

**Institut für Strömungsmechanik
und Elektronisches Rechnen im Bauwesen
der Universität Hannover**

Bericht Nr. 67/2002

Hans Helge Hoyme

**Mesoskalige morphodynamische Modellierungen
am Beispiel der Meldorfer Bucht**

ISSN 0177-9028

Institut für Strömungsmechanik
und Elektronisches Rechnen im Bauwesen
Universität Hannover
Appelstraße 9A, D-30167 Hannover

Tel.: +49-511-762-3568
Fax.: +49-511-762-3777
URL: <http://www.hydromech.uni-hannover.de>

Von dem Fachbereich für Bauingenieur- und Vermessungswesen
der Universität Hannover zur Erlangung des Grades Doktor-Ingenieur
genehmigte Dissertation.

Referent: Prof. Dr.-Ing. Werner Zielke
Korreferent: Prof. Roberto Mayerle, Ph.D.

Tag der Promotion: 27. Juni 2002

Abstract

The coupled simulation of morphodynamical and hydrodynamical processes requires a high accuracy and stability of the actual “entire model”. The “entire model” encloses the mathematical model, the geometrical model and the discretization which is necessary to solve the differential equations numerically. The results of modeling depends on the accuracy of the single models. Therefore the user needs a high experience and sensibility against the algorithms for solving the differential equations, choosing the free parameters of the models and the discretizations. Basing on these demands it becomes obvious that there exists no numerical “ready-to-use” model which allows an user –interested on morphological forecasts– to put measured data into and to get results regarding the changed bathymetry in a short computational time.

This work deals with different approaches for the description of morphological and hydrodynamical processes for coupled simulations and presents an overview about the “state-of-the-art” modeling, especially regarding medium-term and long-term simulations. Furthermore relevant hydrodynamical, morphological and transport specific processes on coupled simulations are shown as well as their consideration in the numerical models. The focus lies on the medium- and long-term processes and consequently on the spatial and temporal medium- and large-scale processes occurring within tidal coastal areas. Micro- and small-scale processes are equally of great interest but especially in the medium- and large-scale simulations their influence becomes small. Any exact description of them would lead to non-handable complex models.

This work presents the coupling of a numerical model for the simulation of vertically integrated and therefore twodimensional hydrodynamical processes considering meteorological data out of models and measurements, a morphodynamical model and a model describing the motion of the sea. Using the same discretization in the several models the interpolation error by data exchange between the models is minimized.

A verification of the coupled models takes place by comparison of results of the several models with measurements or other model results. The entire coupled model is validated for a real coastal area using measurements taken in this area.

keywords: (simulation, morphodynamics, sedimenttransport, medium-term coastal morphology, wave modeling)

Kurzfassung

Die gekoppelte Simulation von morphodynamischen und hydrodynamischen Prozessen stellt hohe Anforderungen an das jeweilige Gesamtmodell. Unter Gesamtmodell wird das mathematische Modell, das geometrische Modell, sowie die zur numerischen Lösung der Differentialgleichungen notwendige Diskretisierung verstanden. Von den einzelnen Modellen kann und wird das Ergebnis abhängen, so daß der Anwender eine große Erfahrung und Sensibilität dem Lösungsverfahren, den freien Modellparametern und der gewählten Diskretisierung gegenüber aufbringen muß. So ist es leicht verständlich, daß noch kein einfaches numerisches "Ready-to-Use" Modell existiert in das der zum Beispiel an morphologischen Änderungen interessierte Anwender die meist gemessenen Eingabedaten gibt und nach kurzer Simulationszeit Aussagen über die Veränderungen der Morphologie erhält.

Intention dieser Arbeit soll es sein, die unterschiedlichen Ansätze zur gekoppelten Simulation von morphodynamischen und hydrodynamischen Prozessen zu beschreiben und einen "State of the Art" Überblick der recht unterschiedlichen Herangehensweisen, insbesondere in Bezug auf die mittel- bis langfristige Modellierung, zu geben. Es wird darüberhinaus dargelegt welche Prozesse, hydrodynamischer, morphologischer oder transporttechnischer Natur einen nicht zu vernachlässigenden Einfluß auf eine gekoppelte Simulation haben und wie sie Berücksichtigung finden können. Hierbei findet eine Fokussierung auf die mittel- bis langfristigen und damit örtlich und zeitlich mittel- bis großskaligen entscheidenden Prozesse im tidebeeinflußten Küstenbereich statt. Die mikro- bis kleinskaligen Prozesse sind ebenso höchst interessant, insbesondere im meso- bis großskaligen Bereich spielen sie allerdings eine untergeordnete Rolle und eine exakte Beschreibung würde zu nicht mehr handhabbaren komplexen Modellen führen.

In dieser Arbeit wird ein numerisches Modell zur Simulation von vertikal integrierten und damit zweidimensionalen hydrodynamischen Prozessen mit meteorologischen Daten aus Modellen und Messungen, einem morphodynamischen Modell und einem Modell zur Beschreibung des Seegangs gekoppelt. Durch die Verwendung gleicher Diskretisierungen ist eine Art des Fehlers, der Fehler der Interpolation, bereits weitgehend vermieden.

Eine Verifizierung der gekoppelten Modelle findet durch Abgleich der Ergebnisse der Einzelmodelle mit Messungen oder anderen Modellergebnissen statt. Die Gesamtheit der Kopplung wird an einem realen Küstenabschnitt durch Vergleich mit Messungen validiert.

keywords: (Simulation, Morphodynamik, Sedimenttransport, mittelfristige Änderungen der Küstenmorphologie, Wellenmodellierung)

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand im Rahmen des Projektes Promorph –Prognose mittelfristiger Küstenmorphologieänderungen–, Förderungszeitraum 2000 bis 2002. Ich möchte mich hiermit sehr herzlich bei all denen bedanken, die zum Gelingen dieser Arbeit beigetragen haben.



Zunächst möchte ich mich bei Herrn Prof. Dr.–Ing. W. Zielke für die Übernahme des Referats und die Schaffung der unterschiedlichen Möglichkeiten für mich in den Jahren 1995 bis 2002 am Institut für Strömungsmechanik arbeiten zu können, bedanken. Die Arbeit war immer geprägt von viel Freiraum und den unterschiedlichsten Aufgaben, wodurch mir sogar der Einblick in andere Kulturen ermöglicht wurde.

Weiterhin möchte ich mich bei Herrn Prof. Ph.D. R. Mayerle für die Übernahme des Korreferats bedanken. In meinen Anfangsjahren am Institut arbeiteten wir noch räumlich gesehen gemeinsam und nun gemeinsam thematisch am genannten Projekt.

Bei Herrn Dr.–Ing., habil. Dipl.–Phys. A. Malcherek möchte ich mich für die Anleitung in meiner Hiwizeit und die vielen schönen Nebenaktivitäten die, neben weiteren wie die jährlichen Ausflüge des Instituts, zu einem hervorragenden Arbeitsklima beitrugen.

Bei meinem langjährigen Zimmerkollegen Herrn Dr. H. Weilbeer möchte ich mich für den fruchtbaren Austausch in fachlichen Dingen und die schöne Zeit zusammen bedanken.

Den ehemaligen und jetzigen Kollegen sei für die schöne Zeit und das stets gute Betriebsklima gedankt, insbesondere Herrn Dipl.–Phys. F. Kück für seine Antragsvorbereitung des Projektes Promorph, ohne die das Projekt und damit diese Arbeit kaum entstanden wäre.

Ohne die tatkräftige Unterstützung meiner Hiwis Alexander Redeker, Ramona Stammermann, Markus Sprock und Tobias Busse wären einige Arbeiten sicher liegen geblieben, für deren Erledigung ich mich hier herzlich bei Ihnen bedanken möchte.

Meinen lieben Eltern sei gedankt für die sehr gute Unterstützung und Begleitung meines Lebensweges bis hierher. Meiner eigenen kleinen Familie mit Dinah, Jannis und Lilianna sei für ihre Geduld und insbesondere die Beratung bei der Erstellung des Textes und des Vortrages gedankt.

Hannover, im Juli 2002

Helge Hoyme

Inhalt

1	Einleitung	1
1.1	Motivation und Zielsetzung	1
1.2	Gliederung der Arbeit	4
2	Modellierung der einzelnen Prozesse	5
2.1	Einleitung	5
2.2	Wind	5
2.3	Strömung	6
2.3.1	Die Grundgleichungen	7
2.3.2	Die Quell- und Senkenterme	8
2.4	Wellen	10
2.4.1	Die einzelne reguläre Welle	10
2.4.2	Überlagerte reguläre Wellen	11
2.4.3	Modellierung des Seegangs	14
2.5	Transport und Morphodynamik	19
2.5.1	Modellierung der Morphodynamik	21
2.5.2	Das Konzept der Transportraten	21
2.5.3	Einfluss der Bodenneigung	30
2.5.4	Bestimmung der Bodenschubspannung	31
2.5.5	Die Bodenevolutionsgleichung	32
2.5.6	Numerisches Lösungsverfahren	33
3	Modellierung der gekoppelten Prozesse	35
3.1	Einleitung	35
3.2	Prozessklassen	35
3.3	Modellklassen	37
3.4	Mittelfristige Morphologieänderungen	41
3.4.1	Deterministische Modellierung	42
3.4.2	Stochastische Modellierung	47
3.4.3	Entwickelte Strategie	48
3.5	Prinzipbeispiele	52
3.5.1	Überströmtes Hindernis	53
3.5.2	Kleinskaliger Dünenversuch	57
3.5.3	Großskalige Dünenform	61

4	Modellierung der Meldorfer Bucht	67
4.1	Einleitung	67
4.2	Meteorologischer Antrieb	67
4.2.1	Meteorologische Daten aus PRISMA	68
4.2.2	Meteorologische Daten des DWD	70
4.3	Kontinentales Schelf Modell	73
4.4	Das Modell der Deutschen Bucht	79
4.4.1	Wasserstände	81
4.4.2	Strömungen	85
4.5	Das Modell der Meldorfer Bucht	89
4.5.1	Wasserstände	94
4.5.2	Strömungen	99
4.5.3	Seegang in der Meldorfer Bucht	106
4.5.4	Einfluss des Seegangs auf die Strömungen	113
4.6	Morphodynamik	117
4.6.1	Die Morphologie der Meldorfer Bucht	117
4.6.2	Beobachtete mittel- bis langfristige Veränderungen	119
4.6.3	Morphodynamische Simulationen	123
4.6.4	Kurzfristige Simulation ohne und mit Welleneinfluss	125
4.6.5	Mittelfristige Simulation: Ansatz nach Engelund–Hansen	129
4.6.6	Einfluss des mittleren Korndurchmessers	132
4.6.7	Ergebnisse unter Windeinfluss	134
4.6.8	Mittelfristige Simulation: Weitere Ansätze	141
5	Zusammenfassung	147
5.1	Überblick	147
5.2	Prozesse und Kopplungen	147
5.3	Simulationen	148
5.4	Ausblick	150
	Literatur	151

Nomenklatur

Abkürzungen

Abkürzung	Bedeutung
ADCP	Acoustic Doppler Current Profiler
AIR	Amt für ländliche Räume
BMBF	Bundesministerium für Bildung und Forschung
BSH	Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie
CSM	Kontinentales Schelf Modell
DWD	Deutscher Wetterdienst
GME	Globales Modell des DWD
HN	hydrodynamisch–numerisch
LM	Lokalmodell des DWD
NN	Normalnull
PRISMA	Projekt: Prozesse im Schadstoffkreislauf Meer Atmosphäre
RDB	Regionales Deutsche Bucht Modell
RIMM	Rambus Inline Memory Module

Koordinatenbezeichnungen

Abkürzung	Bedeutung
x, y	Kartesische Koordinaten
z_b	Sohlkoordinate
ψ, ϕ	Längengrad, Breitengrad

Physikalische Größen

Symbol	Einheit	Bedeutung
h	m	Wassertiefe
ζ	m	Wasserspiegelauslenkung
t	t	Zeit
u, v	m/s	Geschwindigkeitskomponenten

\bar{u}	m/s	tiefengemittelte Geschwindigkeit
u_*	m/s	Schubspannungsgeschwindigkeit
W	m/s	Windgeschwindigkeit
q	m ² /s	Durchfluss pro Breitenmeter
ν_t	m ² /s	turbulente Viskosität
ν	m ² /s	kinematische Viskosität
A	m ² /s	Austauschkoeffizient
g	m/s ²	Gravitationskonstante
p_a	Pa	Luftdruck
τ	N/m ²	Schubspannung
ρ	kg/m ³	Fluiddichte
ρ_a	kg/m ³	Dichte der Luft
C	m ^{1/2} /s	Chezykoeffizient
C_D	–	Windschubkoeffizient
k_{St}	m ^{1/3} /s	Stricklerkoeffizient
m	s/m ^{1/3}	Manningkoeffizient
r	–	Taylorkoeffizient
Fr	–	Froude-Zahl
k_s	m	effektive Bodenrauheit
ω, σ	1/s	Winkelgeschwindigkeit
η	m	Auslenkung des Wasserspiegels durch Wellen
a	m	Wellenamplitude
H	m	Wellenhöhe
L	m	Wellenlänge
T	s	Wellenperiode
C_g	m/s	Wellengruppengeschwindigkeit
C	m/s	Phasengeschwindigkeit der Welle
Ψ	°	Wellenfortschrittsrichtung
φ	°	Wellenphase
f	1/s	Frequenz
k	1/s	Wellenzahl

Sedimentologische Größen

Symbol	Einheit	Bedeutung
Θ	–	Shieldsparameter
D_*	–	dimensionsloser Teilchendurchmesser
ρ_s	kg/m ³	Sedimentdichte
d	m	Korndurchmesser
d_{50}	m	mittlerer Korndurchmesser
d_{90}	m	Korndurchmesser > 90% der Partikel
q_b	m ² /s	Transportrate am Boden
q_s	m ² /s	Transportrate in Suspension
q_t	m ² /s	Total-Load Transportrate
c_b	kg/m ³	Sedimentkonzentration
$s = \rho_s/\rho$	–	spezifische Dichte
p	–	Porosität
δ_b	m	Sprunghöhe der Partikel
w_s	m/s	Sinkgeschwindigkeit der Partikel

Kapitel 1

Einleitung

1.1 Motivation und Zielsetzung

Die Simulation mesoskaliger morphodynamischer Prozesse in Küstengebieten stellt hohe Anforderungen an die Modellierungstechniken. Die einzelnen Module zur Simulation der Prozesse, die an den morphodynamischen Veränderungen beteiligt sind, müssen kalibriert und untereinander gekoppelt werden. Um möglichst lange Zeiträume simulieren zu können, sind Strategien zur Verlängerung der morphodynamischen Simulationen zu entwickeln. Weiterhin werden geeignete Randbedingungen für diese Strategien benötigt, die aus repräsentativen Zeitreihen oder natürlichen Abfolgen bestehen können.

In dieser Arbeit wird die Küstengebietsmodellierung mit dem Schwerpunkt der mittelfristigen Modellierung behandelt. Mittelfristig bedeutet hier die Betrachtung eines Zeitraums von etwa fünf Jahren bei einer Gebietsgröße von mehreren hundert Quadratkilometern. Die einzelnen Module zur Simulation der maßgebenden Prozesse küstenmorphologischer Veränderungen haben einen Stand erreicht, der es möglich macht, diese miteinander zu koppeln und Ergebnisse zu erzielen die ähnlich zu Messungen in der Natur sind. In dieser Arbeit werden diese Module gekoppelt und die dadurch entstehende Prozesskette eingesetzt, um mit einer deterministischen Strategie mittelfristige Veränderungen in einem natürlichen tidalen Gebiet wie der Meldorfer Bucht zu simulieren. Hierbei wird Wert auf eine naturnahe Abfolge der Randbedingungen, sowie auf eine gute Abbildung der dominierenden Prozesse Wind, Seegang und Strömung gelegt. Es wird in dieser Arbeit gezeigt, dass mit einer Strategie zur Verlängerung der simulierten Zeitspanne und einem gekoppelten Modell der Prozesse Strömung, Transport und Morphodynamik gute Ergebnisse in der mittelfristigen Simulation eines hochgradig komplexen Systems erzielt werden können.

Die vorliegende Arbeit ist aus dem Projekt Promorph, “Prognose mittelfristiger Küstenmorphologieänderungen”, hervorgegangen. Das Projekt Promorph ist ein in den Jahren 2000 bis 2003 vom BMBF gefördertes Forschungsvorhaben, an dem folgende Institutionen beteiligt sind:

- das Institut für Strömungsmechanik und Elektronisches Rechnen im Bauwesen der Universität Hannover,
- das Institut für Meteorologie und Klimatologie der Universität Hannover,
- das Forschungs- und Technologiezentrum Westküste der Universität Kiel in Büsum,
- das Coastal Research Laboratory des Instituts für Geowissenschaften der Universität Kiel,
- sowie das Institut für Küstenforschung des GKSS Forschungszentrums in Geesthacht.

Weiterhin sind Kooperationen mit dem Amt für ländliche Räume in Husum und dem Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie in Hamburg, sowie ein Datenaustausch mit der Forschungsstelle Küste des Landes Niedersachsen auf Norderney und dem Max-Planck-Institut in Hamburg vereinbart.

Die hier vorliegende Arbeit leistet einen Beitrag zur Ermittlung der Möglichkeiten, zukünftige Entwicklungen in Küstenregionen abschätzen oder sogar prognostizieren zu können. Dieses Anliegen wird durch ein groß angelegtes Messprogramm unterstützt, in dem auf Querschnitten in regelmäßigen zeitlichen Abständen ADCP-Profile gefahren und Wasserproben gezogen werden. Weiterhin werden Messungen des Seegangs, der Wasserstände, der Bathymetrie und stationäre ADCP-Messungen durchgeführt. Im Rahmen dieser Arbeit wird eine Kopplung von Modellen zur Simulation von Seegang, Strömung, Sedimenttransport und Morphodynamik realisiert, in denen die Gleichungen auf dem selben Gitter gelöst werden. Hierdurch wird der Interpolationsfehler, der bei Anwendung unterschiedlicher Gitter und Auflösungen entsteht, vermieden. Es findet ein Dreiecksgitter Anwendung, da sich dieses, den Problemstellungen angepasst, in der räumlichen Auflösung variieren lässt. Die Strömung wird mit Hilfe von zweidimensionalen, tiefenintegrierten Modellen simuliert, um den Rechenaufwand zu begrenzen. Des Weiteren wird mit homogen verteilten Reibungen und Korndurchmessern gearbeitet, da hier das grundsätzliche Verhalten der Modelle untersucht werden soll.

Mit den gekoppelten Modellen können alle Gewässer mit freier Oberfläche, unter Berücksichtigung der wichtigsten Prozesse wie Reibung, Wind, Seegang, Transport, Morphodynamik und Trockenfallen bzw. Benetzen von Teilgebieten, simuliert werden. Zur Kalibrierung und Validierung des Gesamtmodells werden Prinzipbeispiele und ein ausgesuchtes Gebiet der deutschen Bucht dienen. Hauptziel der Arbeit ist die mittelfristige Modellierung

von morphologischen Änderungen sowie die Bestimmung von Sensitivitäten der Einzelprozesse und des gesamten Systems.

Um eine mittelfristige Simulation in einem so hochgradig komplexen System, wie sie ein tidebeeinflusstes Küstengebiet darstellt, durchführen zu können, bedarf es einer Strategie, um mit möglichst geringem Aufwand eine möglichst lange Zeitspanne abzudecken. Hierzu sind in den letzten Jahren eine Reihe von Vorschlägen veröffentlicht und angewendet worden, die im weiteren Verlauf der Arbeit vorgestellt werden. Sie gehen alle von der Annahme aus, dass die auftretenden Änderungen der Bathymetrie über einen gewissen Zeitraum so gering sind, dass die Strömung davon noch nahezu unbeeinflusst bleibt. Hierdurch muss eine neue Berechnung der Strömungsgrößen im Modellgebiet nicht nach jeder Simulation der Morphodynamik erfolgen. Durch eine Anpassung der Strömungsgeschwindigkeiten an die sich ändernden Tiefenverhältnisse über die Kontinuität, kann dieser Zeitraum noch weiter gestreckt werden. Die erwähnten Strategien gehen meist von einer sogenannten morphologisch wirksamen Tide aus. Dies ist die Tide, die, in ihrer wiederholten Anwendung, in ihren Auswirkungen die gleichen Größenordnungen aufweist wie eine natürliche Folge von Randbedingungen. Meist wird sie zu zehn bis dreißig Prozent über der mittleren Tide angenommen.

Die in dieser Arbeit entwickelte Strategie geht ebenfalls von einer nur geringfügigen Beeinflussung von kleinen Änderungen der Bathymetrie auf die Strömungsverhältnisse aus. Durch die Nutzung validierter Modelle zur Erzeugung von Randbedingungen wird es jedoch möglich, jede beliebige Folge von zeitlich und örtlich variablen Randbedingungen dem gekoppelten System zur Modellierung der Strömung, des Transports und der Morphodynamik zu übergeben und so die jeweiligen Einflüsse auf die Änderungen der Bathymetrie zu studieren. So kann von einer einfachen, immer wiederkehrenden Tide, über reale Ereignisse, bis hin zu Szenarien aus Klimarechnungen mit Berücksichtigung eines klimabedingten Meeresspiegelanstiegs auf einfache und schnelle Weise ihr Einfluss auf die Strömung und die Morphodynamik untersucht werden.

Durch die Offenheit der genutzten numerischen Modelle und ihrer dadurch gegebenen Erweiterbarkeit kann eine Vielzahl von unterschiedlichen Ansätzen zur Bestimmung der Transportkapazitäten untersucht werden. Auch eine Erweiterung des gekoppelten Gesamtmodells um eine dreidimensionale Berechnung, eine Berücksichtigung von explizit berechnetem Schwebstofftransport, biologischen Prozessen, fraktioniertem Transport oder einem Bodenmodell wird mit der Zunahme an Rechengeschwindigkeit in der Zukunft möglich sein. Es wird jedoch gezeigt, dass bereits mit dem hier vorgestellten gekoppelten Gesamtmodell und der richtigen Strategie gute Ergebnisse in der mittelfristigen Modellierung erreicht werden.

1.2 Gliederung der Arbeit

In Kapitel 2 werden zunächst die maßgebenden Prozesse zur Simulation von morphodynamischen Änderungen beschrieben und ihre numerische Umsetzung erläutert. Die unterschiedlichen Ansätze zur Berechnung der Transportkapazitäten werden ausführlich vorgestellt, da diese die morphodynamischen Ergebnisse hauptsächlich prägen.

Die Vorgehensweise bei der gekoppelten Modellierung verschiedener Prozesse im Bereich der morphodynamischen Modellierung in Küstengewässern wird in Kapitel 3 erläutert. Es wird insbesondere auf die Strategien zum Erreichen einer mittelfristigen Modellierung und auf die hierzu eigene Entwicklung und Vorgehensweise eingegangen. Die Modelle zur Simulation der Strömung, des Transports und der morphodynamischen Entwicklung werden an Prinzipbeispielen auf ihre Plausibilität und Sensitivität, insbesondere im Hinblick auf unterschiedliche Ansätze zur Bestimmung der Transportkapazitäten untersucht.

Der Schwerpunkt liegt auf dem Bereich der Kopplung von Modellen und der Vorgehensweise zur Modellierung mittelfristiger Prozesse in einem realen System. Dieses wird als Modell der Meldorfer Bucht, neben den zwei zur Erzeugung von Randbedingungen vorgeschalteten Modellen, in Kapitel 4 vorgestellt. Bei den vorgeschalteten großräumigen Modellen handelt es sich um ein Modell des kontinentalen Schelfs und der deutschen Bucht, die jeweils die Wasserstände an den offenen Rändern des nächstkleineren Modellgebietes übergeben. Durch diese Art der dynamischen Generierung von Randbedingungen, kann jede Strömungssituation und Abfolge von Ereignissen bis hinunter zum Modell der Meldorfer Bucht erzeugt werden. Zur Validierung der Modelle werden Rechnungen durchgeführt, die an Messungen und als Parameterstudien untereinander verglichen werden. Schließlich wird die entwickelte Strategie zur mittelfristigen Modellierung auf das Modell der Meldorfer Bucht angewendet und sowohl an Messungen verglichen, als auch mit unterschiedlichen Parametern modelliert, um Sensitivitäten des gekoppelten Gesamtmodells aufzuzeigen.

Die Arbeit schließt mit einer Zusammenfassung der Vorgehensweise und der Ergebnisse und gibt einen Ausblick auf zukünftige Erweiterungsmöglichkeiten.

Kapitel 2

Modellierung der einzelnen Prozesse

2.1 Einleitung

In diesem Kapitel werden die in dieser Arbeit modellierten Prozesse beschrieben. Die natürlichen Prozesse, die an der morphodynamischen Veränderung von Küstengebieten beteiligt sind, umfassen den Wind und die Luftdruckverteilungen, die Strömungen, die Wellen, den Sedimenttransport sowie die Bodenevolution.

2.2 Wind

Der Wind erzeugt zweierlei Arten der Bewegung des Fluids. Zum Einen die windinduzierten Strömungen und zum Anderen die windinduzierten Wellen, die wiederum eine Strömung erzeugen. Die windinduzierten Strömungen bewirken eine Erhöhung bzw. Verringerung der Strömungsgeschwindigkeiten, je nachdem, ob die Windrichtung mit der Strömungsrichtung überein stimmt oder ihr entgegen wirkt. Effekte wie eine oberflächennah erregte Strömung die entgegen der Hauptströmungsrichtung wirkt, kann in den in dieser Arbeit verwendeten vertikal integrierten zweidimensionalen Modellen nicht erfasst werden, so dass hier nicht weiter auf solche Effekte eingegangen wird.

Die hauptsächliche Wirkung des Windes findet sich, insbesondere für den Bereich der Deutschen Bucht, im Windstau wieder. Der Windstau ist die Erhöhung der Wasserstände über die Wasserstände die sich aus der Wirkung der astronomischen Tide ergeben würden.

Aus diesen erhöhten Wasserständen resultieren ebenfalls erhöhte Strömungsgeschwindigkeiten, die zu einer verstärkten Umlagerung von Bodenmaterial führen. Ebenso kann aber auch eine Erniedrigung der astronomischen Tiden durch Windeinfluss entstehen bei entsprechend ablandigen Windrichtungen. Der Wind muss bei der Modellierung der Strömungen Berücksichtigung finden, wenn naturnahe Ergebnisse der Strömungsgrößen Wasserstand und Durchfluss erzielt werden sollen. Er kann aus unterschiedlichen Quellen stammen, z.B. aus Messungen oder Modellen. Die Bestimmung von Starkwindsituationen aus globalen Klimamodellrechnungen wird von Busch [6] und die darauf aufbauende Modellierung von Windfeldern zur Kopplung an hydrodynamisch–numerische Modelle von Nielinger [53] erarbeitet.

In dieser Arbeit werden verschiedene Windfelder zur Anwendung kommen, die sowohl aus Messungen, als auch aus Modellen stammen. Im Rahmen des Projektes Promorph sind in der Zusammenarbeit mit dem Institut für Meteorologie und Klimatologie unterschiedliche Modelle zur Erzeugung der notwendigen Windfelder in diese Arbeit eingeflossen. Näheres hierzu findet sich in Kapitel 4.2. Zur Berücksichtigung des Windes in den numerischen Modellen der Strömungssimulation sind in den zurück liegenden Jahrzehnten viele Arbeiten durchgeführt worden, eine ausführliche Zusammenstellung findet sich in Theunert [70]. Neben dem Impulsaustausch zwischen Ozean und Atmosphäre existiert noch der Wärmeaustausch, der jedoch in dieser Arbeit keine Berücksichtigung findet. Auch eine Rückkopplung vom Ozean zur Atmosphäre, also z.B. der Einfluss der bewegten Oberfläche des Ozeans auf die Windfelder ist nicht berücksichtigt. Zu den genannten Phänomenen gibt Zhang [79] einen Überblick.

Windinduzierte Wellen sind insbesondere auf den Wattflächen und in den küstennahen Prielregionen von Interesse für diese Arbeit, da die einlaufenden Wellen aus der Deutschen Bucht sich an den Wattkanten außerhalb der hier betrachteten küstennahen Bereiche brechen und ihre Energie fast vollständig am Rande des Systems umgesetzt wird. Auf die Berücksichtigung des Windes im Bereich der Wellen wird in Kapitel 2.4 eingegangen.

2.3 Strömung

Die Strömungen die im Bereich der Küsten aus den großräumigen Tidebewegungen resultieren, sind der zur morphologischen Änderung führende maßgebende Prozess. Einflussnehmende Prozesse auf die Strömung sind neben der astronomischen Tide die Corioliskraft, die Bodenreibung und Druckgradienten aus der Oberflächenneigung sowie Dichteschwankungen.

Die Strömung wird durch die Corioliskraft auf der Nordhälfte der Erde nach rechts abgelenkt. Insbesondere in den großräumigen Modellen, die in Kapitel 4 vorgestellt werden, muss die Corioliskraft berücksichtigt werden. Ein weiterer maßgebender Effekt ist die Bodenreibung, die insbesondere in Wassertiefen um die zehn Meter und darunter einen starken Einfluss auf Wasserstände und Geschwindigkeiten zeigt. Der Hauptanteil der Strömung im Bereich der Nordsee resultiert aus der astronomischen Tide. Dichteschwankungen werden in den in dieser Arbeit genutzten Modellen nicht simuliert, so dass auf eine Darstellung dieser verzichtet wird. Es sei jedoch angemerkt, dass insbesondere in der Ostsee, diese einen maßgebenden Einfluss haben können. Die meteorologischen Druckschwankungen sollten hingegen Berücksichtigung in großräumigen Modellen finden, da sie zu Auslenkungen der freien Oberfläche und damit zu Strömungen führen.

Im Folgenden wird beschrieben wie die Strömungen im Rahmen dieser Arbeit Eingang in die Prozesskette finden.

2.3.1 Die Grundgleichungen

In dieser Arbeit wird, wie in Kapitel 1 erläutert, ausschließlich die zweidimensionale tiefengemittelte Formulierung der Navier–Stokes Gleichungen behandelt. Die Variablen sind die Geschwindigkeitskomponenten u und v , sowie die Wassertiefe h . Die Kontinuitätsgleichung in der nicht–konservativen Form lautet

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial uh}{\partial x} + \frac{\partial vh}{\partial y} = 0 \quad (2.1)$$

mit

t : Zeit [s]

u, v : Geschwindigkeitskomponenten [m/s]

h : Wassertiefe [m]

Die Impulsgleichungen schreiben sich entsprechend

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} = -g h \frac{\partial \zeta}{\partial x} + F_x + \frac{1}{h} \frac{\partial}{\partial x} \left(h v_t \frac{\partial u}{\partial x} \right) + \frac{1}{h} \frac{\partial}{\partial y} \left(h v_t \frac{\partial u}{\partial y} \right) \quad (2.2)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} = -g h \frac{\partial \zeta}{\partial y} + F_y + \frac{1}{h} \frac{\partial}{\partial x} \left(h v_t \frac{\partial v}{\partial x} \right) + \frac{1}{h} \frac{\partial}{\partial y} \left(h v_t \frac{\partial v}{\partial y} \right) \quad (2.3)$$

mit

v_t : turbulente Viskosität [m²/s]

ζ : Wasserspiegelauslenkung [m].

Der Term F_i beinhaltet die Quell- und Senkenterme die im Folgenden näher beschrieben werden.

2.3.2 Die Quell- und Senkenterme

Im Term F_i werden die Impulsquellen und -senken zusammengefasst. Im Folgenden werden die Bodenreibung, die Corioliskraft, der Einfluss des Windes und die Impulsquellen innerhalb eines Gebietes dargestellt. Die Bodenreibung kann durch unterschiedliche Gesetze approximiert sein. Die einfachste Form wird durch das lineare Gesetz $F_i = -b u_i$, mit b [1/s] als Reibungsbeiwert gegeben. Dieses Gesetz findet allerdings kaum noch Anwendung und wird nur der Vollständigkeit halber hier angegeben.

