vorhafens zur Nordschleuse über die Tiefe bei T_{nw} (14.09.00, 09:00 Uhr) und T_{hw} (14.09.00, 14:55 Uhr), schwarz: mit Sohl sprung, grau: Ausgangszustand

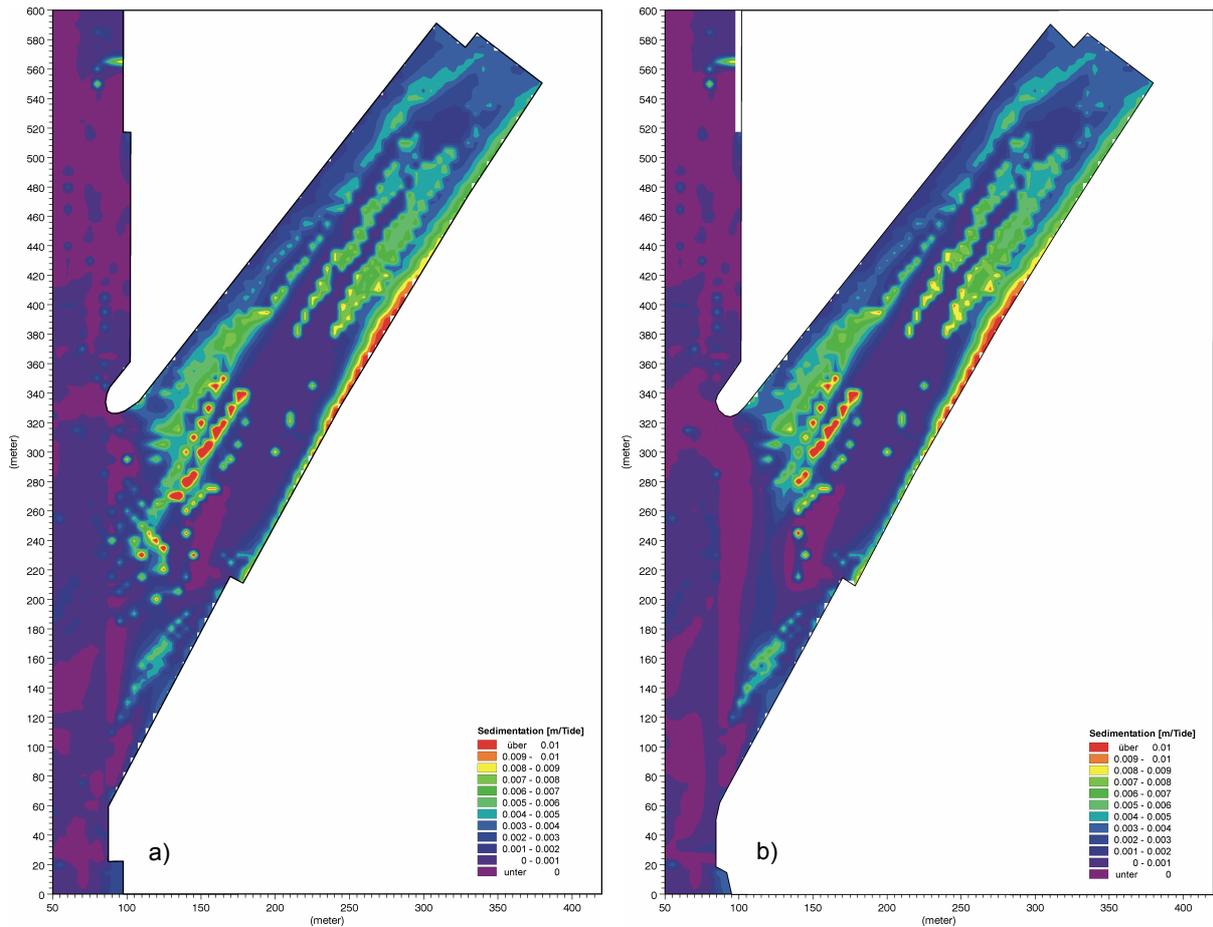


Abb. 7.3-12: Sedimentationshöhen im Vorhafen zur Nordschleuse in Bremerhaven a) im Ausgangszustand und b) mit Sohl sprung

7.3.4 Umlenk wand mit Sohl schwe l le und Sohl spr ung

Der Einbau einer Umlenk wand (Kap. 7.3.2) bzw. eines Sohl spr unges (Kap. 7.3.3) haben bislang die deut lichsten Verminderungen der Sedimentation im Hafen erreicht. Eine Kombination dieser beiden Maß nahmen sollte die Sedimentation im Hafen im Vergleich zu den einzelnen Maß nahmen weiter vermindern. In Abb. 7.3-13 ist die modifizierte Bath ymetrie mit Umlenk wand, Sohl schwe l le und Sohl spr ung dargestellt. Der Bereich der Umlenk wand wurde zur Berechnung der maß gebenden Effekte wieder mit einem Gitter mit $\Delta x = \Delta y = 2\text{m}$ aufgelöst.

Durch die Umlenk wand wird sohl nah am unterstromigen Rand des Hafens zusätzlich Wasser eingetragen (Abb. 7.3-14). Die Strömungsgeschwindigkeiten sind rd. 10-15 cm/s höher als im Ausgangszustand. Die Strömungsgeschwindigkeiten im Hafen sind bei Kombination der o.g. Maß nahmen in allen Ebenen um bis zu 10 cm/s niedriger (Abb. E.1-7). Die Strömungsumlenk wand und der Sohl spr ung beeinflussen ausschließlich den Flutstrom. Während des Ebbestromes sind keine Änderungen der Strömungsgeschwindigkeiten und -richtungen erkennbar (Abb. E.1-8)

Die Verteilung des Salzgehaltes über die Tiefe ist vergleichbar mit dem Ausgangszustand (Abb. 7.3-15). Der Salzgehalt bei Tnw ist mit Umlenk wand und Sohl spr ung erhöht und bei Thw vermindert gegenüber dem Ausgangszustand. Die Differenz zwischen Tnw und Thw ist um rd. 0,25 ‰ geringer als im Ausgangszustand und somit vergleichbar mit dem Ergebnis aus Kap. 7.3.2.

Der Wasseraustausch verringert sich um rd. 17 % auf 3,1 Mio. m³. Diese Reduktion ist größer als die Summe der in den Anwendungsbeispielen 2 und 3 einzeln erzielten Verminderungen.

Die mittlere Sedimentationshöhe im Hafen reduziert sich um rd. 9 % auf 2,76 mm. Die Abnahme der Sedimentation erfolgt vorrangig im Einfahrtsbereich. Die aus dem Einbau der Umlenk wand resultierenden Sedimentablagerungen in der Mitte der Einfahrt (vgl. Kap. 7.3-2) sind hier nicht mehr vorhanden. Im rückwärtigen Bereich des Hafens und an der oberstromigen Ecke des Hafens am Übergang zur Weser lagert sich jedoch mehr Sediment ab (Abb. 7.3-16).

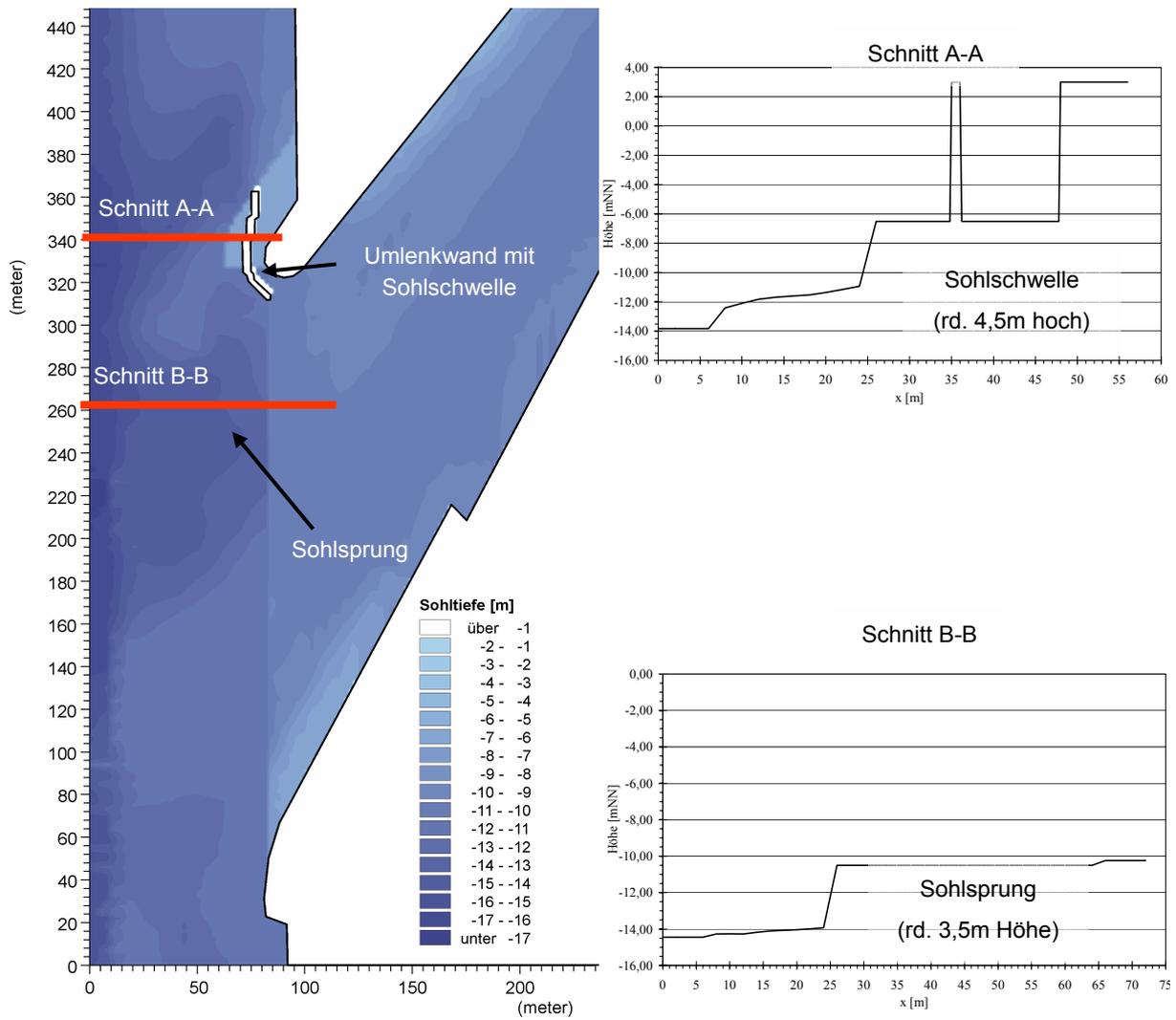


Abb. 7.3-13: Modifizierte Bathymetrie mit Umlenk wand, Sohlschwelle und Sohlsprung

Die Kombination aus zwei Maßnahmen ergibt, wie bereits in Kap. 2.4.4 beschrieben, nicht die Summe der Änderungen aus den beiden Anwendungsbeispielen. Von den erwarteten 14% weniger Sedimentation sind noch rd. 9% verblieben.

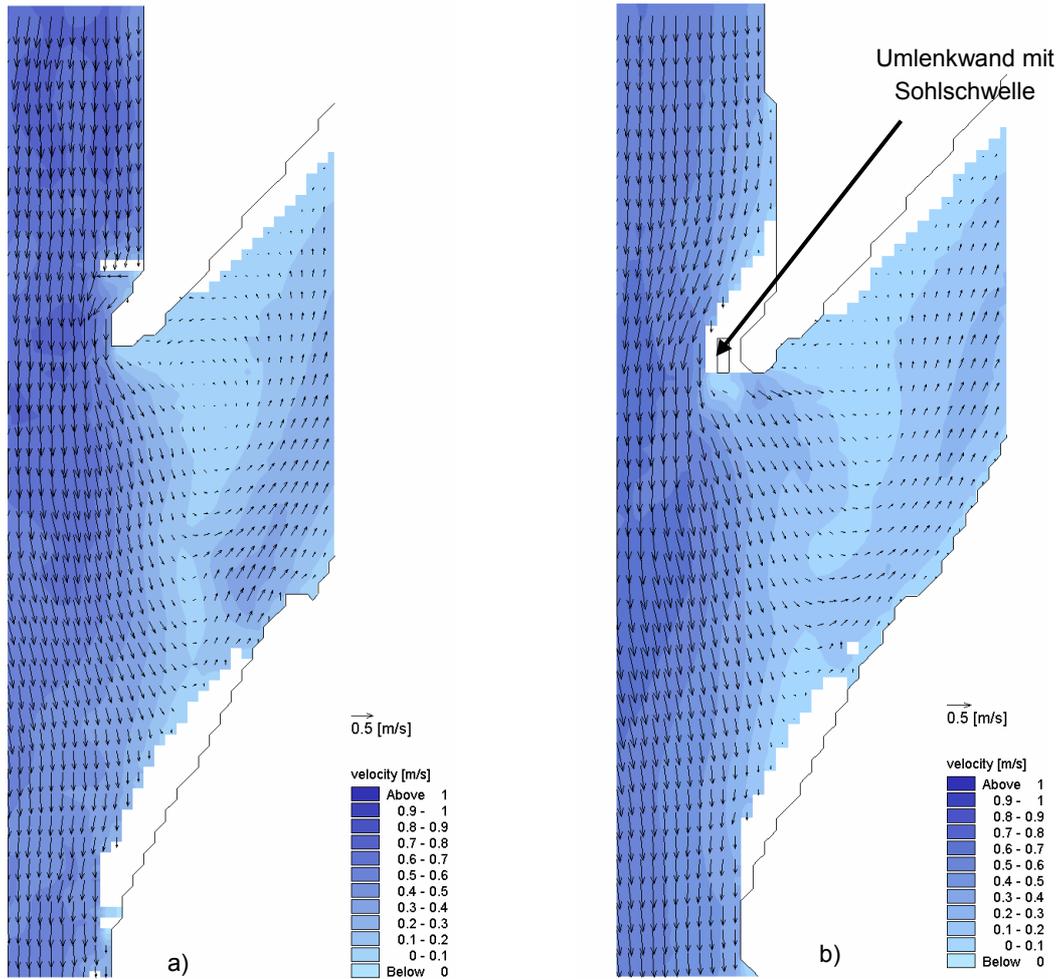


Abb. 7.3-14: Sohl nahe Strömungsgeschwindigkeiten in der Einfahrt zur Nordschleuse a) im Ausgangszustand und b) mit Umlenkwand und Sohl sprung

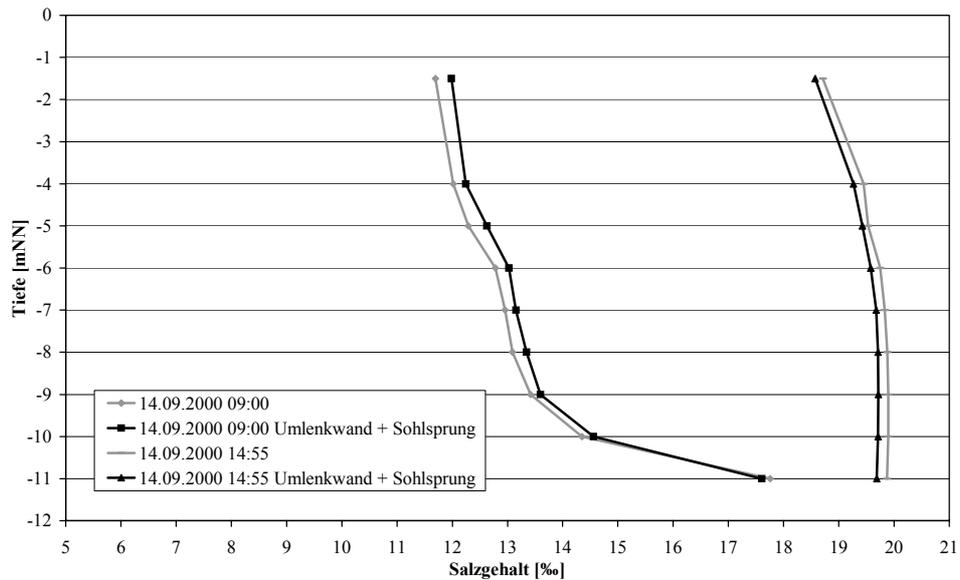


Abb. 7.3-15: Salzgehalt in der Mitte des Vorhafens zur Nordschleuse über die Tiefe bei Tnw (14.09.00, 09:00 Uhr) und Thw (14.09.00, 14:55 Uhr), schwarz: mit Umlenkwand, Sohl schwelle und Sohl sprung, grau: Ausgangszustand

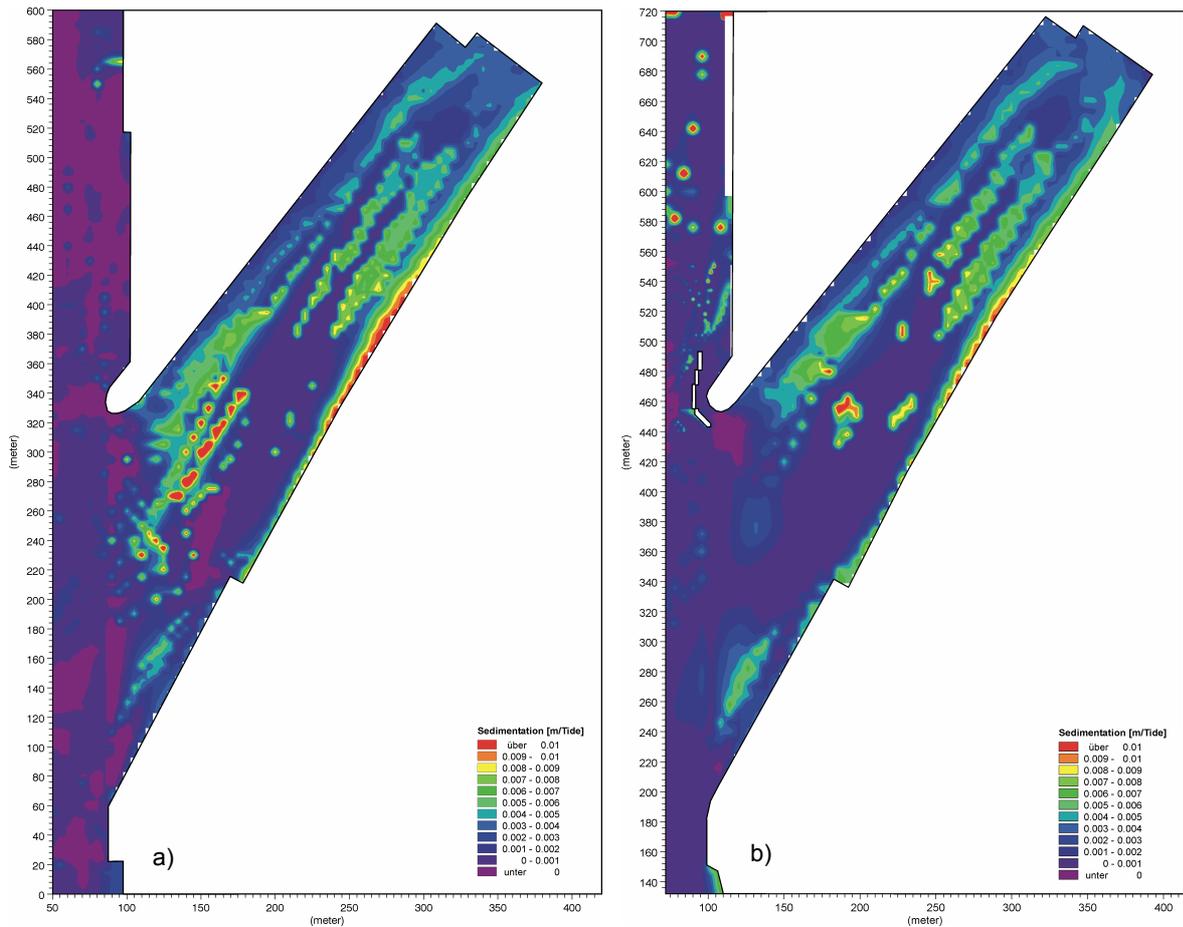


Abb. 7.3-16: Sedimentationshöhen im Vorhafen zur Nordschleuse in Bremerhaven a) im Ausgangszustand und b) im vierten Anwendungsbeispiel (Umlenkwand, Sohlschwelle und Sohlsprung)

7.4 Zusammenfassung und Vergleich der Ergebnisse

Für die oben aufgeführten Maßnahmen zur Einschränkung der Sedimentation konnte für jedes Anwendungsbeispiel eine Reduktion des Wasseraustausches (Tafel 7.3-1) und der mittleren Sedimentations-

höhe (Tafel 7.3-2) in den Häfen nachgewiesen werden. Eine universelle Abhängigkeit der mittleren Sedimentationshöhe im Hafen von der Austauschwassermenge zwischen Hafen und Weser ist nicht vorhanden.

Anwendungsbeispiel	Wasseraustausch [m³/Tide]	Änderung [%]
Ausgangszustand	3751676	
Verringerte Einfahrtsbreite	2860040	-23,8%
Umlenkwand	3382488	-9,8%
Sohlsprung	3613193	-3,7%
Umlenkwand und Sohlsprung	3116604	-16,9%

Tafel 7.3-1: 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 7.3-2: Sedimentationshöhen in den Anwendungsbeispielen und Änderung gegenüber dem Ausgangszustand

Bei allen untersuchten Maßnahmen sind keine grundlegenden Änderungen der Strömungsgeschwindigkeiten und -richtungen aufgetreten. Auch die salinen Dichtedifferenzen über die Tiefe und zwischen Thw und Tnw haben sich nur geringfügig verändert (max. 0,25‰). 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. Durch die Verringerung der Einfahrtsbreite haben sich z.B. die Geschwindigkeiten im Hafen derart verändert, dass sich, bei deutlich 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 Umlenkwand bewirkt eine begrenzte Reduzierung der Austauschwassermenge und in geringerem Maße auch der mittleren Sedimentationshöhe im Hafen. Aufgabe der Umlenkwand ist die tidebedingte Wassermenge zum Füllen des Hafens aus den oberflächennahen Wasserschichten in den Hafen umzuleiten. Dieses Ziel wird mit der hier verwendeten Umlenkwand nicht vollständig erreicht. Mit einer Verbreiterung der Öffnung zwischen Umlenkwand und Spundwand könnte dieses Ziel erreicht werden. Es ist zu erwarten, dass die mittlere Sedimentationshöhe weiter abnimmt. In Kombination mit der Sohlschwelle kann die Reduktion der mittleren Sedimentationshöhe verstärkt werden.

Es hat sich gezeigt, dass sich durch die jeweilige Reduzierung des Dichteeffektes oder des Strömungseffektes die Geschwindigkeiten an der Hafensohle so stark verringern können, dass sich insgesamt mehr Schwebstoffe absetzen, obwohl weniger Wasser ausgetauscht wird.

Eine grundlegende Veränderung der Hafengeometrie ist in dem hier vorgestellten Beispiel aufgrund der Lage des Vorhafens zwischen zwei stark genutzten Kaianlagen (Container-Terminal und Columbuskaje) und der Ausrichtung der Schleuse nicht möglich. Der Einsatz eines in Kap. 3 beschriebenen Luftblasenschleiers kann in einem numerischen Modell bislang nicht untersucht werden. Der Luftblasenschleier hat bei der Erprobung in Brunsbüttel allerdings auch keinen deutlichen Erfolg gezeigt. Die Resuspension durch Wasserinjektion erscheint schon eher als eine Alternative. Sie wird in Bremerhaven bereits durchgeführt. An den Ursachen der Ablagerung der Sedimente ändert dieses System jedoch nichts.

Unter der Maßgabe der Wirtschaftlichkeit einer Maßnahme zur Einschränkung der Sedimentation in brackwasserbeeinflussten Häfen ist es schwierig, in

einem schon vorhandenen Hafen eine deutliche Reduzierung der Sedimentationshöhen zu erreichen.

8 Zusammenfassung und Ausblick

Die Unterhaltung von Häfen an Flüssen stellt eine große finanzielle Belastung für die Betreiber dar. In Häfen im Tidebereich werden mit Schadstoffen belastete Feinstsedimente durch Tide-, Strömungs- und Dichteeffekte eingetragen. Diese Feinstsedimente müssen aufwendig gebaggert und entsorgt werden. Eine Minimierung des Sedimenteintrages hat somit einen Einfluss auf den wirtschaftlichen Erfolg eines Hafens.

In bisher durchgeführten Untersuchungen wurde der Wasseraustausch zwischen Hafen und Außenströmung in Modellversuchen durch den Einsatz von Tracern bestimmt oder durch die Änderung der Walzenströmung abgeschätzt. Der Schwerpunkt dieser Untersuchungen lag eher auf der Bestimmung der Größe der Vermischungszone. Zudem wurde in einem Großteil dieser Untersuchungen aufgrund der möglichen geringen Wassertiefen im Labor eine Zweidimensionalität der Strömungsvorgänge angenommen. Infolge dieser Zweidimensionalität sind Aussagen über die dreidimensionale Entwicklung der Ausbreitungszone und der Strömungen in den Häfen nicht möglich. Der Wasseraustausch zwischen Hafen und Außenströmung bei instationären Strömungszuständen mit variablem Salzgehalt wurde ausschließlich in physikalischen Laborversuchen untersucht. Der Sedimenteintrag in Häfen, soweit er überhaupt betrachtet wurde, konnte bislang lediglich als Funktion des Wasseraustausches abgeschätzt werden. Der Einfluss der dichteinduzierten Strömung auf den Wasseraustausch wurde bislang nicht quantifiziert.

Die vorliegende Arbeit befasst sich mit der Problematik des Sedimenteintrages in tide- und brackwasserbeeinflusste Häfen. Zur Erfassung der instationären und teilweise hochturbulenten Strömungen, mit direkter Kopplung des durch die hydrodynamische Belastung auf die Sohle ausgelösten Sedimenttransportes, wurde ein numerisches 3-dimensionales Modell für das Weserästuar bei Bremerhaven nach einem Vergleich verschiedener Modelle mit dem Programmsystem MIKE3 aufgebaut. Dieses Modell besteht aus einem 3D-Regionalmodell in einer Auflösung von $\Delta x = \Delta y = 45$ m und $\Delta z = 1$ m. In das Regionalmodell ist ein Detailmodell des Vorhafens der Nordschleuse mit einer Gitterauflösung von bis zu $\Delta x = \Delta y = 5$ m und $\Delta z = 1$ m integriert. Mit diesem Modell wurde die komplexe Hydrodynamik und der Transport kohäsiver Sedimente in einem tide- und brackwasserbeeinflussten Hafenbereich an einem Fluss im Naturmaßstab nachgebildet.

Zunächst wurde die Qualität der Modellierung durch einen intensiven Abgleich der Modellergebnisse mit Naturmessungen in der Weser vor Bremerhaven und im Vorhafen zur Nordschleuse bestimmt. Die Naturmessungen wurden u.a. mit einem **Acoustic Doppler Current Profiler (ADCP)** durchgeführt. Diese Messtechnik ermöglicht erstmals einen vollen 3-dimensionalen Abgleich der Strömungsgeschwindigkeiten und -richtungen mit den Ergebnissen der 3-dimensionalen Modellierung.

Der Vergleich der berechneten Wasserstände und Strömungen zeigt eine große Übereinstimmung mit den gemessenen Pegel- und ADCP-Messungen. Die berechneten Salzgehalte konnten die Messungen in der Natur aufgrund der unzureichenden Datenlage an den Modellrändern des Regionalmodells nur im Mittel richtig wiedergeben. An den Modellrändern konnte nur ein tiefengemittelter Wert eingesteuert werden, der Salzgehaltsmaxima an der Gewässersohle ebenso wie Minima an der Oberfläche nicht wiedergeben kann.

Der Sedimenttransport im Modell ist vergleichbar mit Schwebstoffmessungen aus der Weser und im Vorhafen der Nordschleuse. Ein detaillierter Abgleich der Sedimentationsmengen im Vorhafen mit Messungen war nicht möglich. Die Sedimentation im Vorhafen wird ständig durch anthropogene Effekte überprägt. Eine ungestörte Referenzfläche stand nicht zur Verfügung. Zudem konnten mehrere Parameter zur Beschreibung der Sedimenteigenschaften nur aus der Literatur heraus bestimmt werden.

Dieses kalibrierte Regionalmodell diente zudem der Ermittlung komplexer dreidimensionaler Randbedingungen für eine Parameterstudie mit Detailmodellen zur Berechnung der Strömungen und des Sedimenttransportes in unterschiedlichen Hafengeometrien (Länge, Breite, Breite der Hafeneinfahrt, Winkel des Hafens zur Außenströmung), bei unterschiedlichen Wasserstandsänderungen (Fall einer Spring- und Nipptide) und bei unterschiedlichem Salzgehalt (ohne Salzgehalt oder variabler Salzgehalt in Abhängigkeit von der Tide) an einem tide- und brackwasserbeeinflussten Fluss.

Im ersten Teil der Untersuchung der Parameterstudie wurde der Einfluss des Tide- und Strömungseffektes auf die Austauschwassermenge zwischen Hafen und Außenströmung untersucht. Die Strömungen, die sich in den untersuchten Häfen einstellten hatten eine gute Vergleichbarkeit mit den instationären Laboruntersuchungen. Darauf aufbauend wurde der Wasseraustausch zwischen Hafen und Außenströmung bestimmt. In Abhängigkeit von der Hafengeometrie wurden durch den Strömungseffekt 3 bis 5-mal mehr Wasser ausgetauscht, als durch den Tideeffekt alleine. Durch die Verringerung der Einfahrtsbreite kann

der strömungsinduzierte Austausch deutlich verringert werden. Die Veränderung des Winkels zwischen Hafen und Außenströmung ($\alpha \neq 90^\circ$) hingegen hat eine deutliche Erhöhung des Wasseraustausches auf das 10-fache zur Folge. Die Betrachtung der Sedimentation in den Häfen hat gezeigt, dass sich das untersuchte Material ohne saline Dichteeffekte nicht in den Häfen ablagert.

Im zweiten Teil der Parameterstudie werden die Strömungen im Hafen deutlich durch den Dichteeffekt beeinflusst. Dieser Dichteeffekt entsteht aus dem Gradienten des Salzgehaltes zwischen Hafen und Außenströmung. Während der Flutströmung fließt das Wasser an der Oberfläche in Richtung Weser. Sohl-nah strömt zeitgleich salzhaltiges Wasser mit größerer Dichte in den Hafen hinein. Die Ebbeströmung kehrt die Verhältnisse um. Die in den Untersuchungen ohne saline Dichteeffekte beobachteten Sekundär- und Tertiärwalzen sind im Brackwasserbereich größtenteils nicht mehr sichtbar. Die Dichteströmung unterdrückt diese Walzenbildung. Die Primärwalze ist zudem aufgrund der unterschiedlichen Strömungsrichtungen in den verschiedenen Ebenen des Hafens in der Vertikalen geneigt. Die Strömungen in den unterschiedlichen Häfen haben sowohl bei Spring- ($T_{hb} = 3,94 \text{ m}$) als auch bei Nipptide ($T_{hb} = 3,55 \text{ m}$) vergleichbare Richtungen. Die Geschwindigkeiten vermindern sich bei einem 10% geringeren Tidehub ebenfalls um rd. 10 %.

Der Wasseraustausch zwischen Hafen und Außenströmung vergrößert sich unter Dichteeinfluss vom 3 bis 5-fachen auf das 11-fache des tidebedingten Austausches. Bei voller Öffnungsweite der Einfahrt ist über 90% des Wasseraustausches durch den Strömungs- und Dichteeffekt induziert. Die Neigung der Häfen hat lediglich einen geringen Einfluss auf den dichteinduzierten Wasseraustausch. Der Wasseraustausch erhöht sich je nach Winkel (für $\alpha \neq 90^\circ$) auf das 18-fache ($\alpha = 30^\circ$). Der Anteil des dichteinduzierten Wasseraustausches am gesamten Austausch beträgt für alle Neigungen ungefähr das 8-fache des tideinduzierten Austausches. Die vergrößerte Einfahrtsbreite bei Neigungen von $\alpha \neq 90^\circ$ und somit der verstärkte Strömungseffekt führen vorrangig zu diesem erhöhten Wasseraustausch.

Eine Vergrößerung der Hafenfläche um das 8-fache verändert den Wasseraustausch in Abhängigkeit von der Hafenlänge um das 3,45-fache.

Zur Bestimmung der Austauschwassermenge zwischen Fluss und Hafen in der Brackwasserzone konnte eine Beziehung zwischen Hafenfläche, Breite der Einfahrt, Länge des Hafens, Tidedauer und Tidehub hergestellt werden. Diese Gleichung erlaubt eine überschlägige Berechnung der Austauschwassermenge.

Der Hauptteil der Sedimente wird sohnah durch die Dichteströmung in die Häfen transportiert. Die im Hafen abgelagerten Sedimentmengen vermindern sich bei abnehmender Einfahrtsbreite jedoch nicht in gleichem Maße wie die Austauschwassermenge. Geringere Geschwindigkeiten im Hafen sorgen für eine längere Verweilzeit der Schwebstoffe im Hafen, so dass sich anteilig an der Austauschwassermenge mehr Sedimente absetzen können.

Die Sedimentationsmengen sind, wie auch die Strömungen, deutlich von dem Winkel des Hafens zur Außenströmung abhängig. Die in die Häfen eingetragenen Sedimente werden vorrangig bei Flutstrom transportiert. Daraus resultierend ist die Sedimentationsmenge im Hafen bei einem Winkel von $\alpha = 30^\circ$ (Neigung Richtung See) um 20% geringer als bei $\alpha = 90^\circ$. Bei einem Winkel von $\alpha = 150^\circ$ (Neigung Richtung Fluss) nimmt die abgelagerte Sedimentmenge um bis zu 34% zu.

Die abgelagerte Sedimentmenge in den größten der untersuchten Häfen ist rund dreimal höher als bei den 8-fach kleineren Häfen. Aus der Änderung der Hafensfläche und der Sedimentmenge im Hafen ergibt sich bei vergleichbaren Randbedingungen eine deutliche Abhängigkeit der Sedimentationsmenge von der Hafengröße. In den kleinsten untersuchten Häfen lagert sich, unabhängig von der Lage und Größe der Einfahrt, aufgrund des Absetzverhaltens des Sedimentes deutlich mehr Material pro m^2 Hafensfläche ab, als in den größten Häfen.

Eine universelle Abhängigkeit der mittleren Sedimentationshöhe im Hafen von der Austauschwassermenge zwischen Hafen und Weser ist nicht vorhanden.

Die Parameterstudie hat gezeigt, dass bei der Entwicklung von Maßnahmen zur Einschränkung der Sedimentation sowohl der strömungsinduzierte Wasseraustausch aber auch der dichteinduzierte Wasseraustausch beeinflusst werden müssen. Die Konzentration 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.

Die in der Parameterstudie erzielten Ergebnisse wurden am Beispiel des Vorhafens zur Nordschleuse an der Weser bei Bremerhaven überprüft. Aufbauend auf dem kalibrierten Regionalmodell des Weserästuars wurden die Strömungen, Durchflüsse und der Sedimenteintrag im Vorhafen analysiert.

Die Strömungen im Hafen werden deutlich durch den Dichteeffekt beeinflusst. Während der Flutströmung fließt das Wasser an der Oberfläche in Richtung Weser. Sohnah strömt zeitgleich salzhaltiges Wasser mit größerer Dichte in den Hafen hinein. Die Ebbeströmung

kehrt die Verhältnisse um. Im Mittel wurden 3,7 Mio. m^3 Wasser pro Tide ausgetauscht. Davon sind rd. 190.000 m^3 /Tide (ca. 5%) zum Füllen und Entleeren des Hafens notwendig. 1,3 Mio. m^3 /Tide (35%) resultieren aus den wechselnden Dichtegradienten, während der Rest durch den Strömungseffekt ausgetauscht wird (2,2 Mio. m^3 /Tide, 60%). Im Mittel lagern sich zudem rd. 160 m^3 des betrachteten kohäsiven Materials im Hafen im Bereich der Einfahrt und entlang des nördlichen Ufers ab.

Aus der Parameterstudie ergaben sich Empfehlungen für die optimale Gestaltung eines Hafens. Am Beispiel des Vorhafens zur Nordschleuse in Bremerhaven sind vier Maßnahmen zur Einschränkung der Sedimentation im Hafen getestet worden.

Durch die Verringerung der Einfahrtsbreite um 40 % konnte der Wasseraustausch zwischen Weser und Hafen um rd. 24 % verringert werden. Aufgrund der veränderten Strömungsgeschwindigkeiten im Hafen nimmt die Sedimentation lediglich um 4,5 % ab. Durch eine Umlenkwand konnte bei einer Reduzierung des Wasseraustausches von rd. 10 % ein vergleichbares Ergebnis bei der Verminderung der Sedimentation erreicht werden. Ein weiteres Anwendungsbeispiel nutzt den natürlichen Höhenunterschied zwischen der Weser und dem Hafen aus. Durch die Profilierung eines Sohlspunges von rd. 3,5 m Höhe in der Einfahrt des Hafens kann die Sedimentation im Hafen um rd. 7,6 % verringert werden. Der Durchfluss ändert sich hingegen kaum. Ein Teil des schwebstoffhaltigen sohnahen Wassers wird durch den Sohlspung vor dem Hafen umgeleitet. Die Kombination von Sohlspung und Umlenkwand bringt eine Reduzierung der Sedimentation um rd. 9 % bei einer Verminderung des Wasseraustausches um rd. 17 %. Eine Abhängigkeit der Sedimentationshöhe von der Austauschwassermenge ist nicht zu erkennen.

Numerische Simulationen bieten die Möglichkeit die wichtigsten Effekte einer brackwasserbeeinflussten Tideströmung im Modell erfassen zu können. In dieser Arbeit wurden anhand von Strömungs-, Salzgehalts- und Schwebstoffmessungen die Potenziale und die Qualität der numerischen Berechnungen aufgezeigt. Das verwendete numerische Modell weist aber auch Schwachpunkte auf. Durch die vertikale Diskretisierung in äquidistanten Ebenen z.B. ist eine detaillierte Aussage über sohnah Geschwindigkeiten nicht möglich.

Vorrangig verbesserte Naturmessungen zur Bestimmung der Randbedingungen und -werte des Modells können noch signifikante Qualitätssteigerungen hervorrufen. Gerade bei der Ermittlung der Eingangswerte zur Berechnung des Sedimenttransportes sind neue Messverfahren unerlässlich. Aufgrund der 3-dimensionalen Berechnungen ist eine tiefenabhängige

kontinuierliche Bestimmung des Salzgehaltes und der Schwebstoffe an den Modellränder vorteilhaft.

Verbesserte und erweiterte Messungen würden zudem eine Übertragung der Untersuchungsergebnisse auf andere Korngrößen (z.B. Feinschluff) ermöglichen. Zudem würde eine Hinzuziehung neuer Messungen, u.U. durch eine Ausweitung der ADCP-Messungen in weitere Fluss- und Ästuarbereiche die Aussagegenauigkeit des verwendeten Modells weiter verbessern.

Besonders der Abgleich der Ergebnisse des Sedimenttransportmodells an Naturmessungen ist für eine verbesserte Kalibrierung notwendig. Hierzu sind Langzeitsimulationen mit ungestörten Referenzflächen zum Abgleich dieser Ergebnisse notwendig. Bisher gibt es keine Möglichkeiten solch eine quantitative Aussage über die Sedimentation in einem brackwasserbeeinflussten Modellgebiet zu treffen. Zudem wäre eine Erweiterung des numerischen Modells zur Berechnung von mehreren Fraktionen gleichzeitig wünschenswert, um die Qualität der Ergebnisse zu steigern.

Im Hinblick auf mögliche Umlagerungen von Sedimenten in Häfen und den angrenzenden Flüssen und Wattgebieten sind Extremereignisse (hohes Oberwasser, Sturmflutwasserstände) zusätzlich von großer Bedeutung.

Die Ergebnisse der Parameterstudie haben gezeigt, dass es keine universelle Maßnahme zur Verminderung der Sedimentation in tide- und brackwasserbeeinflussten Gebieten gibt. Für das Fallbeispiel in Bremerhaven konnte jedoch aufgezeigt werden, dass Maßnahmen zur Einschränkung der Sedimentation in brackwasserbeeinflussten Häfen, wenn sie individuell auf den Hafen angepasst werden, zu einer Verminderung der Sedimentation im Hafen führen können.

Die Strömungen im Hafengebiet konnten durch einen intensiven Abgleich mit Naturmessungen durch das numerische Modell wiedergegeben werden. Der Sedimenttransport hingegen konnte nicht an Naturmessungen abgeglichen werden. Zudem standen keine ausreichenden Informationen an den Modellrändern zur Verfügung, um die erforderlichen Randbedingungen und -werte für die Simulation definieren zu können.

Aus den Ergebnissen dieser Arbeit ergeben sich für die Naturmessungen zum Sedimenttransport deutliche Defizite. Die notwendige Messtechnik zur großräumigen Erfassung der Eingangsparameter zur Beschreibung und Berechnung des Sedimenttransportes ist bislang nicht vorhanden.

9 Literatur

- AANDERAA "Data Sheet for Recording Current Meter RCM 9", www.aanderaa.com, 2002
- ABDEL-MAWLA, S. "Deposition and Bed Density Development of Cohesive Sediment Under Waves", Dissertation, Franzius-Institut, Universität Hannover, Suez Canal University – Faculty of Engineering – Port-Said, Egypt, 1998
- BAGNOLD, R.A. "The Flow of Cohesionless Grain in Fluids", Phil. Trans. Roy. Soc., A 964, 1956
- BEEN, K.; SILLS, G.C. "Self-weight consolidation of Soft Soils: An Experiment and Theoretical Study", Geotechnique, Jg. 31, H. 4, 1983.
- BONNET, L.; LAMOEN, J. "Model Experiment in Belgium Ports of the North Sea", Dock and Harbour Authority, Vol. 30, No. 348-350, 1949
- 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
- BREWABA "Technische Aspekte der Wasserinjektionsbaggerung", Brewaba Wasserbaugesellschaft, Bremen, 1995
- BRINKMANN, B. "Ein Beitrag zur Bestimmung des Wasseraustausches zwischen Fluß und Hafen in Tidegebieten", Mitteilungen des Franzius-Institutes, Universität Hannover, Heft 70, 1990
- BRINKMANN, B. „Sedimentation in Hafengebieten“, Mitteilungen des Franzius-Institutes, Universität Hannover, Heft 65, 1987
- BROWN, G.L.; ROSHKO, A. "On density Effects and large structure in turbulent mixing layers", Journal of Fluid Mechanics, Vol. 64, Part4, 1974
- BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU "Versuch mit einer Luftschleieranlage (Preßluftsperr) zur Verminderung der Schlickeintreibung infolge des Dichteeffektes im Vorhafen der Alten Schleuse Brunsbüttelkoog", Bericht der Außenstelle Küste, 1964
- 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

-
- CASULLI, V.; CATTANI, E. "Stability, Accuracy and Efficiency of a Semimplicit Method for Three Dimensional Shallow Water Flow", Computers Math. Applic., Vol. 27, No. 4, 1994
- CHORIN, A.J. "A numerical method for solving incompressible viscous fluid 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
- COLOMER, J.;
FERNANDO, H.J.S. "Resuspension of Sediments by Multiple Jets", Journal of Hydraulic Engineering, Vol 125, No.7, 1999
- DANISH HYDRAULIC
INSTITUTE "MIKE3: Estuarine and Coastal Hydraulics and Oceanography. Hydrodynamic Module. Release 2.7. User Guide and Reference Manual", Horsholm, Dänemark, 1998a
- DANISH HYDRAULIC
INSTITUTE "MIKE3: Environmental Hydraulics. Advection-Dispersion Model. Release 2.7. Reference Manual", Horsholm, Dänemark, 1998b
- DANISH HYDRAULIC
INSTITUTE "MIKE3: Environmental Hydraulics. Nested Advection-Dispersion Model. Release 2.7. Operation Guide", Horsholm, Dänemark, 1998c
- DANISH HYDRAULIC
INSTITUTE "A 3D Mathematical Model of Bassac River, Vietnam", Horsholm, Dänemark, 1998d (unveröffentlicht)
- DANISH HYDRAULIC
INSTITUTE "MIKE3: Estuarine and Coastal Hydraulics and Oceanography. Nested Hydrodynamic Module. Release 2.71. Operation Guide", Horsholm, Dänemark, 1999
- DANISH HYDRAULIC
INSTITUTE "MIKE3: Sediment Transport. Mud Transport Module. Scientific Documentation", Horsholm, Dänemark, 2000
- 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
- DELFT HYDRAULICS "Delft 3D – Software Specifications", Delft Hydraulics, Niederlande, 1998

-
- DITSCHKE, D.; MARKOFSKY, M.; ZIELKE, W. "Berechnung komplexer Strömungs- und Sedimentationsverhältnisse in Hafeneinfahrten mit numerischer Simulation", Institut für Strömungsmechanik und Elektronisches Rechnen im Bauwesen, Universität Hannover, 2002
- DURSTHOFF, W. "Über den quantitativen Wasseraustausch zwischen Fluß und Hafen", Mitteilungen des Franzius-Institutes, Universität Hannover, Heft 34, 1970
- DYER, K.R. "Coastal and Estuarine Sediment Dynamics", John Wiley & Sons, Chichester, New York, Brisbane, Toronto, Singapore, 1986
- 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.; JUSTESEN, P. "An Explicit Scheme for Advection-Diffusion Modelling in Two Dimensions", Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, Jg. 88, H.3, 1991
- ENGELUND, F.; 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
- ETTEMA, R.; ARNDT, R.; ROBERTS, P.; WAHL, T. "Hydraulic Modeling – Concepts and Practice", ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice, No. 97, 2000
- EYSINK, W.D. "Sedimentation in Harbours basins. Small density differences may cause serious effects", Publications No. 417, Delft Hydraulics, 1989a
- EYSINK, W.D.; KOH, F.; TILMANS, W.M.K.; VIS, F.C. "Ketlan Minor Port Projekt, Malaysia. Integral harbour design with emphasis on local scour and sedimentation", Publications No. 401, Delft Hydraulics, 1989b
- FISCHER, H.B.; LIST, E.J.; KOH, R.C.Y. "Mixing in inland coastal waters", Academic Press, 1979
- FLOCKSTRA, C. "Computation of depth averaged velocity distribution for channel with groyne or harbour", Delft Hydraulics Laboratory, Report H 402, 1986
- FRANZIUS-INSTITUT "Modellversuche für den Fischereihafen Cuxhaven", Untersuchungsbericht, Hannover, 1961, unveröffentlicht
- FRANZIUS-INSTITUT "Modellversuche für den Köhlfleet Hamburg", Untersuchungsbericht, Hannover, 1988, unveröffentlicht

-
- FRANZIUS-INSTITUT "Modellversuche für Baumaßnahmen an der Einfahrt des Europahafens - Untersuchungen der Sedimentrelevanten Strömungsverhältnisse -", Untersuchungsbericht, Hannover, 1989a, unveröffentlicht
- FRANZIUS-INSTITUT "Hydraulische Modellversuche für den Vorhafen der Seeschleuse in Wilhemshaven", Untersuchungsbericht, Hannover, 1989b, unveröffentlicht
- FRANZIUS-INSTITUT "Maßnahmen zur Reduzierung von Sedimentation und Baggermengen im Neustädter Hafen in der Hafengruppe Bremen", Hannover, 1999, unveröffentlicht
- FRANZIUS-INSTITUT "Untersuchungen zur Reduzierung von Sedimentation und Baggermengen am Liegeplatz des Segelschulschiffes „Deutschland“ in der Lesum und der Einfahrt zum Hafen Vegesack", Untersuchungsbericht, Hannover, 2000a, unveröffentlicht
- FRANZIUS-INSTITUT "Maßnahmen zur Reduzierung von Sedimentation und Baggermengen im Neustädter Hafen in der Hafengruppe Bremen", Untersuchungsbericht, zusätzliche Untersuchungen, Hannover, 2000b, unveröffentlicht
- FRANZIUS-INSTITUT "Maßnahmen zur Reduzierung von Sedimentation und Baggermengen im Werfthafen in der Hafengruppe Bremen", Untersuchungsbericht, zusätzliche Untersuchungen, Hannover, 2001a, unveröffentlicht
- FRANZIUS-INSTITUT "Maßnahmen zur Minimierung der Sedimentationen im Bereich brackwasserbeeinflusster Vorhäfen", KFKI-Vorhaben: „Sedimentation in brackwasserbeeinflussten Vorhäfen“, 1. Zwischenbericht, Franzius-Institut, 2001b, unveröffentlicht
- FRANZIUS-INSTITUT "Maßnahmen zur Minimierung der Sedimentationen im Bereich brackwasserbeeinflusster Vorhäfen", KFKI-Vorhaben: „Sedimentation in brackwasserbeeinflussten Vorhäfen“, 2. Zwischenbericht, Franzius-Institut, 2002, unveröffentlicht
- FRANZIUS-INSTITUT "Maßnahmen zur Minimierung der Sedimentationen im Bereich brackwasserbeeinflusster Vorhäfen", KFKI-Vorhaben: „Sedimentation in brackwasserbeeinflussten Vorhäfen“, Endbericht, Franzius-Institut, 2003, unveröffentlicht
- FREDSØE, F.; DEIGAARD, R. "Mechanics of Coastal Sediment Transport", Advanced Series on Ocean Eng., Vol. 3, 1992
- GIBSON, R.E.; ENGLAND, G.L.; HUSSEY, M.J. "The Theory of One-Dimensional Consolidation of Saturated Clays", Geotechnique, Jg. 17, 1967
- GLASGOW, L.A.; LUECKE, R.H. "Mechanisms of deaggregation for clay-polymer flocs in turbulent systems", Ind. Eng. Chem. Fundam., Vol. 19, 1980

-
- GÖHREN, H.; TAMMINGA, P.-G.;
DUCHROW, H. "Baggergutablagerung im Küstenmeer", Schiff & Hafen / Kommandobrücke, Heft 9, 1986
- 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
- GÜVEN, N. "Molecular Aspects of Clay-water Interactions", Clay-Water Interface and its Rheological Implications, H. 4, The Clay Mineral Society, 1992
- HAMM, L.; MIGNIOT C. "Elements of cohesive sediment deposition, consolidation and erosion", In: "Coastal, Estuarial and Harbour Engineers' Reference Book", Abbott M.B. and W.A. Price (Eds.), S. 93-106. 1993
- HENSEN, W. "Modelluntersuchungen für den Amerikahafen in Cuxhaven", Mitteilungen des Franzius-Institutes, Universität Hannover, Heft 4, 1953
- HERVOUET, J.-M. "TELEMAC Modelling System: an overview", Hydrological Processes, Nr. 14, 2000
- INGBER, A. „Walzenbildung im Hafenecken unter stationären Strömungsbedingungen“, Diplomarbeit, unveröffentlicht, Franzius-Institut, Universität Hannover, 1985
- IWA-BREMEN "Summenkurven mit Angabe der Massen-%-Anteile je Kornklasse von 10 Messungen im Vorhafen der Nordschleuse Bremerhaven", Hochschule Bremen, 1994, unveröffentlicht
- IWA-BREMEN "Sedimentation in Tidehäfen, Phase 2: Schlussbericht MTK 0544", Untersuchungsbericht, 1996, unveröffentlicht
- IWA-BREMEN "Strömungsmessungen im Vorhafen der Nordschleuse in Bremerhaven", Untersuchungsbericht, 1998, unveröffentlicht
- IWA-BREMEN "Hydrodynamische und morphologische Vorgänge in brackwasserbeeinflussten Vorhäfen", KFKI-Vorhaben: „Sedimentation in brackwasserbeeinflussten Vorhäfen“, Zwischenbericht, Institut für Wasserbau, Hochschule Bremen, 2002, unveröffentlicht
- JAKOBSEN, F.;
DEIGAARD, R. "Material parameters and numerical simulations of flume experiments on cohesive sediment", Prog. Rep. 76, Dept. Hydrodynamics And Water Resources, Tech. Univ. Denmark, S. 11-25, 1996
- JENKINS, S.A.; AIJAZ, S.;
WASYL, J. "Transport of Fine Sediments by Hydrostatic Jets", In: "Nearshore and Estuarine Cohesive Sediment Transport", Mehta A.J. (Ed.), Coastal and Estuarine Studies 42, 1993

-
- 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, 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
- KOBUS, H. "Untersuchungen über die Verminderung der besonders sinkstoffreichen Dichteströmung in Brackwassergebieten durch Luftblasenschleier", Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau, Heft 50, Berlin, 1969
- 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.; KRISHNAPPEN, B.G. "Does reentrainment occur during cohesive sediment settling", Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 120, No. 2, 1994
- LE NORMANT, C. "Three-dimensional modelling of cohesive sediment transport in the Loire estuary", Hydrological Processes, Nr. 14, 2000
- 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
- LIGENG, LI "Morphological Time Scales in Hydraulic Models", Dissertation, Katholische Universität Leuven, Leuven, Belgien, 1989
- MAGENS, C. "Untersuchungen zu den Ursachen der Sedimentation im Hafen von Brunsbüttelkoog", Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, 1958
- MALCHEREK, A. "Mathematische Modellierung von Strömungen und Stofftransportprozessen in Ästuarien", Institut für Strömungsmechanik und Elektron. Rechnen im Bauwesen, Nr. 44, Universität Hannover, 1995
- MATHEJA, A.; STOSCHEK, O. "Influence of extreme events on sedimentation processes in ditches enclosed by brushwood fences", Proceedings of the 5th International Conference on Coastal and Port Engineering in Developing Countries (COPEDEC V); Cape Town, South Africa, 1999
- 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. "Interactions between fluid mud and water waves", Environmental hydraulics, Kluwer Academic publishers, 1996
- MEHTA, A.J.; PARTHENIADES E. "An investigation of the depositional properties of flocculated fine sediment", Journal of Hydraulic Research, Vol. 13, No. 4, S. 361-381, 1975
- MEYER-PETER, E.; MÜLLER, R. "Formulas for Bed-Load Transport", IAHR Congress, Stockholm, 1948
- MIGNIOT, C. BOULOC, J. "Erosion et sédimentation en mer et en rivière", La Pratique des Sols et des Fondations, Edition Moniteur, 1981
- 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
- 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: Metha, A.J. (Hrsg.): Estuarine Cohesive Sediment Dynamics, Lecture Notes Coastal Estuarine Studies, Heft 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 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
- NIEDERSÄCHSISCHES LANDESAMT FÜR ÖKOLOGIE "Deutsches Gewässerkundliches Jahrbuch, Weser- und Emsgebiet", Hildesheim, 1997
- NIELSEN, P. "Coastal bottom boundary layers and sediment transport", Advanced Series of Ocean Engineering, Vol. 4, University of Queensland, World Scientific Publishing Co Pte. Ltd., Singapore, 1992
- ODD, N.V.M. "Mathematical Modelling of Mud Transport in Estuaries", In: "Physical Processes in Estuaries", J. Dronkers und 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. "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
- PARTHENIADES, E. "Erosion and deposition of cohesive soils", Journal of the Hydraulics Division, Vol. 91, No. 1, 1965

-
- 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. 22, 1942
- PRANDTL, L. "Über ein neues Formelsystem der ausgebildeten Turbulenz", Nachrichten der Akad. Wiss., Göttingen, 1945
- PRANDTL, L. "Bemerkungen zur Theorie der freien Turbulenz", Zeitschrift für Ang. Math. und Mech., Bd.5, 1925
- 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.
- RD INSTRUMENTS "Data Sheet for Workhorse Rio Grande ADCP", www.adcp.com, 2002a
- RD INSTRUMENTS "Acoustic Doppler Current Profiler - Principles of Operation - A Practical Primer", RD Instruments, San Diego, USA, www.adcp.com, 2002b
- REYNOLDS, O. "On the dynamical theory of incompressible viscous fluids and the determination on the criterion", Phil. Trans. Royal Society, A186, 1895
- RODI, W. "Turbulence models and their application 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 4th International Conference on River Sedimentation, Beijing, China, 1989

- SCHENKEL, W. "Baggergut in der Bundesrepublik Deutschland Anfall und Beseitigung", Schiff & Hafen/Kommandobrücke, Heft 5, 1985
- SCHIJJF, J.B.;
SCHÖNFELD, J.C. "Theoretical considerations on the motion of salt and fresh water", Proceedings Minnesota International Hydraulics Convention, Minneapolis, Minnesota, 1953
- SCHLICHTING, H. "Grenzschicht-Theorie", 5. Auflage, Karlsruhe, Verlag G. Braun, 1965
- SCHMUCKER, E. GG. "Contribution to the understanding of the influences of siltation in harbours on estuaries, from research in the New Waterway from Rotterdam to sea", Dissertation, Technische Hochschule München, 1926 (DN 2742)
- SCHWARZE, H.; BRINKMANN, B. "Wasseraustausch in seitlichen Erweiterungen bei tidebedingt instationären Strömungen", Forschungsbericht, Franzius-Institut, Universität Hannover, 1988, unveröffentlicht
- SCHWARZE, H.; ET AL. "Reduction of Sedimentation in Harbour Entrances on tidal Rivers by Modifications of the Entrance Geometry and Installation of Stream Guiding Structures", Fourth International Conference on Coastal and Port Engineering in Developing Countries, Proceedings, Rio de Janeiro, Brazil, 1995
- SHIELDS, A. "Anwendung der Ähnlichkeits-Mechanik und der Turbulenzforschung auf die Geschiebebewegung", Preußische Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau, Berlin, 1936.
- SILLS, G.C.
D.McG. ELDER "The transition from sediment suspension to settling bed", In: Mehta, A.J. (Hrsg.): Estuarine Cohesive Sediments Dynamics, Lecture Notes Coastal Estuarine Studies, H. 14, Springer Verlag, 1986
- SMAGORINSKY, J. „General Circulation Experiments with Primitive Equations“, Monthly Weather Review, H. 91, 1963
- SMITH, S.D.; BANKE, E.G. "Variation of the sea drag coefficient with wind speed", Quart. J. R. Met. Soc., Vol. 101., 1975
- 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.; 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.;
MATHEJA, A. "Sensitivity Analysis of Numerical Solving Techniques for Modeling Sediment Transport under Tidal Conditions", Proceeding of the 4th international Conference on Hydroinformatics, Iowa, US, 2000

-
- STOSCHEK, O.;
MATHEJA, A. "Influence of extreme events on sedimentation in sedimentation fields enclosed by brushwood fences", Proceedings of the 3rd International Conference on Hydroinformatics; Copenhagen, Denmark, 1998
- STROM UND HAFENBAU "Sichere Wassertiefen für den Hamburger Hafen - Verminderung der Sedimentation", Faltblatt, Hamburg, 1999
- SUNYACH, M. "Contribution to the study of the boundaries of free shear layers (auf Französisch)", D.Sc. thesis, University Claude Bernard, Lyon, 1971
- TEISSON, C. "Cohesive suspended sediment transport: feasibility and limitations of numerical modelling", Journal of Hydraulic Research, Vol. 29, No. 6, 1991
- TEISSON, C;
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
- TERZAGHI, K. "Erdbautechnik auf bodenphysikalischer Grundlage", Franz Deuticke Verlag, Leipzig, Wien, 1925
- THORN, M.F.C.;
PARSONS, J.G. "Erosion of cohesive sediments in estuaries: an engineering guide", 3rd 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
- TOWNSEND, A.A. "The structure of turbulent shear flow", Cambridge University Press, Cambridge, 1976
- UNESCO "The practical salinity scale 1978 and the international equation of state of seawater 1980", UNESCO technical papers in marine science, Vol. 36, 1981
- VAN LEEUWEN, STIJN;
HOFLAND, BAS "The Current Deflecting Wall in a Tidal Harbour with Density Influences", Final Report, Delft Hydraulics, Delft, Niederlande, 1999
- VAN RIJN, L.C. "Principles of Sediment Transport in Rivers, Estuaries and Coastal Seas", Aqua Publications, Amsterdam, 1993

-
- VAN RIJN, L.C.;
LOUISSE, C.J. "The Effect of Waves on Cohesive Bed Surfaces", Proc. of the 2nd Int. Conf. on Coastal and Port Eng. in Developing Countries (COPEDEC II), Beijing, 1987
- VESTED, H.J.; JUSTESEN, P.;
EKEBJAERG, L. "Advection-dispersion modelling in three dimensions", Appl. Math. Modelling, Vol. 16, 1992
- VOLLMERS, H.;
PERNECKER, L. „Beginn des Feststofftransportes für feinkörnige Materialien in einer richtungskonstanten Strömung.“ Die Wasserwirtschaft, H. 6, 1967
- VOLLMERS, H.J. „Strömungsvorgänge in Hafemündungen“, Die Küste, Vol. 31, 1977
- VOLLMERS, H.J. "Systematik der Maßnahmen zur Verringerung der Schwebstoffablagerungen in Binnenhafemündungen", 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 nicht-stationären Fließbedingungen", Forschungsbericht SFB 80/ET/95, Universität Karlsruhe, 1977b
- WESTRICH, B. "Massenaustausch in Strömungen mit Totwasserzonen unter stationären Fließbedingungen", Forschungsbericht SFB 80/ET/80, Universität Karlsruhe, 1977a
- 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.;
CORNELISSE, J.M.;
KUIJPER, C. "Erosion of natural sediments from the Netherlands", Delft Hydraulics, Delft, Netherlands, Report No. Z161-35/37, 1991
- WINTERWERP, J.C.;
CHRISTIANSEN, H., ET AL. "Minimisation of harbour siltation under inhomogeneous conditions", LIP3 Programme Executive Summary, Hamburg, 2001

- WYGNANSKI, I.;
FIEDLER, H.E. "The two-dimensional mixing region", Journal of Fluid Mechanics, Vol. 63, Part 2, 1970
- YULE, A.J. "Two-dimensional self-preserving turbulent mixing layers at different free stream velocity ratios", Aero. Res. Council R. & M., No. 3683, 1972
- ZANKE, U. "Grundlagen der Sedimentbewegung", Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1982
- ZHU, J. "Numerische Simulation der Vorlandentwicklung im Tidebereich", (Dissertation), Mitteilungen des Franzius-Instituts der Universität Hannover, H. 74, Hannover, 1993
- ZIMMERMANN, C. "Reduction of harbour siltation", Second Indian National Conference on Harbour and Ocean Engineering, Thiruvananthapuram (Trivandrum), 1997
- ZIMMERMANN, C.;
MATHEJA, A.; STOSCHEK, O. "Reduction of Harbor Sedimentation at a Tidal River", Proceedings of the 2nd International Conference on Port Development and Coastal Environment (PDCE), Varna, 2000

Sedimentation und Gegenmaßnahmen in tide- und brackwasserbeeinflussten Häfen: eine Analyse mit Hilfe 3-dimensionaler Simulationen

Appendix

Dem Fachbereich Bauingenieur- und Vermessungswesen
der Universität Hannover

Zur Erlangung des Grades eines
Doktors der Ingenieurwissenschaften

Dr.-Ing.

genehmigte Dissertation
von

Dipl.-Ing. Oliver Stoschek

geboren am 08.04.1971 in Cuxhaven

Hannover, 2003

Appendix A Theoretische Grundlagen des verwendeten Programmsystems MIKE3®

Das Programmsystem MIKE3^{®1} wurde speziell für die Modellierung von dreidimensionalen, dichteabhängigen, instationären Strömungszuständen (NEWTONsche Fluide) und Sedimenttransportprozessen in Ästuarien, im Küstenvorfeld und im offenen Ozean modular 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). Zudem stellt das kommerzielle Programmsystem MIKE3[®] eine Weiterentwicklung des weltweit etablierten Programmsystems MIKE21[®] für den 3D-Fall dar.

A.1 Hydrodynamisches Modell (HD-Modul)

Das hydrodynamische Modell (HD-Modul) basiert auf einem dreidimensionalen Ansatz (vertikal inhomogenes Fluid, d.h. Geschwindigkeits- und Dichtegradien in der Vertikalen sind nicht vernachlässigbar), der auch die Betrachtung dichtegeschichteter Fluide erlaubt. Massenerhaltung (Gl. A.1-1), Impulserhaltung (*Reynolds-Averaged Navier Stokes Equations - RANSE*, Gl. A.1-2) und Erhaltung der Massenbilanz für Inhaltsstoffe (z.B. Salz, Gl. B-3) und Temperatur (Temperatur-Bilanz, Gl. A.1-4) werden in dem zugrundeliegenden Ansatz erfasst.

Massenerhaltung:

$$\frac{1}{\rho c_s^2} \frac{\partial p}{\partial t} + \frac{\partial u_j}{\partial x_j} = S_{QQ} \quad (\text{A.1-1})$$

Impulserhaltung:

$$\frac{\partial u_i}{\partial t} + \frac{\partial (u_i u_j)}{\partial x_j} + 2\Omega_{ij} u_j = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x_i} + g_i + \frac{\partial}{\partial x_i} \left(\nu_t \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) - \frac{2}{3} \delta_{ij} k \right) + u_i S_{II} \quad (\text{A.1-2})$$

Bilanz der Inhaltsstoffe (z.B. Salz):

$$\frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial (S u_j)}{\partial x_j} = \frac{\partial}{\partial x_j} \left(D_s \frac{\partial S}{\partial x_j} \right) + S_{SS} \quad (\text{A.1-3})$$

Temperatur-Bilanz:

$$\frac{\partial T}{\partial t} + \frac{\partial (T u_j)}{\partial x_j} = \frac{\partial}{\partial x_j} \left(D_T \frac{\partial T}{\partial x_j} \right) + S_{TT}$$

Mit:

ρ	lokale Dichte des Fluids [kg/m ³]
t	Zeit [s]
c_s	Schallgeschwindigkeit im Wasser [m/s]
p	Druckfeld [kN/m ²]
u_i	Strömungsgeschwindigkeit in x_i -Richtung [m/s]
S_{QQ}	Quellen- und Senkterme innerhalb der Massenbilanz
S_{SS}	Quellen- und Senkterme für Inhaltsstoffe (z.B. Salz)
S_{TT}	Quellen- und Senkterme für die Temperatur-Bilanz
S_{II}	Quellen- und Senkterme für die Impulserhaltung
δ_{ij}	Kronecker-Delta [-]
k	turbulente kinetische Energie [m ² /s ²]
ν_t	Wirbelviskosität [m ² /s]
S	Inhaltsstoff (z.B. Salz) [kg/m ³]
T	Temperatur [°C]
D_s	Dispersionskoeffizient für Ausbreitung von Inhaltsstoffe [m ² /s]
D_T	Dispersionskoeffizient für Temperaturausbreitung [m ² /s]
Ω_{ij}	Coriolis-Kraft [N]
g_i	Gravitationsfeld [m/s ²]

Die Größen Temperatur, Salzgehalt und Druck sind über Zustandsgleichungen an die lokalen Dichteverhältnisse gekoppelt (UNESCO, 1981)². Diese Beziehung ist für einen Temperaturbereich von -2,1 bis 40°C gültig. Die Anwendbarkeit der Zustandsgleichung für Salinität ist für 0 bis 45 PSU ("Practical Salinity Unit") gegeben. Für Strömungszustände mit hohen Dichtegradien 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 verwendet (Advektion, Diffusion und Dispersion werden zusammen berechnet) werden.

Die vertikale Druckverteilung wird nach den Ansätzen von CHORIN (1967) und RASMUSSEN (1993) approximiert.

Für die Lösung der Zustandsgleichungen wird wie in MIKE21[®] das ADI-Verfahren ("*Alternating Direction Implicit Procedure*") angewendet. Für die Minimierung

¹ Danish Hydraulic Institute, Horsholm, Dänemark

² Literatur s. Kap. 9 im Hauptteil dieser Arbeit

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). 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 A.1-5 bis Gleichung A.1-7 dargestellten Diskretisierungen für die Massenbilanz.

Massenbilanz in x -Richtung:

$$S_{QQx_{j,k,l}} = \frac{1}{\rho_{j,k,l} c_s^2} \left(\frac{p^{n+\frac{1}{2}} - p^{n-\frac{1}{6}}}{\frac{2}{3} \Delta t} \right)_{j,k,l} + \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{u_j - u_{j-1}}{\Delta x} \right)^{n+1} + \left(\frac{u_j - u_{j-1}}{\Delta x} \right)^n \right\}_{k,l} + \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{v_k - v_{k-1}}{\Delta y} \right)^{n+\frac{1}{3}} + \left(\frac{v_k - v_{k-1}}{\Delta y} \right)^{n-\frac{2}{3}} \right\}_{j,l} + \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{w_l - w_{l-1}}{\Delta z} \right)^{n+\frac{2}{3}} + \left(\frac{w_l - w_{l-1}}{\Delta z} \right)^{n-\frac{1}{3}} \right\}_{j,k} \quad (A.1-5)$$

Massenbilanz in y -Richtung:

$$S_{QQy_{j,k,l}} = \frac{1}{\rho_{j,k,l} c_s^2} \left(\frac{p^{n+\frac{5}{6}} - p^{n+\frac{1}{6}}}{\frac{2}{3} \Delta t} \right)_{j,k,l} + \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{u_j - u_{j-1}}{\Delta x} \right)^{n+1} + \left(\frac{u_j - u_{j-1}}{\Delta x} \right)^n \right\}_{k,l} + \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{v_k - v_{k-1}}{\Delta y} \right)^{n+\frac{1}{3}} + \left(\frac{v_k - v_{k-1}}{\Delta y} \right)^{n+\frac{1}{3}} \right\}_{j,l} + \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{w_l - w_{l-1}}{\Delta z} \right)^{n+\frac{2}{3}} + \left(\frac{w_l - w_{l-1}}{\Delta z} \right)^{n-\frac{1}{3}} \right\}_{j,k} \quad (A.1-6)$$

Massenbilanz in z -Richtung:

$$S_{QQz_{j,k,l}} = \frac{1}{\rho_{j,k,l} c_s^2} \left(\frac{p^{n+\frac{2}{6}} - p^{n+\frac{3}{6}}}{\frac{2}{3} \Delta t} \right)_{j,k,l} + \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{u_j - u_{j-1}}{\Delta x} \right)^{n+1} + \left(\frac{u_j - u_{j-1}}{\Delta x} \right)^n \right\}_{k,l} + \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{v_k - v_{k-1}}{\Delta y} \right)^{n+\frac{4}{3}} + \left(\frac{v_k - v_{k-1}}{\Delta y} \right)^{n-\frac{1}{3}} \right\}_{j,l} + \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{w_l - w_{l-1}}{\Delta z} \right)^{n+\frac{5}{3}} + \left(\frac{w_l - w_{l-1}}{\Delta z} \right)^{n+\frac{2}{3}} \right\}_{j,k} \quad (A.1-7)$$

Für die Diskretisierung der Impulsbilanz wird lediglich für die x -Richtung (Gleichung A.1-8) dargestellt:

$$\frac{\partial u}{\partial t} + \frac{\partial(u^2)}{\partial x} + \frac{\partial(uv)}{\partial y} + \frac{\partial(uw)}{\partial z} + 2\omega(v \sin \phi - w \cos \phi \sin \lambda) + \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} - \frac{\partial}{\partial x} \left(2\nu_t \frac{\partial u}{\partial x} \right) - \frac{\partial}{\partial y} \left(\nu_t \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right) \right) - \frac{\partial}{\partial z} \left(\nu_t \left(\frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \right) \right) + \frac{2}{3} \frac{\partial k}{\partial x} - u S_{II} = 0 \quad (A.1-8)$$

Die einzelnen Terme in Gleichung A.1-8 werden getrennt betrachtet. Für die Ableitungen nach der Zeit ergibt sich nach Taylorreihenentwicklung zweiter Ordnung:

$$\frac{\partial u}{\partial t} \approx \left(\frac{u^{n+1} - u^n}{\Delta t} \right)_{j,k,l} - \frac{\Delta t^2}{24} \frac{\partial^3 u}{\partial t^3} \quad (A.1-9)$$

Die konvektiven Terme (hier dargestellt für die x -Richtung) werden ebenfalls durch eine Taylorreihenentwicklung approximiert:

$$\frac{\partial u^2}{\partial t} \approx \frac{(u^{n+1} - u^n)_{j+1,k,l} - (u^{n+1} - u^n)_{j-1,k,l}}{2\Delta x} - u \left(\frac{\Delta x^2}{3} \frac{\partial^3 u}{\partial x^3} + \Delta t^2 \frac{\partial^3 u}{\partial x \partial t^2} \right) \quad (A.1-10)$$

$$\frac{\partial(uv)}{\partial y} \approx \frac{1}{\Delta y} \left((u_{k+1}^a + u_k^b)_{j,l} v_{j+1/2,k,l}^{n+1/2} - \left(\frac{u_k^a + u_{k-1}^b}{2} \right)_{j,l} v_{j+1/2,k-1,l}^{n+1/2} \right) + u \frac{\Delta t}{6} \frac{\partial^2 v}{\partial y \partial t} \pm \frac{1}{2} \Delta t v \frac{\partial^2 u}{\partial y \partial t} \quad (A.1-11)$$

Mit: $a=n+1$, $b=n$ für den „down sweep“ bzw. $a=n$, $b=n+1$ für den „up sweep“

$$v_{j+1/2,k,l}^{n+1/2} = \frac{1}{2} (v_j + v_{j+1})_{k,l}^{n+\frac{1}{3}} \quad (A.1-12)$$

$$v_{j+1/2,k-1,l}^{n+1/2} = \frac{1}{2} (v_j + v_{j+1})_{k-1,l}^{n+\frac{1}{3}}$$

Das Vorzeichen für den letzten Term der rechten Seite ist für einen "down sweep" positiv bzw. negativ für den "up sweep".

$$\frac{\partial(uw)}{\partial z} \approx \frac{1}{\Delta z} \left((u_{i+1}^a + u_i^b)_{j,k} w_{j+1/2,k,l}^{n+1/2} - \left(\frac{u_i^a + u_{i-1}^b}{2} \right)_{j,k} w_{j+1/2,k,l-1}^{n+1/2} \right) \pm \frac{1}{2} \Delta t w \frac{\partial^2 u}{\partial z \partial t} \quad (\text{A.1-13})$$

Mit: $a=n+1, b=n$ für den „down sweep“ bzw. $a=n, b=n+1$ für den „up sweep“

$$w_{j+1/2,k,l}^{n+1/2} = \frac{5}{6} \frac{(w_j + w_{j+1})_{k,l}^{n+2/3}}{2} + \frac{1}{6} \frac{(w_j + w_{j+1})_{k,l}^{n-1/3}}{2}$$

$$w_{j+1/2,k,l-1}^{n+1/2} = \frac{5}{6} \frac{(w_j + w_{j+1})_{k,l-1}^{n+2/3}}{2} + \frac{1}{6} \frac{(w_j + w_{j+1})_{k,l-1}^{n-1/3}}{2} \quad (\text{A.1-14})$$

Der Einfluss der Corioliskraft (hier für die x-Richtung dargestellt) ergibt sich zu:

$$\Omega_x = 2\omega(v^* \sin \phi - w^* \cos \phi \sin \lambda) \quad (\text{A.1-15})$$

$$v^* = \frac{1}{4} (v_{j,k} + v_{j,k-1} + v_{j+1,k} + v_{j+1,k-1})_l^{n+1/3} + \frac{\Delta t}{6} \frac{\partial v}{\partial t} - \frac{1}{2} \left(\left(\frac{\Delta x}{2} \right)^2 \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \left(\frac{\Delta y}{2} \right)^2 \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} + \left(\frac{\Delta t}{6} \right)^2 \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} \right) \quad (\text{A.1-16})$$

$$w^* = \frac{5}{6} \frac{1}{4} (w_{j,l} + w_{j,l-1} + w_{j+1,l} + w_{j+1,l-1})_k^{n+2/3} + \frac{1}{6} \frac{1}{4} (w_{j,l} + w_{j,l-1} + w_{j+1,l} + w_{j+1,l-1})_k^{n-1/3} - \frac{1}{2} \left(\left(\frac{\Delta x}{2} \right)^2 \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \left(\frac{\Delta z}{2} \right)^2 \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} + 5 \left(\frac{\Delta t}{6} \right)^2 \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} \right) \quad (\text{A.1-17})$$

Mit:

- ϕ Geographische Breite [°]
- λ Geographische Länge [°]
- ω Winkelgeschwindigkeit der Erde $\omega=2\pi/86164s$ [1/s]

Wie für den konvektiven Term ist auch hier die v -Komponente um $\Delta t/6$ zentriert und differiert für den *up sweep* und *down sweep*.

Der Druckterm ergibt sich nach Anwendung zentraler Differenzen im Raum:

$$\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} = \frac{1}{\frac{1}{2}(p_{j+1,k,l} + p_{j,k,l})} \left(\frac{p_{j+1,k,l} - p_{j,k,l}}{\Delta x} \right)^{n+1/2} \quad (\text{A.1-18})$$

Die viskosen Kräfte infolge innerer Reibung werden wie folgt beschrieben:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(2v_t \frac{\partial u}{\partial x} \right) = \left(\frac{(u_{j+1} - u_j)_{k,l}^{n+1} + (u_{j+1} - u_j)_{k,l}^n}{(\Delta x)^2} v_{t,j+1,k,l} \right) - \left(\frac{(u_j - u_{j-1})_{k,l}^{n+1} + (u_j - u_{j-1})_{k,l}^n}{(\Delta x)^2} v_{t,j,k,l} \right) - \left(\frac{\Delta x}{2} \right)^2 \frac{\partial^2 v_t}{\partial x^2} \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} - \frac{1}{3} \Delta x^2 \frac{\partial v_t}{\partial x} \frac{\partial^3 u}{\partial x^3} - \left(\frac{\Delta t}{2} \right)^2 \frac{\partial^2 v_t}{\partial x} \frac{\partial^3 u}{\partial x \partial t^2} - \frac{2}{3} \Delta x^2 \frac{\partial^3 v_t}{\partial x^3} \frac{\partial u}{\partial x} \quad (\text{A.1-19})$$

$$\frac{\partial}{\partial y} \left(v_t \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right) \right) = \left(\frac{(u_{k+1}^a - u_k^b)_{j,l}}{\Delta y} v_{t,j,k+1/2,l}^* - \frac{(u_k^a - u_{k-1}^b)_{j,l}}{\Delta y} v_{t,j,k-1/2,l}^* \right) \frac{1}{\Delta y} + \left(\frac{(v_{j+1} - v_j)_{k,l}^{n+1/3}}{\Delta x} v_{t,j,k+1/2,l}^{**} - \frac{(v_{j+1} - v_j)_{k-1,l}^{n+1/3}}{\Delta x} v_{t,j,k-1/2,l}^{**} \right) \frac{1}{\Delta y} \quad (\text{A.1-20})$$

$$\frac{\partial}{\partial z} \left(v_t \left(\frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \right) \right) = \left(\frac{(u_{k+1}^a - u_k^b)_{j,k}}{\Delta z} v_{t,j,k,l+1/2}^* - \frac{(u_k^a - u_{k-1}^b)_{j,k}}{\Delta z} v_{t,j,k,l-1/2}^* \right) \frac{1}{\Delta z} + \left(\frac{\frac{5}{6} (w_{j+1} - w_j)_{k,l}^{n+2/3} + \frac{1}{6} (w_{j+1} - w_j)_{k,l}^{n-1/3}}{\Delta x} v_{t,j,k,l-1/2}^{**} - \frac{\frac{5}{6} (w_{j+1} - w_j)_{k,l-1}^{n+2/3} + \frac{1}{6} (w_{j+1} - w_j)_{k,l-1}^{n-1/3}}{\Delta x} v_{t,j,k,l-1/2}^{**} \right) \frac{1}{\Delta z} \quad (\text{A.1-21})$$

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 -Modells (Lösung einer zusätzlichen Gleichung für den Transport der turbulenten kinetischen Energie), als Lösung eines k - ϵ Modells (Lösung von zwei zusätzlichen Transportgleichungen) oder als Ergebnis eines gemischten k - ϵ Modells (1D k - ϵ -Modell in der Vertikalen) und des SMAGORINSKY Ansatzes in der Horizontalen.

Das eindimensionale k -Modell 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 A.1-22, PRANDTL-KOLMOGOROV Beziehung):

$$v_t = c'_\mu \sqrt{k} \cdot l \quad (\text{A.1-22})$$

Mit:

- c'_μ empirische Konstante [-]

- l Längenmaßstab oder Vermischungslänge
(*Mixing-Length*) [m]
k turbulente kinetische Energie [m²/s²]
v_t Wirbelviskosität [m²/s]

Die Verteilung von k wird anhand eines Ansatzes von RODI (1984) bestimmt (Gl. A.1-23). Die empirischen Konstanten sollten entsprechend Tafel A.1-1 gewählt werden.

$$\frac{\partial k}{\partial t} + u_i \frac{\partial k}{\partial x_i} = \frac{\partial}{\partial x_i} \left(\frac{v_t}{\sigma_k} \frac{\partial k}{\partial x_i} \right) + v_t \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) \frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \beta g_i \frac{v_t}{\sigma_t} \frac{\partial \phi}{\partial x_i} - c_D \frac{k^2}{l} \quad (\text{A.1-23})$$

Mit:

- σ_k, σ_t empirische Parameter (Diffusionsparameter) [m²/s]
c_D empirischer Parameter [m²/s]
φ Skalar (Auftrieb) [-]
β Koeffizient für die Volumenausdehnung [-]

c _μ [m ² /s]	c' _μ [m ² /s]	c _D [m ² /s]	σ _k [-]	σ _t [-]
0,09	0,3	0,3	1,0	0,9

Tafel A.1-1: Wahl empirischer Parameter für das k-Model nach RODI (1980)

Der in Gleichung A.1-22 enthaltene konstante Längenmaßstab (*Mixing Length*) kann unter Annahme einer isotropen Energiedissipation und durch Lösung einer zweiten Transportgleichung ersetzt werden. Dies führt zu dem von RODI (1984) vorgestellten k-ε-Modell. Für die Rate der Energiedissipation ergibt sich:

$$\varepsilon = c_D \frac{k^2}{l} \quad (\text{A.1-24})$$

Nach Einsetzen in Gleichung A.1-22 ergibt sich:

$$v_T = c_\mu \frac{k^2}{l} \quad (\text{A.1-25})$$

Mit:

- c_μ Empirischer Parameter [m²/s]

Dies führt zu den beiden folgenden Transportgleichungen (RODI, 1984):

$$\frac{\partial k}{\partial t} + u_i \frac{\partial k}{\partial x_i} = \frac{\partial}{\partial x_i} \left(\frac{v_t}{\sigma_k} \frac{\partial k}{\partial x_i} \right) + v_t \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) \frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \beta g_i \frac{v_t}{\sigma_t} \frac{\partial \phi}{\partial x_i} - \varepsilon \quad (\text{A.1-26})$$

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} + u_i \frac{\partial \varepsilon}{\partial x_i} = \frac{\partial}{\partial x_i} \left(\frac{v_t}{\sigma_\varepsilon} \frac{\partial \varepsilon}{\partial x_i} \right)$$

$$+ c_{1\varepsilon} \frac{\varepsilon}{k} \left(v_t \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) \frac{\partial u_i}{\partial x_j} + c_{3\varepsilon} \beta g_i \frac{v_t}{\sigma_t} \frac{\partial \phi}{\partial x_i} \right) - c_{2\varepsilon} \frac{\varepsilon^2}{k} \quad (\text{A.1-27})$$

Mit:

- σ_k, σ_ε, σ_t empirische Parameter (Diffusionsparameter, vgl. Tafel A.1-2) [m²/s]
c_{1ε}, c_{2ε}, c_{3ε} empirische Parameter (Diffusionsparameter, vgl. Tafel A.1-2) [m²/s]

c _μ [m ² /s]	c _{1ε} [m ² /s]	c _{2ε} [m ² /s]	c _{3ε} [m ² /s]	σ _k [-]	σ _ε [-]	σ _t [-]
0,09	1,44	1,92	0	1	1,3	0,9

Tafel A.1-2: 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.

$$v_t = l^2 \sqrt{S_{ij} S_{ji}} = (C_{sm} \Delta x)^2 \sqrt{S_{ij} S_{ji}} \quad (\text{A.1-28})$$

$$S_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) \quad (\text{A.1-29})$$

Mit:

- Δx Diskretisierungsweite (Zellgröße) [m]
C_{sm} Empirischer Parameter [-]

C_{sm} wird i.a. in der Horizontalen zwischen 0,1 und 0,5 gewählt. In der Vertikalen variiert der Wert zwischen 0,02 und 0,5, wodurch die kleinere Diskretisierungsweite in z-Richtung durch eine stärkere Betonung der turbulenten Austauschterme kompensiert wird.

Bei der Anwendung des gemischten k-ε Modells (1D k-ε-Modell in der Vertikalen) in Verbindung mit dem SMAGORINSKY Ansatz in der Horizontalen werden in der vertikalen Richtung ebenfalls zwei Transportgleichungen gelöst:

$$\frac{\partial k}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{v_T}{\sigma_k} \frac{\partial k}{\partial z} \right) + P + G - \varepsilon \quad (\text{A.1-30})$$

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{v_T}{\sigma_\varepsilon} \frac{\partial \varepsilon}{\partial z} \right) + c_{1\varepsilon} \frac{\varepsilon}{k} (P + c_{3\varepsilon} G) - c_{2\varepsilon} \frac{\varepsilon^2}{k} \quad (\text{A.1-31})$$

wobei

$$P = v_t \left(\left(\frac{\partial u}{\partial z} \right)^2 + \left(\frac{\partial v}{\partial z} \right)^2 \right) \quad (\text{A.1-32})$$

$$G = \frac{g}{\rho} \frac{v_T}{\sigma_T} \frac{\partial \rho}{\partial z} \quad (\text{A.1-33})$$

- 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/m³]
 ν_T Effektive Wirbelviskosität [m²/s]
 g Erdbeschleunigung [m/s²]
 σ_T Prandtl-Zahl (vgl. Tafel B.1-3) [m²/s]
 c_{1ε}, c_{2ε}, c_{3ε} empirische Parameter (Diffusionsparameter, vgl. Tafel A.1-3) [m²/s]

c _μ [m ² /s]	c _{1ε} [m ² /s]	c _{2ε} [m ² /s]	σ _k [-]]	σ [-]
0,09	1,44	1,92	1,0	1,3

Tafel A.1-3: 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_{3ε} 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 A.1-34). Innerhalb der verschiedenen k-ε-Modelle wird die PRANDTL ZAHL modifiziert (Gleichung A.1-35).

$$\frac{\nu_t}{\nu_{t0}} = (1 + \beta Ri)^{-\alpha} \quad (A.1-34)$$

$$\sigma_T = \left(\frac{\left(1 + \frac{10}{3} Ri\right)^3}{1 + 10 Ri} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (A.1-35)$$

$$Ri = -\frac{g}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} \left(\left(\frac{\partial u}{\partial z} \right)^2 + \left(\frac{\partial v}{\partial z} \right)^2 \right)^{-1} \quad (A.1-36)$$

- Mit:
 Ri Richardson-Zahl [-]
 ν_{t0} nicht gedämpfte Wirbelviskosität [m²/s]
 α empirischer Parameter [-]

- β empirischer Parameter (Bemerkung: β=0 in vertikaler Richtung und β=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.

$$\frac{\tau_{xz}}{\rho} = \nu_t \frac{\partial u}{\partial z} = C_w W^2 \frac{\rho_{Luft}}{\rho_{Fluid}} \quad (A.1-37)$$

- Mit
 ρ_{Luft} Dichte von Luft [kg/m³]
 ρ_{Fluid} Dichte des Fluids [kg/m³]
 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:

$$C_w = \begin{cases} C_{w0} & \text{für } W < W_0 \\ C_{w0} + \frac{W - W_0}{W_1 - W_0} (C_{w1} - C_{w0}) & \text{für } W_0 \leq W \leq W_1 \\ C_{w1} & \text{für } W > W_1 \end{cases}$$

wobei

$$C_{w0} = 0,0013, W_0 = 0 \text{ m/s}$$

$$C_{w1} = 0,0026, W_1 = 24 \text{ m/s}$$

$$(A.1-38)$$

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 A.1-39 berechnet. Diese Beziehung gilt für den hydraulisch rauhen Bereich.

$$\frac{\tau_{xz}}{\rho} = \frac{\tau_{Gewässersohle}}{\rho} = \nu_t \frac{\partial u}{\partial z} = C_D u_*^2 = \left(\frac{1}{\kappa} \log \left(\frac{z_b}{k_s / 30} \right) \right)^{-2} U(z_b) u(z_b) \quad (A.1-39)$$

- Mit:
 κ KARMAN Konstante (κ=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:

$$\frac{\tau_{xz}}{\rho} = \frac{\tau_{\text{Gewässersohle}}}{\rho} = v_t \frac{\partial u}{\partial z} = C_D u_*^2 = \left(\frac{2\sqrt{2}}{3} \frac{D}{l} \left[\left(1 - \frac{z_m}{D} \right)^{\frac{3}{2}} - \left(1 - \frac{z_b}{D} \right)^{\frac{3}{2}} \right] + \frac{1}{\kappa} \log \left(\frac{z_m}{k_s/30} \right) \right)^{-2} U(z_b) u(z_b) \quad (\text{A.1-40})$$

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 $k-\varepsilon$ Modells (1D in der Vertikalen)/SMAGORINSKY Ansatzes (2D in der Horizontalen) berechnet sich der Widerstandsbeiwert wie in Gleichung B-41 dargestellt.

$$\frac{\tau_{xz}}{\rho} = \frac{\tau_{\text{Gewässersohle}}}{\rho} = v_t \frac{\partial u}{\partial z} = C_D u_*^2 = \left(\frac{\kappa \left(1 - \frac{k_s}{30z_b} \right)}{\log \left(\frac{30z_b}{k_s} \right) - \left(1 - \frac{k_s}{30z_b} \right)} \right)^{-2} U(z_b) u(z_b) \quad (\text{A.1-41})$$

Mit:

z_b Höhe der sohnlahen Zelle [m]

Bauwerke, die in ihrer Ausdehnung kleiner als die gewählte räumliche Auflösung (Δx bzw. Δy) 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.

$$\tau_p \Delta x \Delta y = nF \quad (\text{A.1-42})$$

$$F = \frac{1}{2} \rho C_D B_e H_e v^2$$

Mit:

τ_p Equivalente Schubspannung infolge des Bauwerkes [N/m^2]

F Schubkraft auf das Bauwerk [N]

n Anzahl der innerhalb der zu betrachtenden

Zelle zu berücksichtigen Einzelbauwerke [-]

C_D Formbeiwert [-]

ρ Dichte des Fluids [kg/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.

A.2 Sedimenttransportmodell (MT-Modul)

Kohäsive Sedimente (engl. oftmals auch als *mud* bezeichnet) werden allgemein 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 sog. Fluid Mud Lage höherer Konzentration und dann das konsolidierende Gewässerbett) zu beobachten. Diese Einteilung ist fließend (Tafel A.2-1) 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).

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.

	Trockendichte [g/l]	Nassdichte [g/l]	Stadium der Konsolidierung	Rheologisches Verhalten
Suspension	0-10	----	----	Fluid (Newton)
	10-100	----	1 Tag	dünner Fluid Mud
Fluid Mud	100-250	----	1 Woche	Fluid Mud (Bingham)
	250-325	1150-1200	1 Monat	dichter Fluid Mud (Bingham)
Weich ...	325-400	1200-1250		
Kons. Fluid Mud Bett	400-550	1250-1350	1 Jahr	Fluid-Boden
	550-650	1350-1400	10 Jahre	Boden
... Hart	>650	>1400	100 Jahre	Boden

Tafel A.2-1: Sedimentklassifizierung innerhalb des MT-Moduls (vgl. VAN RIJN, 1993)

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 ihrem 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 des 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, 1996):

- (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 fortgeschrit-

ten 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 Aggregare in einzelne Sedimentpartikel und Re-suspension 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:

$$\frac{\partial c}{\partial t} + \sum_{j=1}^3 \frac{\partial}{\partial x_j} (c(u_j - w_{s,j})) = \sum_{j=1}^3 \frac{\partial}{\partial x_j} \left(D_{c,j} \frac{\partial c}{\partial x_j} \right) + S_c \quad (\text{A.2-1})$$

- Mit:
- $w_{s,j}$ Sinkgeschwindigkeit $w_{s,j} = (0,0,w_s)$ [m/s]
 - t Zeit [s]
 - $D_{c,j}$ Dispersionskoeffizient [m^2/s]
 - u_j Strömungsgeschwindigkeit in x_j -Richtung [m/s]
 - c Sedimentkonzentration [kg/m^3]
 - S_c Quellen- und Senkenterm [$\text{kg}/(\text{m}^3\text{s})$]

Ohne Berücksichtigung der Sinkgeschwindigkeit würde Gleichung A.2-1 exakt Gleichung A.1-3 bzw. Gleichung A.1-4 entsprechen.

Die in Suspension befindlichen kohäsiven Sedimente beeinflussen die Dichteverteilung und die kinematische Viskosität des Fluid-Sediment-Gemisches, dessen Dichte mit der Sedimentkonzentration variiert:

$$\rho_m = \rho_F + c \left(\frac{\rho_s - \rho_F}{\rho_s} \right) \quad (\text{A.2-2})$$

- Mit:
- ρ_m Dichte des Fluid-Sediment-Gemisches [kg/m^3]
 - ρ_F Dichte des Fluides ($\sim 1000 \text{ kg}/\text{m}^3$) [kg/m^3]
 - ρ_s Dichte des Sedimentes ($\sim 2600 \text{ kg}/\text{m}^3$) [kg/m^3]
 - c Sedimentkonzentration [kg/m^3]

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:

$$\frac{\nu_m}{\nu_F} \approx 100 \frac{c}{600 \text{ g/l}} \quad (\text{A.2-3})$$

- Mit:
- ν_m kinematische Viskosität des Fluid-Sediment-Gemisches [m^2/s]
 - ν_F kinematische Viskosität des Fluids (~ 1 bis $2 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$) [m^2/s]
 - c Sedimentkonzentration [kg/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:

$$w_s = w_{s0} \cdot \left(\frac{c}{c_{s0}} \right)^n \cdot \left(1 - \frac{c}{5 + 2n \cdot c_{s0\text{MAX}}} \right)^{5+n} \cdot \max \left(0; 1 - \sqrt{\frac{\epsilon}{\epsilon_0}} \right) \cdot (1 - e^{-S/3.0}) \quad (\text{A.2-4})$$

- Mit:
- w_s Sinkgeschwindigkeit [m/s]
 - w_{s0} Referenzwert der Sinkgeschwindigkeit ($\sim 0,001 \text{ m/s}$) [m/s]
 - c_{s0} Referenzwert der Sedimentkonzentration ($\sim 1 \text{ kg}/\text{m}^3$) [kg/m^3]
 - n Materialkennwert für das in Suspension befindliche Material (~ 1) [-]
 - $c_{s0\text{MAX}}$ Konzentration für den abrupten Übergang zu höheren Sinkgeschwindigkeiten oberhalb der Fluid Mud Lage (im Suspensionsbereich) ($\sim 7 \text{ kg}/\text{m}^3$) [kg/m^3]
 - ϵ Dissipation der Flocken durch die vertikale Wassersäule [m^2/s^3]
 - ϵ_0 Grenzdissipation bei welcher die Flocken zerstört werden [m^2/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 Deposition gekoppelt werden:

$$\epsilon_0 = \frac{\tau_{d,\text{crit}}^2}{\rho_m \nu_m} \quad (\text{A.2-5})$$

- Mit:
- $\tau_{d,\text{crit}}$ kritische Sohlschubspannung für Deposition [N/m^2]

Die kritische Sohlschubspannung für Deposition errechnet sich aus der Konzentration wie folgt (METHA U. PARTHENIADES, 1975):

$$\tau_{d,crit} = \tau_{d,crit-full} + (\tau_{d,crit-part} - \tau_{d,crit-full}) \cdot \left(\frac{c}{c_{d0}}\right)^4 \quad (A.2-6)$$

Mit:

$\tau_{d,crit}$	kritische Sohlschubspannung für Deposition [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 (~0,1N/m ²) [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 (~1,5N/m ²) [N/m ²]
c_{d0}	maximale Sedimentkonzentration in der Wassersäule, d.h. idealerweise die höchste jemals beobachtete Sedimentkonzentration im Modellgebiet (z.B. während eines Sturmereignisses oder extremen Hochwässern) [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:

$$E = e_0 \cdot \sqrt{\rho_b \tau_{e,crit}} \cdot \frac{\tau_b - \tau_{e,crit}}{\tau_{e,crit}}, \text{ wenn } \tau_{bmax} > \tau_{e,crit} \quad (A.2-7)$$

Mit:

e_0	Materialkennwert des Sohlmaterials (~4*10 ⁻⁵) [-]
ρ_b	Trockendichte des Bettmaterials [kg/m ³]; Bemerkung: Durch Ersatz von c in Gleichung A.2-2 erhält man die Nassdichte.
$\tau_{e,crit}$	kritische Sohlschubspannung für Erosion [N/m ²]
τ_b	Sohlschubspannung [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 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):

$$\frac{\tau_{e,crit}}{\tau_{e,crit0}} = \left(\frac{\tau_y}{\tau_{y0}}\right)^m \quad (A.2-8)$$

Mit:

$\tau_{e,crit0}$	Referenzwert der krit. Sohlschubspannung für Erosion (~1,0N/m ²) [N/m ²]
τ_{y0}	Referenzwert der Schubspannung [N/m ²]
τ_y	Schubspannung [N/m ²]
m	Parameter [-]

Ist der Einfluss biologischer Prozessabläufe auf die Stabilität des Gewässerbettes gering bzw. ist 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):

$$\frac{\tau_y}{\tau_{y0}} = e^{\left(\frac{4\rho_b - \rho_{b0}}{\rho_{b0}}\right)} \quad (A.2-9)$$

Mit:

ρ_{b0}	Referenzdichte (~325kg/m ³) [kg/m ³]
-------------	--

Die Kombination von Gleichung A.2-8 und Gleichung A.2-9 führt schließlich zu Gleichung A.2-10, 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).

$$\frac{\tau_{ce}}{\tau_{ce0}} = e^{\left(\frac{m4\rho_b - \rho_{b0}}{\rho_{b0}}\right)} \quad (A.2-10)$$

Die Depositionsrate D wird ebenfalls über einen Schubspannungsansatz ermittelt:

$$D = c_b \cdot w_s, \text{ wenn } \tau_{bmax} < \tau_{d,crit} \quad (A.2-11)$$

Mit:

c_b	Sedimentkonzentration nahe des Gewässerbettes [kg/m ³]; (Bemerkung: Innerhalb des MT-Moduls wird hierfür die in dem der Gewässersohle am nächsten gelegenen Knoten durch Massenbilanz berechnete Sedimentkonzentration verwendet).
-------	--

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:

$$\varepsilon = \frac{\tau_b^2}{\rho_m v_m} \quad (A.2-12)$$

Durch Einsetzen von Gleichung A.2-12 und Gleichung A.2-5 in Gleichung A.2-4 ergibt sich für die Sinkgeschwindigkeit unter o.g. Randbedingungen:

$$w_s = w_{s0} \cdot \left(\frac{c}{c_{s0}} \right)^n \cdot \left(1 - \frac{c}{\frac{5+2n}{n} c_{s0MAX}} \right)^{5+n} \cdot \left(1 - \frac{\tau_b}{\tau_d} \right) \cdot (1 - e^{-S/3.0}) \quad (\text{A.2-13})$$

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 A.2-13 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 [kg/(m²s)] nach TEISSON (1991) verwendet. Ist die Konzentration der Fluid Mud Lage sehr hoch, sollte an Stelle der innerhalb des MT-Moduls verwendeten Gleichungen A.2-11 bis A.2-13 die Depositionsrate 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 Korngerüstes 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):

$$u_i = (u_c + u_w \sin(\omega t) \cos(\gamma), u_w \sin(\omega t) \sin(\gamma)) \quad (\text{A.2-14})$$

Mit:

- u_c Geschwindigkeitskomponente aus Strömung [m/s]
- u_w Maximale Geschwindigkeitskomponente aus kurzperiodischen Wellen [m/s]
- ω Frequenz [1/s]
- γ Winkel zwischen Wellenbewegung und Strömung (Versatz) [rad]

Die Sohlschubspannung ergibt sich dann zu:

$$\frac{\tau_b}{\rho} = \frac{f}{2} (u_c^2 + 2 u_c u_w \sin(\omega \cdot t) \cos(\gamma) + u_w^2 \sin^2(\omega \cdot t)) \quad (\text{A.2-15})$$

Mit:

- f Reibungs-Beiwert [-]

Durch Aufteilung des Reibungsbeiwertes auf die jeweiligen Komponenten ergibt sich:

$$\frac{\tau_b}{\rho} \approx \frac{f_c}{2} u_c^2 + \frac{f_w}{2} u_w^2 \sin^2(\omega \cdot t) = \frac{\tau_c}{\rho} + \frac{\tau_w}{\rho} \sin^2 \theta \quad (\text{A.2-16})$$

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) [-]
- τ_c Sohlschubspannung aus Strömung [N/m²]
- τ_w Sohlschubspannung aus kurzperiodischen Wellen [N/m²]

Die zeitgemittelte Sohlschubspannung über eine Wellenperiode ergibt sich damit zu:

$$\tau_b = \tau_c + 0.5 \tau_w \quad (\text{A.2-17})$$

Gleichung A.2-17 wird für die Bestimmung der Sohlschubspannungen bei Deposition (Gleichung A.2-12) 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:

$$\theta_0 = \arcsin \sqrt{\frac{\tau_{e,crit} - \tau_c}{\tau_w}} \quad (\text{A.2-18})$$

Mit:

- θ_0 Phasenverschiebung [rad]

Die zeitgemittelte Sohlschubspannung über eine Wellenperiode ergibt sich damit zu:

$$\tau_b = \tau_{e,crit} + \left(1 - 2 \frac{\theta_0}{\pi} \right) (\tau_c - \tau_{e,crit}) + \left(\frac{1}{2} \left(1 - 2 \frac{\theta_0}{\pi} \right) + \frac{\sin 2 \theta_0}{2\pi} \right) \tau_w \quad (\text{A.2-19})$$

Dieser Ansatz kommt dann in Gleichung A.2-7 zur Anwendung.

A.3 Diskretisierung der Konvektions- Dispersions Gleichung für den 3D-Fall

Die Konvektions-Dispersions Gleichung wird in MIKE3 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:

$$\frac{\partial c}{\partial t} + u \frac{\partial c}{\partial x} + v \frac{\partial c}{\partial y} + w \frac{\partial c}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial x} \left(D_x \frac{\partial c}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(D_y \frac{\partial c}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(D_z \frac{\partial c}{\partial z} \right) + S \quad (\text{A.3-1})$$

Mit:

- c Konzentration (Salinität oder Konzentration) [g/m³]
- u,v,w Geschwindigkeitskomponenten x-,y- und z-Richtung [m/s]
- D_x, D_y, D_z Dispersionskoeffizienten in x-,y- und z-Richtung [m²/s]
- t Zeit [s]
- S Quellen- und Senkenterm [kg/(m³s)]
- C_L Konzentration des durch den Quellterm eingebrachten Volumens [g/m³]

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 des in Gl. A.3-1 dargestellten Bilanzansatzes und durch Anwendung einer TAYLOR-Reihenentwicklung ergibt sich für die gesuchte Zielgröße c im Zeitschritt n+1:

$$c^{n+1} = c^n - (T_x^+ - T_x^-) - (T_y^+ - T_y^-) - (T_z^+ - T_z^-) + S \quad (\text{A.3-2})$$

Für gleichmäßige FD-Netze (Δx = konst. und Δy = konst.) mit Definition der Strömungsgeschwindigkeiten zwischen den Knoten und Zielgrößen auf den Knoten (*node centered*) können die Bilanzgrößen formuliert werden:

$$\begin{aligned} T_x^+ &= T_x(j, k, l) = \sum_{i=1}^8 (c_i^n \delta_i)_{j,k,l} \\ T_x^- &= T_x(j-1, k, l) = \sum_{i=1}^8 (c_i^n \delta_i)_{j-1,k,l} \\ T_y^+ &= T_y(j, k, l) = \sum_{i=1}^8 (c_i^n \gamma_i)_{j,k,l} \\ T_y^- &= T_y(j, k-1, l) = \sum_{i=1}^8 (c_i^n \gamma_i)_{j,k-1,l} \\ T_z^+ &= T_z(j, k, l) = \sum_{i=1}^8 (c_i^n \beta_i)_{j,k,l} \\ T_z^- &= T_z(j, k, l-1) = \sum_{i=1}^8 (c_i^n \beta_i)_{j,k,l-1} \end{aligned} \quad (\text{A.3-3})$$

Mit:

- c_iⁿ Konzentrationen an den umgebenden Knoten (in Bezug zum betrachteten Knoten j,k,l)
- δ_i, γ_i, β_i Gewichtungsfaktoren für Konsistenz bzgl. Taylorreihenentwicklung 3. Ordnung

Die Ableitung des Differenzenschemas (ohne Quellen- und Senkenterme) ergibt sich nach EKEBJAERG & JUSTENSEN (1991) zu:

$$\begin{aligned} &\frac{c_{j,k,l}^{n+1} - c_{j,k,l}^n}{\Delta t} + u \frac{c_{j+1,k,l}^n - c_{j-1,k,l}^n}{2\Delta x} + v \frac{c_{j,k,l+1}^n - c_{j,k,l-1}^n}{2\Delta y} + w \frac{c_{j,k,l+1}^n - c_{j,k,l-1}^n}{2\Delta z} = \\ &\left(D_x + \frac{1}{2} \Delta t u^2 \right) \frac{\partial^2 c}{\partial x^2} + \left(D_y + \frac{1}{2} \Delta t v^2 \right) \frac{\partial^2 c}{\partial y^2} + \left(D_z + \frac{1}{2} \Delta t w^2 \right) \frac{\partial^2 c}{\partial z^2} \\ &+ \Delta t u v \frac{\partial^2 c}{\partial x \partial y} + \Delta t u w \frac{\partial^2 c}{\partial x \partial z} + \Delta t v w \frac{\partial^2 c}{\partial y \partial z} \\ &+ \frac{1}{2} u \left(\frac{1}{3} \Delta x^2 - 2 D_x \Delta t - \frac{1}{3} \Delta t^2 u^2 \right) \frac{\partial^3 c}{\partial x^3} \\ &+ \frac{1}{2} v \left(\frac{1}{3} \Delta y^2 - 2 D_y \Delta t - \frac{1}{3} \Delta t^2 v^2 \right) \frac{\partial^3 c}{\partial y^3} \\ &+ \frac{1}{2} w \left(\frac{1}{3} \Delta z^2 - 2 D_z \Delta t - \frac{1}{3} \Delta t^2 w^2 \right) \frac{\partial^3 c}{\partial z^3} \\ &+ \frac{1}{2} v \Delta t (-u^2 \Delta t - 2 D_x) \frac{\partial^3 c}{\partial x^2 \partial z} + \frac{1}{2} w \Delta t (-v^2 \Delta t - 2 D_y) \frac{\partial^3 c}{\partial y^2 \partial z} + \frac{1}{2} w \Delta t (-u^2 \Delta t - 2 D_x) \frac{\partial^3 c}{\partial x^2 \partial z} \\ &+ \frac{1}{2} v \Delta t (-w^2 \Delta t - 2 D_z) \frac{\partial^3 c}{\partial z^2 \partial y} + \frac{1}{2} u \Delta t (-w^2 \Delta t - 2 D_z) \frac{\partial^3 c}{\partial z^2 \partial x} + \frac{1}{2} u \Delta t (-v^2 \Delta t - 2 D_y) \frac{\partial^3 c}{\partial y^2 \partial x} \\ &- \Delta t^2 u v w \frac{\partial^3 c}{\partial x \partial y \partial z} \end{aligned} \quad (\text{A.3-4})$$

Mit:

$$u = u_{j,k,l}^n \quad \text{bzw.} \quad v = v_{j,k,l}^n \quad \text{bzw.} \quad w = w_{j,k,l}^n \quad (\text{A.3-5})$$

Nach Einführung von Differenzentermen für die räumlichen Ableitungen (*upstream centered*) und Einführung dimensionsloser Dispersionskoeffizienten (α_x=D_xΔt/Δx², α_y=D_yΔt/Δy², α_z=D_zΔt/Δz²) bzw. der Courant-Zahlen (σ_x=uΔt/Δx, σ_y=vΔt/Δx, σ_z=wΔt/Δz) ergibt sich Gleichung A.3-4 zu:

A.5 Änderung der Gitterweite mit Hilfe des „Nested Grid“ Verfahrens

Aufbauend auf dem bereits beschriebenen HD Modul (Kap. A.1), 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. A.5-1) mit unterschiedlichen Gitterweiten kombiniert werden. Die Bathymetrien können mit einem oder mehreren Modellgebieten auf jeder Auflösungsebene ineinander eingehängt werden (*nested*), 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 umgebendem Gitter zu verfeinertem Gitter. Das Verhältnis muss bei MIKE3® $\Delta X_{\text{umgebend}} = 3\Delta X_{\text{verfeinert}}$ betragen.

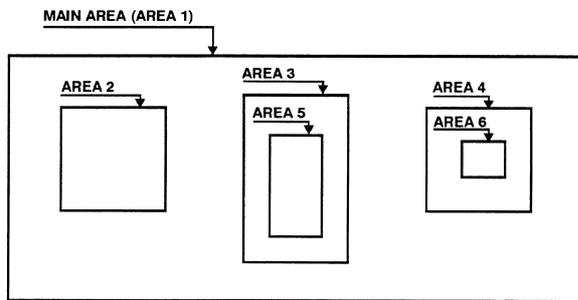


Abb. A.5-1: Mögliche Anordnung der Modellgebiete in MIKE3®NHD (DHI, 1998a)

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 sinken 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. A.1). Die Gleichungen sind in dem rechteckigen, sogenannten Arakawa C-grid räumlich diskretisiert (Abb. A.5-2). 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. Jeder Ausdruck beinhaltet bekannte als auch unbekannte Werte von weiteren Gitterpunkten und Zeitebenen.

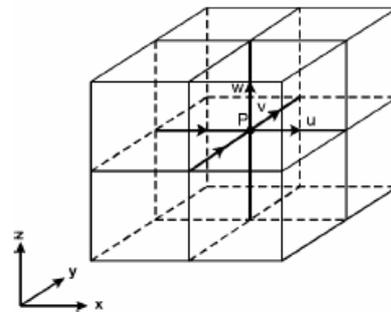


Abb. A.5-2: Diskretisierung in x, y und z-Richtung (DHI, 1998a)

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. A.1).

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. A.5-3, *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. A.5-3) 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 prognosti-

Appendix B Verwendete Messtechnik

Zur Ermittlung der die Sedimentation beeinflussenden Parameter in den Schleusenvorhäfen in Bremerhaven und Emden wurden vom IWA BREMEN (2002) Messungen durchgeführt. Die Messungen beinhalten die Ermittlung des Salzgehaltes und der Trübung über die Tiefe an festgelegten Orten in den Flüssen und in den Vorhäfen. Zusätzlich wurden die Strömungsgeschwindigkeiten mit Schwimmern, Dauerstrommessungen und mit ADCP Messungen bestimmt. Die Daten dienen als Grundlage für die Kalibrierung des numerischen Modells. Erst durch die Entwicklung dieser neuen Messtechniken ist ein Abgleich der Ergebnisse aus einer 3-dimensionalen Modellierung mit Naturmessungen möglich geworden.

B.1 Messung von Strömung, Salzgehalt und Trübung mit AANDERAA Sonden

Die Dauerstrom-, Salzgehalts- und Trübungsmessungen wurden mit Sonden der Firma AANDERAA durchgeführt (Abb. B.1-1). Die Sonde kann zusätzlich zum akustischen Strömungsmesser mit Sensoren zur Messung der Leitfähigkeit, der Trübung, des Druckes und des Sauerstoffgehaltes ausgerüstet werden. Die Strömungsmessung erfolgt mittels Doppler Strömungssensoren. Dieses System sendet einen sinusförmigen Impuls mit 2 MHz aus, der von kleinen Partikeln, die sich mit der Strömung im Wasser bewegen, reflektiert wird. Aus der Phasenverschiebung des reflektierten Impulses ergibt sich die Geschwindigkeit des Partikels auf den Sensor zu oder von ihm weg. Der Strömungssensor hat einen Messstrahl der in 0,4 m Entfernung von der Sonde beginnt, auf 2,2 m Entfernung endet und sich in einem Winkel von 2° ausweitet (Abb. B.1-2). Die Sonde kann während der Messungen in einer bestimmten Wassertiefe installiert (*In-line-mooring*) oder mit einem Boot mitgeführt werden (*direct reading*) (Abb. B.1-3).

Die Leitfähigkeit wird mit Hilfe einer induktiven Schleife beim Durchfluss durch eine Ringöffnung gemessen (*conductivity sensor*, Abb. B.1-1). Der Messbereich liegt zwischen 0 - 74 mS/cm bei einer Genauigkeit von ±0,2 %. Die Leitfähigkeit gilt als Maß für die Ionenkonzentration der im Wasser gelösten Stoffe. Sie gibt jedoch keine Auskunft über die einzelnen Spezieskonzentrationen. Mit Hilfe der elektrischen Leitfähigkeit kann der Gesamtgehalt an gelösten Salzen in einem Gewässer bestimmt werden. Die Messwerte werden auf eine Bezugstemperatur von 25°C umgerechnet. Für die Bezugstemperatur kann durch Multiplikation mit 0,527 [(mg*cm)/(l*µS)] der Salzgehalt abgeschätzt werden.

Die Trübungsmessung erfolgt durch die Messung der Rückstreuung des durch eine Infrarotsonde ausgesendeten Lichtes (*turbidity sensor*, Abb. B.1-1). Das ausgesendete Licht wird sowohl von Algen, als auch von Sedimenten reflektiert. Drei IR-Dioden fokussieren unter einem Winkel von 15° das Licht auf einen Messpunkt, der von einer Photodiode überwacht wird. Die Genauigkeit der Messungen liegt bei rd. 2 % Abweichung. Zur Bestimmung der Tiefenlage der Sonde ist zusätzlich noch ein Drucksensor angebracht (*pressure sensor*, Abb. B.1-1), der den absoluten Druck aufnimmt. Der Messbereich, in mehrere Abschnitte unterteilt, liegt zwischen 0 und 20 Mpa und die Sonde hat eine Genauigkeit von 0,25 %. Zusätzliche Leitfähigkeits-, Druck- und die Trübungsmessung in den Häfen wurden mit einer eigenständigen Sonde ohne Geschwindigkeitsmessungen durchgeführt. Das Messprinzip und die Genauigkeit ändern sich dadurch nicht.

B.2 Strömungsmessungen mit ADCP

Ein weiteres Verfahren zur Messung von Strömungen in der Natur sind ADCP-Messungen (**AC**oustic **D**OPPLER **C**URRENT **P**ROFILER). Mit diesem Verfahren können Strömungsprofile kontinuierlich über die Tiefe aufgezeichnet werden. Die Strömungsgeschwindigkeiten werden in einem vertikalen Profil zum Zeitpunkt t_i gemessen. Sowohl die horizontale als auch die vertikale Auflösung ist bei dieser Messmethode variabel und je nach Anwendungsfall unterschiedlich hoch auflösbar (Beeinflussung der horizontalen Messpunktdichte durch Verfahren der Sonde, vertikale Auflösung = vertikale Schichtdicke). Durch Aneinanderreihung der vertikal aufgemessenen Profile zu den Zeitpunkten t_1 bis t_n kann ein Querprofil im Gewässer über den Zeitraum $\Delta T = \sum_{i=1}^n \Delta t_i$ erstellt werden.

Das ADCP-Gerät wird unter dem Boot befestigt und hat die in Abb. B.2-1 dargestellten Abmessungen. Die Doppler Strömungssensoren funktionieren ähnlich wie die Strömungssensoren an der AANDERAA Sonde benutzen aber eine Frequenz von 1200 kHz. Durch Phasenverschiebung des ausgesendeten Impulses lässt sich die Geschwindigkeit eines Partikels im Strom messen, das sich auf die Sonde zu- oder bewegt. Zur Bestimmung der horizontalen Geschwindigkeitsanteile werden von der Sonde 4 Impulse (*beam*) in verschiedene, durch die Neigung der Impulsgeber vorgegebene, Richtungen ausgesendet. Das erste Paar Impulse dient der Berechnung der Ost-West Bewegung von Partikeln im Wasser während das zweite Impulspaar senkrecht dazu die Nord-Süd Richtung bestimmt. Mit beiden Impulspaaren wird zusätzlich die vertikale Bewegung von Partikeln bestimmt (Abb. B.2-2).



Abb. B.1-1: Messsonde der Firma Aanderaa Instruments mit den zugehörigen Sensoren (Aanderaa, 2002)

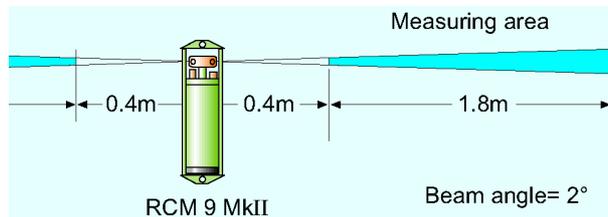


Abb. B.1-2: Messbereich zur Strömungsmessung (Aanderaa, 2002)

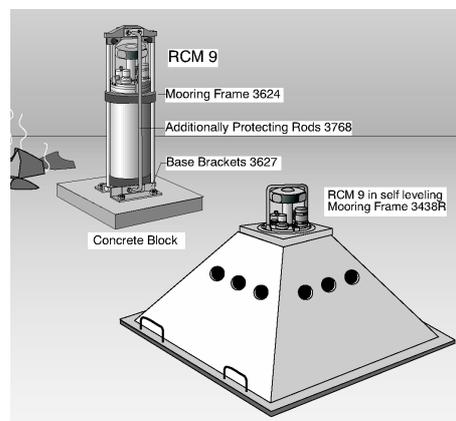
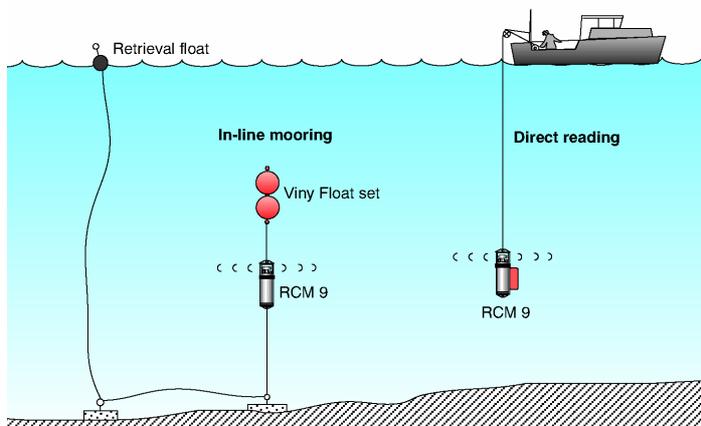


Abb. B.1-3: Installationsbeispiele (Aanderaa, 2002)

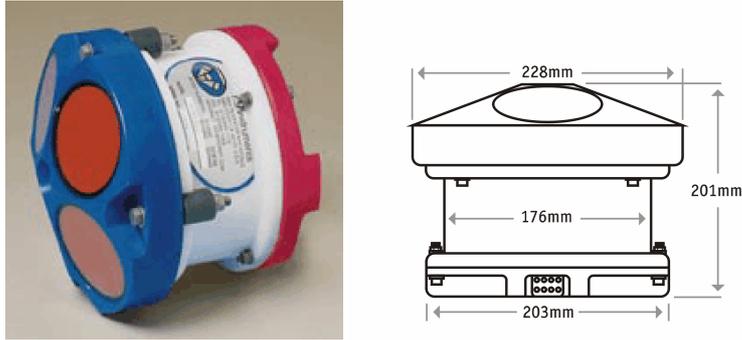


Abb. B.2-1: ADCP Gerät (*Transducer*) *Workhorse Rio Grande* der Firma RD Instruments (RD-Instruments, 2002a)

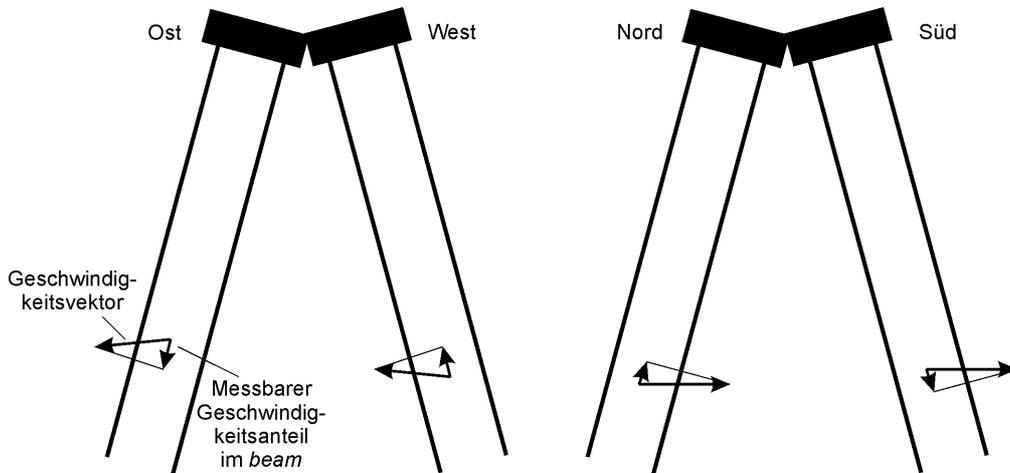


Abb. B.2-2: Bestimmung der horizontalen und vertikalen Geschwindigkeiten mit zwei Impulspaaren

Durch die Neigung der einzelnen Sender zur Vertikalen werden die Geschwindigkeitsmessungen an unterschiedlichen Stellen innerhalb einer Messebene vorgenommen (Abb. B.2-3). Der Abstand der Messstellen untereinander nimmt mit der Tiefe zu. Zur trigonometrischen Bestimmung der Strömungsgeschwindigkeiten wird angenommen, dass innerhalb einer Messzelle alle horizontalen Geschwindigkeitskomponenten homogen sind und in allen vier Messimpulsen identisch sind. Zur trigonometrischen Bestimmung der Strömungen werden lediglich drei Messimpulse benötigt. Der vierte Messimpuls dient der Bestimmung der Genauigkeit der Messung (*error velocity*) und der Bestimmung der Homogenität der Messebene (Abb. B.2-4). Innerhalb der Messebene werden die gemessenen Geschwindigkeiten über die Vertikale gemittelt. Eine AANDERAA-SONDE ermittelt z.B. die Geschwindigkeit nur an der Stelle, an der sich der Messkopf befindet.

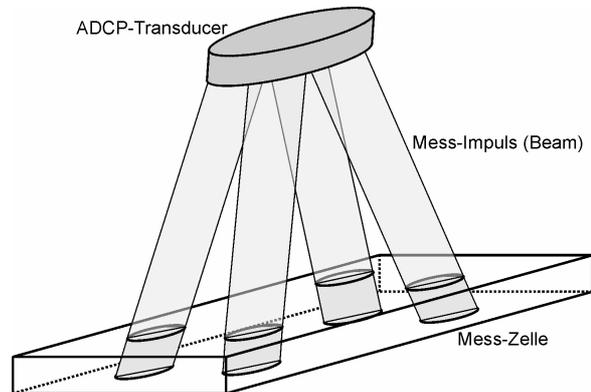


Abb. B.2-3: Messzelle einer ADCP-Messung

Das ADCP gibt als Ergebnis der Messung Geschwindigkeiten, Echo Intensitäten, Korrelationen und weitere Informationen über die Qualität der Messung (*percent good*) aus. Die Messimpulse werden nicht kontinuierlich gesendet, sondern innerhalb eines Prozesszykluses. Dieser Zyklus beinhaltet den *Overhead* (Starten des ADCPs, Initialisieren des Prozesses und der Subsysteme wie z.B. den Kompass), das Senden des Impulses (*pulse transmission*) mit einer anschließenden Pause bis das erste Signal zurückkehrt, die

Signalauswertung (*processing*) und der anschließenden Pause bis der Zyklus wieder neu startet. Mehrere Zyklen werden zu einem Ensemble zusammengefasst, gemittelt und an den Datenrekorder gesendet (Abb. B.2-5). Bei der Signalauswertung und Umrechnung in Welt-Koordinaten wird die Schiffsbewegung (Fahrt, Rollen, Stampfen) mit berücksichtigt.

Das ADCP Gerät kann bis in eine Tiefe von 94% der gesamten Wassertiefe messen. Geschwindigkeiten direkt an der Gewässersohle können aufgrund der Neigung und der Aufweitung des Strahles (in der Regel 30°) und der daraus resultierenden unterschiedlichen Laufzeit des Strahles bis zur Gewässersohle nicht mehr ausgewertet werden (Abb. B.2-6). Bei hohen Suspensionskonzentrationen (>600mg/l) ist es zudem möglich, dass der Mess-Impuls die Sohle nicht mehr erreicht.

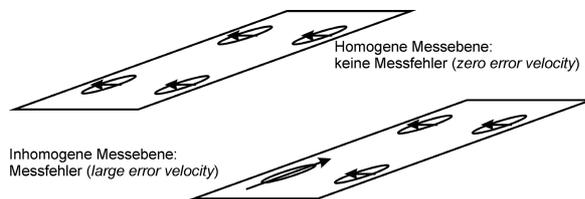


Abb. B.2-4: Fehlerbestimmung in inhomogenen Messebenen eines ADCPs

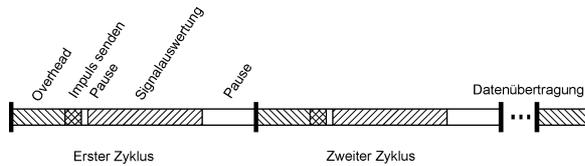


Abb. B.2-5: Schematische Darstellung eines Prozesszyklus bei der Messung mit einem ADCP

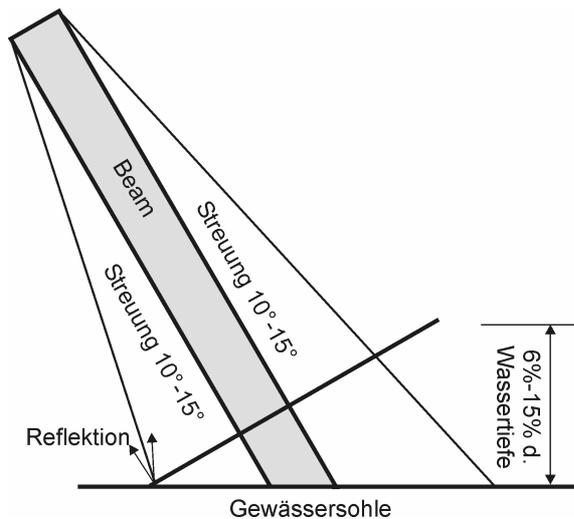


Abb. B.2-6: Bestimmung der maximalen Reichweite eines ADCPs an der Gewässersohle

B.3 Strömungsmessungen mit Drifter-Systemen

In einer ersten Messphase wurden zusätzlich zu den ADCP Messungen Driftermessungen in den Vorhabenbereichen durchgeführt. Die Drifter bestehen aus einer Kreuztafel, die in der zu messenden Ebene unter der Wasseroberfläche an dem Schwimmer hängt (Abb. B.3-1). Der Schwimmer beinhaltet ein Differential GPS-Gerät, das die aktuelle Position kontinuierlich zu einem Messrechner überträgt. Die Darstellung der einzelnen übertragenen Positionen mit Zeitangaben ermöglicht die Berechnung der Geschwindigkeit mit der sich der Drifter zwischen zwei Positionen bewegt hat. Bei Messungen in größerer Tiefe ist das System anfällig gegenüber differierenden Strömungsgeschwindigkeiten und -richtungen in höheren Ebenen, die auf die Befestigung der Kreuztafel wirken. Zusätzlich ist der Drifter Windkräften ausgesetzt, die das Ergebnis verfälschen können. Im vorliegenden Fall hat sich das Messsystem aufgrund der ausgeprägten dreidimensionalen Strömungen im Brackwasserbereich als nicht ausreichend genau erwiesen.

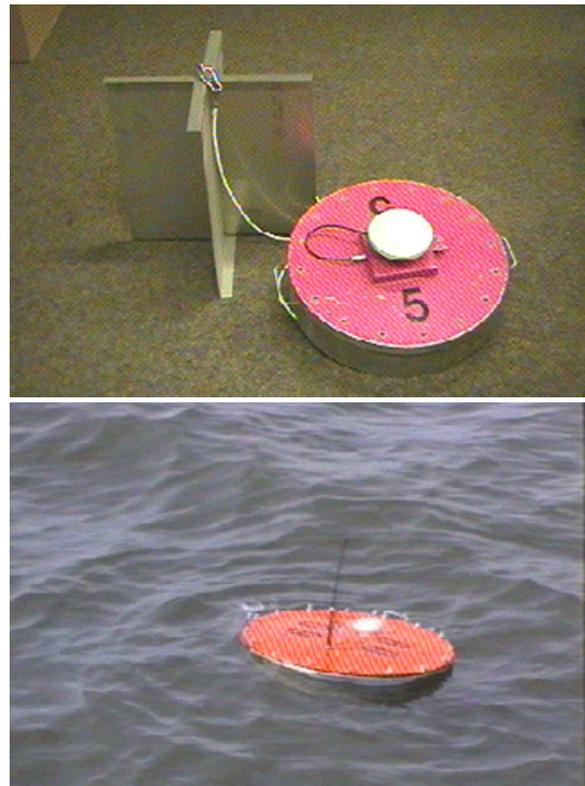


Abb. B.3-1: Drifter System mit Kreuztafel und Schwimmer (IWA Bremen, 2002)

B.4 Bewertung der Messsysteme

Die hier vorgestellte Messtechnik arbeitet überwiegend berührungsfrei und in einiger Entfernung vom Messgerät. Die Qualität der Messungen ist somit wesentlich höher, da die durch das Messgerät hervorgerufene Störung verringert werden konnten.

Im Zusammenhang mit 3D-numerischen Simulationen ist gerade ein 3D-Messgerät wie das ADCP unerlässlich, um einen Abgleich zwischen Messung und Modellierung durchführen zu können. Die Messtechnik hat jedoch auch Grenzen, die die Genauigkeit der Messungen deutlich beeinflussen können. Diese Grenzen sind bei einem Vergleich mit numerischen Ergebnissen zu berücksichtigen.

Die Schwebstoffmesstechnik ist bislang nur bedingt für einen Dauereinsatz geeignet. Da die Schwebstoffkonzentration nur indirekt bestimmt wird, kann eine Varianz in der Zusammensetzung der Schwebstoffe nicht bestimmt werden. Ein höherer organischer Anteil kann die Ergebnisse verfälschen. Zudem beeinflussen die Schwebstoffe in hohen Konzentrationen die Leitfähigkeitsmessung³. Die Aufnahme der Daten mit einer Sonde kann nicht simultan in der Fläche und über die Tiefe erfolgen.

Messungen mit dem ADCP haben eine hohe räumliche und zeitliche Auflösung. Die Genauigkeit der Messungen leidet jedoch mit zunehmender Schwebstoffkonzentration¹, da die Auswertung in Abhängigkeit von der gemessenen Bewegung über dem Grund erfolgt. Kann der Grund nicht detektiert werden oder ist die Sohle beweglich, kann eine Verbesserung der Messungen durch die Positionsbestimmung und Bewegungsermittlung mittels eines hochgenauen Differential-GPS als Referenz erfolgen. Auch die ADCP-Ergebnisse sind gemittelte Ergebnisse. Die Standardabweichung ist hier ein Maß der Genauigkeit der Messung.

³ Die hier beschriebenen Phänomene wurden während der Naturmessungen beobachtet.