Ausgehend von einer eindimensionalen Strömung über einem ebenen Boden wird die Schubspannung am Boden durch $\tau_x = 0,5\rho C_f u^2$ [kg/(m s²)] definiert, wobei C_f der dimensionslose Reibungsbeiwert ist. Für eine zweidimensionale Darstellung wird die Spannung, die in Richtung der Strömung zeigt, zu $\vec{\tau} = 0,5\rho C_f \vec{u}|u|$. Die häufigste Darstellung der Bodenreibung in natürlichen Gewässern mit freier Oberfläche wird durch den Chezy-Koeffizienten gegeben, so dass die Umrechnung von C_f zu $C = \sqrt{2g/C_f}$ [m^{1/2} s⁻²] zur Anwendung kommt. Hieraus lässt sich nun die Gleichung zur Bestimmung der Schubspannung am Boden $\vec{\tau} = (\rho g)/C^2 \cdot u^2$ bestimmen. Nach der Division mit $(\rho \cdot h)$ folgt für die Berechnung des Anteils der Bodenreibung in der Impulsgleichung in der Formulierung nach Chezy

$$\vec{F} = -\frac{g}{h C^2} |u| \vec{u} \quad (2.4)$$

Eine häufig verwendete Größe zur Beschreibung der Rauheit ist der Strickler Koeffizient k_{St} [m^{1/3}/s]. Aus diesem lässt sich leicht über die Beziehung $C = k_{St} \cdot r_{hy}^{1/6}$ unter der Annahme, dass der hydraulische Radius r_{hy} gleich der Wassertiefe h ist, der Anteil der Bodenreibung an der Impulsgleichung in der Formulierung nach Strickler ableiten

$$\vec{F} = -\frac{g}{h^{4/3} k_{St}^2} |u| \vec{u} \quad (2.5)$$

Überwiegend in den englischsprachigen Ländern kommt die Formulierung der Reibung nach Manning zum Einsatz. Dies ist der reziproke Wert des Strickler Koeffizienten, so dass folgt

$$\vec{F} = -\frac{g m^2}{h^{4/3}} |u| \vec{u} \quad (2.6)$$

Um der Tiefenabhängigkeit der Reibung am Boden mehr Einfluss zu geben, ist die Berechnung des Chezykoeffizienten nach Nikuradse ein anerkanntes Gesetz

$$C' = 18 \log\left(\frac{12 h}{k_s}\right) \quad (2.7)$$

mit k_s als effektive Bodenrauheit.

Die Corioliskraft wird wie folgt berücksichtigt

$$\begin{aligned} F_x &= 2 \omega v \sin \Phi = f_c v \\ F_y &= -2 \omega u \sin \Phi = f_c u \end{aligned} \quad (2.8)$$

mit $\omega = 7,272 \cdot 10^{-5} \text{ [s}^{-1}\text{]}$ und einem mittleren Breitengrad von 54° im Bereich der Deutschen Bucht folgt für den Koeffizienten f_c ein Wert von $1,18 \cdot 10^{-4} \text{ [m/s}^2\text{]}$.

Der Einfluss des Windes wird über den Windschubkoeffizienten C_D berücksichtigt. Zur Bestimmung des Windschubkoeffizienten ist eine Vielzahl von Arbeiten erstellt worden von denen in Abbildung 2.1 einige dargestellt sind. Eine ausführliche Zusammenstellung gibt Theunert [70].

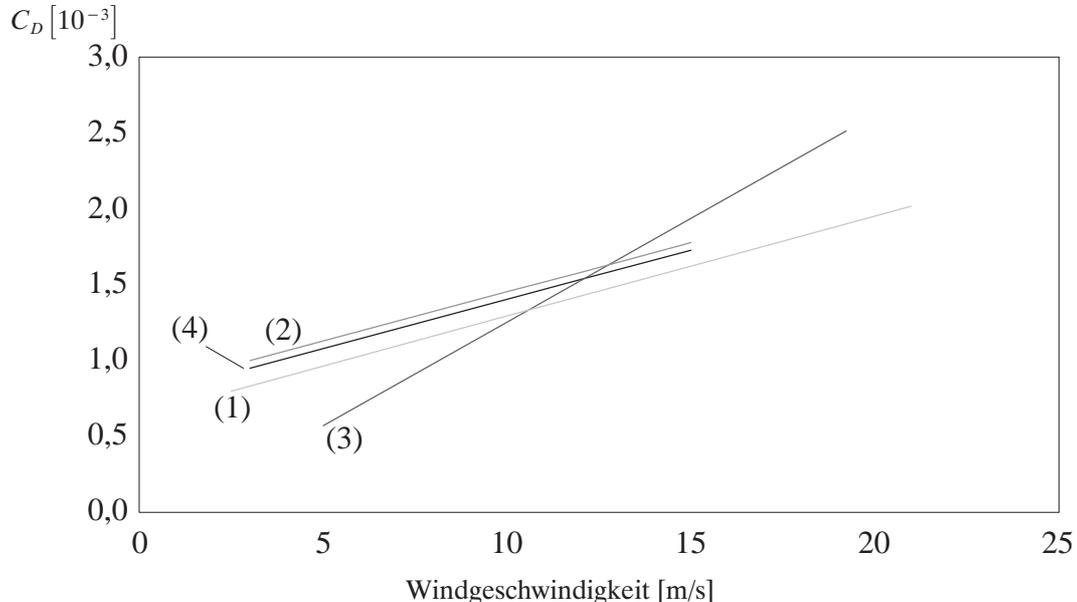


Abbildung 2.1: Abhängigkeit des Windschubkoeffizienten von der Windgeschwindigkeit in 10 m Höhe, nach [47].

(1) Smith&Banke (1975): $C_D = (0,63 + 0,066 W_{10})$ für $2,5 \text{ m/s} \leq W_{10} \leq 21 \text{ m/s}$

(2) Wu (1980): $C_D = (0,8 + 0,065 W_{10})$ für $3 \text{ m/s} \leq W_{10} \leq 15 \text{ m/s}$

(3) TELEMAC-2D $C_D = (-0,12 + 0,137 W_{10})$ für $5 \text{ m/s} \leq W_{10} \leq 19,2 \text{ m/s}$

(4) Garrat (1977) $C_D = (0,75 + 0,067 W_{10})$ für $3 \text{ m/s} \leq W_{10} \leq 15 \text{ m/s}$

Alle Koeffizienten C_D sind mit 10^{-3} zu multiplizieren. Zur Anwendung in dieser Arbeit ist die leicht modifizierte Berechnung nach Smith & Banke nach Gleichung (4.9) in allen erstellten Modellen gekommen.

2.4 Wellen

Die Strömungsverhältnisse und Wasserstände werden im küstennahen Bereich durch Wellenbewegungen (Seegang) beeinflusst. Auswirkungen infolge der Wellenbewegungen sind z.B. die sogenannten *longshore currents*, parallel zur Küste, und das *wave set-up/set-down*, d.h. die Veränderungen der Wasserstände durch Anlaufen der Wellen an der Küste. Longuet und Higgins [41] haben in ihren Studien gezeigt, dass das Phänomen der Veränderung der Strömung durch die von ihnen entwickelte Theorie der *radiation stresses* erfolgreich erklärt werden kann. Der Begriff *radiation stress* bezeichnet den tiefenintegrierten horizontalen Impulsstrom infolge von Wellenbewegungen. In der Brandungszone, wo Wellen durch verschiedene physikalische Prozesse beeinflusst werden, kommt es zu örtlichen Abweichungen, d.h. örtlichen Gradienten, dieser *radiation stresses*, wodurch Impulskräfte auf den Wasserkörper induziert werden (welleninduzierte Kräfte), die das Strömungsgeschehen verändern. Um den Einfluss von Wellen auf das Strömungsverhalten mit einem numerischen Modell zu untersuchen, ist es daher notwendig diese Kräfte in einem Strömungsmodell zu berücksichtigen.

2.4.1 Die einzelne reguläre Welle

Als Welle wird die periodische Auslenkung einer Wasseroberfläche bezeichnet. Sie entstehen im Allgemeinen durch Wind der die treibende Kraft darstellt. Der typische Bereich der Periode der Wellen in der See variiert zwischen 2,5 und 25 Sekunden, was einer Frequenz von $f=1/T=0,04$ bis $0,4 \text{ Hz}$ entspricht.

Die einfachste Form einer Welle ist die sogenannte monochromatische Welle oder auch reguläre Welle. Sie besitzt nur eine einzelne Periode bzw. Frequenz und auch nur eine Richtung in der sie propagiert. Die freie Oberflächenauslenkung ist dabei eine Funktion von Zeit und Ort

$$\eta(x, y, t) = a \cos[k(x \sin \Psi + y \sin \Psi) - \omega t + \varphi] \quad (2.9)$$

mit

a : Wellenamplitude [m]

auch verwendbar: Wellenhöhe $H = 2a$ [m]

ω : Kreisfrequenz [1/s]

auch verwendbar: Periode $T = 2\pi/\omega$ [s]; Frequenz $f = 1/T = \omega/2\pi$ [Hz]

k : Wellenzahl [1/s]

auch verwendbar: Wellenlänge $L = 2\pi/k$ [m]; Die Wellenzahl k wird durch eine Dispersionsbeziehung in Abhängigkeit der Wassertiefe h und der Kreisfrequenz ω bestimmt

$$\omega^2 = g k \tanh(kd) \quad (2.10)$$

Ψ : Wellenfortschrittsrichtung [°]

φ : Wellenphase [°].

Die Energie je Flächeneinheit wird bestimmt durch

$$E = 1/2 \rho g a^2 = 1/8 \rho g H^2 \quad (2.11)$$

2.4.2 Überlagerte reguläre Wellen

Die zuvor beschriebene Welle ist nur ein erster Eindruck wie die Oberflächenauslenkung der Wasseroberfläche mathematisch beschrieben werden kann. Wirft der Leser einen Blick auf natürliche Wasseroberflächen von Seen oder Meeren so wird ihm schnell deutlich, dass die Wellen alle unterschiedliche Parameter aufweisen. Sie unterscheiden sich in Höhe, Periode, Fortschrittsrichtung, usw. Mathematisch lässt sich dies durch die Superposition einer Verteilung von sinusförmigen regulären Wellen ausdrücken

$$\eta(x, y, t) = \sum_{m=1}^M \eta_m(x, y, t) = \sum_{m=1}^M a_m \cos[k_m(x \sin \Psi_m + y \sin \Psi_m) - \omega_m t + \varphi_m] \quad (2.12)$$

Die Verteilung der Phasen φ_m sind über das $[0; 2\pi]$ Intervall mit einer gleichmäßigen Wahrscheinlichkeit des Auftretens verteilt. Dies führt zu einer linearen Modellierung der Wellen. In den küstennahen Regionen bei abnehmender Wassertiefe verformen sich die Wellen weg von einem sinusförmigen Profil und hin zu steileren asymmetrischen Profilen. In diesen Fällen ist die Annahme der gleichmäßig verteilten Phasen nicht mehr gültig und

es obliegt dem Nutzer andere Ansätze (z.B. dritte– oder fünfte Ordnung Stokesscher Wellen oder cnoidale Wellen) und nichtlineare Wellengleichungen (z.B. Boussinesq, Serre) zu verwenden. Es werden jedoch auch mit den phasengemittelten Modellen brauchbare Ergebnisse erzielt, insbesondere was die Ermittlung der radiation stresses betrifft, die zur Kopplung mit dem Strömungsmodell benötigt werden.

Die Energie der überlagerten Wellen berechnet sich analog zu Gleichung (2.11)

$$E = \sum_{m=1}^M \frac{1}{2} \rho g a_m^2 \quad (2.13)$$

• Richtungsspektrum der “wave energy”

Die Wellen wurden zuvor als Summe einzelner Komponenten beschrieben. Die Wellen lassen sich jedoch auch als kontinuierliche Verteilung der Energie über die Frequenz und Richtung beschreiben. Dies wird durch das Richtungsspektrum der Wellenenergie $E(f, \Psi)$ [J/(Hz Grad)] ausgedrückt, wobei der Frequenzbereich von 0 bis $+\infty$ und die Richtung im 2π Kreis liegt. Um wieder zur Schreibweise der diskreten Darstellung der Energie zu gelangen muss über die Frequenz und Richtung diskretisiert werden

$$\sum_f^{f+df} \sum_{\Psi}^{\Psi+d\Psi} \frac{1}{2} \rho g a_m^2 = E(f, \Psi) df d\Psi \quad (2.14)$$

Für den Fall das keine Strömung im Gebiet vorherrscht und unter der Berücksichtigung von Quell– und Senkentermen die das Dissipieren der Wellen und die Anfachung des Seegangs beschreiben, lässt sich bereits eine Erhaltungsgleichung zur Berechnung der Energie im Modellgebiet definieren.

• Richtungsspektrum der “wave action”

Die vorwiegend genutzte Beschreibung des Seegangs ist das Richtungsspektrum der “wave action”. Die Funktion “wave action” $F(f, \Psi)$ [$\text{m}^2/(\text{Hz Grad})$] lässt sich leicht aus dem Richtungsspektrum der Wellenenergie ableiten

$$F(f, \Psi) = E(f, \Psi) / (\rho g) \quad (2.15)$$

so dass folgt

$$\sum_f^{f+df} \sum_{\Psi}^{\Psi+d\Psi} \frac{1}{2} a_m^2 = F(f, \Psi) df d\Psi \quad (2.16)$$

Die Beziehung zwischen der Auslenkung der freien Oberfläche durch die Wellen und dem Richtungsspektrum der “wave action” wird mit $a_m = \sqrt{2F(f, \Psi) df d\Psi}$ zu

$$\eta(x, y, t) = \int_{f=0}^{\infty} \int_{\Psi=0}^{2\pi} \sqrt{2F(f, \Psi) df d\Psi} \cos[k(x \sin \Psi + y \sin \Psi) - 2\pi ft + \varphi] \quad (2.17)$$

Die Momente in Richtung und Frequenz M_n mit der Ordnung n ($n = 0, 1, 2, \dots$) lauten

$$M_n = \int_{f=0}^{\infty} \int_{\Psi=0}^{2\pi} f^n F(f, \Psi) df d\Psi \quad (2.18)$$

Unter diesen Momenten ist das Moment Nullter Ordnung gleichzusetzen mit der Varianz der freien Oberflächenauslenkung

$$\overline{\eta^2} = \lim_{t_0 \rightarrow \infty} \frac{1}{t_0} \int_0^{t_0} \eta^2(t) dt = M_0 = \int_{f=0}^{\infty} \int_{\Psi=0}^{2\pi} F(f, \Psi) df d\Psi \quad (2.19)$$

Das Moment Nullter Ordnung wird insbesondere zur Definition der signifikanten Wellenhöhe eingesetzt, die wiederum $H_{1/3}$ bei einer angenommenen Verteilung der Wellenhöhen entsprechend dem Rayleigh Gesetz ist:

$$H_{m_0} = 4\sqrt{M_0} \quad (2.20)$$

• Richtungsspektrum der “action density”

Wellen die in einem Gebiet propagieren welches durch Tidehub und Strömungen beeinflusst wird, die Fließgeschwindigkeiten und Wassertiefen variieren also in Zeit und Raum, können durch das Richtungsspektrum der Wellenenergie oder der “wave action” nicht mehr korrekt beschrieben werden. Für Fälle dieser Art wird das Richtungsspektrum der “action density” $N(f, \Psi)$ eingeführt, welches auch bei inhomogener Strömung noch ein kontinuierliches Verhalten aufweist. Das Richtungsspektrum der “action density” hat die Beziehung

$$N = F / \sigma \quad (2.21)$$

zum Richtungsspektrum der “wave action”. Die Größe σ ist die relative Kreisfrequenz der Welle, d.h. die Frequenz bezogen auf ein Koordinatensystem welches in Richtung der Strömung weist. Die Kreisfrequenz ω , die sich auf ein globales Koordinatensystem bezieht steht über die Dopplerbeziehung zu der relativen Kreisfrequenz σ in Beziehung:

$$\Omega(\vec{k}, \vec{x}, t) = \omega = \sigma + \vec{k} \cdot \vec{u} \quad (2.22)$$

Die Umsetzung der Theorie in ein Modell und dessen Anwendung auf ein natürliches System wird in Kapitel 2.4.3 erläutert.

2.4.3 Modellierung des Seegangs

Zur gekoppelten Simulation von Strömungen und Wellen kommt das Modell COWADIS [49] zur Anwendung. Es handelt sich hierbei um ein spektrales Seegangmodell, mit dem die Wellenfelder in dem jeweiligen Anwendungsgebiet berechnet werden können.

Das Modell COWADIS ist zur Modellierung des Wellenfortschritts im Küstenbereich entwickelt worden und ist Teil des Programmpakets TELEMAC. Die Abkürzung 'COWADIS' setzt sich aus der Beschreibung der Funktion des Programms zusammen: "Computation Of WAve Density Integrated Spectrum". COWADIS löst nicht das gesamte Seegangenergiedichtespektrum, sondern sucht den stationären Zustand einer Situation und löst hierzu die ersten beiden Momente (Frequenzen) des Spektrums, wodurch weniger Zeit und Speicherplatz verbraucht wird.

Das Richtungsspektrum der "wave action density", wird in COWADIS numerisch gelöst. Es ist eine Funktion von fünf Variablen

$$N(\vec{k}, \vec{x}, t) = N(k_x, k_y, x, y, t) \quad (2.23)$$

mit

$\vec{x} = (x, y)$: Richtungsvektor in kartesischen Koordinaten

$\vec{k} = (k_x, k_y) = (k \sin \Psi, k \cos \Psi)$: Wellenzahlvektor

Das Fortschreiten des Seegangs wird durch die Evolutionsgleichung der "wave action density" beschrieben

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial(\dot{x}N)}{\partial x} + \frac{\partial(\dot{y}N)}{\partial y} + \frac{\partial(\dot{k}_x N)}{\partial k_x} + \frac{\partial(\dot{k}_y N)}{\partial k_y} = Q(k_x, k_y, x, y, t) \quad (2.24)$$

Hierbei wird folgende Ableitung durchgeführt

$$\dot{g} = \frac{dg}{dt} = \frac{\partial g}{\partial t} + \frac{\partial x}{\partial t} \frac{\partial g}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial t} \frac{\partial g}{\partial y} \quad (2.25)$$

In dieser konservativen Form kann Gleichung (2.24) auch in anderen Koordinatensystemen wie (k, Ψ) , (f_r, Ψ) , oder (f_a, Ψ) formuliert werden, wobei f_a die absolute Frequenz

$f_a = \omega/2\pi$ und f_r die relative Frequenz $f_r = \sigma/2\pi$ ist. Über die Berücksichtigung der Dopplerbeziehung (2.22) lassen sich die sogenannten Hamilton Gleichungen aufbauen

$$\dot{x} = \frac{\partial \Omega}{\partial k_x} \quad \dot{y} = \frac{\partial \Omega}{\partial k_y} \quad (2.26)$$

$$\dot{k}_x = \frac{\partial \Omega}{\partial x} \quad \dot{k}_y = \frac{\partial \Omega}{\partial y} \quad (2.27)$$

und die Divergenz der Transportterme wird Null

$$\frac{\partial \dot{x}}{\partial x} + \frac{\partial \dot{y}}{\partial y} + \frac{\partial \dot{k}_x}{\partial k_x} + \frac{\partial \dot{k}_y}{\partial k_y} = 0 \quad (2.28)$$

so dass die Evolutionsgleichung der “wave action density” (2.24) in ihrer sogenannten Transportform zu

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \dot{x} \frac{\partial N}{\partial x} + \dot{y} \frac{\partial N}{\partial y} + \dot{k}_x \frac{\partial N}{\partial k_x} + \dot{k}_y \frac{\partial N}{\partial k_y} = Q(k_x, k_y, x, y, t) \quad (2.29)$$

aufgestellt werden kann. Die Transportgeschwindigkeiten werden aus der linearen Wellentheorie bestimmt zu

$$\dot{x} = C_g \frac{k_x}{k} + u_x \quad \dot{y} = C_g \frac{k_y}{k} + u_y \quad (2.30)$$

$$\dot{k}_x = \frac{\partial \sigma}{\partial d} \frac{\partial d}{\partial x} - \vec{k} \frac{\partial \vec{u}}{\partial x} \quad \dot{k}_y = \frac{\partial \sigma}{\partial d} \frac{\partial d}{\partial y} - \vec{k} \frac{\partial \vec{u}}{\partial y} \quad (2.31)$$

mit

$$C_g = \frac{\partial \sigma}{\partial k} = n \frac{\sigma}{k} \quad : \text{relative Wellengruppengeschwindigkeit}$$

$$n = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{2 k h}{\sinh(2 k h)} \right)$$

• Die Grundgleichungen

Bei der Verwendung von einem absoluten Koordinatensystem mit den Variablen x, y (kartesische Koordinaten), der Wellenrichtung Ψ und der absoluten Frequenz f_a existiert die folgende Beziehung für die “action density” Funktion des Seegangs zwischen beiden Koordinatensystemen

$$N(x, y, k_x, k_y, t) = \frac{C(C_g + u_k)}{2\pi\sigma} \tilde{N}(x, y, f_a, \Psi, t) = B\tilde{F}(x, y, \Psi, f_a, t) \quad (2.32)$$

Unter der Annahme von $B = \frac{C_g + u_k}{2\pi\sigma k} = \frac{C(C_g + u_k)}{2\pi\sigma^2}$ mit $u_k = \frac{\vec{k} \vec{u}}{k}$ kann Gleichung (2.29) wie folgt formuliert werden

$$\frac{\partial(B\tilde{F})}{\partial t} + \dot{x} \frac{\partial(B\tilde{F})}{\partial x} + \dot{y} \frac{\partial(B\tilde{F})}{\partial y} + \dot{\Psi} \frac{\partial(B\tilde{F})}{\partial \Psi} + \dot{f}_a \frac{\partial(B\tilde{F})}{\partial f_a} = B\tilde{Q}(x, y, \Psi, f_a, t) \quad (2.33)$$

Die Wellenausbreitung in Raum und Richtung wird über die lineare Wellentheorie erhalten

$$\dot{x} = C_g \cos \Psi + u_x \quad \dot{y} = C_g \sin \Psi + u_y \quad (2.34)$$

$$\dot{\Psi} = -\frac{1}{k} \frac{\partial \sigma}{\partial h} \frac{\partial h}{\partial \vec{n}} - \frac{\vec{k} \partial \vec{u}}{k \partial \vec{n}} \quad \dot{f}_a = \frac{1}{2\pi} \left(\frac{\partial \sigma}{\partial h} \frac{\partial h}{\partial t} + \vec{k} \frac{\partial \vec{u}}{\partial t} \right) \quad (2.35)$$

Die Terme \dot{x} und \dot{y} (2.34) und (2.35) modellieren das Fortschreiten des Seegangs im Raum und der Term $\dot{\Psi}$ die durch Refraktion hervorgerufene Änderung der Wellenfortschrittsrichtung. Refraktion wird durch die örtliche Variation der Eigenschaften des Mediums in denen der Seegang fortschreitet hervorgerufen. Die örtlichen Variationen können entweder Änderung der Bathymetrie oder Strömungsgradienten sein. Der Term \dot{f}_a modelliert die Änderung der absoluten Frequenz durch zeitliche Variationen der Bathymetrie oder der Strömung. Unter der Annahme eines stationären Problem fallen die zeitabhängigen Terme von Gleichung (2.33) weg, d.h. sie vereinfacht sich zu einer dreidimensionalen Gleichung (x, y, Ψ) , die Tilde sind der Einfachheit halber hier fortgelassen

$$\dot{x} \frac{\partial(BF)}{\partial x} + \dot{y} \frac{\partial(BF)}{\partial y} + \dot{\Psi} \frac{\partial(BF)}{\partial \Psi} = BQ \quad (2.36)$$

Diese Gleichung wird dann für die ersten zwei Momente des Richtungsspektrums der Varianz gelöst

$$m_n(\Psi) = \int_0^{\infty} \omega^n F(x, y, \Psi, \omega) d\omega \quad (2.37)$$

Durch diese Parametrisierung kann die Unbekannte ω aus den Gleichungen eliminiert werden, da $\omega = 2\pi f_a$. Allerdings geht dadurch auch die Beschreibung der Frequenzverteilung der Wellenenergie verloren.

Unter der Annahme das die Geschwindigkeiten der Wellenausbreitung im Raum $(\dot{x}, \dot{y}, \dot{\Psi})$, sowie der Term B denen des Richtungsspektrum der Wellenenergie zur absoluten Frequenz der Hauptrichtung entsprechen, ergeben sich folgende Gleichungen

$$\dot{x}_0 \frac{\partial(B_0 m_0)}{\partial x} + \dot{y}_0 \frac{\partial(B_0 m_0)}{\partial y} + \dot{\Psi}_0 \frac{\partial(B_0 m_0)}{\partial \Psi} = B_0 T_0 \quad (2.38)$$

$$\dot{x}_0 \frac{\partial(B_0 m_1)}{\partial x} + \dot{y}_0 \frac{\partial(B_0 m_1)}{\partial y} + \dot{\Psi}_0 \frac{\partial(B_0 m_1)}{\partial \Psi} = B_0 T_1 \quad (2.39)$$

Die Größen $\dot{x}_0, \dot{y}_0, \dot{\Psi}_0, B_0$ werden für die Hauptfrequenz ω_0 berechnet.

• Die Quell- und Senkenterme

Die Quell- und Senkenterme T_0 und T_1 aus den Gleichungen (2.38) und (2.39) setzen sich aus

$$T = T_{in} + T_{bf} + T_{br} + T_{wb} \quad (2.40)$$

zusammen, wobei

T_{in} : Windinduzierte Wellen

T_{bf} : Energieverlust durch Bodenreibung

T_{br} : Energieverlust durch tiefeninduziertes Brechen

T_{wb} : Energieverlust durch “Wave Blocking”

beschreiben.

Der Term T_0 setzt sich aus der Varianz S_F und der Term T_1 zusätzlich aus der Kreisfrequenz des Energiespektrums S_ω und dem Spektrum der “wave action” auf der Hauptfrequenz F_0 zusammen

$$T_0 = S_F \quad T_1 = \omega_0 S_F + F_0 S_\omega \quad (2.41)$$

Die jeweilige Berechnung der Unbekannten S_F und S_ω ist beschrieben in [49]; es soll hier nicht genauer beschrieben werden.

• Numerisches Lösungsverfahren

Zur Lösung der Gleichungen (2.38) und (2.39) werden zwei Anforderungen an das Lösungsverfahren gestellt. Zum einem muss die Lösung gegen die unbekannte Hauptfrequenz ω_0 konvergieren und zum anderen auch die stationäre Lösung als Grenzbedingung eines nichtstationären Problem es seien. Um beiden Anforderungen gerecht zu werden wurde ein iteratives Lösungsverfahren gewählt. Die Lösung der beiden Gleichungen wird über zwei ineinander geschachtelte Schleifen berechnet. Dadurch wird es möglich sowohl gegen die ω_0 Lösung als auch gegen die stationäre Lösung zu konvergieren.

Zuerst wird für die unbekannte Hauptfrequenz ω_0 ein Wert angenommen und die Größen $\dot{x}_0, \dot{y}_0, \dot{\Psi}_0, B_0$ berechnet. Dann werden die Gleichungen (2.38) und (2.39) innerhalb einer Schleife über eine “fractional steps” Methode gelöst:

- der Konvektions Schritt wird über das Charakteristiken Verfahren gelöst
- der Integrations Schritt über die Quellterme mit einen semi-impliziten Verfahren

Über die Beziehung $\omega_0(\Psi) = \frac{m_1(\Psi)}{m_0(\Psi)}$ wird die neue Hauptfrequenz berechnet und der iterative Prozess beginnt von Neuem bis die Konvergenzkriterien erreicht werden.

Zur Lösung der Gleichung ergeben sich dadurch zwei Zeitskalen:

- Δt_1 : Dieses ist der Zeitschritt zur Iteration über ω_0 . Er sollte kleiner oder gleich der geschätzten Zeit seien, um stationäre Verhältnisse zu erreichen.
- Δt_2 : Dieses ist der “virtuelle” Zeitschritt um gegen die stationäre Lösung zu konvergieren.

Der prinzipielle Lösungsalgorithmus von COWADIS ist in Abbildung 2.2 dargestellt.

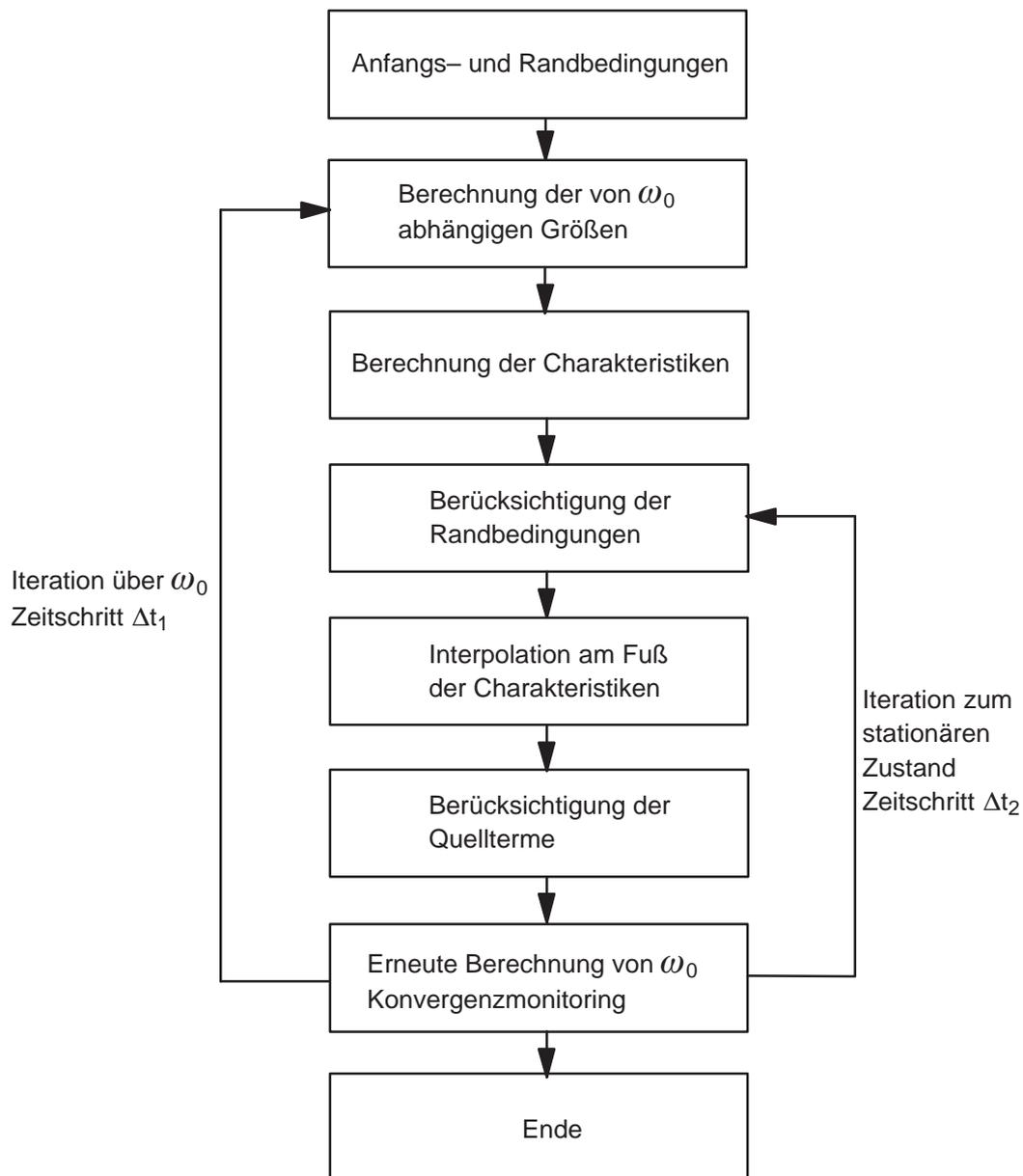


Abbildung 2.2: Schematisierter Ablaufplan von COWADIS

2.5 Transport und Morphodynamik

Der Transport von Sedimenten in Oberflächengewässern ist vielfältig und je nach Anwendungsgebiet unterschiedlich zu berücksichtigen. In dieser Arbeit soll speziell dem Transport von Sediment in Küstengewässern, der zur langfristigen Umlagerung von Bodenformen und Prielsystemen führen kann, Beachtung geschenkt werden.

Generell lässt sich der Transport von Sediment in drei Arten unterteilen:

- rollender und/oder gleitender Transport,
- springende oder hüpfende Bewegung,
- Transport in der Wassersäule (suspendierter Transport).

Alle Bewegung des Materials am Boden bis hin zum Transport in Suspension hängt zunächst einmal von dem Beginn der Bewegung der Sedimentteilchen ab. Dies wird durch das Überschreiten einer kritischen Bodenschubspannung durch die tatsächlich vorhandene Schubspannung, respektive modellierte Schubspannung, eingeleitet. In Abbildung 2.3 ist die Shieldskurve mit deren Hilfe der Shieldsparameter bestimmt werden kann dargestellt.

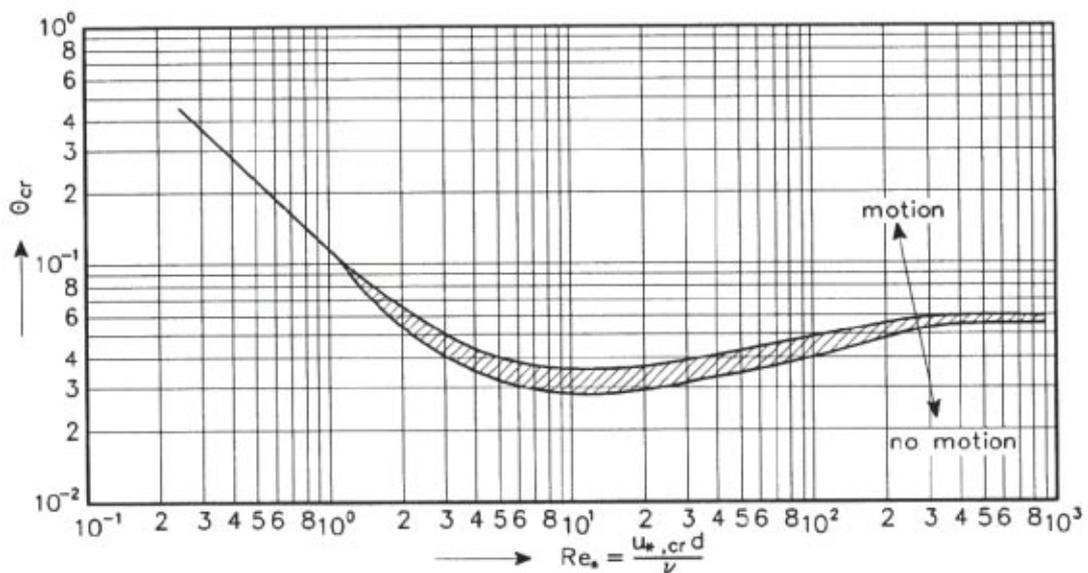


Abbildung 2.3: Bewegungsbeginn des Sediments nach Shields, aus [73]

Eine Parametrisierung der Shieldskurve ergibt nach [73] die folgende Tabelle:

$$\begin{aligned} \theta_{cr} &= 0,24D_*^{-1} & \text{für} & \quad 1 < D_* \leq 4 \\ \theta_{cr} &= 0,14D_*^{-0,64} & \text{für} & \quad 4 < D_* \leq 10 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Theta_{cr} &= 0,04D_*^{-0,1} && \text{für} && 10 < D_* \leq 20 \\ \Theta_{cr} &= 0,013D_*^{0,29} && \text{für} && 20 < D_* \leq 150 \\ \Theta_{cr} &= 0,055 && \text{für} && D_* \geq 150\end{aligned}$$

Hierbei wird mit D_* der dimensionslose Teilchendurchmesser zu

$$D_* = \left(\frac{(\rho_s - \rho) g}{\rho v^2} \right)^{1/3} d_{50} \quad (2.42)$$

bestimmt. Der Beginn der Sedimentbewegung ist dann durch die Bedingung:

$$\Theta = \frac{\tau}{(\rho_s - \rho) g d_{50}} \geq \Theta_{cr} \quad (2.43)$$

definiert.

Eine für die meisten Ansätze zur Berechnung von Transportkapazitäten gebräuchlichere Darstellung des Beginns der Bewegung von Sedimentpartikeln ist in Abbildung 2.4 dargestellt. Hier hängt der Bewegungsbeginn von der auftretenden kritischen Schubspannung, der Temperatur und dem Partikeldurchmesser ab.

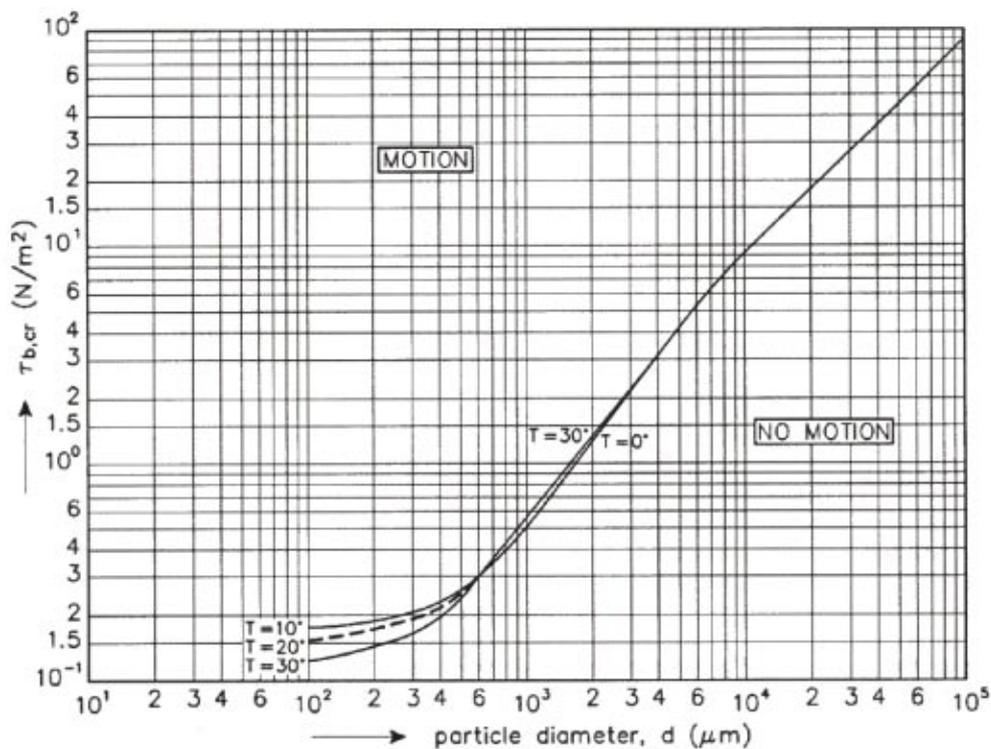


Abbildung 2.4: Abhängigkeit des Partikeldurchmessers zur kritischen Schubspannung nach Shields, aus [73]

2.5.1 Modellierung der Morphodynamik

Zur Simulation der morphodynamischen Prozesse wird in dieser Arbeit das Konzept der Transportraten verwendet. In den folgenden Abschnitten wird ein Überblick über gängige Transportkapazitätsansätze gegeben, sowie deren Entstehung und Parameter eingehender beschrieben.

2.5.2 Das Konzept der Transportraten

Wie eingangs erläutert bedarf es zur Initialisierung des Transports einer Strömung, die die Sedimentkörner am Boden aus ihrer Ruhelage bringt. Diese Strömung muss stark genug sein, um eine Haftung der Körner am Boden zu überwinden und das Sediment in Bewegung zu versetzen. Hierzu gibt es unterschiedliche Ansätze die auf die Bestimmung von Formeln zur Berechnung der Transportkapazitäten hinauslaufen. In der Literatur gibt es eine Vielzahl unterschiedlicher Ansätze zur Ermittlung der Transportkapazitäten. Anhand der Ansätze von Bagnold und van Rijn wird zunächst die grundlegende Betrachtung erläutert und im weiteren verschiedene Ansätze vorgestellt.

• Ansatz nach Bagnold

Bagnold definierte 1956 den Bed-Load Transport als den Transport, bei dem der Kontakt der Sedimentpartikel zum Boden nur von der Schwerkraft abhängt, wogegen der Transport in Suspension der Transport ist, bei dem die Wirkung des Gewichts der Partikel aufgehoben wird durch aufeinanderfolgende Wirbel, die das Sediment in Schwebelage halten. Bagnold geht von dem Gleichgewicht der Schubspannungen wie es in Abbildung 2.5 dargestellt ist aus.

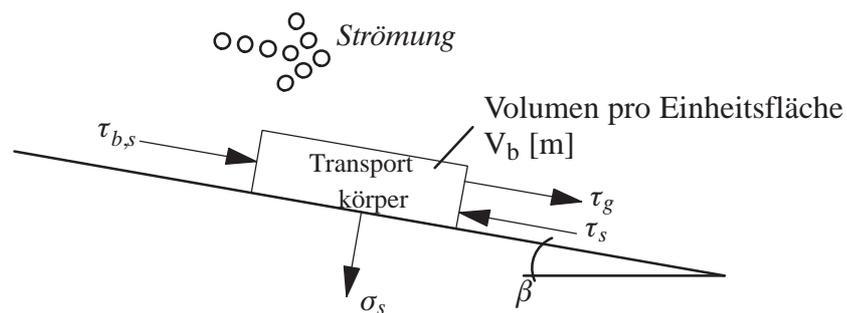


Abbildung 2.5: Verteilung der Spannungen am Boden

Die Bodenschubspannung ist definiert als

$$\tau_b = \rho g h I \quad (2.44)$$

und die Spannungskomponente aus Gravitation als

$$\tau_g = (\rho_s - \rho) g V_b \sin\beta \quad (2.45)$$

Die transportierten Volumen üben eine Spannung auf die Sohle aus

$$\sigma_s = (\rho_s - \rho) g V_b \cos\beta \quad (2.46)$$

und der tangentielle Widerstand an der Sohle gegenüber dem sich bewegenden Material ist

$$\tau_s = (\rho_s - \rho) g V_b \cos\beta \tan\phi \quad (2.47)$$

mit $\tan\phi = \text{dynamischer Reibungskoeffizient} \approx 0,6$ aus $\phi = 31$

Die sogenannte dispersive Schubspannung $\tau_{b,s}$ resultiert aus der Interaktion der Sedimentkörner. Die Sedimentkörner weisen eine geringere Geschwindigkeit auf als das sie umgebende Fluid, so dass hier eine Spannung aufgebracht wird.

$$\tau_{b,s} + \tau_g = \tau_s \quad (2.48)$$

$$\tau_{b,s} = (\rho_s - \rho) g V_b \cos\beta (\tan\phi - \tan\beta)$$

Die zu leistende Arbeit die Partikel aus der Ruhelage zu bringen ist $W_r = \tau_{b,s} u_b$. Mit der Definition des Transports $q_b = V_b u_b \left[\text{m}^2/\text{s} \right]$ folgt

$$W_r = (\rho_s - \rho) g q_b \cos\beta (\tan\phi - \tan\beta) \quad (2.49)$$

Die vorhandene Energie je Einheitsfläche und Zeit ist

$$W_a = \tau_b u = \rho g h I u \quad (2.50)$$

und mit der Annahme von Bagnold das $W_r = e_b W_a$ ist, wird die Transportformel nach Bagnold [2] zu

$$q_b = \frac{e_b \tau_b u}{(\rho_s - \rho) g \cos\beta (\tan\phi - \tan\beta)} \quad (2.51)$$

mit $e_b = \text{Effizienzfaktor } 0,1 \text{ bis } 0,2$.

• Ansatz nach van Rijn

Van Rijn folgt der Annahme von Bagnold [1] wonach der Hauptanteil des Bed-Load Transports durch Hüpfen der Partikel in Bodennähe durch den Einfluss der Strömung und der Schwerkraft stattfindet. Die Bed-Load Transportrate q_b wird als Produkt der Partikelge-

schwindigkeit u_b , der Sprunghöhe der Partikel δ_b und der Bed-Load Konzentration c_b zu $q_b = u_b \delta_b c_b$ berechnet.

Die Sprunghöhen der Partikel stehen in Beziehung zum dimensionslosen Partikeldurchmesser D_* aus Gleichung (2.42) und zur dimensionslosen Bodenschubspannung

$$T = \frac{(\tau_{b,c} - \tau_{b,cr})}{\tau_{b,cr}} \quad (2.52)$$

wobei $\tau_{b,c}$ = effektive geschwindigkeitsbezogene Bodenschubspannung $[\text{N/m}^2]$

$\tau_{b,cr}$ = kritische Bodenschubspannung nach Shields $[\text{N/m}^2]$.

Williams [78] präsentierte 1970 Ergebnisse aus Experimenten mit Partikeln von einem mittleren Durchmesser $d_{50} = 1350 \mu\text{m}$. Diese wurden in Kanälen von unterschiedlicher Tiefe und Breite durchgeführt, so dass eine gewisse Bandbreite von Ergebnissen vorliegt. Mit Hilfe der berechneten Parameter D_* und T lässt sich eine Beziehung für die Sprunghöhe δ_b [m] der Sedimentpartikel aufstellen:

$$\frac{\delta_b}{d} = 0,3 D_*^{0,7} T^{0,5} \quad (2.53)$$

Die Berechnungen mit Gleichung (2.53) zeigen eine sehr gute Übereinstimmung mit den gemessenen Werten.

Eine weitere in dem Ansatz berücksichtigte Größe ist die Geschwindigkeit der Partikel. Aus Messungen von Fernandez-Luque [28] und Francis [29] konnte eine mathematische Formulierung zur Berechnung der Partikelgeschwindigkeit gewonnen werden. Aus den Messungen von Fernandez-Luque floss nur der grobe Sand mit $d_{50} = 900 \mu\text{m}$ und der Sand mit $d_{50} = 1800 \mu\text{m}$ bei einer Boden­neigung von 0° in die Auswertung ein. Von Francis ist ebenfalls nur der sandige Anteil einbezogen worden. Die mathematische Beschreibung ihrer Versuchsergebnisse führt van Rijn zu der Formel für die Partikelgeschwindigkeit

$$\frac{u_b}{[(s - 1) g d]^{0,5}} = 1,5 T^{0,6} \quad (2.54)$$

mit u_b = Partikelgeschwindigkeit $[\text{m/s}]$

s = ρ_s/ρ = spezifische Dichte $[-]$.

Nicht zuletzt ist die Transportrate von der Konzentration der Partikel am Boden abhängig. Van Rijn untersuchte Ergebnisse aus 130 Experimenten aus der Literatur mit einem d_{50} von $200 \mu\text{m}$ bis $2000 \mu\text{m}$ in Kanälen die eine größere Wassertiefe als $0,1 \text{ m}$ und eine Froude-

Zahl kleiner 0,9 aufwiesen. Diese Analyse ergab einen Zusammenhang zwischen den Parametern aus den Gleichungen (2.42) und (2.52) und der Konzentration am Boden

$$\frac{c_b}{c_0} = 0.18 \frac{T}{D_*} \quad (2.55)$$

mit c_b = Bed-Load Konzentration [–]
 c_0 = maximale Konzentration = 0.65 [–].

Unter Einbeziehung der ermittelten Gleichungen (2.53), (2.54) und (2.55) erhält man aus der Grundgleichung $q_b = u_b \delta_b c_b$

$$q_b = 0,053 (s - 1)^{0,5} g^{0,5} d_{50}^{1,5} D_*^{-0,3} T^{2,1} \quad (2.56)$$

Da diese Gleichung die Transportraten für $T \geq 3$ überschätzt, wird eine leicht modifizierte Form von van Rijn eingeführt:

$$q_b = 0,1 (s - 1)^{0,5} g^{0,5} d_{50}^{1,5} D_*^{-0,3} T^{1,5} \quad (2.57)$$

Werden nun wiederum die unabhängigen Variablen \bar{u} , \bar{u}_{cr} , h und d_{50} eingeführt, wird eine leicht in Programme zur morphodynamischen Berechnung implementierbare Gleichung erhalten:

$$q_b = 0,005 \bar{u} h \left[\frac{\bar{u} - \bar{u}_{cr}}{((s - 1) g d_{50})^{0,5}} \right]^{2,4} \left(\frac{d_{50}}{h} \right)^{1,2} \quad (2.58)$$

mit \bar{u} = tiefengemittelte Geschwindigkeit [m/s]
 \bar{u}_{cr} = kritische tiefengemittelte Geschwindigkeit basierend auf Shields [m/s].

Einzig unbekannter Parameter ist die kritische tiefengemittelte Geschwindigkeit \bar{u}_{cr} . Da die bodennahe Geschwindigkeit schwer zu definieren und insbesondere zu bestimmen ist, wurde bereits 1935 von Hjulström eine Beziehung in graphischer Form für die kritische tiefengemittelte Geschwindigkeit und der Partikelgröße ermittelt. Die kritische tiefengemittelte Geschwindigkeit kann aus der kritischen Bodenschubspannung aus der Chezy-Gleichung gewonnen werden:

$$\bar{u}_{cr} = 5.75 u_{*,cr} \log \left(\frac{12h}{k_s} \right) \quad (2.59)$$

mit $u_{*,cr} = \Theta_{cr}^{0,5} [(s - 1) g d_{50}]^{0,5}$ kritische Schubspannungsgeschwindigkeit [m/s]
 $k_s = \alpha k_s$ = effektive Bodenrauheit [m]
 α = Koeffizient ($\alpha = 1$ für $d_{50} \geq 0.1$ m und $\alpha = 3$ für sandiges Material).

Obige Gleichung wird unter Nutzung der Shieldskurve, $k_s = 3d_{90}$ und $d_{90} = 2d_{50}$ für Sandpartikel von 0.0001 m bis 0.002 m als

$$\bar{u}_{cr} = 0,19 (d_{50})^{0,1} \log\left(\frac{12h}{3d_{90}}\right) \quad \text{für } 100 \leq d_{50} \leq 500 \mu\text{m} \quad (2.60)$$

$$\bar{u}_{cr} = 8,50 (d_{50})^{0,6} \log\left(\frac{12h}{3d_{90}}\right) \quad \text{für } 500 \leq d_{50} \leq 2000 \mu\text{m} \quad (2.61)$$

ausgedrückt. In Abbildung 2.6 ist die Abhängigkeit der kritischen tiefengemittelten Geschwindigkeit von der Wassertiefe und dem mittleren Durchmesser der Partikel dargestellt.

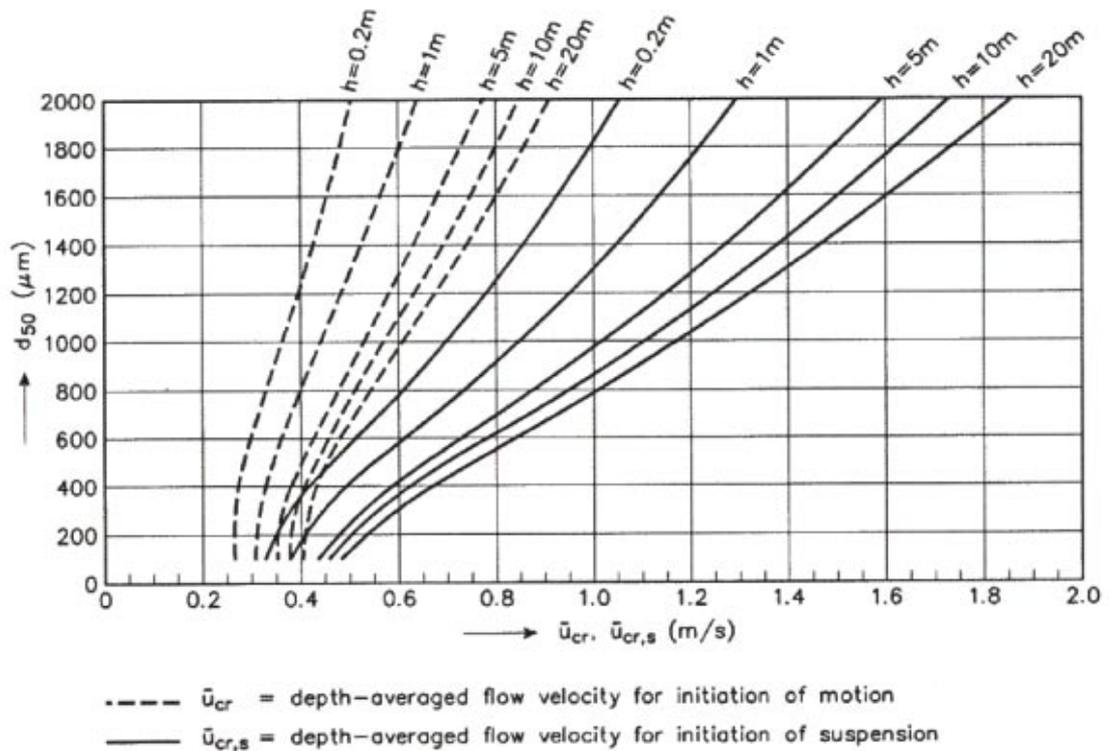


Abbildung 2.6: Kritische Geschwindigkeiten für ebenen Boden, aus [73]

Auch der Transport in Suspension kann nach van Rijn nach Umwandlung der Grundbeziehung

$$q_s = \int_a^h u c dz = c_a \bar{u} h \frac{1}{h} \int_a^h \frac{u}{\bar{u}} \frac{c}{c_a} dz = c_a \bar{u} h F_s \quad (2.62)$$

der Transport in Suspension nach dem folgenden Schema berechnet werden. Die Berechnung der Referenzkonzentration c_a wird zu

$$c_a = 0,015 \frac{d_{50}}{a} \frac{T^{1,5}}{D_*^{0,3}} \quad (2.63)$$

mit $a = k_s$ welches mit $3 d_{90}$ approximiert werden kann. Die Größe F_s berechnet sich zu

$$F_s = \frac{(a/h)^{Z'} - (a/h)^{1,2}}{(1 - a/h)^{Z'} (1,2 - Z')} \quad (2.64)$$

mit der modifizierten Suspensionszahl $Z' = Z + \gamma [-]$. Diese modifizierte Suspensionszahl setzt sich aus der eigentlichen Suspensionszahl

$$Z = \frac{w_s}{\beta \kappa u_*} \quad \text{und} \quad \gamma = 2,5 \left(\frac{w_s}{u_*} \right)^{0,8} \left(\frac{c_a}{c_0} \right)^{0,4} \quad \text{sowie} \quad \beta = 1 + 2 \left(\frac{w_s}{u_*} \right)^2$$

zusammen. Die Schubspannungsgeschwindigkeit ergibt sich aus

$$u_* = \frac{\sqrt{g}}{C} \bar{u} \quad (2.65)$$

Letztlich fehlt nur noch die Sinkgeschwindigkeit, die sich zu

$$w_s = \frac{10 \nu}{d_s} \left[\left(1 + \frac{0,01(s-1) g d_s^3}{\nu^2} \right)^{0,5} - 1 \right] \quad (2.66)$$

für repräsentative Kondurchmesser d_s des suspendierten Materials zwischen $100 \mu\text{m}$ und $1000 \mu\text{m}$ ermitteln lässt. Der repräsentative Kondurchmesser wird aus

$$d_s = [1 + 0,011 (\sigma_s - 1) (T - 25)] d_{50}$$

$$\sigma_s = 1/2 (d_{84}/d_{50} + d_{50}/d_{16})$$

bestimmt. Berechnet sich σ_s zum Wert 2, wird $d_s = d_{50}$, wovon in den Anwendungen in den nachfolgenden Kapiteln auch ausgegangen wird. Als einfachere Variante für den Transport in Suspension gibt van Rijn die folgende Beziehung an

$$q_s = 0,012 \bar{u} h \left[\frac{\bar{u} - \bar{u}_{cr}}{((s-1) g d_{50})^{0,5}} \right]^{2,4} \left(\frac{d_{50}}{h} \right) \left(\frac{1}{D_*} \right)^{0,6} \quad (2.67)$$

Die gesamte Fracht, also der Total-Load Transport, setzt sich aus der Summe des Bed-Load und des Suspended Load zusammen:

$$(q_t = q_b + q_s) \quad (2.68)$$

• Ansatz nach Einstein–Brown

Der Ansatz nach Einstein ist in die Klasse der stochastischen Ansätze einzuordnen. Er basiert auf einer zu den vorangegangenen Ansätzen unterschiedlichen Annahme. Einstein

definiert den Bed-Load Transport als den Transport der in einer Schicht über dem Boden stattfindet, die nur die Dicke des zweifachen Durchmessers der Partikel beträgt. Die Partikel bewegen sich hauptsächlich fort durch Gleiten und Rollen. Der springende Transport ist nur selten und dann auch nur über eine Strecke die wenige Durchmesser der Partikel selber beträgt.

Der Ansatz basiert auf der Annahme, dass es ein Gleichgewicht zwischen dem erodiertem Material E und dem deponierten Material D in einer Flächeneinheit gibt. Als Erosionsfunktion gilt

$$E = \alpha_1 \sqrt{(s-1) g d P} \quad (2.69)$$

mit α_1 = Koeffizient
 P = Wahrscheinlichkeit der Erosion.

Die Rate der Deposition ist

$$D = q_b / \lambda \quad (2.70)$$

mit $\lambda = \frac{\alpha_2 d}{1-P}$ = durchschnittlich zurückgelegte Wegstrecke des Partikels,
 und $1-P$ die Wahrscheinlichkeit der Deposition.

Führen wir (2.69) und (2.70) zusammen erhalten wir

$$q_b = \alpha_3 \sqrt{(s-1) g} d^{1.5} \left(\frac{P}{1-P} \right) \quad (2.71)$$

Die Gleichung (2.71) kann wie folgt approximiert werden

$$q_b = \frac{1}{1-p} \phi \alpha \sqrt{(s-1) g} d^{1.5} \quad (2.72)$$

mit p = Porosität $\approx 1,6$
 $\alpha = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36 v^2}{(s-1) g d^3}} - \sqrt{\frac{36 v^2}{(s-1) g d^3}}$
 $\phi = 2,15 e^{\frac{-0,391}{A}}$ wenn $A < 0,2$
 $\phi = 40 A^3$ wenn $A \geq 0,2$
 $A = \frac{q^2}{(s-1) h^{7/3} k_{St}^2 d} [-]$

Der Ansatz nach Einstein wird im Kapitel 4 auf eine komplexe Küstenregion angewendet und im Vergleich mit dem folgenden Ansatz nach Engelund-Hansen dargestellt.

• Ansatz nach Engelund-Hansen

Aus der Klasse der Transportformeln die den Total-Load Transport beschreiben soll hier der Ansatz nach Engelund-Hansen [27] vorgestellt werden. Auch Engelund-Hansen ge-

hen von einem Gleichgewicht der geleisteten Arbeit wie bei Bagnold aus. Der grundlegende Unterschied ist, dass hier die Bodenformen und der Partikeldurchmesser berücksichtigt wird.

Mittels des Gesetzes nach Nikuradse

$$C' = 18 \log \left(\frac{12 h}{3 d_{50}} \right) \quad (2.73)$$

wird zunächst ein Reibungskoeffizient ermittelt. Mit Hilfe dieses Koeffizienten wird eine Spannung ermittelt

$$T_1 = \frac{u^2}{(s - 1) C'^2 d_{50}} \quad (2.74)$$

die zur Fallunterscheidung für die weitere Berechnung der Transportkapazitäten benötigt wird

$$T_2 = \sqrt{2,5016 (T_1 - 0,06)} \quad \text{für } 0,06 \leq T_1 < 0,384 \quad (2.75)$$

$$T_2 = 1,0658 T_1^{0,17637} \quad \text{für } 0,384 \leq T_1 < 1,0805$$

$$T_2 = T_1 \quad \text{für } T_1 \geq 1,0805$$

Mit Hilfe dieser Spannungen lässt sich der Transport am Boden bestimmen zu

$$q_b = 0,05 \frac{1}{1 - p} \sqrt{(s - 1) \frac{d_{50}^3}{g}} C^2 T_2^{5/2} \quad (2.76)$$

• Ansatz nach Meyer–Peter & Müller

Der Ansatz nach Meyer–Peter und Müller ist hier der Vollständigkeit halber erwähnt, obwohl er nur gültig ist für Material mit einem Korndurchmesser größer 1 mm oder 1000 μm , was für die später vorgestellten Anwendungen zu grob ist. Der Ansatz ist in die reine Bed-Load Transport Klasse einzuordnen. Zur Bestimmung der Transportrate wird zunächst eine kritische Schubspannung ermittelt

$$\tau_{cr} = \Theta g (\rho_s - \rho) d \quad (2.77)$$

Wie im Ansatz nach Engelund–Hansen folgt eine Bestimmung der Oberflächenspannung, diesmal für den Strickler Beiwert

$$k'_{St} = 18 \log \left(\frac{12 h}{3 d} \right) h^{-\frac{1}{6}} \quad (2.78)$$

Die Bodenschubspannung ermittelt sich dann zu

$$\tau = \rho g \frac{q^2}{h^3} \frac{1}{k_{St}^2} \left(\frac{k_{St}}{k'_{St}} \right)^{\frac{3}{2}} \quad (2.79)$$

Letztlich wird die Transportrate mittels der kritischen und der aktuellen Bodenschubspannung ermittelt zu

$$q_b = 8 p \frac{1}{\rho^{0,5} (\rho_s - \rho) g} (\tau - \tau_{cr})^{\frac{3}{2}} \quad (2.80)$$

• Ansatz nach Bijker

Der Ansatz nach Bijker [5] berücksichtigt neben dem Transport durch Strömung auch den Transport durch Wellen. Der Transport am Boden und in Suspension wird getrennt ermittelt und addiert. Zunächst sei der Transport am Boden vorgestellt. Hierzu werden zunächst die vorhandenen Schubspannungen aus Strömung τ_c und Strömung mit Welleneinfluss τ_{cw} ermittelt.

$$\tau_c = \frac{\rho g u^2}{C^2} \quad (2.81)$$

$$\tau_{cw} = \tau_c + 0,25 \rho u_w^2 e \left(-6 + 5,2 \left(\frac{u_w T}{2\pi} \frac{1}{3d_{50}} \right)^{-0,19} \right)$$

mit u_w = Orbitalgeschwindigkeit der Welle
 T = Wellenperiode

Aus den mit Seegangsprogrammen ermittelten Größen Wellenperiode T und Wellenhöhe H , sowie der Wellenlänge L lässt sich die Orbitalgeschwindigkeit der Welle bestimmen.

$$u_w = \frac{\pi H}{T \sinh(2 \pi h / L)} \quad (2.82)$$

Der Term $2 \pi h / L$, im Folgenden als x_w bezeichnet, wird durch Wellenperiode und Wellenhöhe ausgedrückt zu

$$x_w = \sqrt{y_w^2 + y_w / P} \quad (2.83)$$

mit

$$y_w = \frac{4 \pi^2 H}{g T} \quad (2.84)$$

und dem Polynom

$$P = 1 + y_w (0.66667 + y_w (0.3555 + y_w (0.16084 + y_w (0.0632 + y_w (0,02174 + y_w (0,00654 + y_w (0,00171 + y_w (0,00039 + y_w(0,00011)))))))))) \quad (2.85)$$

Der Anteil des Transports am Boden kann dann berechnet werden zu

$$q_b = 5 d_{50} \sqrt{\frac{\tau_c \mu_c}{\rho}} e^{(-0,27(\rho_s - \rho) d_{50} \frac{g}{\tau_{cw} \mu_c})} \quad (2.86)$$

mit $\mu_c = \left(\frac{k_{St}}{k'_{St}}\right)^{1,5}$ und k'_{St} nach (2.78).