Appendix C Modellkalibrierung

C.1 Verwendete Pegelkurven und Salzgehalte

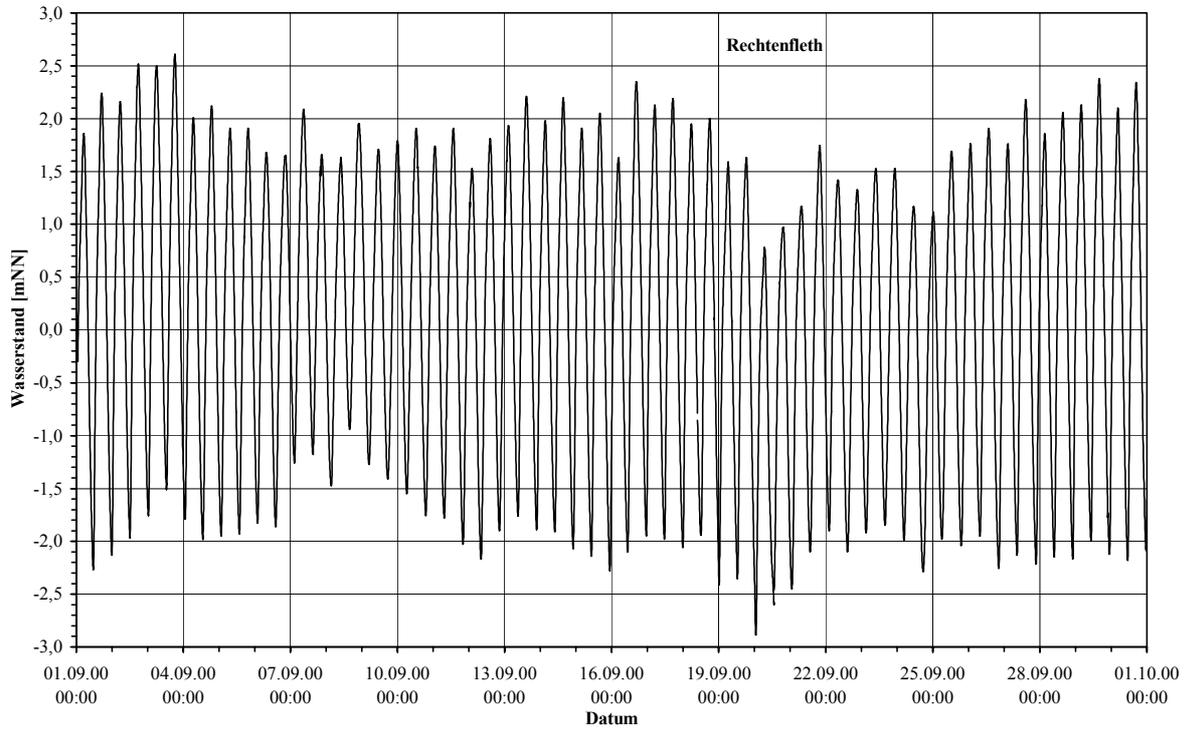


Abb. C.1-1: Wasserstände am Pegel Rechtenfleth im Untersuchungszeitraum (a), September 2000

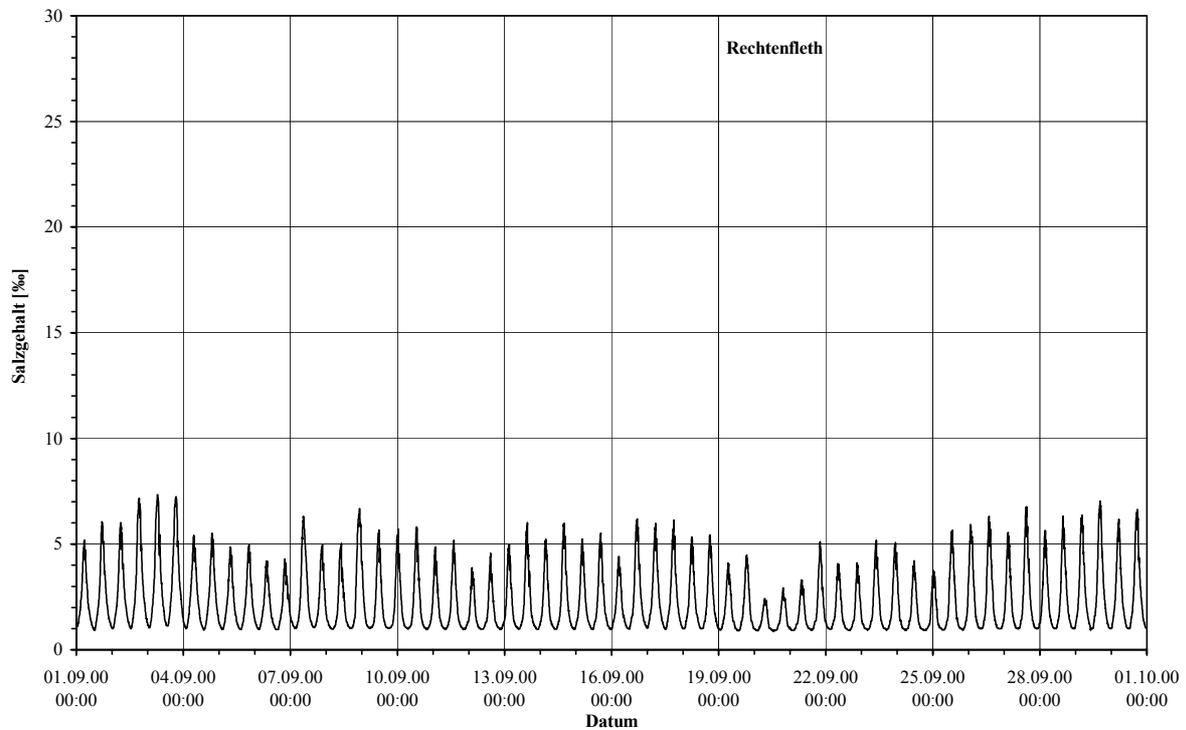


Abb. C.1-2: Salzgehalt am Pegel Rechtenfleth im Untersuchungszeitraum (a), September 2000, in einer Höhe von -2,9 mNN

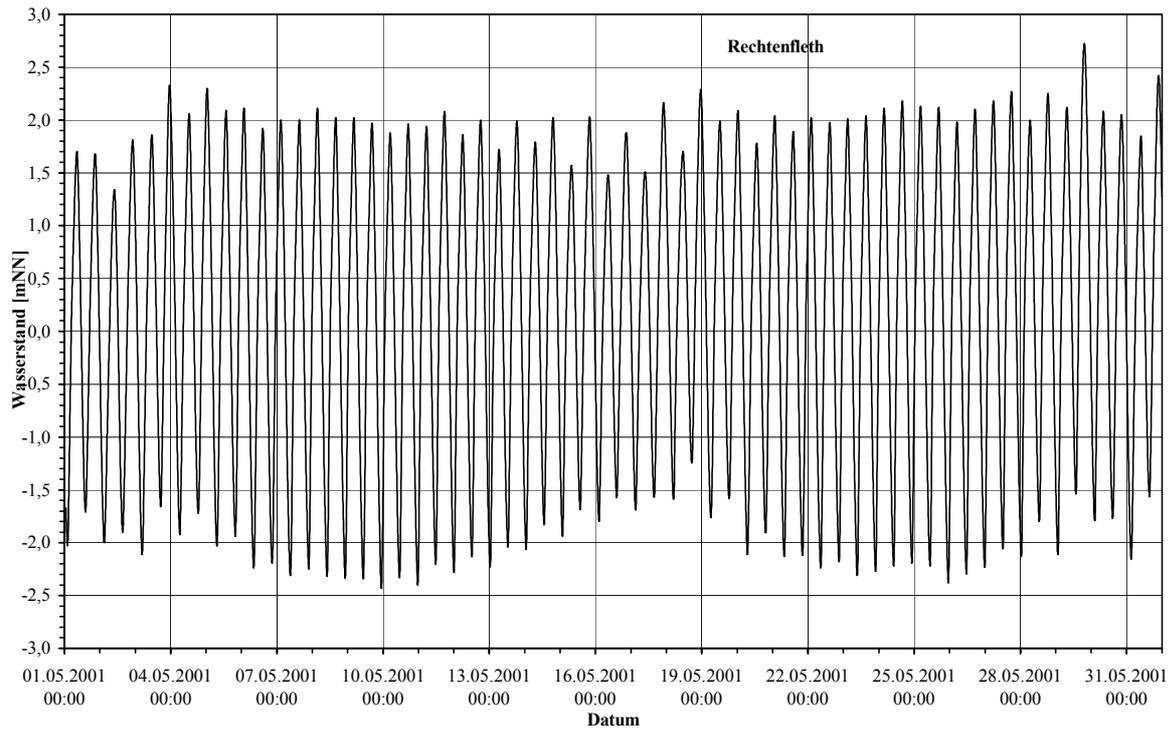


Abb. C.1-3: Wasserstände am Pegel Rechtenfleth im Untersuchungszeitraum (b), Mai 2001, in einer Höhe von -2,9 mNN

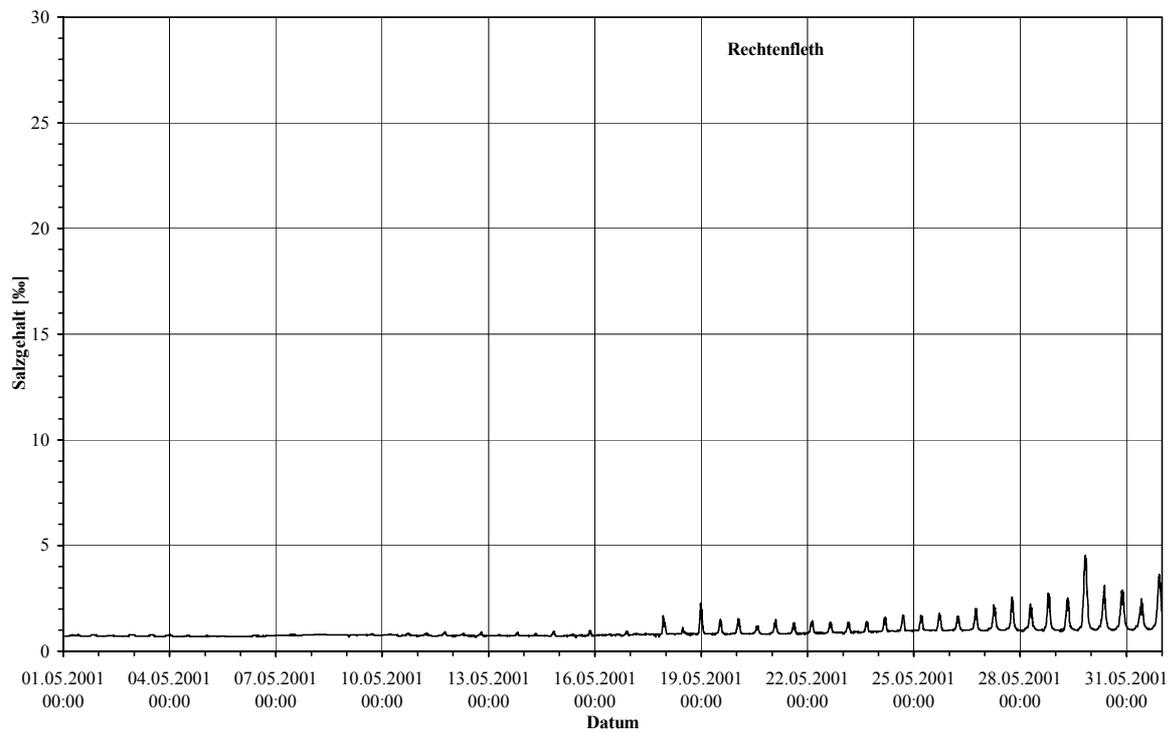


Abb. C.1-4: Salzgehalt am Pegel Rechtenfleth im Untersuchungszeitraum (b), Mai 2001, in einer Höhe von -2,9 mNN

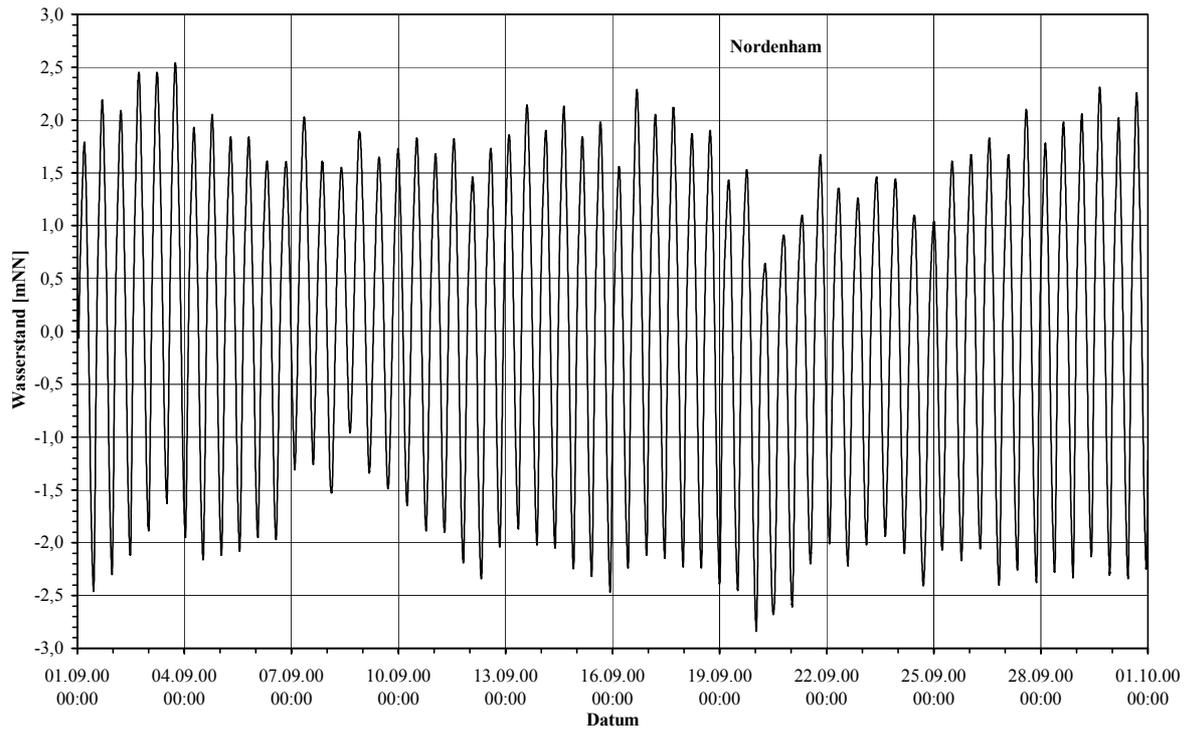


Abb. C.1-5: Wasserstände am Pegel Nordenham im Untersuchungszeitraum (a), September 2000

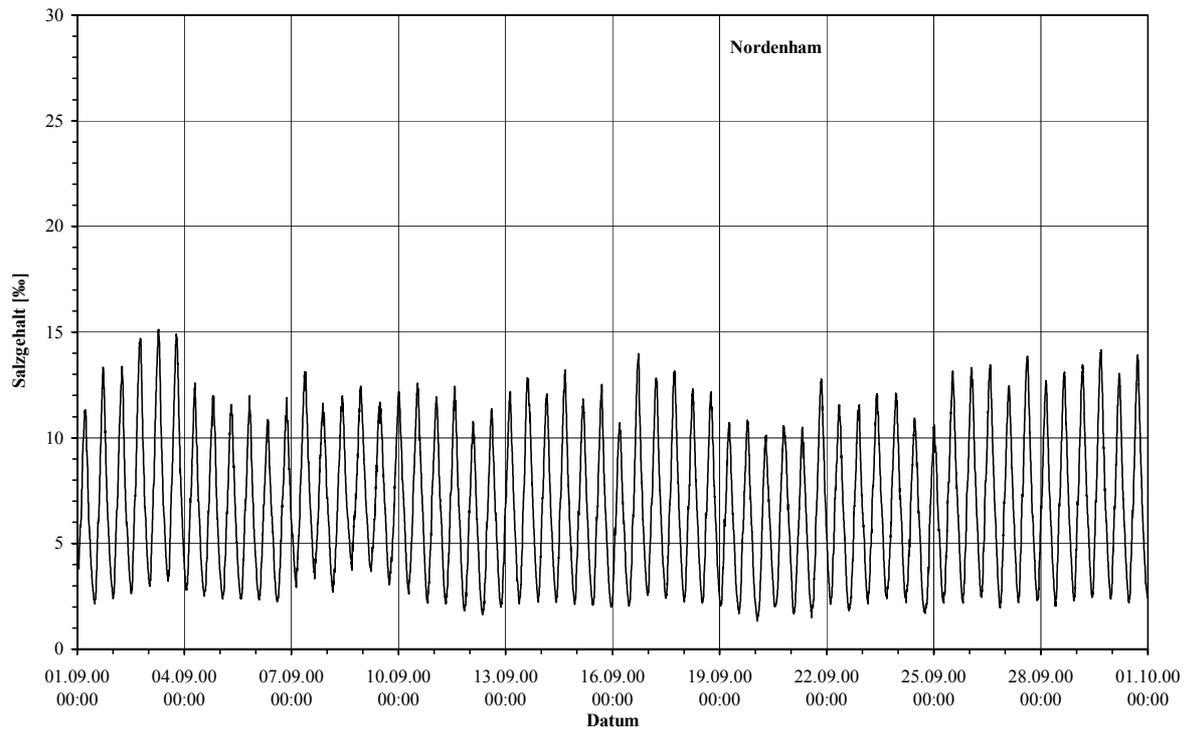


Abb. C.1-6: Salzgehalt am Pegel Nordenham im Untersuchungszeitraum (a), September 2000, in einer Höhe von -3,0 mNN

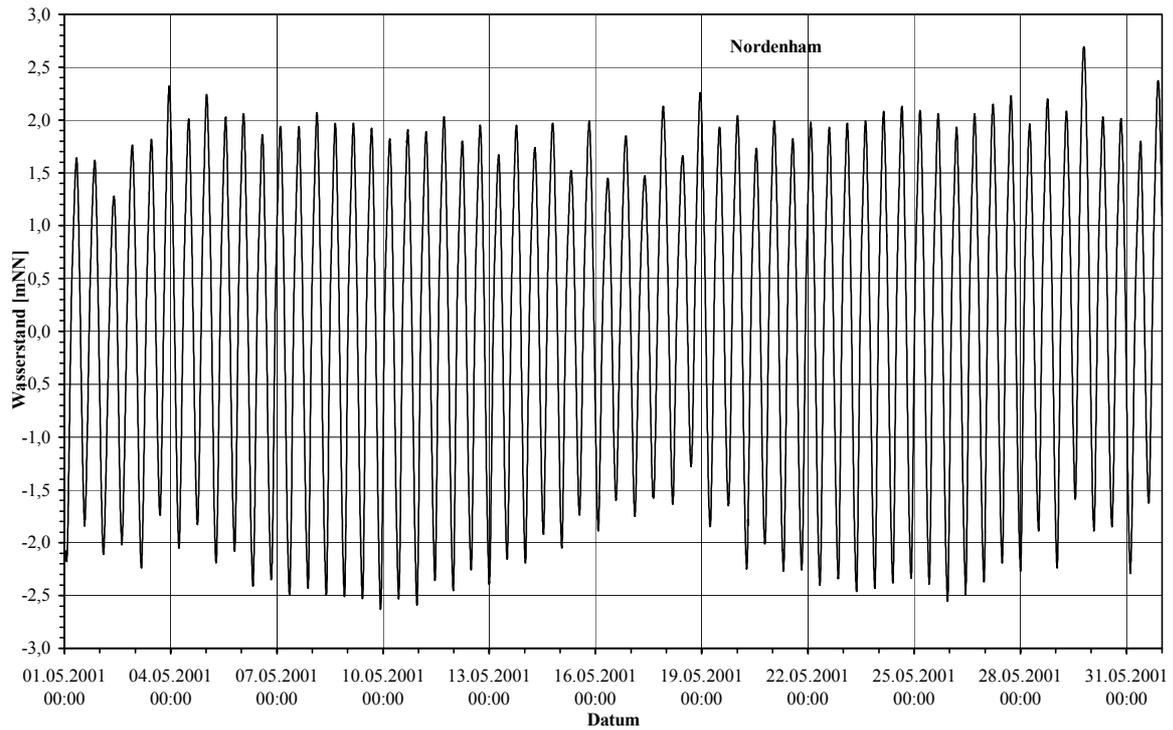


Abb. C.1-7: Wasserstände am Pegel Nordenham im Untersuchungszeitraum (b), Mai 2001

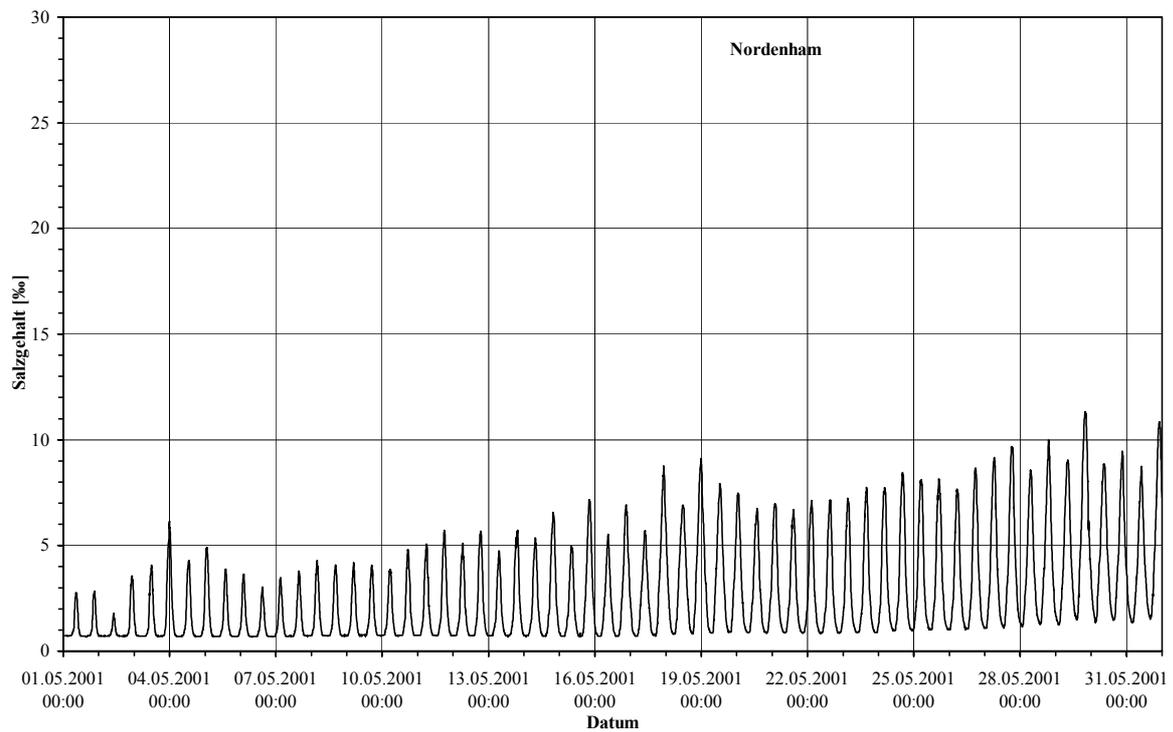


Abb. C.1-8: Salzgehalt am Pegel Nordenham im Untersuchungszeitraum (b), Mai 2001, in einer Höhe von -3,0 mNN

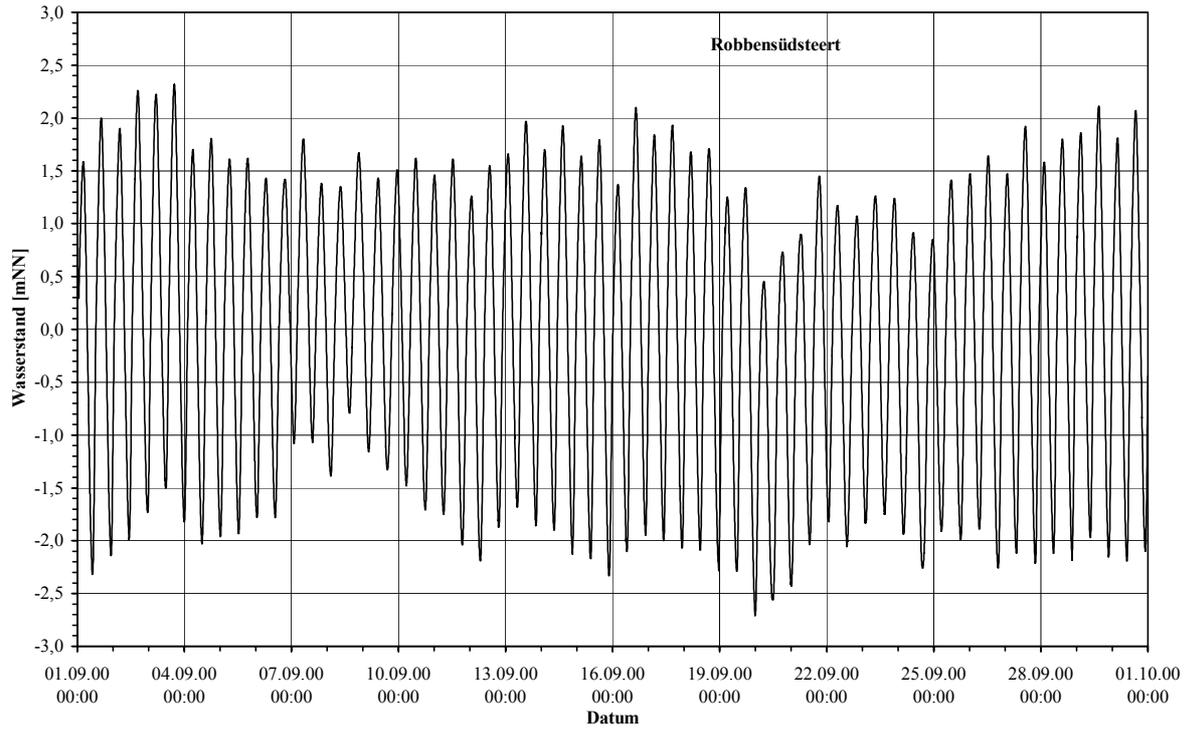


Abb. C.1-9: Wasserstände am Pegel Robbensüdsteert im Untersuchungszeitraum (a), September 2000

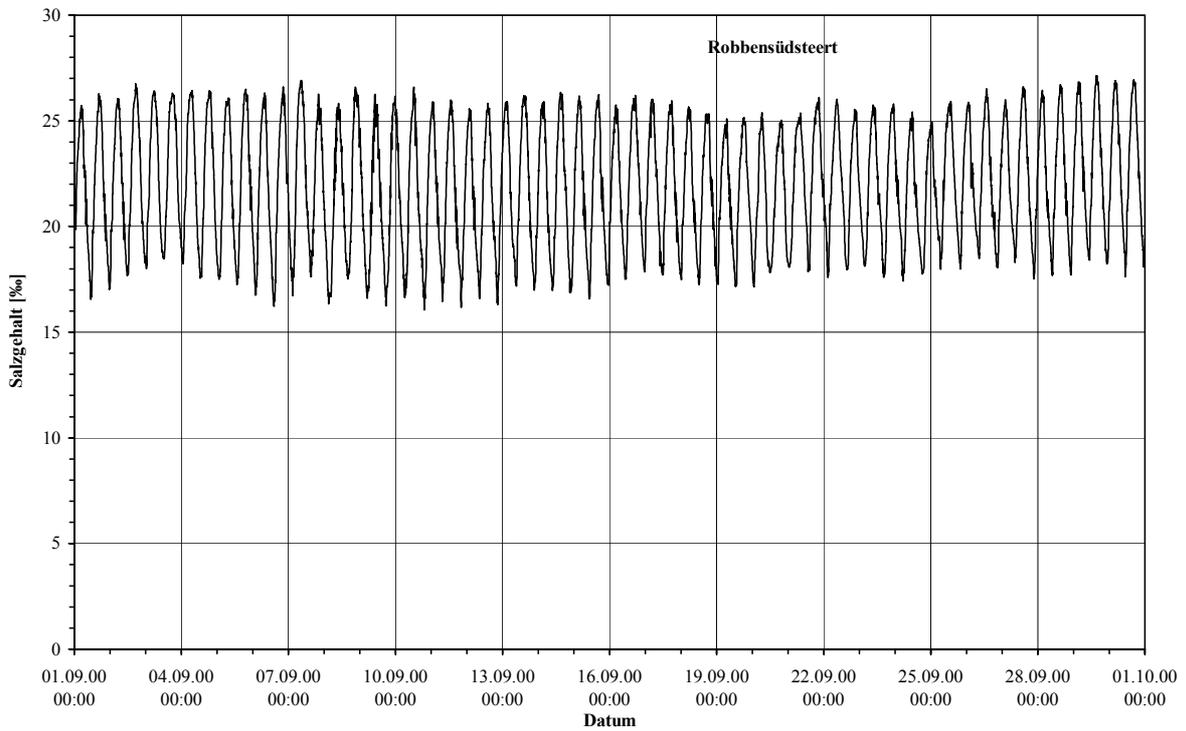


Abb. C.1-10: Salzgehalt am Pegel Robbensüdsteert im Untersuchungszeitraum (a), September 2000, in einer Höhe von -2,9 mNN

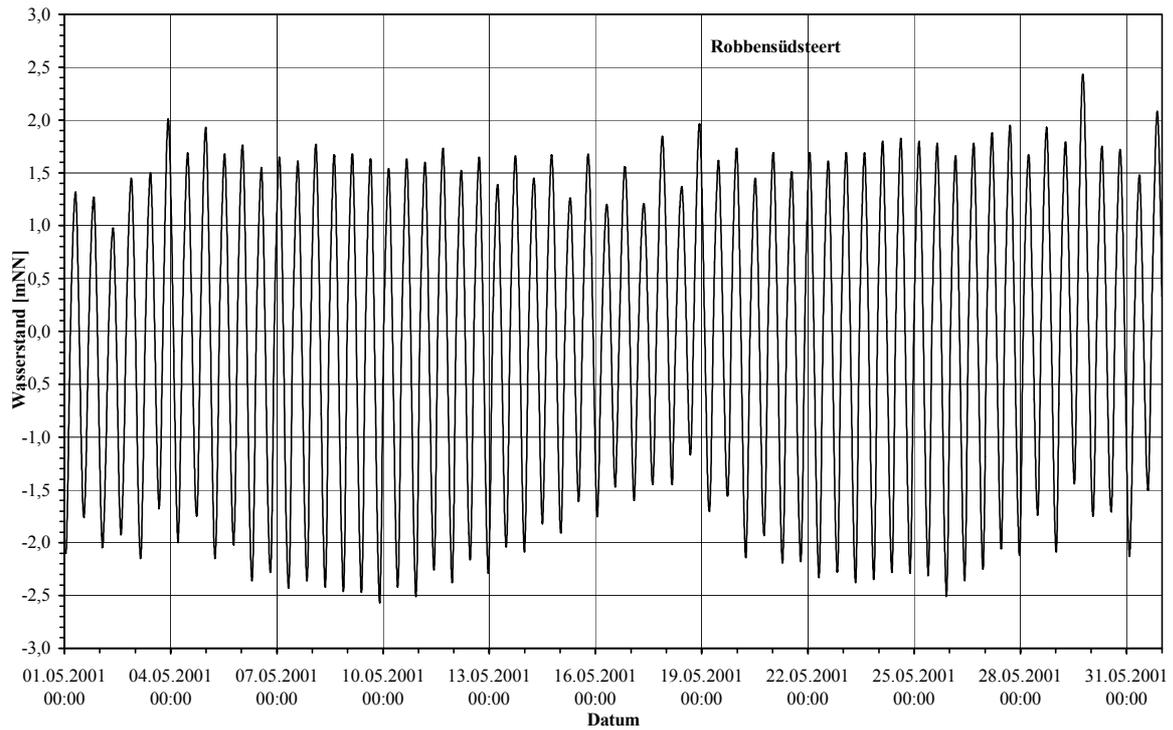


Abb. C.1-11: Wasserstände am Pegel Robbensüdsteert im Untersuchungszeitraum (b), Mai 2001

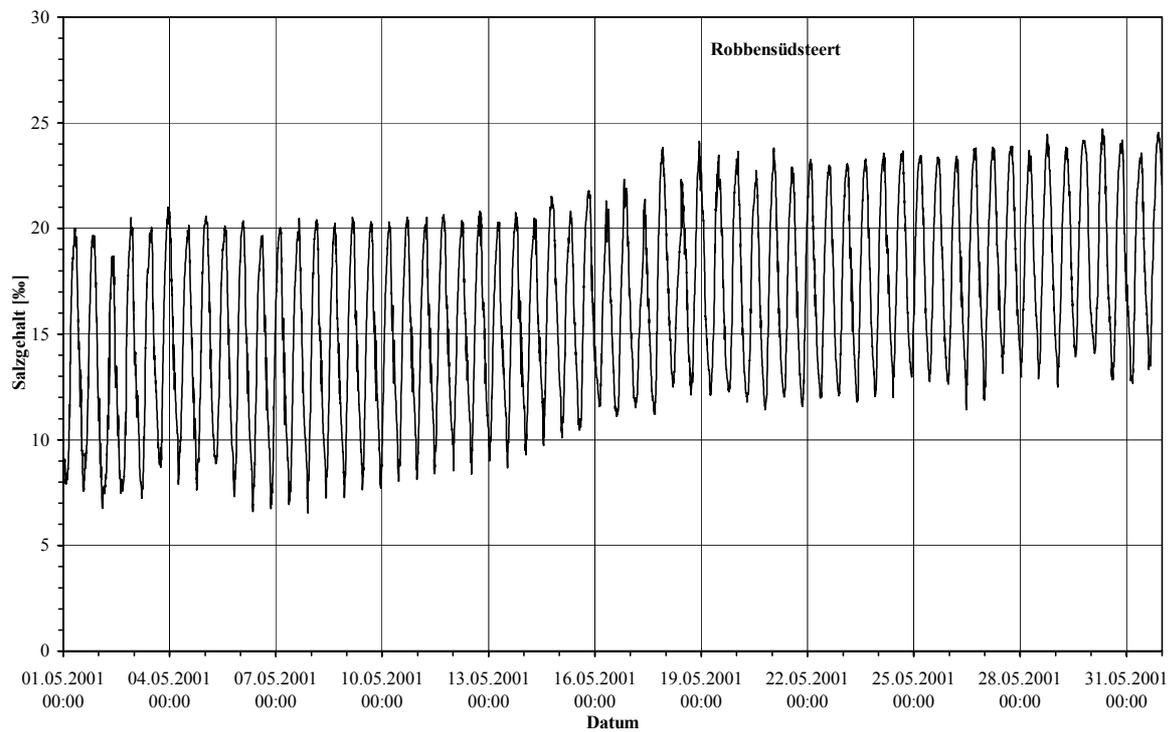


Abb. C.1-12: Salzgehalt am Pegel Robbensüdsteert im Untersuchungszeitraum (b), Mai 2001, in einer Höhe von -2,9 mNN

C.2 Salzgehaltsverteilungen

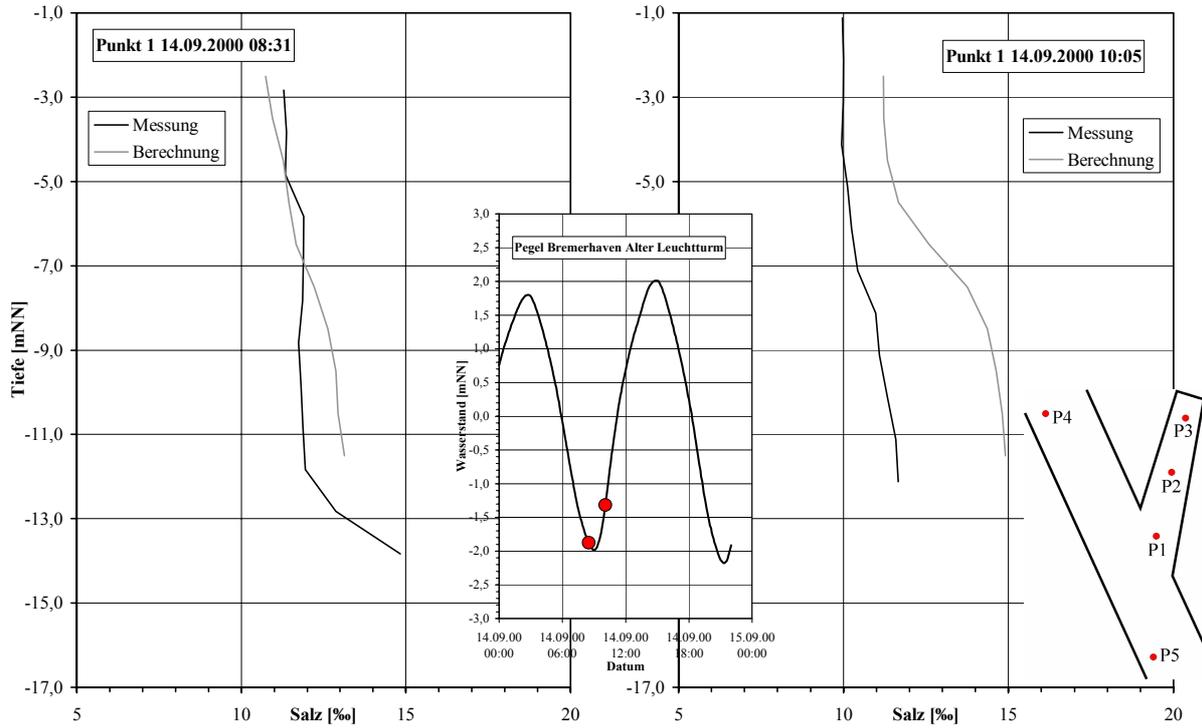


Abb. C.2-1: Berechnete und gemessene Salzgehaltsverteilung über die Tiefe am Punkt 1 um 08:31 Uhr und 10:05 Uhr, September 2000

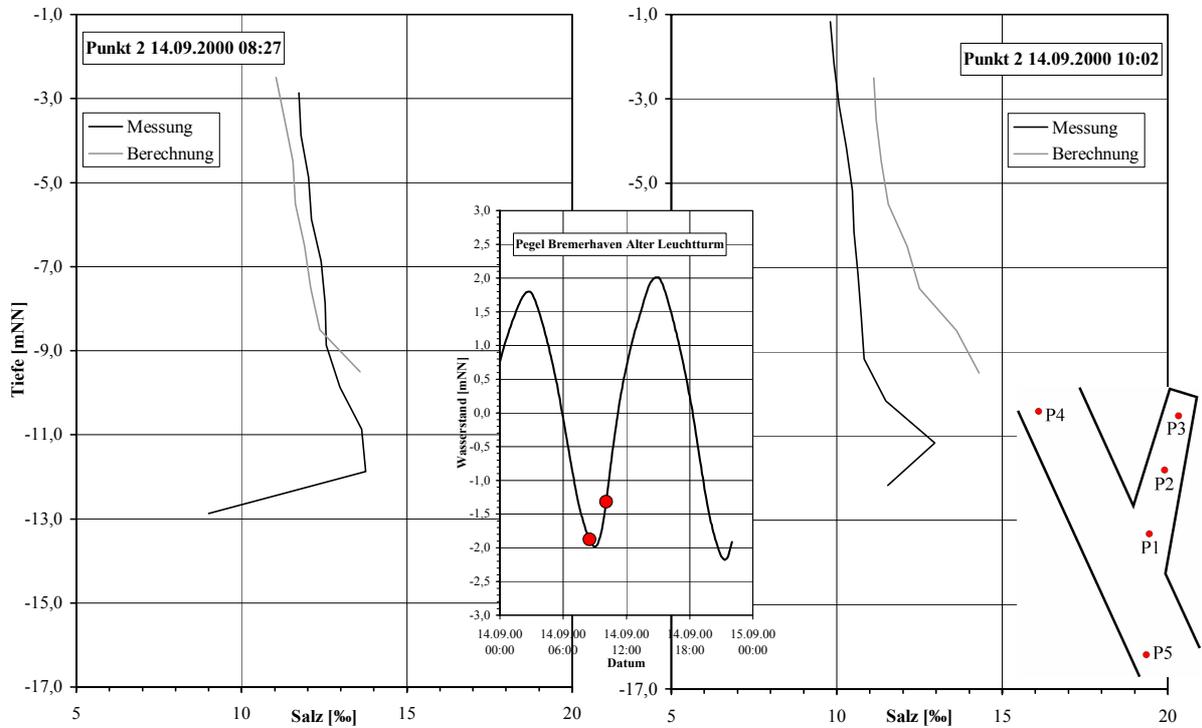


Abb. C.2-2: Berechnete und gemessene Salzgehaltsverteilung über die Tiefe am Punkt 2 um 08:27 Uhr und 10:02 Uhr, September 2000

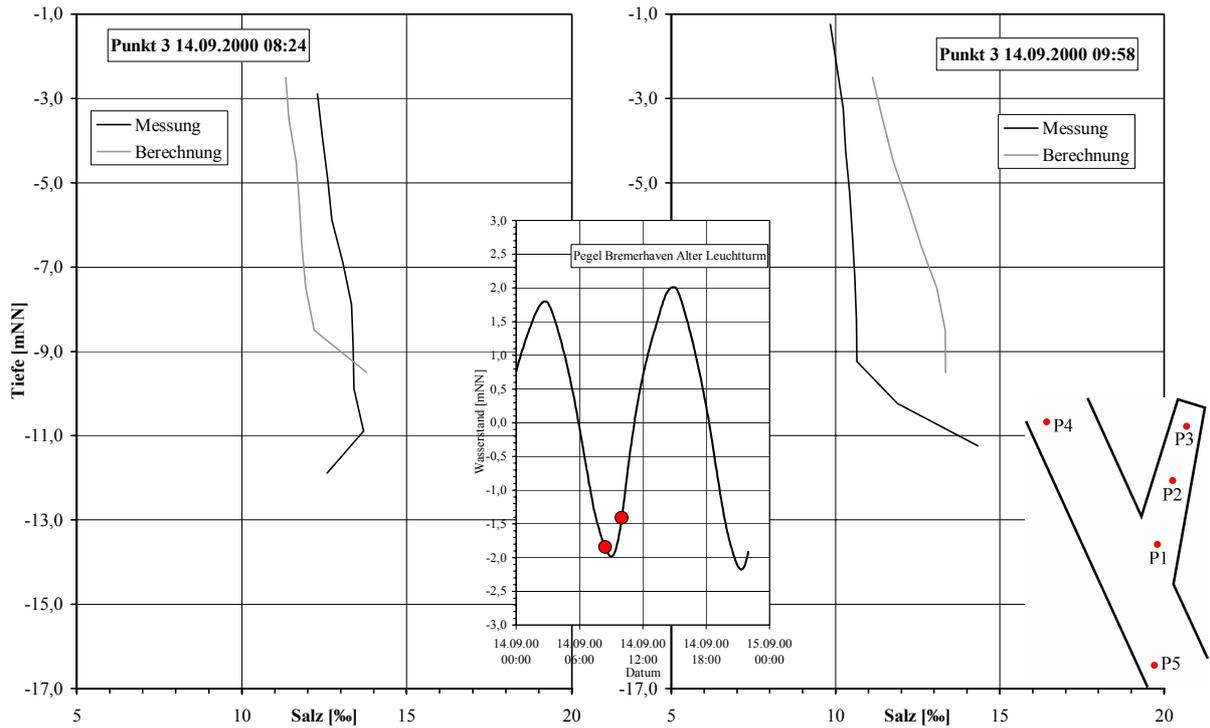


Abb. C.2-3: Berechnete und gemessene Salzgehaltsverteilung über die Tiefe am Punkt 3 um 08:24 Uhr und 09:58 Uhr, September 2000

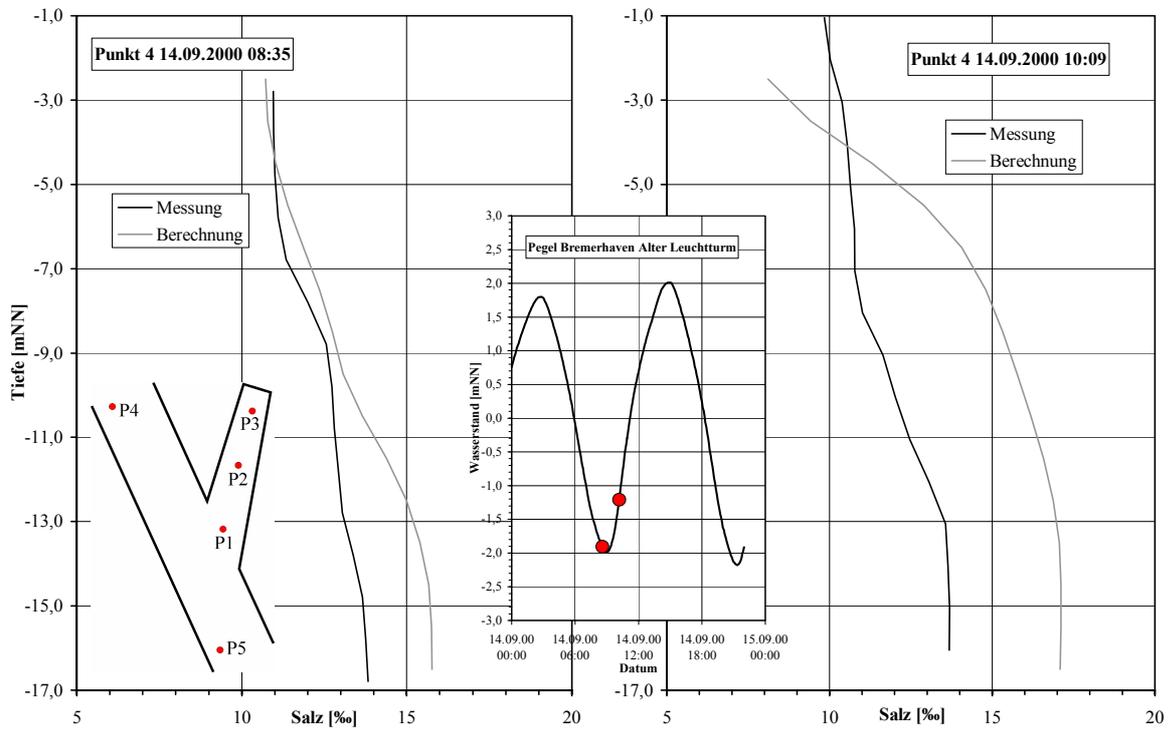


Abb. C.2-4: Berechnete und gemessene Salzgehaltsverteilung über die Tiefe am Punkt 4 um 08:35 Uhr und 10:09 Uhr, September 2000

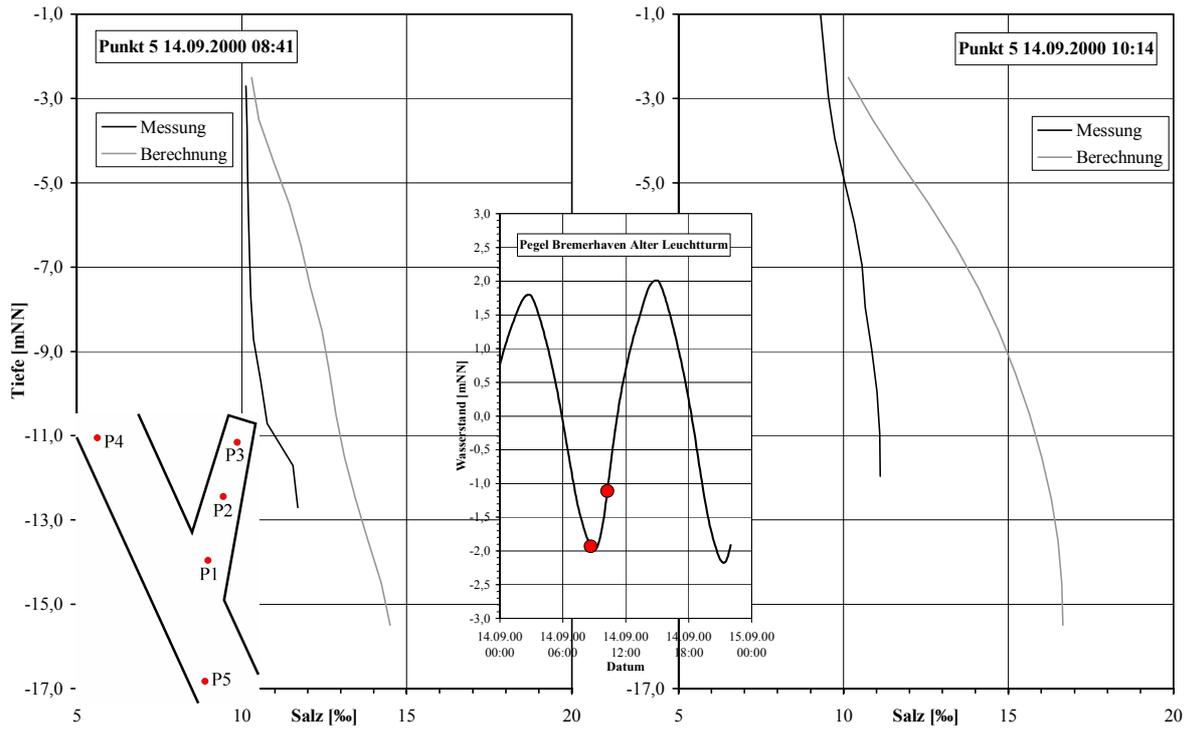


Abb. C.2-5: Berechnete und gemessene Salzgehaltsverteilung über die Tiefe am Punkt 5 um 08:41 Uhr und 10:14 Uhr, September 2000

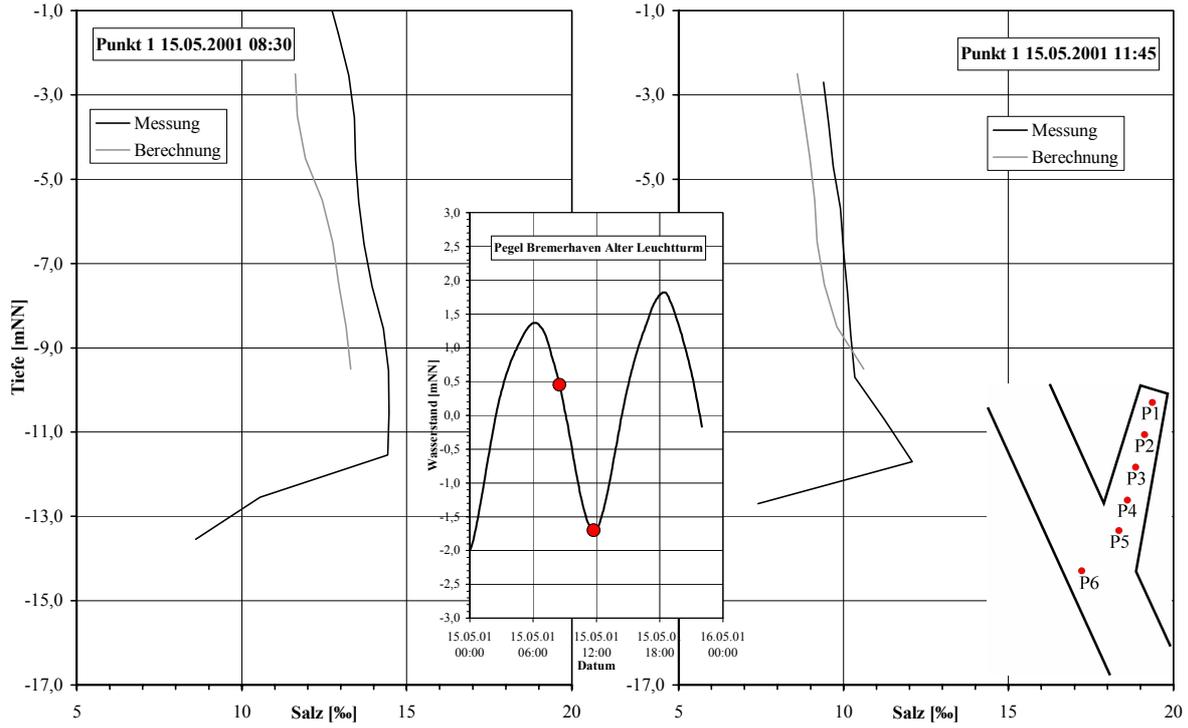


Abb. C.2-6: Berechnete und gemessene Salzgehaltsverteilung über die Tiefe am Punkt 1 um 08:30 Uhr und 11:45 Uhr, Mai 2001

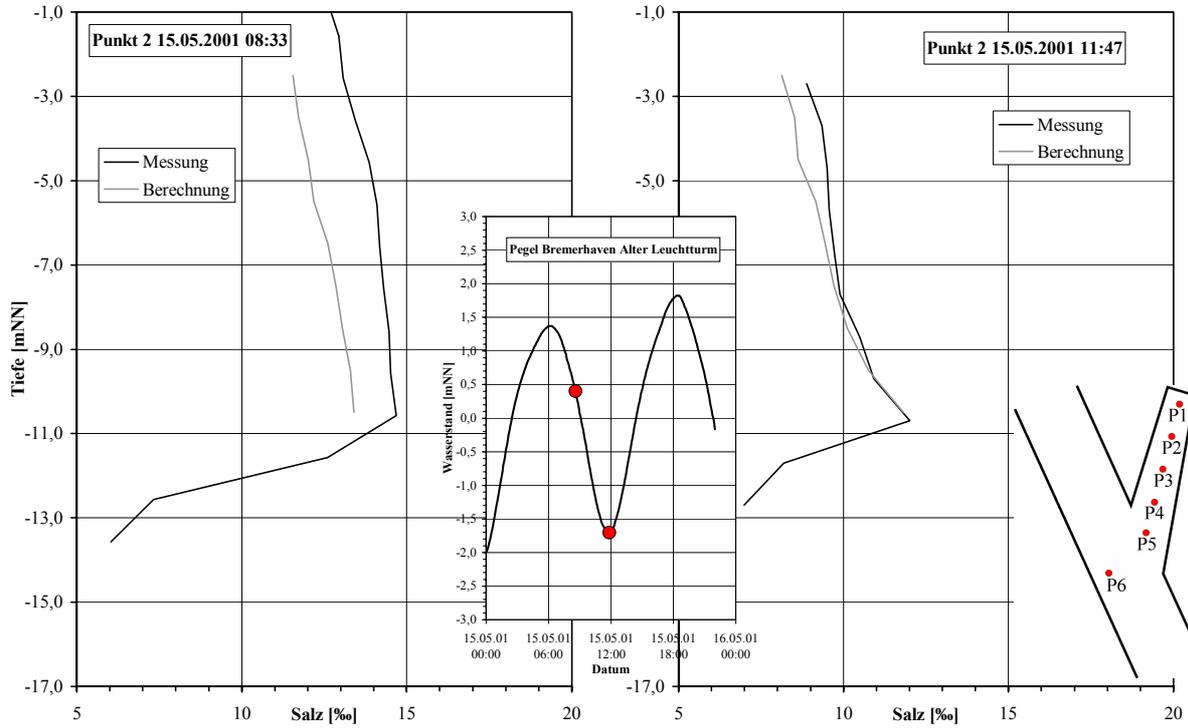


Abb. C.2-7: Berechnete und gemessene Salzgehaltsverteilung über die Tiefe am Punkt 2 um 08:33 Uhr und 11:47 Uhr, Mai 2001

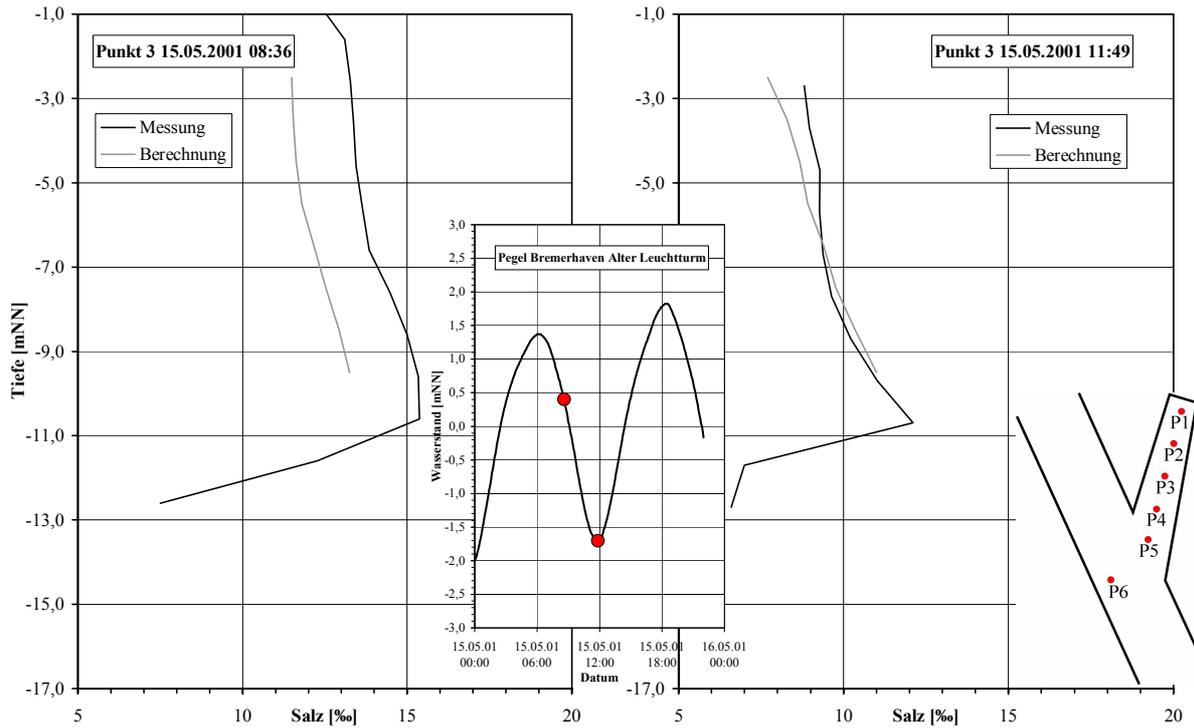


Abb. C.2-8: Berechnete und gemessene Salzgehaltsverteilung über die Tiefe am Punkt 3 um 08:36 Uhr und 11:49 Uhr, Mai 2001

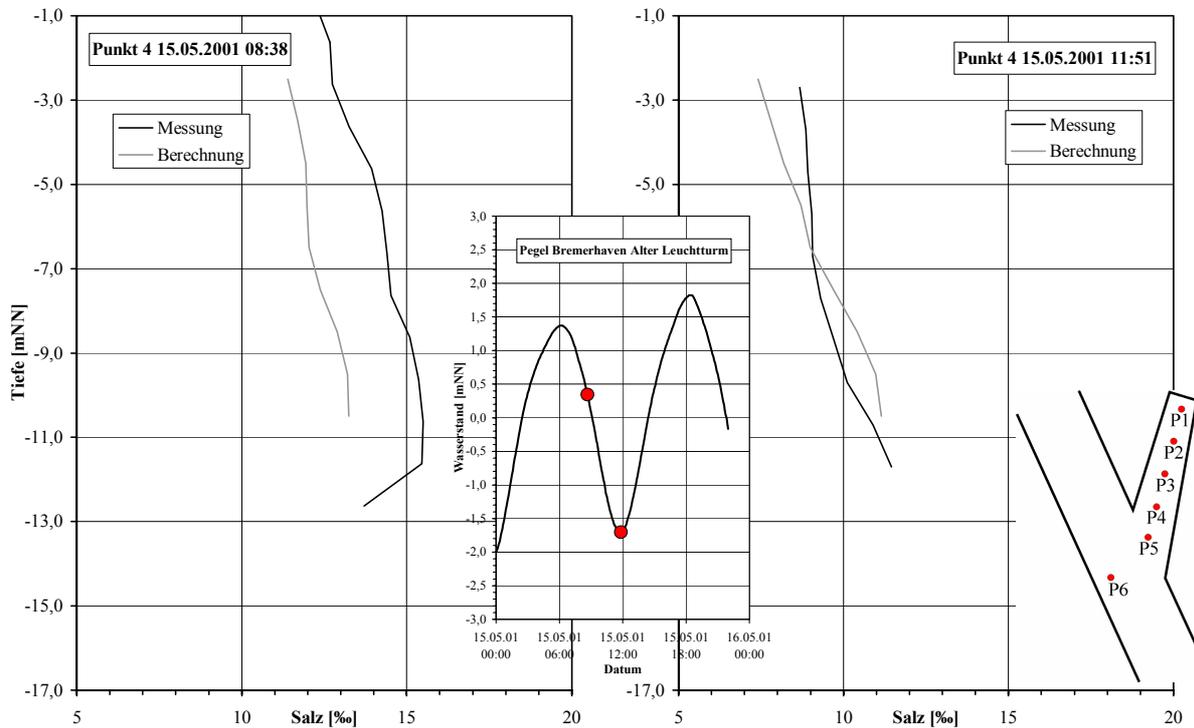


Abb. C.2-9: Berechnete und gemessene Salzgehaltsverteilung über die Tiefe am Punkt 4 um 08:38 Uhr und 11:51 Uhr, Mai 2001

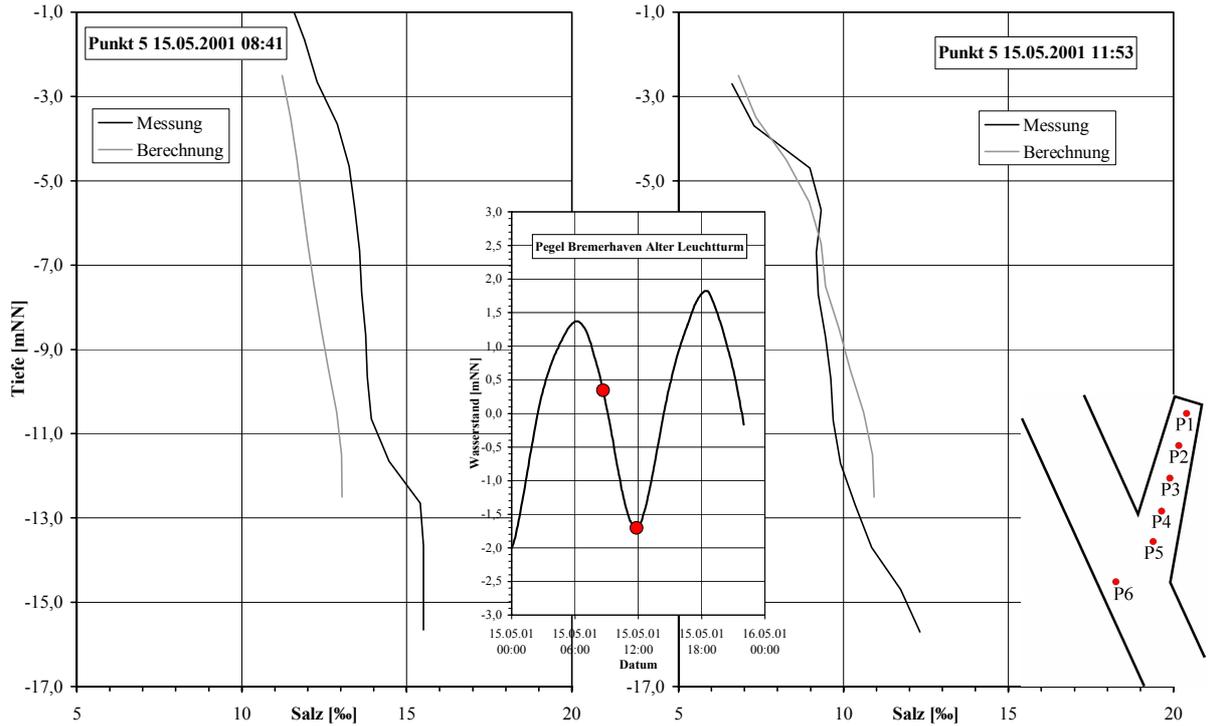


Abb. C.2-10: Berechnete und gemessene Salzgehaltsverteilung über die Tiefe am Punkt 5 um 08:41 Uhr und 11:53 Uhr, Mai 2001

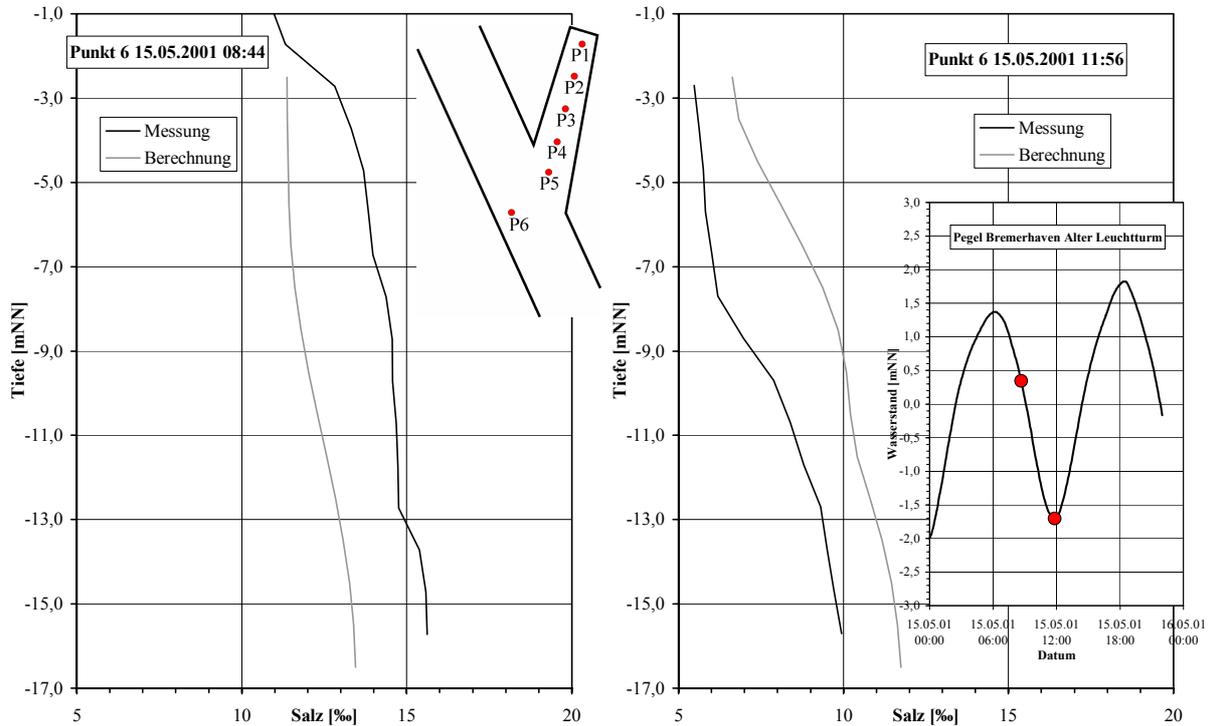


Abb. C.2-11: Berechnete und gemessene Salzgehaltsverteilung über die Tiefe am Punkt 6 um 08:44 Uhr und 11:56 Uhr, Mai 2001

C.3 Gemessene und berechnete Strömungsgeschwindigkeiten

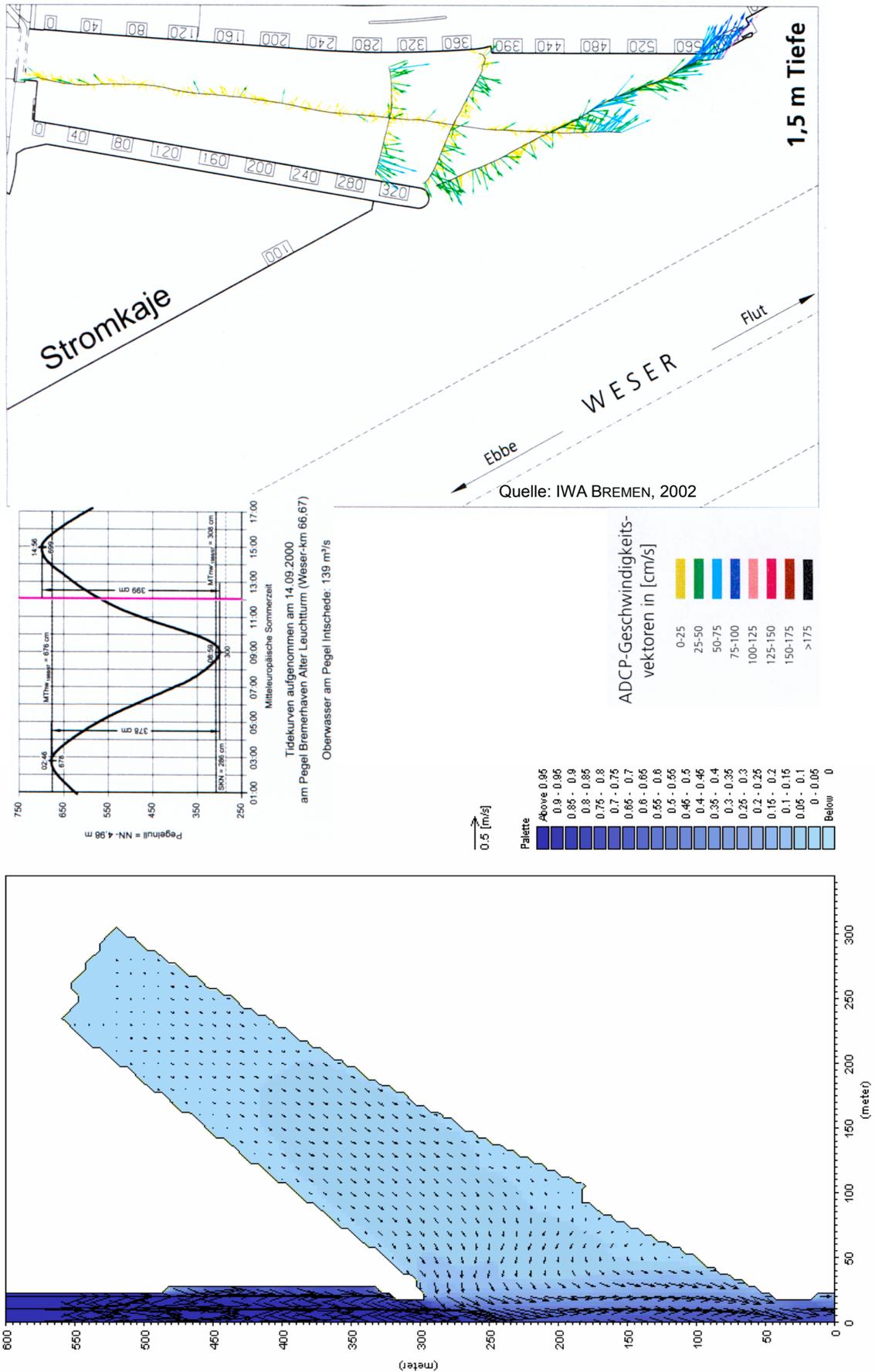
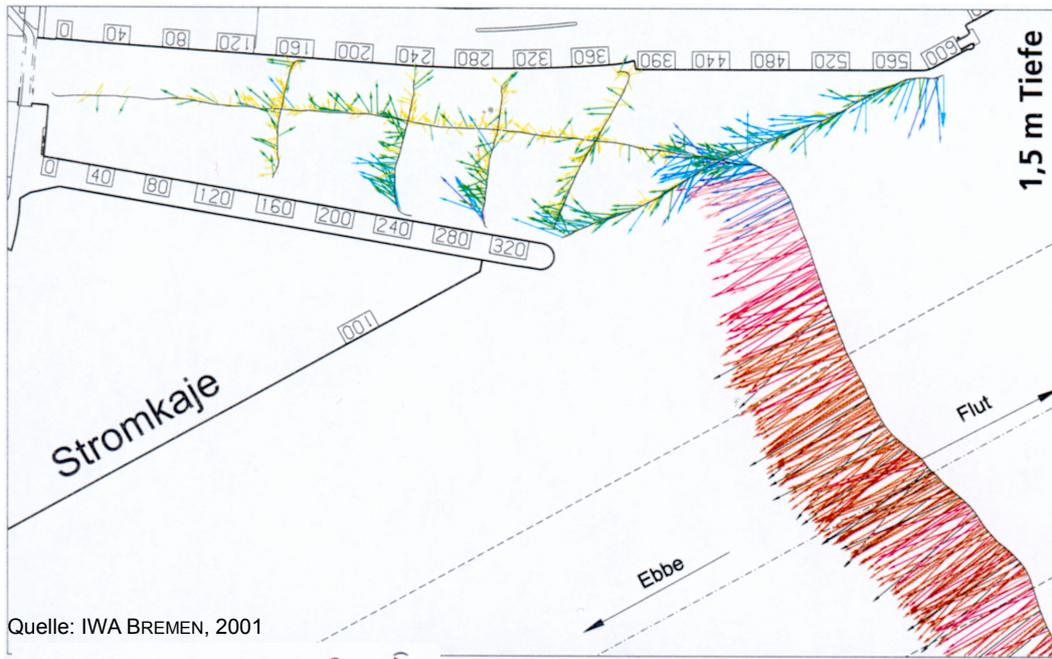
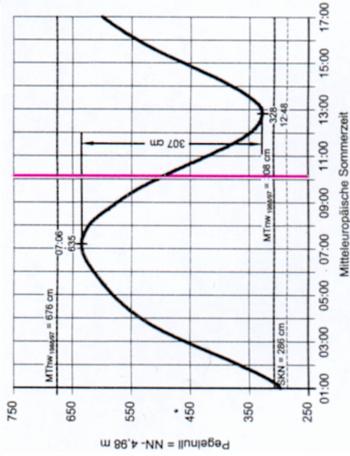


Abb.C.3-1: Berechnete und gemessene Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen der Nordschleuse am 14.09.00, 12:00 Uhr, in einer Tiefe von -0,8 mNN

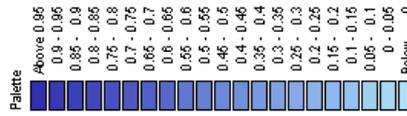


Quelle: IWA BREMEN, 2001



Tidekurven aufgenommen am 15.05.2001
am Pegel Bremerhaven Alter Leuchtturm (Weser-km 66.67)
Oberwasser am Pegel Intschede: 250 m³/s

0.5 [m/s]



ADCP-Geschwindigkeitsvektoren in [cm/s]

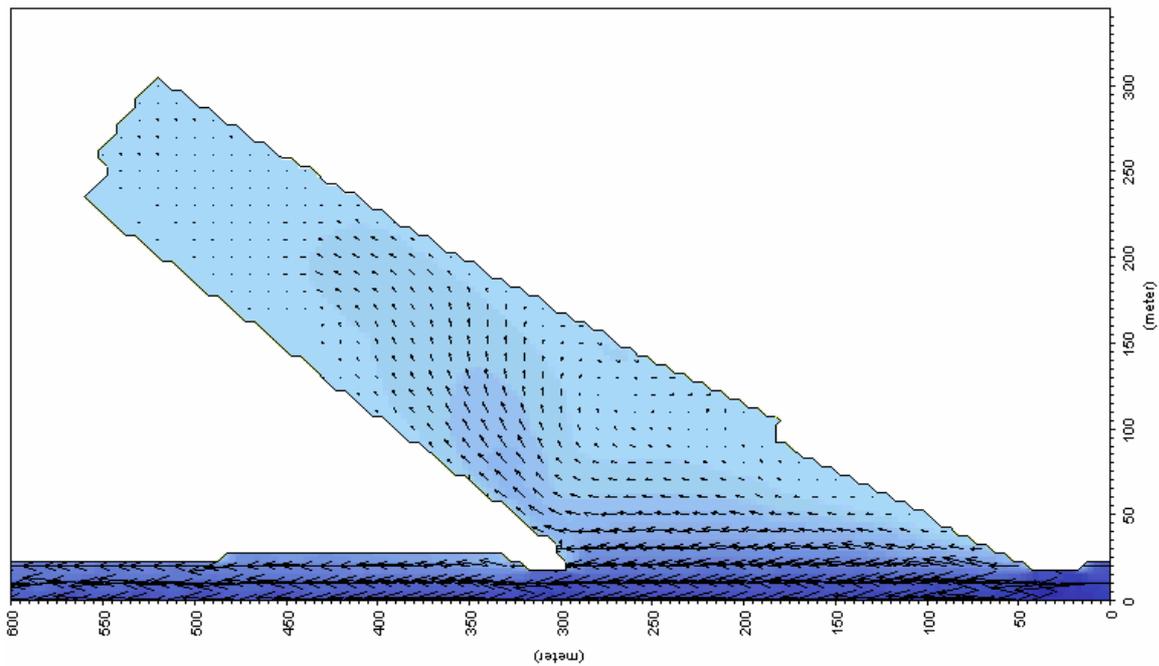


Abb. C.3-5: Berechnete und gemessene Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen der Nordschleuse am 15.05.01, 10:05 Uhr, in einer Tiefe von -1,5 mNN

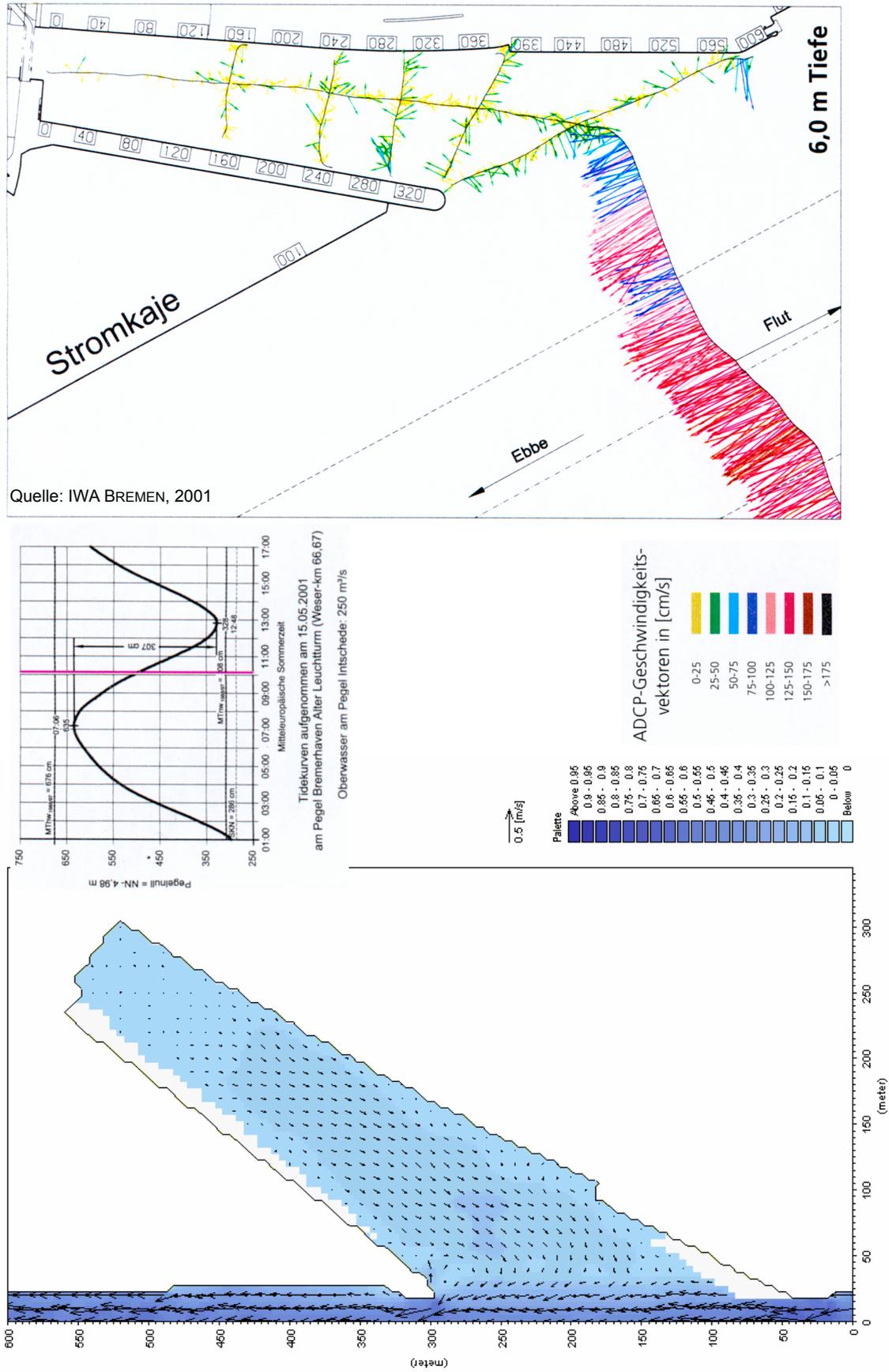
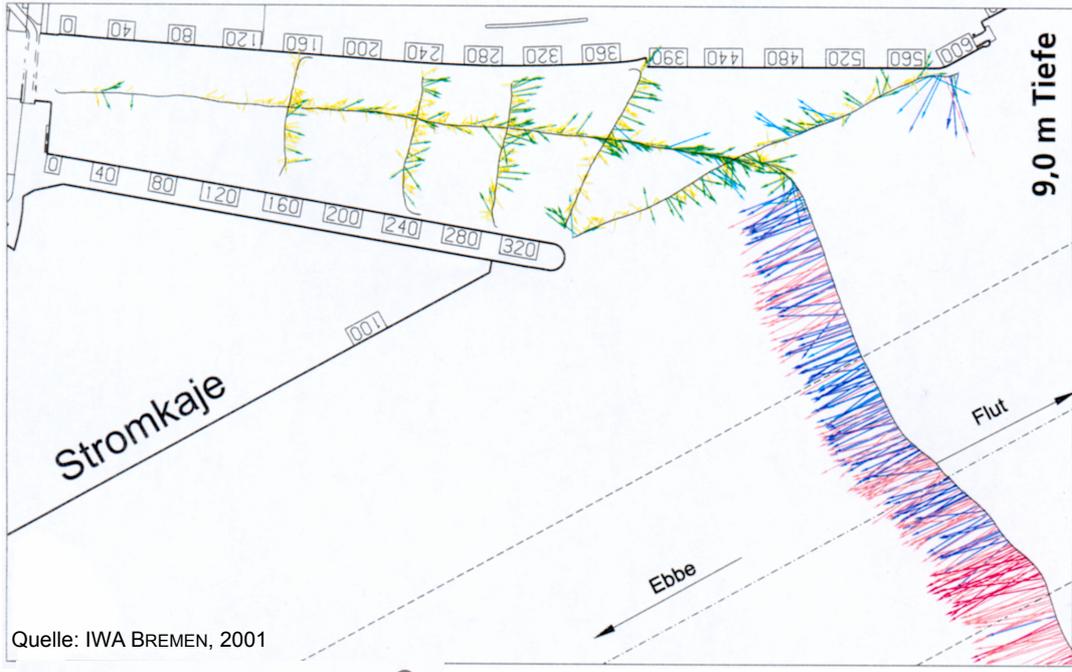
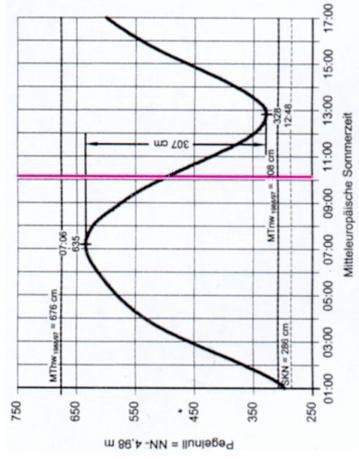


Abb. C.3-6: Berechnete und gemessene Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen der Nordschleuse am 15.05.01, 10:05 Uhr, in einer Tiefe von -6,0 mNN

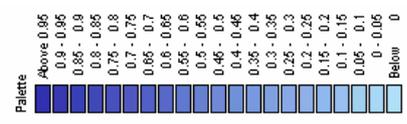


Quelle: IWA BREMEN, 2001



Tidekurven aufgenommen am 15.05.2001
am Pegel Bremerhaven Alter Leuchtturm (Weser-km 66,67)
Oberwasser am Pegel Intschede: 250 m³/s

0.5 [m/s]



ADCP-Geschwindigkeitsvektoren in [cm/s]

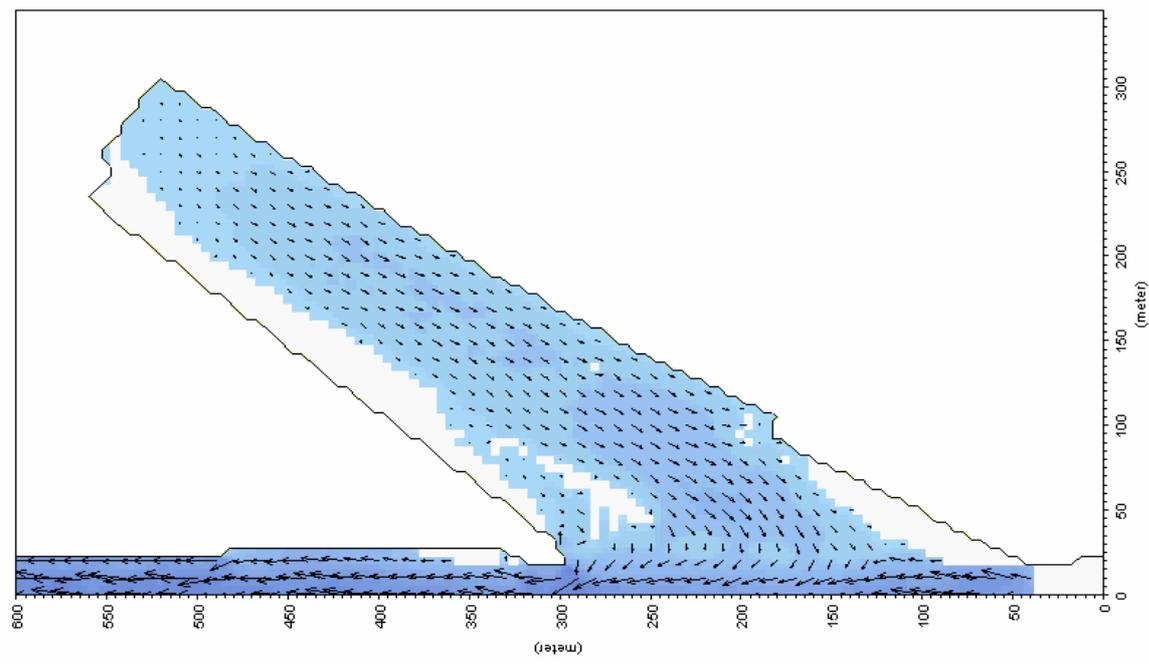
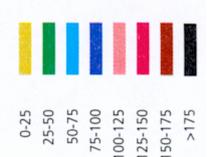
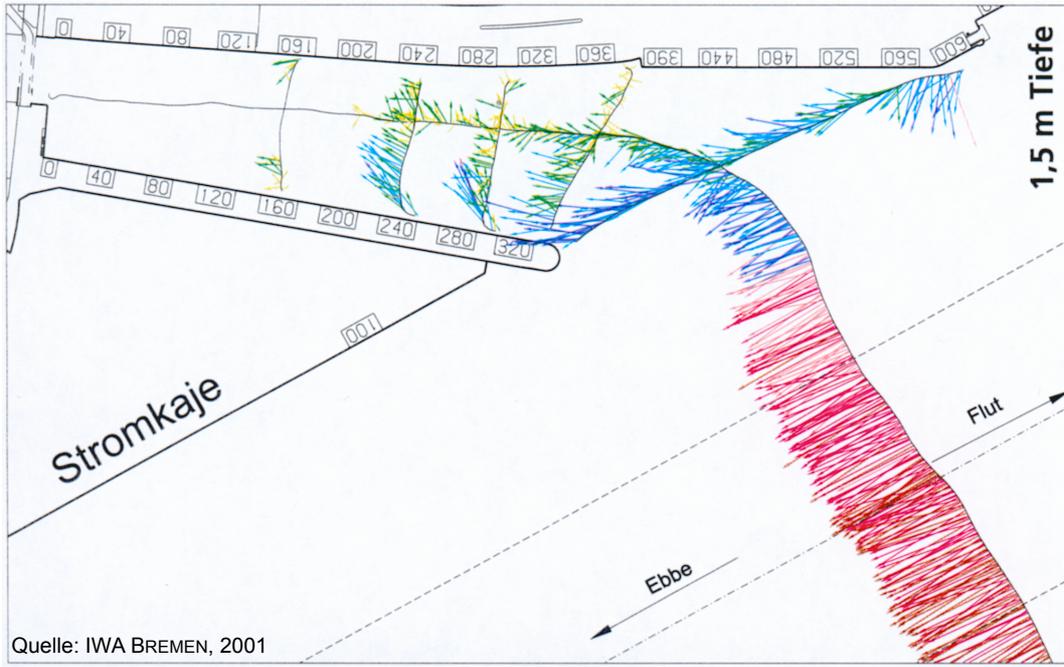
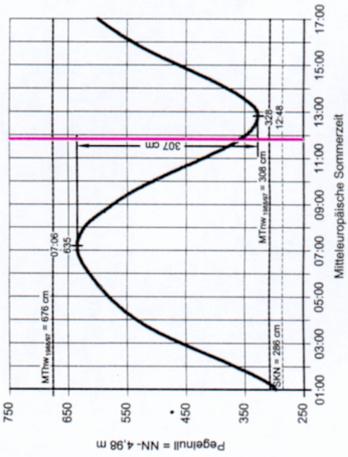


Abb. C.3-7: Berechnete und gemessene Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen der Nordschleuse am 15.05.01, 10:05 Uhr, in einer Tiefe von -9,0 mNN

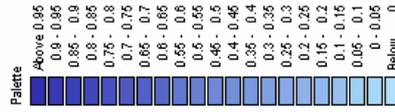


Quelle: IWA BREMEN, 2001



Tidekurven aufgenommen am 15.05.2001
am Pegel Bremerhaven Alter Leuchtturm (Weser-km 66,67)
Oberwasser am Pegel Intschede: 250 m³/s
Mittleuropäische Sommerzeit

0.5 [m/s]



ADCP-Geschwindigkeitsvektoren in [cm/s]

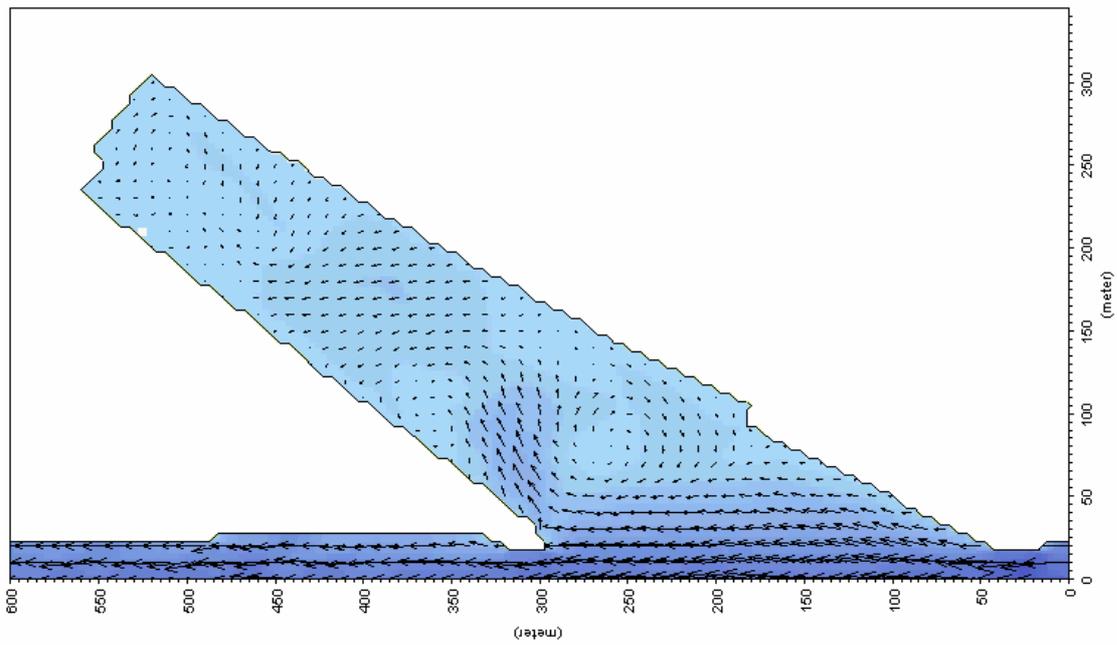
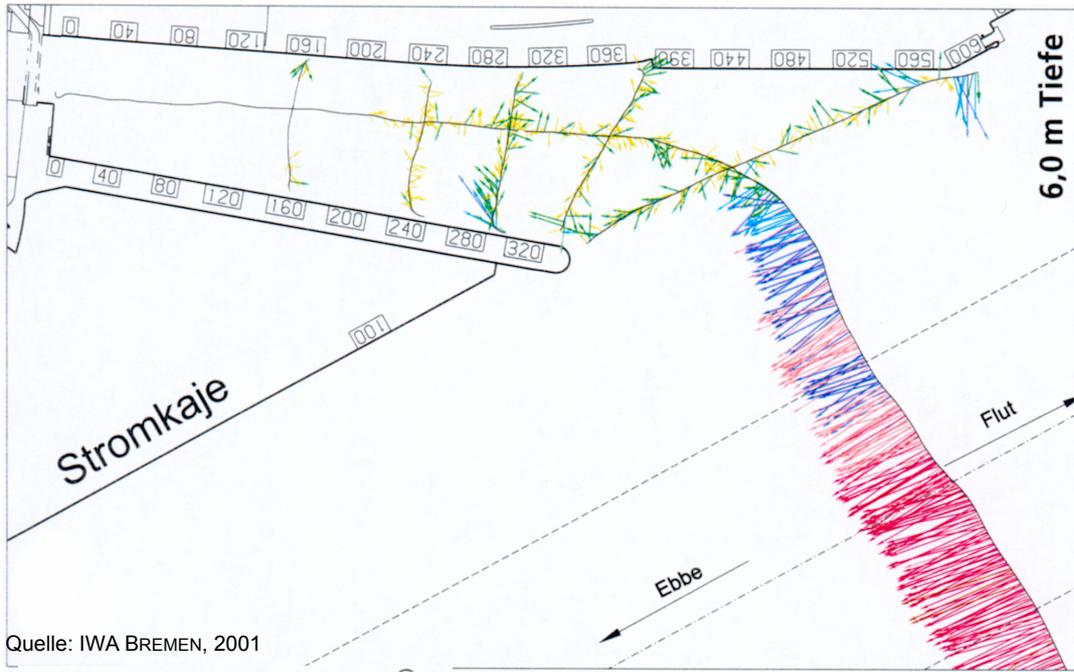


Abb. C.3-8: Berechnete und gemessene Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen der Nordschleuse am 15.05.01, 11:50 Uhr, in einer Tiefe von -3,0 mNN

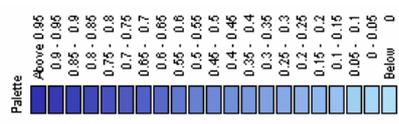


Quelle: IWA BREMEN, 2001



Tidekurven aufgenommen am 15.05.2001
am Pegel Bremerhaven Alter Leuchtturm (Weser-km 66.67)
Oberwasser am Pegel Intschede: 250 m³/s

0.5 [m/s]



ADCP-Geschwindigkeitsvektoren in [cm/s]

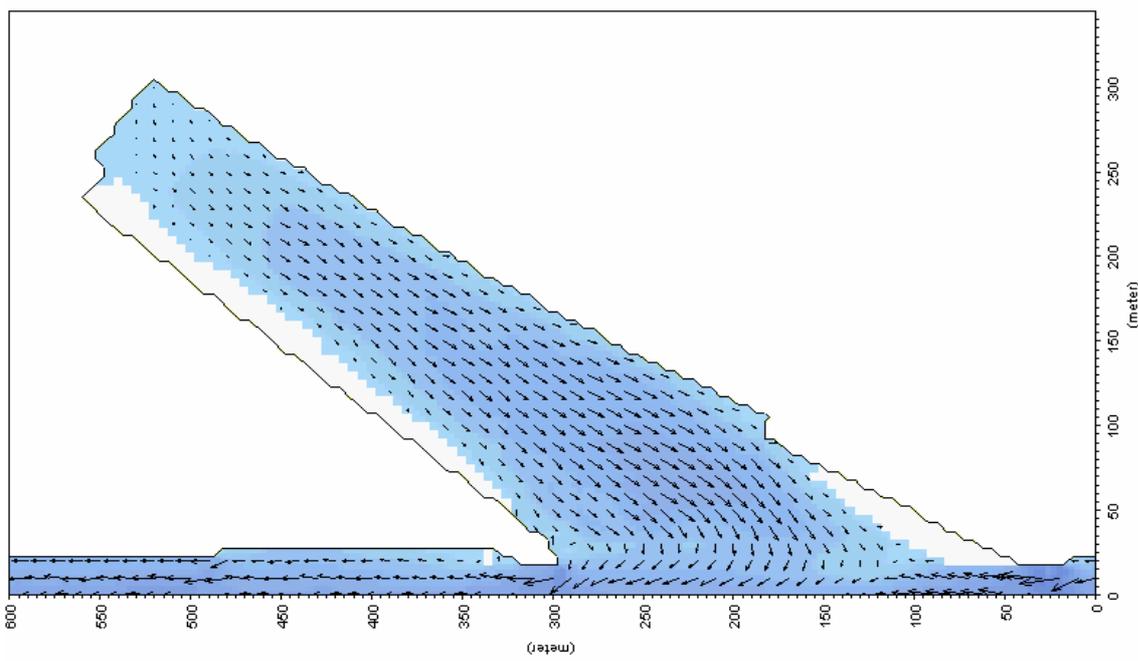
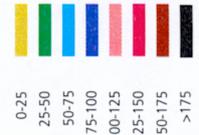
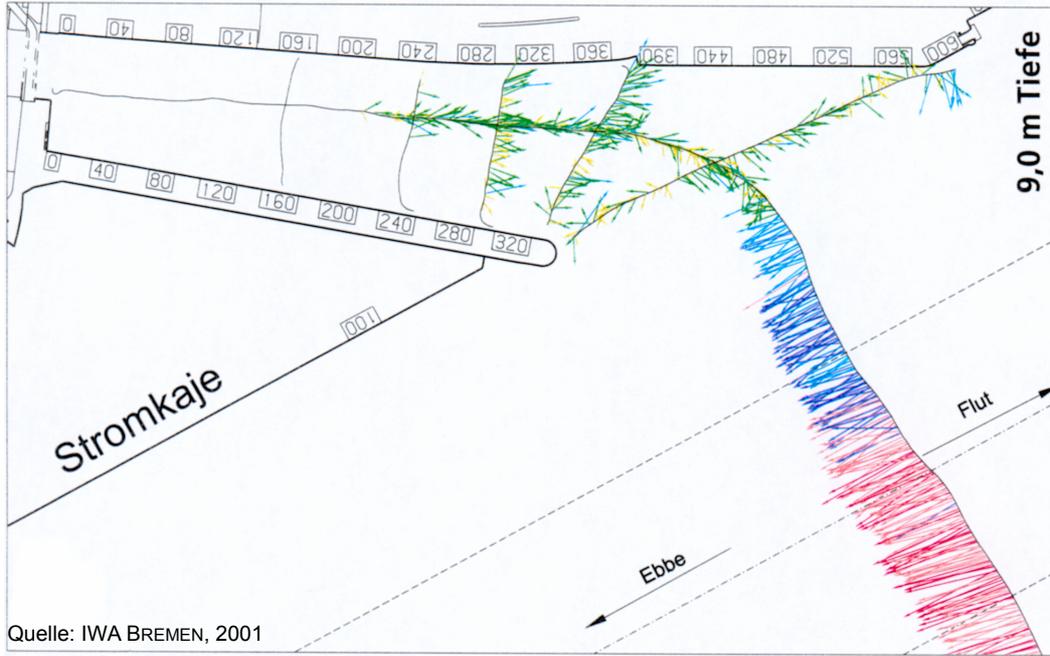
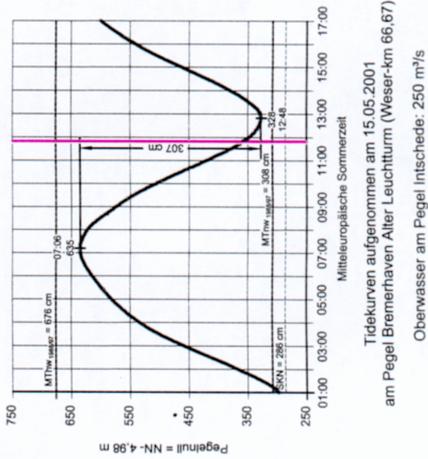


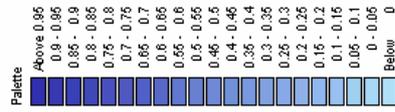
Abb. C.3-9: Berechnete und gemessene Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen der Nordschleuse am 15.05.01, 11:50 Uhr, in einer Tiefe von -7,5 mNN



Quelle: IWA BREMEN, 2001



0.5 [m/s]



ADCP-Geschwindigkeitsvektoren in [cm/s]

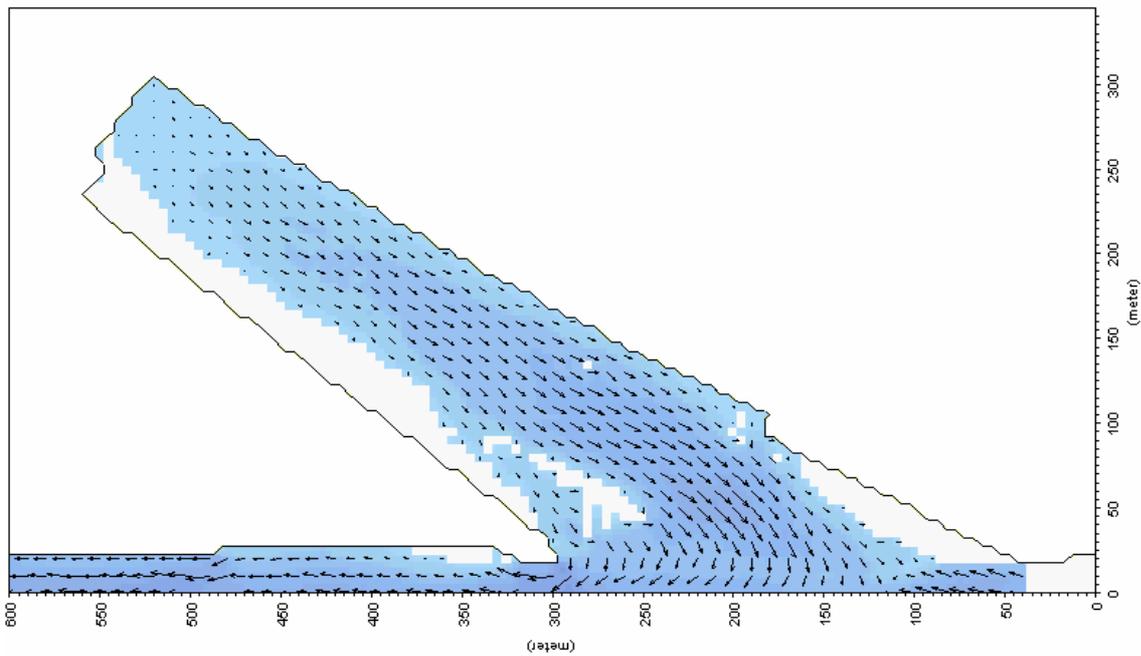
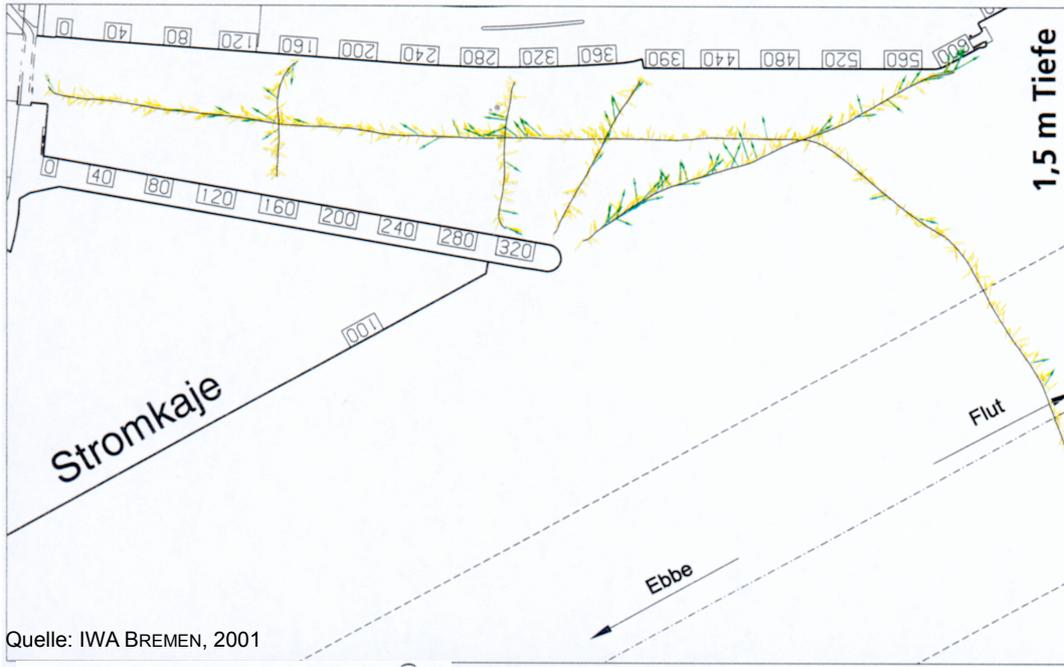
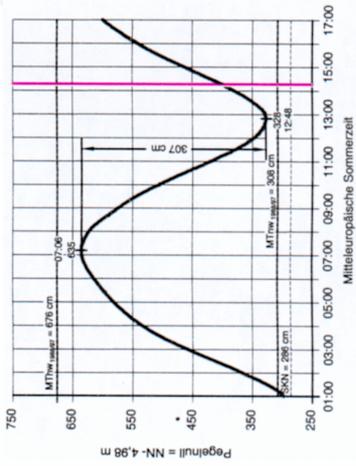


Abb. C.3-10: Berechnete und gemessene Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen der Nordschleuse am 15.05.01, 11:50 Uhr, in einer Tiefe von -10,5 mNN

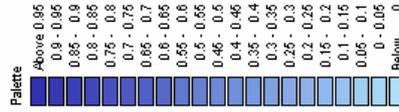


Quelle: IWA BREMEN, 2001



Tidekurven aufgenommen am 15.05.2001
am Pegel Bremerhaven Alter Leuchtturm (Weser-km 66,67)
Oberwasser am Pegel Intschede: 250 m³/s

0.5 [m/s]



ADCP-Geschwindigkeitsvektoren in [cm/s]

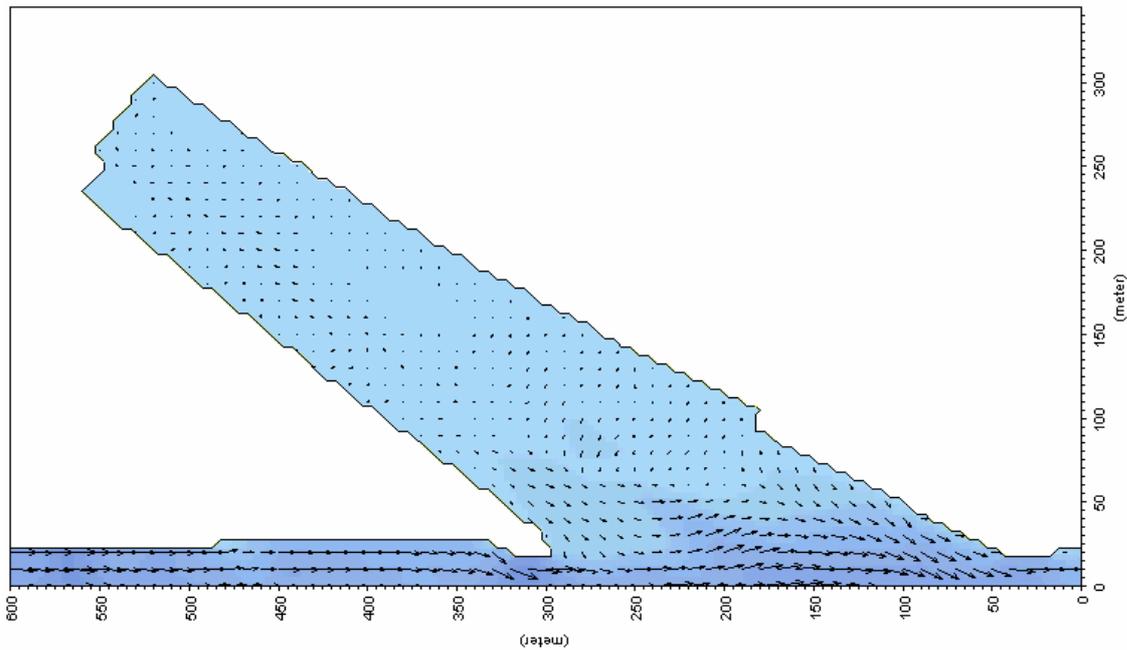
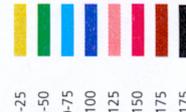
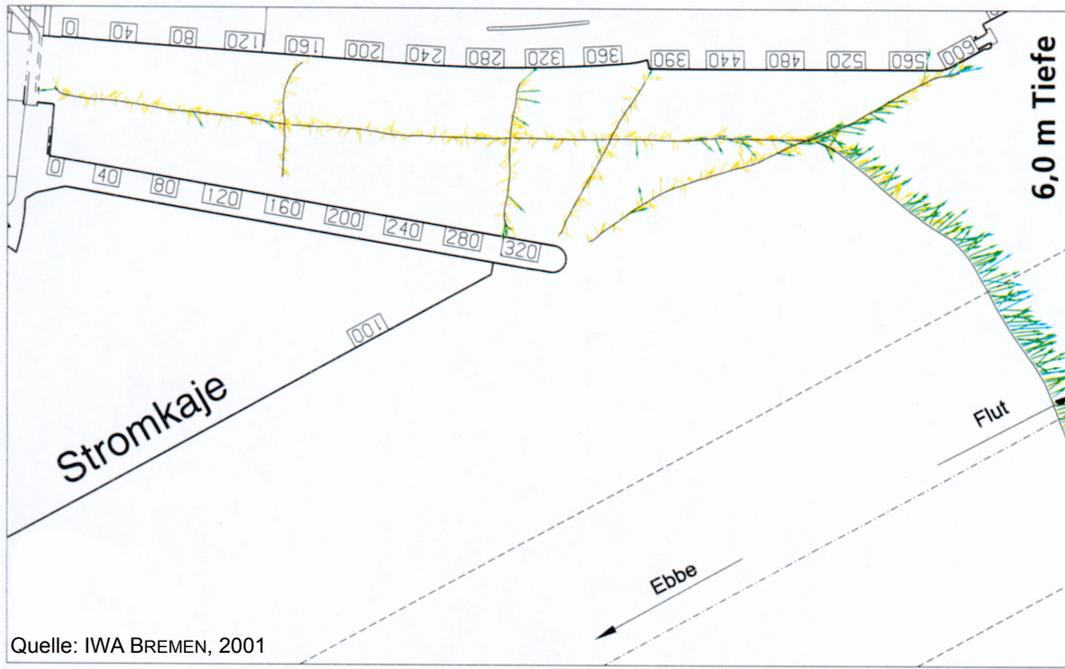
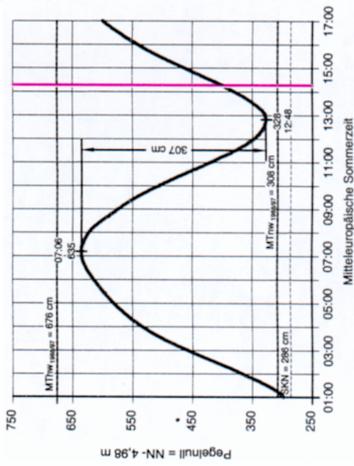


Abb. C.3-11: Berechnete und gemessene Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen der Nordschleuse am 15.05.01, 14:15 Uhr, in einer Tiefe von -2,5 mNN

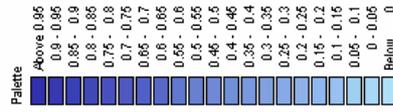


Quelle: IWA BREMEN, 2001



Tidekurven aufgenommen am 15.05.2001
am Pegel Bremerhaven Alter Leuchtturm (Wasser-km 66,67)
Oberwasser am Pegel Intschede: 250 m³/s

0.5 [m/s]



ADCP-Geschwindigkeitsvektoren in [cm/s]

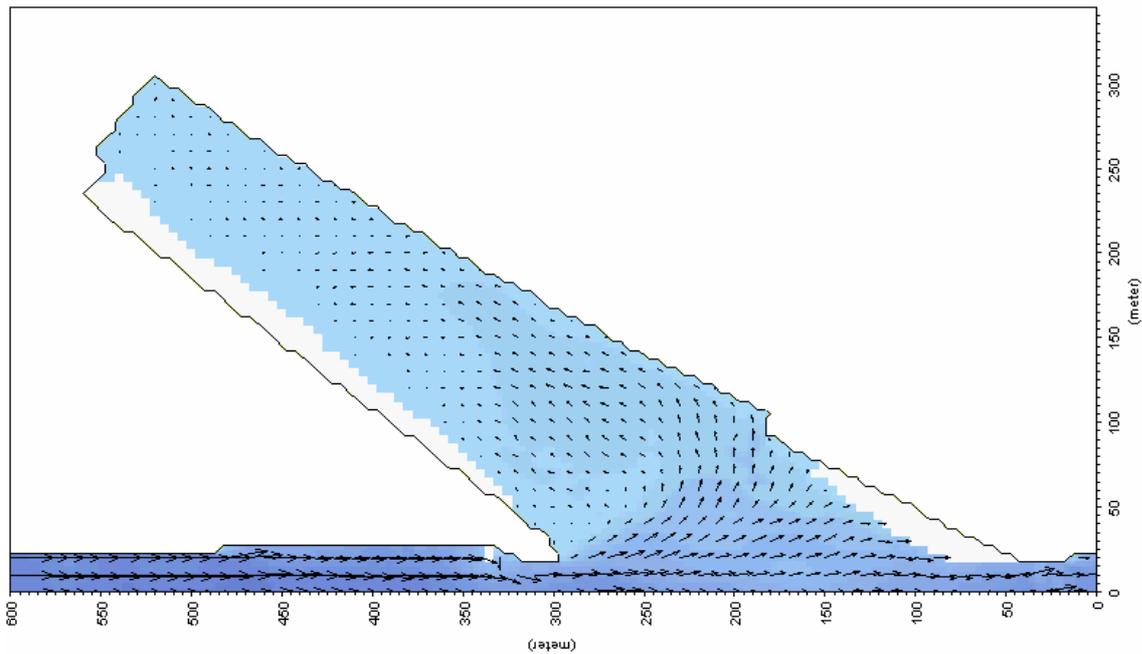
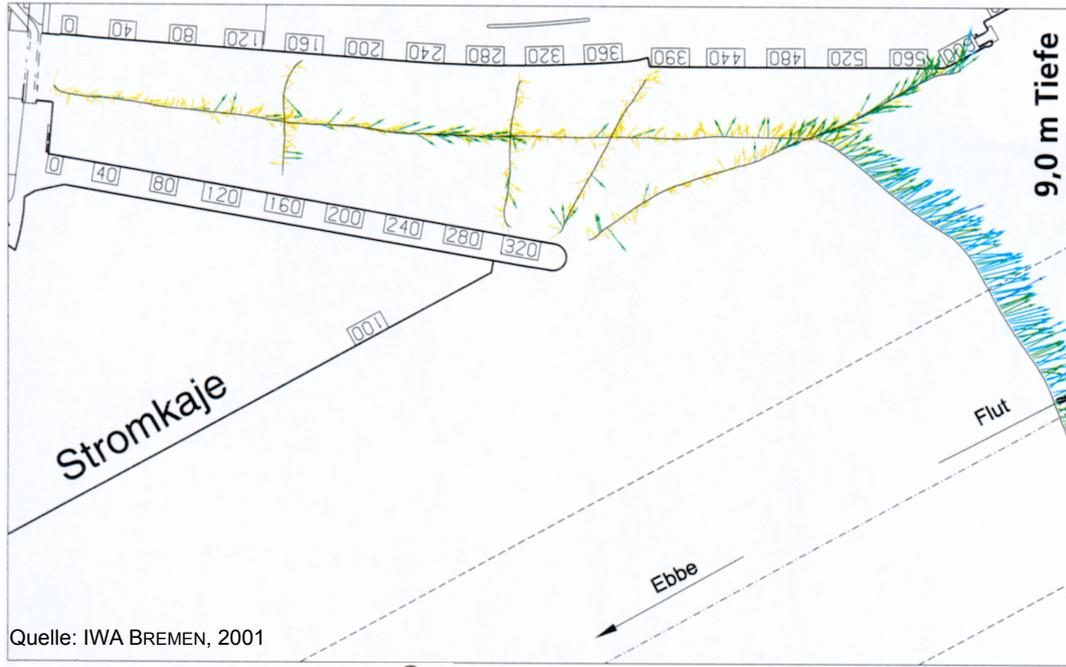
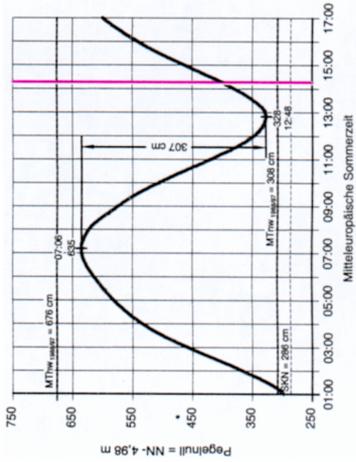


Abb. C.3-12: Berechnete und gemessene Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen der Nordschleuse am 15.05.01, 14:15 Uhr, in einer Tiefe von -7,0 mNN

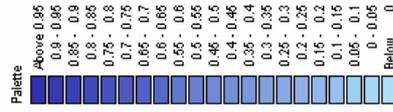


Quelle: IWA BREMEN, 2001



Tidekurven aufgenommen am 15.05.2001
am Pegel Bremerhaven Alter Leuchtturm (Weser-km 66,67)
Oberwasser am Pegel Intschede: 250 m³/s

0.5 [m/s]



ADCP-Geschwindigkeitsvektoren in [cm/s]

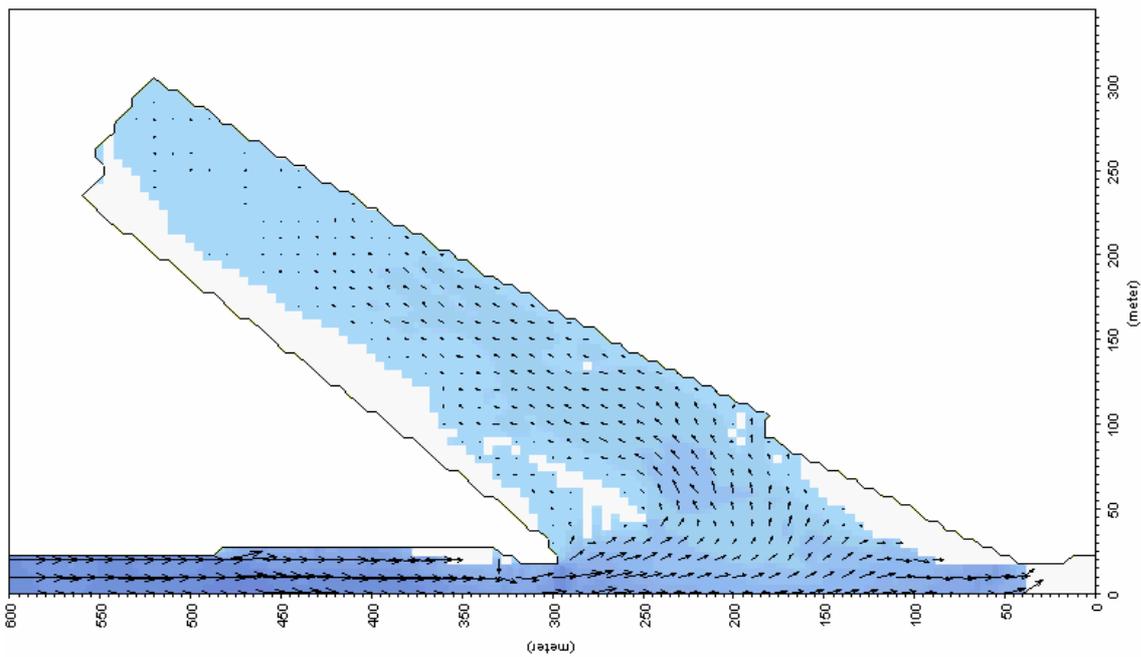


Abb. C.3-13: Berechnete und gemessene Strömungsgeschwindigkeiten im Vorhafen der Nordschleuse am 15.05.01, 14:15 Uhr, in einer Tiefe von -10,0 mNN

C.4 Sedimenteigenschaften

C.4.1 Sieblinien

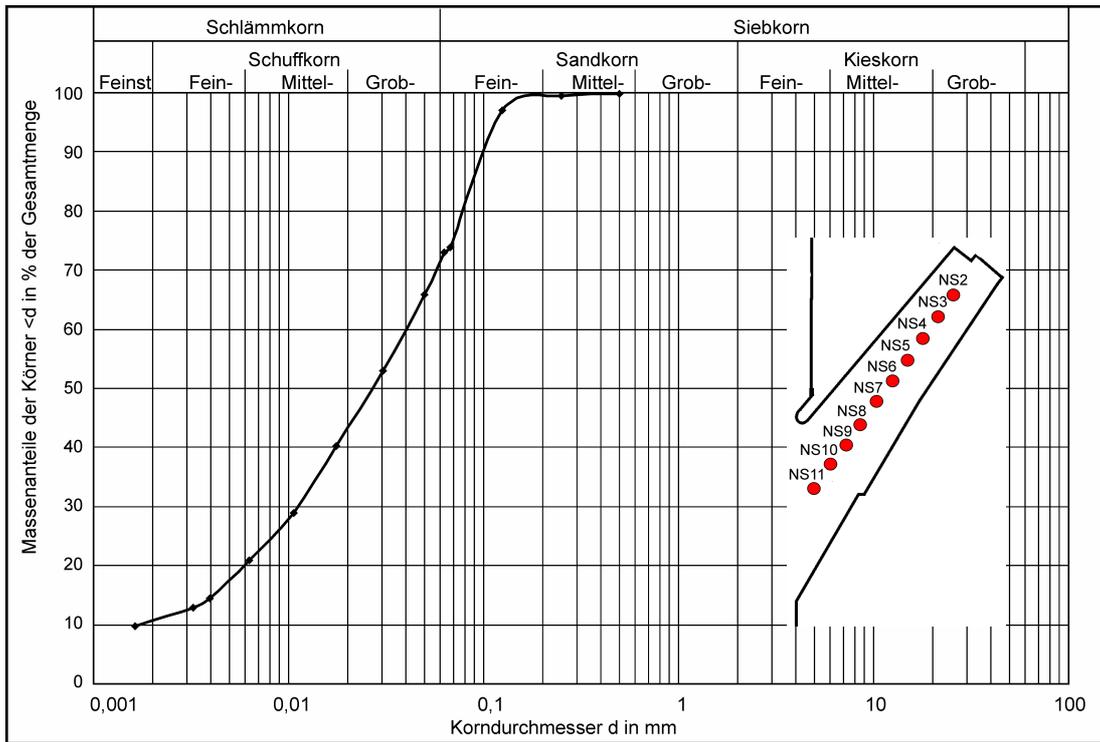


Abb. C.4-1: Sieblinie einer gestörten Entnahme aus dem Vorhafen zur Nordschleuse, Position NS2 (IWA BREMEN, 1994)

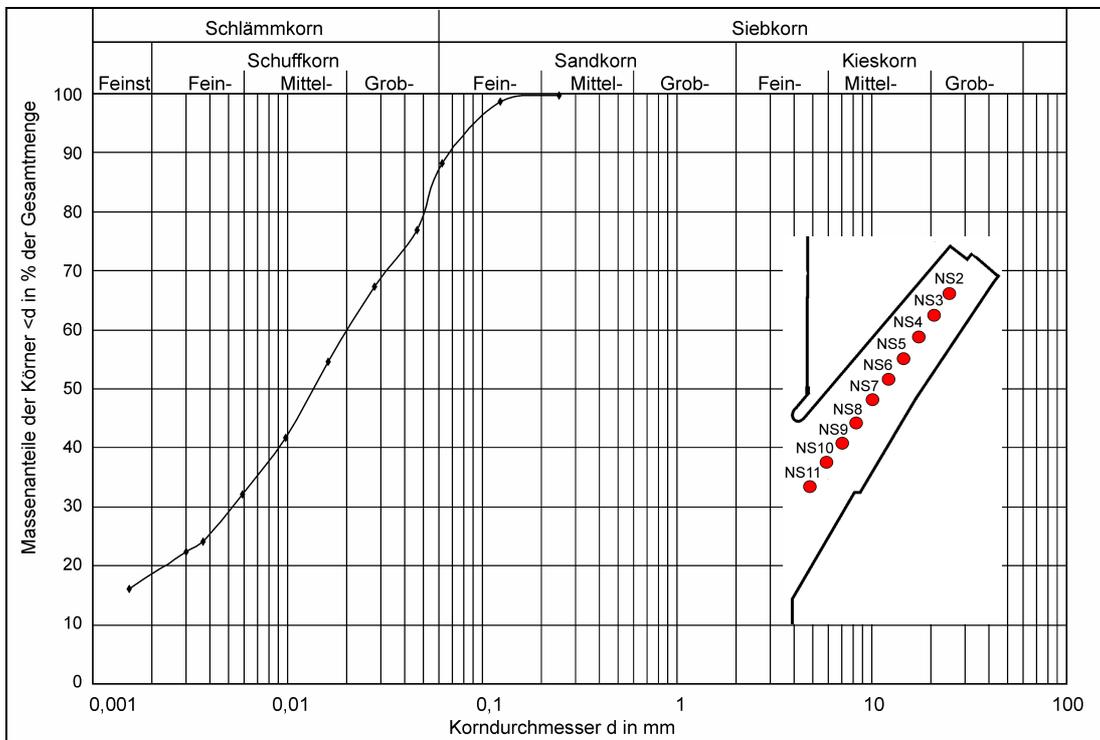


Abb. C.4-2: Sieblinie einer gestörten Entnahme aus dem Vorhafen zur Nordschleuse, Position NS3 (IWA BREMEN, 1994)

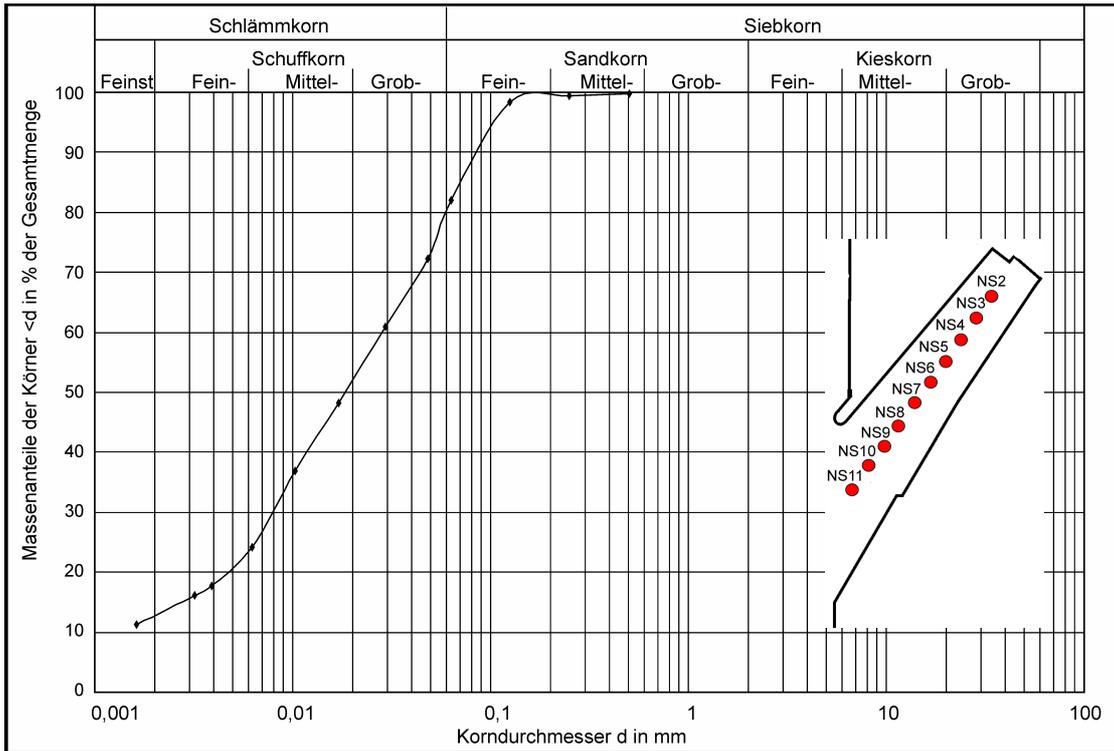


Abb. C.4-3: Sieblinie einer gestörten Entnahme aus dem Vorhafen zur Nordschleuse, Position NS4 (IWA BREMEN, 1994)

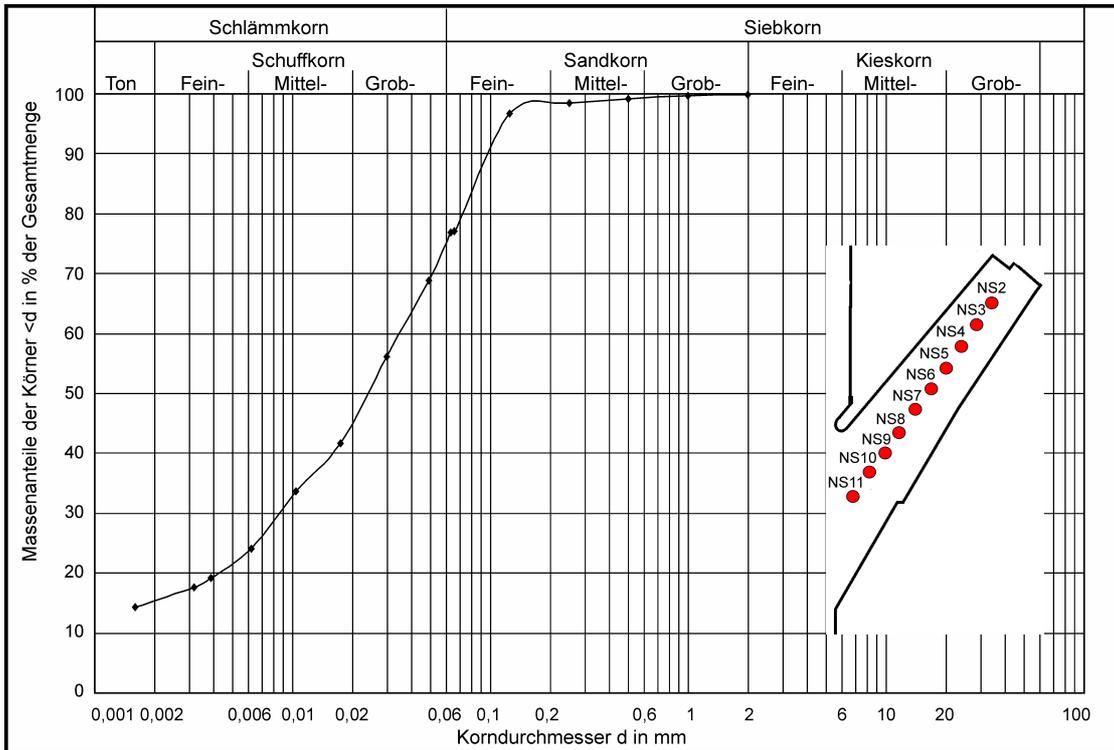


Abb. C.4-4: Sieblinie einer gestörten Entnahme aus dem Vorhafen zur Nordschleuse, Position NS6 (IWA BREMEN, 1994)

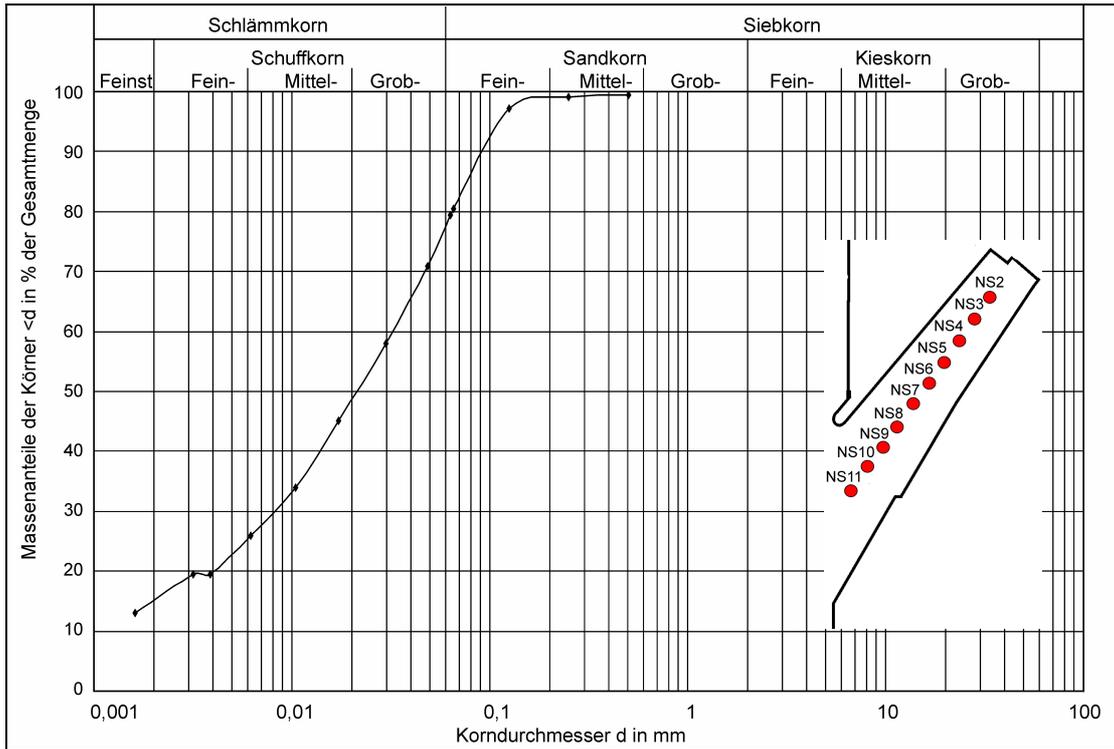


Abb. C.4-5: Sieblinie einer gestörten Entnahme aus dem Vorhafen zur Nordschleuse, Position NS7 (IWA BREMEN, 1994)

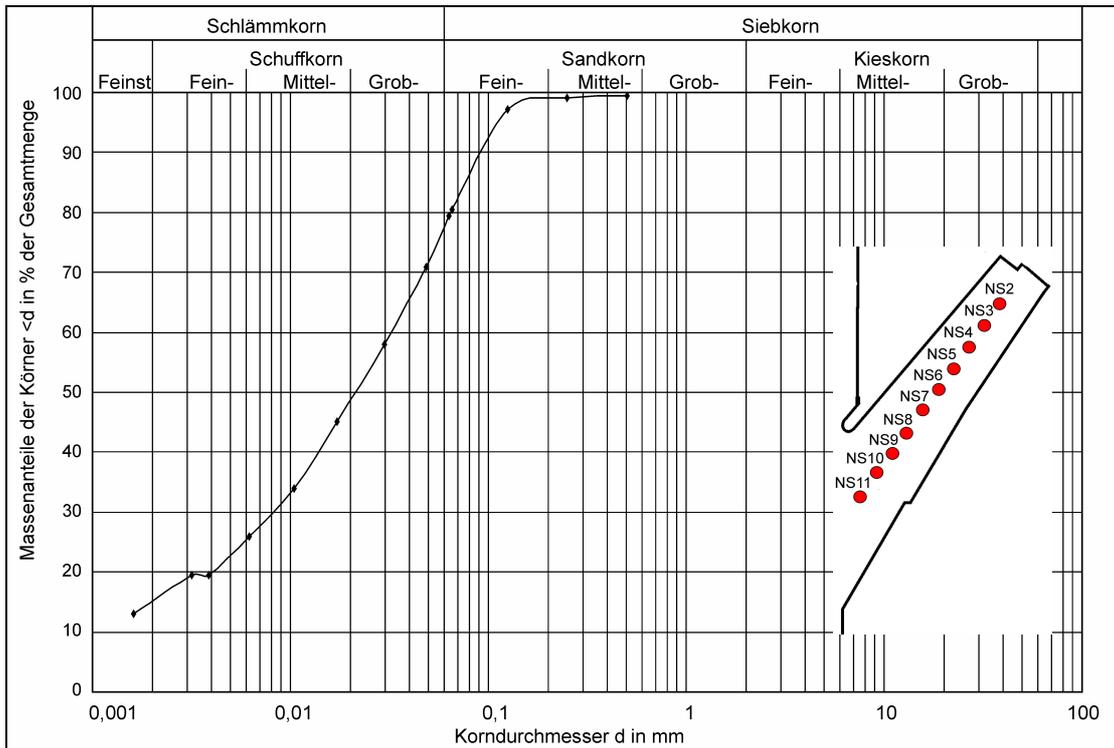


Abb. C.4-6: Sieblinie einer gestörten Entnahme aus dem Vorhafen zur Nordschleuse, Position NS8 (IWA BREMEN, 1994)

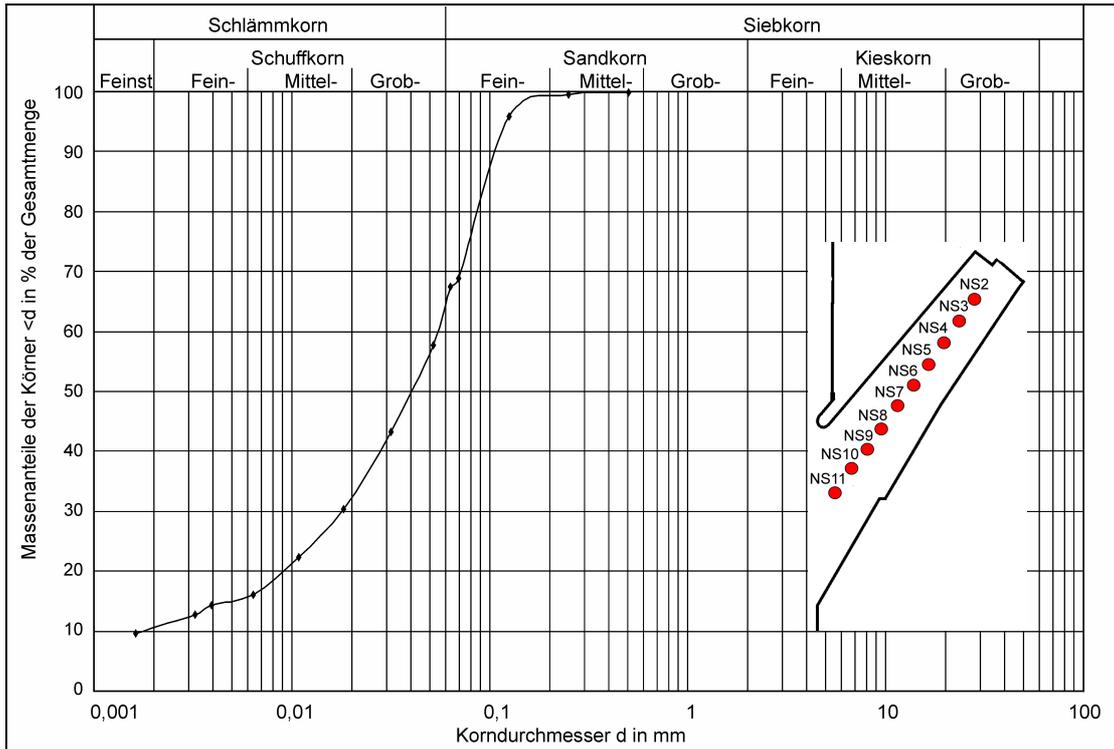


Abb. C.4-7: Sieblinie einer gestörten Entnahme aus dem Vorhafen zur Nordschleuse, Position NS9 (IWA BREMEN, 1994)

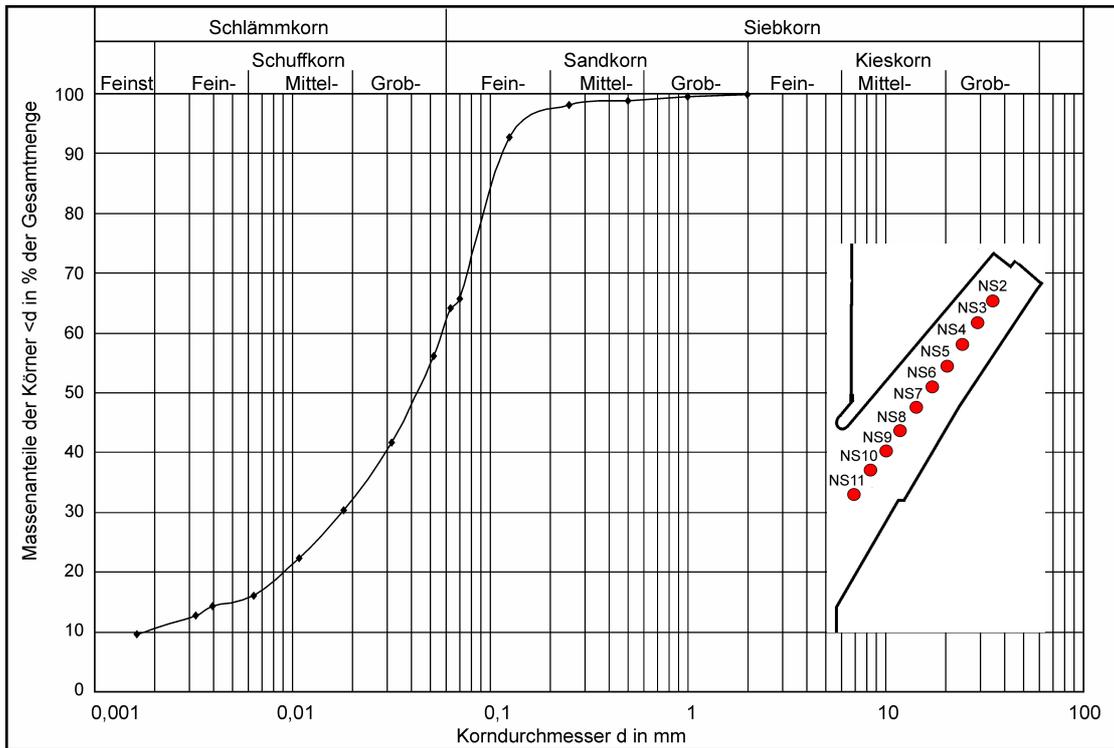


Abb. C.4-8: Sieblinie einer gestörten Entnahme aus dem Vorhafen zur Nordschleuse, Position NS10 (IWA BREMEN, 1994)

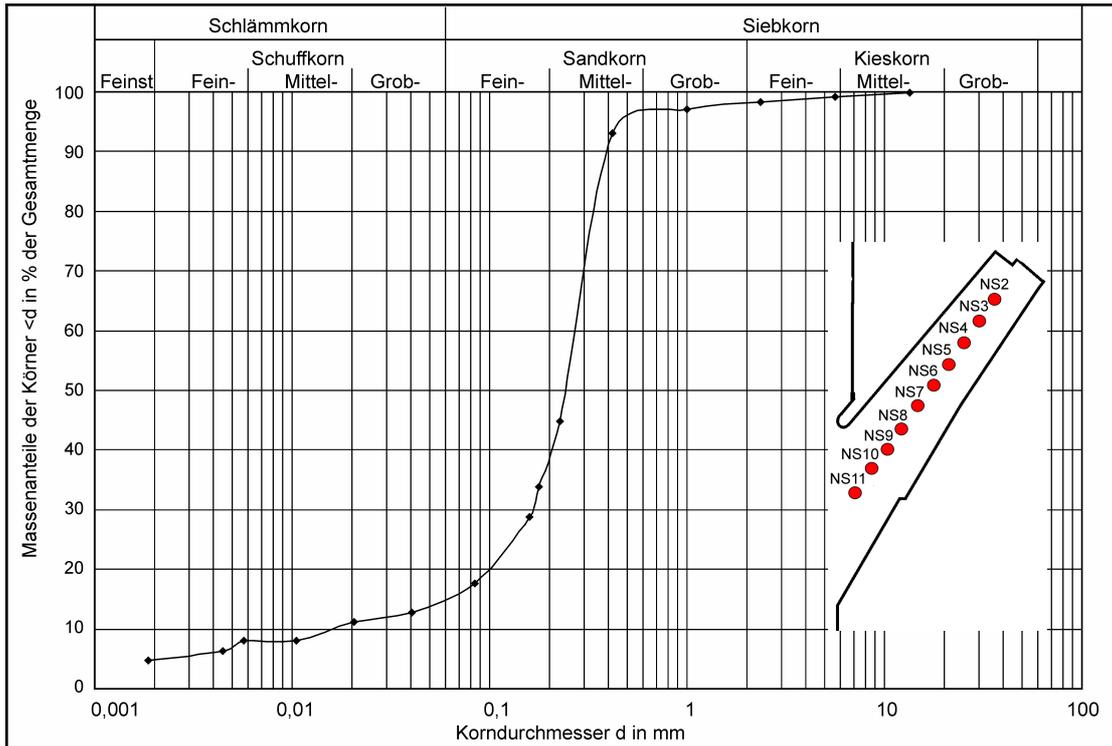


Abb. C.4-9: Sieblinie einer gestörten Entnahme aus dem Vorhafen zur Nordschleuse, Position NS11 (IWA BREMEN, 1994)

C.4.2 Literaturwerte zur Bestimmung der Bodeneigenschaften

Mud type	Lutum < 2 μm	Clay < 16 μm	Sand > 63 μm	Organic material	Stokes diameter of deflocculated material d_{50} (μm)	Fall velocity of deflocculated material $w_{s,50}$ (mm/s)
	(%)	(%)	(%)	(%)		
Kaolinite	40	95	0	0	3	0.008
Hollands Diep 1 (lake)	30	75	9	10	5	0.02
Hollands Diep 2 (lake)	25	60	23	9	10	0.1
Keteimeer (lake)	28	67	7	12	7	0.05
Biesbosch (lake)	28	65	8	8	8	0.06
Maas (river)	16	42	36	8	25	0.5
Breskens Harbour (estuary)	24	55	27	5	10	0.1
Delfzijl Harbour (estuary)	15	30	60	2	80	5.5
Loswal Noord (sea)	14	23	69	2	100	8.5

Tafel C.4-1: Zusammensetzung von Kaoliniten und natürlichem Schlick (VAN RIJN, 1993)

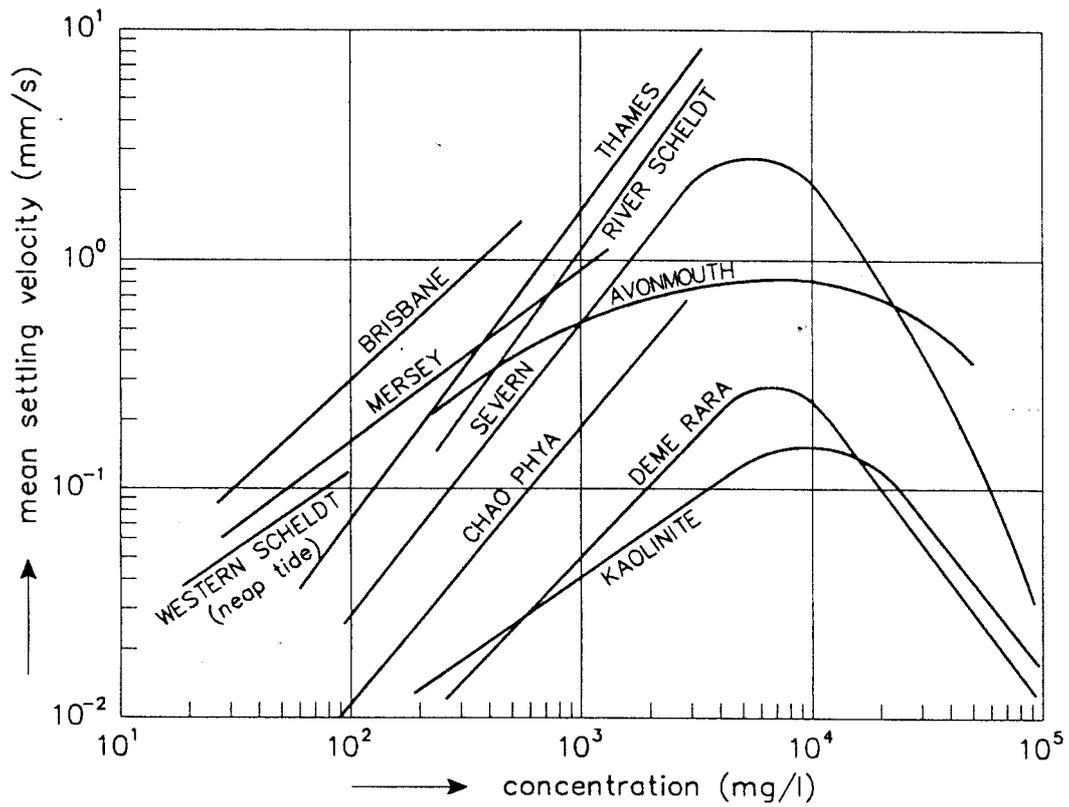


Abb. C.4-10: Einfluss der Sedimentkonzentration auf die Sinkgeschwindigkeit (VAN RIJN, 1993)