Der Transport in Suspension wird aus dem Integral der Konzentration über die Wassersäule gewonnen. Aus dem Transport am Boden wird auf den Transport in der Wassersäule über den Ansatz

$$q_s = q_b \cdot I \quad (2.87)$$

geschlossen. I setzt sich aus dem Integral über die Wassersäule nach Einstein zusammen:

$$I = 1,83 \cdot 0,216 \frac{B^{A-1}}{(1-B)^A} \int_B^1 \left(\frac{1-y}{y}\right)^A \ln \frac{33y}{B} dy \quad (2.88)$$

mit $A = \frac{w_s}{\kappa u_{*cw}} [-]$

$B = \frac{k_r}{h} [-]$

$w_s =$ Sinkgeschwindigkeit der Partikel [m/s] nach Gleichung (2.66)

$\kappa =$ von Karman Konstante = 0,41

$u_{*cw} = \sqrt{\frac{\tau_{cw}}{\rho}}$ [m/s]

$k_r =$ Schichtdicke des bodennahen Transports $\approx 100 d_{50}$ [m]

2.5.3 Einfluss der Boden­neigung

Die Veränderung des Bodens ist abhängig von der darüber fließenden Strömung. Ist die Geschwindigkeit der Strömung größer, wird auch mehr Material transportiert als bei geringeren Geschwindigkeiten. Dies kann bei Bodenformen wie Dünen oder einzelnen Erhöhungen zu Instabilitäten führen, wenn, wie bei Wasserwellen, die Spitze der Erhöhung über den Fußpunkt der Bodenform wandert. In der Natur ist dies natürlich unmöglich allein aus der Tatsache heraus, dass das Material sich durch die Boden­neigung bewegt und immer ein Nachrutschungsprozess stattfindet. Dieses wird durch die Formulierung des Effektes durch die Boden­neigung nach Koch und Flokstra [38] berücksichtigt. Der Betrag des Transports wird hier in Richtung der Strömung mit

$$1 - \beta \frac{\partial z_b}{\partial n} \quad (2.89)$$

gewichtet. β liegt zwischen 0,6 und 1,3 wobei die glättende Wirkung größer ist, je höher der Faktor gewählt wird. Die Richtung n zeigt in die Richtung der Strömung. Die Modifikation der Richtung des Transports wird durch die Formel

$$\tan \alpha = \tan \delta - \beta \frac{\partial z_b}{\partial n} \quad (2.90)$$

mit α = Richtung des Transports bezogen auf die Richtung der Strömung [°]
 δ = Richtung der Schubspannung [°]

bestimmt. Abbildung 2.7 zeigt eine Prinzipskizze hierzu.

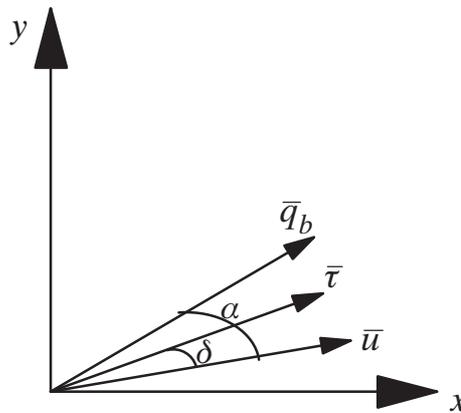


Abbildung 2.7: Darstellung zur Bestimmung der veränderten Transportrichtung

2.5.4 Bestimmung der Bodenschubspannung

Die Bodenschubspannung bestimmt letztlich ob Sediment transportiert wird oder nicht. Sie kann z.B. über die Formulierung nach Strickler bestimmt werden

$$\tau = \frac{\rho g q^2}{k_{St}^2 h^{7/3}} \quad (2.91)$$

mit k_{St} = Koeffizient nach Strickler [m^{1/3} s⁻¹].

Die Tabelle 2.1 gibt eine Übersicht über den Wertebereich des Stricklerkoeffizienten. Es wird ersichtlich, dass der Koeffizient größer wird mit höherer Glätte des Untergrundes. Für natürliche Gewässer in denen Untergründe mit schluffigen bis sandigen Anteilen vorhanden sind, ist der in den meisten vorgestellten Berechnungen gewählte Wert von 50 angemessen.

Gerinne	k_{St}
Glatte Holzgerinne	90
Glatter unversehrter Zementputz, glatter Beton mit hohem Zementgehalt	80
Haussteinquader, gut gefugter Klinker	70 bis 80
Alter Beton, Bruchsteinmauerwerk	50
Erdkanäle, regelmäßig, rein, ohne Geschiebe, mittlerer Kies	40
Natürliche Flussbetten, mit Geröll und Unregelmäßigkeiten	30
Gebirgsflüsse mit grobem Geröll, bei ruhendem Geschiebe	25 bis 28
Gebirgsflüsse mit grobem Geröll, bei Geschiebe in Bewegung	19 bis 22

Tabelle 2.1: Rauheitsbeiwerte nach [58]

Über folgende Umrechnungen lässt sich die Bodenschubspannung auch aus weiteren Ansätzen der Bodenreibung berechnen.

$$\text{Strickler:} \quad k_{St} = C/h^{1/6} \quad k_{St} = \sqrt{\frac{g}{r h^{1/3}}} \quad \tau = \frac{\rho g |\vec{u}| \vec{u}}{k_{St}^2 h^{1/3}}$$

$$\text{Chezy:} \quad C = k_{St} h^{1/6} \quad C = \sqrt{g/r} \quad \tau = \frac{\rho g |\vec{u}| \vec{u}}{C^2}$$

$$\text{Newton-Taylor:} \quad r = g/C^2 \quad r = \frac{g}{k_{St}^2 h^{1/3}} \quad \tau = \rho |\vec{u}| \vec{u} r$$

2.5.5 Die Bodenevolutionsgleichung

Die zeitliche Änderung der Morphologie wird durch die Bodenevolutionsgleichung beschrieben. Hierbei handelt es sich um eine Massenerhaltung an beliebigen Kontrollvolumina die wie folgt formuliert ist:

$$\frac{\partial z_b}{\partial t} + \frac{\partial q_{b,x}}{\partial x} + \frac{\partial q_{b,y}}{\partial y} = 0 \quad (2.92)$$

Schematisch ist dies in Abbildung 2.8 dargestellt: Fließt mehr Sediment in ein Kontrollvolumen hinein als heraus, so erhöht sich die Sedimentmenge am Boden und die Wassertiefe bezogen auf ein festes Niveau nimmt ab.

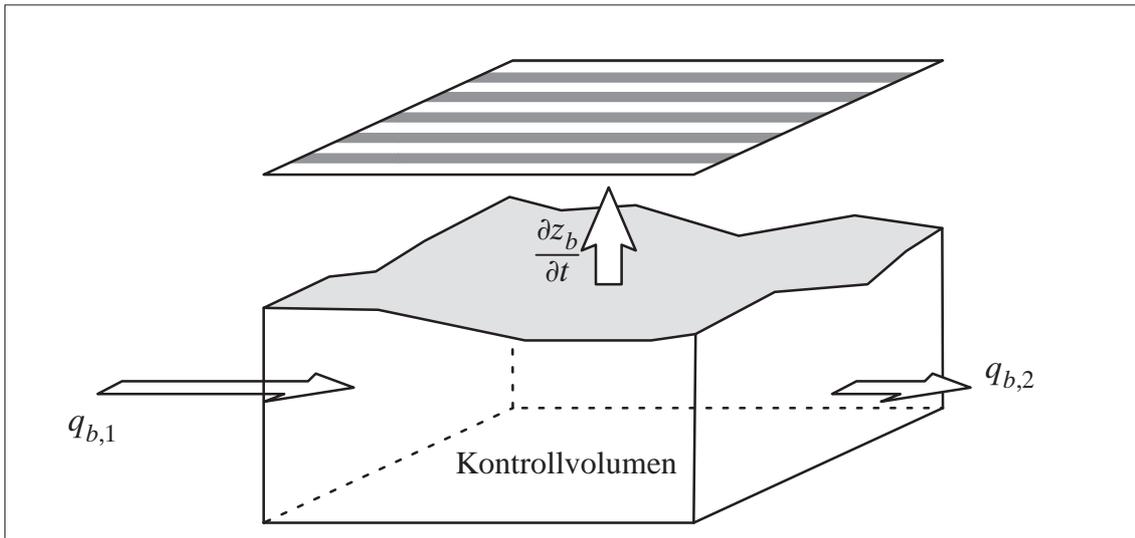


Abbildung 2.8: Prinzipskizze zur Bodenevolutionsgleichung

Entscheidende Bedeutung kommt hier der Beschreibung der Transportraten q_b zu, die bereits im vorherigen Abschnitt behandelt wurden.

2.5.6 Numerisches Lösungsverfahren

Zur Lösung der Bodenevolutionsgleichung wird diese zunächst in eine Advektionsform gebracht, die dann mit dem Charakteristikenverfahren gelöst wird. Hierzu wird die Bodenevolutionsgleichung (2.92) umgeformt zu

$$\frac{\partial z_b}{\partial t} - \left(\frac{q_x}{q} \frac{\partial z_b}{\partial x} + \frac{q_y}{q} \frac{\partial z_b}{\partial y} \right) \frac{\partial q_b}{\partial h} = S \quad (2.93)$$

mit

$$S = - \frac{\partial q_{b,x}}{\partial q_x} \frac{\partial q_x}{\partial x} - \frac{\partial q_{b,x}}{\partial q_y} \frac{\partial q_y}{\partial x} - \frac{\partial q_{b,x}}{\partial h} \frac{\partial z}{\partial x} - \frac{\partial q_{b,y}}{\partial q_x} \frac{\partial q_x}{\partial y} - \frac{\partial q_{b,y}}{\partial q_y} \frac{\partial q_y}{\partial y} - \frac{\partial q_{b,y}}{\partial h} \frac{\partial z}{\partial y} \quad (2.94)$$

Die Gleichung (2.93) mit (2.94) wird in zwei Teile gesplittet. Zunächst wird der Advektionsanteil ohne den Quellterm S

$$\frac{\partial z_b}{\partial t} - \left(\frac{q_x}{q} \frac{\partial z_b}{\partial x} + \frac{q_y}{q} \frac{\partial z_b}{\partial y} \right) \frac{\partial q_b}{\partial h} = 0 \quad (2.95)$$

mit Hilfe des Charakteristikenverfahrens gelöst [33]. Die Behandlung des Quellterms geschieht unter Zuhilfenahme des Ergebnisses aus dem Advektionsschritt

$$\tilde{z}_b^{n+1} = \tilde{z}_b + S^n \cdot \Delta t \quad (2.96)$$

mit \tilde{z}_b^{n+1} = Boden zum Zeitschritt $n+1$
 \tilde{z}_b = Ergebnis des Advektionsschrittes.

Um die Transportkapazitäten zu ermitteln wird ein Prädiktor–Korrektor Verfahren angewendet:

$$\vec{q}_b^{n+\theta} = \theta \vec{q}_b^{n+1} + (1 - \theta) \vec{q}_b^n \quad (2.97)$$

mit $\vec{q}_b^{n+1} = \vec{q}_b(\tilde{z}_b^{n+1})$
 \vec{q}_b = aus expliziter Berechnung zum Zeitschritt n
 θ = Koeffizient

In der dritten und letzten Phase wird dann die Bodenänderung

$$\frac{\partial z_b}{\partial t} = - \operatorname{div} \left(\vec{q}_b^{n+\theta} \right) \quad (2.98)$$

mit Hilfe einer Finiten Elemente Diskretisierung bestimmt

$$M z_b^{n+1} = M z_b^n - \Delta t \int_{\Omega} \operatorname{div} \left(\vec{q}_b^{n+\theta} \right) \psi_i \, d\Omega \quad (2.99)$$

mit M = Massenmatrix
 ψ_i = Basisfunktion.

Kapitel 3

Modellierung der gekoppelten Prozesse

3.1 Einleitung

In diesem Kapitel wird die Durchführung der Kopplung der Einzelprozesse behandelt und auf die Unterschiede in den Zeitskalen der Einzelprozesse eingegangen. Die daraus resultierenden Probleme bei der Simulation komplexer Küstenzonen werden vorgestellt, sowie Lösungen zur gekoppelten Simulation erarbeitet. Die vorgestellten Beispiele dienen zur Veranschaulichung der behandelten Prozesse. Es wird am Beispiel einfacher Kanäle die Simulation von Strömung, Transport am Boden und die damit verbundene Veränderung der Bodenformen vorgestellt. Im nächsten Kapitel wird dann ein Küstengebiet, am Beispiel der Meldorfer Bucht, behandelt.

3.2 Prozessklassen

Die küstenbildenden Prozesse lassen sich in unterschiedliche Klassen einteilen. Diese Einteilung kann nach unterschiedlichen Kriterien durchgeführt werden. Sie können nach der Zeitskala in der sie ablaufen, nach dem örtlichen Bereich in dem sie stattfinden oder nach der zeitlichen und örtlichen Skala, in der sie temporäre oder bleibende Veränderungen hervorrufen, geordnet werden. In Abbildung 3.1 ist eine Einteilung von Prozessen nach der Zeit, in der sie ablaufen dargestellt.

Es wird deutlich wie differenziert die Zeitskalen der einzelnen Prozesse sind. Während sich die Turbulenz im Bereich von Millisekunden und Sekunden abspielt, liegt der die Strö-

mung in den meisten Küstengebieten dominierende Prozess, die Tide, im Bereich von Stunden und Tagen. Mittelfristige Veränderungen, auf denen in dieser Arbeit der Schwerpunkt liegt, liegen im Bereich von Jahren, wobei die Prozesse die diese Veränderungen hervorrufen deutlich darunter liegen. Die Schwierigkeit liegt nun darin, diese Prozesse möglichst genau zu berücksichtigen, also in einem Modell welches Veränderungen über Jahre berechnet abzubilden.

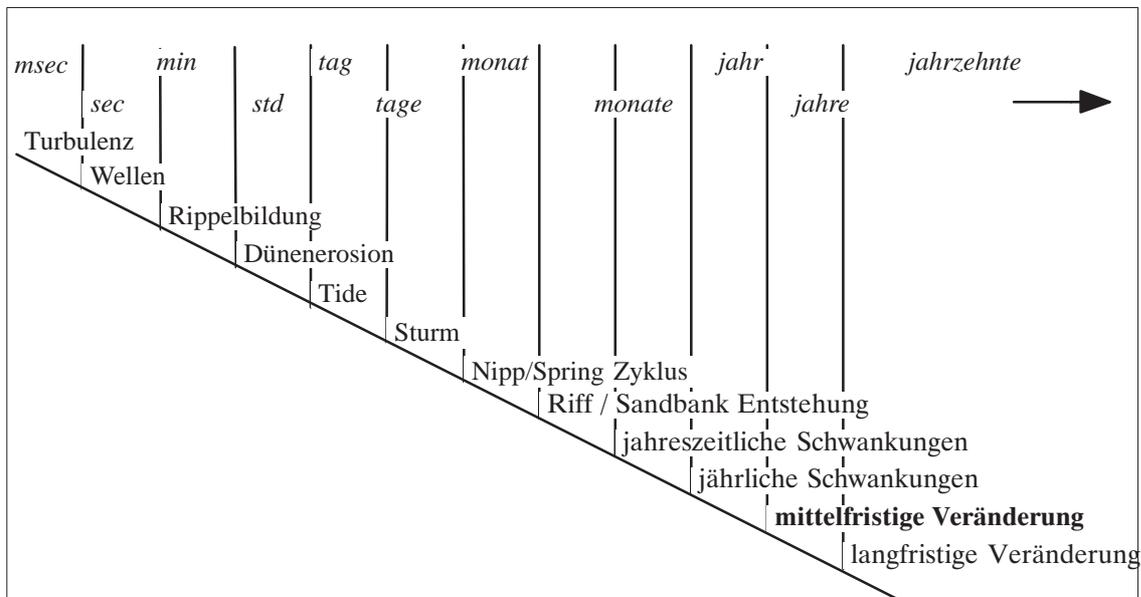


Abbildung 3.1: Zeitliche Skalen, in Anlehnung an [18]

Die einzelnen Prozesse können hierzu eine Klassifizierung nach Relevanz erfahren. Es wird zunächst das Ziel definiert, z.B. eine mittelfristige Prognose der Küstenmorphologie. Nachfolgend werden aus Erfahrung oder aus Sensitivitätsstudien, die zu berücksichtigenden Prozesse bestimmt. Die Schwierigkeit dabei liegt darin, dass bei einem Anwachsen des gewünschten Simulationszeitraumes (hier mittelfristig, also mehrere Jahre) die Skalen der Prozesse bei einem Anwachsen der Interessenskala nicht unbedingt mitwachsen müssen. Dies bedeutet, dass z.B. durchaus die kleinskalige Wellenkinematik einen entscheidenden Einfluss auf mittelskalige Küstenentwicklung haben kann. Sind diese kleinskaligen Prozesse nicht mehr in geeigneter Weise deterministisch zu berücksichtigen, müssen Wege gesucht werden, diese empirisch oder stochastisch abzubilden.

Eine erweiterte Form der Abbildung der Prozessskalen wird in Abbildung 3.2 nach de Vriend vorgestellt. Es wird davon ausgegangen, dass sich in jedem System eine Reihe von Skalenebenen erkennen lassen. Nimmt man an, dass diese sich bis zu einem gewissen Grade separat behandeln lassen, bilden diese Ebenen ein Art Kaskade, an deren Verbindungen sich gegenseitige Beeinflussungen feststellen lassen.

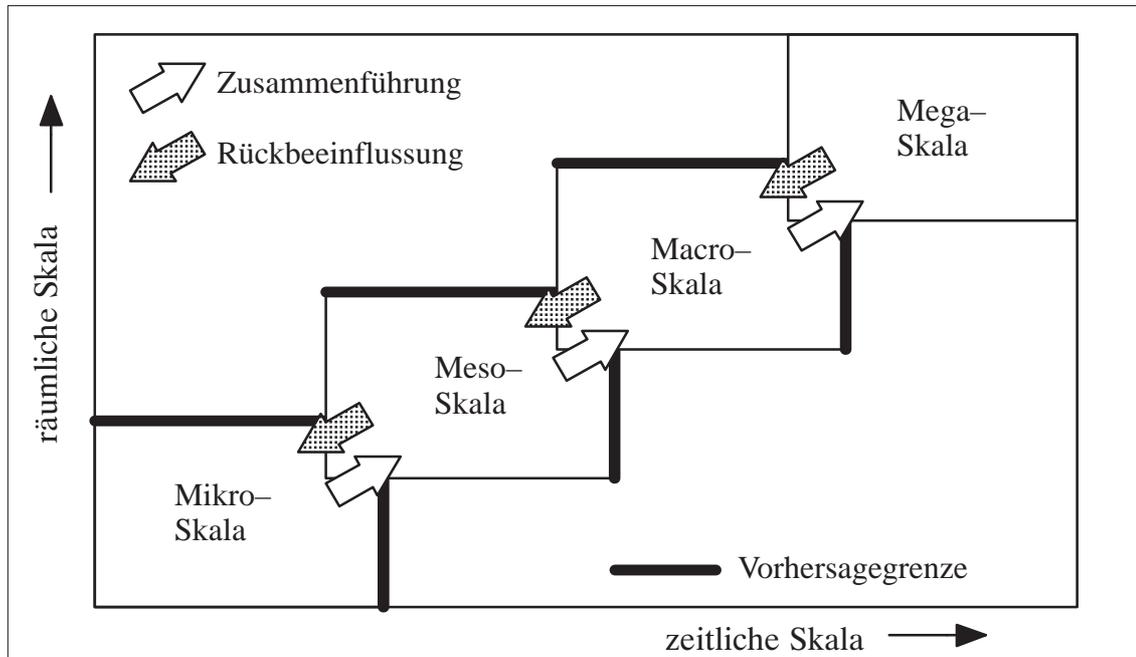


Abbildung 3.2: Skalenkaskade nach [24]

Die Skalenkaskade wird für tidale Wattenmeerregionen, wie zum Beispiel der Meldorfer Bucht, nach [24] wie folgt definiert

- Mikroscala: umfasst kleinskalige Bodenformen, vertikale Sedimentationsprozesse
- Mesoskala: Riff/Priel Formation am äußeren Bereich des Wattgebietes, Priel/Sandbank Interaktion innerhalb des Wattgebietes, Formung von Marschen (Auflandung), Muschelbänken, etc
- Makroskala: Interaktion der Eigenheiten des Gesamtsystems, z.B. das Volumen unterhalb NN, intertidale Flächen, usw. Reaktionen auf größere Baumaßnahmen, z.B. Eindeichung der Meldorfer Bucht.
- Megaskala: Verhalten des Systems als Ganzes, Interaktion des Systems mit Nachbarregionen, Reaktion auf großskalige Geschehnisse, wie z.B. Meeresspiegelanstieg

Die in dieser Arbeit simulierten Skalen umfassen die Makro- und Mesoskala. Die Mikroscala wird durch die gewählten Werkzeuge und Ansätze nicht erfasst. Die Megaskala ist prinzipiell mit den entwickelten Modellen und Kopplungsstrategien möglich zu untersuchen, es wird allerdings im Rahmen dieser Arbeit keine Untersuchungen in diesem Skalenbereich durchgeführt.

3.3 Modellklassen

Im voran gegangenen Abschnitt wurden die einzelnen Prozesse in Klassen eingeteilt und beschrieben. Eine Einteilung der Modelle, die die küstenbildenden Prozesse simulieren,

kann nach ihrer Skala im zeitlichen Bereich die sie abbilden vorgenommen werden. Als Ausgangsmodell steht bei den meisten Modellierungen von Küstenzonen das ISE-Modell. Bei diesem Modell werden die einzelnen Prozesse dynamisch zeitdiskret simuliert und eine gegenseitige Beeinflussung berücksichtigt. Abbildung 3.3 gibt schematisch die Klassifizierung in ISE (Initial Sedimentation Erosion), MT (Medium Term) und LT (Large Term) Modell wieder. Die Einteilung der Modelle in der Zeitskala die sie abbilden sind aus Abbildung 3.1 ersichtlich.

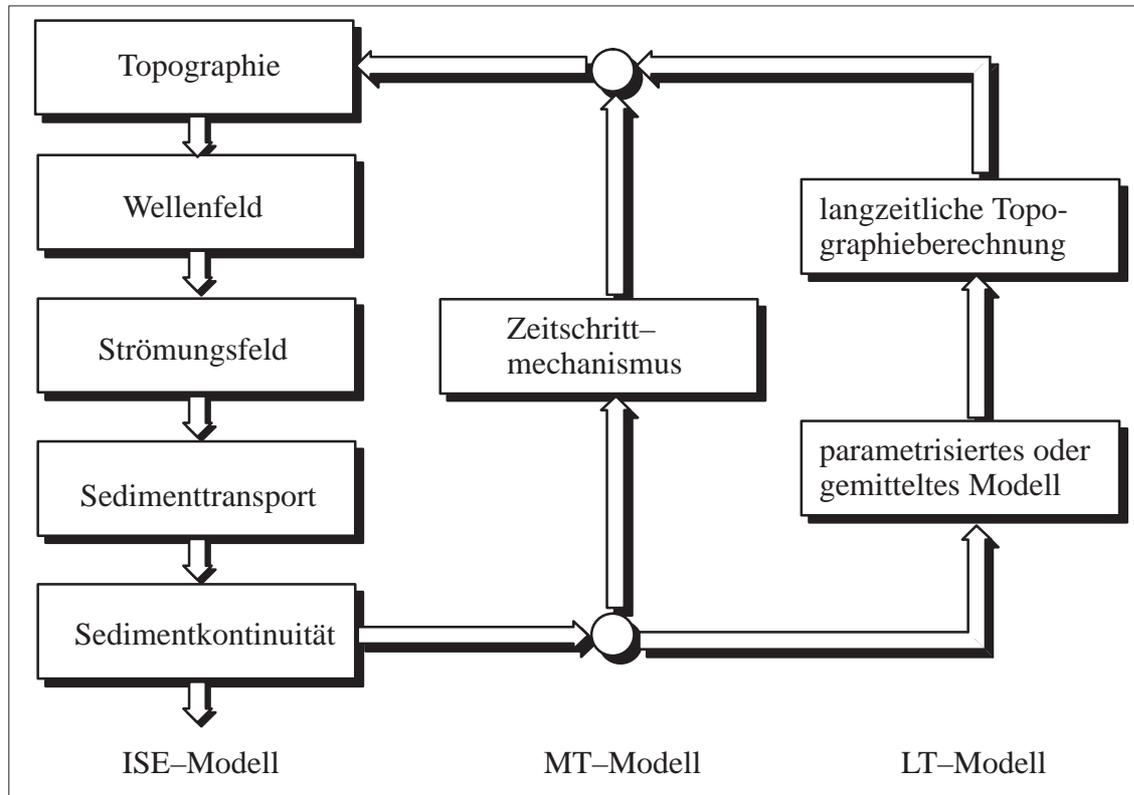


Abbildung 3.3: Modellarten, nach [18]

Eine strenge Einteilung morphodynamischer Modelle nach ihrem Gebietsumfang und der maximalen Zeitspanne die sie abbilden wird von Malcherek in [44] nach Habersack vorgestellt. Die Deterministischen Anteile in den Modellen nehmen von großem Modell nach kleinem Modell zu, die stochastischen und empirischen Anteile ab. Die Modelle werden in folgende Klassen eingeteilt:

Modelltyp	Raumskalen	Zeitskalen
Kontinentalmodelle	> 1000 km	geologisch
Einzugsgebietsmodelle	100 – 1000 km	geologisch
Regionalmodelle	1 – 100 km	10 – 100 Jahre
Lokale Modelle	0,01 – 10 km	0,1 – 10 Jahre
Punktskalenmodelle	0,1 – 10 m	<< 1 Jahre

Tabelle 3.1: Raum- und Zeitskalen morphodynamische Modelle, aus [44]

Unter Kontinentalmodellen versteht Habersack großskalige Modelle die Entwicklungen eines ganzen Kontinents in geologischen Zeitskalen und sehr grober räumlicher Auflösung simulieren. Ein Einzugsgebietsmodell hat auf der zeitlichen Skala immer noch die Größenordnung geologischer Zeiträume, allerdings ist die räumliche Auflösung höher und die Gebiete sind kleiner. Hierunter fallen zum Beispiel Flusseinzugsgebiete in der Hydrologie und Geologie. Regionalmodelle, und darunter fällt auch das Modell der Meldorfer Bucht welches in Kapitel 4 vorgestellt wird, umfassen die Simulation morphodynamischer Vorgänge einer Region. Lokalmodelle hingegen beschreiben kleinerskalige Phänomene, wie die Entwicklung von Riffeln und Dünen innerhalb eines Gebietes. Das kleinskalige Punktskalenmodell ist im Bereich der Grundlagenforschung anzusiedeln und wird zum Beispiel zu Untersuchungen über den Beginn der Sedimentbewegung benötigt.

Nach Menendez [50] lassen sich morphodynamische Modelle auch nach ihrer Relaxationslänge einteilen. Hierzu wird ein Längenmaß L_H von 20 bis 40 mal der Wassertiefe des Modells definiert, welches das charakteristische Maß für das Abklingen einer hydrodynamischen Störung darstellt. Die Längenausdehnung des Modells sei mit L_M gekennzeichnet und als Maß für das Verschwinden einer sedimentologischen Störung sei L_S eingeführt. Malcherek [44] definiert als Beispiel für L_S die Aufwirbelung und das wieder Absinken von Sediment in einer Strömung

$$L_S = \frac{\bar{u}}{w_c} h \quad (3.1)$$

mit der mittleren Strömungsgeschwindigkeit \bar{u} , der Sinkgeschwindigkeit w_c und der Wassertiefe h . Als Beispiel dient Feinsand und eine Strömungsgeschwindigkeit von 1 m/s. Mit diesen Werten, die im übrigen auch auf das in Kapitel 4 vorgestellte natürliche System anwendbar sind, ergibt sich eine sedimentologische Relaxationslänge von

$$L_S \gg 300 h \quad (3.2)$$

Für eine mittlere Wassertiefe von 10 m gibt die folgende Tabelle Aufschluss über die Einteilung nach Menendez:

Modelltyp	Definition	Ausdehnung ($h \approx 10$ m)
großskalig	$L_M > L_S > L_H$	$L_M > 3$ km
mesoskalig	$L_S > L_M > L_H$	$L_M \approx 0.2 - 10$ km
kleinskalig	$L_S > L_H > L_M$	$L_M < 0.2 - 0.4$ km

Tabelle 3.2: Einteilung morphodynamischer Modelle nach Relaxationslängen, aus [44]

Nach dieser Einteilung ist das Modell der Meldorfer Bucht mit seiner 40 km mal 40 km Ausdehnung in die Kategorie der großskaligen Modelle einzuordnen.

Analog zur Einteilung der Prozesse in ihre Skalen lassen sich nach de Vriend [24] die Modelle aufgrund der Aussagefähigkeit die sie erreichen können aufteilen. Auch hier wird die Unterscheidung in Mikro-, Meso-, Makro- und Megamodell vorgenommen. Die Aussagefähigkeit ist nach Capobianco [7] nur in einem Fenster der Vorhersagbarkeit für jeden Modelltyp gegeben, wobei dieses Fenster einen kleineren Bereich erfassen kann, als das Modell durch die zuvor beschriebene Skaleneinteilung theoretisch umfassen kann. Um diese Schwierigkeit zu meistern sind dann mehrere Modelle nötig, die in ihrer Gesamtheit das Gebiet, die zu modellierenden Prozesse und/oder die Zeit umfassen können. Diese Modelle können sowohl mit den anderen Modellen in einer Prozesskette angeordnet sein, als auch für sich allein entwickelt und angewendet werden.

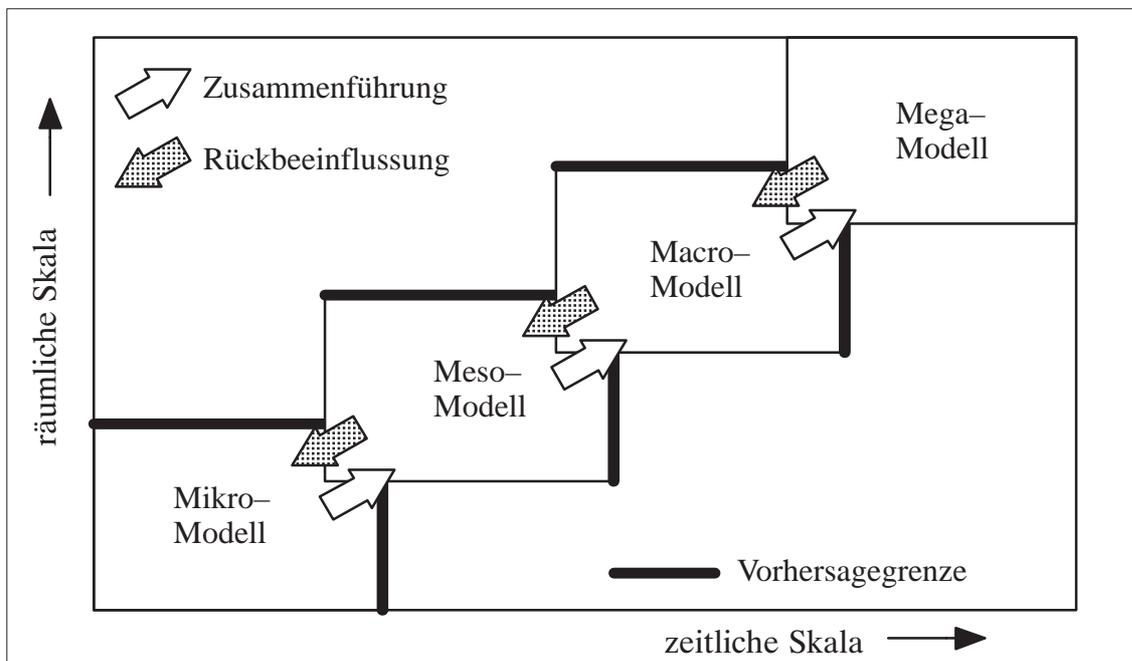


Abbildung 3.4: Modellkaskade nach [24]

Als Beispiel für die Zusammenführung von Modellen nennt de Vriend die Modellierung der Turbulenz. Diese wird meist über die Reynolds Stress Terme modelliert, die eine Mitte-

lung über die turbulenten Schwankungen durchführen. Hieraus werden Restterme erhalten die über ein Modell berechnet werden müssen. Dieses Modell der Turbulenz ist also ein in einem Modell zur Berechnung der Strömung innewohnendes Modell.