Mud type	Sand (%)	Organics (%)	Critical deposition bed-shear stress (N/m ²)	
			$\tau_{d,full}$	$\tau_{d,part}$
kaolinite (saline)	-	-	0.05	-
kaolinite (distilled)	-	-	0.15	1.4
Hollands Diep 1 (lake)	9	10	0.10	-
Hollands Diep 2 (lake)	23	9	0.08	-
Ketelmeer (lake)	7	12	0.08	-
Biesbosch (lake)	8	8	0.04	-
Maas (river)	36	8	0.06	-
Breskens Harbour (estuary)	27	5	0.06	-
Delfzijl Harbour (estuary)	60	2	0.03	-
Loswal Noord (sea)	69	2	0.08	-
San Francisco Bay	-	-	0.10	1.7
Maracaibo estuary	-	-	0.08	1.6

Tafel C.4-2: Kritische Sohlschubspannung für Deposition (VAN RIJN, 1993)

Mud type	Sand (%)	Organic (%)	Thickness bed layer (m)	Thickness top layer (mm)	Dry sediment density (kg/m ³)			
					Top layer		Bottom layer	
					1 day	≥ 7 days	1 day	≥ 7 days
kaolinite (saline)	0	0	0.05	3-5	110-150	150-200	450	500
kaolinite (distilled)	0	0	0.05	3-5	-	150-200	-	-
Hollands Diep 1 (lake)	9	10	0.05	3-5	100-200	150-250	350	400
Hollands Diep 2 (lake)	23	9	0.05	3-5	100-200	150-250	350	350
Ketelmeer (lake)	7	12	0.05	2-3	100-150	150-200	450	450
Biesbosch (lake)	8	8	0.05	3-5	50-100	100-150	350	400
Maas (river)	36	8	0.05	2-3	100-150	100-150	500	600
Breskens Harbour (estuary)	27	5	0.05	3-5	100-150	-	650	-
Delfzijl Harbour (estuary)	60	2	0.05	5-10	100-150	150-200	900	1100
Loswal Noord (sea)	69	2	0.05	5-10	100-150	150-200	1300	1500
Avonmouth (estuary)	-	-	0.3-0.8	-	-	80-150	-	350-450
Brisbane (estuary)	-	-	0.3-0.4	-	-	50-100	-	350-500
Grangemouth (estuary)	-	-	0.3-0.4	-	-	50-100	-	350-500
Belawan (estuary)	-	-	0.3-0.4	-	-	50-100	-	350-500

Tafel C.4-3: Dichte des konsolidierten Schlicks (VAN RIJN, 1993)

Consolidation stage	Rheological behaviour	Wet sediment density (kg/m ³)	Dry sediment density(kg/m ³)
freshly consolidated (1 day)	dilute fluid mud	1000-1050	0-100
weakly consolidated (1 week)	fluid mud (Bingham)	1050-1150	100-250
medium consolidated (1 month)	dense fluid mud (Bingham)	1150-1250	250-400
highly consolidated (1 year)	fluid-solid	1250-1350	400-550
stiff mud (10 years)	solid	1350-1400	550-650
hard mud (100 years)	solid	> 1400	> 650

Tafel C.4-4: Dichtebereiche konsolidierten Schlicks (VAN RIJN, 1993)

Mud type	Sand (%)	Organic (%)	τ_c = critical bed-shear stress erosion (N/m ²)					
			Surface erosion of top layer		Erosion of lower layers		Mass erosion of lower layers (bed failure)	
			1 day	7 days	1 day	≥ 7 days	1 day	≥ 7 days
kaolinite (saline water)	0	0	0.08	0.08	0.15	0.15	0.25	0.25
Hollands Diep 1 (lake)	9	10	0.20	0.35	0.45	0.55	0.65	≥ 0.65
Hollands Diep 2 (lake)	23	9	0.20	0.30	0.45	0.50	0.75	0.75
Ketelmeer (lake)	7	12	0.15	0.20	0.30	0.35	0.55	≥ 0.55
Biesbosch (lake)	8	8	0.15	0.25	0.30	0.40	0.60	0.60
Maas (river)	36	8	0.20	0.35	0.45	0.55	≥ 0.55	≥ 0.65
Breskens Harbour (estuary)	27	5	0.20	-	0.40	-	≥ 0.60	-
Delfzijl Harbour (estuary)	60	2	0.10	0.20	0.20	0.40	0.40	≥ 0.50
Loswal Noord (sea)	69	2	0.25	0.30	0.40	0.45	0.60	0.60

Tafel C.4-5: Kritische Sohlschubspannung für Oberflächen- und Massenerosion innerhalb eines Konsolidierungszeitraums von 7 Tagen (VAN RIJN, 1993)

Mud type	Sand (%)	Organic (%)	τ_c = critical bed-shear stress erosion (N/m ²)				
			c = 100 kg/m ³	c = 150 kg/m ³	c = 200 kg/m ³	c = 250 kg/m ³	c = 300 kg/m ³
kaolinite (saline water)	0	0	-	0.05-0.10	0.30-0.40	-	-
kaolinite (distilled water)	0	0	-	0.05-0.10	0.15-0.20	0.20-0.25	0.25-0.30
Hollands Diep 1 (lake)	9	10	0.15-0.25	0.30-0.40	0.40-0.50	0.60-0.80	-
Hollands Diep 2 (lake)	23	9	0.15-0.25	0.30-0.40	0.40-0.50	0.80-1.00	-
Ketelmeer (lake)	7	12	0.10-0.20	0.20-0.25	0.25-0.35	0.50-0.70	-
Biesbosch (lake)	8	8	0.20-0.25	0.25-0.30	0.30-0.35	0.50-0.70	-
Maas (river)	36	8	0.15-0.30	0.30-0.40	0.40-0.50	0.80-1.00	-
Breskens Harbour (estuary)	27	5	0.15-0.25	0.25-0.35	0.35-0.45	0.60-0.80	-
Delfzijl Harbour (estuary)	60	2	0.05-0.15	0.15-0.20	0.20-0.25	0.40-0.60	-
Loswal Noord (sea)	69	2	0.20-0.30	0.30-0.35	0.35-0.45	0.60-0.80	-
Brisbane, Grangemouth, Belawan	0	-	0.20-0.30	0.40-0.60	0.80-1.00	-	-
Loire	-	-	0.10-0.15	0.15-0.20	0.20-0.30	0.30-0.40	0.80-1.20
Cardiff Bay	-	-	0.20-0.30	0.40-0.50	0.60-0.70	0.70-0.90	-

Tafel C.4-6: Kritische Sohlschubspannung für Erosion für verschiedene Sedimentkonzentrationen (VAN RIJN, 1993)

C.5 Schwebstoffverteilungen

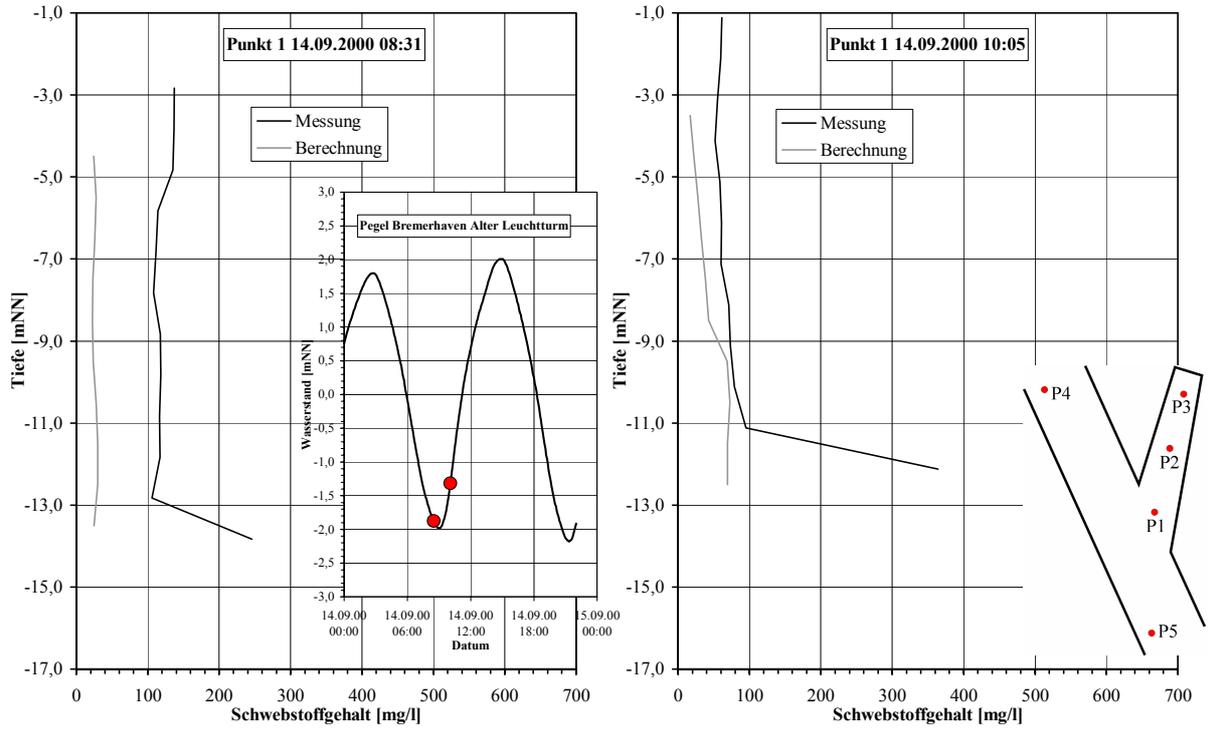


Abb. C.5-1: Berechnete und gemessene Schwebstoffverteilung über die Tiefe am Punkt 1 um 08:31 Uhr und 10:05 Uhr, September 2000

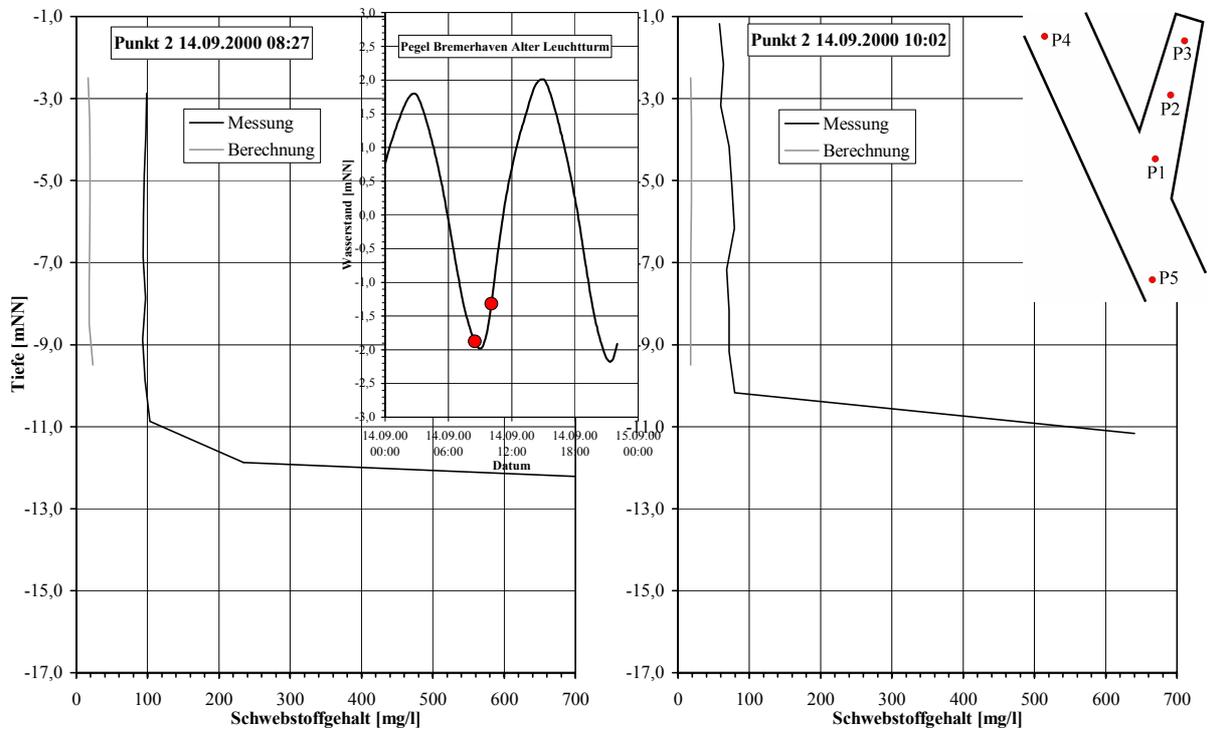


Abb. C.5-2: Berechnete und gemessene Schwebstoffverteilung über die Tiefe am Punkt 2 um 08:27 Uhr und 10:02 Uhr, September 2000

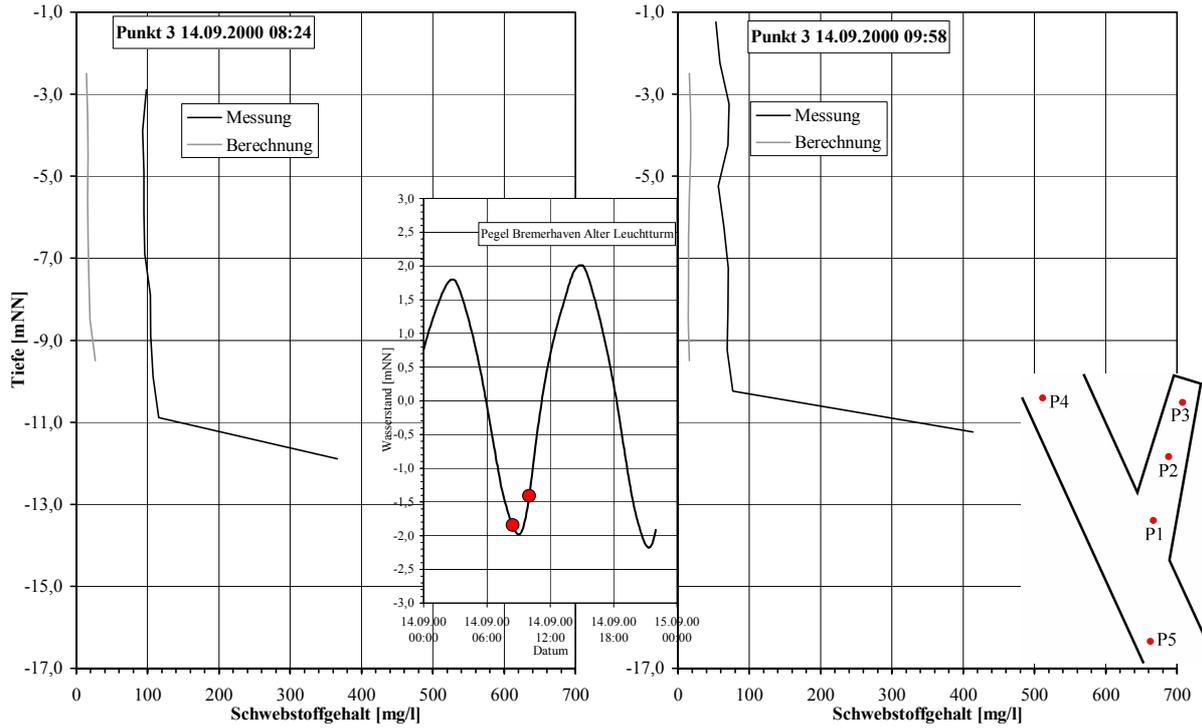


Abb. C.5-3: Berechnete und gemessene Schwebstoffverteilung über die Tiefe am Punkt 3 um 08:24 Uhr und 09:58 Uhr, September 2000

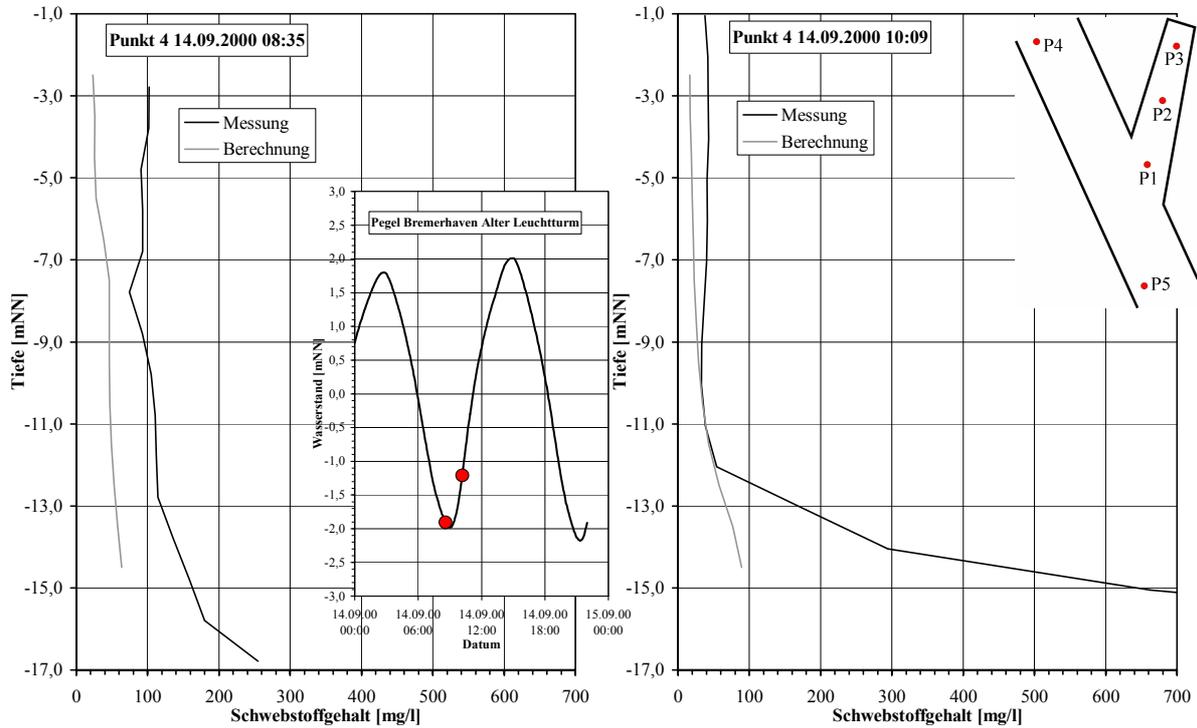


Abb. C.5-4: Berechnete und gemessene Schwebstoffverteilung über die Tiefe am Punkt 4 um 08:35 Uhr und 10:09 Uhr, September 2000

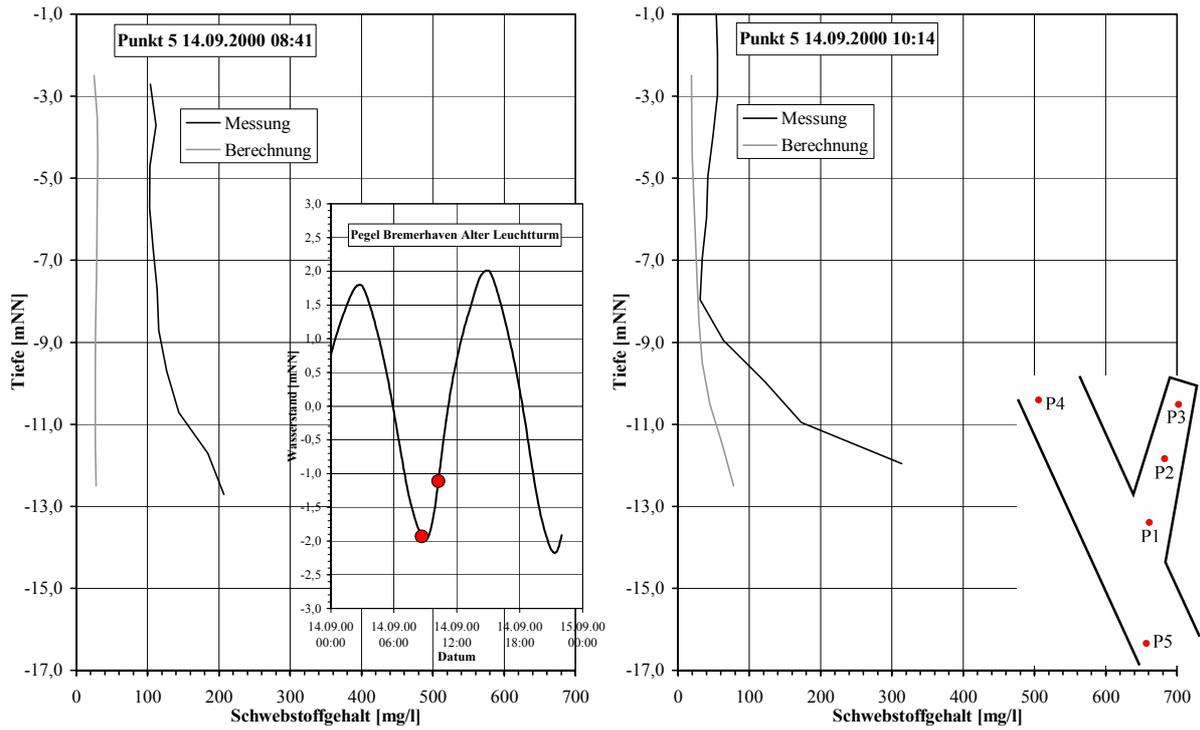


Abb. C.5-5: Berechnete und gemessene Schwebstoffverteilung über die Tiefe am Punkt 5 um 08:41 Uhr und 10:14 Uhr, September 2000

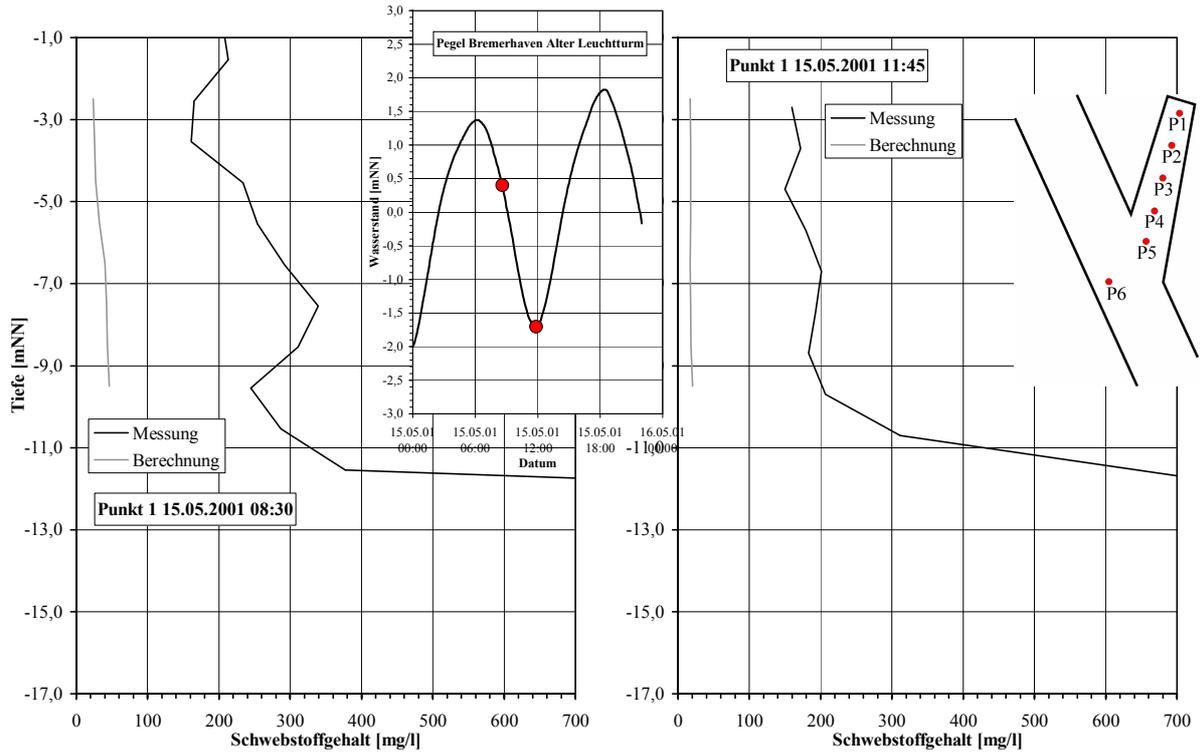


Abb. C.5-6: Berechnete und gemessene Schwebstoffverteilung über die Tiefe am Punkt 1 um 08:30 Uhr und 11:45 Uhr, Mai 2001

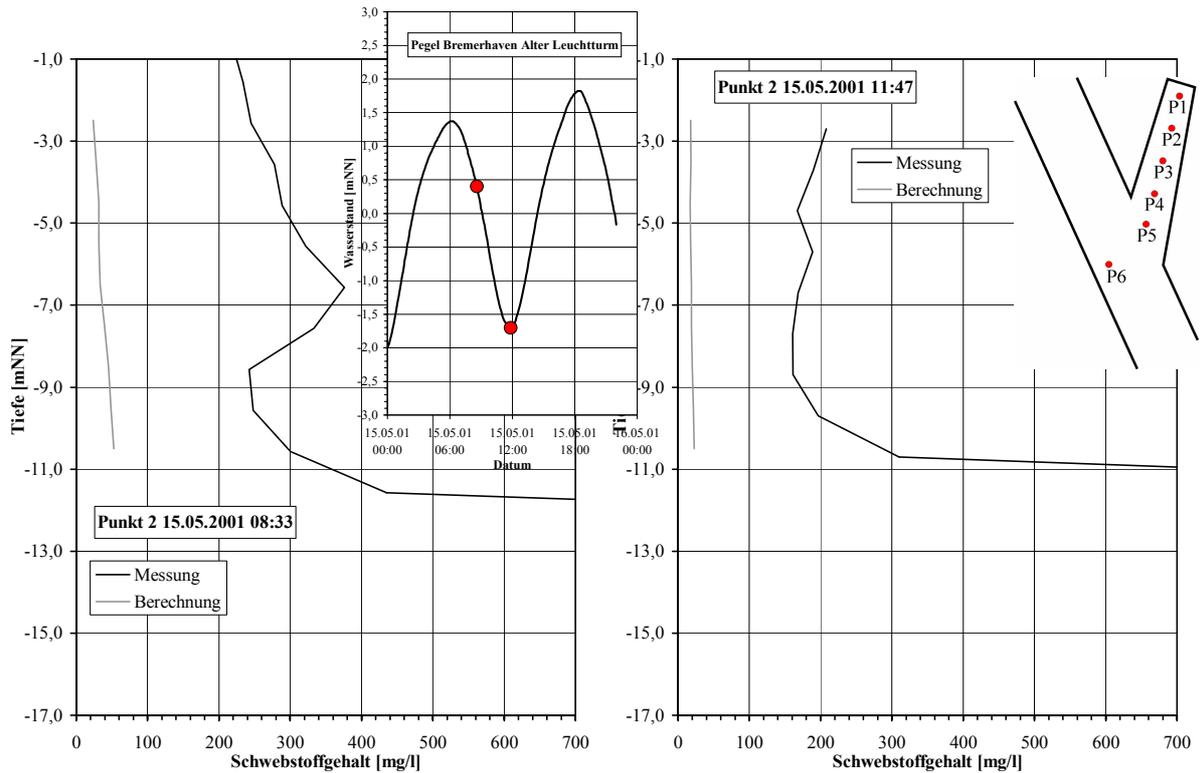


Abb. C.5-7: Berechnete und gemessene Schwebstoffverteilung über die Tiefe am Punkt 2 um 08:33 Uhr und 11:47 Uhr, Mai 2001

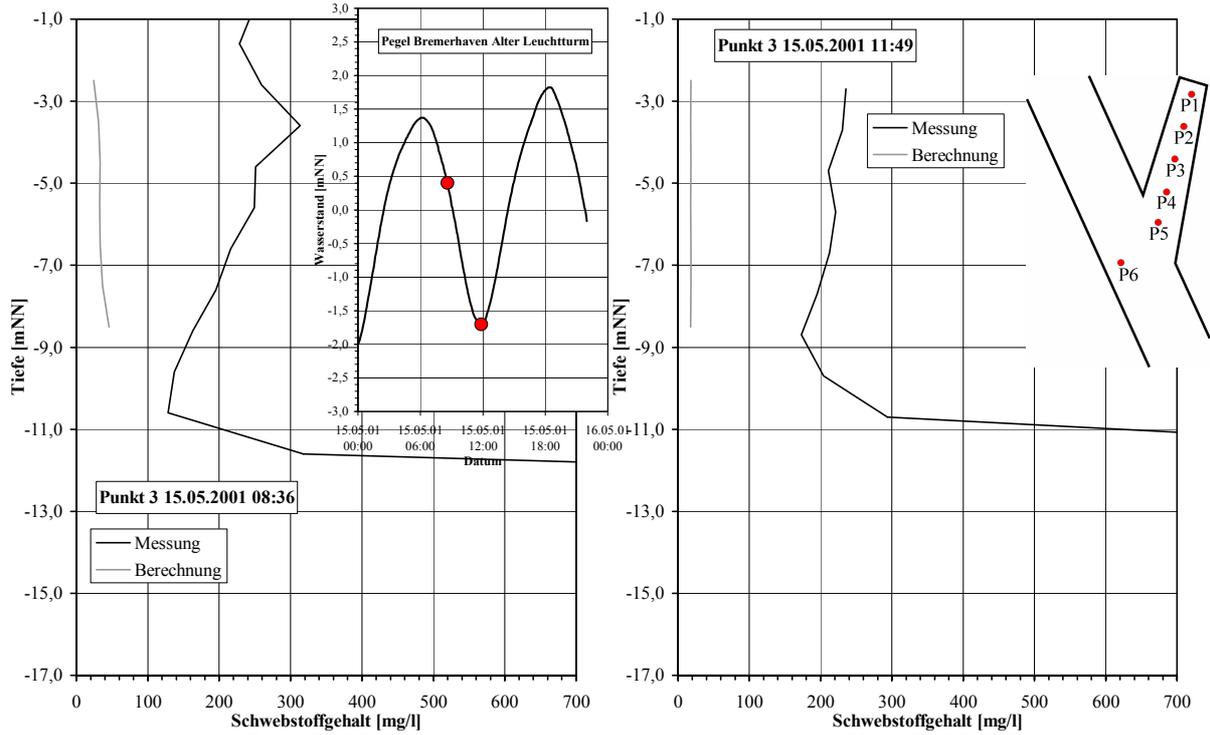


Abb. C.5-8: Berechnete und gemessene Schwebstoffverteilung über die Tiefe am Punkt 3 um 08:36 Uhr und 11:49 Uhr, Mai 2001

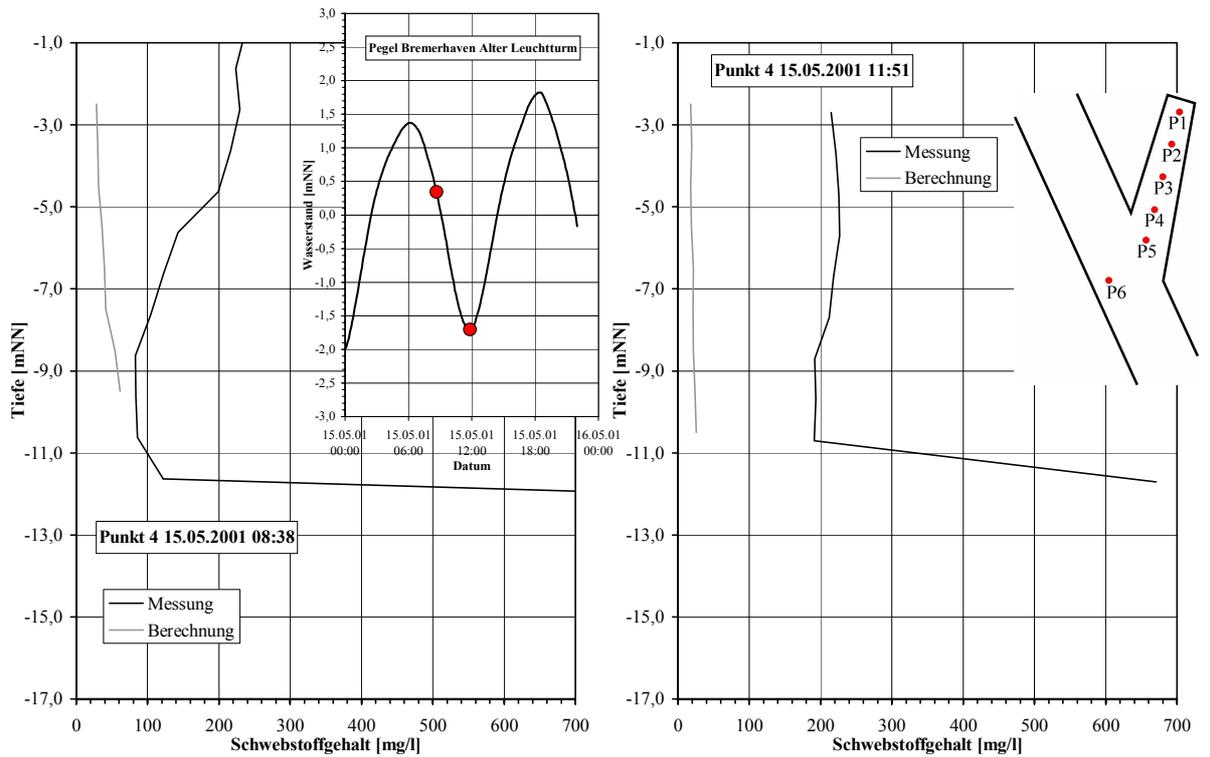


Abb. C.5-9: Berechnete und gemessene Schwebstoffverteilung über die Tiefe am Punkt 4 um 08:38 Uhr und 11:51 Uhr, Mai 2001

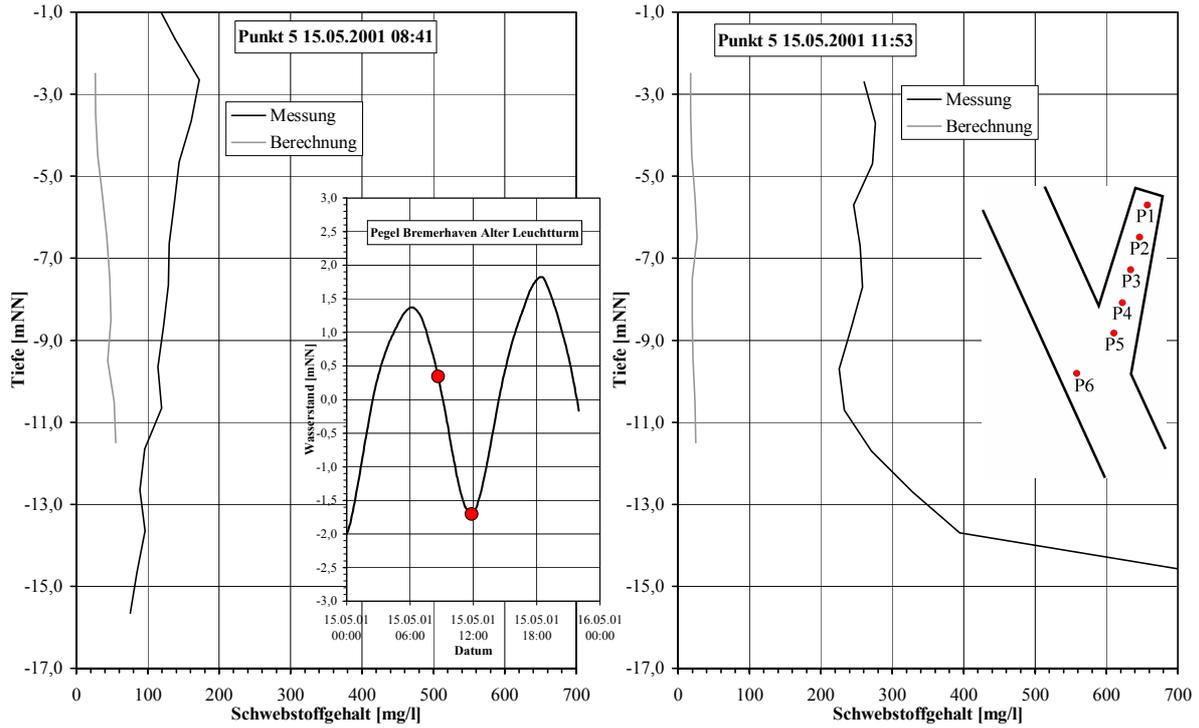


Abb. C.5-10: Berechnete und gemessene Schwebstoffverteilung über die Tiefe am Punkt 5 um 08:41 Uhr und 11:53 Uhr, Mai 2001

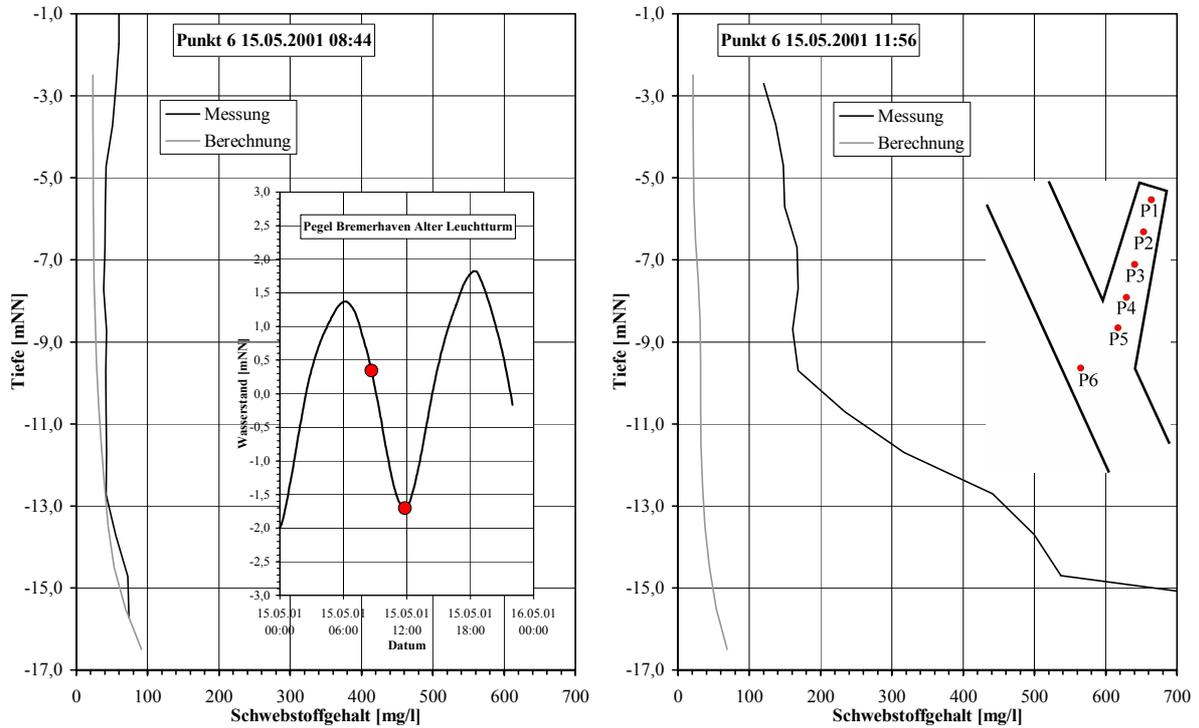


Abb. C.5-11: Berechnete und gemessene Schwebstoffverteilung über die Tiefe am Punkt 6 um 08:44 Uhr und 11:56 Uhr, Mai 2001

Appendix D Ergebnisse aus der Parameterstudie

D.1 Strömungsgeschwindigkeiten und -richtungen in den untersuchten Häfen

D.1.1 Walzenbildung in den breiten Häfen infolge Tide- und Strömungseffekt

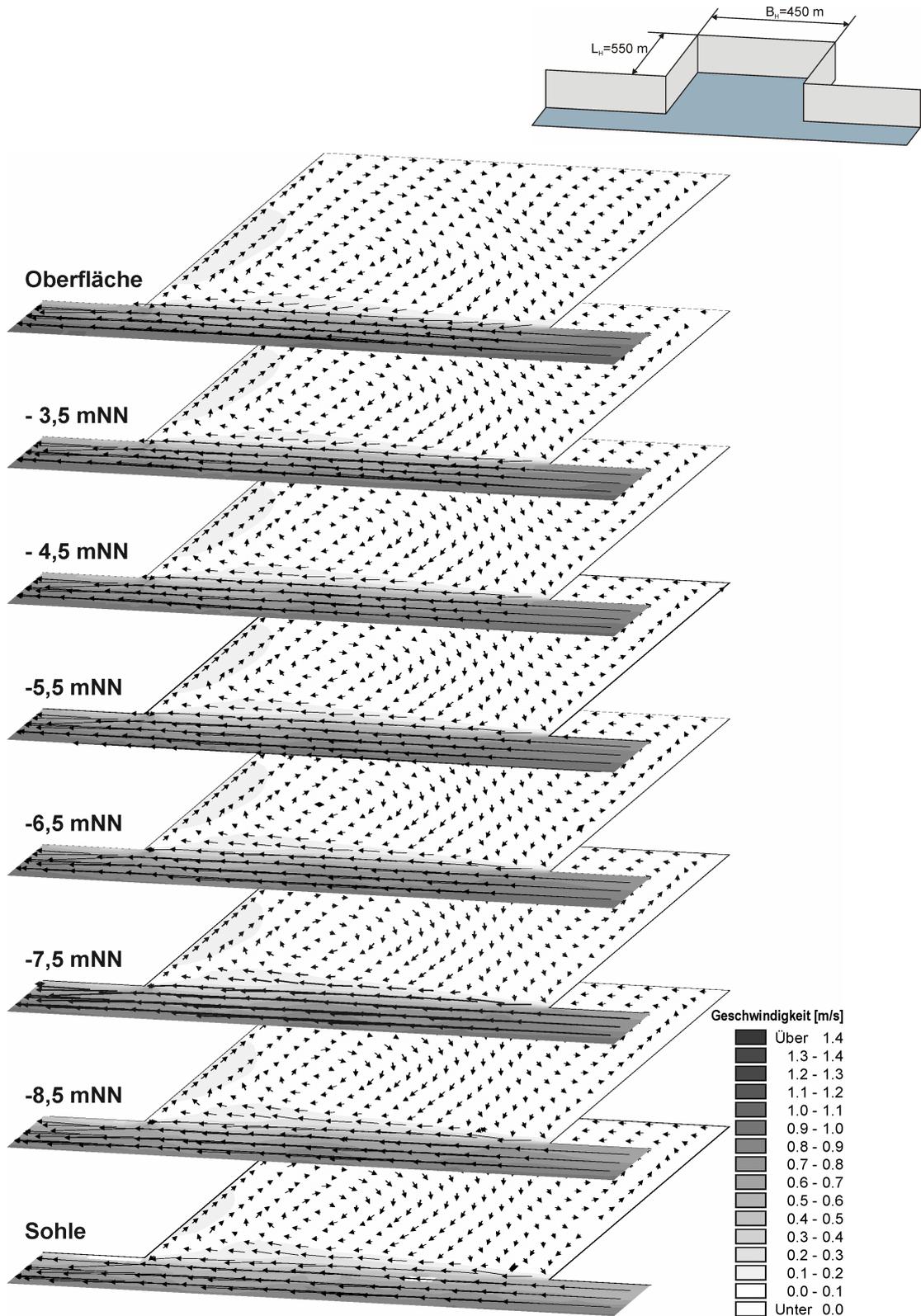


Abb. D.1-1: Walzenbildung in einem nahezu quadratischen Hafen bei Ebbeströmung und voller Einfahrtsbreite zur Außenströmung ($B_E = 1,0B_H$; $T_{hb} = 3,94$ m)

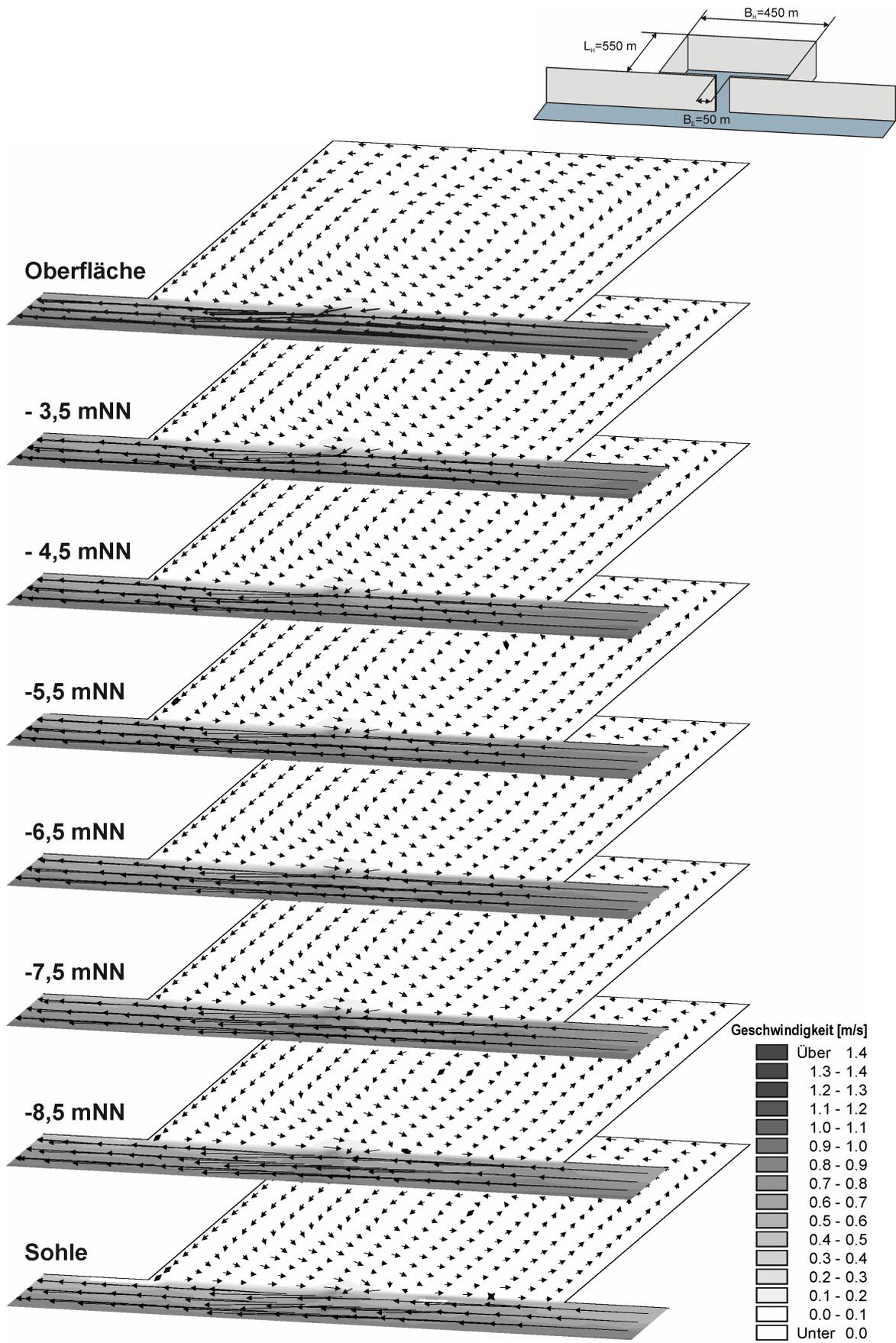


Abb. D.1-2: Walzenbildung in einem nahezu quadratischen Hafen bei Ebbeströmung und eingeschränkter Einfahrtsbreite zur Außenströmung ($B_E = 0,11B_H$; $Th_b = 3,94$ m)

D.1.2 Walzenbildung in den Vorhäfen infolge Tide- und Strömungseffekt

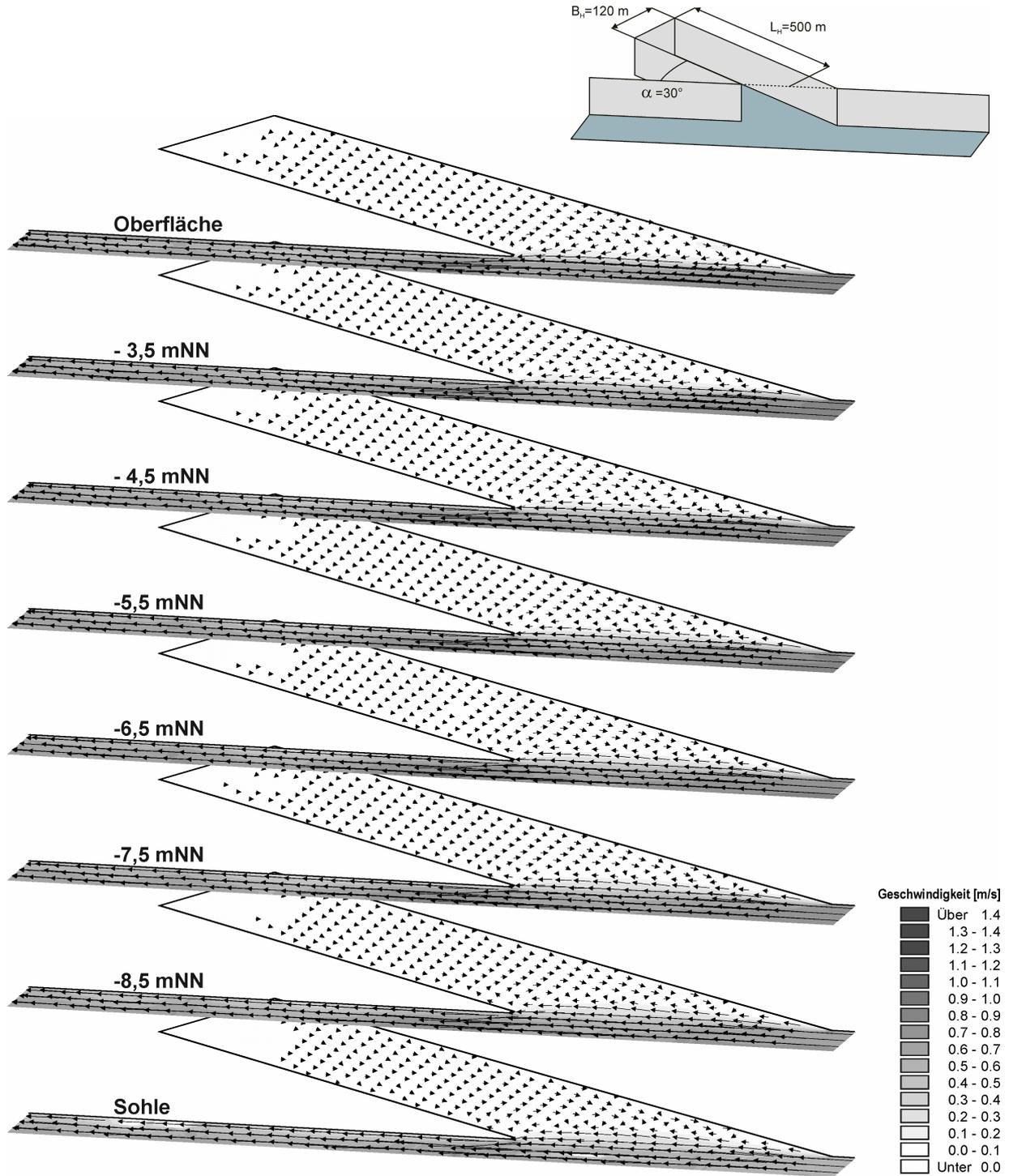


Abb. D.1-3: Walzenbildung in einem Vorhafen ($B_H/L_H=0,24$) bei Ebbeströmung und einem Winkel von $\alpha=30^\circ$ zur Außenströmung ($Th_b= 3,94 \text{ m}$)

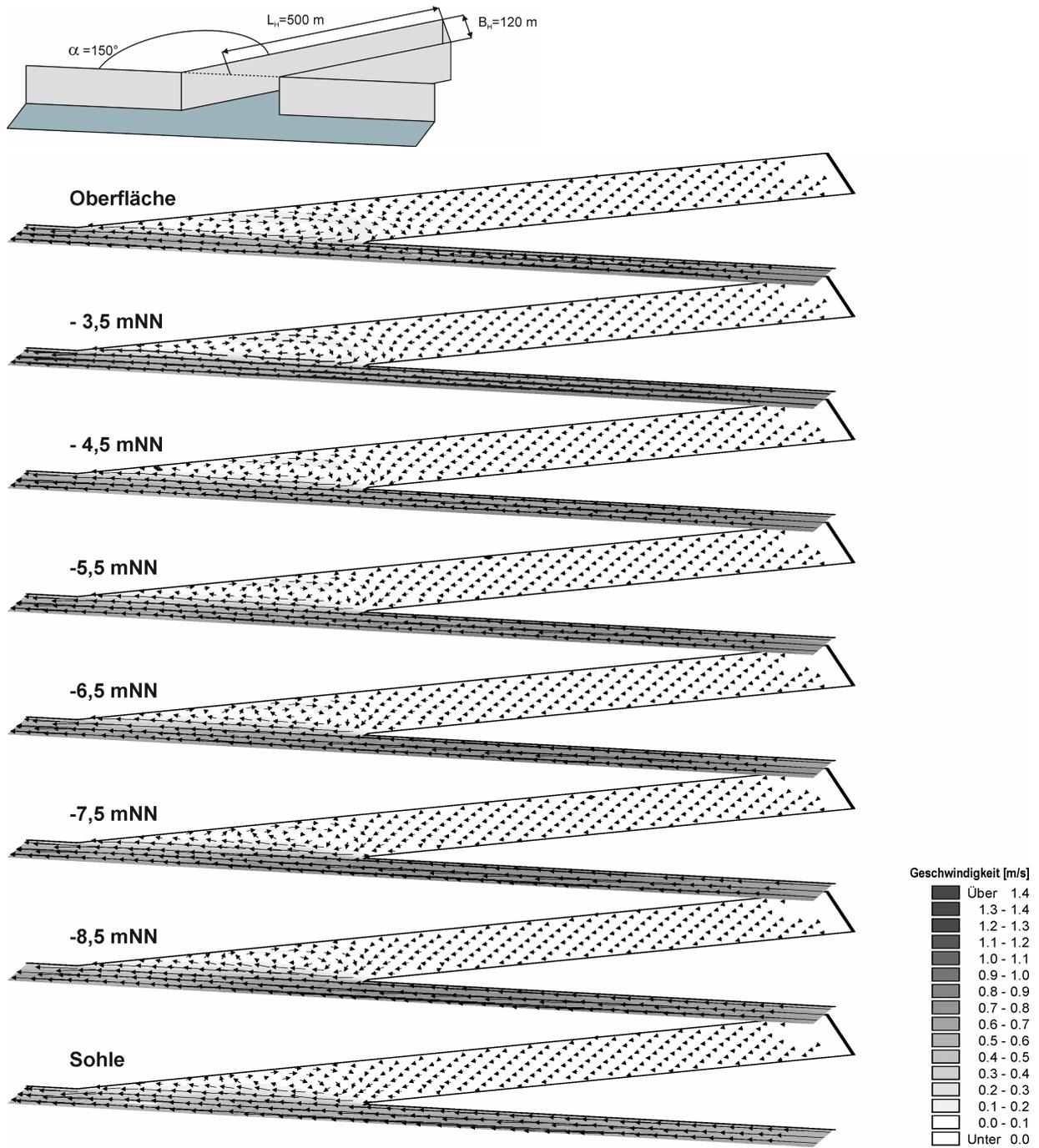


Abb. D.1-4: Walzenbildung in einem Vorhafen ($B_H/L_H=0,24$) bei Ebbeströmung und einem Winkel von $\alpha=150^\circ$ zur Außenströmung ($T_{hb}= 3,94$ m)

D.1.3 Walzenbildung in den breiten Häfen infolge Tide-, Strömungs- und Dichteeffekt

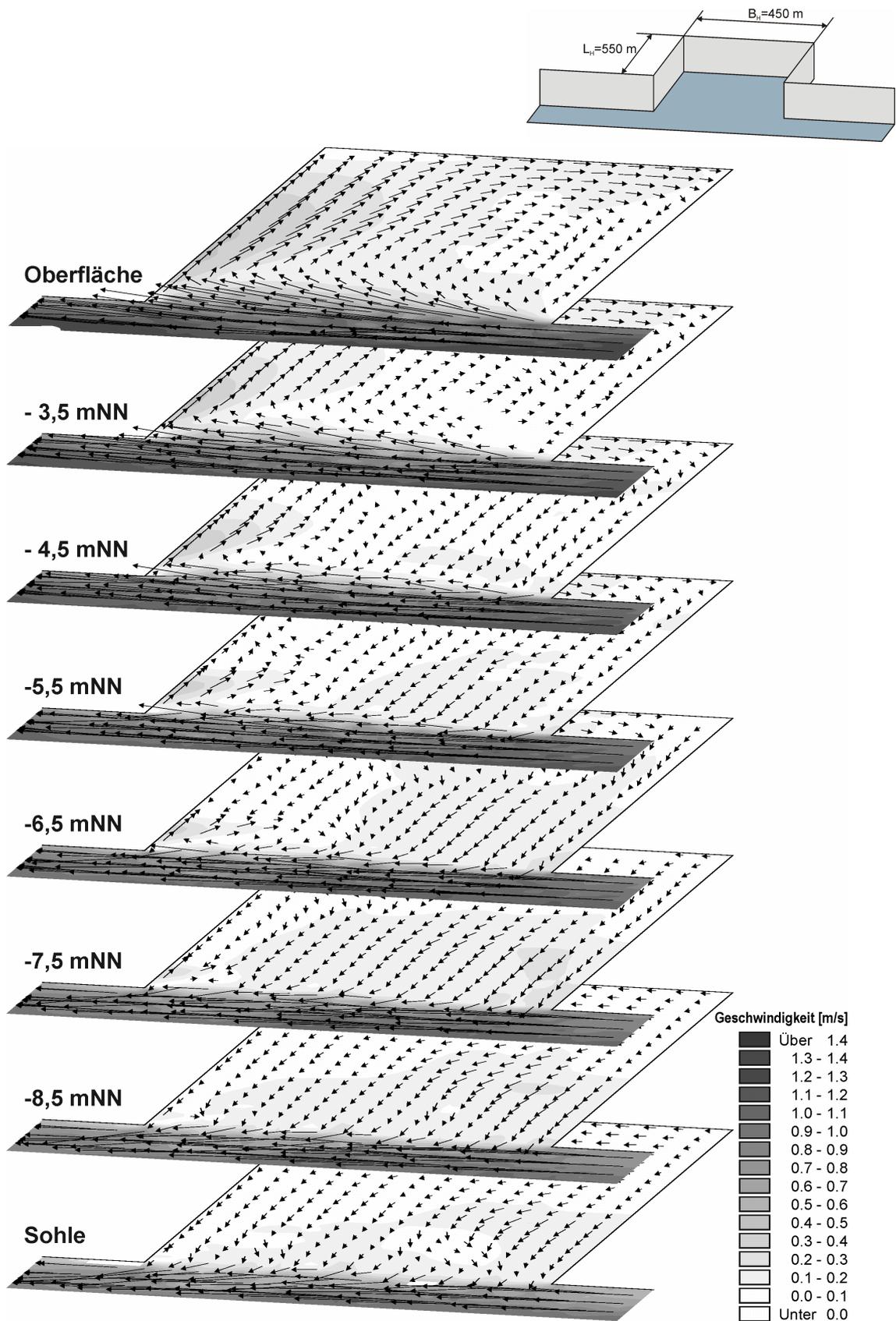


Abb. D.1-5: Walzenbildung in einem nahezu quadratischen Hafen bei Ebbeströmung mit variierendem Salzgehalt und voller Einfahrtsbreite zur Außenströmung ($B_E = 1,0B_H$; $Th_b = 3,94$ m)

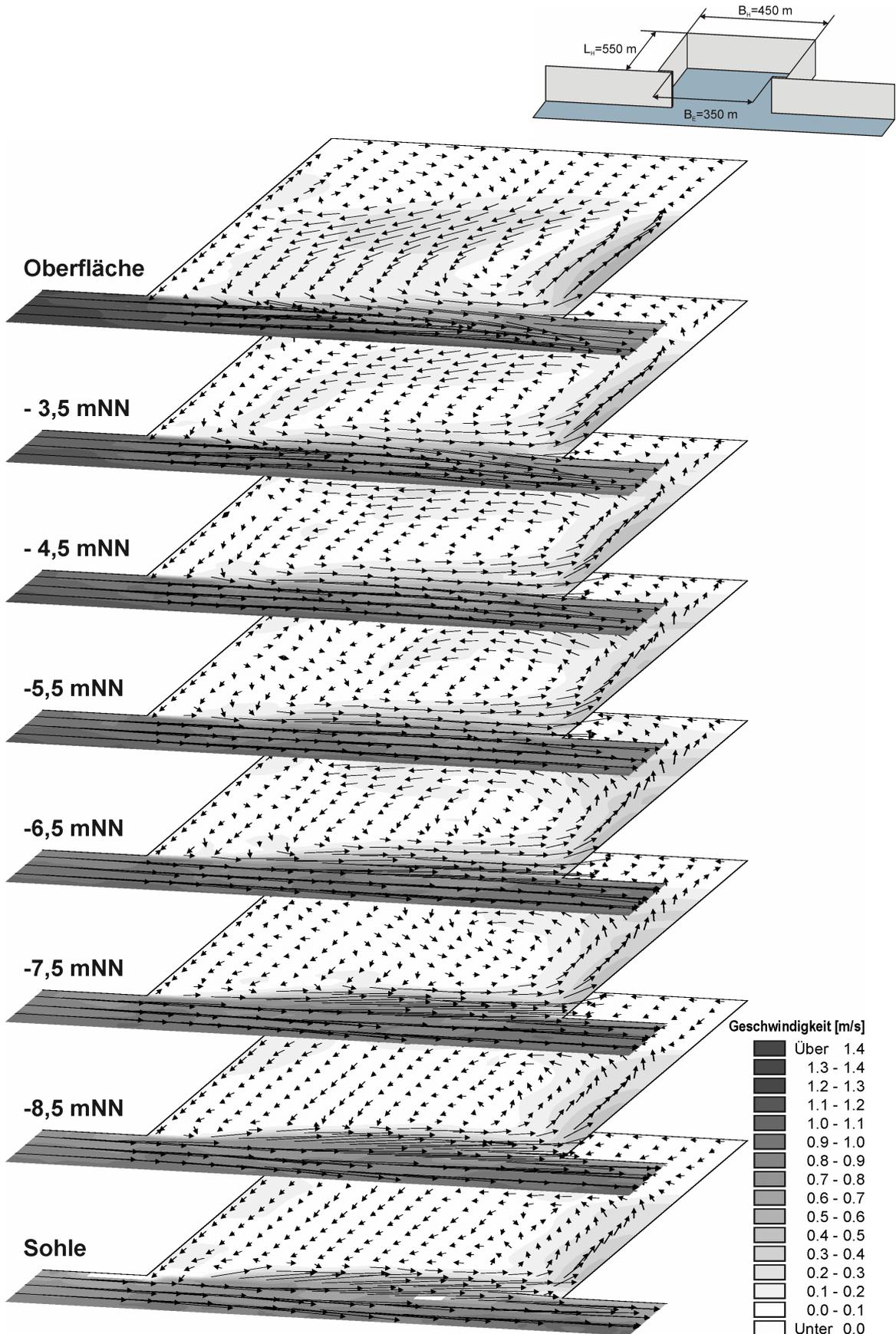


Abb. D.1-6: Walzenbildung in einem nahezu quadratischen Hafen bei Flutströmung mit variierendem Salzgehalt und eingeschränkter Einfahrtsbreite zur Außenströmung ($B_E = 0,78B_H$; $T_{hb} = 3,94$ m)

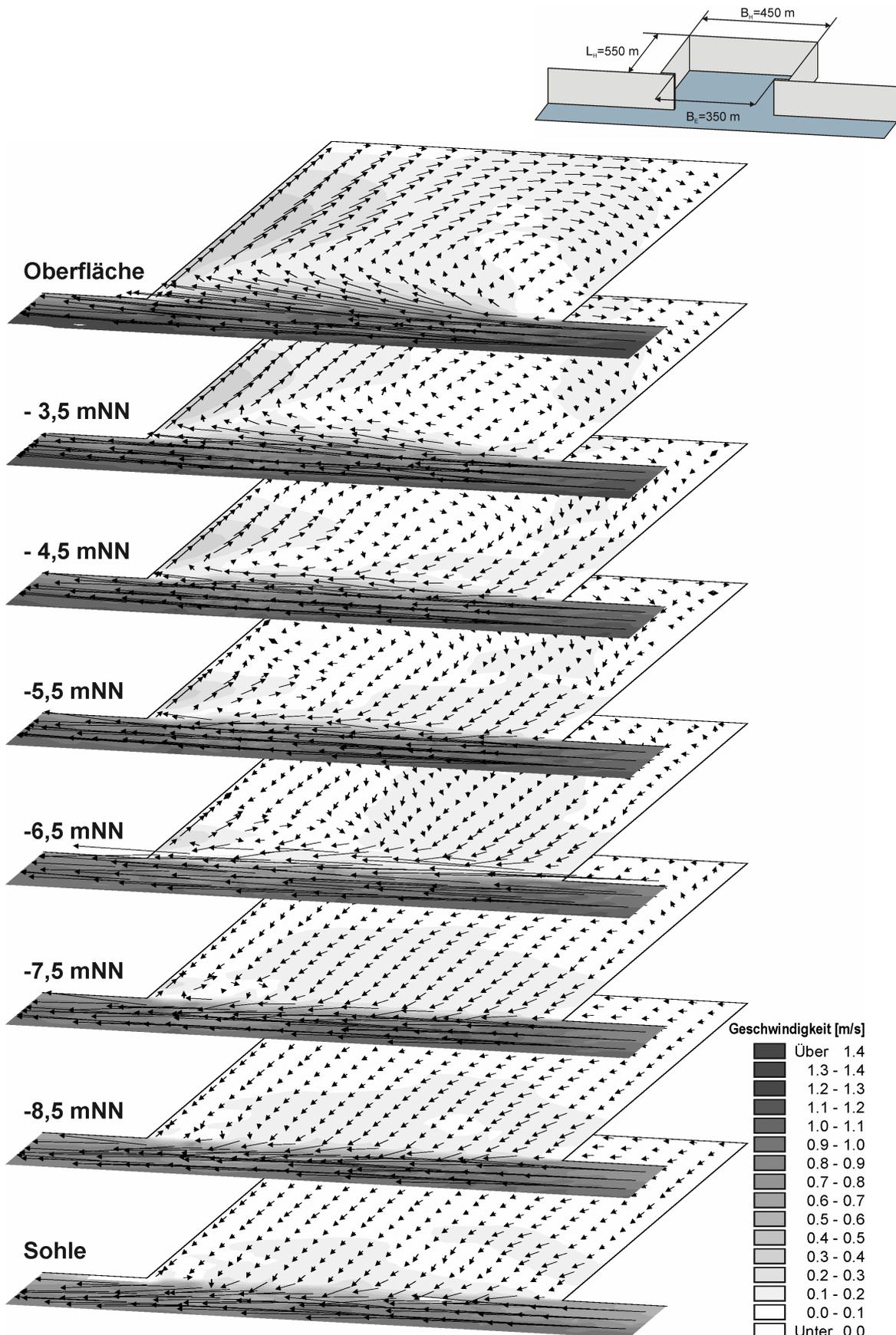


Abb. D.1-7: Walzenbildung in einem nahezu quadratischen Hafen bei Ebbeströmung mit variierendem Salzgehalt und eingeschränkter Einfahrtsbreite zur Außenströmung ($B_E = 0,78B_H$; $T_{hb} = 3,94$ m)

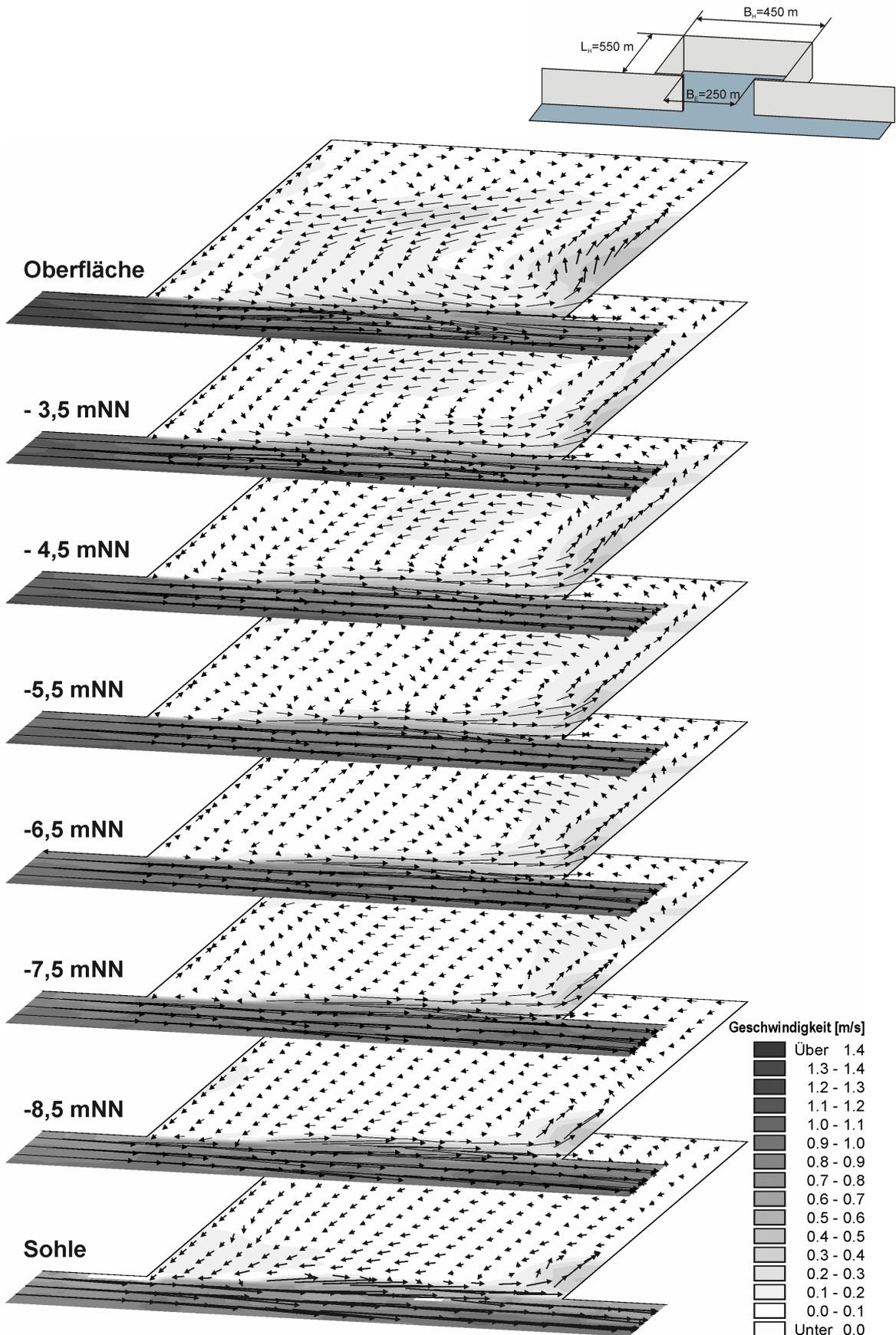


Abb. D.1-8: Walzenbildung in einem nahezu quadratischen Hafen bei Flutströmung mit variierendem Salzgehalt und eingeschränkter Einfahrtsbreite zur Außenströmung ($B_E = 0,56B_H$; $T_{hb} = 3,94$ m)

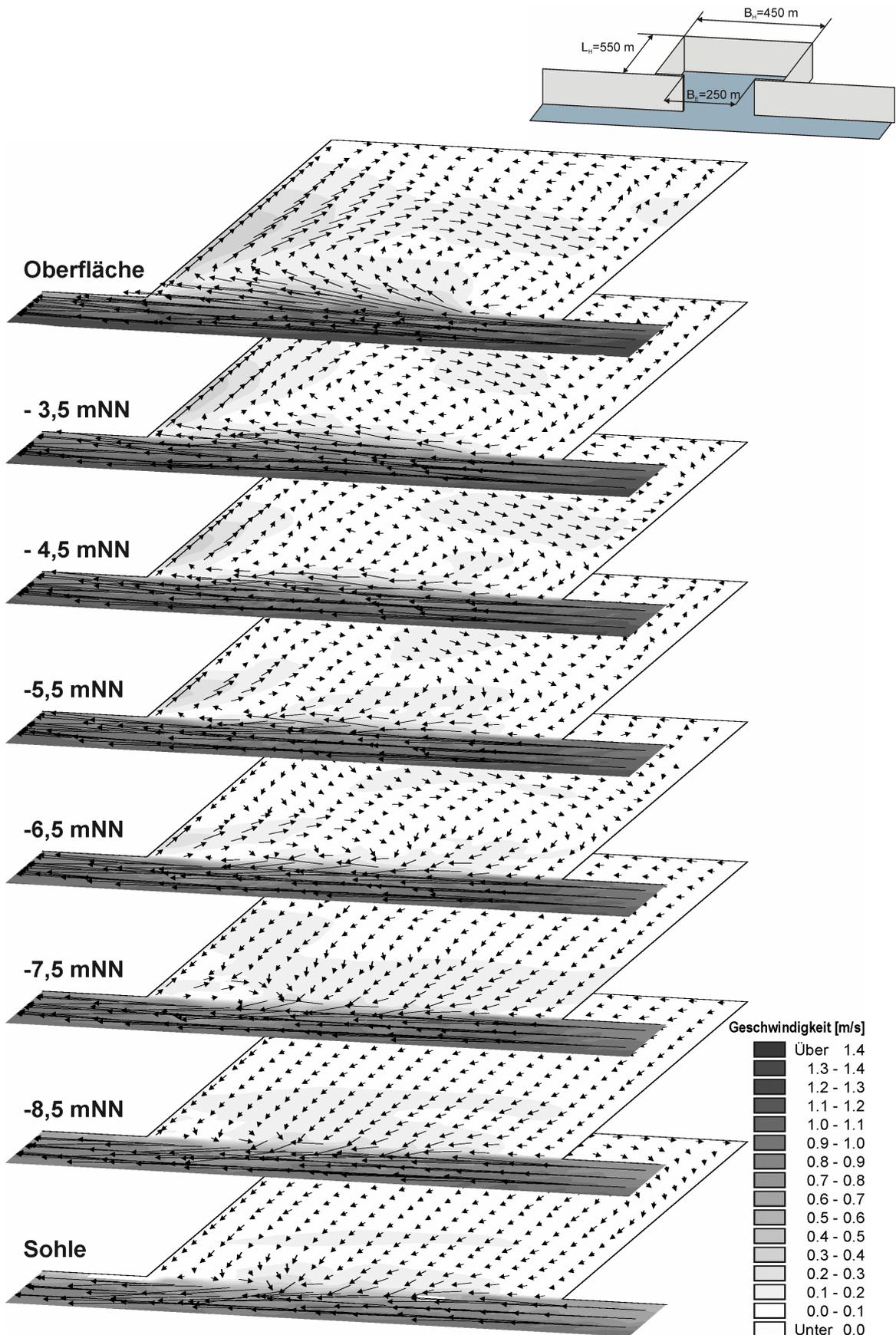


Abb. D.1-9: Walzenbildung in einem nahezu quadratischen Hafen bei Ebbeströmung mit variierendem Salzgehalt und eingeschränkter Einfahrtbreite zur Außenströmung ($B_E = 0,56B_H$; $Th_b = 3,94$ m)

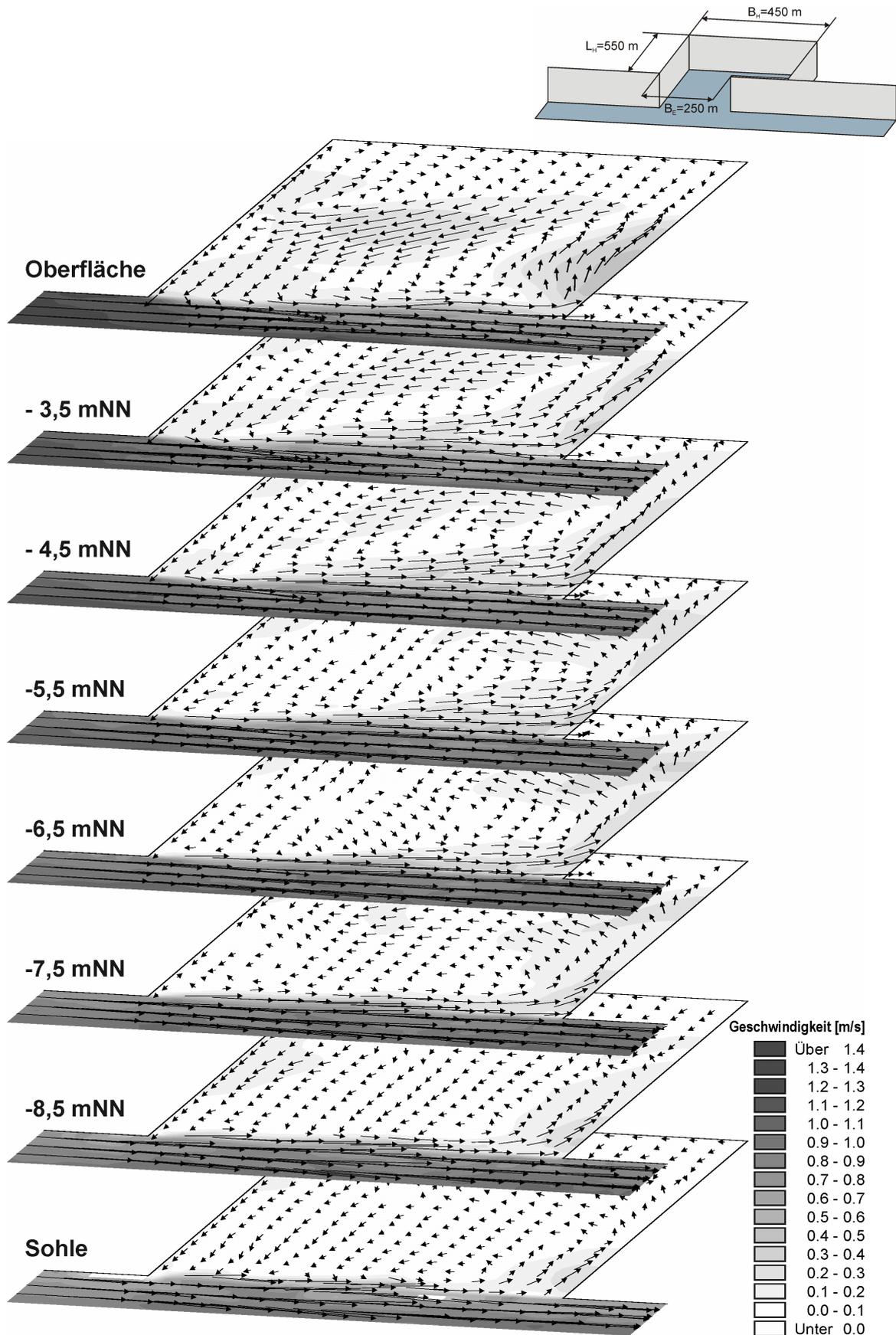


Abb. D.1-10: Walzenbildung in einem nahezu quadratischen Hafen bei Flutströmung mit variierendem Salzgehalt und eingeschränkter Einfahrtsbreite zur Außenströmung ($B_E = 0,56B_H$; Lage der Einfahrt stromab; $Th_b = 3,94$ m)

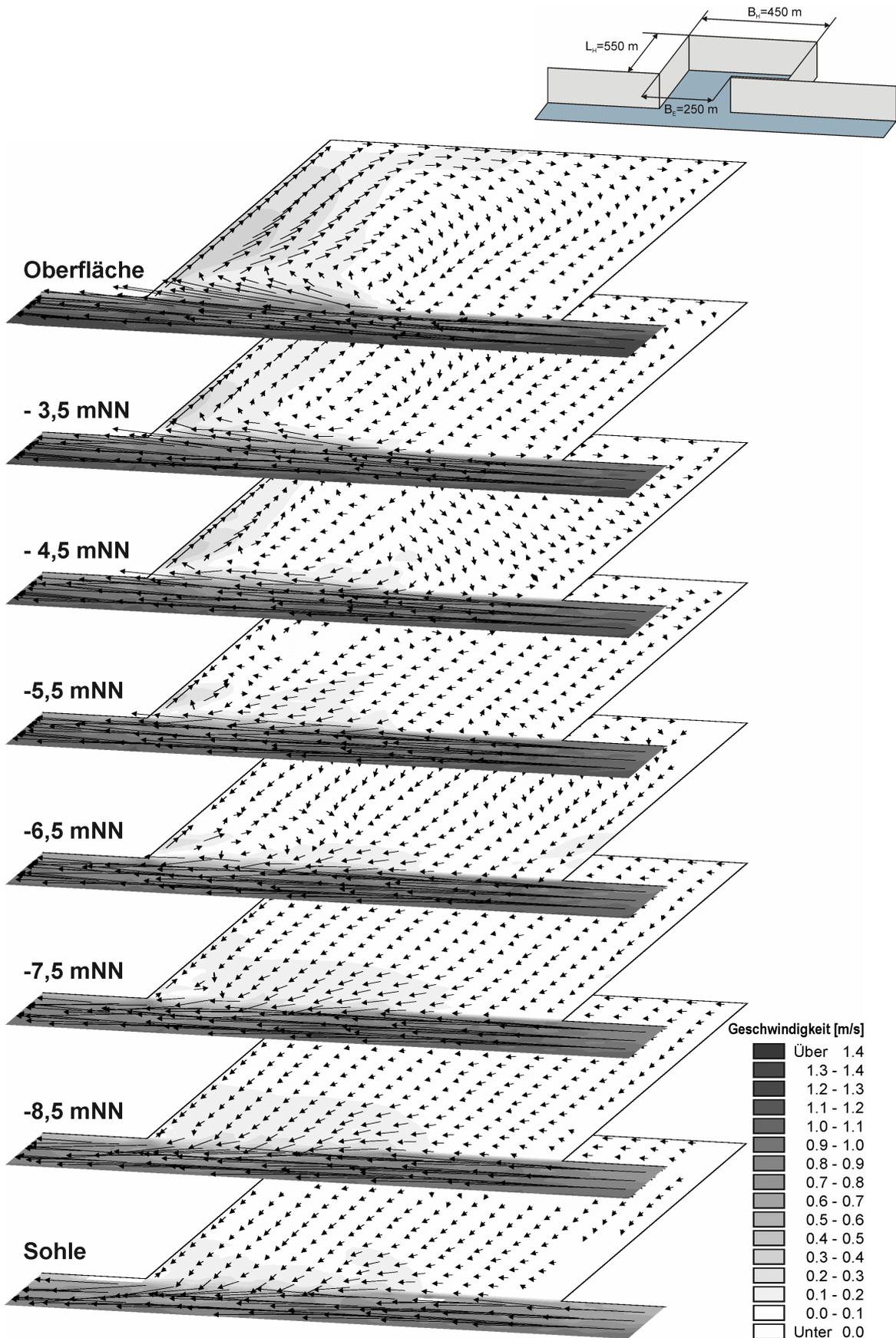


Abb. D.1-11: Walzenbildung in einem nahezu quadratischen Hafen bei Ebbeströmung mit variierendem Salzgehalt und eingeschränkter Einfahrtsbreite zur Außenströmung ($B_E = 0,56B_H$; Lage der Einfahrt stromab; $T_{hb} = 3,94$ m)

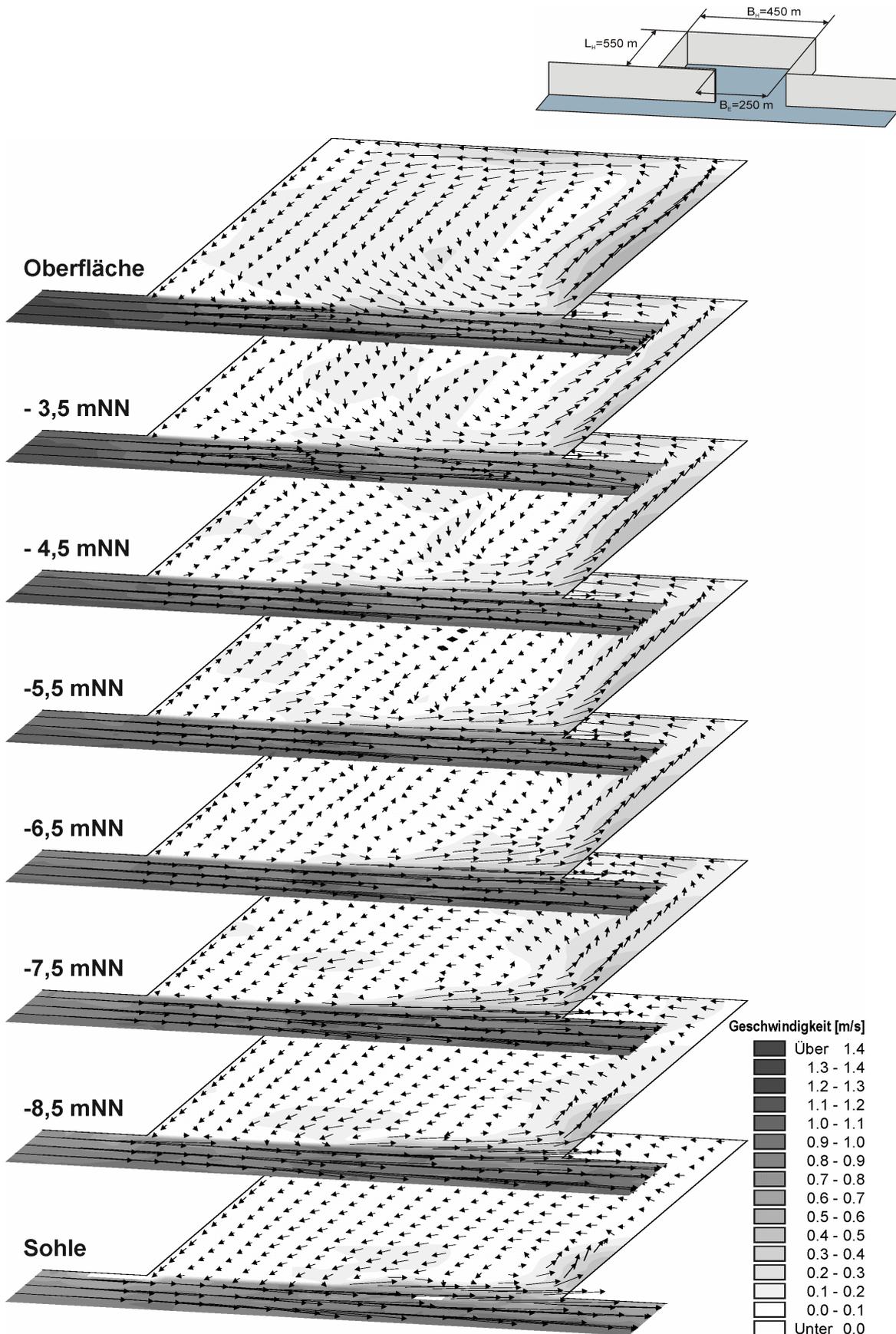


Abb. D.1-12: Walzenbildung in einem nahezu quadratischen Hafen bei Flutströmung mit variierendem Salzgehalt und eingeschränkter Einfahrtsbreite zur Außenströmung ($B_E = 0,56B_H$; Lage der Einfahrt stromauf; $Th_b = 3,94$ m)

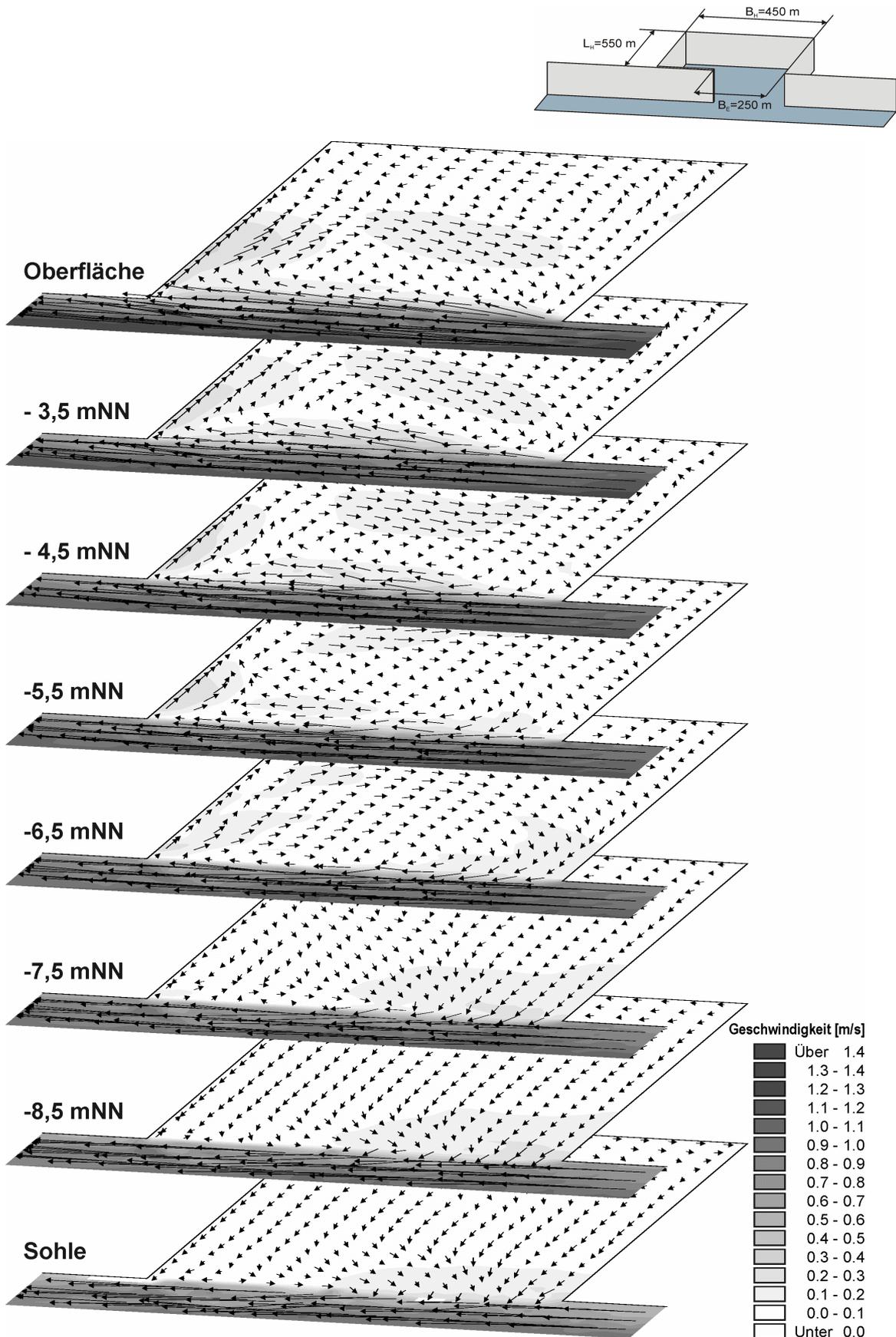


Abb. D.1-13: Walzenbildung in einem nahezu quadratischen Hafen bei Ebbeströmung mit variierendem Salzgehalt und eingeschränkter Einfahrtsbreite zur Außenströmung ($B_E = 0,56B_H$; Lage der Einfahrt stromauf; $T_{hb} = 3,94$ m)

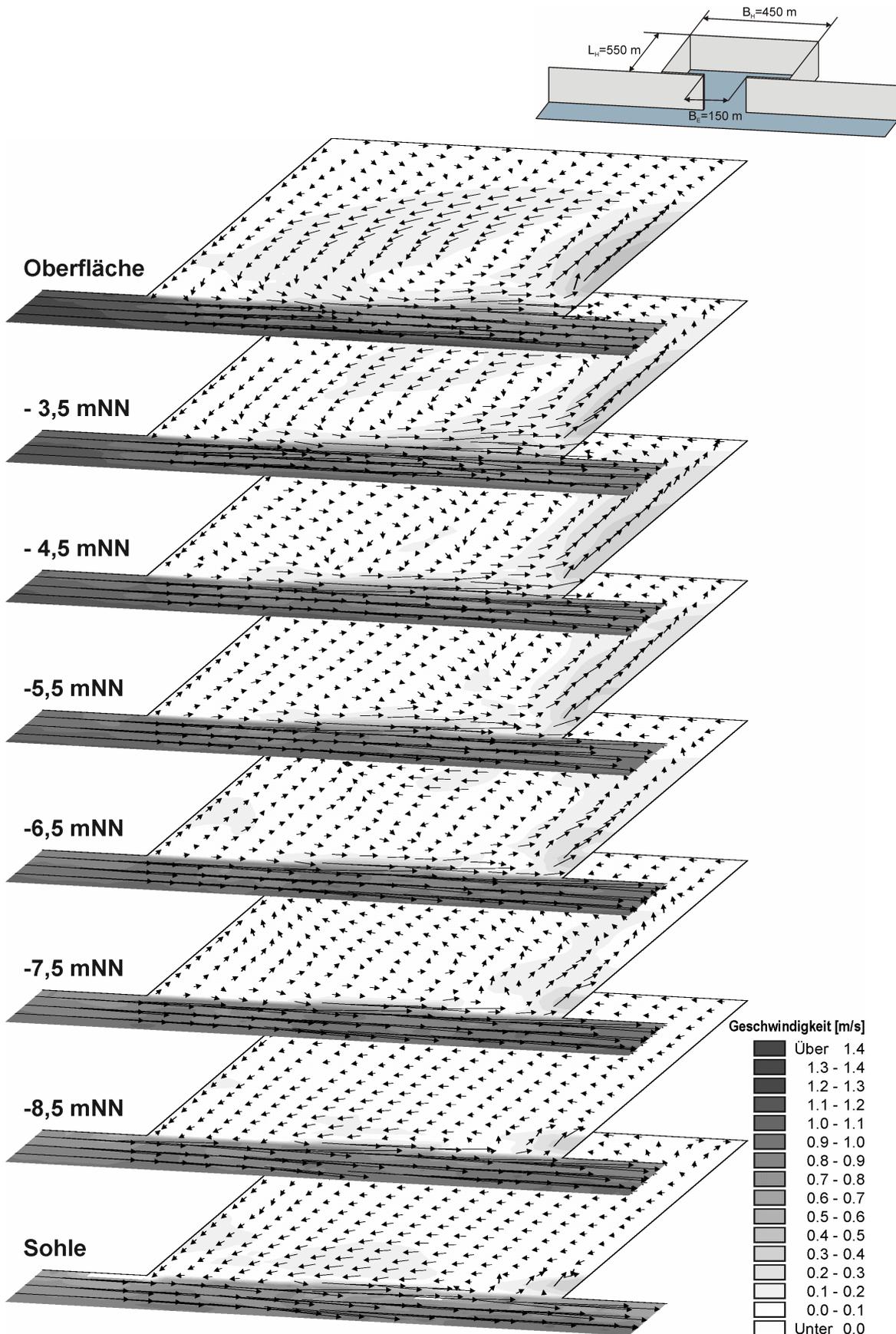


Abb. D.1-14: Walzenbildung in einem nahezu quadratischen Hafen bei Flutströmung mit variierendem Salzgehalt und eingeschränkter Einfahrtsbreite zur Außenströmung ($B_E = 0,33B_H$; $T_{hb} = 3,94$ m)

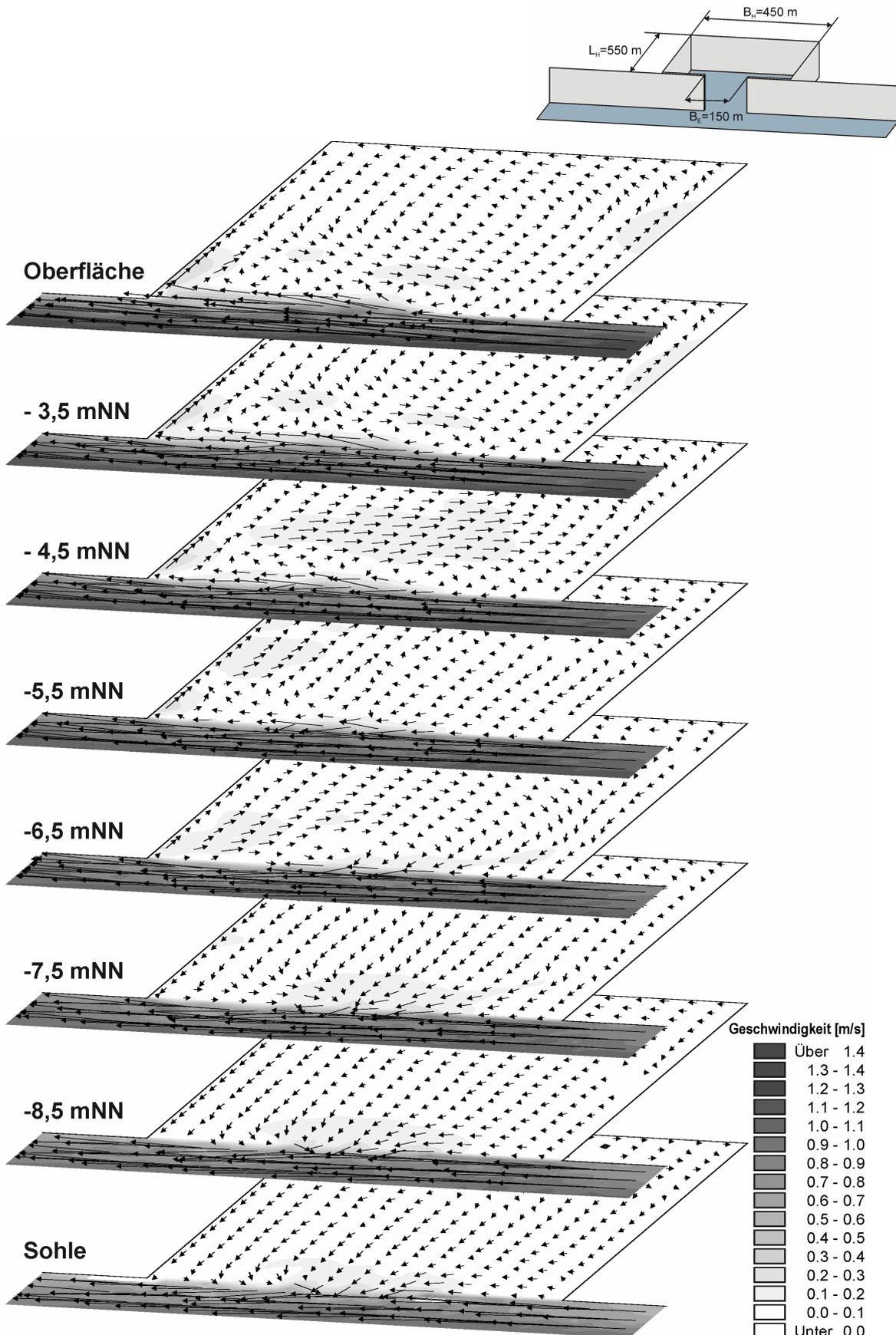


Abb. D.1-15: Walzenbildung in einem nahezu quadratischen Hafen bei Ebbeströmung mit variierendem Salzgehalt und eingeschränkter Einfahrtsbreite zur Außenströmung ($B_E = 0,33B_H$; $T_{hb} = 3,94$ m)

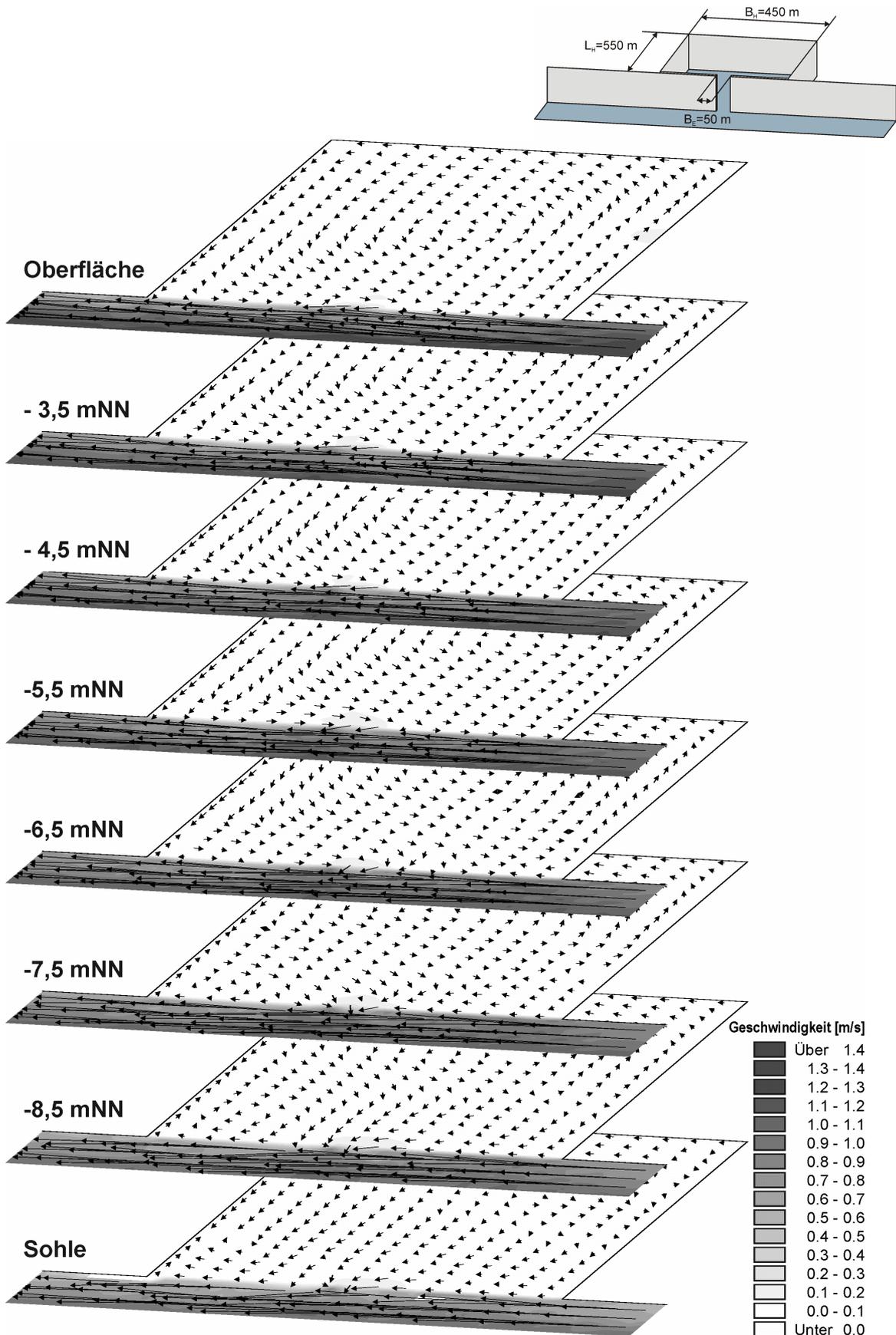


Abb. D.1-16: Walzenbildung in einem nahezu quadratischen Hafen bei Ebbeströmung mit variierendem Salzgehalt und eingeschränkter Einfahrtbreite zur Außenströmung ($B_E = 0,11B_H$; $T_{hb} = 3,94$ m)

D.1.4 Walzenbildung in den Vorhäfen infolge Tide-, Strömungs- und Dichteeffekt

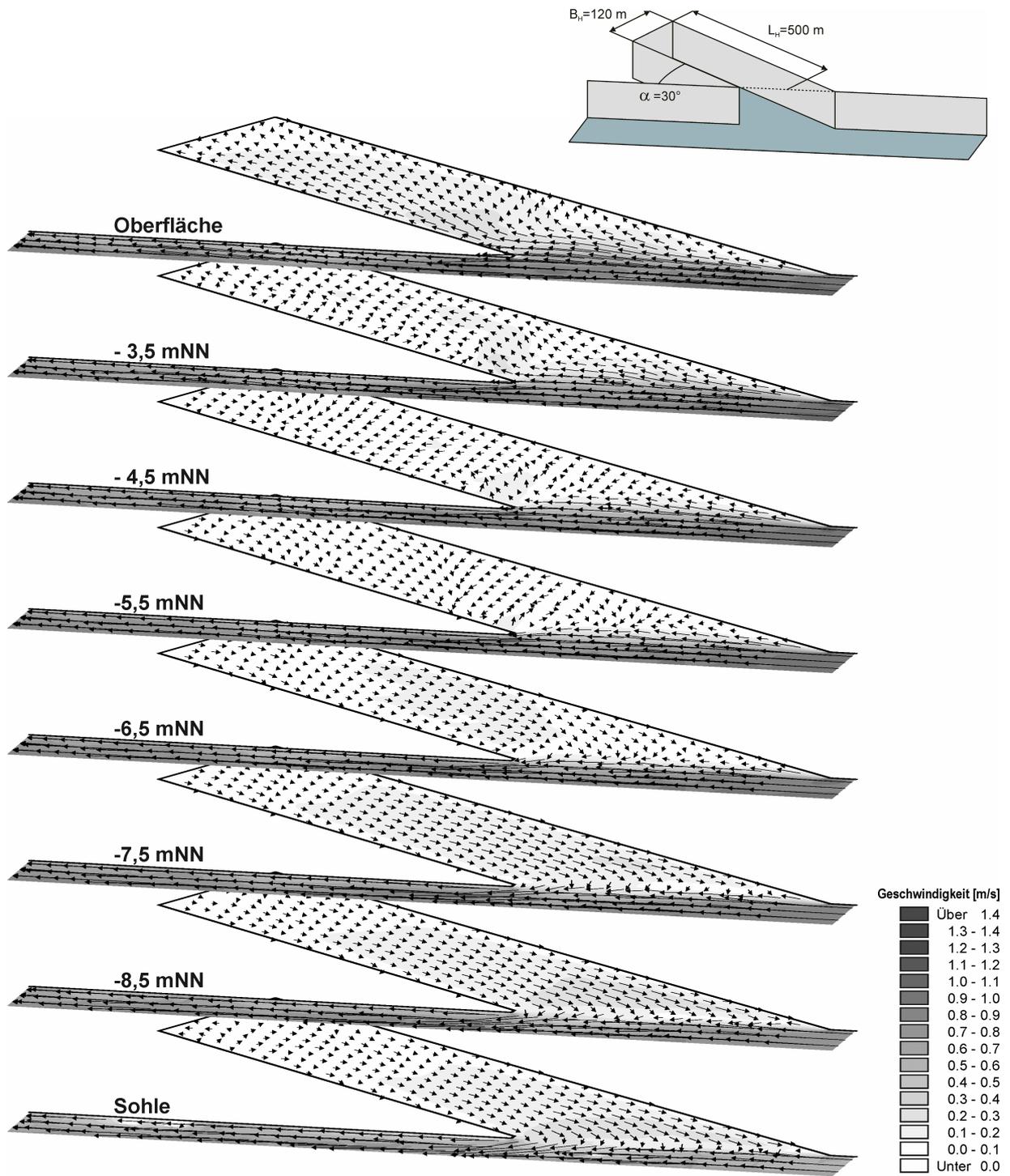


Abb. D.1-17: Walzenbildung in einem Vorhafen ($B_H/L_H=0,24$) bei Ebbeströmung mit variierendem Salzgehalt und einem Winkel von $\alpha=30^\circ$ zur Außenströmung ($T_{hb}= 3,94 \text{ m}$)

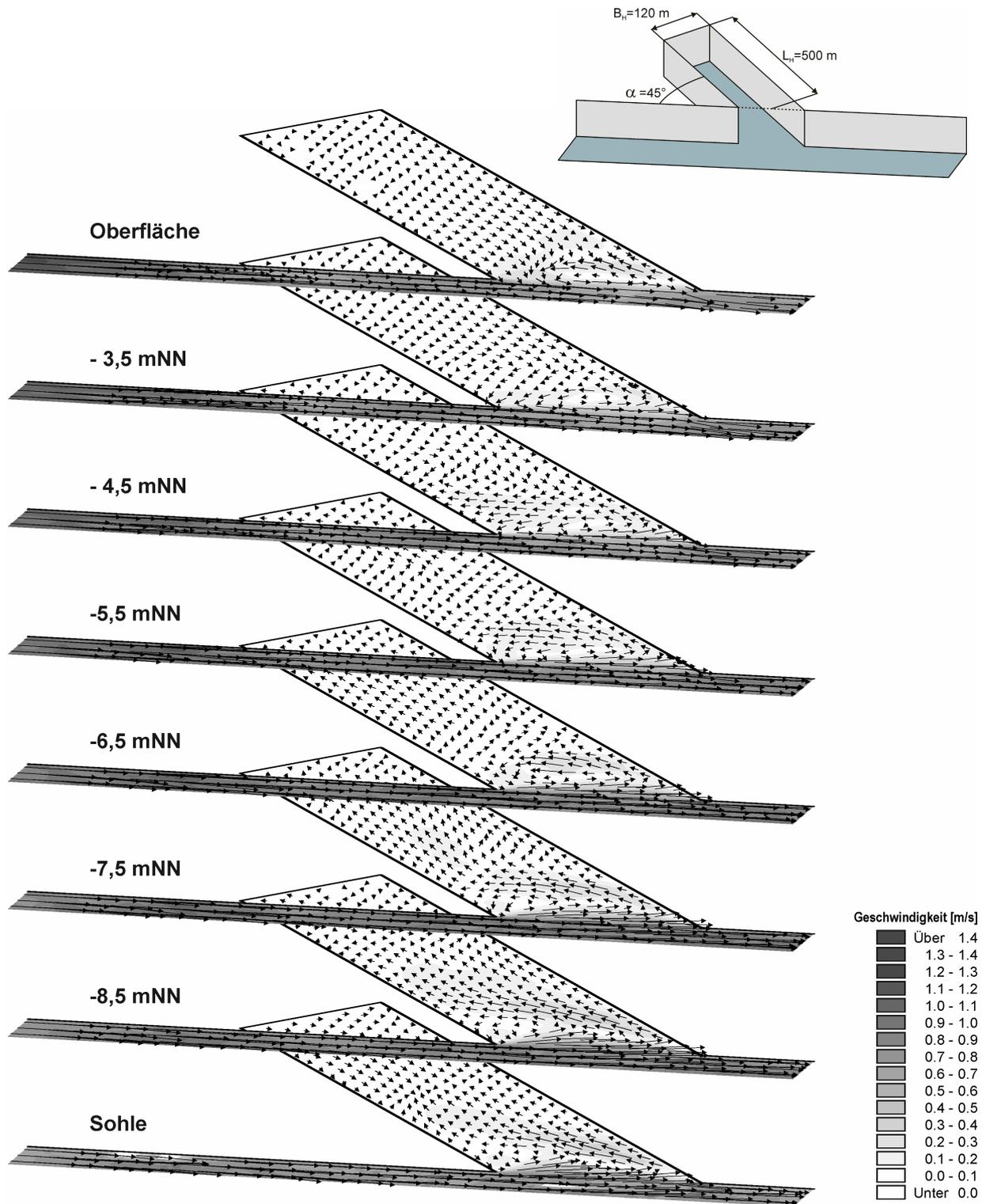


Abb. D.1-18: Walzenbildung in einem Vorhafen ($B_H/L_H=0,24$) bei Flutströmung mit variierendem Salzgehalt und einem Winkel von $\alpha=45^\circ$ zur Außenströmung ($T_{hb}= 3,94$ m)

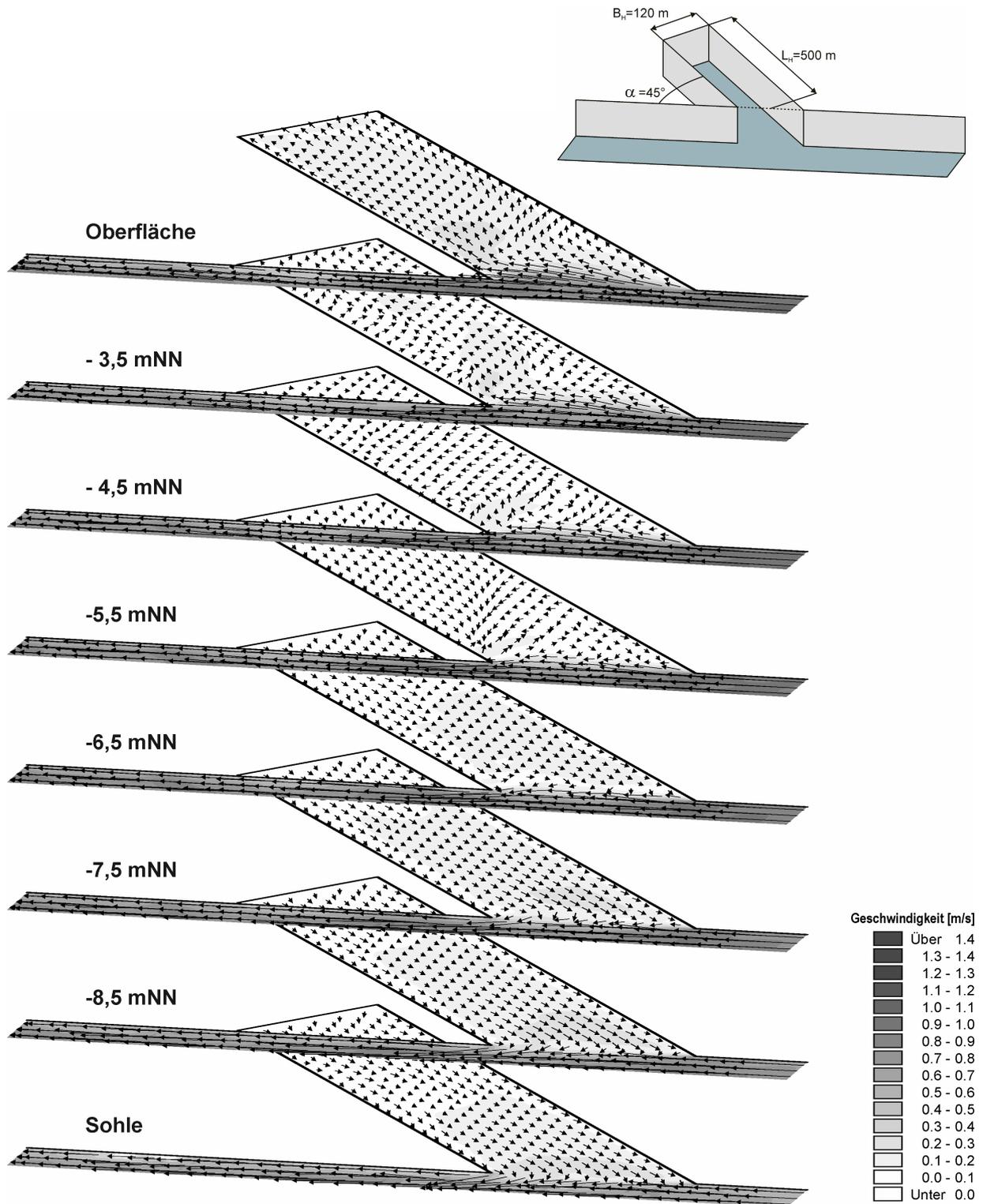


Abb. D.1-19: Walzenbildung in einem Vorhafen ($B_H/L_H=0,24$) bei Ebbeströmung mit variierendem Salzgehalt und einem Winkel von $\alpha=45^\circ$ zur Außenströmung ($T_{hb}= 3,94 \text{ m}$)

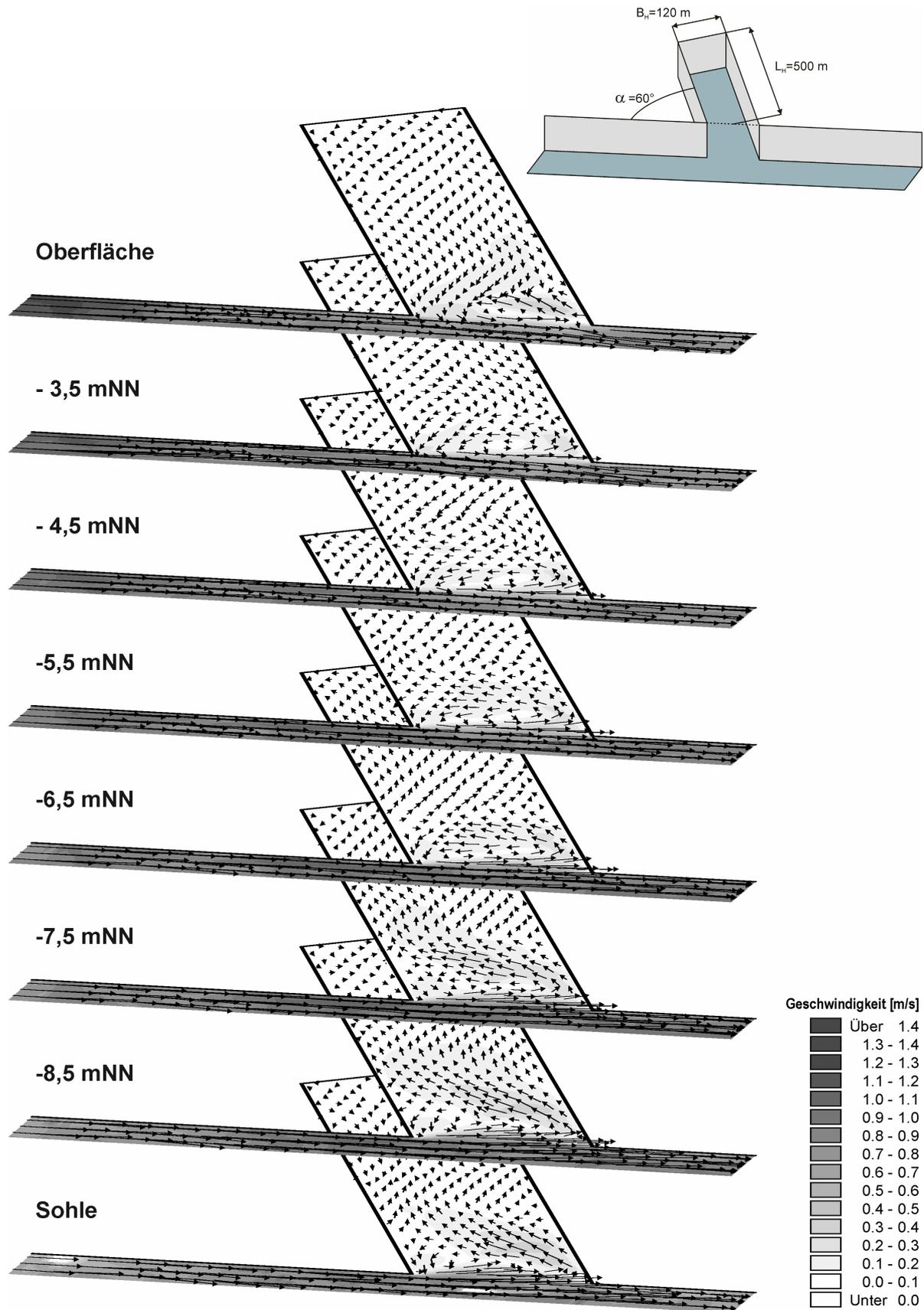


Abb. D.1-20: Walzenbildung in einem Vorhafen ($B_H/L_H=0,24$) bei Flutströmung mit variierendem Salzgehalt und einem Winkel von $\alpha=60^\circ$ zur Außenströmung ($T_{hb}= 3,94 \text{ m}$)

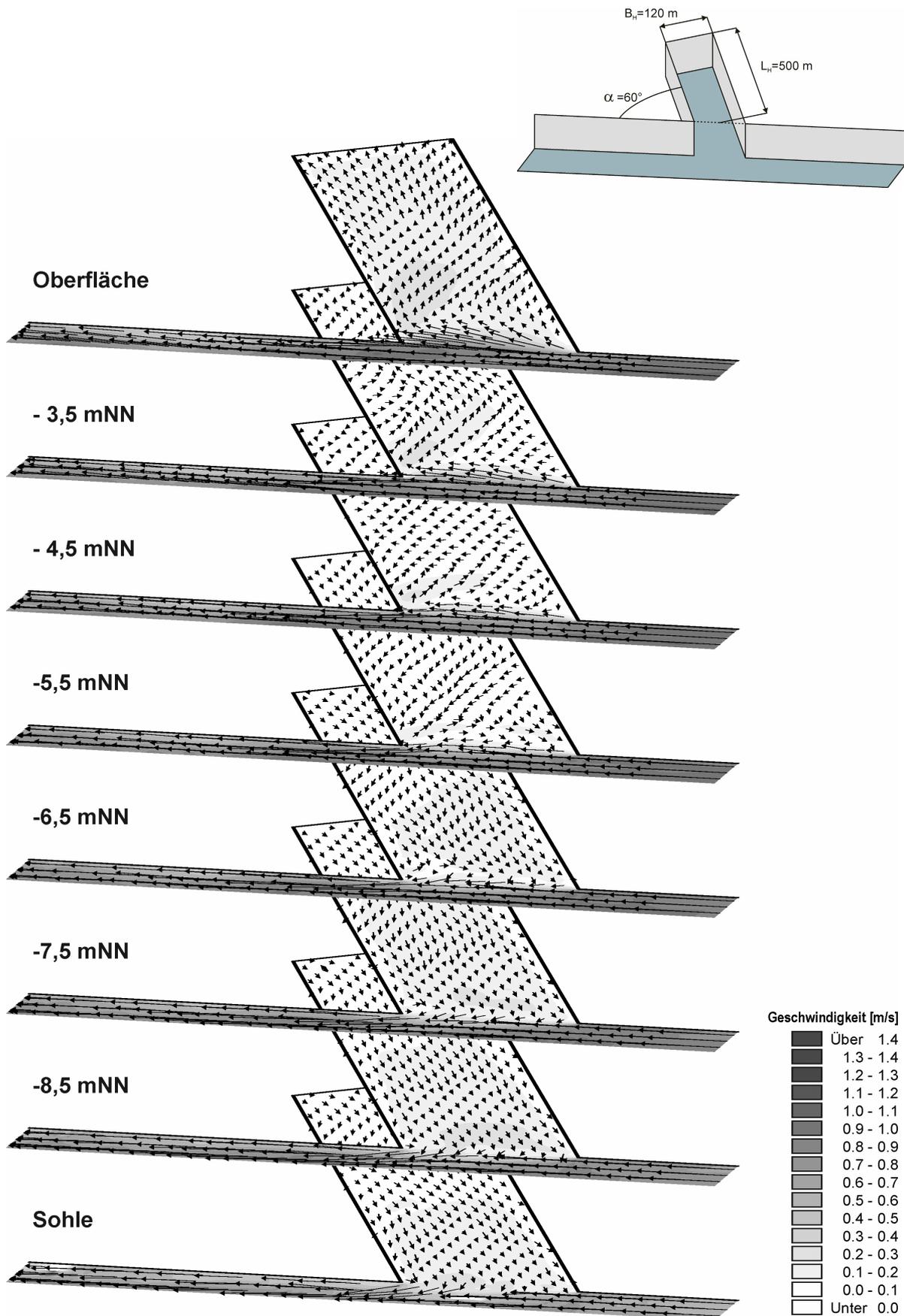


Abb. D.1-21: Walzenbildung in einem Vorhafen ($B_H/L_H=0,24$) bei Ebbeströmung mit variierendem Salzgehalt und einem Winkel von $\alpha=60^\circ$ zur Außenströmung ($T_{hb}= 3,94 \text{ m}$)

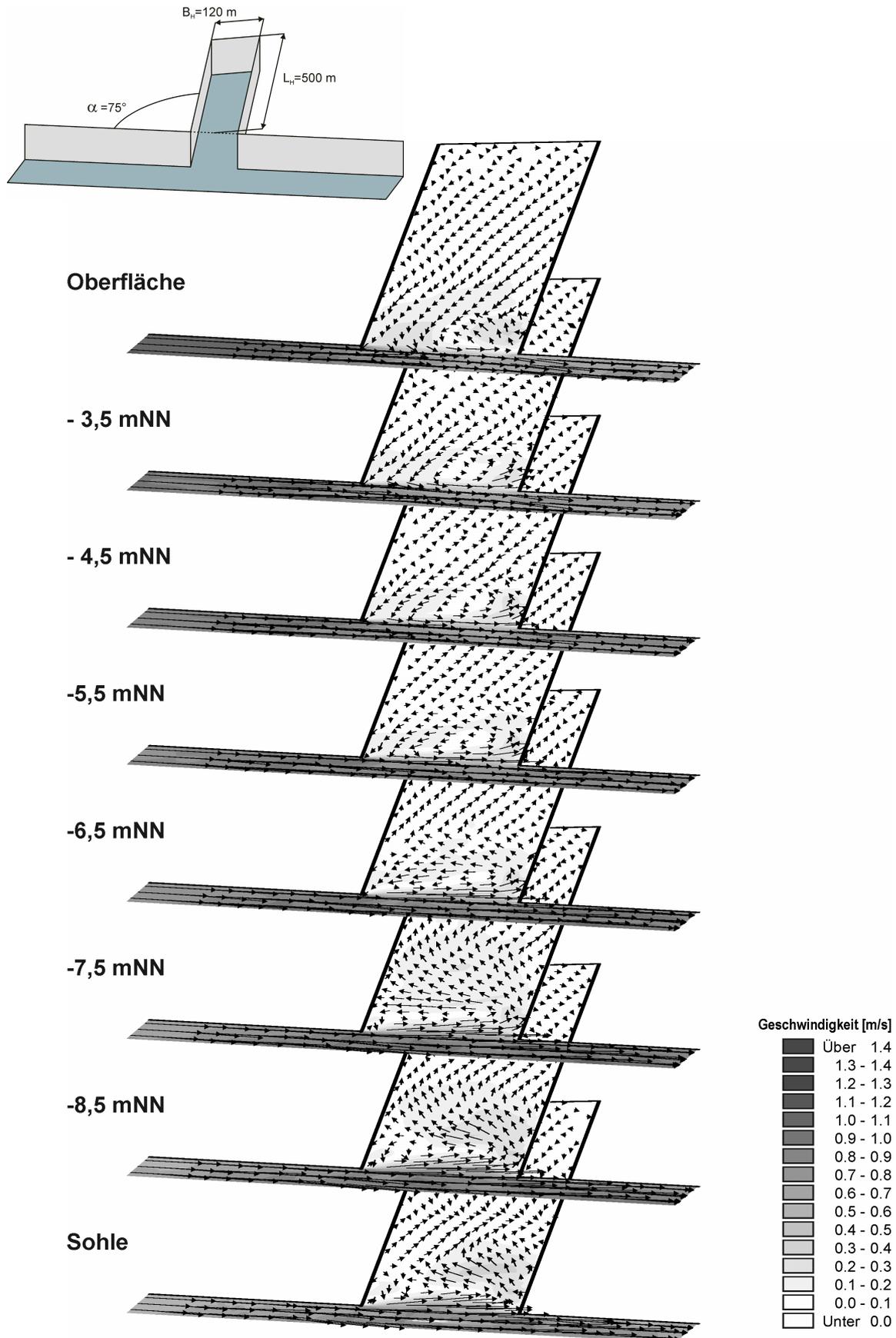


Abb. D.1-22: Walzenbildung in einem Vorhafen ($B_H/L_H=0,24$) bei Flutströmung mit variierendem Salzgehalt und einem Winkel von $\alpha=75^\circ$ zur Außenströmung ($T_{hb}= 3,94 \text{ m}$)

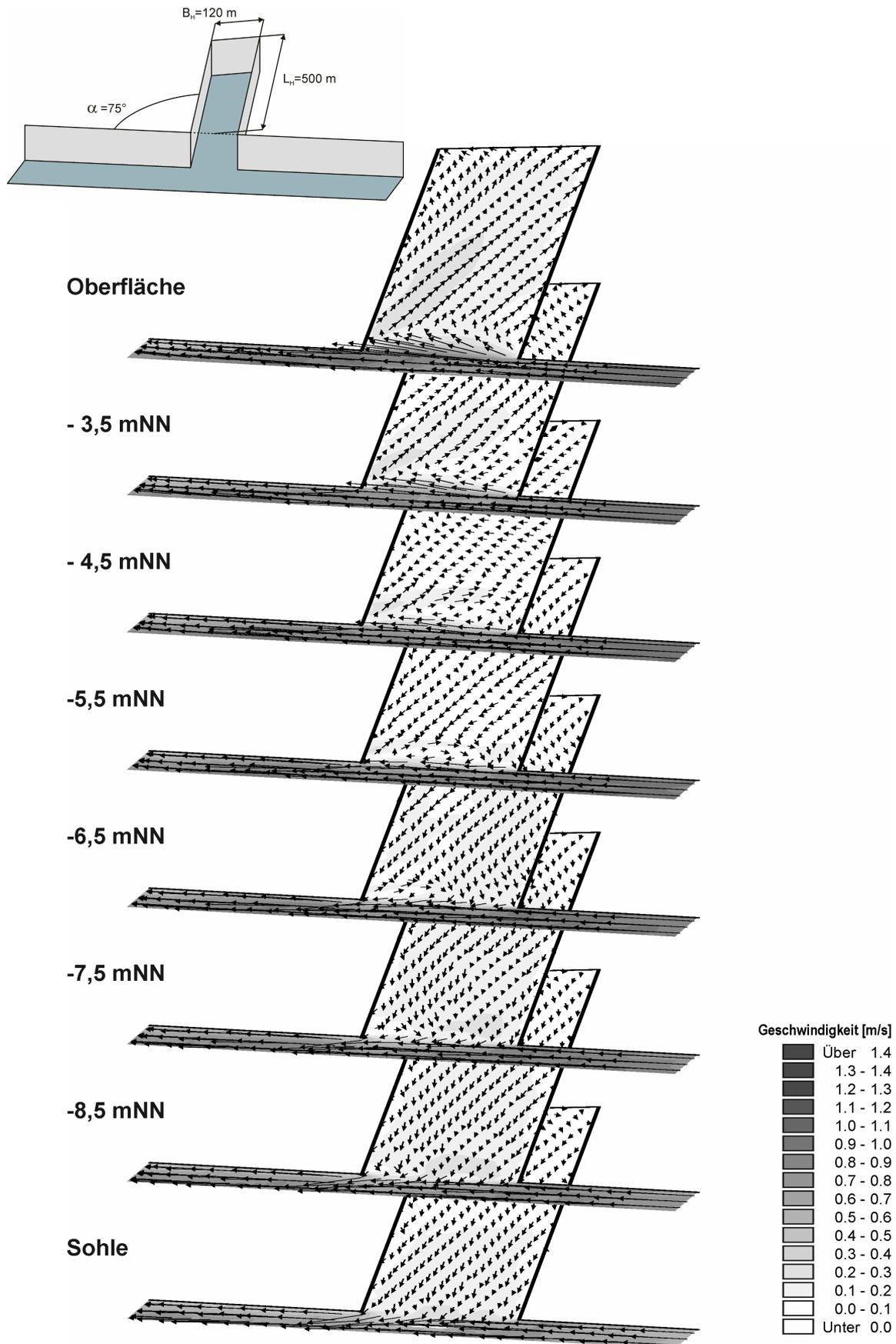


Abb. D.1-23: Walzenbildung in einem Vorhafen ($B_H/L_H=0,24$) bei Ebbeströmung mit variierendem Salzgehalt und einem Winkel von $\alpha=75^\circ$ zur Außenströmung ($T_{hb}= 3,94 \text{ m}$)

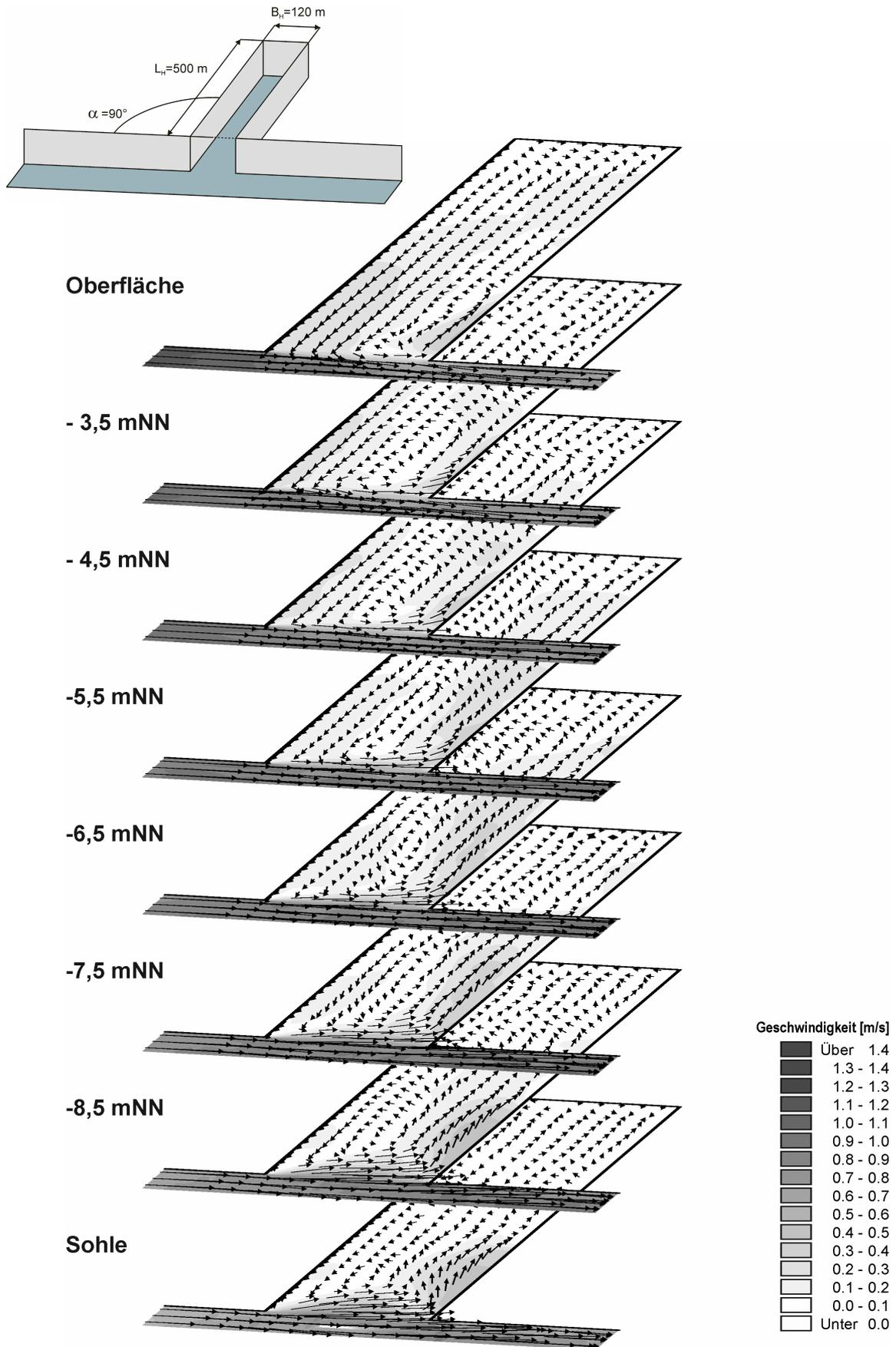


Abb. D.1-24: Walzenbildung in einem Vorhafen ($B_H/L_H=0,24$) bei Flutströmung mit variierendem Salzgehalt und einem Winkel von $\alpha=90^\circ$ zur Außenströmung ($T_{hb}= 3,94$ m)

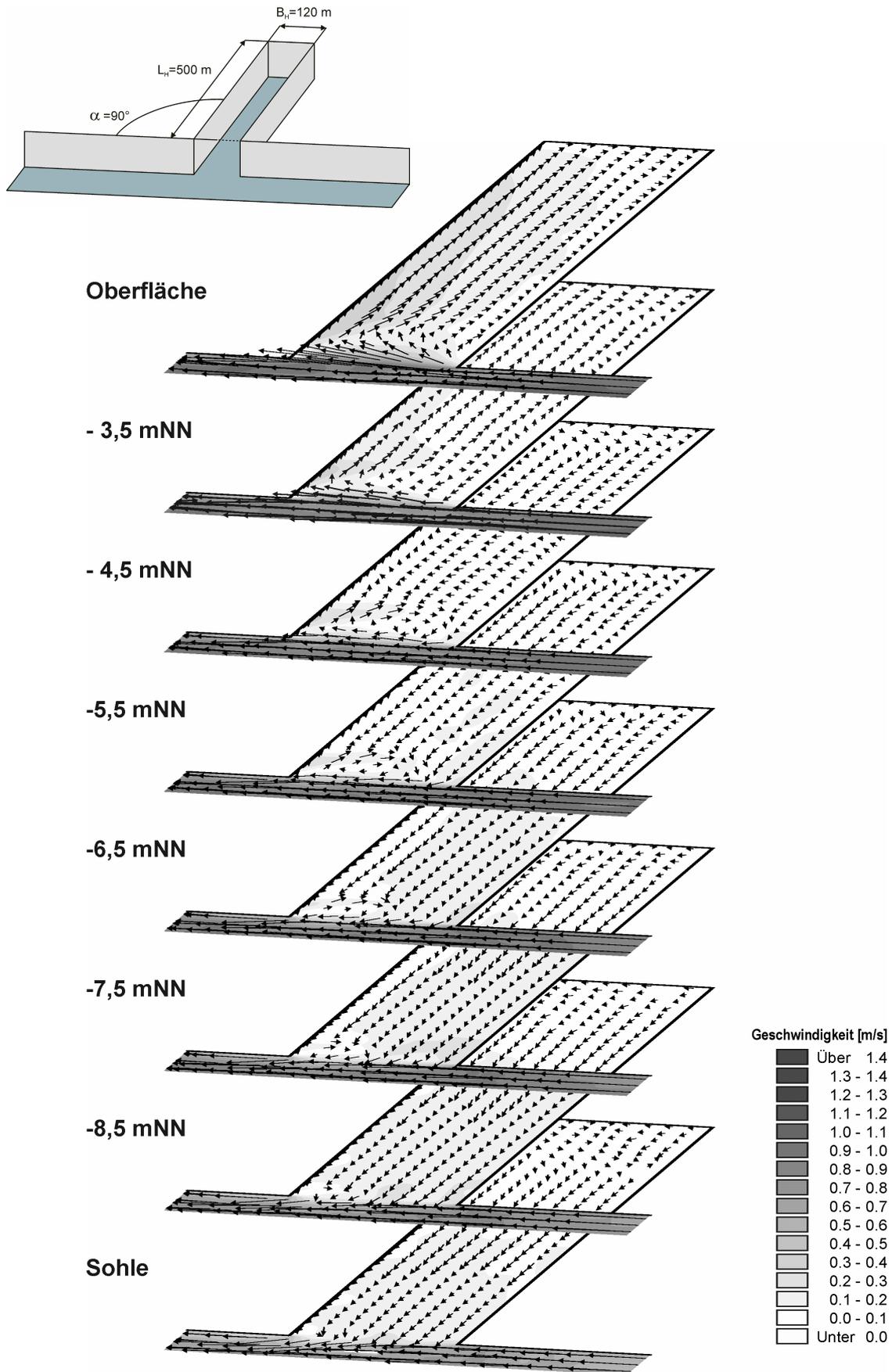


Abb. D.1-25: Walzenbildung in einem Vorhafen ($B_H/L_H=0,24$) bei Ebbeströmung mit variierendem Salzgehalt und einem Winkel von $\alpha=90^\circ$ zur Außenströmung ($T_{hb}= 3,94$ m)