Ein weiteres Beispiel ist die Modellierung der radiation stresses nach Longuet–Higgins und Stewart [41]. Diese gehen als treibende Kräfte in die Modellierung der Strömung ein, es handelt sich hier also ebenfalls um eine Zusammenführung von Modellen.

Auch die Parametrisierung von Prozessen kann zu einer Zusammenführung von Modellen führen. Dies sei am Beispiel von Küstenprofilmodellen erklärt. Hier kann ein hochauflösendes Modell, welches die Strömung, den Seegang und den Sedimenttransport modelliert als Quelle für die Bestimmung eines Diffusionsparameters in einem nur noch von der Boden­neigung abhängigen Modell des Sedimentgleichgewichts aufgehen. In diesem Beispiel zur Zusammenführung von Modellen verliert der Modellierer jedoch in einem hohen Grade Detailinformationen, gewinnt jedoch in der Raum- und Zeitskala.

Gemessene Daten können ebenfalls zu einer Zusammenführung von Modellen führen. Die Sedimenttransportgleichungen sind aus Messungen entstanden, in dem Messungen durch Kurven parametrisiert werden und in Sedimenttransportmodelle eingeführt werden. Hierdurch wird es möglich die Modellierung des hoch komplexen Transports der Einzelkörner des Sediments durch eine einfache Gleichung zu erfassen. Als weiteres Beispiel sei die Bestimmung der Beziehung des Volumens eines Tideeinzugsgebietes zum Tideprisma genannt. Hier wird mit relativ einfachen Modellen eine Sedimentbilanz erstellt, die zu mathematischen Modellen zur Bestimmung der Veränderung der Sohlhöhen führt. Da diese Modelle aus einer Vielzahl von unterschiedlichen Parametrisierungen von Messungen (Modell) bestehen, können auch sie als eine Zusammenführung von unterschiedlichen Modellen angesehen werden. Einen Überblick über den Stand der Entwicklung in diesem Modellbereich gibt Spiegel [66] und Niemeyer [54].

3.4 Mittelfristige Morphologieänderungen

Der Schwerpunkt der Arbeit liegt auf dem Themengebiet der mittelfristigen Modellierung der Morphodynamik. Hierzu wird zunächst ein Überblick über den Stand der Forschung gegeben und verschiedene Strategien zur Lösung der Problematik aus der Literatur vorgestellt. Die in den zurück liegenden Jahren entwickelten Modelle können in zwei Kategorien eingeteilt werden [75]:

- prozessorientierte Modelle und
- verhaltensorientierte Modelle.

Verhaltensorientierte Modelle werden eingesetzt, um langfristige Phänomene zu modellieren. Es sind stark parametrisierte Modelle die durch ihren geringeren Rechenaufwand jedoch lange Zeitskalen die bis an geologische Zeiträume heranreichen können abdecken können. In dieser Arbeit liegt der Schwerpunkt auf der mittelfristigen Modellierung unter Nutzung deterministischer Modellierungsansätze.

3.4.1 Deterministische Modellierung

Die morphodynamische Modellierung, die ein besonderes Gewicht in den EU–MAST Projekten [3] innehatte, wurde in diesen durch die Schwerpunkte

- medium term coastal profile modelling
- medium term coastal area modelling
- rhythmic features (bars and banks)
- long term modelling

unterschieden. Schwerpunkt dieser Arbeit ist die mittelfristige morphodynamische Gebietsmodellierung. De Vriend [19] legt in seinem Aufsatz “State of the Art in Modelling Coastal Morphodynamics” die Notwendigkeit zur Modellierung im Zweidimensionalen bei komplexen Gebieten dar. Die Vereinfachung zu Küstenlinienmodellen ist dann nicht mehr erlaubt, wenn die Gleichförmigkeit einer Küstenlinie nicht mehr gegeben ist. Im zweidimensionalen Bereich ist das Wissen um die stattfindenden Prozesse, also das Wissen um das “wie” in der morphodynamischen Modellierung und die Entwicklungsstufe der Software weit weniger vorangeschritten als in der Küstenlinienmodellierung. Weiterhin wird ein sehr hoher Bedarf an Messdaten zum Kalibrieren und Validieren der Modelle festgestellt, weshalb sich bisher eine Bestimmung der Güte einer Modellierung auf ein Vergleichen von Modellen untereinander oder an kleinskaligen Laborversuchen beschränkte. Ein Vergleich der Simulationen an der Natur wird durch das Beispiel in Kapitel 4 der Meldorfer Bucht, welches Gegenstand umfangreicher Untersuchungen im Projekt PROMORPH [82] ist, ermöglicht. Innerhalb dieses, durch das BMBF geförderte Projekt, werden groß angelegte Messkampagnen durch das Institut für Geowissenschaften der Universität Kiel und der GKSS in Geesthacht durchgeführt.

Das Ziel morphodynamischer Berechnungen ist es zum Beispiel die Entwicklung von Küstengebieten vorhersagen zu können. Dies kann sich auf menschliche Eingriffe beziehen,

also auch Aussagen über den Einfluss einer geplanten Baumaßnahme auf die weitere Entwicklung des Gebietes zu treffen, oder es bezieht sich auf die natürliche Entwicklung ohne menschliches Eingreifen. Die antreibenden Kräfte, die die dynamische Änderung der Bathymetrie bestimmen, sind deterministischer Natur. Erst ihre Abbildung in Modellen führt diese Prozesse ja nach Modell in eine ebenfalls deterministische, empirische oder stochastische Formulierung.

Die generell zu beantwortende Frage bei großskaligen Problemen in Raum und Zeit ist, welche Herangehensweise gewählt werden soll. Diese kann in zwei Arten unterschieden werden, Upscaling und Downscaling [75]. Upscaling bedeutet, dass prozessorientierte Modelle genutzt werden, um kleinskalige Modellergebnisse zu erzielen und diese dann auf größere Skalen zu übertragen. Prozessorientierte Modelle berechnen typischerweise Zyklen von Nipp–Spring– oder Sturmzeiträumen.

Betrachtet man den Ansatz des Downscaling so wird hier bereits das Modell so formuliert, dass es das charakteristische Verhalten des Systems widerspiegelt. Einzeleinflüsse gehen parametrisiert oder als stark vereinfachtes prozessorientiertes Untermodell ein, um möglichst viel Rechenzeit einzusparen. Bei dieser Herangehensweise wird ein hohes Verständnis des Geschehens im jeweiligen Untersuchungsgebiet vorausgesetzt, da bereits bei der Modellwahl oder –entwicklung entschieden werden muss, welche Prozesse und Einflüsse charakteristisch für das System sind. Van Rijn [75] merkt hierbei an, dass der Stand dieses Verstehens noch nicht weit genug entwickelt ist.

Allerdings ist auch der Ansatz des Upscaling von Schwierigkeiten bei der Modellierung gekennzeichnet. Zumeist sind die Programme, die prozessorientiert kleinskalige Berechnungen in hydro- und morphodynamischer Sicht zufriedenstellend durchführen, für längerfristige Simulationen aufgrund der Akkumulierung von Fehlern zu ungenau.

Ein generelles Problem der großskaligen Küstenmorphologieentwicklung ist in der Generierung von Randbedingungen zu sehen. Dies betrifft das Upscaling und das Downscaling gleichermaßen. Durch die Verfügbarkeit langjähriger Messreihen ist es heute für ausgewählte Bereiche kein Problem mehr Randbedingungen für Hindcastrechnungen zu erstellen. Schwierigkeiten treten dann auf, wenn es gilt Simulationen in die Zukunft durchzuführen und/oder bei Anwendungen in ungenügend dokumentierten Gebieten der Erde. Eine Generierung von repräsentativen Randbedingungen, die zum Beispiel in der Küstenmorphologie den Einfluss von Nipp–Spring–Zyklen, Sturmereignissen und Schönwetterphasen beinhalten, kann hier weiterhelfen. Aber auch hier stellt sich die Frage, ob die für die Hindcastrechnungen generierten repräsentativen Randbedingungen auch für Prognosen angewendet werden können. Sollten sich die Randbedingungen die zur Generierung dieser Reihen herangezogen wurden in der Zukunft ändern, können nur Rechnungen verschiedener Randbedingungsszenarien Aufschluss über eine Bandbreite der zu erwartenden

Änderungen geben. Dies wurde bereits von Southgate [65] in Bezug auf den Einfluss der Chronologie der Ereignisse auf die Ergebnisse der morphodynamischen Simulationen festgestellt.

Das zuvor in Kapitel 3.3 erwähnte Fenster der Vorhersagbarkeit nach Capobianco [7] beschreibt die Randbedingungen, die zu einer Einschränkung der Vorhersagbarkeit von Modellen führen. Diese Randbedingungen sind

- Innere Grenzen der Vorhersagbarkeit
- Äußere Grenzen der Vorhersagbarkeit
- Technische Grenzen der Vorhersagbarkeit
- Organisatorische Grenzen der Vorhersagbarkeit
- Wissenschaftliche / Methodische Grenzen der Vorhersagbarkeit

Unter inneren Grenzen werden die in dem jeweiligen System vorhandenen modellierbaren Phänomene verstanden. Dies bezieht sich insbesondere auf die Diskretisierung des Systems, da eine höhere Auflösung auch immer die Schwierigkeit der Beschreibung der dann zu modellierenden Phänomene mit sich bringt. Weiterhin ist bei der Modellierung kleinskaliger Phänomene, zumindest bei der mittelfristigen Modellierung, von einer höheren Fehleranfälligkeit, sowie der Akkumulation von Fehlern auszugehen. Es muss also bei einer Zielsetzung der mittelfristigen Modellierung auf ein ausgewogenes Verhältnis zwischen der Auflösung und der zeitlichen Spanne geachtet werden.

Die äußeren Grenzen der Vorhersagbarkeit sind die Unsicherheiten in den treibenden äußeren Kräften, die auf das System einwirken. Mögliche Langzeitänderungen des Klimas die wiederum Veränderungen des Meeresspiegels oder des Windes beinhalten sind, zumindest als Szenarien, bekannt. Hieraus können, für die mittel- und insbesondere für die Langfristuntersuchungen, signifikante Änderungen entstehen, deren Auswirkungen untersucht werden müssen. Methoden die klimatischen Veränderungen in meteorologischen Modellen zu berücksichtigen sind von Busch [6] und Nielinger [53] vorgestellt worden.

Technische Grenzen der Vorhersagbarkeit beziehen sich auf die technischen Möglichkeiten die Anfangs- und Randbedingungen für ein langfristiges Modell zu bestimmen. Diese Grenze wird durch die Möglichkeiten der Messtechnik, durch die Beschränkungen von Langzeitmessungen und großflächigen Messungen definiert. Durch "Remote Sensing", also Messungen über Radar und auch optischen Verfahren, sowohl land- und fluggestützt, als auch mit Hilfe von Satelliten, kann diese Grenze verschoben werden.

Die organisatorischen Grenzen der Vorhersagbarkeit sind in der Verfügbarkeit der Daten zu sehen. Es ist schwierig geeignete Messdaten zur Kalibrierung und Validierung der Modelle zu erhalten, obwohl auch auf diesem Bereich einige Fortschritte durch das Internet

zu verzeichnen sind. Auch Daten zum Betreiben der Modelle, wie Anfangs- und Randwerte, sind teilweise nur durch hohen organisatorischen Aufwand zu erhalten. Eine andere Art der organisatorischen Grenze ist das Aufnehmen, Sammeln und Vorhalten morphologisch relevanter Daten. Die Messtechnik entwickelt sich schnell voran, wodurch jedoch ein Überangebot an Daten entstehen kann, die in ihrem Umfang von den zuständigen Organisationen nicht mehr handhabbar sind.

Wissenschaftliche Grenzen beziehen sich hauptsächlich auf das Wissen um den Ablauf der Prozesse und ihr Zusammenwirken. Neben diesem Wissen finden sich in den wissenschaftlichen Grenzen auch das Wissen über das Umsetzen solcher Abläufe in den Modellen und die Anwendbarkeit der Modelle und Strategien hinsichtlich mittel- oder langfristiger Morphologieänderungen.

Die Abbildung 3.5 stellt das Zusammenwirken der zuvor beschriebenen Grenzen zur Vorhersagbarkeit der Küstenmorphologie dar. Ziel muss es sein, dieses Fenster in seiner Größe möglichst zu erweitern, um einen größer werdenden Bereich der Vorhersagbarkeit abzudecken.

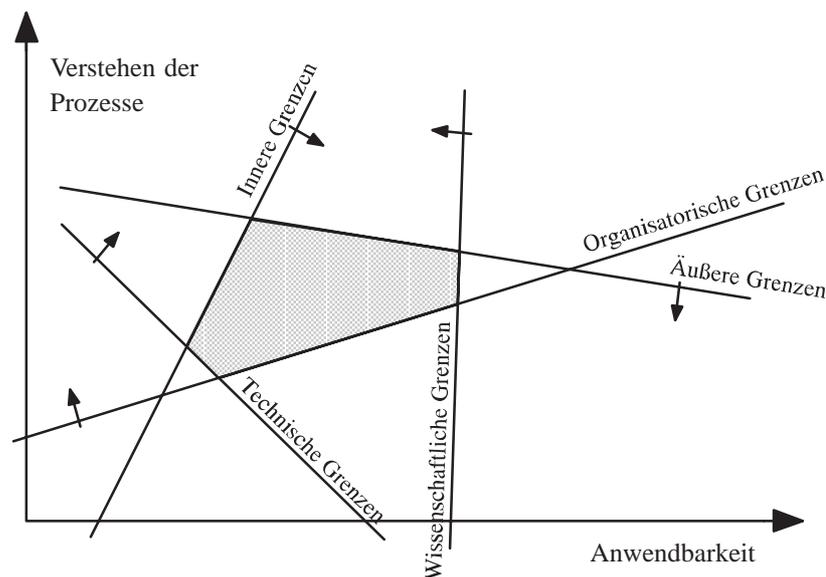


Abbildung 3.5: Das Fenster der Vorhersagbarkeit, aus [7]

De Vriend [24] stellt fest, dass eine Abkehr von dem Wunschenken voraus sagen zu können, welche Sohlhöhe z der Punkt x zur Zeit t haben wird, nötig ist. Es ist mit wachsender Effektivität der Computer bei gleichzeitigem Preisverfall der Hardware viel eher erforderlich eine wahrscheinliche Entwicklung der Morphologie aus einem Strauss von Ergebnissen, der durch unterschiedliche Parameter und Randbedingungen berechnet wird, zu ermitteln. Dies beinhaltet auch, dass weitere Forschungsarbeit nötig ist, um die Modelle zu optimieren, da bei diesem Ansatz sehr viel mehr Rechnungen durchzuführen sind, als

bei einem einzelnen, rein deterministischen Ansatz. Bei einem solcherart probabilistischen Ansatz ist es weiterhin nötig, die Variabilität der Randbedingungen einzugrenzen, da dieser Ansatz sonst wesentlich zu aufwendig wird.

Da es auch auf heutigen Computern nicht möglich ist die gesamten Prozesse der Strömung, des Seegangs, Transports und der Morphodynamik in den Skalen abzubilden in denen sie ablaufen, ist es nötig Strategien zu entwickeln die den Rechenaufwand minimieren, aber Resultate erzeugen, die den natürlichen Gegebenheiten entsprechen. Hierzu sind unterschiedliche Strategien entwickelt worden, die hier vorgestellt werden.

Eine häufig angewendete Methode zur Reduzierung der hydrodynamischen Simulation ist die Bestimmung einer morphologischen Tide. Diese liegt im Tidenhub meist 10 bis 30 Prozent über der mittleren Tide und soll so die gleichen morphologischen Effekte erzeugen wie eine natürliche Reihe von Tiden mit ihren Nipp–Spring Zyklen und Stürmen. Meist wird die repräsentative Tide aus Reihen gemessener Strömungen und Wasserständen ermittelt. Hierzu werden die Tidehübe in Klassen aufgeteilt und für jede Klasse der Sedimenttransport einzeln ermittelt. Entsprechend der Häufigkeit der einzelnen Klassen wird gewichtet und die repräsentative Tide ermittelt.

Die eingesteuerten Tiden in die Transportberechnung, seien es die repräsentativen oder natürlichen Tiden, können durch eine Streckung in zeitlicher Dimension den Berechnungsaufwand verringern. Bei diesem Ansatz wird die Tide über einen größeren Zeitraum gestreckt, wodurch die morphodynamischen Reaktionen nicht nur für den Zeitraum einer Einzeltide, sondern für den gestreckten Zeitraum gelten.

Eine weitere Möglichkeit zur Rechenzeiterparnis bei der morphodynamischen Simulation besteht in der Mittelung des Transports über die Zeitspanne einer Tide. Hier wird zunächst die Hydrodynamik für eine gegebene Bathymetrie berechnet. Das Transportfeld für diesen hydrodynamischen Zustand wird berechnet und anschließend gemittelt. Aus dem gemittelten Transportfeld wird eine neue Bathymetrie simuliert und als Eingangsgröße für die Neuberechnung des Transportfeldes unter Nutzung der “alten” Hydrodynamik genutzt. Überschreiten die Änderungen der Bathymetrie einen definierten Wert, wird eine Neuberechnung der Strömungsgrößen erforderlich.

Ein leicht modifiziertes Verfahren wird von Roelvink [61] 1998 vorgeschlagen. Hier wird das Transportfeld nicht durch Lösen der Transportgleichung unter Nutzung der Hydrodynamik ermittelt, sondern als Funktion der sich ändernden Bathymetrie. Dieses Verfahren zeigte gute Ergebnisse, insbesondere wenn feste Strukturen wie Hafentore oder Buhnen im Modellgebiet vorhanden sind.

Strategien lassen sich nicht nur auf die Berechnung der Strömungsgrößen und deren Variabilität oder auf die Ermittlung der Transportfelder anwenden. Auch hinsichtlich der ermit-

telten Bodenänderungen sind Strategien zur Verringerung des Rechenaufwandes entwickelt worden. Ein sehr einfacher Ansatz ist die Multiplikation der ermittelten Änderung mit einem Faktor der durchaus auch über dem Gebiet variabel sein kann. Hierdurch lässt sich bei Ermittlung der Änderungen mit einem ISE-Modell (Abbildung 3.3) auf einfache Weise die Veränderung extrapolieren. Da diese Vorgehensweise jedoch schnell zu Instabilitäten führt, denn das System ist in der Natur nicht linear, wurde zu diesem Ansatz eine Erweiterung entwickelt. Bei dieser wird zunächst die Bathymetrieänderung mit einem ISE-Modell ermittelt und die Änderungen der Bathymetrie extrapoliert. Auf dieser neuen Bathymetrie wird eine Neuberechnung der hydrodynamischen Größen durchgeführt, sowie die Veränderung des Bodens, also ein neuerlicher Durchlauf des ISE-Modells durchgeführt. Diese ermittelten Änderungen des Bodens und die Änderungen aus dem ersten Durchlauf des ISE-Modells werden gemittelt und nachfolgend extrapoliert um zur endgültigen Bathymetrieänderung zu kommen. Dieses Verfahren ist wesentlich stabiler, jedoch ist der Aufwand auch entsprechend höher.

3.4.2 Stochastische Modellierung

In den voran gegangenen Abschnitten wurde bereits viel über die dem System innewohnenden Prozesse, die nicht explizit aufgelöst werden können oder sollen, oder auch dem "Rauschen" des Systems gesprochen. Ein Ansatz diese Prozesse zu untersuchen und ihre Wirkung im System zu berücksichtigen liegt in der stochastischen Modellierung. Diese geht von der Tatsache aus, dass in vielen modellierten Systemen Prozesse ablaufen, die selbst nur kleine Effekte aufweisen, in ihrer Summe jedoch durchaus das Gesamtverhalten nachhaltig beeinflussen können. Gerade in der morphodynamischen Simulation laufen eine Vielzahl von kleinen Prozessen ab, die nicht aufgelöst werden können. Als Beispiel dient hier die letztlich nur parametrisierte Turbulenz, oder die Interaktion der Sedimentkörner, oder auch im großskaligen Bereich, der im Einzelfall nicht explizit berücksichtigte Einfluss des Seegangs. Diese Einzelprozesse die auch durch Zufälligkeiten beeinflusst werden, können einen nicht exakt vorhersehbaren Einfluss auf die Dynamik des Systems haben. Bei Simulationen in die Zukunft kann der Ansatz ebenso bei der Generierung des meteorologischen Inputs hilfreich sein. An den aufgeführten Beispielen lässt sich bereits die Unterscheidung der Ursachen eines stochastischen Verhaltens ablesen. Es wird hier in zwei Arten unterteilt, die äußeren Störungen (z.B. Seegang, Meteorologie) und die im System selbst enthaltenen Störungen (z.B. Turbulenz, Sedimentinteraktion). Mielke ([51], 2002) gibt zwei Grundsätze an, die an die stochastische Modellierung gebunden sind:

- Es wird wesentlich mehr Rechenzeit bei Modellen mit stochastischen Variablen benötigt gegenüber Modellen ohne stochastische Variable, um eine aussagefähige Statistik zu erhalten.
- Es wird ein Zufallszahlengenerator benötigt, der einen hohen Qualitätsstandard aufweisen muss.

Eine stochastische Modellierung im Bereich der in dieser Arbeit entwickelten morphodynamischen Modellkette sollte die nicht aufgelösten Zufallsprozesse in ihrer Summe durch eine Zufallsvariable beschreiben können. Diese Zufallsvariable wird, da sie in einem dynamischen System Einfluss nimmt, ebenfalls dynamisch, also zeitabhängig sein. Um eine gute Statistik der Zufallszahlen zu erhalten, muss neben der Qualität des Generators auch eine genügend lange Reihe oder das Modell viele Male durchlaufen werden.

3.4.3 Entwickelte Strategie

Die hier entwickelte Strategie ist deterministisch und geht davon aus, dass über einen bestimmten Zeitraum die Hydrodynamik aufgrund von Änderungen der Bathymetrie nur so geringfügig beeinflusst wird, dass eine Neuberechnung der hydrodynamischen Größen nur nach einer längeren Zeit der morphodynamischen Simulation nötig wird. Dies ist ein konformes Vorgehen zu den in Kapitel 3.3 (Abbildung 3.3) vorgestellten MT-Modellen (Medium Term Modell). Insbesondere durch den internen Angleich der hydrodynamischen Größen im Morphologiemodell an die sich ändernde Bathymetrie erscheint diese Vorgehensweise gerechtfertigt.

Zunächst wird die Vorgehensweise anhand eines Nipp-Spring Zyklus erläutert. Abbildung 3.6 zeigt die Variabilität des Wasserstandes und der Geschwindigkeit über den Zeitraum eines Nipp-Spring Zyklus im Bereich der Meldorfer Bucht. Zu erkennen sind die unterschiedlichen Tidenhübe und Geschwindigkeiten. Diese Variabilität der Strömungsgrößen wird bei Verwendung der morphologisch wirksamen Tide nicht berücksichtigt. Die Vorgehensweise bei der Kopplung der Strömungssimulation und der morphodynamischen Simulation ist in Abbildung 3.7 dargestellt.

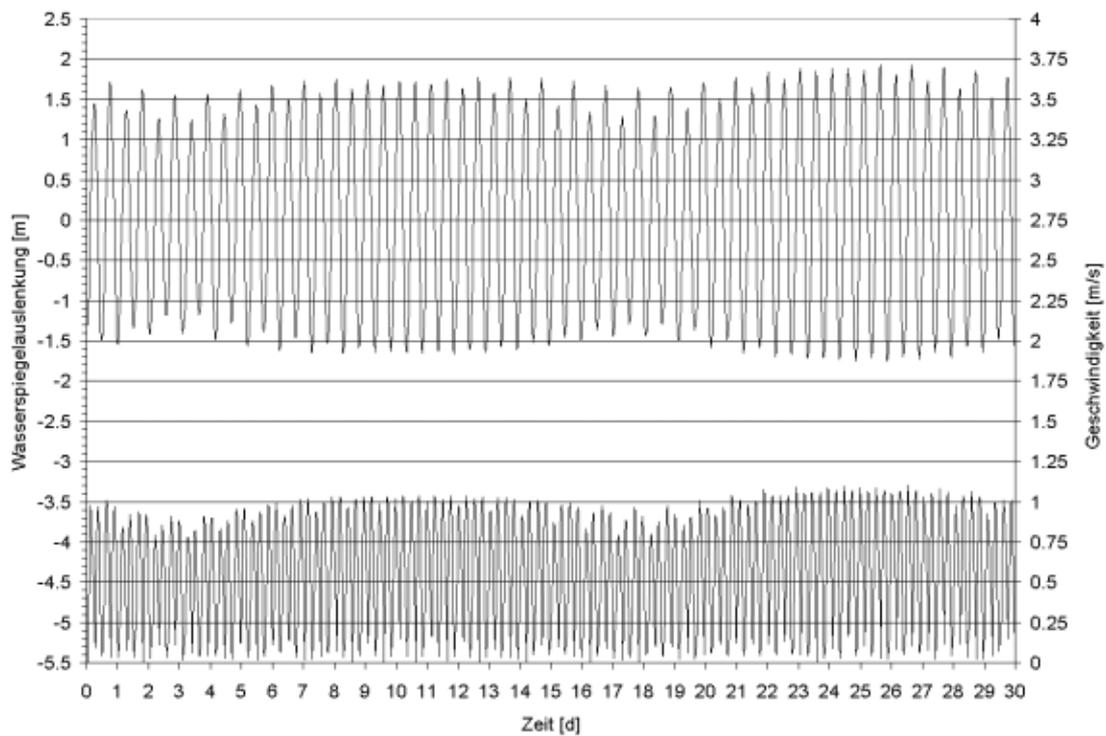


Abbildung 3.6: Nipp-Spring Zyklus bei Büsum

Zunächst wird über einen Zeitraum von 24 Stunden die Simulation der Strömung durchgeführt. Diese Ergebnisse dienen als Eingangswerte für die morphodynamische Simulation. Bei der morphodynamischen Simulation werden die 24 Stunden des Strömungsgeschehens siebenmal wiederholt, so dass eine Veränderung der Bathymetrie über eine Woche simuliert wird. Dabei findet eine Anpassung der Strömungsgeschwindigkeiten an die sich ändernde Tiefenverteilung statt. Die resultierende Bathymetrie findet anschließend Eingang in die Simulation der Strömungen über die folgenden 24 Stunden.

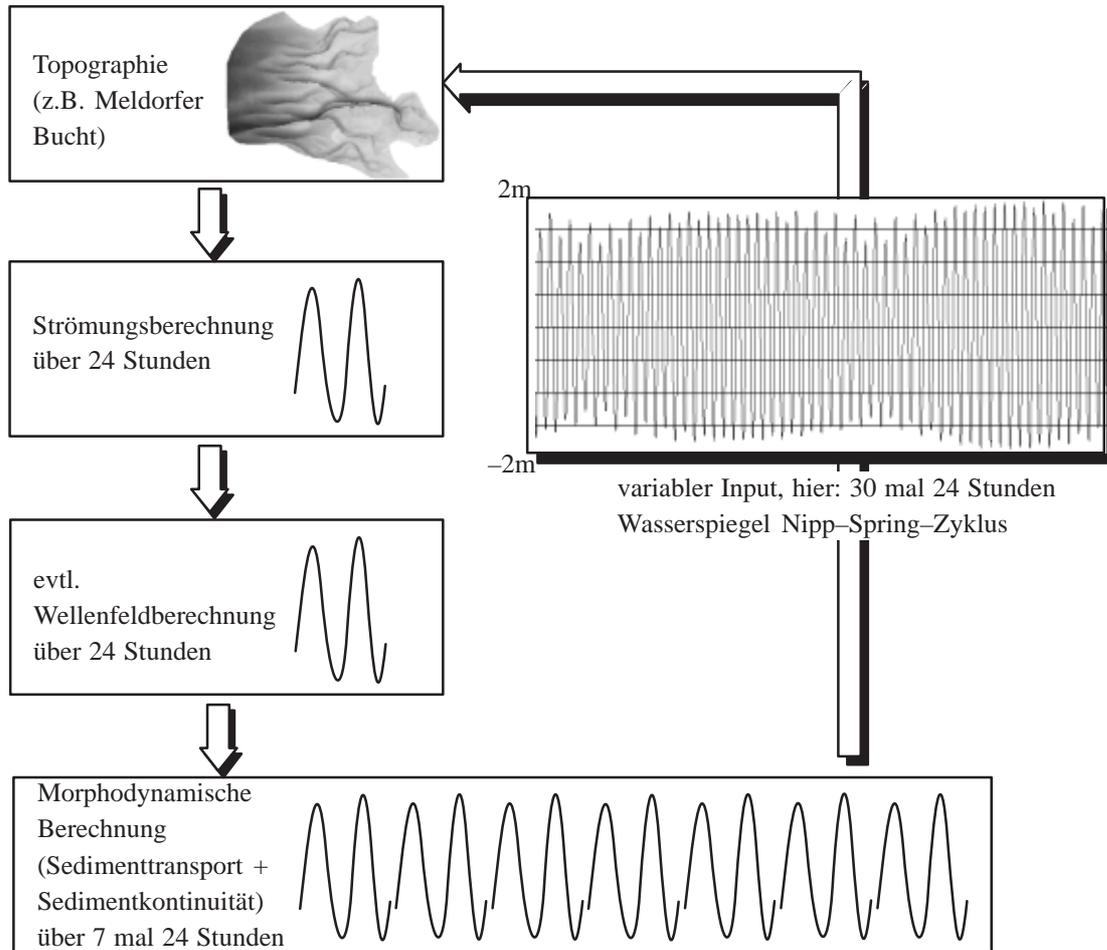


Abbildung 3.7: Strategie zur Simulation mittelfristiger Küstenmorphologieänderungen

Der große Vorteil dieser Methodik ist die Variabilität in den Randbedingungen. Es ist leicht vorstellbar, dass jede Änderung des Nipp-Spring Zyklus vorgenommen werden kann. Es ist möglich einen Meeresspiegelanstieg mit geringstem Aufwand zu berücksichtigen. Die Randbedingung kann, wie im gezeigten Beispiel in Abbildung 3.8 und 3.9, für den September 1990, durch den Einfluss von Sturmereignissen erweitert und die Häufigkeit solcher Ereignisse variiert werden. Weiterhin lassen sich auch die 30 Tage dauernden Reihen der Randbedingungen beliebig miteinander kombinieren, so dass ein Strauß von Ergebnissen Aufschluss über ein zu erwartendes Systemverhalten erzielt wird und so Aussagen über die zukünftige Entwicklung der modellierten Regionen möglich werden.

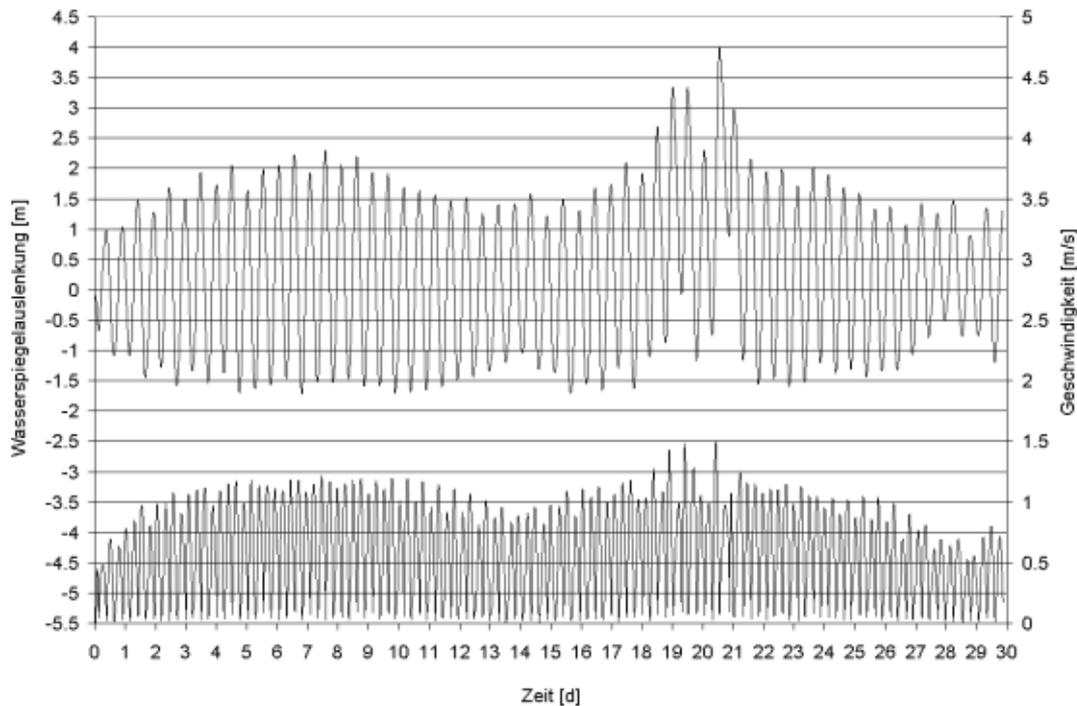


Abbildung 3.8: September 1990 bei Büsum

Während der morphodynamischen Berechnung findet eine Neuberechnung der Strömungsgrößen Geschwindigkeit in x und in y-Richtung statt. Hierzu wird der aktuelle Durchfluss an jedem Berechnungspunkt mit der Wassertiefe und der Bodenentwicklung dividiert

$$u = \frac{q_x}{h_i - \xi} \quad v = \frac{q_y}{h_i - \xi} \quad (3.3)$$

mit h_i = Wassertiefe an Knoten i [m]
 ξ = Evolution des Bodens [m].

Durch diese Neuberechnung der Geschwindigkeiten ist es möglich auch die Entwicklung von Dünen und Rippeln ohne eine ständige Neuberechnung der gesamten Hydrodynamik zu simulieren. Nimmt die Bodenentwicklung allerdings Werte an die ein definiertes Maß überschreiten, wird eine Neuberechnung der Hydrodynamik notwendig. Durch die Bodenentwicklung wird sich auch der Betrag und die Richtung des Durchflusses ändern, so dass die relativ einfache Anpassung der Geschwindigkeiten an die neuen Gegebenheiten wie hier vorgestellt nicht mehr ausreichen, um das System naturgetreu wiederzugeben. Im hier vorgestellten Verfahren erfolgt eine Neuberechnung der Strömungen nach einer siebenmaligen Wiederholung der morphodynamischen Berechnung.

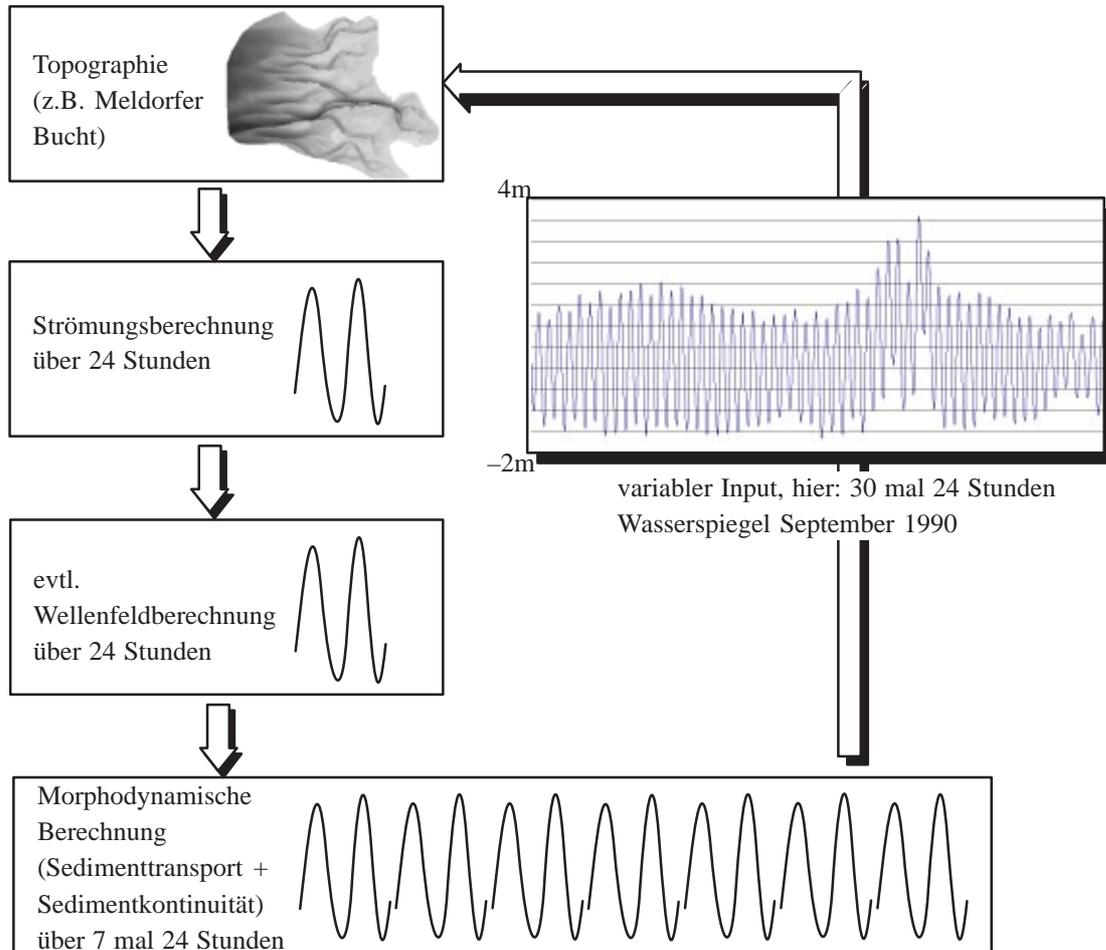


Abbildung 3.9: Strategie zur Simulation mittelfristiger Küstenmorphologieänderungen

Ein weiterer Vorteil der Strategie ist die einfache Implementierung von stochastischen Größen. Als Beispiel wird im Abschnitt der Anwendungen die Transportkapazität mit Zufallszahlen multipliziert. Dies bringt zwar keine grundlegenden Veränderungen im Ergebnis, zeigt jedoch die Möglichkeiten der Strategie mit naturnahen Randbedingungen auf.

3.5 Prinzipbeispiele

Die folgenden Beispiele dienen zur Veranschaulichung der Wirkungsweise der Bodenevolutionsgleichung und zur Darstellung der Eignung des Modells für die gekoppelten Simulationen. Berechnet werden Beispiele aus der Literatur, sowie ein Modell das aus eigenen Messungen im Labor in einer Strömungsrinne entstanden ist.

3.5.1 Überströmtes Hindernis

Eine anschauliche Form der Darstellung einer morphodynamischen Reaktion auf eine Strömung stellt die zeitliche Entwicklung eines überströmten Sedimenthaufens dar. De Vriend [10] stellte hierzu bereits 1987 grundlegende Untersuchungen auf.

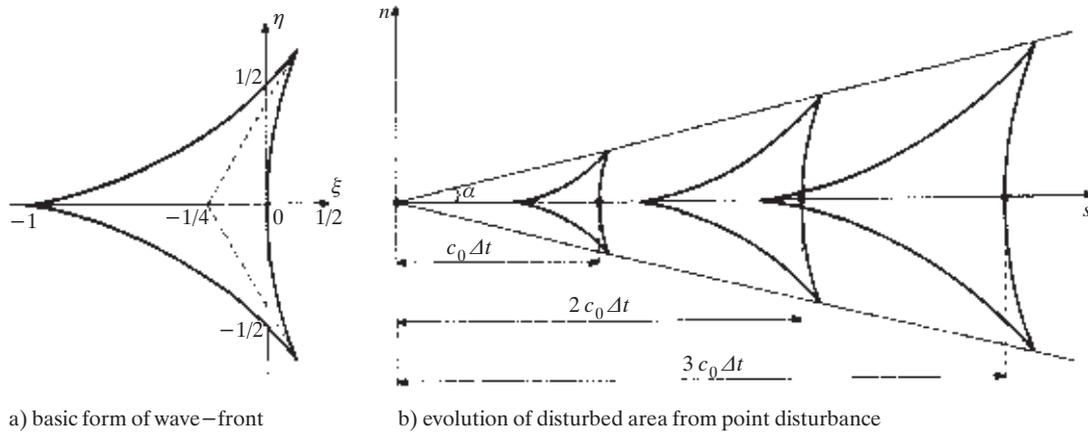


Abbildung 3.10: Entwicklung einer Störung am Boden gemäß der Charakteristiken (aus [10])

Die Fortschrittsgeschwindigkeit einer Störung am Boden kann gemäß Abbildung 3.10 als

$$\frac{ds}{dt} = c_0 + c_1 \xi \quad \text{und} \quad \frac{dn}{dt} = c_1 \eta \quad (3.4)$$

mit

$$c_0 = \left(\frac{u_{tot}}{S_{tot}} \frac{\partial S_{tot}}{\partial u_{tot}} - \frac{h}{S_{tot}} \frac{\partial S_{tot}}{\partial h} \right) \frac{S_{tot}}{h} \quad (3.5)$$

$$c_1 = \left(\frac{u_{tot}}{S_{tot}} \frac{\partial S_{tot}}{\partial u_{tot}} - 1 \right) \frac{S_{tot}}{h}$$

dargestellt werden, wobei S_{tot} der Sedimenttransport und u_{tot} die Geschwindigkeit der Strömung ist.

Das grundsätzliche Verhalten der Entwicklung einer transportierten Störung in einer sternförmigen Weise wird bei de Vriend mit Hilfe eines numerischen 2D-Modells überprüft. Das Modell besteht aus einem zweidimensionalen Kanal mit einer Länge von 1000 m, einer Breite von 500 m und einer Tiefe von 10 m. Die sinusförmige Ausgangsstörung am Boden hat eine Höhe von 1 m. Die mittlere Geschwindigkeit beträgt 0,5 m/s, die Bestimmung der Transportkapazitäten wird nach dem Ansatz von Engelund-Hansen mit einem mittleren Korndurchmesser von 200 μm durchgeführt. Die Abbildung 3.11 zeigt die Ausgangsbathy-

metrie, sowie die Ergebnisse nach 200 Tagen Simulationszeit. Es ist deutlich die erhaltene sternförmige Verformung der transportierten Störung und eine Verfrachtung des Materials um ca. 130 m zu erkennen.

Interessant ist weiterhin der Transport des Sediments entgegen der Strömungsrichtung der aus der numerischen Lösung der Bodenevolutionsgleichung herrührt. Gleiches ist in der Berechnung dieses Systems mit Hilfe des Vorläuferprogramms von SISYPHE aus dem TELEMAC Modellierungssystem, dem Morphologiemodell TSEF (Peltier [56]) in Abbildung 3.12 zu erkennen. In den genannten Veröffentlichungen sind die Höhenlinien ohne Skalen versehen, so dass ein direkter Vergleich zwischen den Simulationen nur qualitativ möglich ist. Eine Abschätzung aus den Grafiken ergibt eine zurück gelegte Strecke des Sedimenthaufens von ca. 150 m in Abbildung 3.11 und ca. 120 m in Abbildung 3.12. Über die maximale Resthöhe lassen sich keine Aussagen treffen.

Die Simulationen mit dem in dieser Arbeit genutzten Modell SISYPHE wurden unter den gleichen Randbedingungen wie bei de Vriend und Peltier durchgeführt. Es wurde ein Zeitraum von 200 Tagen mit dem Verfahren nach Engelund–Hansen, bei einem Intervall der Rückkopplung zum hydrodynamischen Modell TELEMAC–2D von 10 Tagen simuliert.

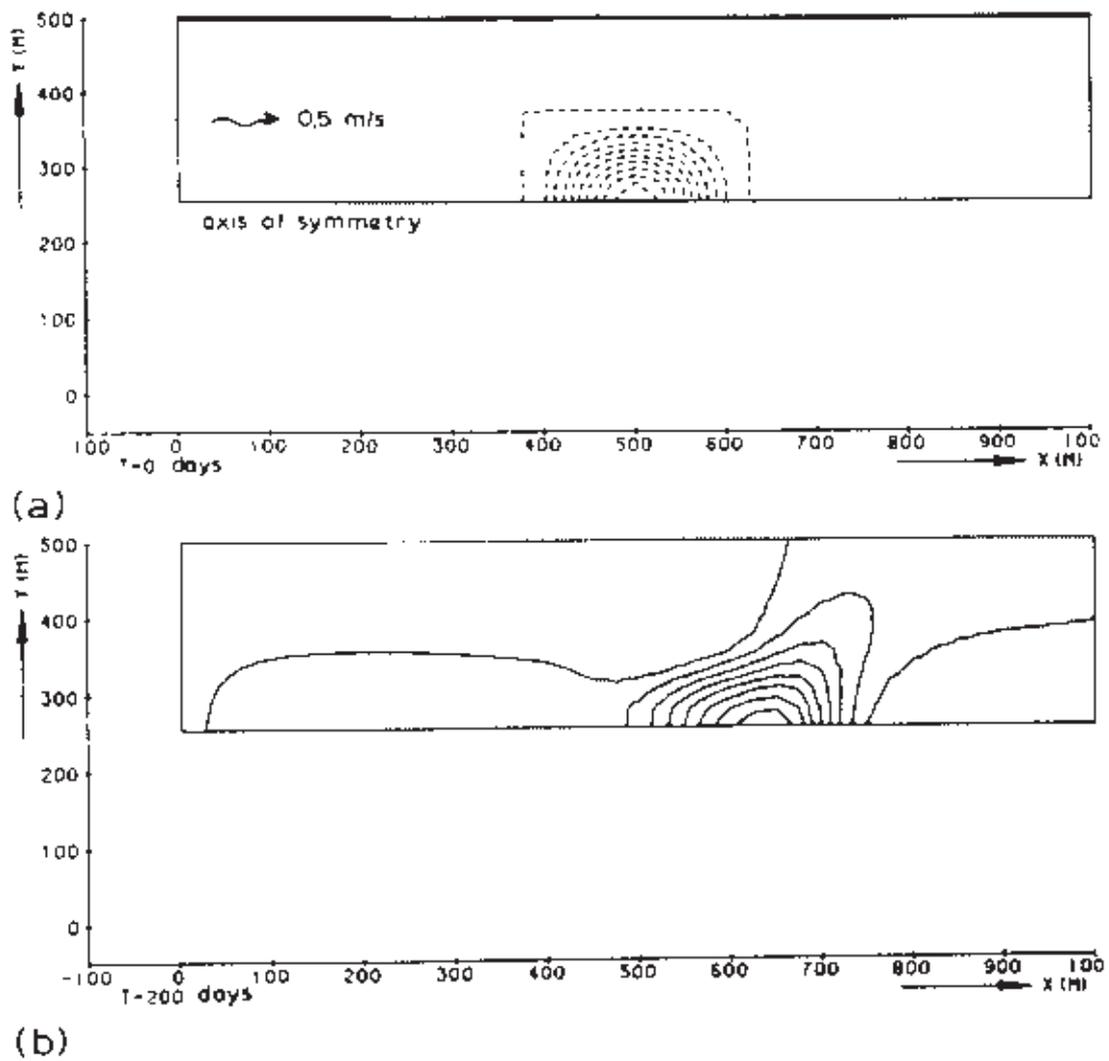


Abbildung 3.11: Berechnete Entwicklung der Störung, aus [10]

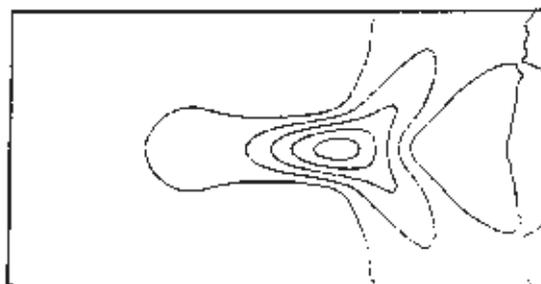


Abbildung 3.12: Entwicklung der Störung am Boden nach 200 Tagen, aus [56]

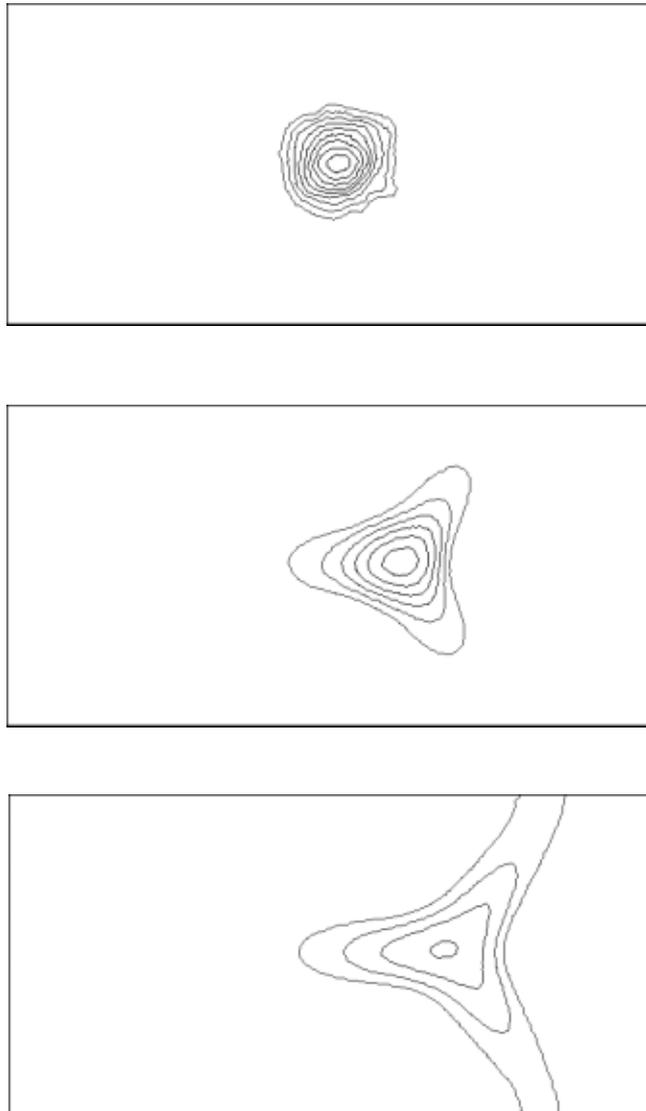


Abbildung 3.13: Entwicklung des Sedimenthaufens
T = 0 Tage, T = 100 Tage, T = 200 Tage

Die Ergebnisse mit dem Modell SISYPHE sind in der Abbildung 3.13 als Liniengrafiken in Analogie zur Darstellung in der Literatur dargestellt. Das charakteristische Verhalten einer dreieckigen Entwicklung wird gut wiedergegeben, ein Auseinanderdriften des Sedimentkörpers wie in Abbildung 3.12 ist nicht zu erkennen. Dies liegt, wie verschiedene Rechenläufe gezeigt haben, an den hydrodynamischen Ergebnissen die in das Morphologiemodell eingehen. Wird bei der Rückkopplung nicht ein quasi-stationärer Zustand erreicht, wird die dreieckförmige Entwicklung des Sedimenthaufens nicht erreicht und es findet ein Auseinanderdriften des Sedimenthaufens statt. Die zurückgelegte Strecke des Haufens beträgt ca. 160 m was gut mit den Ergebnissen nach van Rijn übereinstimmt.

3.5.2 Kleinskaliger Dünenversuch

Ein weiteres Modell zur Berechnung der Morphologieänderungen wurde im Maßstab 1:1 in einer Strömungsrinne im Labor realisiert. In Abbildung 3.15 wird die Ausgangsform des physikalischen Modells ersichtlich. Das Modell hat eine Länge von 87,5 cm und weist 5 Dünenkämme auf. Die Höhe von Dünenkamm zu Dünenental beträgt 4,5 cm, der Wasserspiegel liegt im Ruhezustand bei 5,5 cm über dem Boden der Rinne. Der eingesteuerte Durchfluss beträgt $0,0033 \text{ m}^3/\text{s}$, wodurch bei einer Breite der Rinne von 30 cm maximale Strömungsgeschwindigkeiten über dem Dünenberg von $0,44 \text{ m/s}$ entstehen. Hieraus ergibt sich eine maximal auftretende Froude-Zahl von $0,88$, so dass sich die Dünen in Richtung der Strömung fortbewegen sollten. Der verwendete Sand weist ein d_{50} von $300 \mu\text{m}$ auf und eine Ungleichförmigkeitszahl von $1,4$, was auf ein sehr gleichförmiges Korngemisch schließen lässt. Dies wird auch aus der sehr steilen Körnungslinie (Abbildung 3.14) ersichtlich. Der Sand wurde vom Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Universität Hannover dankenswerter Weise untersucht.

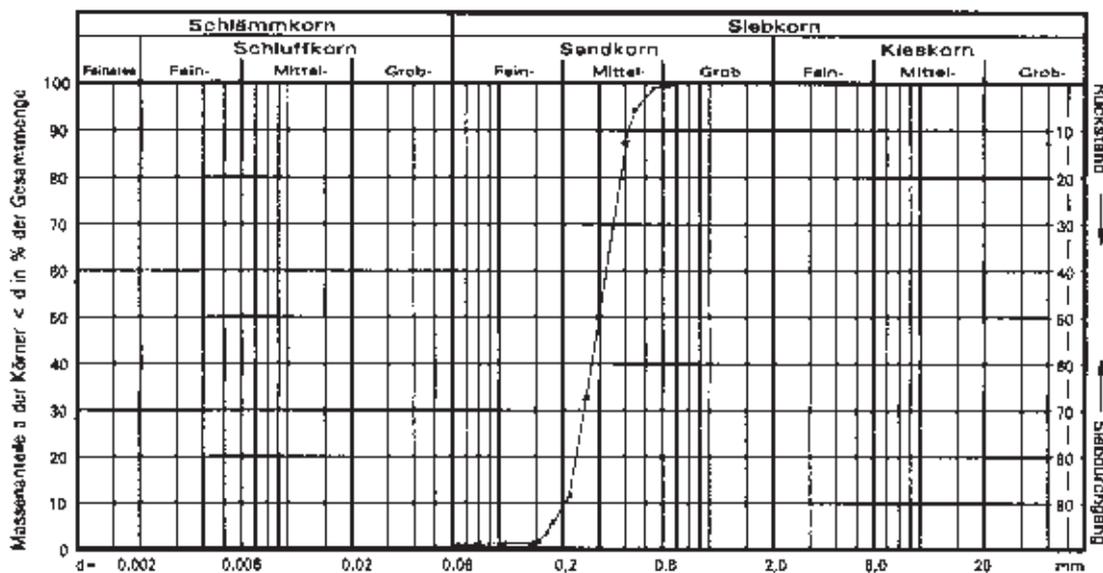


Abbildung 3.14: Körnungslinie des im Versuch verwendeten Sandes

Abbildung 3.16 zeigt den Systemzustand nach 5 Minuten Überströmung. Die Dünenkämme haben sich um ca. 3,5 bis 4 cm in Richtung der Strömung verlagert. Von den der Anströmrichtung zugewandten Seiten werden Sedimentpartikel dicht über dem Boden über den Kamm hinweg transportiert und lagern sich auf der der Strömung abgewandten Seite ab. Bei fortschreitender Simulation werden die Täler langsam durch das Sediment überlagert, die Neigung der Dünen wird auf der Anstromseite flacher und steiler auf der der Strömung abgewandten Seite.



Abbildung 3.15: Bodenform vor dem Start



Abbildung 3.16: Bodenform nach 5 Minuten Überströmung

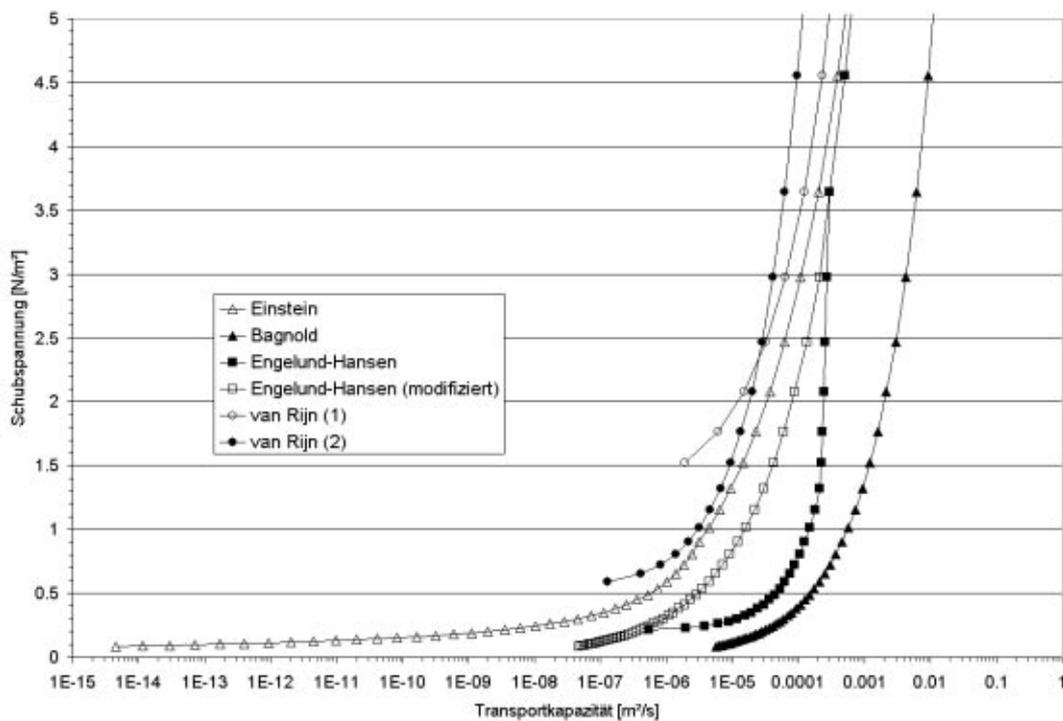


Abbildung 3.17: Transportkapazitäten im Verhältnis zu Schubspannungen

Zur Simulation der kleinskaligen Dünen wird das Modell aus der Strömungsrinne im Maßstab 1:1 als unregelmäßiges Gitternetz abgebildet und die hydrodynamischen Größen im Wechsel mit der Morphodynamik berechnet. Die mit unterschiedlichen Transportkapazitätsformulierungen über die Tiefe ermittelten Schubspannungsverläufe bei immer gleichen physikalischen Parametern wie Durchfluss, Korngröße, Reibung usw. sind in Abbildung 3.17 dargestellt. Mit Hilfe der Schubspannungen werden in den Ansätzen nach Bagnold, Einstein, Engelund–Hansen und van Rijn unterschiedliche Transportkapazitäten ermittelt, die in 3.17 logarithmisch aufgetragen sind. Die Formulierung “van Rijn (1)” nutzt die vereinfachten Ansätze (2.58) und (2.67). Die Formulierung “van Rijn (2)” hingegen zeigt einen Verlauf der auch bei kleineren Schubspannungen noch Transportkapazitäten verursacht. Er nutzt die Gleichungen (2.56) und (2.57) für den bodennahen Transport, sowie Gleichung (2.62) für den suspendierten Transport.

Die Abbildung 3.18 zeigt die mit den verschiedenen Ansätzen erzielten Ergebnisse. Wie sich bereits aus dem Verlauf der Transportkapazitäten ablesen lässt, wird mit dem Ansatz von Bagnold in diesem sehr niedrigen Bereich der Schubspannungen die weitaus größte Umlagerung erzielt. Die dabei zurück gelegte Strecke der Dünenform ist größer als die im Versuch ermittelte Strecke. Die Ergebnisse mit der Formulierung nach Einstein zeigt die

geringsten Änderungen, wie sich auch später in der Modellierung des Systems der Meldorfer Bucht zeigen wird.

Interessant ist das Ergebnis der Berechnung mit der Gleichung nach Engelund–Hansen. Sie zeichnet sich durch unterschiedliche Bereiche in der Bestimmung der Transportkapazitäten aus, unter anderem in Abhängigkeit von der auftretenden Schubspannung. Sie liegt im Bereich von $0,00212 \text{ N/m}^2$ bis $0,57 \text{ N/m}^2$. In der Abbildung 3.17 ist der Bereich geringer Schubspannungen dargestellt. Hier wird der Gültigkeitsbereich des Ansatzes nach Engelund–Hansen ersichtlich. Im Bereich kleiner Beschleunigungen ($< 0,06 \text{ m/s}^2$) die mittels der Gleichung

$$b = \frac{u^2}{(s - 1) C'^2 d_{50}} \quad (3.6)$$

mit

s = Sedimentdichte / Wasserdichte [–]

C' = $18 \log\left(\frac{12 h}{3d_{50}}\right)$ [–]

ermittelt werden, werden die Transportkapazitäten zu Null gesetzt und es entsteht die resultierende Veränderung der Düne wie in Abbildung 3.18 ersichtlich. Um dies näher zu untersuchen ist der Ansatz nach Engelund–Hansen im Bereich kleiner Beschleunigungen, wie in 3.17 dargestellt, modifiziert worden. Die resultierende Form der Dünen ist ebenso in 3.18 abgebildet.

Da die modifizierte Form nach Engelund–Hansen auch im Bereich kleiner Schubspannungen noch geringe Transportkapazitäten berechnet, wird die Dünenform in der Berechnung über die gesamte Höhe transportiert und nicht nur im oberen Bereich bis -2 cm . Dies entspricht recht gut den Ergebnissen aus der Strömungsrinne.

Beide Formulierungen nach van Rijn, die ebenfalls in der Abbildung 3.17 dargestellt sind, bewirken in diesem Beispiel keinen Transport, da die im Modell auftretenden Schubspannungen kleiner sind, als die Bereiche die die Formulierungen in diesem Fall abdecken.