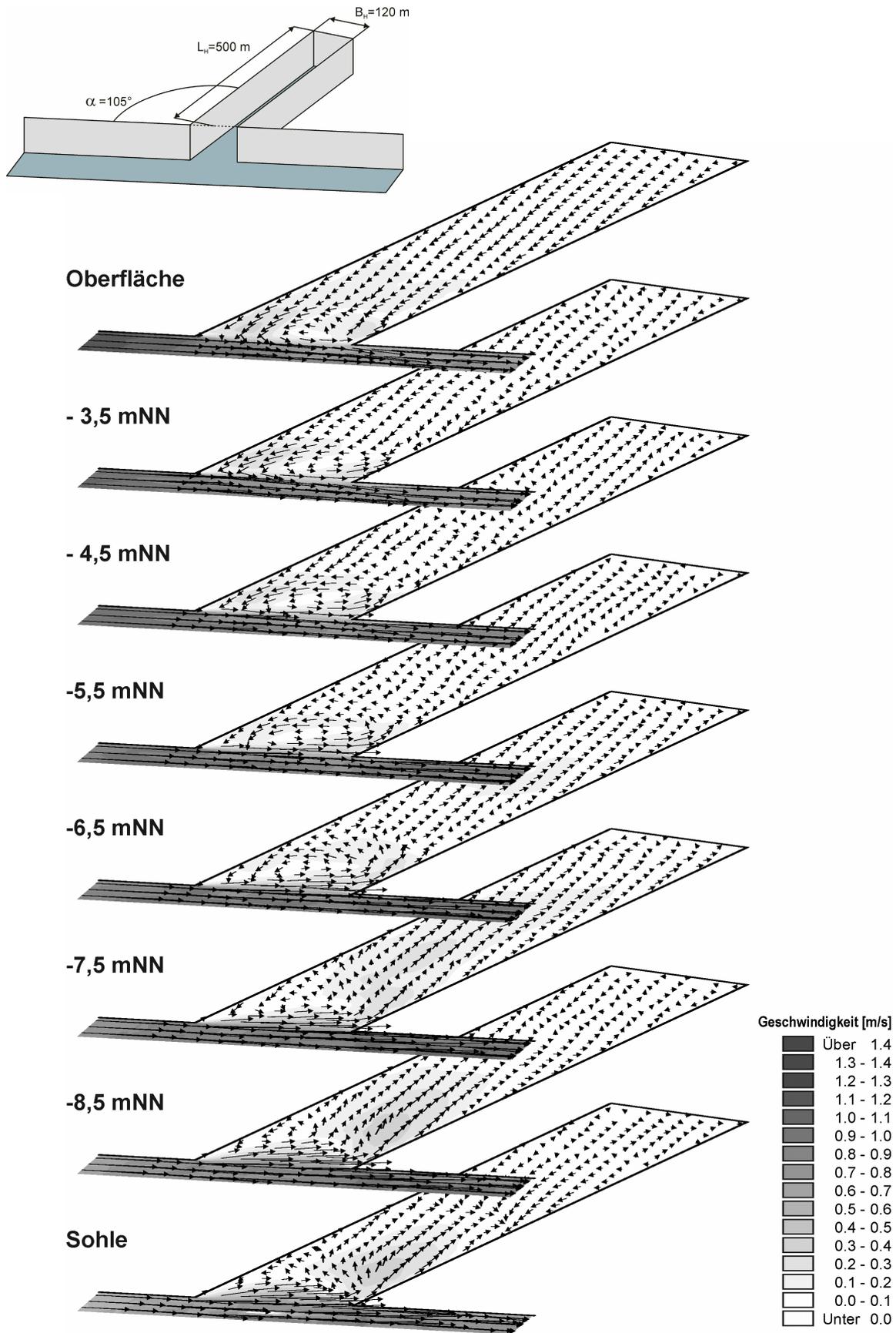


Abb. D.1-26: Walzenbildung in einem Vorhafen ($B_H/L_H=0,24$) bei Flutströmung mit variierendem Salzgehalt und einem Winkel von $\alpha=105^\circ$ zur Außenströmung ($Th_b= 3,94$ m)

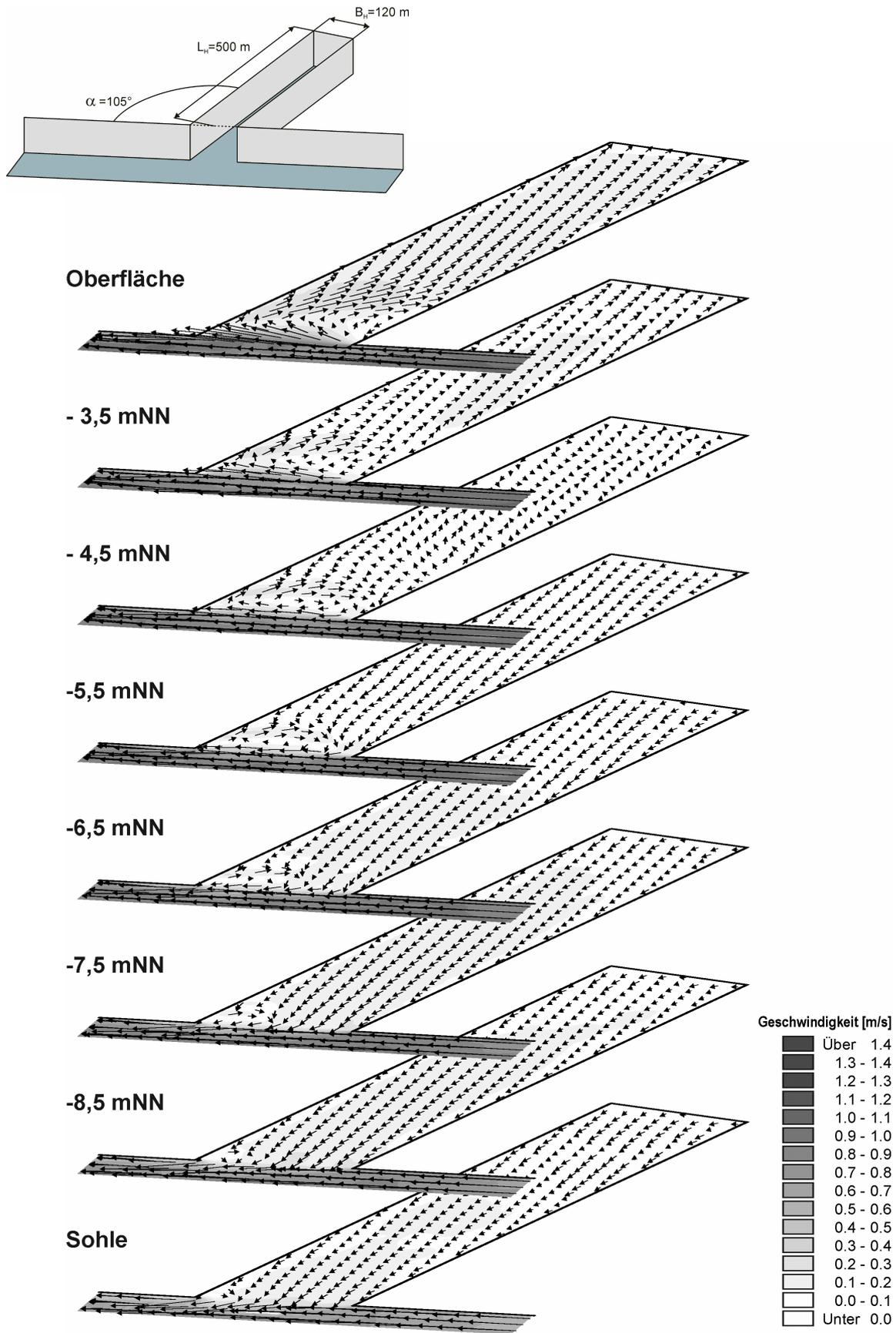


Abb. D.1-27: Walzenbildung in einem Vorhafen ($B_H/L_H=0,24$) bei Ebbeströmung mit variierendem Salzgehalt und einem Winkel von $\alpha=105^\circ$ zur Außenströmung ($T_{hb}=3,94$ m)

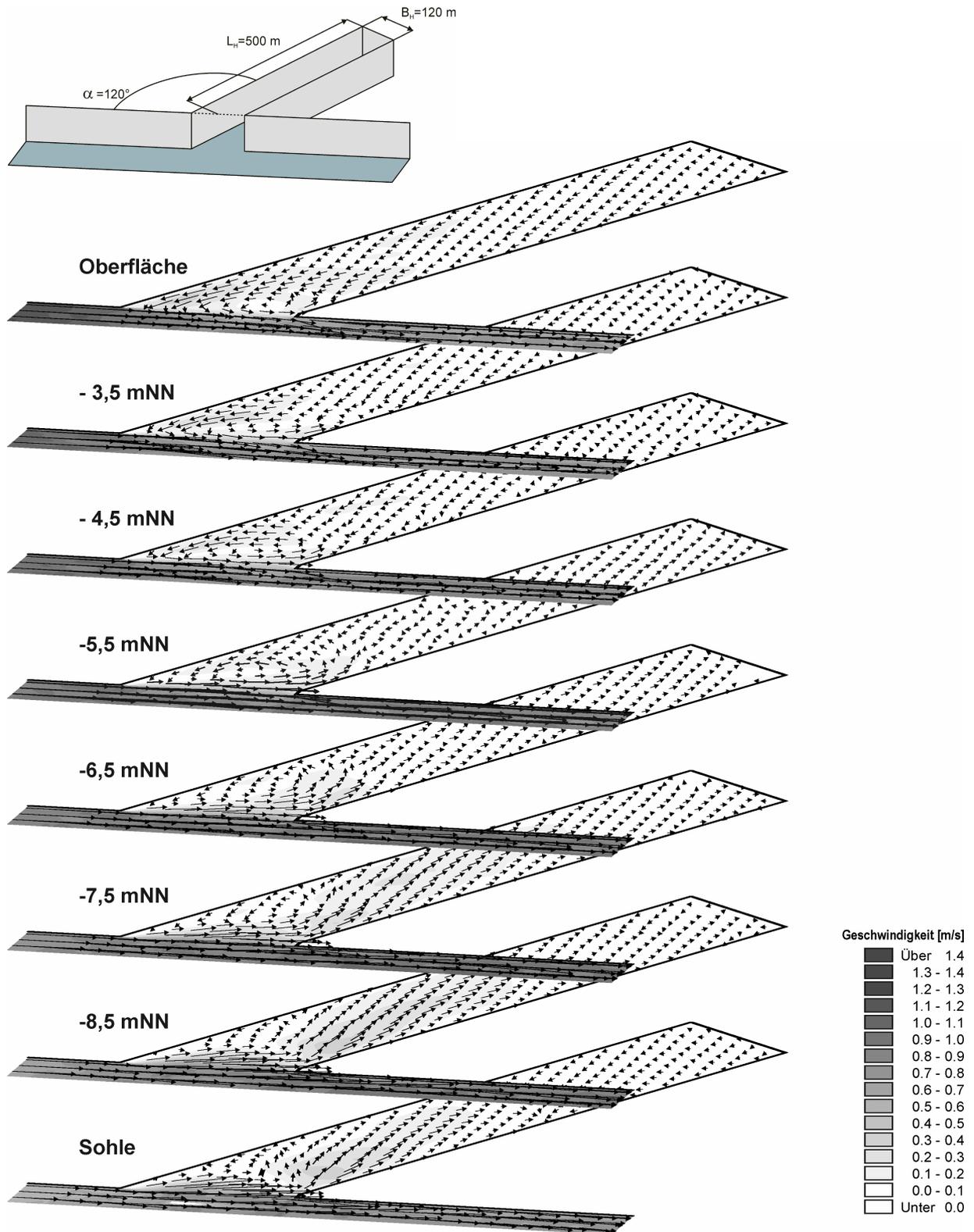


Abb. D.1-28: Walzenbildung in einem Vorhafen ($B_H/L_H=0,24$) bei Flutströmung mit variierendem Salzgehalt und einem Winkel von $\alpha=120^\circ$ zur Außenströmung ($T_{hb}= 3,94$ m)

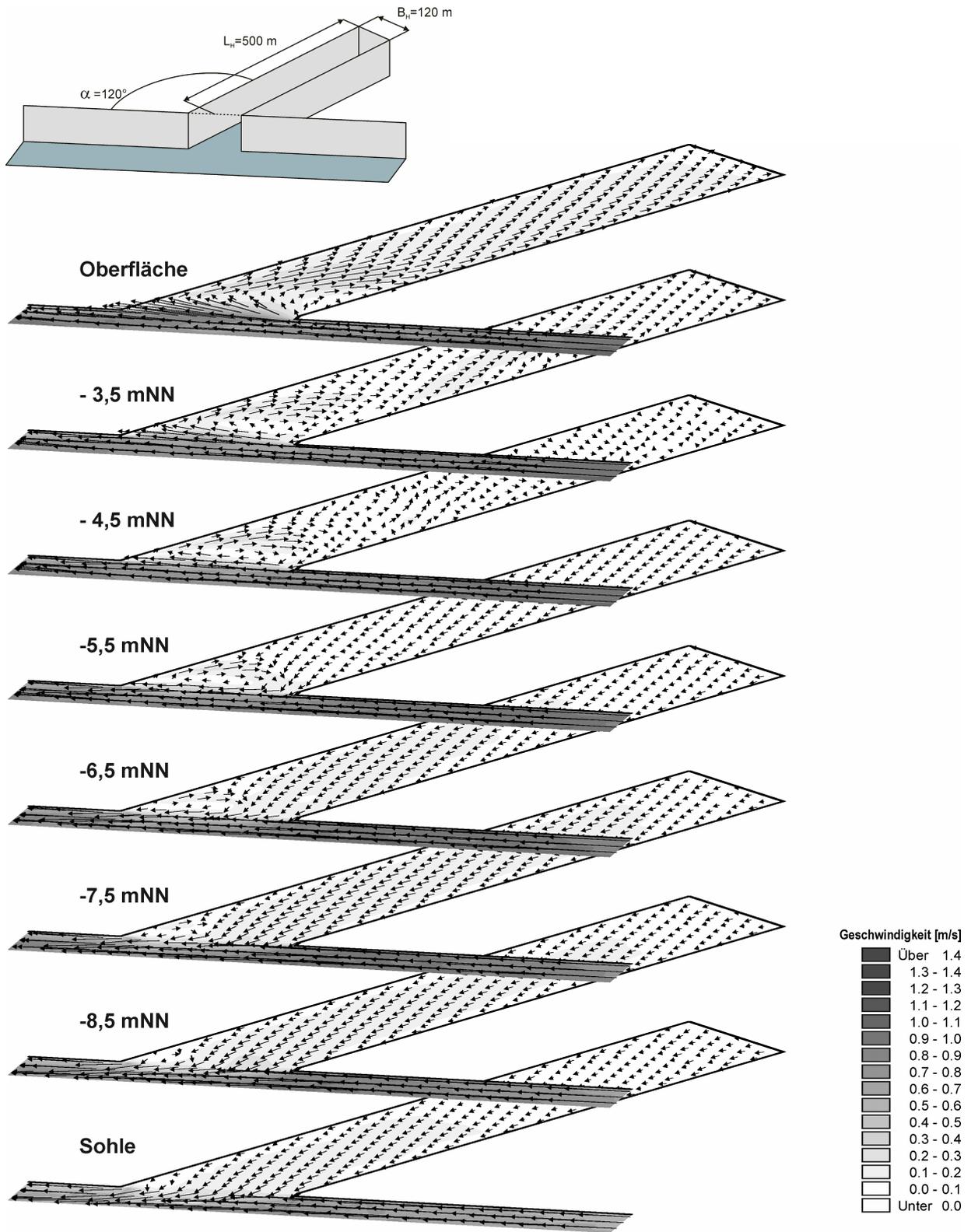


Abb. D.1-29: Walzenbildung in einem Vorhafen ($B_H/L_H=0,24$) bei Ebbeströmung mit variierendem Salzgehalt und einem Winkel von $\alpha=120^\circ$ zur Außenströmung ($T_{hb}= 3,94$ m)

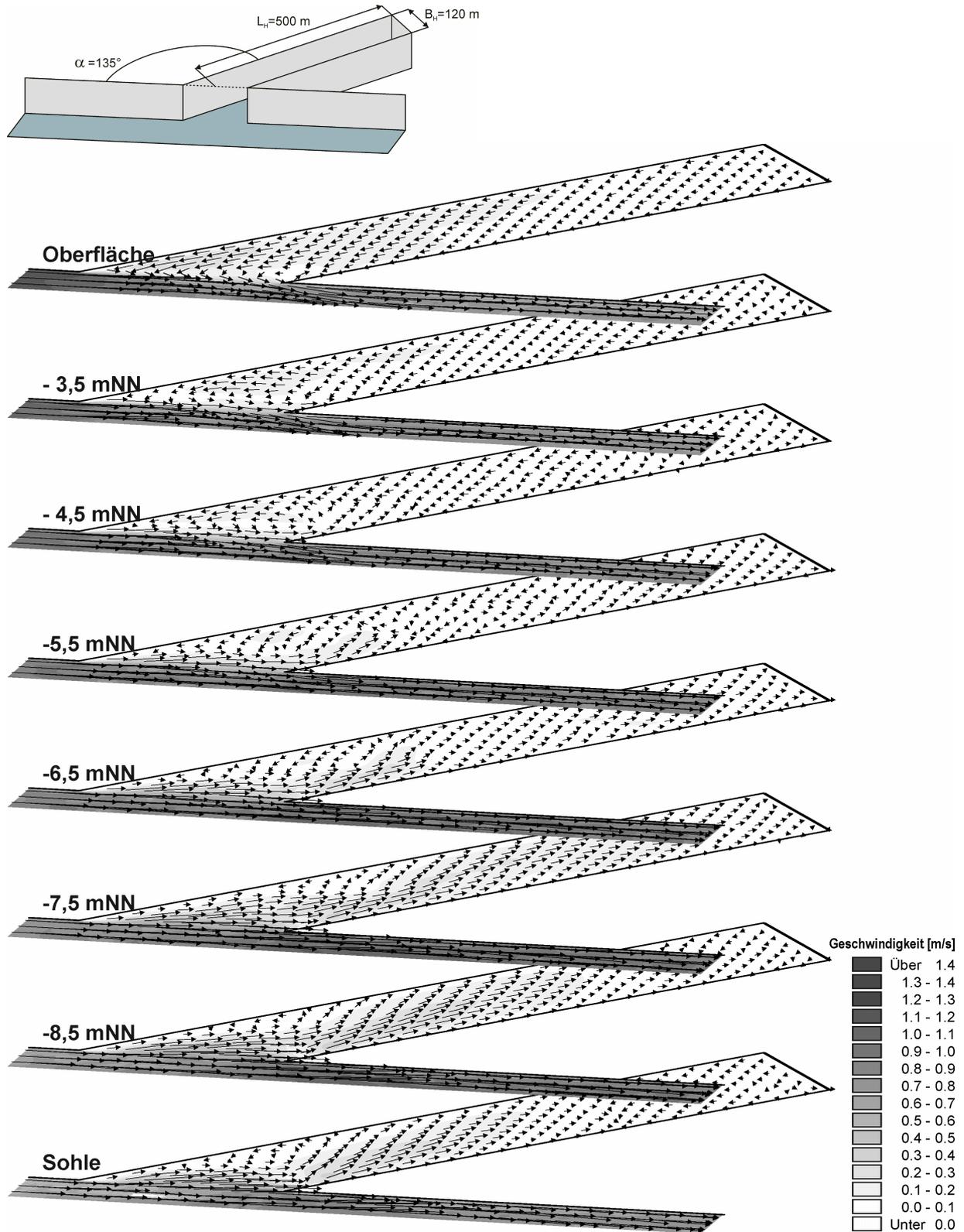


Abb. D.1-30: Walzenbildung in einem Vorhafen ($B_H/L_H=0,24$) bei Flutströmung mit variierendem Salzgehalt und einem Winkel von $\alpha=135^\circ$ zur Außenströmung ($Th_b= 3,94 \text{ m}$)

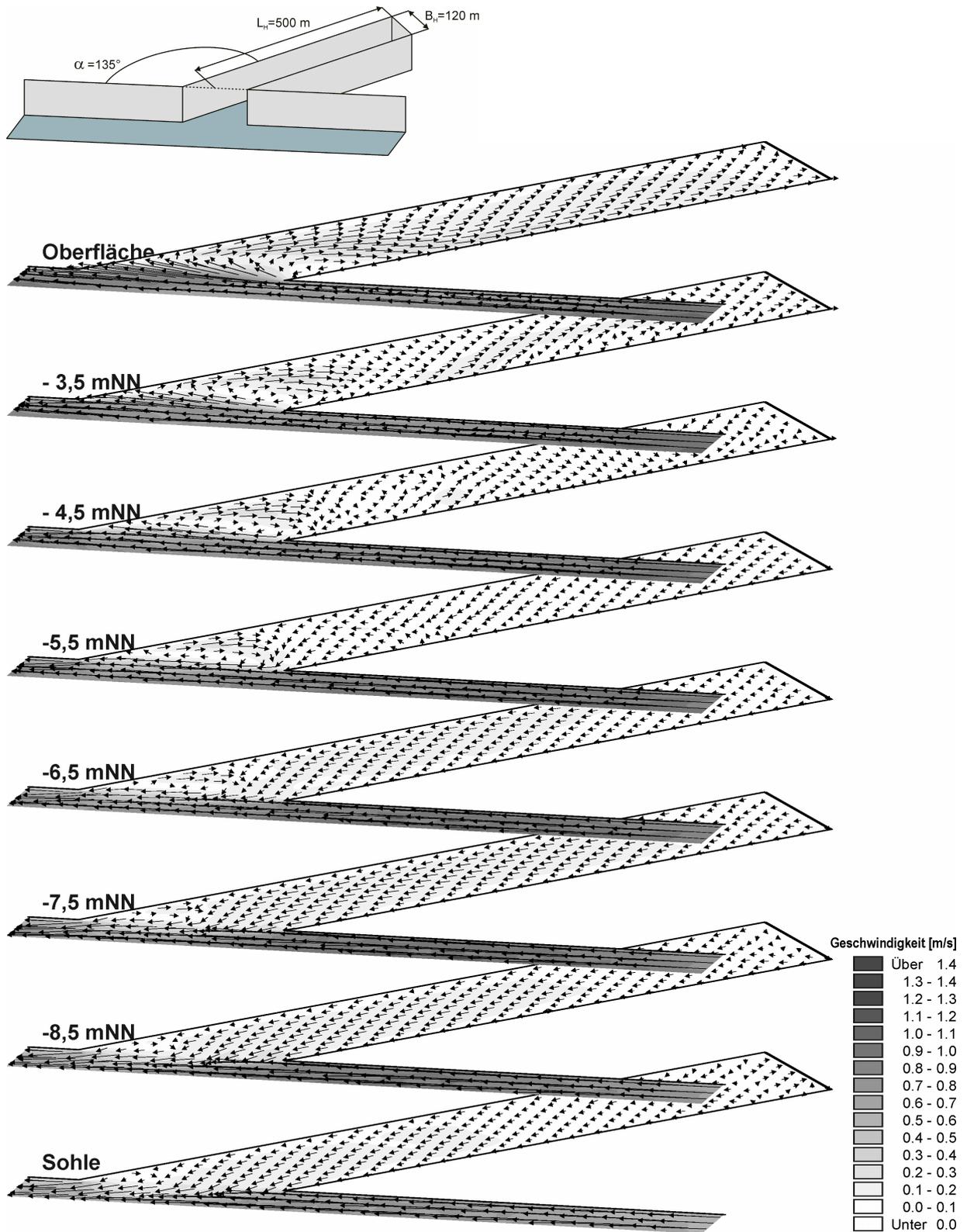


Abb. D.1-31: Walzenbildung in einem Vorhafen ($B_H/L_H=0,24$) bei Ebbestromung mit variierendem Salzgehalt und einem Winkel von $\alpha=135^\circ$ zur Außenströmung ($Th_b= 3,94\text{ m}$)

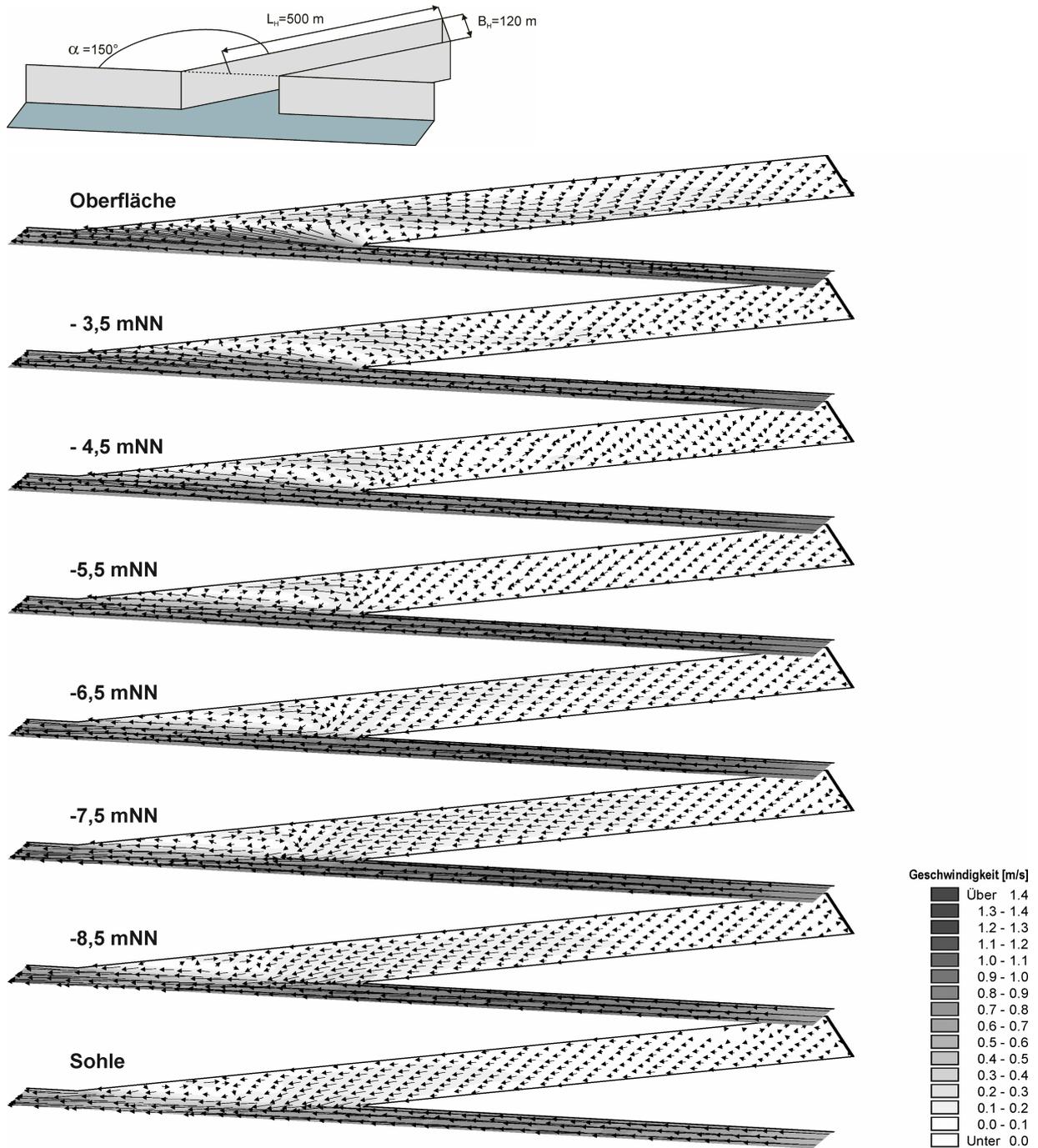


Abb. D.1-32: Walzenbildung in einem Vorhafen ($B_H/L_H=0,24$) bei Ebbeströmung mit variierendem Salzgehalt und einem Winkel von $\alpha=150^\circ$ zur Außenströmung ($T_{hb}= 3,94 \text{ m}$)

D.1.5 Walzenbildung in den breiten Häfen infolge Tide-, Strömungs- und Dichteeffekt bei verminder-tem Tidehub

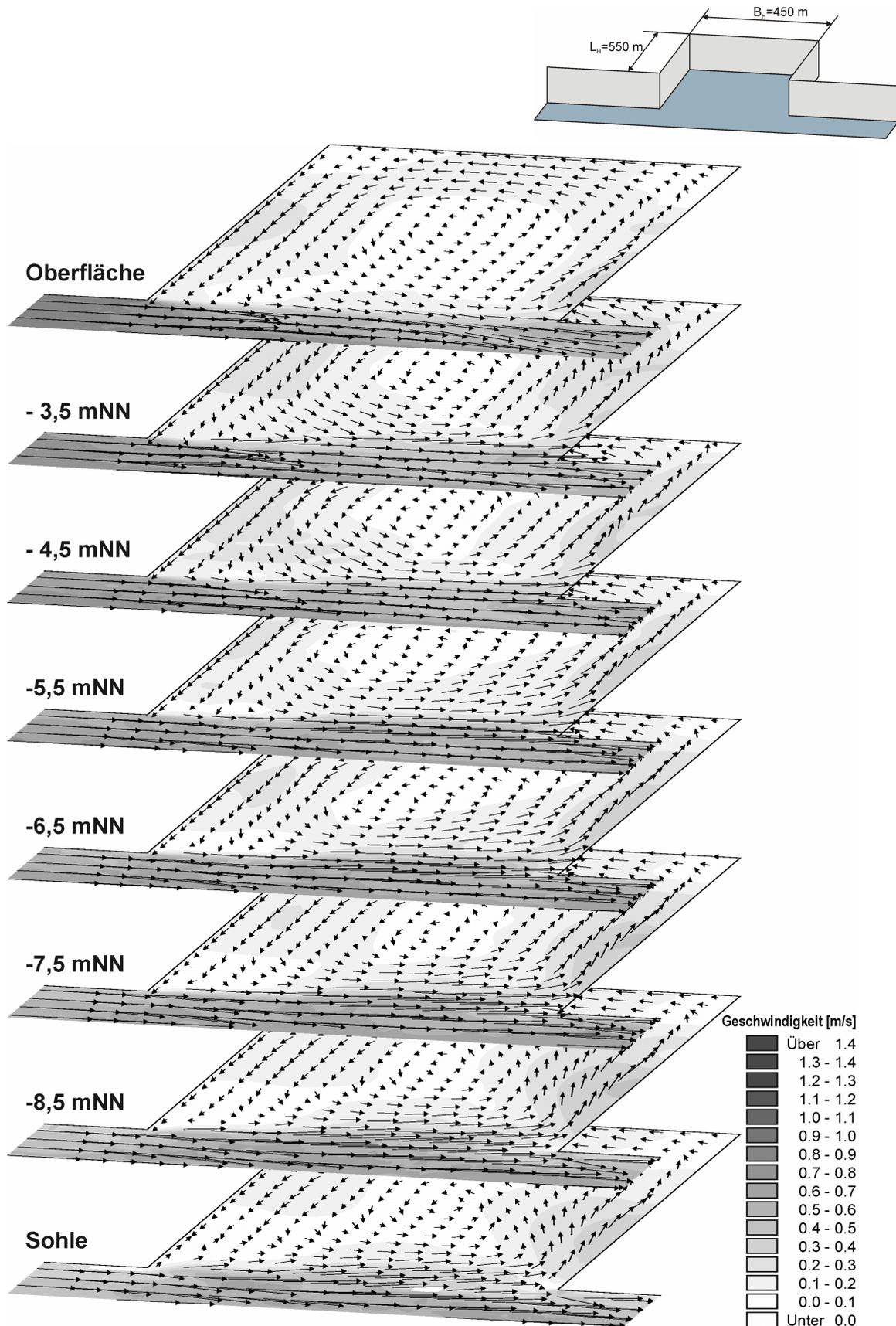


Abb. D.1-33: Walzenbildung in einem nahezu quadratischen Hafen bei Flutströmung mit variierendem Salzgehalt und voller Einfahrtsbreite zur Außenströmung ($B_E = 1,0B_H$; $T_{hb} = 3,55$ m)

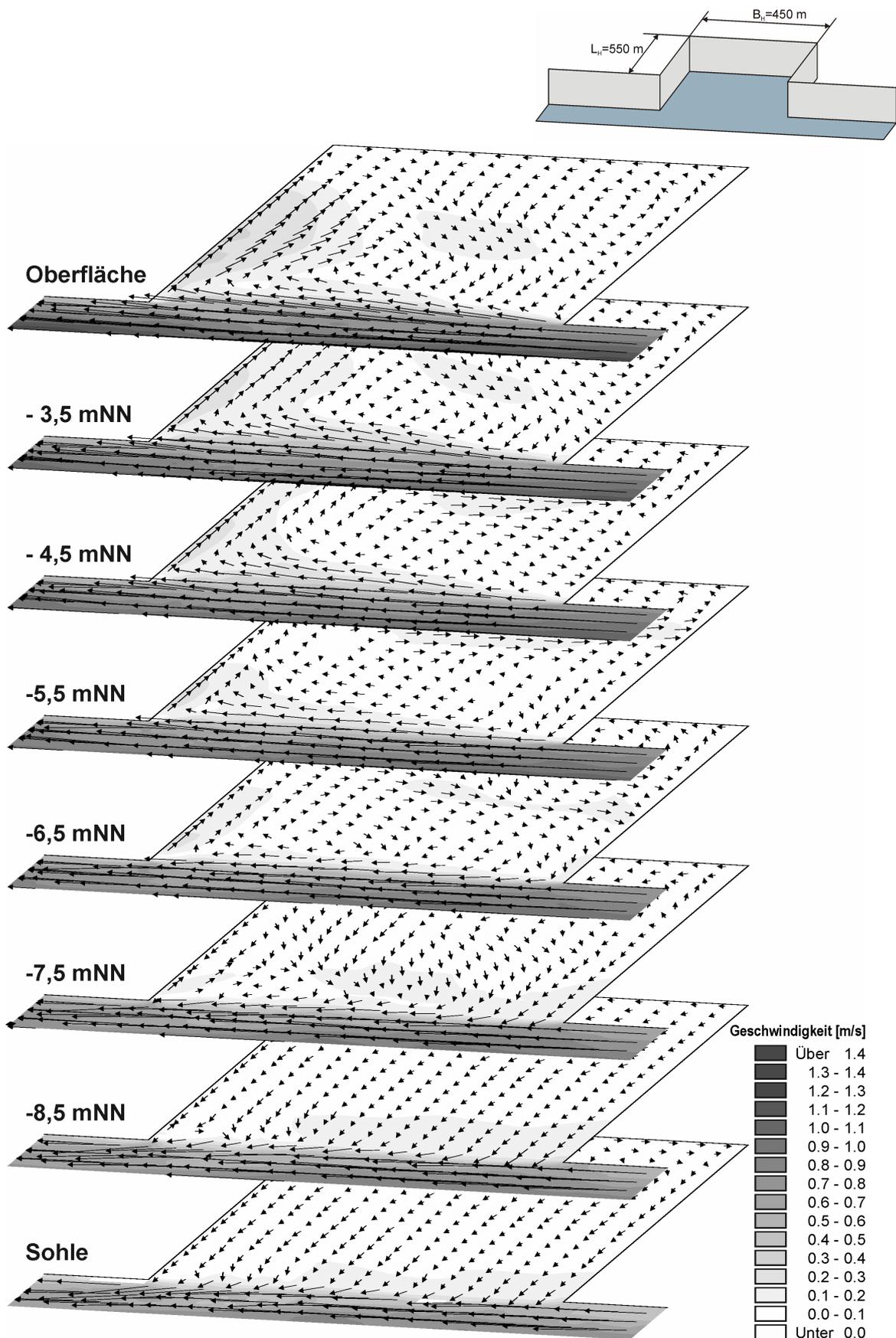


Abb. D.1-34: Walzenbildung in einem nahezu quadratischen Hafen bei Ebbeströmung mit variierendem Salzgehalt und voller Einfahrtsbreite zur Außenströmung ($B_E = 1,0B_H$; $Th_b = 3,55$)

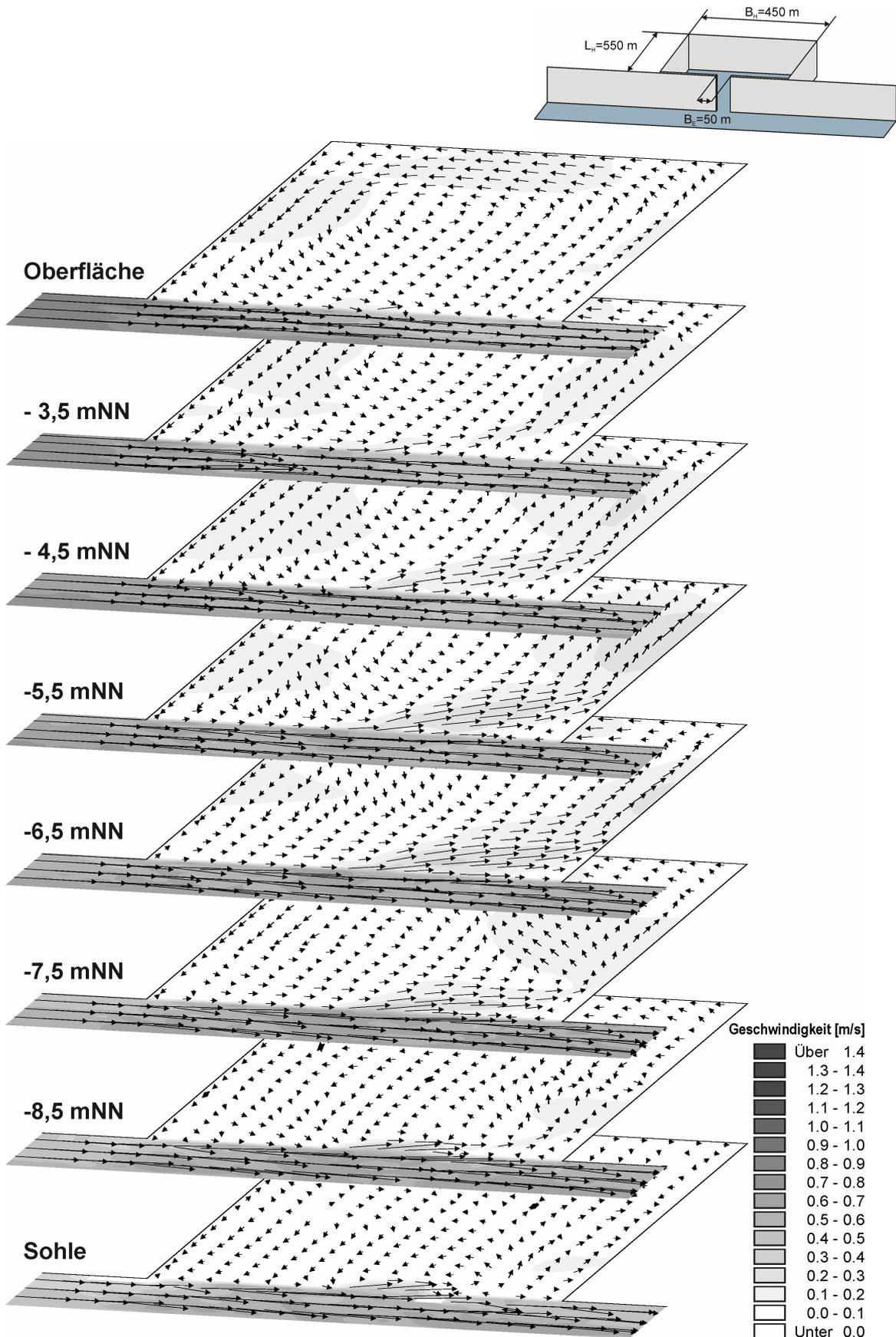


Abb. D.1-35: Walzenbildung in einem nahezu quadratischen Hafen bei Flutströmung mit variierendem Salzgehalt und voller Einfahrtsbreite zur Außenströmung ($B_E = 0,11B_H$; $Th_b = 3,55$ m)

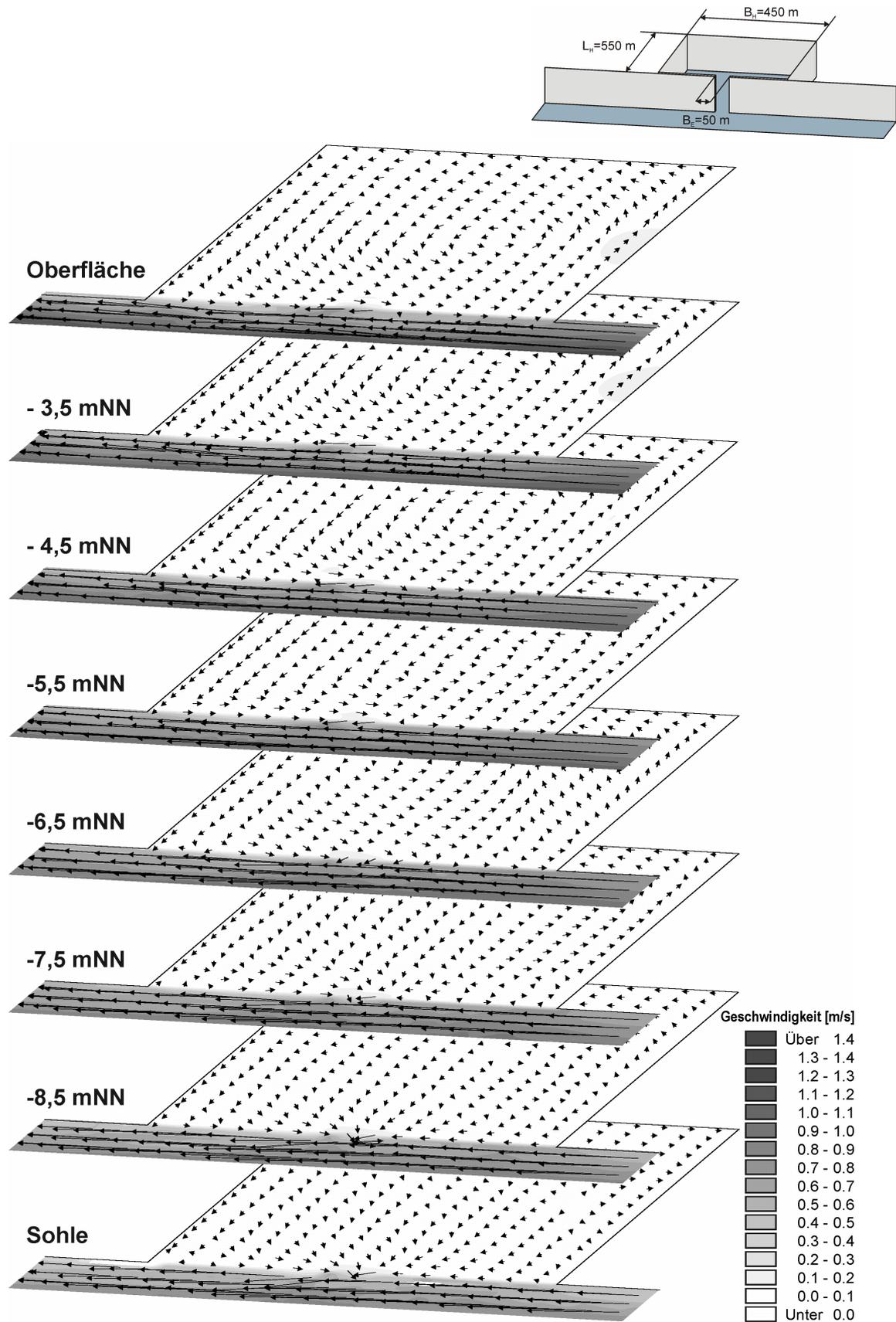


Abb. D.1-36: Walzenbildung in einem nahezu quadratischen Hafen bei Ebbeströmung mit variierendem Salzgehalt und voller Einfahrtsbreite zur Außenströmung ($B_E = 0,11B_H$; $T_{hb} = 3,55\text{ m}$)

D.1.6 Walzenbildung in den Vorhäfen infolge Tide-, Strömungs- und Dichteeffekt bei vermindertem Tidehub

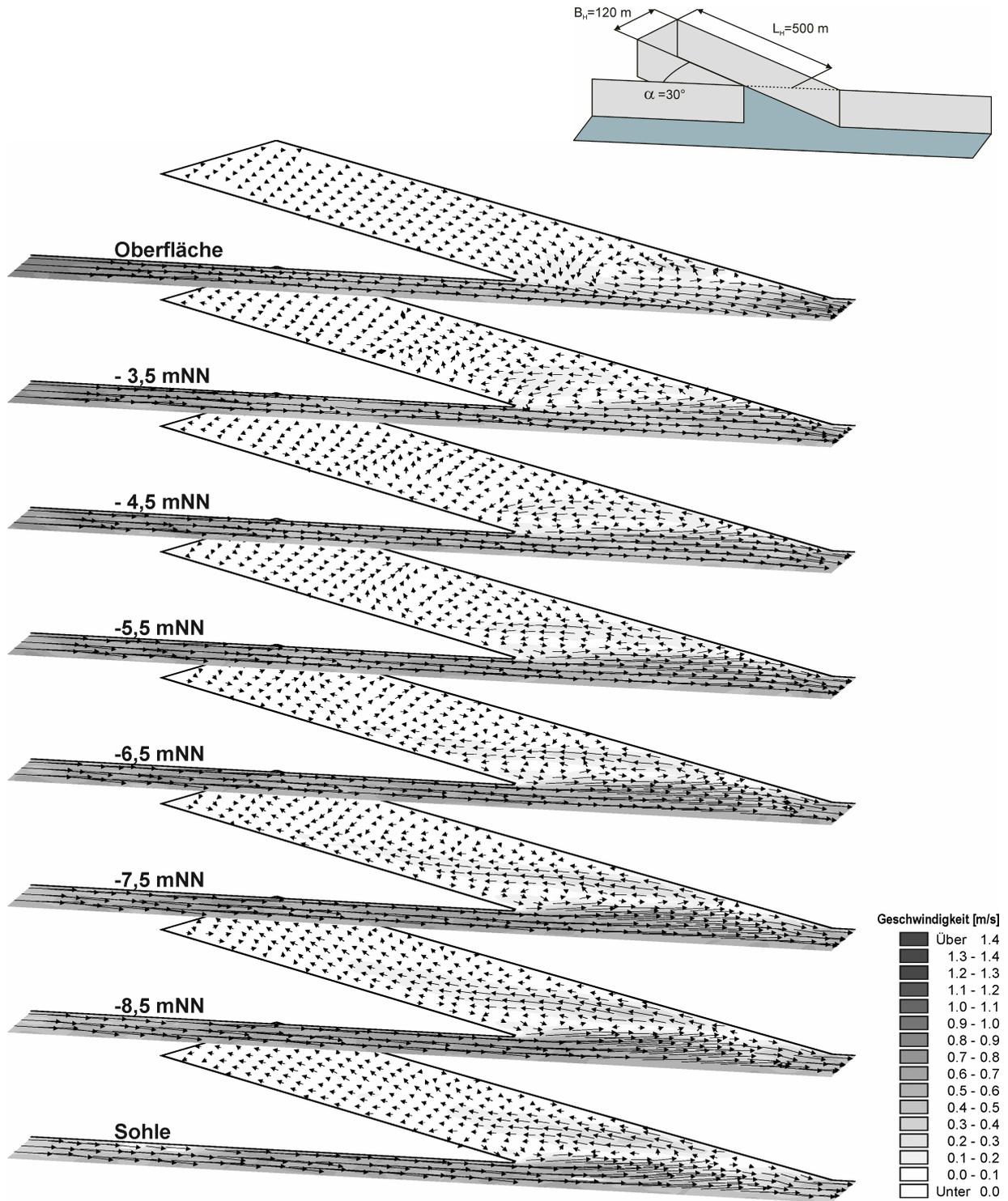


Abb. D.1-37: Walzenbildung in einem Vorhafen ($B_H/L_H=0,24$) bei Flutströmung mit variierendem Salzgehalt und einem Winkel von $\alpha=30^\circ$ zur Außenströmung ($T_{hb}= 3,55 \text{ m}$)

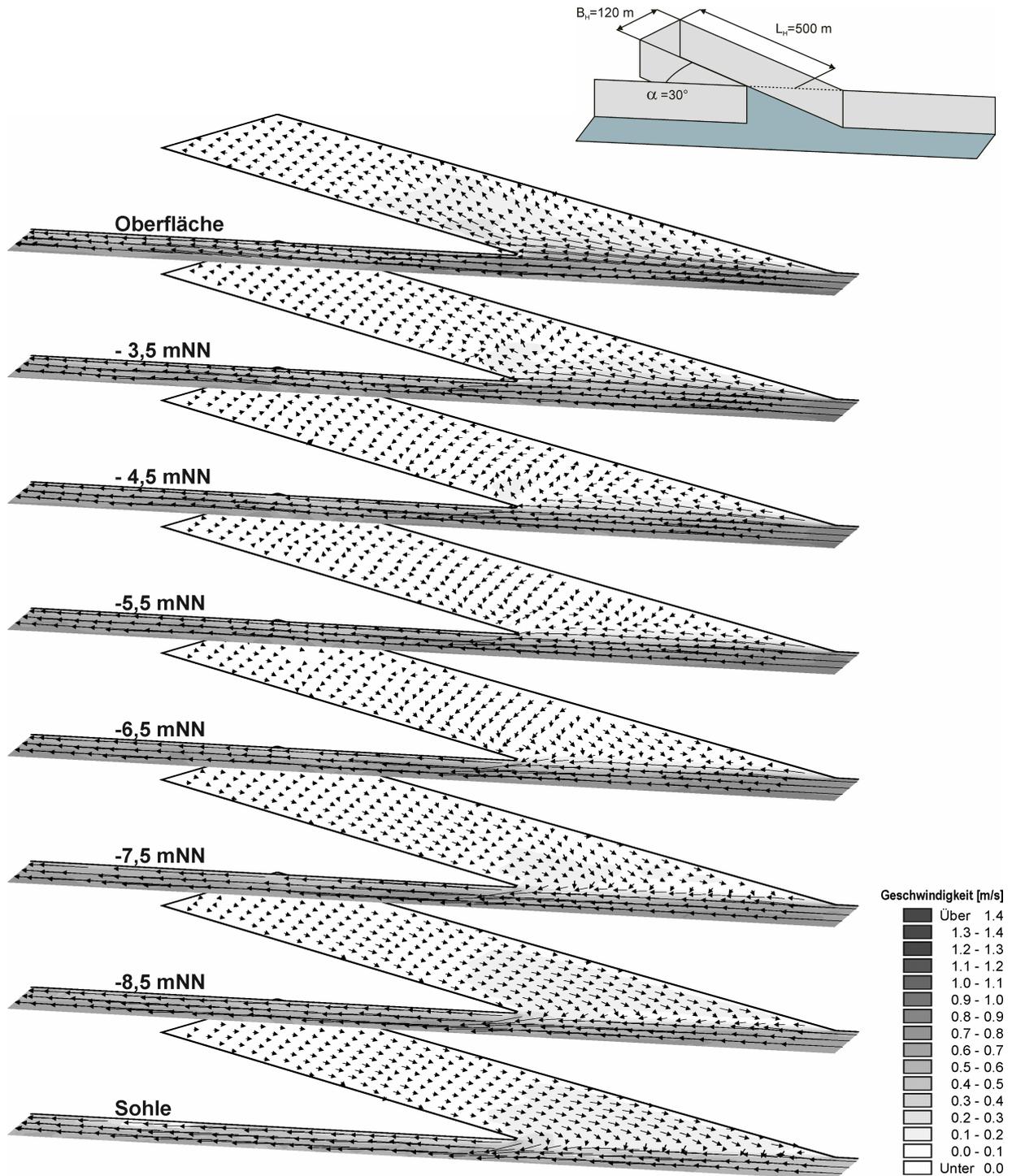


Abb. D.1-38: Walzenbildung in einem Vorhafen ($B_H/L_H=0,24$) bei Ebbe mit variierendem Salzgehalt und einem Winkel von $\alpha=30^\circ$ zur Außenströmung ($T_{hb}= 3,55\text{ m}$)

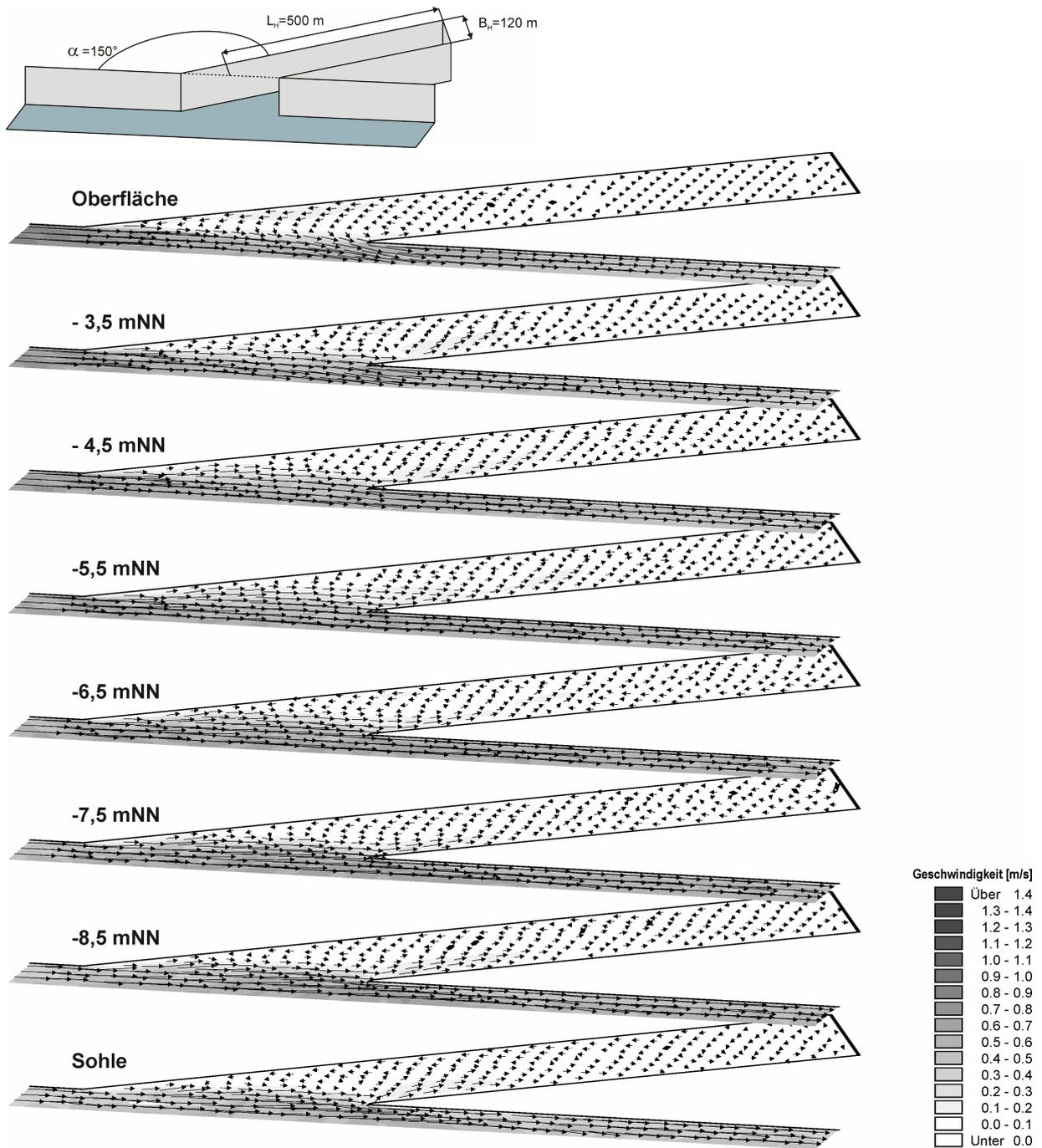


Abb. D.1-39: Walzenbildung in einem Vorhafen ($B_H/L_H=0,24$) bei Flutströmung mit variierendem Salzgehalt und einem Winkel von $\alpha=150^\circ$ zur Außenströmung ($T_{hb}= 3,55\text{ m}$)

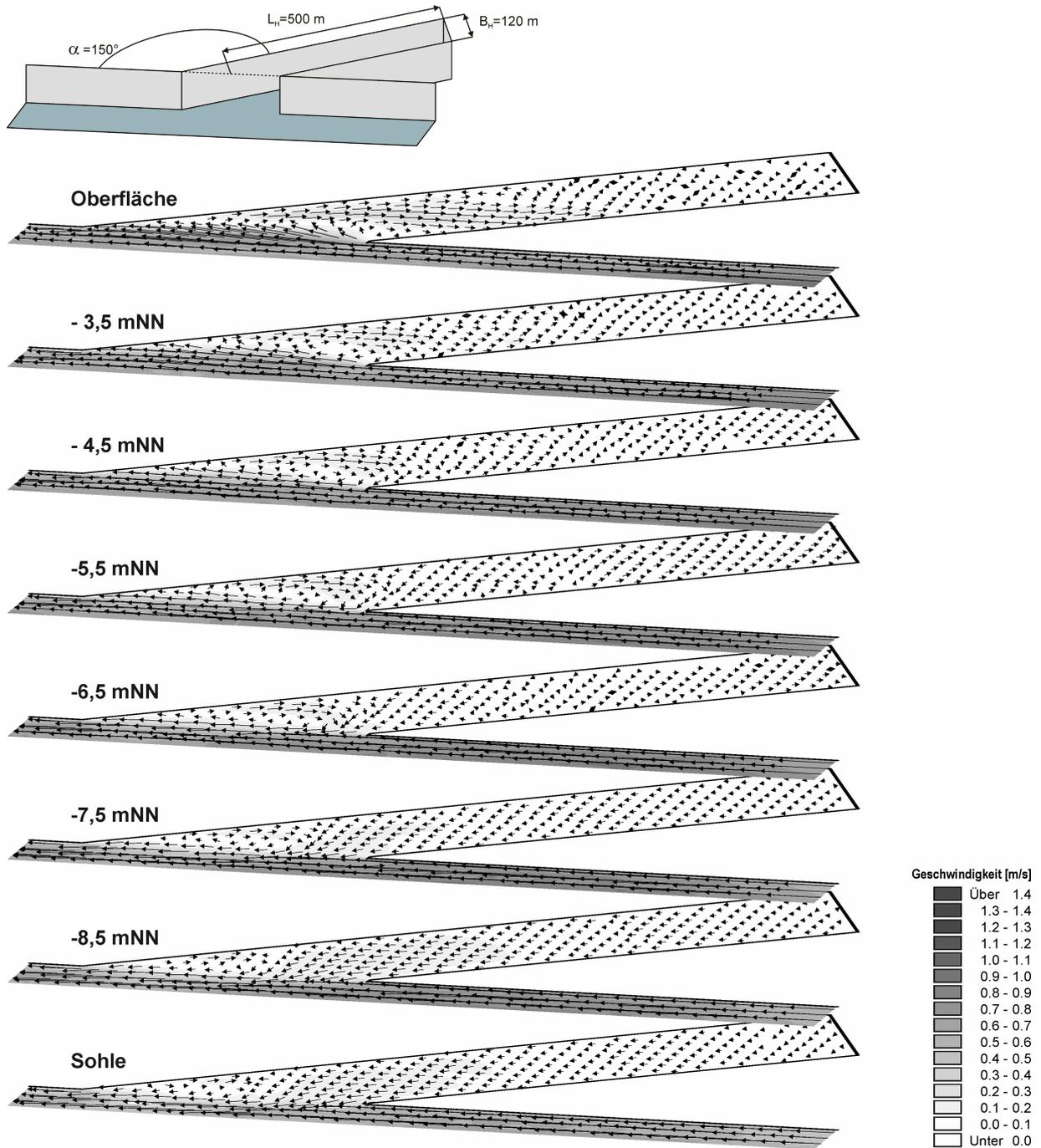


Abb. D.1-40: Walzenbildung in einem Vorhafen ($B_H/L_H=0,24$) bei Ebbeströmung mit variierendem Salzgehalt und einem Winkel von $\alpha=150^\circ$ zur Außenströmung ($T_{hb}= 3,55$ m)

D.2 Austauschwassermengen und Sedimentationsmengen für die in der Parameterstudie untersuchten Häfen

Hafen- formen	Einfahrts- breite [m]	Neigung [°]	Hafenfläche [m ²]	Einströmendes Wasservolumen [m ³ /Tide]			
				Springtide, Thb=3,94m mit Dichteeffekten	Springtide, Thb=3,94m	Nipptide, Thb=3,55m mit Dichteeffekten	
Breite Häfen (a)	1	450	90	247500	10.513.386	4.917.391	8.338.120
	2	250	90	247500	6.651.345	2.178.146	5.262.207
	3	250 abw.	90	247500	5.940.076	2.186.974	4.553.195
	4	250 aufw.	90	247500	5.541.717	1.731.100	4.533.708
	5	350	90	247500	8.698.277	3.322.590	6.915.276
	6	150	90	247500	4.157.517	1.260.375	3.092.442
	7	50	90	247500	1.679.478	1.060.565	1.339.391
Lange Häfen (b)	1	360	45	475000	8.892.939		
	2	250	90	475000	6.169.773		
	3	360	135	475000	8.271.032		
Vorhäfen (c)	1	240	30	60000	4.352.531	2.457.937	3.659.360
	2	165	45	60000	3.263.988	1.390.596	2.540.703
	3	135	60	60000	2.787.299	1.057.531	2.204.052
	4	120	75	60000	2.658.203	770.196	2.017.014
	5	120	90	60000	2.633.147	666.495	1.920.268
	6	120	105	60000	2.700.524	581.919	1.927.273
	7	135	120	60000	2.825.066	852.847	2.031.677
	8	165	135	60000	3.262.983	1.144.178	2.345.280
	9	240	150	60000	4.211.583	1.909.930	2.855.396

Tafel D.2-1: Austauschwassermenge zwischen den Häfen und der Außenströmung

Hafen- formen	Einfahrts- breite [m]	Neigung [°]	Hafen- fläche [m ²]	Sedimentation [m ³ /Tide]			
				September 2000 (1. Untersuchungs- zeitraum, Springtide)	September 2000 ohne saline Dichteeffekte (1. Untersuchungs- zeitraum, Springtide)	Mai 2001 (2. Untersuchungs- zeitraum, Nipptide)	
Breite Häfen (a)	1	450	90	247500	374,87	-6,74	46,37
	2	250	90	247500	355,73	-5,00	43,37
	3	250 abw.	90	247500	387,70	-2,58	50,95
	4	250 aufw.	90	247500	296,95	-4,25	39,29
	5	350	90	247500	368,13	-7,41	44,46
	6	150	90	247500	276,22	-2,58	35,46
	7	50	90	247500	134,87	1,42	12,65
Lange Häfen (b)	1	360	45	475000	341,99		
	2	250	90	475000	420,20		
	3	360	135	475000	617,26		
Vorhäfen (c)	1	240	30	60000	99,71	-6,95	6,50
	2	165	45	60000	100,38	-3,72	10,67
	3	135	60	60000	99,10	-2,38	11,99
	4	120	75	60000	107,09	-1,89	12,13
	5	120	90	60000	123,97	0,30	12,23
	6	120	105	60000	131,65	-1,40	13,53
	7	135	120	60000	134,94	-1,16	14,00
	8	165	135	60000	156,09	-1,65	14,57
	9	240	150	60000	166,15	-4,88	12,39

Tafel D.2-2: Sedimentation in den Häfen der Parameterstudie

D.3 Sedimentationshöhen in den untersuchten Häfen

D.3.1 Sedimentationshöhen in den breiten Häfen infolge Tide-, Strömungs- und Dichteeffekt

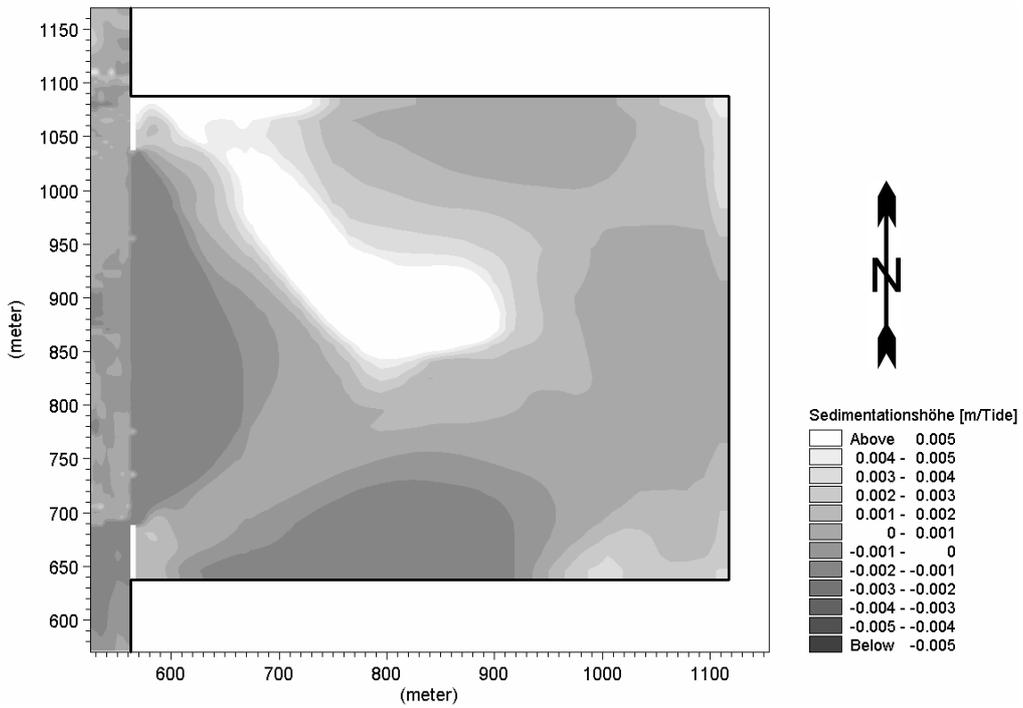


Abb. D.3-1: Mittlere Sedimentationshöhe je Tide in einem nahezu quadratischen Hafen mit variierendem Salzgehalt bei eingeschränkter Einfahrtsbreite zur Außenströmung ($B_E = 0,78B_H$; $T_{hb} = 3,94$ m)

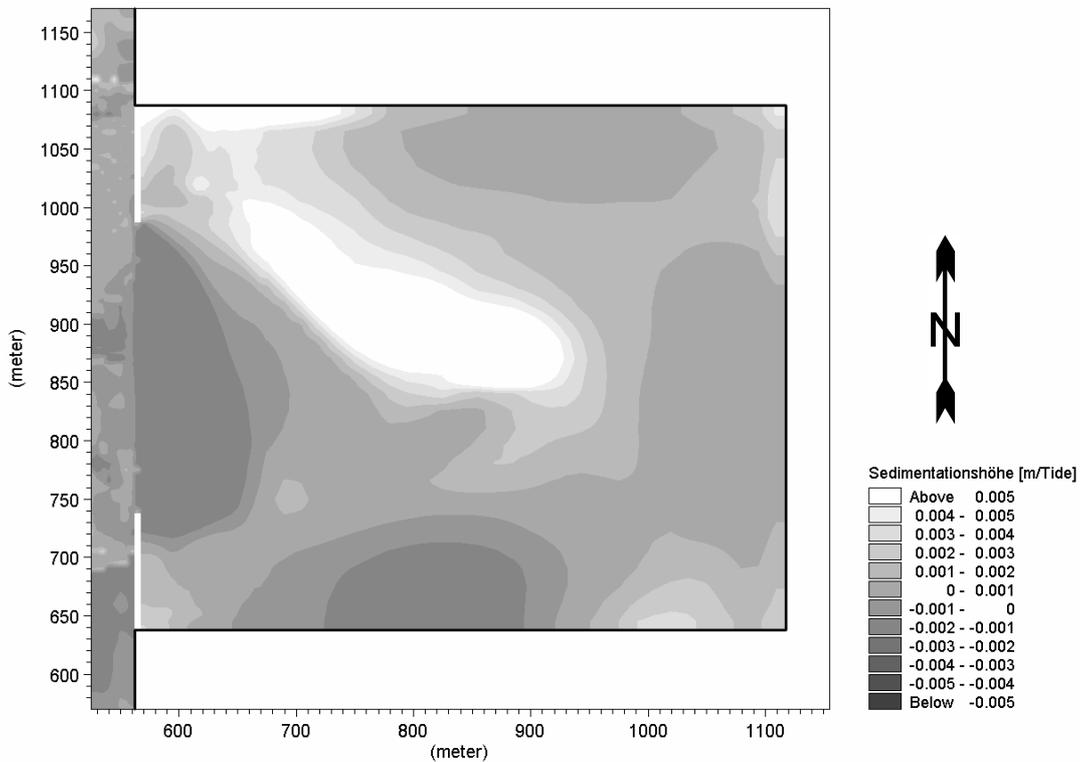


Abb. D.3-2: Mittlere Sedimentationshöhe je Tide in einem nahezu quadratischen Hafen mit variierendem Salzgehalt bei eingeschränkter Einfahrtsbreite zur Außenströmung ($B_E = 0,56B_H$; $T_{hb} = 3,94$ m)