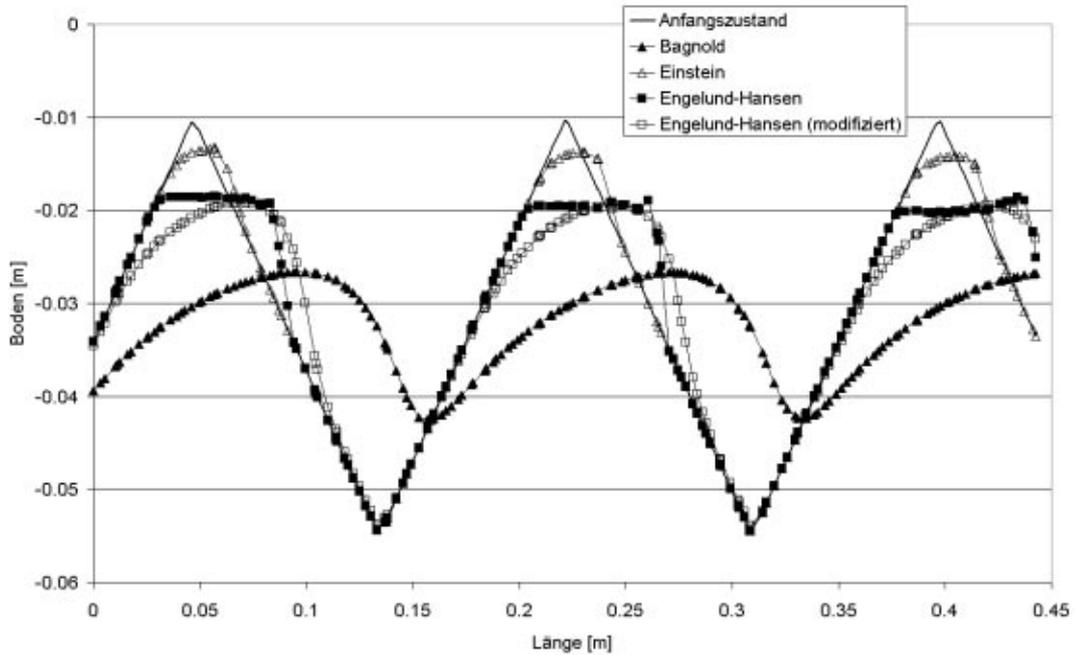


Abbildung 3.18: Berechnete Veränderung des Bodens mit unterschiedlichen Transportformeln

3.5.3 Großskalige Dünenform

Im nächsten Schritt wird eine großskalige Dünenform simuliert. Auch hier handelt es sich um ein Beispiel aus der Literatur, das Modellgebiet wurde bereits von Malcherek ([45], 1998) mit dem Modell TRIM-2D simuliert. Malcherek leitet aus dem allgemeinen Potenzansatz

$$q_b = cu^\alpha h^\beta \quad (3.7)$$

zur Beschreibung der Gleichungen der Transportkapazitäten eine Lösung der Bodenevolutionsgleichung her:

$$\frac{\partial z_b}{\partial t} = cu^\alpha h^\beta \left(\frac{\alpha - \beta}{h(Fr^2 - 1)} \left(\frac{\partial z_b}{\partial x} + I_E \right) + \frac{\beta Fr^2 - \alpha}{B(Fr^2 - 1)} \frac{\partial B}{\partial x} \right) \quad (3.8)$$

Für einen Kanal mit konstanter Breite und über den Querschnitt unveränderliche Sohle ergibt sich als advektiver Term

$$- cu^\alpha h^\beta \frac{\alpha - \beta}{h(Fr^2 - 1)} I_E \quad (3.9)$$

Da die Bodenevolutionsgleichung in der hier vorgestellten Form keine Quellterme aufweist, kann eine Entstehung von Dünen nicht modelliert werden. Es bleibt die Betrachtung der Advektion der Düne.

Ausgehend von der Bestimmung der Transportkapazitäten nach Bagnold

$$q_b = \frac{e_b \tau_b \bar{u}}{(\rho_s - \rho) g \cos \beta (\tan \phi - \tan \beta)} \quad (3.10)$$

mit

$$\tau_b = r \rho |\vec{u}| \vec{u} \quad (3.11)$$

wird der Advektionsterm (3.9) der Bodenevolutionsgleichung unter Vernachlässigung der Bodenneigung zu

$$\frac{e_b \rho}{(\rho_s - \rho) g \cos \beta (\tan \phi - \tan \beta)} r \bar{u}^3 h^{-1} \frac{4}{1 - Fr^2} \quad (3.12)$$

mit $\alpha = 3$ und $\beta = -1$. Mit Hilfe dieser Berechnung lassen sich theoretische Fortschrittsgeschwindigkeiten der Dünen berechnen.

Es wird ein Kanal von 15 km Länge und 7 km Breite simuliert. Er hat eine Tiefe zwischen 4 und 6 m, die Dünenform ist sinusförmig mit einer Amplitude von einem Meter. Die Strömungsgeschwindigkeit stellt sich beim h–h gesteuerten Modell (0.3 zu 0.0 m) von Malcherek im Mittel zu 0,45 m/s bei einem gewählten Taylorbeiwert von $r = 0,0025$ ein. Weitere Parameter sind der Beiwert $e_b = 0,2$, die Sedimentdichte $\rho = 1800 \text{ kg/m}^3$, $\tan \phi = 0,6$ und $\beta = 0$. Aus der theoretischen Berechnung ergeben sich Advektionsgeschwindigkeiten von 0,00453 mm/s für die Wellentäler und 0,023 mm/s für die Wellenberge.

Die Simulationen wurden über den Zeitraum von 13 Monaten durchgeführt, was bei einer Anzahl von 30 Tagen je Monat zu einer zurückgelegten Strecke von 150 m für die Wellentäler und 770 m für die Wellenberge führt. Tatsächlich wird dieses Verhalten im Modell TRIM–2D für die Wellenberge nicht wiedergegeben, allerdings stimmt die Advektion der Wellentäler recht gut mit der Theorie überein.

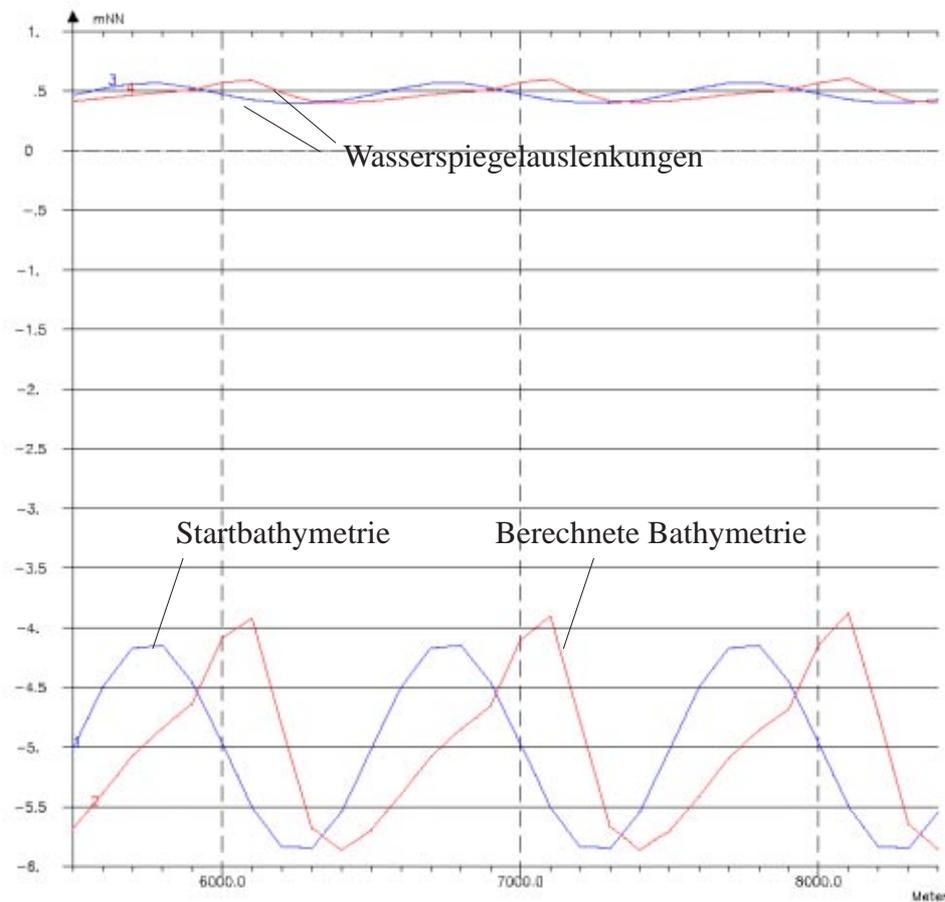


Abbildung 3.19: Entwicklung der Bodenform nach 13 Monaten (aus [45])

Die folgenden Abbildungen 3.20 und 3.21 geben die Simulationsergebnisse mit dem gekoppelten Modell TELEMAC-2D und SISYPHE wieder. Die Formulierung nach Bagnold zeigt ein sehr ähnliches Verhalten wie das Modell TRIM-2D. Im Modell SISYPHE werden die Wellentäler mit dem Ansatz nach Bagnold nicht so weit verlagert wie in TRIM-2D oder wie die theoretische Berechnung es erwarten ließe. Die Wellenberge weisen nicht die in Abbildung 3.19 festzustellenden Erhöhungen auf.

Die Ergebnisse unter Verwendung der Sedimenttransportraten nach Einstein zeigen hingegen eine wesentlich weiter zurück gelegte Strecke der Täler und Berge. Hier liegen die Entfernungen im Bereich der für die Formulierung nach Bagnold ermittelten Werte, allerdings weisen die Wellenberge deutliche numerische Schwankungen auf.

Auch die Formulierung nach Engelund-Hansen (Abbildung 3.21) weist diese Schwankungen an den Wellenbergen auf. Allerdings sind diese weitaus abgeschwächt und die zurückgelegten Strecken der Täler und Berge sind erheblich größer.

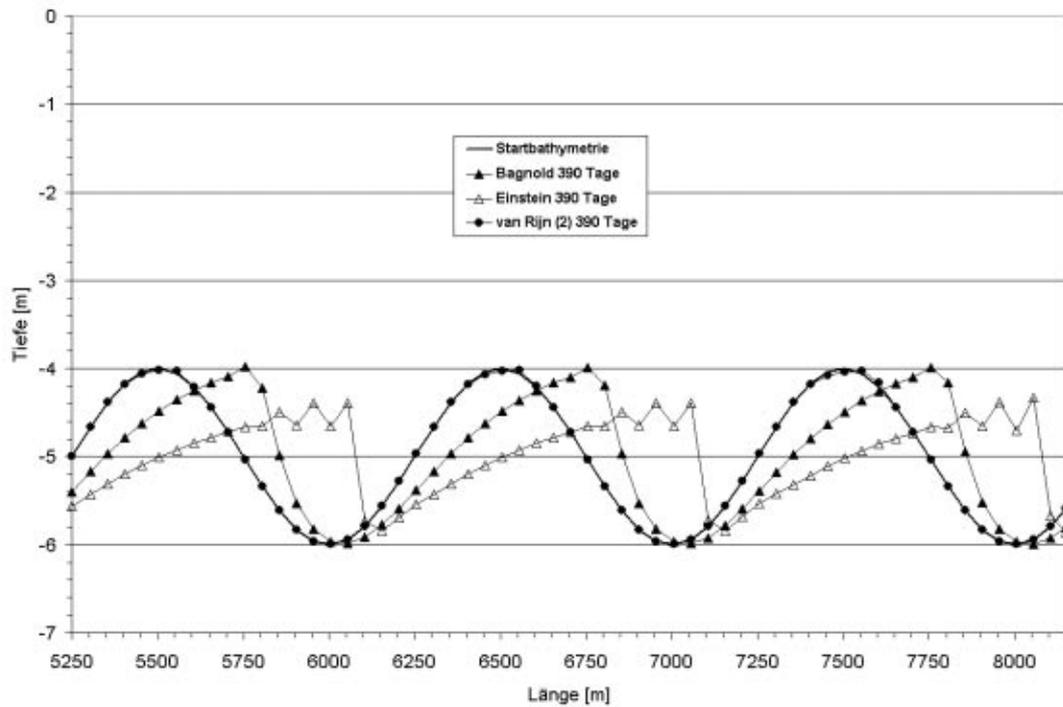


Abbildung 3.20: Entwicklung der Bodenform nach Bagnold, Einstein und van Rijn (2) mit SISYPHE

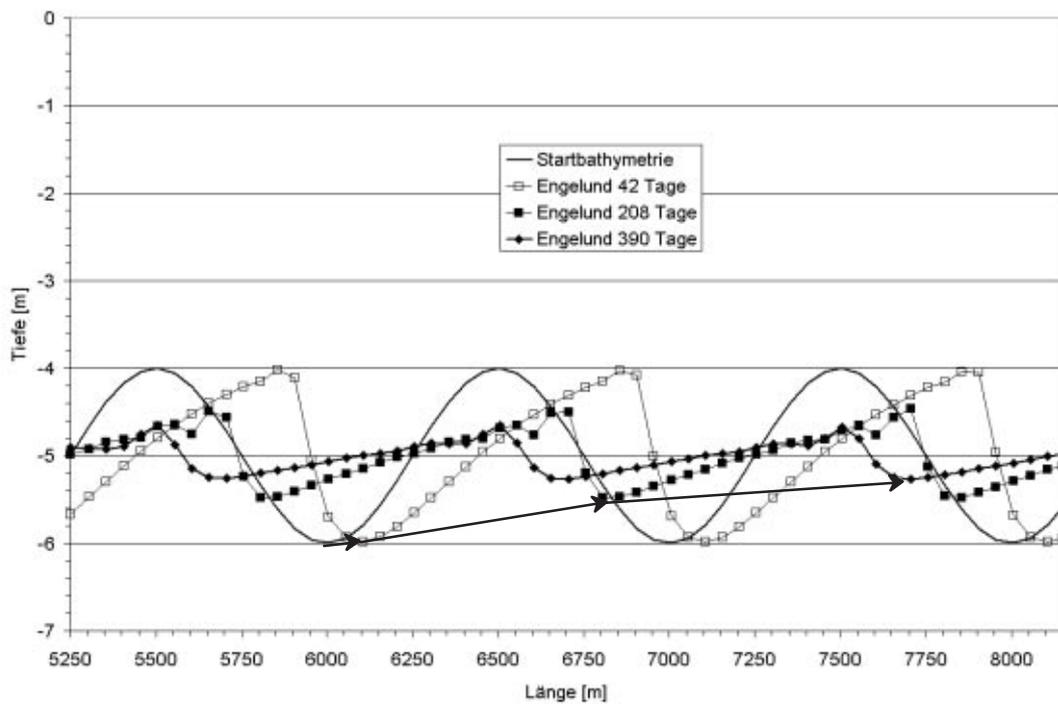


Abbildung 3.21: Entwicklung der Bodenform nach Engelund–Hansen mit SISYPHE

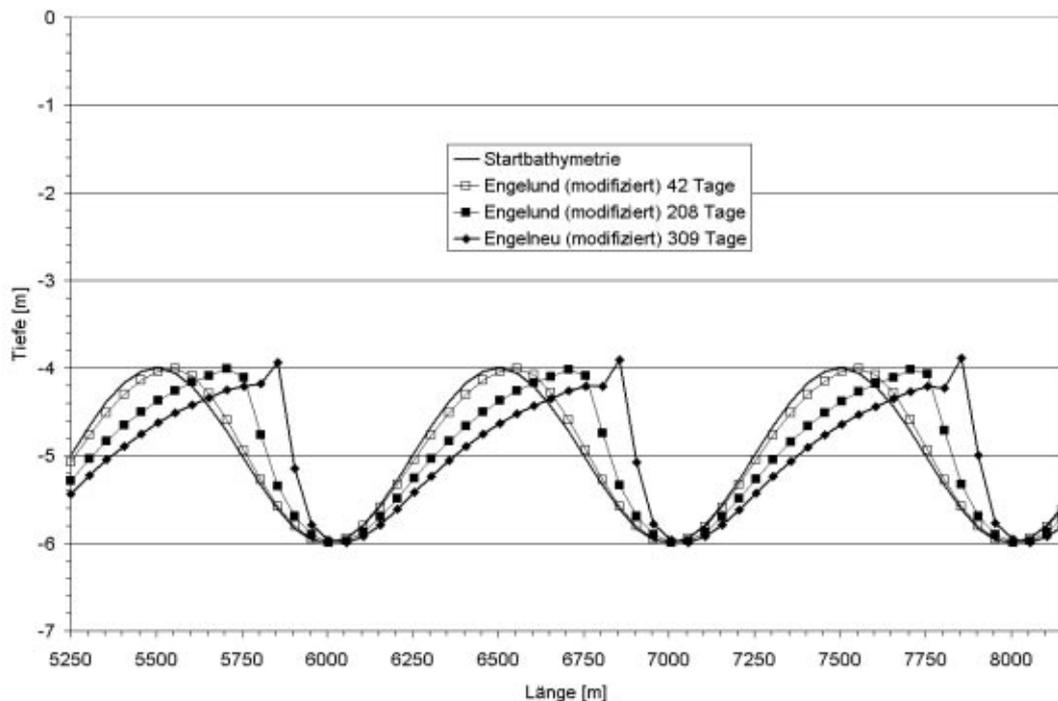


Abbildung 3.22: Entwicklung der Bodenform nach modifiziertem Ansatz nach Engelund–Hansen mit SISYPHE

Während in der Formulierung nach Einstein die Berge etwa 550 m und die Täler etwa 150 m verfrachtet werden, sind in der Formulierung nach Engelund–Hansen diese Werte um ein Vielfaches überschritten. Hier werden die Täler etwa 1650 m und die Berge 2000 m verfrachtet. Die Neigung der Sohlform wird zu Beginn sehr schnell deutlich flacher und gerader. Dieses Verhalten verlangsamt sich mit fortlaufender Dauer der Simulation.

Bei Betrachtung der Abbildung 3.23 wird ersichtlich, dass die Formulierung nach Engelund–Hansen die geringste Bandbreite an Transportkapazitäten aufweist. Hieraus lässt sich ableiten, dass bei Wahl dieser Formulierung auch die kleinsten Gradienten auftreten, wodurch weniger Schwankungen an den Dünenbergen entstehen. Die Formulierung nach Einstein weist die größte Bandbreite der Transportkapazitäten und somit auch die am stärksten ausgeprägten Schwankungen in den Ergebnissen auf. Die auftretenden Schubspannungen liegen im Bereich von 0,3 bis 0,41 N/m². Insbesondere im Bereich geringerer Schubspannungen erreicht die Engelund–Hansen Formulierung Transportkapazitäten die um ein hundertfaches und mehr größer sind, als bei Einstein und Bagnold. Hieraus rührt der wesentlich weitere Transportweg der Bodenformen.

Auch für dieses Beispiel wird die modifizierte Form des Ansatzes nach Engelund–Hansen angewendet. Da in der modifizierten Form der Bereich kleiner Schubspannungen wesentlich geringere Transportkapazitäten aufweist als die originale Formulierung sind geringere

Strecken zu erwarten. Unter der modifizierten Formulierung werden die Täler etwas weiter als bei Anwendung der Formulierung nach Bagnold transportiert.

Es ist also auf die Wahl der Formulierung zur Berechnung der Transportkapazitäten zu achten. Die Formulierung nach Engelund–Hansen, die in die Klasse der Total–Load Formulierungen einzuordnen ist, weist durch die Parametrisierung des suspendierten Transports auch die mit Abstand größten Frachten in der Simulation auf. Auf der Formulierung nach Engelund–Hansen wird daher in dem nachfolgendem Kapitel der morphodynamischen Simulation der Meldorfer Bucht das Hauptaugenmerk liegen.

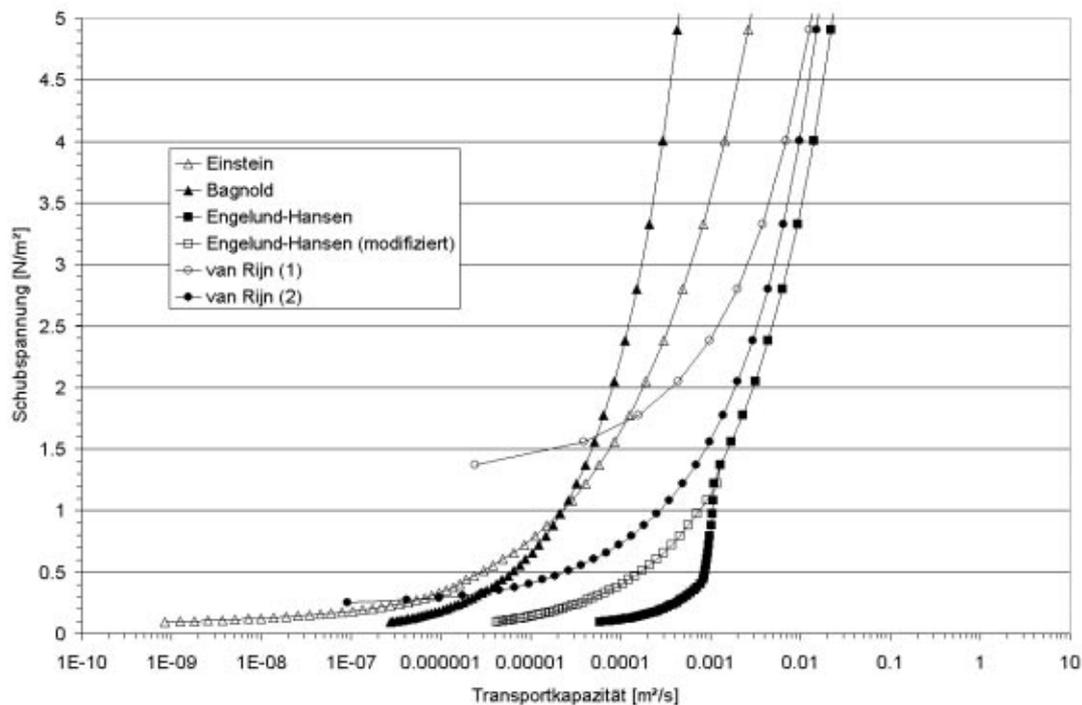


Abbildung 3.23: Transportkapazitäten im Verhältnis zu Schubspannungen

Kapitel 4

Modellierung der Meldorfer Bucht

4.1 Einleitung

Bevor die Simulation der gekoppelten Prozesse in Küstenregionen durchgeführt werden kann, bedarf es geeigneter und möglichst naturnaher Randbedingungen. Diese können zum Beispiel aus übergeordneten Modellen stammen, aber auch Messungen können als Eingabe herangezogen werden. In dieser Arbeit wird die Modellkette Kontinentales Schelfmodell, Deutsche Bucht Modell und Modell der Meldorfer Bucht entwickelt und hinsichtlich der Kopplung von Prozessen untersucht.

4.2 Meteorologischer Antrieb

Die meteorologischen Daten zum Betreiben der Modelle können aus verschiedenen Quellen stammen. Je nach Modell werden an allen oder an einer Teilmenge von Berechnungsknoten des hydrodynamischen Modells treibende Kräfte in Form von Schubspannungen aus dem Wind und Druckverteilungen als Eingabe benötigt. Der Deutsche Wetterdienst betreibt Wettervorhersagemodelle [25], das Max-Planck-Institut betreibt Klimamodelle [81], aus dem Projekt PRISMA [59] werden aus Messungen fortlaufend meteorologische Daten erzeugt. Die Daten aus dem Projekt PRISMA und der operationellen Modelle des Deutschen Wetterdienstes (DWD) finden Eingang in diese Arbeit, wenngleich auch mit Daten aus den Klimamodellen (Zielke et.al. [81]) bereits gearbeitet wurde.

4.2.1 Meteorologische Daten aus PRISMA

Im Rahmen von PRISMA werden Messwerte im Bereich des Schelfgebietes analysiert und eine Druck- und Windverteilung berechnet. Die Messwerte stammen aus unterschiedlichen Quellen, wie z.B. Landmessstationen und Beobachtungen von Schiffen. Die generierten Datenfelder besitzen eine zeitliche Auflösung von 3 Stunden und eine örtliche Diskretisierung von 42 km mal 42 km. Das Analysegebiet ist in Abbildung 4.1 dargestellt. Der Datensatz PRISMA verfügt damit über eine etwa vierfach gröbere Auflösung als das hydrodynamische Modell des CSM, deckt jedoch das gesamte Modell des CSM ab und hat mit einer Auflösung von 3 Stunden eine akzeptable zeitliche Datendichte. Zwischen den Zeitpunkten wird linear interpoliert, die örtliche Interpolation der Daten auf das Meteorologiegitter des CSM erfolgt bilinear. Das Meteorologiegitter des CSM ist mit 30 Minuten Auflösung in Ost-West Richtung und 20 Minuten in Nord-Süd Richtung viermal größer als das hydrodynamische Netz, entspricht damit aber nahezu der Diskretisierung der PRISMA-Daten.

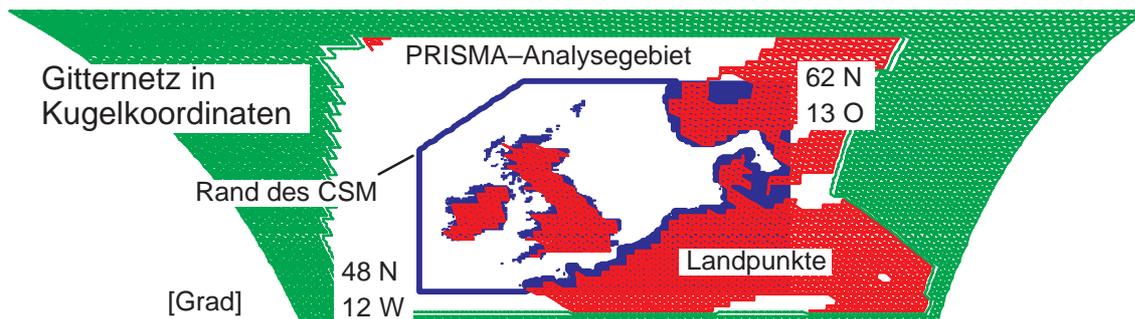


Abbildung 4.1: Analysegebiet PRISMA mit Rand des CSM

Die Daten aus PRISMA finden auch in den kleinerskaligen Modellen der deutschen Bucht und der Meldorfer Bucht Anwendung. In den Abbildungen 4.2 ist ein Vergleich zwischen gemessener Windgeschwindigkeit und der Windgeschwindigkeit aus dem Datensatz aus PRISMA, sowie in Abbildung 4.3 ein Vergleich zwischen der gemessenen Windrichtung und der Windrichtung aus dem Datensatz aus PRISMA am Windmesspfahl in Büsum dargestellt. Es ist eine gute Übereinstimmung der Daten aus PRISMA mit den Messwerten zu erkennen. Die Umsetzung der Winde in den einzelnen Simulationsprogrammen zu Schubspannungen finden sich in den jeweiligen Kapiteln zu den Modellen.

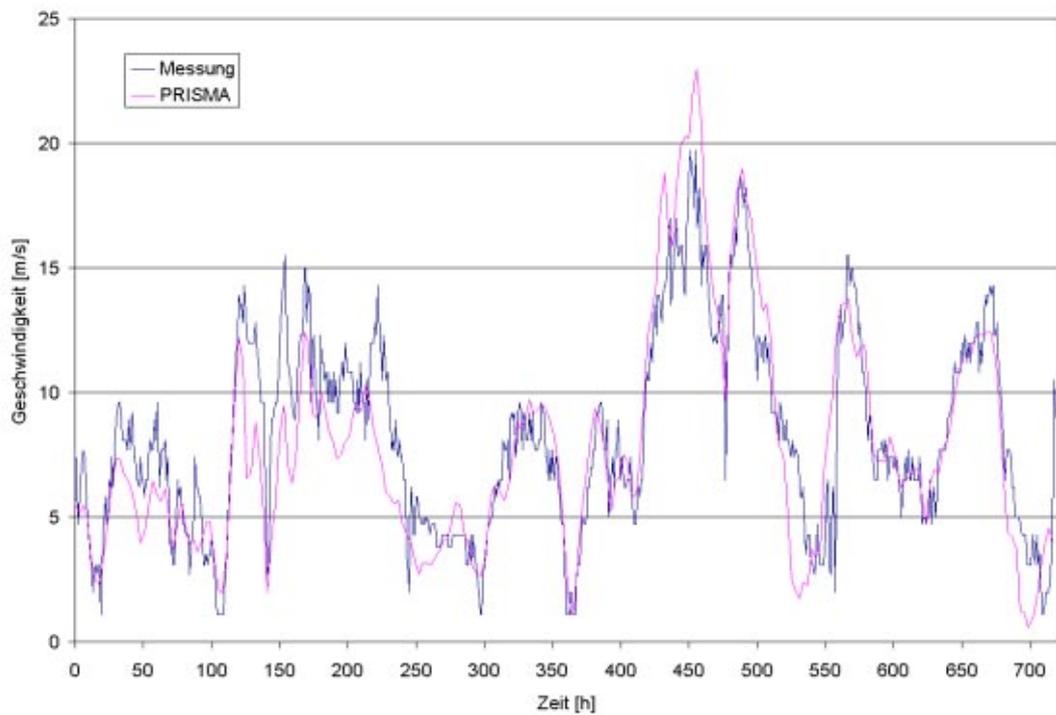


Abbildung 4.2: Vergleich von gemessener Windgeschwindigkeit am Messpfahl Bäum und Windgeschwindigkeit aus den PRISMA Daten des September 1990

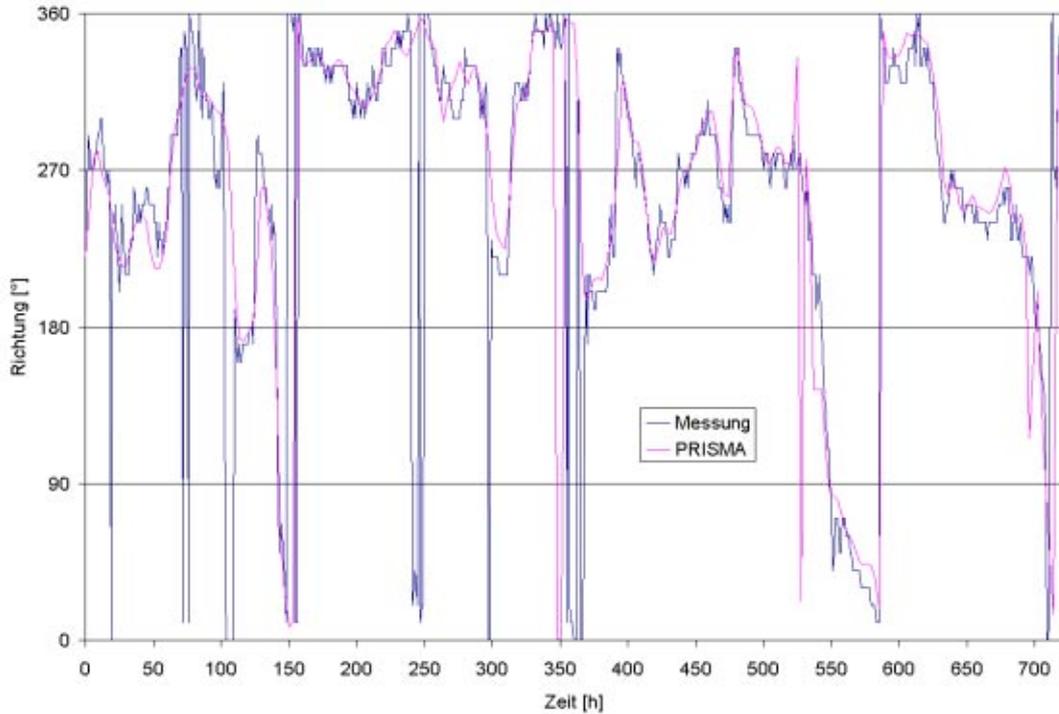


Abbildung 4.3: Vergleich von gemessener Windrichtung am Messpfahl Bäum und Windrichtung aus den PRISMA Daten des September 1990

4.2.2 Meteorologische Daten des DWD

Weitere meteorologische Daten neben den Analysedaten der Messungen aus dem PRISMA Projekt können vom Deutschen Wetterdienst (DWD) bezogen werden. Der Vorteil dieser Daten ist, dass sie aus den operationellen Modellen stammen, also immer die neuesten Daten verfügbar sind.