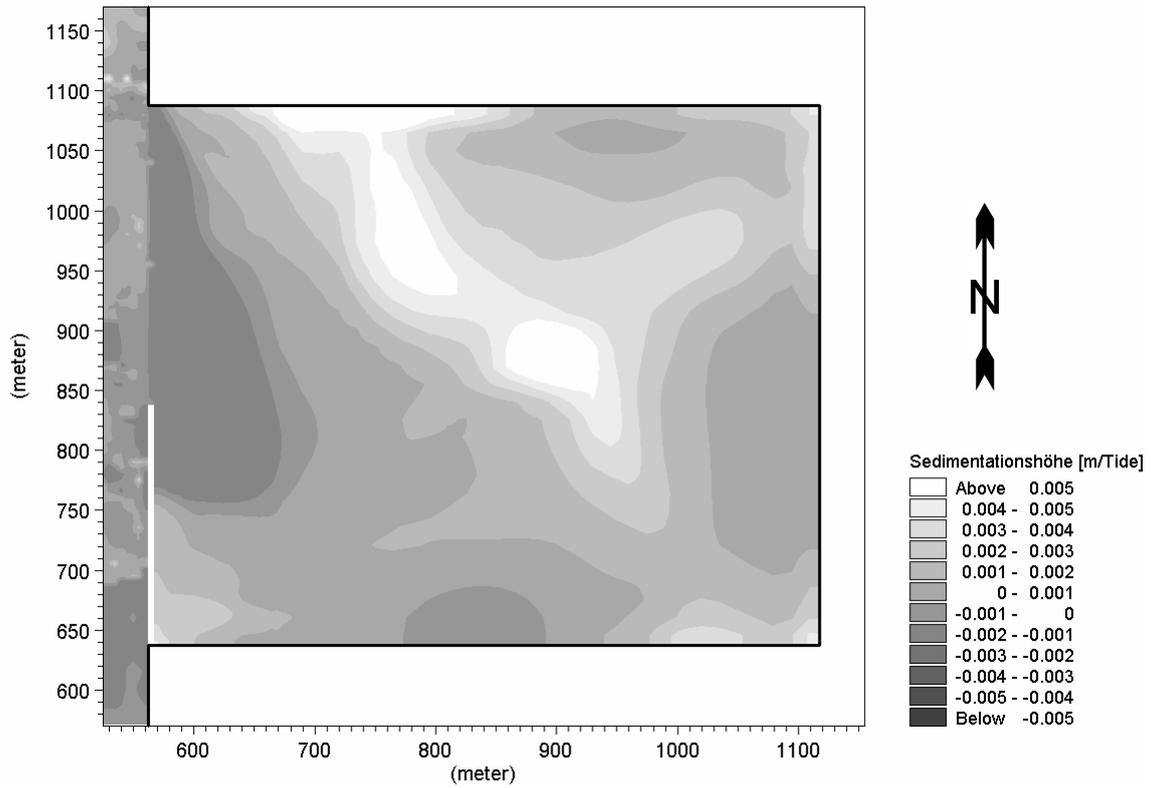


Abb. D.3-3: Mittlere Sedimentationshöhe je Tide in einem nahezu quadratischen Hafen mit variierendem Salzgehalt bei eingeschränkter Einfahrtsbreite zur Außenströmung ($B_E = 0,56B_H$; Lage der Einfahrt stromab; $T_{hb} = 3,94$ m)

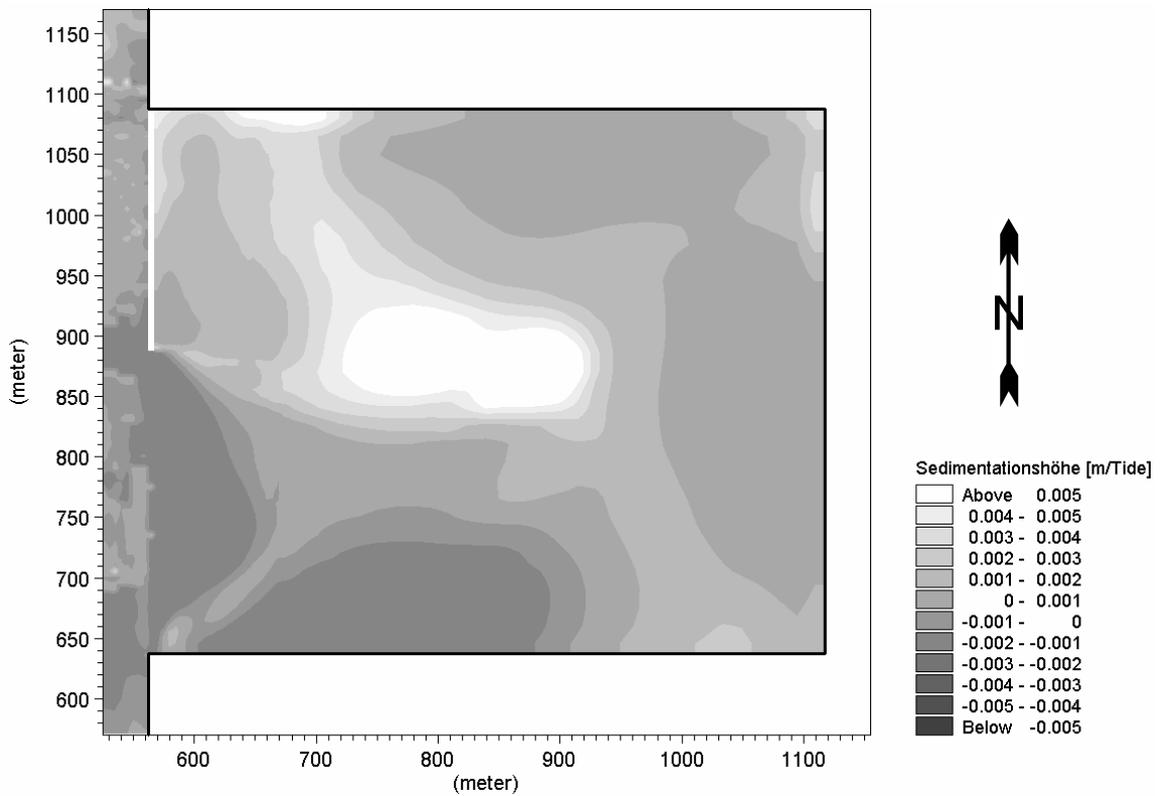


Abb. D.3-4: Mittlere Sedimentationshöhe je Tide in einem nahezu quadratischen Hafen mit variierendem Salzgehalt bei eingeschränkter Einfahrtsbreite zur Außenströmung ($B_E = 0,56B_H$; Lage der Einfahrt stromauf; $T_{hb} = 3,94$ m)

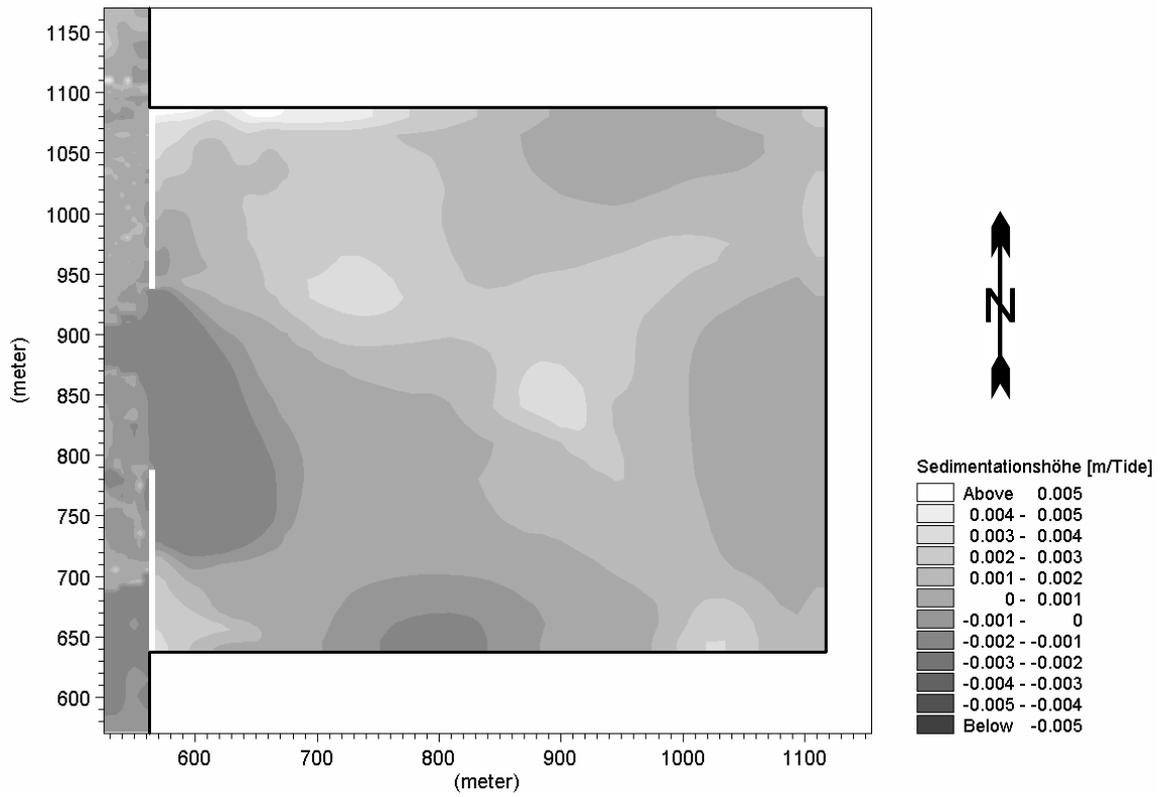


Abb. D.3-5: Mittlere Sedimentationshöhe je Tide in einem nahezu quadratischen Hafen mit variierendem Salzgehalt bei eingeschränkter Einfahrtsbreite zur Außenströmung ($B_E = 0,33B_H$; $T_{hb} = 3,94$ m)

D.3.2 Sedimentationshöhen in den Vorhäfen infolge Tide-, Strömungs- und Dichteeffekt

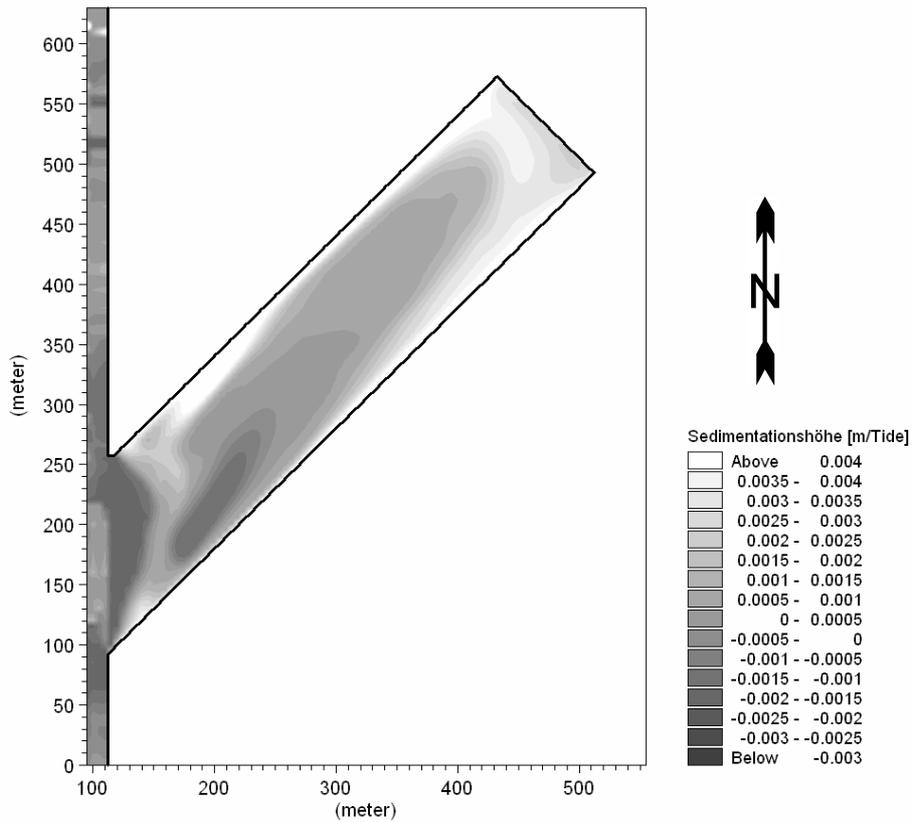


Abb. D.3-6: Mittlere Sedimentationshöhe je Tide in einem Vorhafen ($B_H/L_H=0,24$) mit variierendem Salzgehalt bei einem Winkel von $\alpha=45^\circ$ zur Außenströmung ($T_{hb}= 3,94$ m)

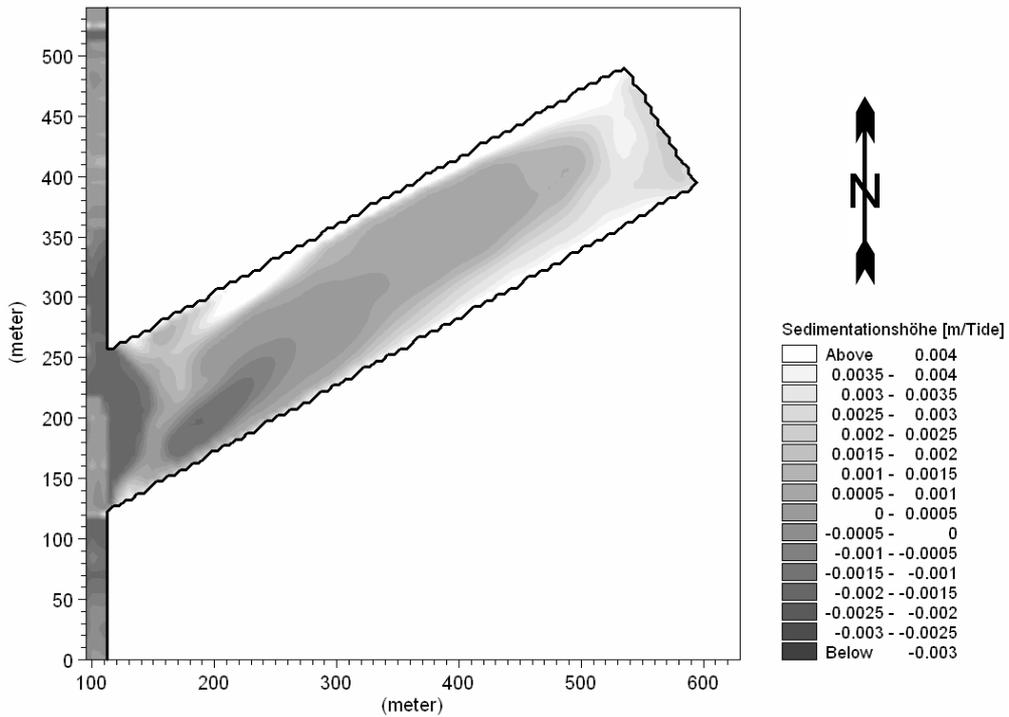


Abb. D.3-7: Mittlere Sedimentationshöhe je Tide in einem Vorhafen ($B_H/L_H=0,24$) mit variierendem Salzgehalt bei einem Winkel von $\alpha=60^\circ$ zur Außenströmung ($T_{hb}= 3,94$ m)

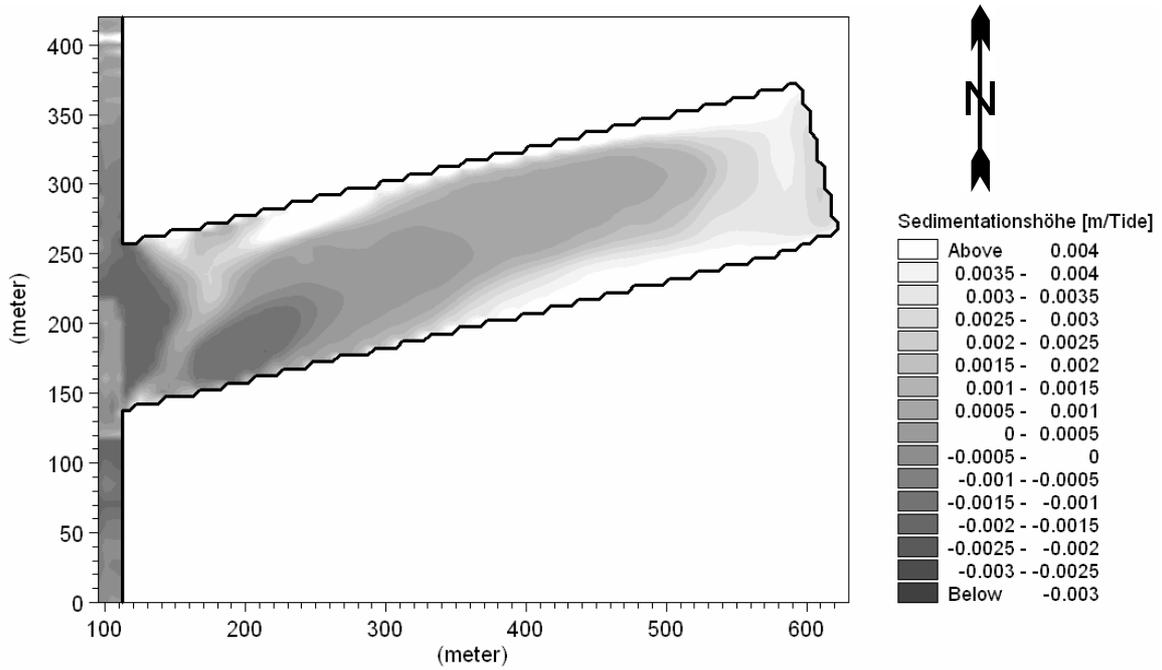


Abb. D.3-8: Mittlere Sedimentationshöhe je Tide in einem Vorhafen ($B_H/L_H=0,24$) mit variierendem Salzgehalt bei einem Winkel von $\alpha=75^\circ$ zur Außenströmung ($Th_b=3,94$ m)

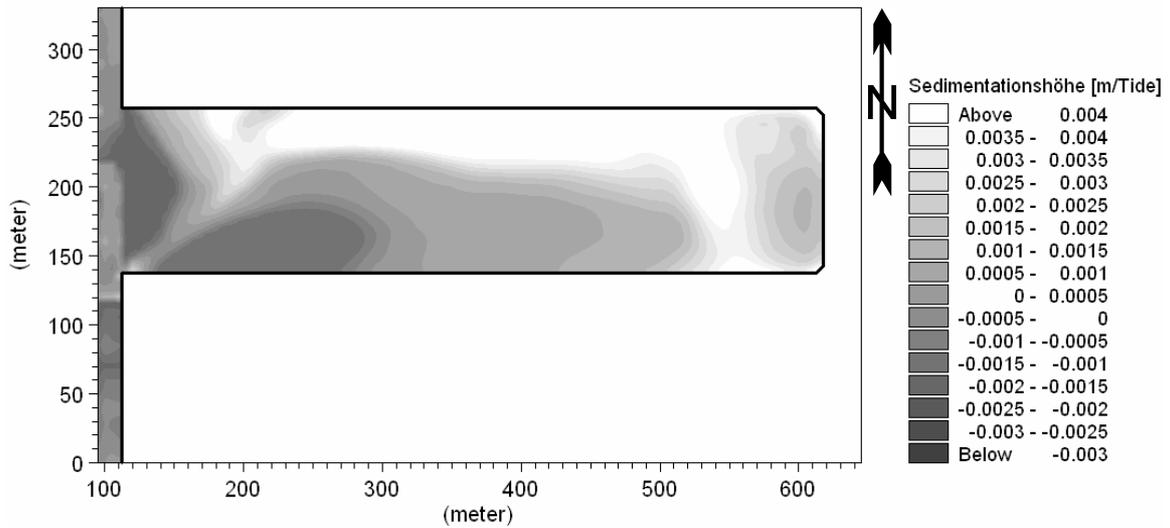


Abb. D.3-9: Mittlere Sedimentationshöhe je Tide in einem Vorhafen ($B_H/L_H=0,24$) mit variierendem Salzgehalt bei einem Winkel von $\alpha=90^\circ$ zur Außenströmung ($Th_b=3,94$ m)

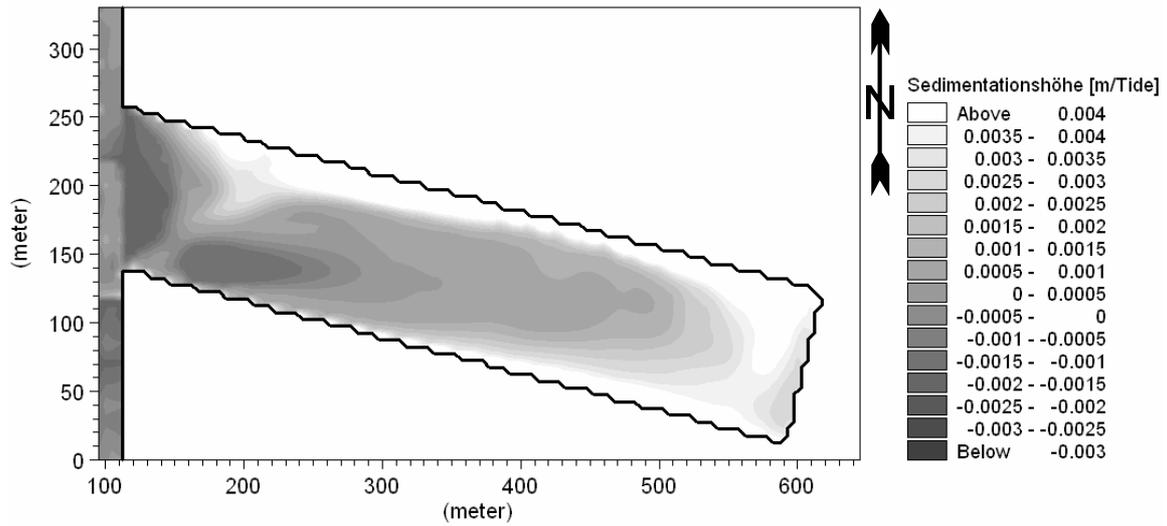


Abb. D.3-10: Mittlere Sedimentationshöhe je Tide in einem Vorhafen ($B_H/L_H=0,24$) mit variierendem Salzgehalt bei einem Winkel von $\alpha=105^\circ$ zur Außenströmung ($T_{hb}= 3,94$ m)

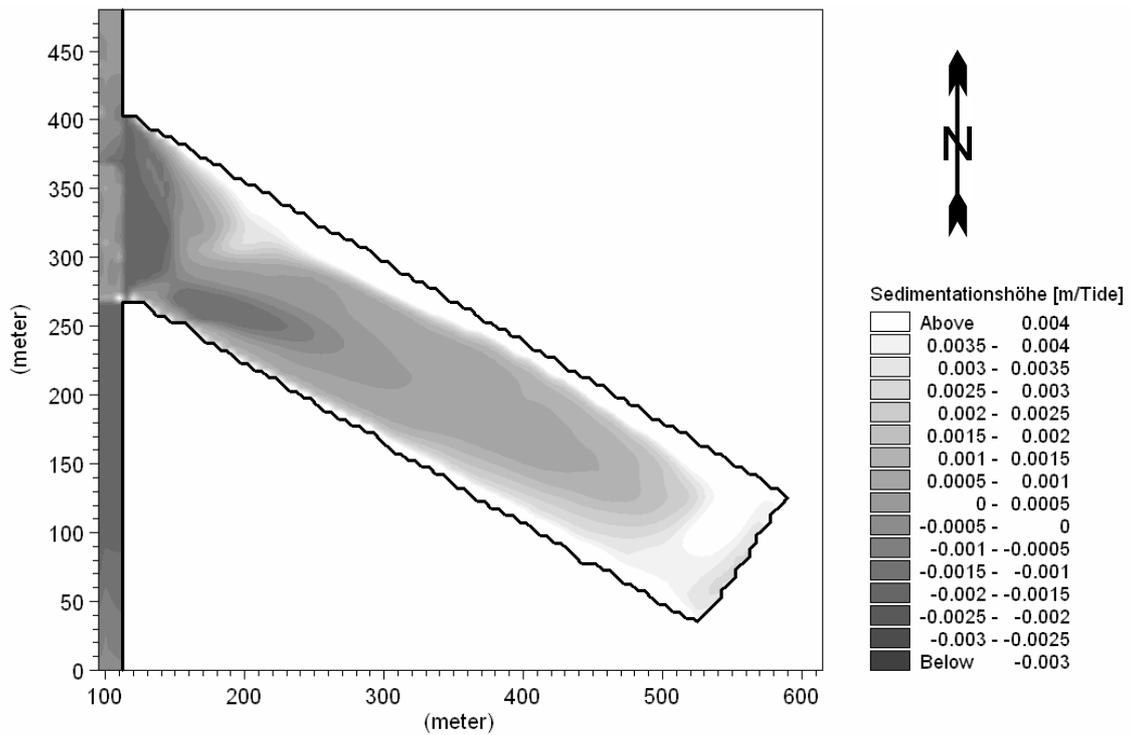


Abb. D.3-11: Mittlere Sedimentationshöhe je Tide in einem Vorhafen ($B_H/L_H=0,24$) mit variierendem Salzgehalt bei einem Winkel von $\alpha=120^\circ$ zur Außenströmung ($T_{hb}= 3,94$ m)

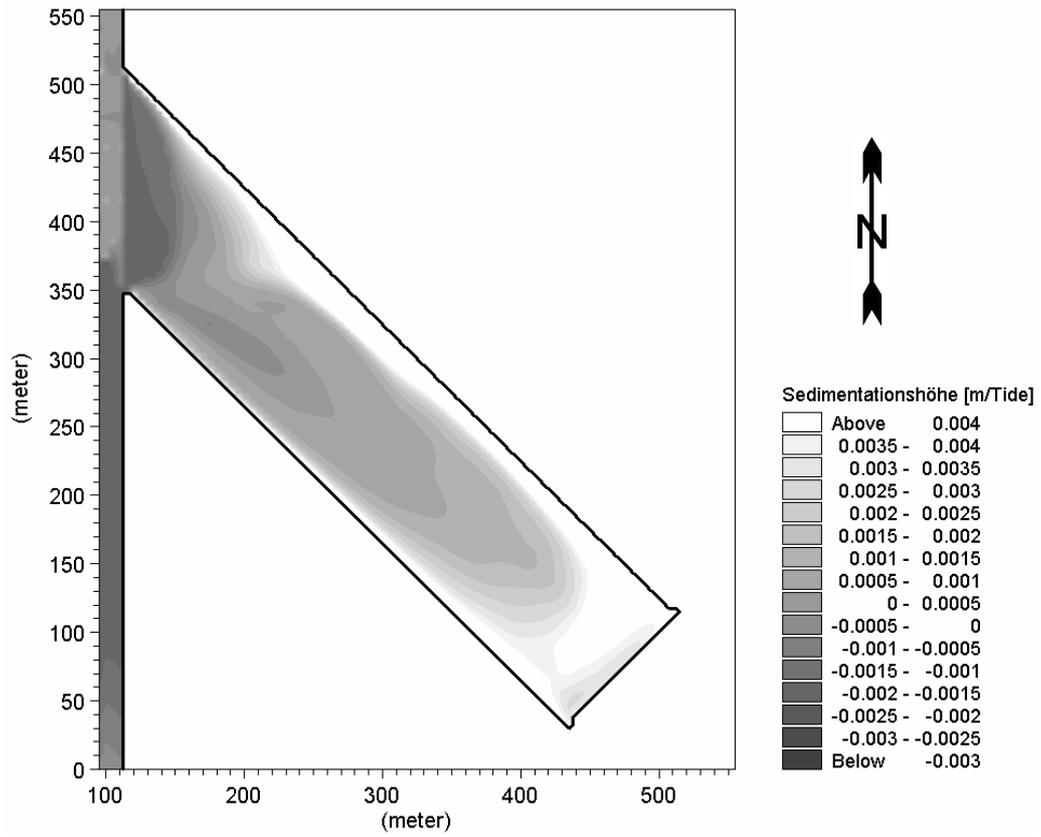


Abb. D.3-12: Mittlere Sedimentationshöhe je Tide in einem Vorhafen ($B_H/L_H=0,24$) mit variierendem Salzgehalt bei einem Winkel von $\alpha=135^\circ$ zur Außenströmung ($T_{hb}= 3,94$ m)

D.3.3 Sedimentationshöhen in den langen Häfen infolge Tide-, Strömungs- und Dichteeffekt

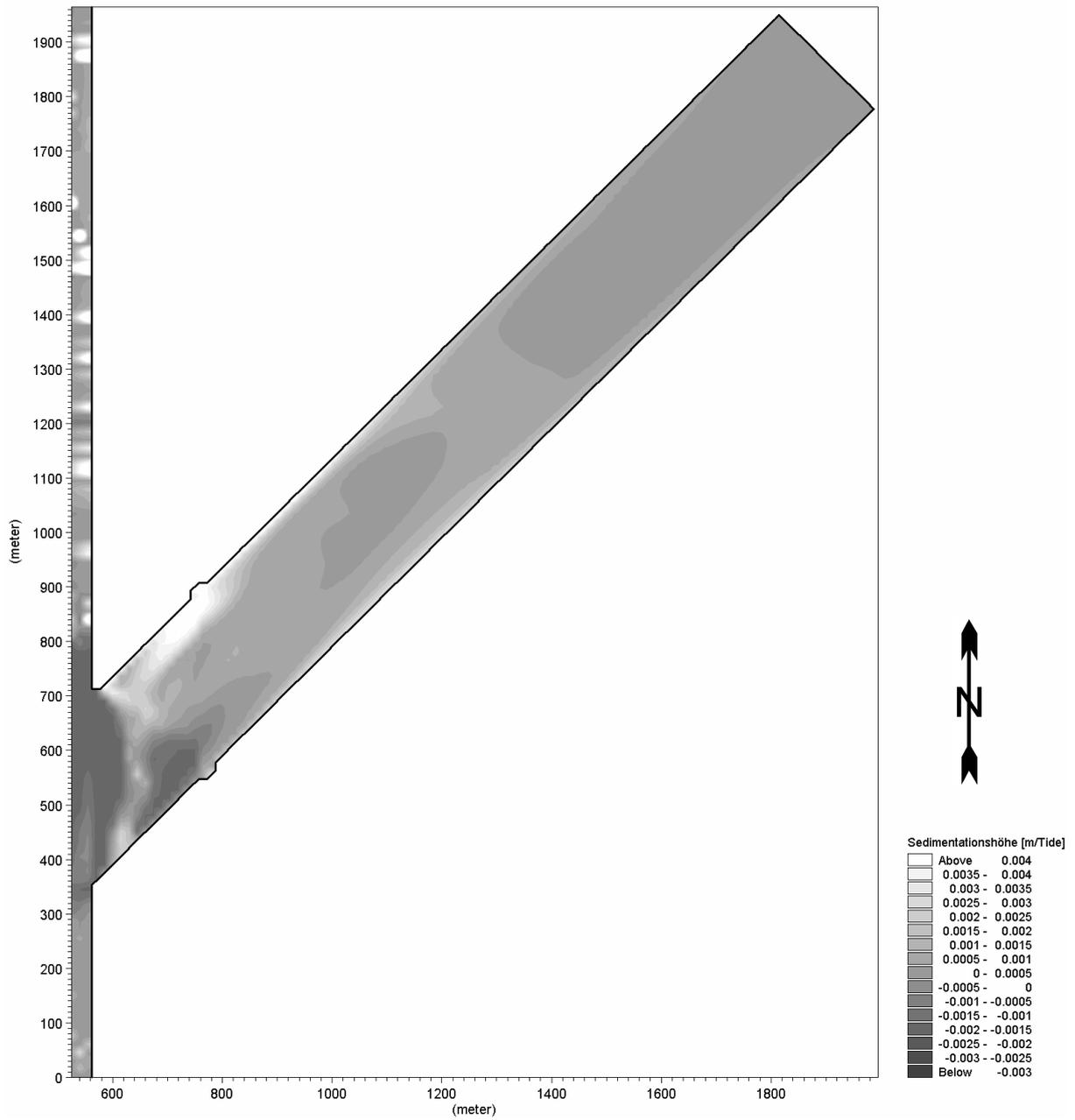


Abb. D.3-13: Mittlere Sedimentationshöhe je Tide in einem langen Hafen ($B_H/L_H=0,13$) mit variierendem Salzgehalt bei einem Winkel von $\alpha=45^\circ$ zur Außenströmung ($T_{th}= 3,94$ m)

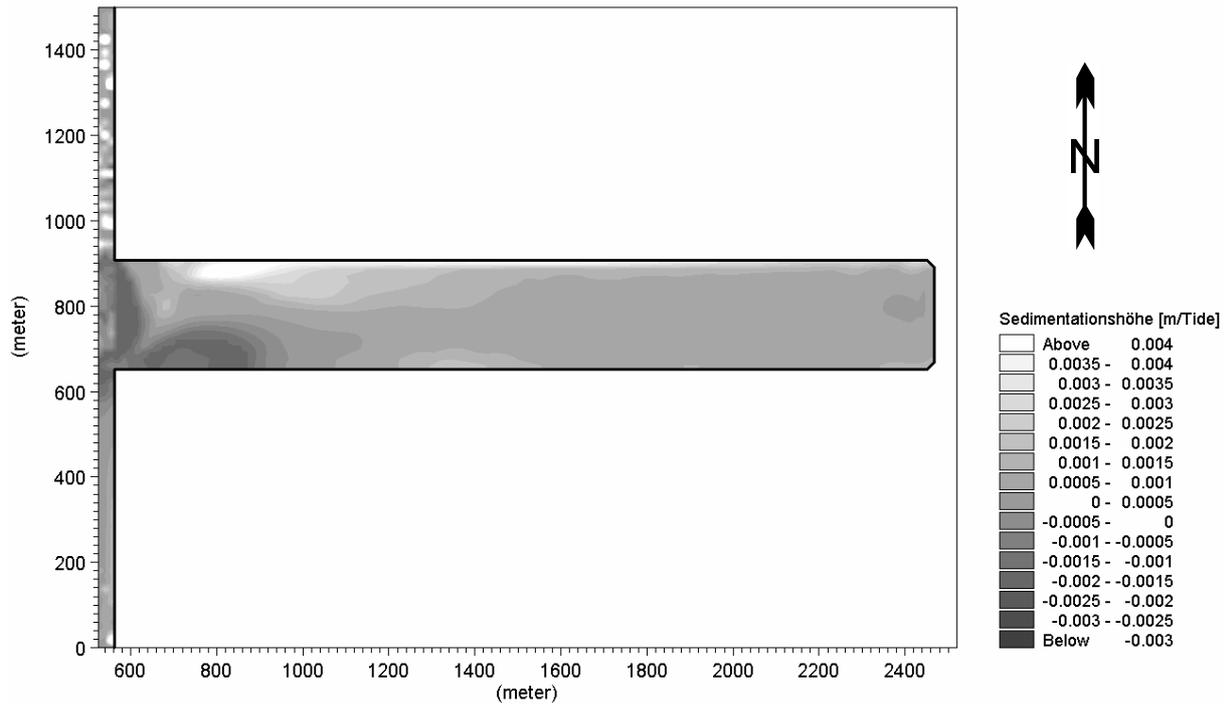


Abb. D.3-14: Mittlere Sedimentationshöhe je Tide in einem langen Hafen ($B_H/L_H=0,13$) mit variierendem Salzgehalt bei einem Winkel von $\alpha=90^\circ$ zur Außenströmung ($T_{hb}= 3,94$ m)

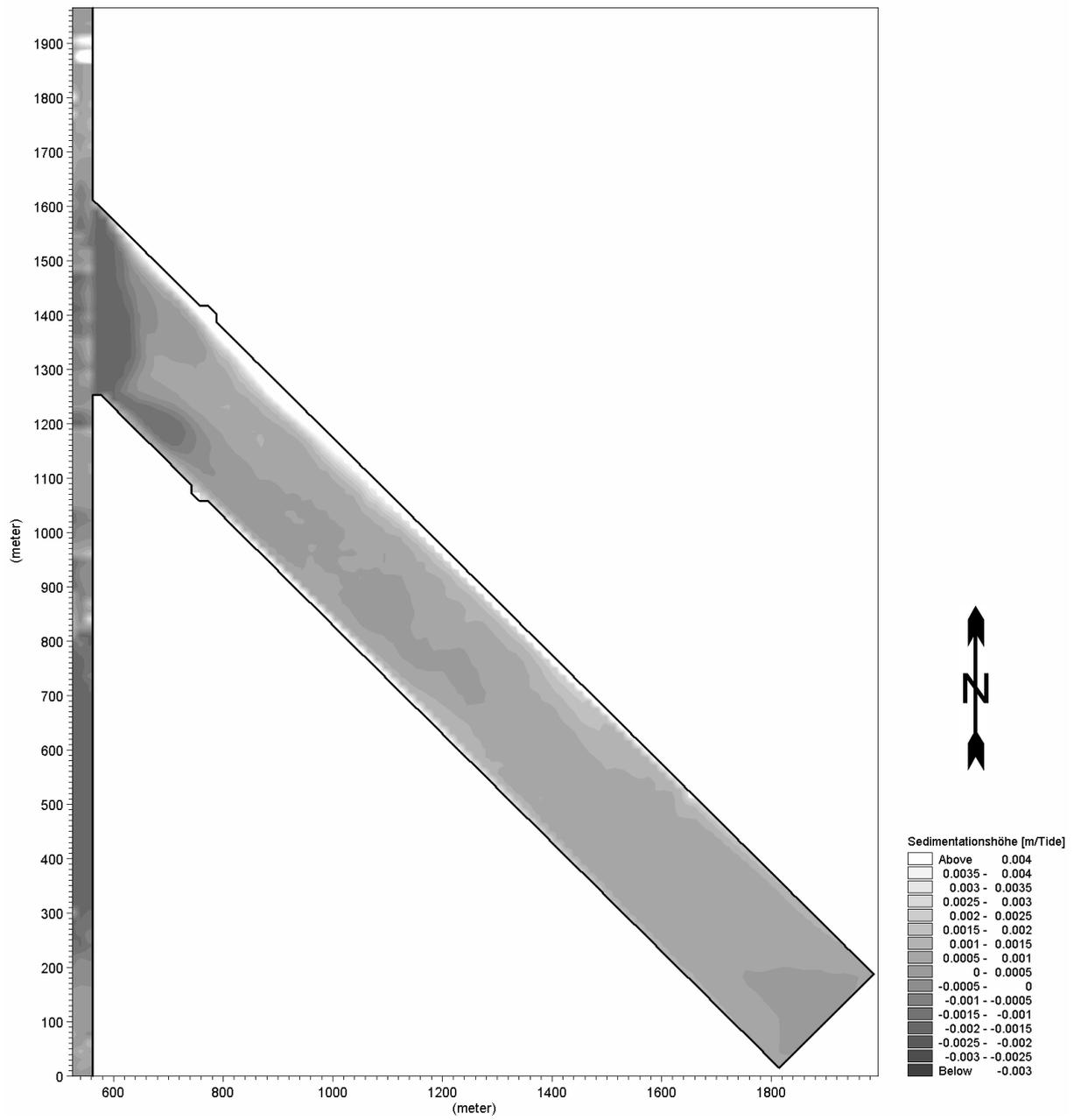


Abb. D.3-15: Mittlere Sedimentationshöhe je Tide in einem langen Hafen ($B_H/L_H=0,13$) mit variierendem Salzgehalt bei einem Winkel von $\alpha=135^\circ$ zur Außenströmung ($T_{hb}=3,94$ m)

Appendix E Änderungen in den Strömungen im Vorhafen zur Nordschleuse bei verschiedenen Maßnahmen zur Einschränkung der Sedimentation

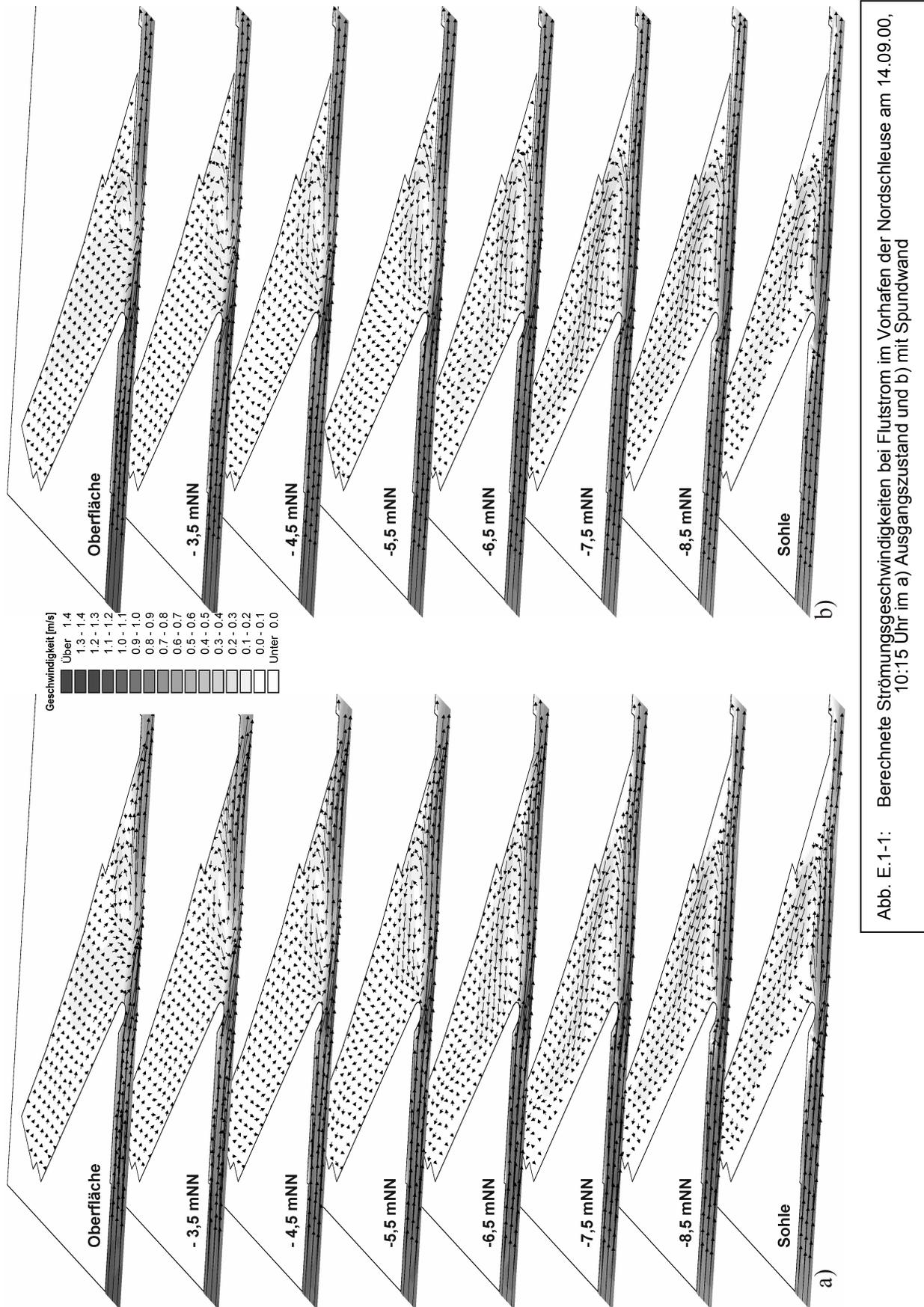


Abb. E.1-1: Berechnete Strömungsgeschwindigkeiten bei Flutstrom im Vorhafen der Nordschleuse am 14.09.00, 10:15 Uhr im a) Ausgangszustand und b) mit Spundwand

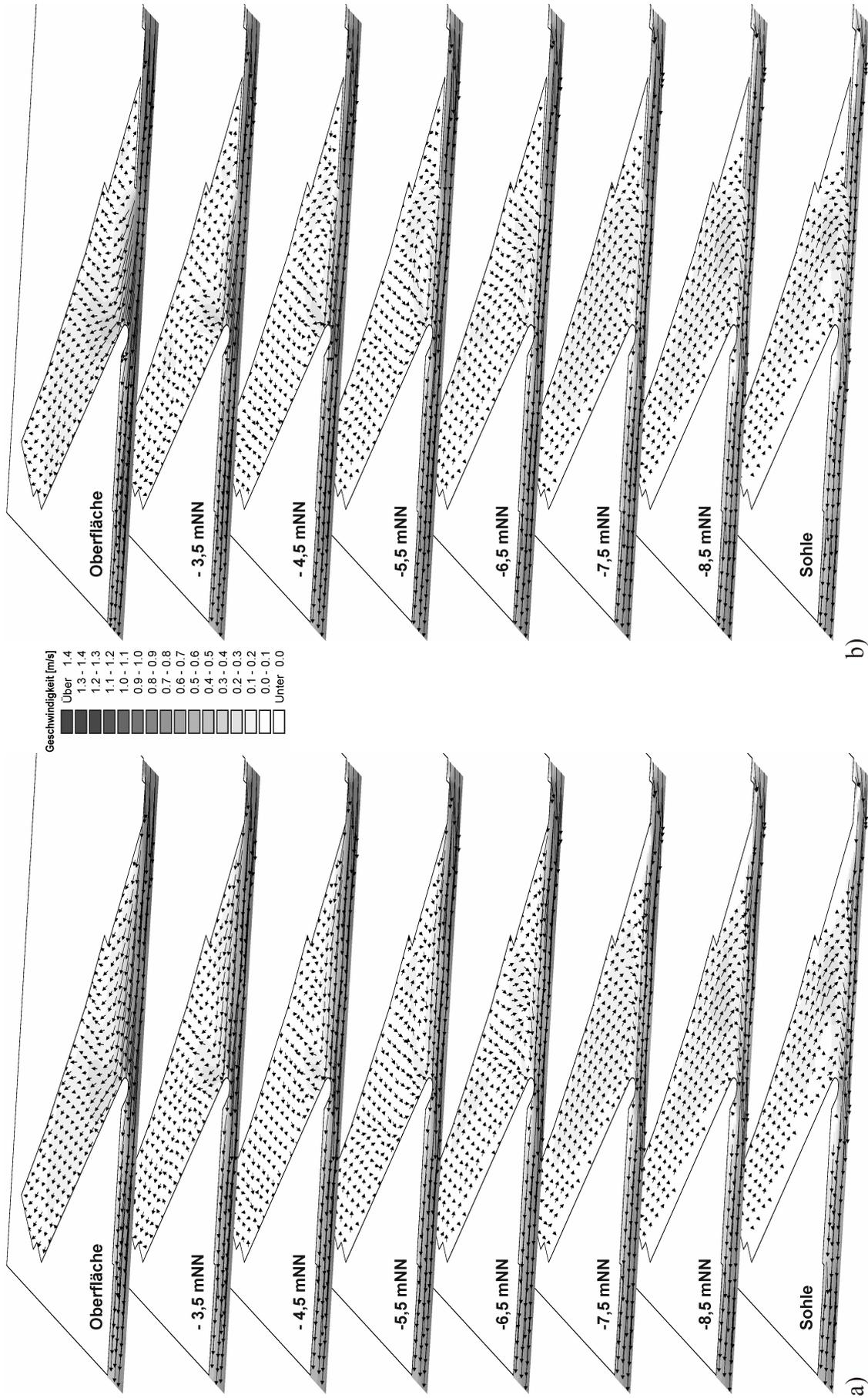


Abb. E.1-2: Berechnete Strömungsgeschwindigkeiten bei Ebbestrom im Vorhafen im Nordschleuse am 14.09.00, 18:10 Uhr im a) Ausgangszustand und b) mit Spundwand

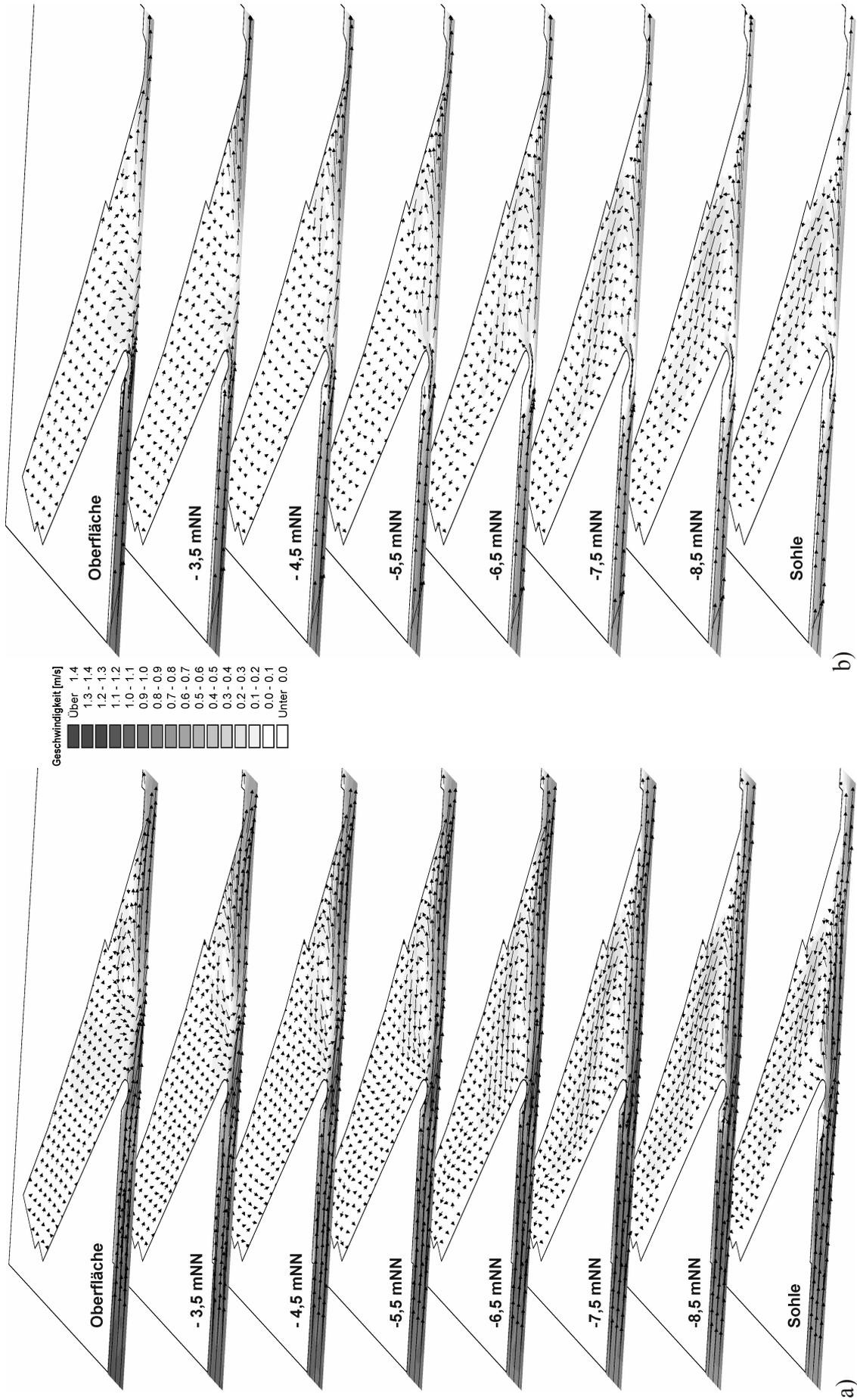


Abb. E.1-3: Berechnete Strömungsgeschwindigkeiten bei Flutstrom im Vorhafen der Nordschleuse am 14.09.00, 10:15 Uhr im a) Ausgangszustand und b) mit Umlenkwand

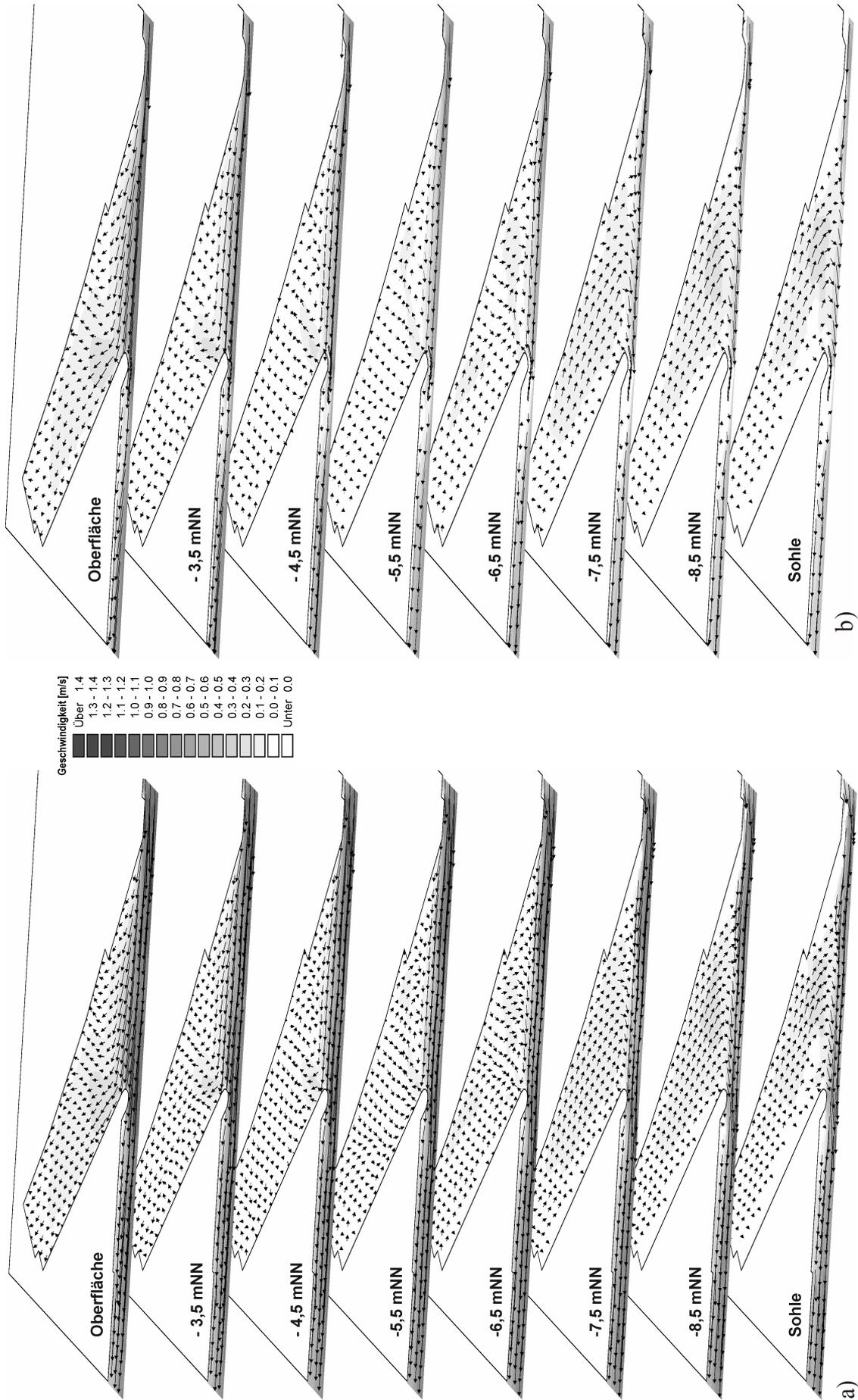


Abb. E.1-4: Berechnete Strömungsgeschwindigkeiten bei Ebbestrom im Vorhafen der Nordschleuse am 14.09.00, 18:10 Uhr im a) Ausgangszustand und b) mit Umlenkwand

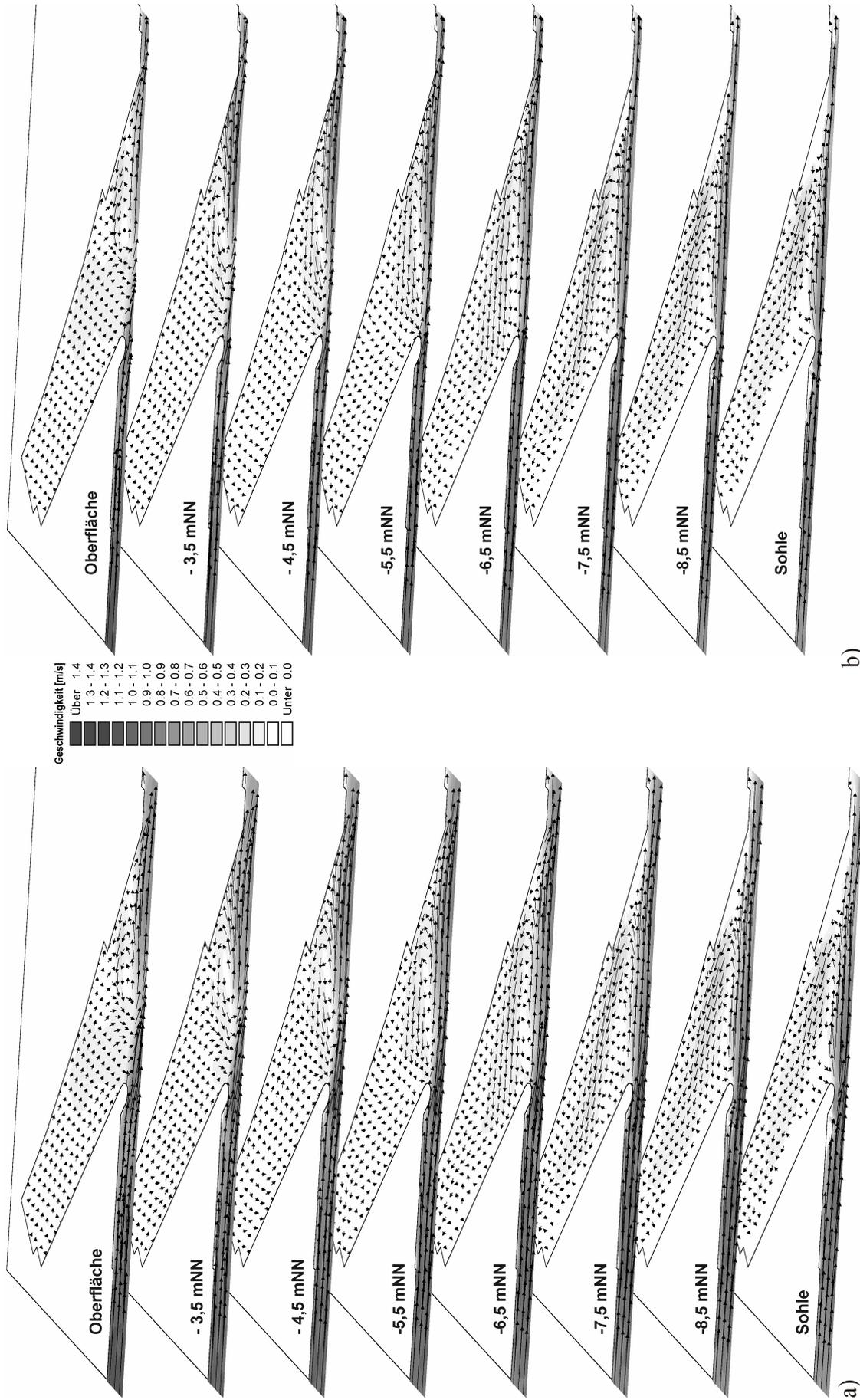


Abb. E.1-5: Berechnete Strömungsgeschwindigkeiten bei Flutstrom im Vorhafen der Nordschleuse am 14.09.00, 10:15 Uhr im a) Ausgangszustand und b) mit Sohlsprung

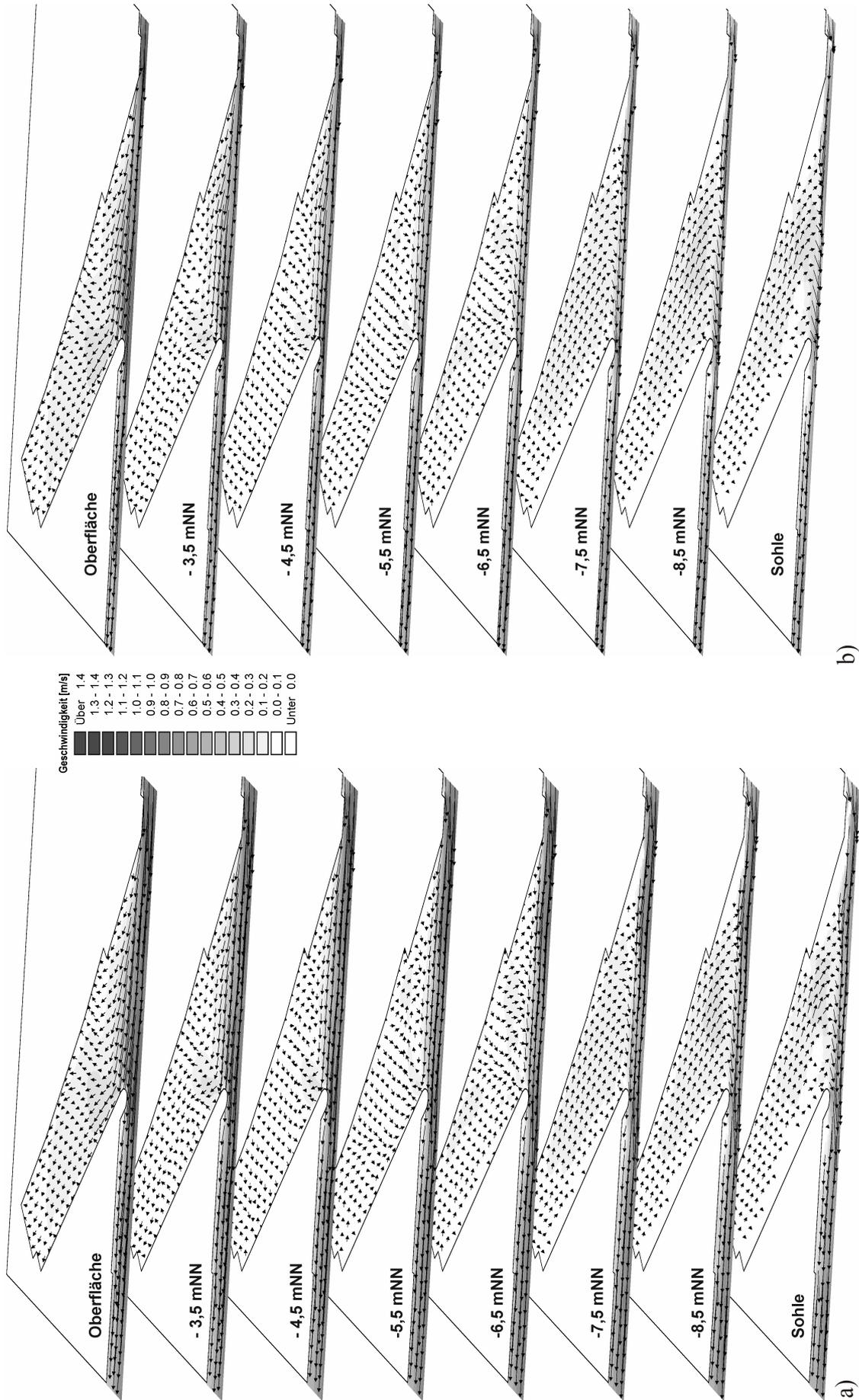


Abb. E.1-6: Berechnete Strömungsgeschwindigkeiten bei Ebbestrom im Vorhafen der Nordschleuse am 14.09.00, 18:10 Uhr im a) Ausgangszustand und b) mit Sohl sprung

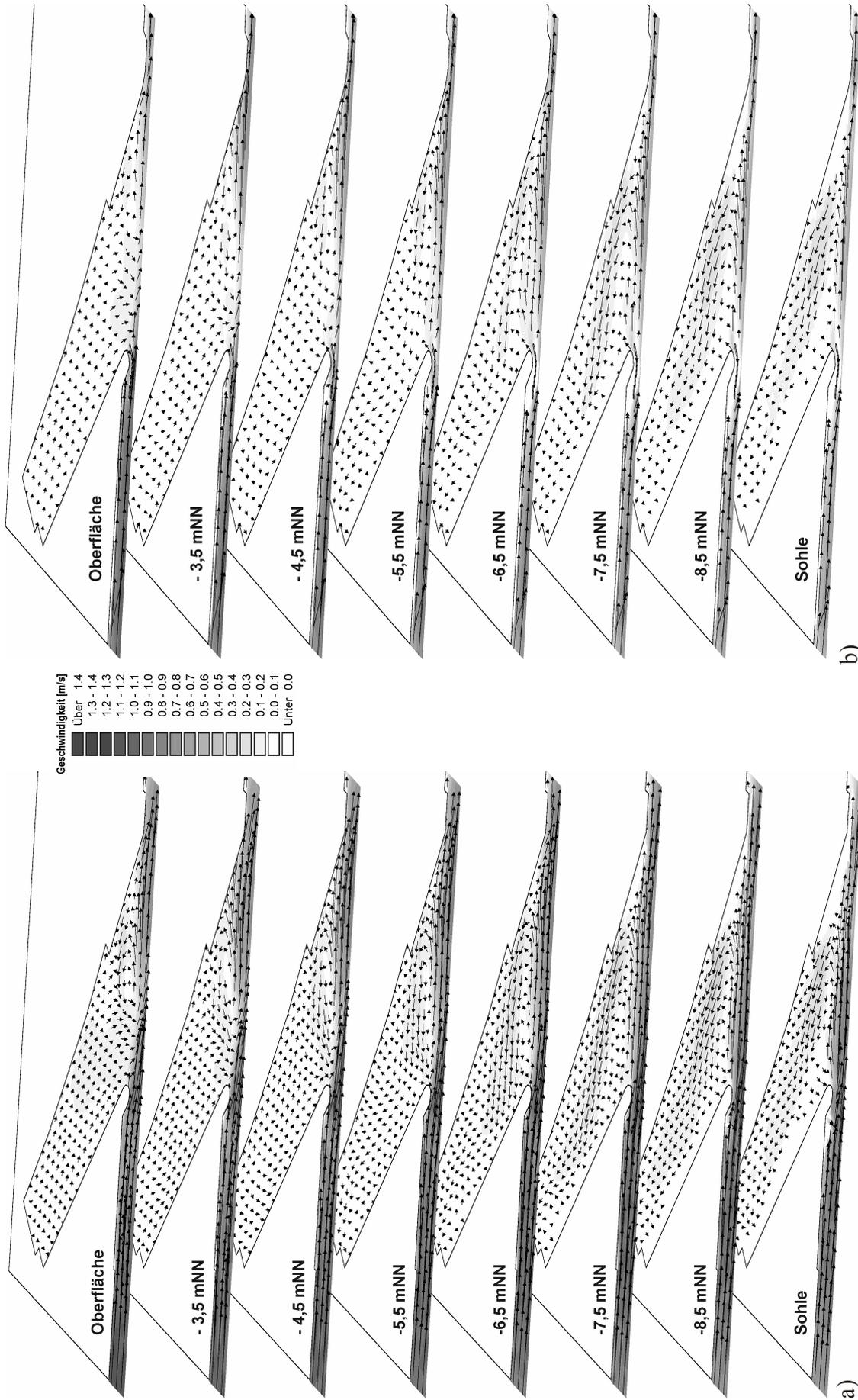


Abb. E.1-7: Berechnete Strömungsgeschwindigkeiten bei Flutstrom im Vorhafen der Nordschleuse am 14.09.00, 10:15 Uhr im a) Ausgangszustand und b) mit Umlenkwand und Sohlisprung

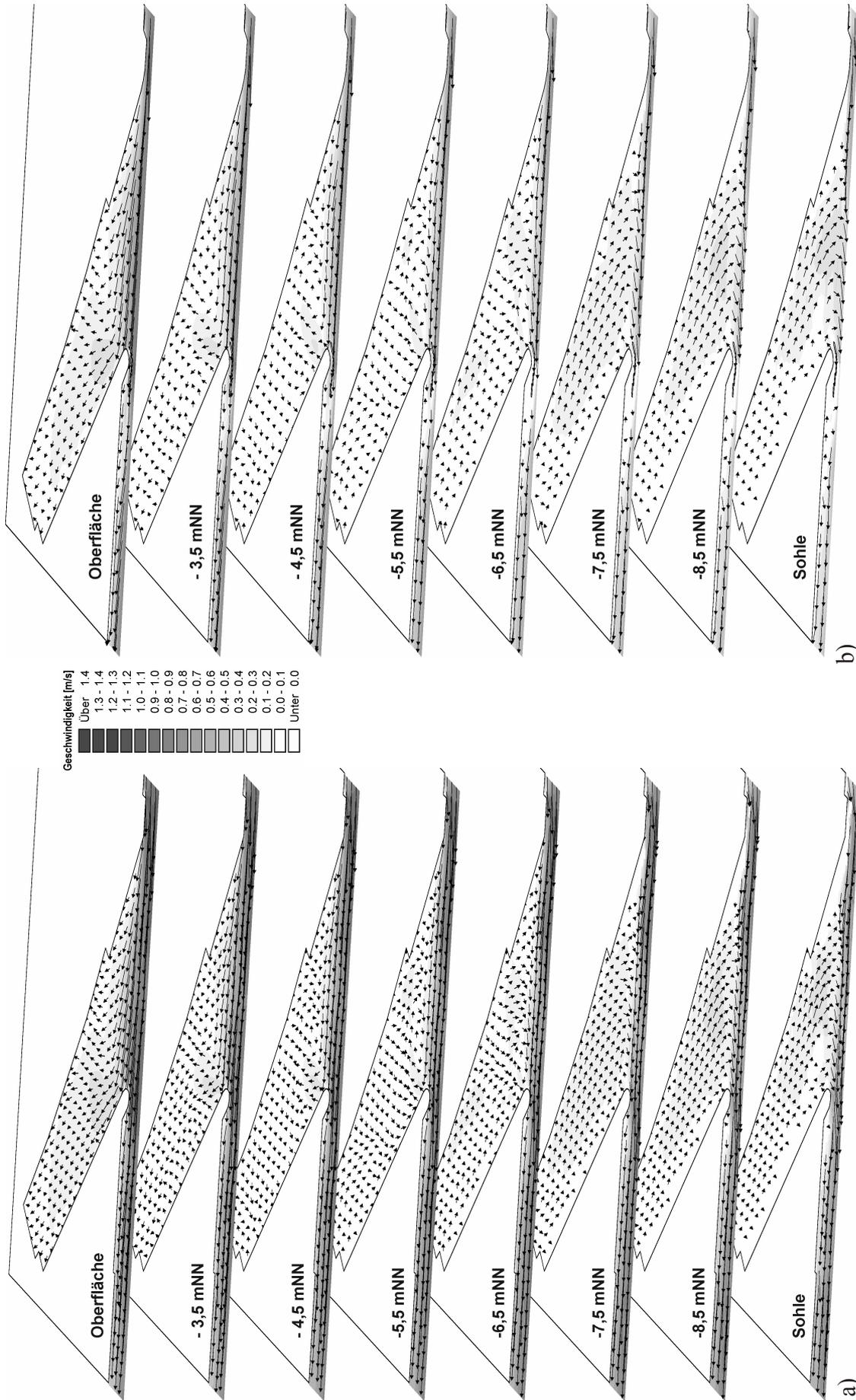


Abb. E.1-8: Berechnete Strömungsgeschwindigkeiten bei Ebbestrom im Vorhafen im Vorhafen der Nordschleuse am 14.09.00, 18:10 Uhr im a) Ausgangszustand und b) mit Umlenkwand und Sohlisprung