Zur Anwendung in dieser Arbeit kommen die Daten aus dem Global-Modell (GME) und dem Lokal-Modell (LM), deren Orographien in den Abbildungen 4.4 und 4.5 dargestellt sind. Das GME besitzt eine Auflösung von 55,1 km bis 65,8 km, ist damit also geringfügig gröber aufgelöst als die Daten aus PRISMA. Insgesamt besteht das Netz des GME aus etwa 160000 Knoten, dargestellt in Abbildung 4.4 ist ein gröberes Subnetz. Die zeitliche Folge der Datensätze beträgt eine Stunde, wodurch eine dreimal höhere Auflösung in der Zeit gegenüber den PRISMA Daten erreicht ist. Der Lösungsalgorithmus basiert auf Finiten Differenzen mit einem Zeitschritt von 200 Sekunden, die vertikale Auflösung besteht aus 31 Schichten. Vorausberechnet werden bis zu 174 Stunden wobei alle 6 Stunden neue gemessene Daten in die Berechnung einfließen.

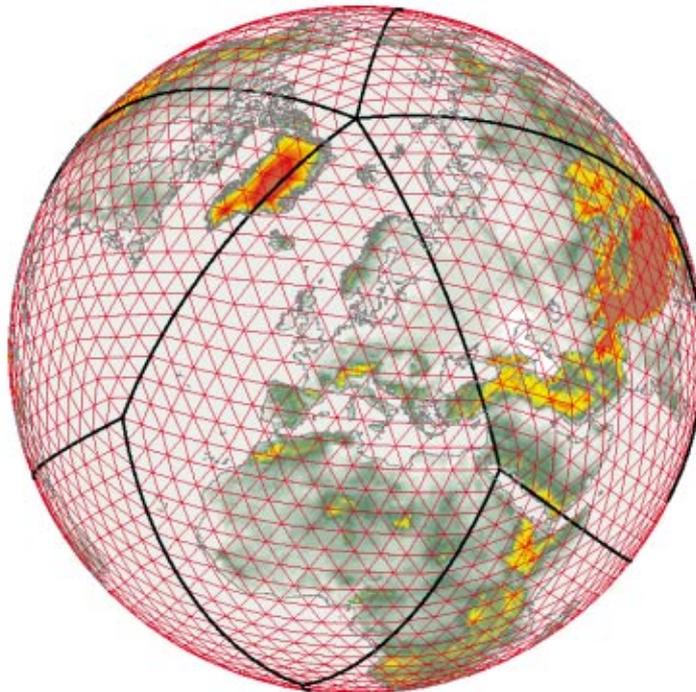


Abbildung 4.4: Gitter und Orographie des GME (aus [25])

Das Lokalmodell des DWD ist in Abbildung 4.5 dargestellt. Es handelt sich bei diesem Modell um das Wettervorhersagemodell für Mittel- und Westeuropa. Die räumliche Auflö-

sung beträgt 7 km, so dass küstennahe Effekte durch Land–See Interaktion und Effekte aus der Orographie gut abgebildet werden können. Da das LM das gesamte Gebiet des CSM nicht überdeckt sind Teilbereiche im Westen und Norden für die Berechnung der Hydrodynamik aus Daten des GME hinzugenommen worden. Das LM wird zur Zeit 00:00, 12:00 und 18:00 UTC initialisiert, eine Vorausberechnung ist bis zu 48 Stunden möglich. Die Daten aus Messungen werden kontinuierlich mit in der Vorausberechnung berücksichtigt. Die Randwerte für das LM werden im Abstand von einer Stunde aus den GME Läufen gewonnen.

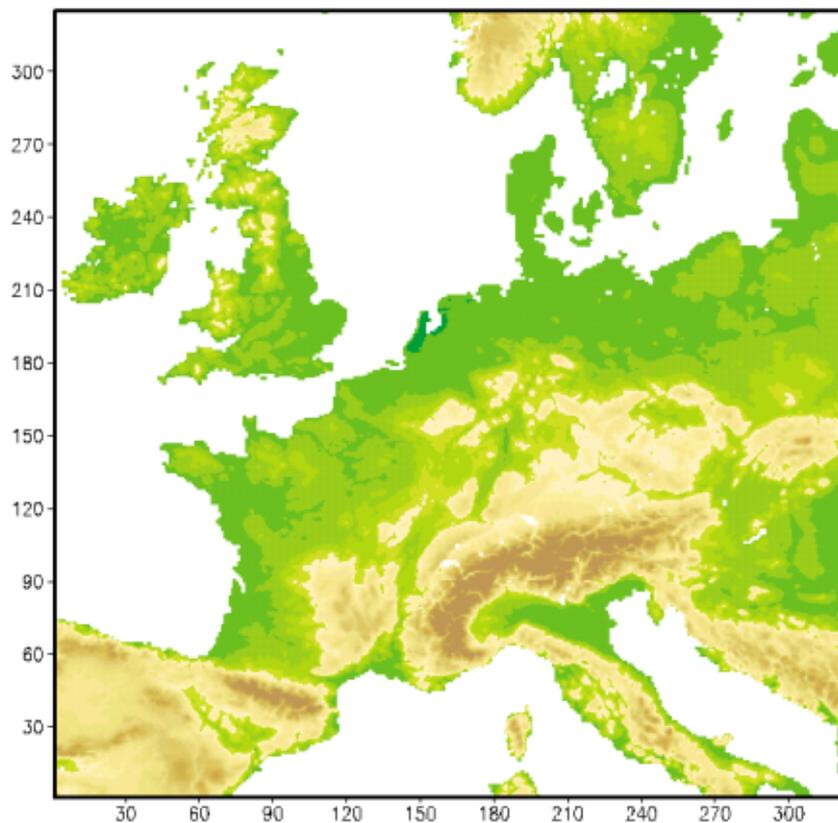


Abbildung 4.5: Gebiet und Orographie des LM (aus [25])

Für einen Vergleich der Winddaten und den sich aus der hydrodynamischen Berechnung ergebenden Wasserständen wurde der Februar 2000 gewählt, da für die PRISMA Daten bereits Ergebnisse vorhanden sind und die Daten des DWD im Jahr 2000 auf den neueren Modellen des DWD, wie sie hier vorgestellt wurden, berechnet sind. Der Februar 2000 zeichnet sich durch einen relativ ruhigen Verlauf des Windes aus. Im ersten Monatsdrittel zeigen sich Maximalwerte um 15 m/s in der Messung was der Windstärke 7 entspricht und sich bei der für das Gebiet der Deutschen Bucht wirkungsvollen Richtung von 270 bis 315 Grad auch in den Wasserständen bemerkbar macht.

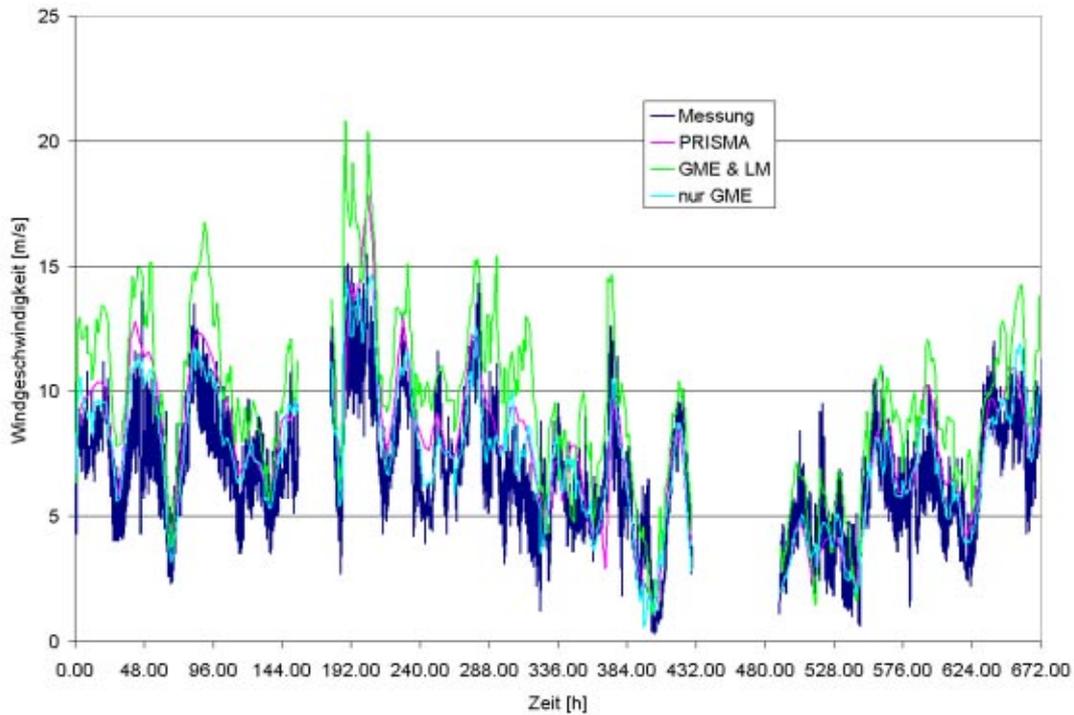


Abbildung 4.6: Vergleich von gemessener Windgeschwindigkeit und der Windgeschwindigkeit aus den PRISMA Daten, den GME Daten und den GME & LM Daten im Februar 2000 (Messpfahl Büsum)

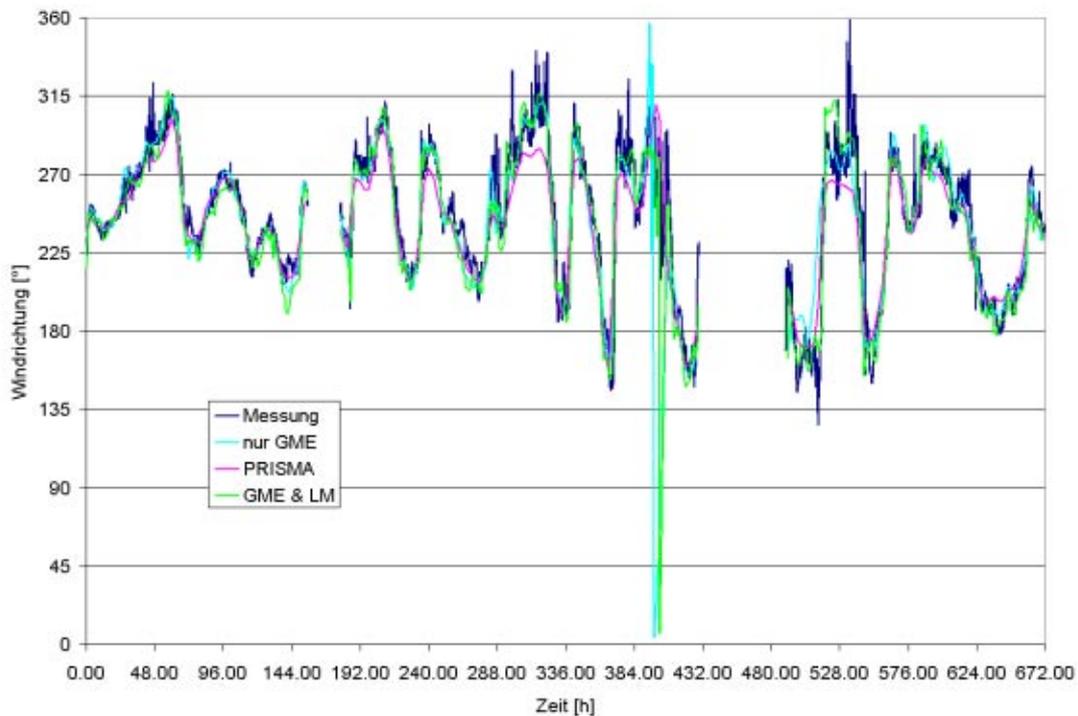


Abbildung 4.7: Vergleich von gemessener Windrichtung und der Windrichtung aus den PRISMA Daten, den GME Daten und den GME & LM Daten im Februar 2000 (Messpfahl Büsum)

Die Abbildungen 4.6 und 4.7 zeigen deutlich die Unterschiede der einzelnen Datenquellen. Die Messdaten wurden am Windmesspfahl in Biusum aufgenommen. Die Daten aus Prisma und dem GME Lauf liegen sehr nah an den Messungen, während die LM Daten den Betrag der Windgeschwindigkeit leicht überschätzen. Im Bereich um 168 Stunden und 456 Stunden fehlen die Messungen aufgrund eines Ausfalls des Messgerätes. Was die Unterschiede letztlich in den hydrodynamischen Ergebnissen bewirken zeigt sich in den Wasserstandsganglinien der hydrodynamischen Ergebnisse die in den folgenden Abschnitten vorgestellt werden.

4.3 Kontinentales Schelf Modell

Allen hier genutzten hydrodynamischen Modellen gemein ist die Lösung der Flachwassergleichungen nach Saint Venant. Bei dem Modell des kontinentalen Schelfgebietes, kurz CSM, handelt es sich um ein von Delft-Hydraulics in den Niederlanden entwickeltes Finite-Differenzen-Modell des Kontinentalschelfs [71]. Das Modellgebiet erstreckt sich zwischen 48°N–62°20'N und 12°W–13°O bei einer Unterteilung von 5' Breiten- und 7,5' Längengrad. Es werden die Flachwassergleichungen mit Hilfe eines "Alternating Direction Implicit" (ADI) Differenzenverfahren gelöst [67]. Das CSM löst die Flachwassergleichungen nach Saint Venant in Kugelkoordinaten, so dass eine leicht veränderte Schreibweise zu der bekannteren kartesischen Formulierung entsteht.

Impuls:

$$\frac{\partial u}{\partial t} + \frac{u}{r_e \cos \psi} \frac{\partial u}{\partial \phi} + \frac{v}{r_e \cos \psi} \frac{\partial}{\partial \psi} (u \cos \psi) = - \frac{g}{r_e \cos \psi} \frac{\partial \zeta}{\partial \phi} - \frac{1}{\rho r_e \cos \psi} \frac{\partial p_a}{\partial \phi} - S \quad (4.1)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + \frac{u}{r_e \cos \psi} \frac{\partial v}{\partial \phi} + \frac{v}{r_e} \frac{\partial v}{\partial \psi} + \frac{u^2 \tan \psi}{r_e} = - \frac{g}{r_e} \frac{\partial \zeta}{\partial \psi} - \frac{1}{\rho r_e} \frac{\partial p_a}{\partial \psi} - S \quad (4.2)$$

Kontinuität:

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} + \frac{1}{r_e \cos \Phi} \left(\frac{\partial}{\partial \Psi} (h u) + \frac{\partial}{\partial \Phi} (h v \cos \Phi) \right) = 0 \quad (4.3)$$

mit den Variablen bzw. Parametern:

- r_e : Erdradius = 6.378.000 m
- ψ, ϕ : geographische Länge bzw. Breite [°]
- p_a : Luftdruck [Pa]

Auf der linken Seite der Impulsgleichung ist neben der Zeitableitung die advective Beschleunigung enthalten. Auf der rechten Seite der Gleichung stehen die treibenden Kräfte

aus dem Wasserspiegelgradienten und der Verteilung des Luftdrucks. Auffallend ist das Fehlen des Viskositätsterms in den Impulsgleichungen. Die Viskosität wird in diesem Modell nicht explizit berücksichtigt, da sie nach einer beispielhaften Rechnung [71] einen verschwindend geringen Einfluss auf die Ergebnisse im Verhältnis zum Beispiel zur Bodenreibung hat:

$$\frac{\nu_t u}{\frac{g u^2}{C^2 h}} = \frac{\nu_t \frac{u}{4\Delta x^2}}{\frac{g u^2}{C^2 h}} = \frac{\nu_t C^2 h}{4 g \Delta x^2 u} = 0,03 \quad (4.4)$$

Die für diese Berechnung gewählten Parameter sind:

- C : Chezy Koeffizient = $75 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$
- Δx : Knotenabstand = 9000 m
- u : tiefengemittelte Geschwindigkeit = 1 m/s
- h : Wassertiefe = 200 m
- ν_t : turbulente Viskosität = $100 \text{ m}^2/\text{s}$

In diesem Beispiel wurde bereits von den geringsten Knotenabständen ausgegangen, so dass dieses Verhältnis im Simulationsgebiet noch kleiner werden kann.

Unter dem Term S sind die treibenden oder verzögernden Kräfte aus Bodenschubspannung, Coriolis und Wind zusammengefasst. Die Bodenschubspannung wird durch die Formulierung nach Chezy approximiert:

$$S_{R,i} = - \frac{g u_i \sqrt{u^2 + v^2}}{C^2 h} \quad (4.5)$$

Die Wahl des Chezybeiwertes erfolgt im Modell tiefenabhängig nach folgender Einteilung [68]:

$$C = \begin{cases} 65 & h \leq 40\text{m} \\ h + 25 & 40 < h \leq 65\text{m} \\ 90 & h > 65\text{m} \end{cases} \quad (4.6)$$

Die Corioliskraft wird entsprechend

$$S_{C,i} = \pm 2 \omega u_j \sin \phi \quad (4.7)$$

mit $\omega = 7,272 \cdot 10^{-5} \text{ s}^{-1}$ berücksichtigt. Als Quellterm in den Impulsgleichungen wird der Wind durch

$$S_{W,i} = \frac{\rho_a C_d W_i \sqrt{W_i^2 + W_j^2}}{\rho h} \quad (4.8)$$

mit der Formulierung des Windschubkoeffizienten nach Smith und Banke [63]:

$$C_D = \begin{cases} (0,63 + 0,066 |\vec{W}|) \cdot 10^{-3} & |\vec{W}| \leq 40 \text{ m/s} \\ 3,27 \cdot 10^{-3} & |\vec{W}| > 40 \text{ m/s} \end{cases} \quad (4.9)$$

berücksichtigt.

In Abbildung 4.8 ist die Tiefenverteilung und Ausdehnung des Modells dargestellt. Die Randbedingungen für dieses Modell werden aus harmonischen Partialtiden gewonnen. Es werden sechs Partialtiden berücksichtigt die in einer Messaktion für 23 Sektionen des offenen Randes ermittelt wurden. Im Einzelnen sind dies:

	Periode
M ₂ : halbtägige Hauptmondtide	12,42 Std.
S ₂ : halbtägige Hauptsonnentide	12,00 Std.
N ₂ : elliptische Mondtide	12,66 Std.
K ₂ : Luni-Solare Halbtagstide	11,97 Std.
K ₁ : Luni-Solare Eintagstide	23,93 Std.
O ₁ : Hauptmondtide	25,82 Std.

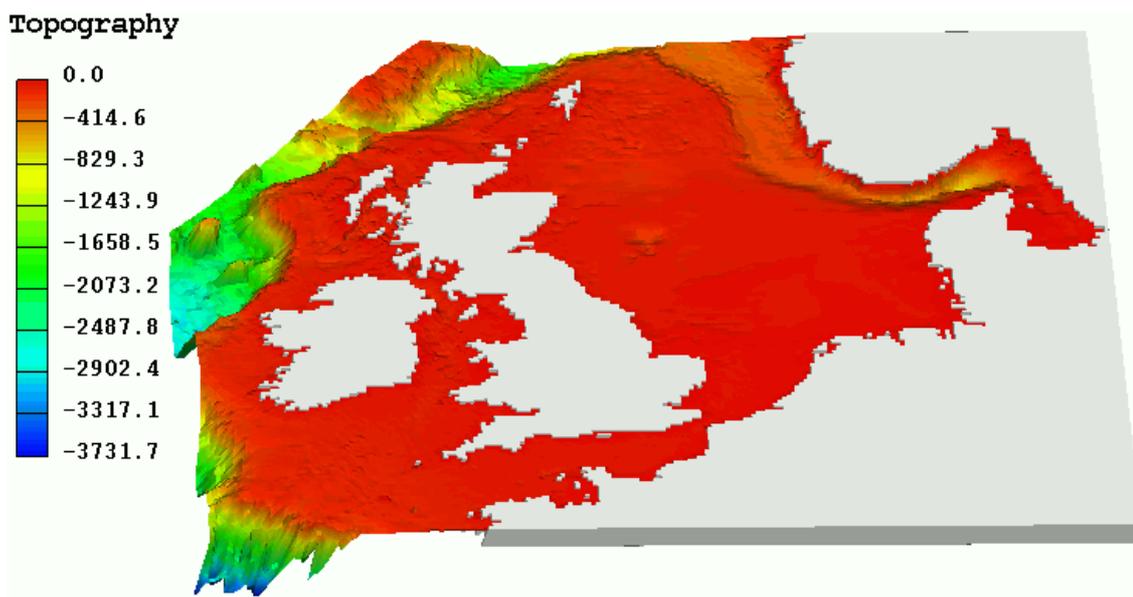


Abbildung 4.8: Tiefenverteilung des kontinentalen Schelfmodells

Aus diesen harmonischen Konstanten lässt sich für beliebige Zeitpunkte die Wasserspiegelauslenkung am offenen Rand des Schelfmodells berechnen, allerdings ohne Berücksichtigung äusserer Einflüsse wie Schwerewellen aus dem Atlantik oder meteorologisch beeinflusste Wasserstandsänderungen. Einflüsse auf die Strömungen und Wasserstände im Modellgebiet werden also ausschließlich über die Wind- und Luftdruckfelder im Modellgebiet selbst berücksichtigt. In Abbildung 4.9 ist die zeitliche Entwicklung der Randbedingungen im CSM über einen Zeitraum von 24 Stunden an den Eckpunkten des offenen Randes dargestellt. Sued-Ost bezeichnet den Rand an der französischen Atlantikküste, Nord-Ost den Rand an der norwegischen Atlantikküste und die Punkte zwischen diesen jeweils die Eckpunkte des offenen Randes. Gut zu erkennen ist die Abschwächung des Tidenhubes ausgehend von der französischen Küste in nördlicher Richtung und der Wiederanstieg des Signals an der norwegischen Küste.

In Abbildung 4.10 ist die örtliche Verteilung der Randbedingung zu einem festen Zeitpunkt dargestellt. Während an der französischen Atlantikküste Hochwasser herrscht ist in Norwegen noch Niedrigwasser. Hieraus ergibt sich ein Energiegefälle das zu der bekannten Hochwasserwelle führt die durch den Ärmelkanal und an der Ostseite Englands in die Nordsee einläuft und sich entlang der niederländischen, der deutschen und der dänischen Küste Richtung Südnorwegen fortpflanzt.

Als Anfangsbedingung werden die Strömungsgeschwindigkeiten, die Wasserspiegelauslenkung und die Windgeschwindigkeiten zu Null gesetzt und der Luftdruck wird zu einem konstanten Wert von 1012 hPa angenommen. Nach einer Einschwingzeit von zwei Tagen sind die Randbedingungen voll entwickelt und nach weiteren zwei bis drei Tagen sind die hydrodynamischen Größen im Modell ebenfalls eingeschwungen. Die meteorologischen Größen können ab einem frei wählbaren Zeitpunkt ungedämpft in das Modell eingesteuert werden. Bis zu diesem Zeitpunkt werden die meteorologischen Eingangswerte linear interpoliert.

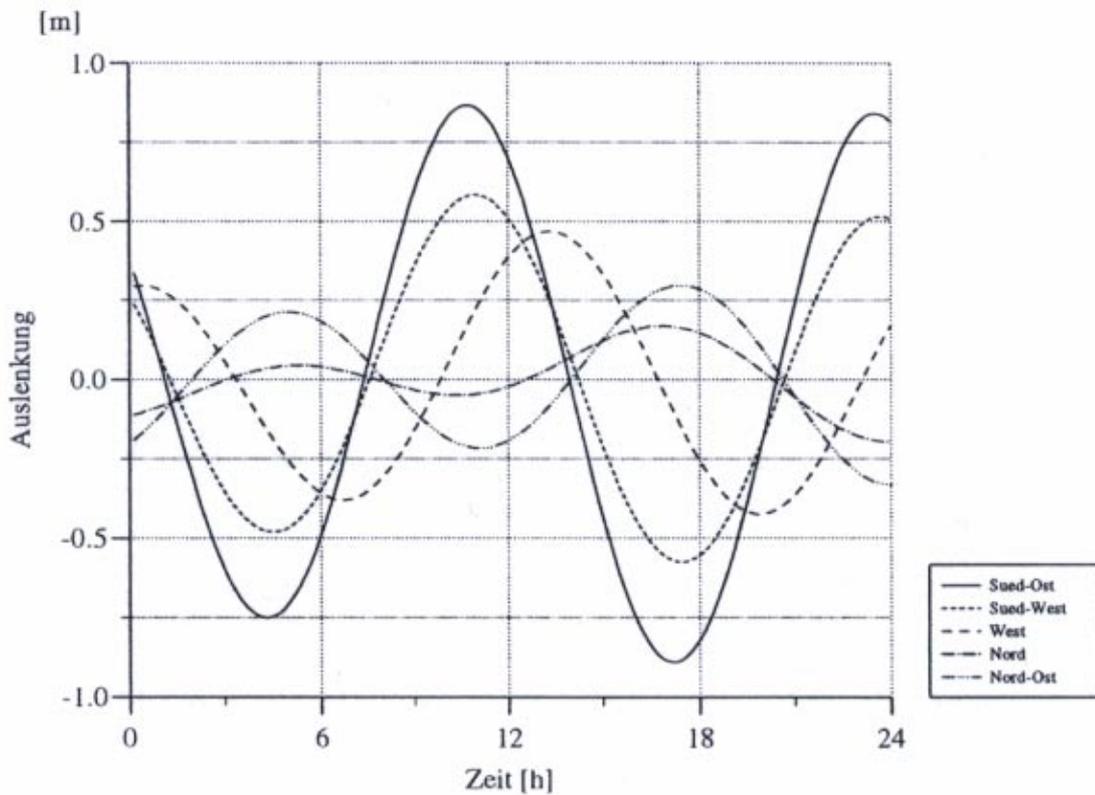


Abbildung 4.9: Randbedingungen des CSM über 24 Stunden

Abbildung 4.11 zeigt beispielhaft die berechnete Auslenkung des Wasserspiegels im Modell des kontinentalen Schelfs. Die Abbildung verdeutlicht den Ablauf des Tidegeschehens im Bereich des Schelfs. Während in der Deutschen Bucht die Tidewelle ihren Hochpunkt hat nähert sich aus dem Ärmelkanal bereits die nächste Flutwelle. Diese trifft vor der niederländischen Küste auf die von Norden kommende Ebbphase, so dass letztlich ein Niedrigwasser in die Deutsche Bucht einläuft. Im Norden vor Schottland ist die nächste Flutphase zu erkennen, die wiederum auf ein Niedrigwasser aus dem Kanal trifft. Insgesamt fallen die Tidehübe im Bereich des Kanals und der Irischen See wesentlich größer aus als im Bereich der Deutschen Bucht.

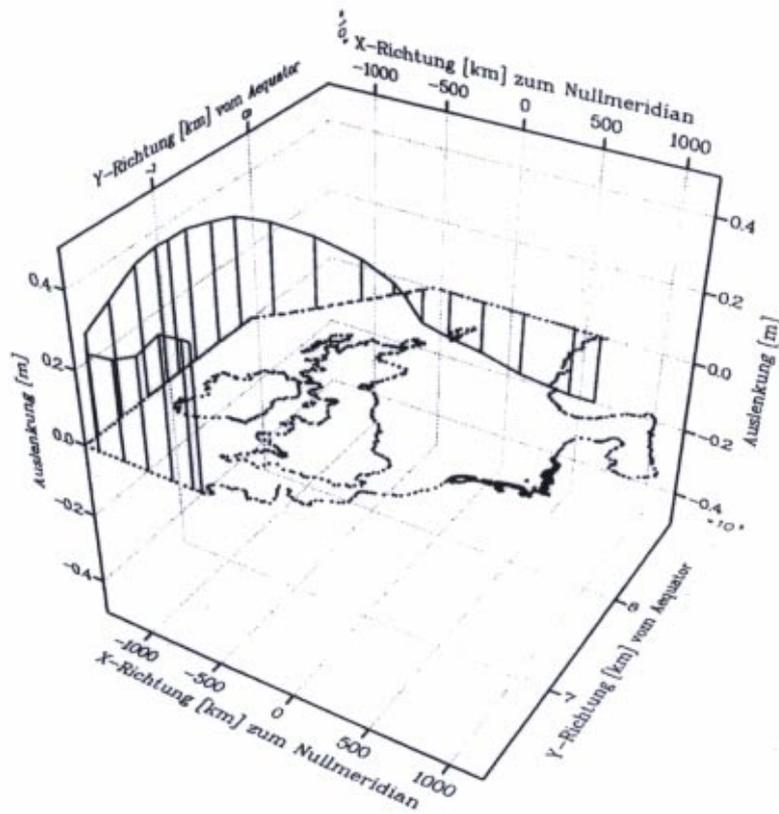


Abbildung 4.10: Örtliche Variabilität der Randbedingungen

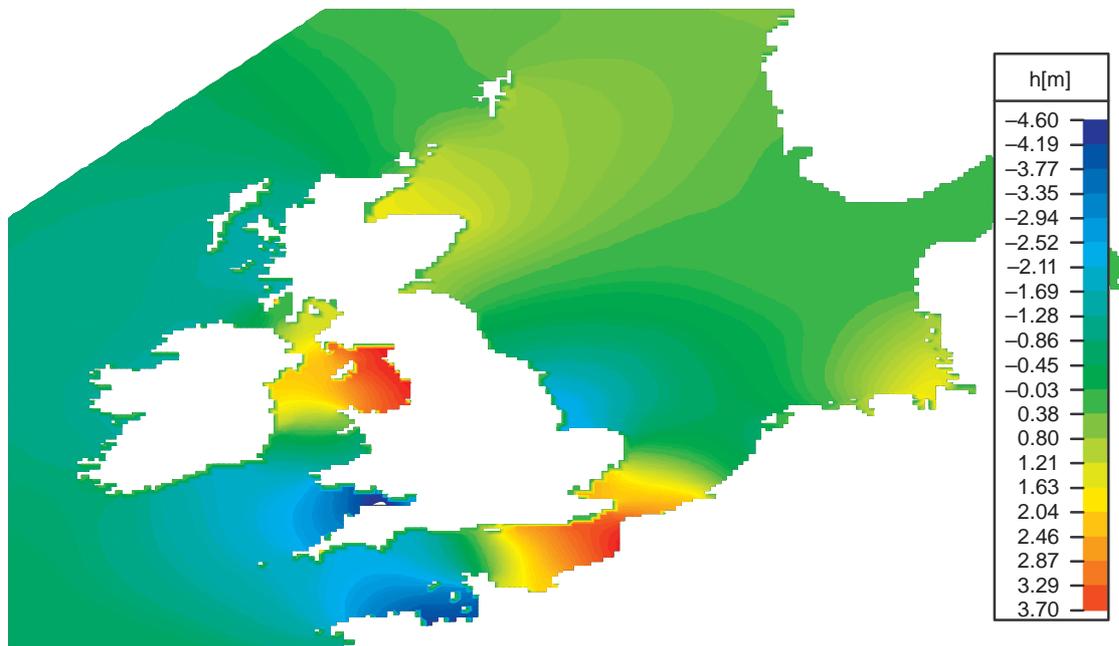


Abbildung 4.11: Beispiel für die Auslenkung des Wasserspiegels

4.4 Das Modell der Deutschen Bucht

Zur Simulation der Tidedynamik innerhalb der Deutschen Bucht dient das Regionalmodell Deutsche Bucht (RDB) (Abb. 4.12) nach Stengel [68]. Es liefert zeit- und ortsvariable Wasserstände sowie Durchflüsse an den offenen Rändern beliebiger Submodelle wie zum Beispiel dem in dieser Arbeit vorgestellten Modell der Meldorfer Bucht.

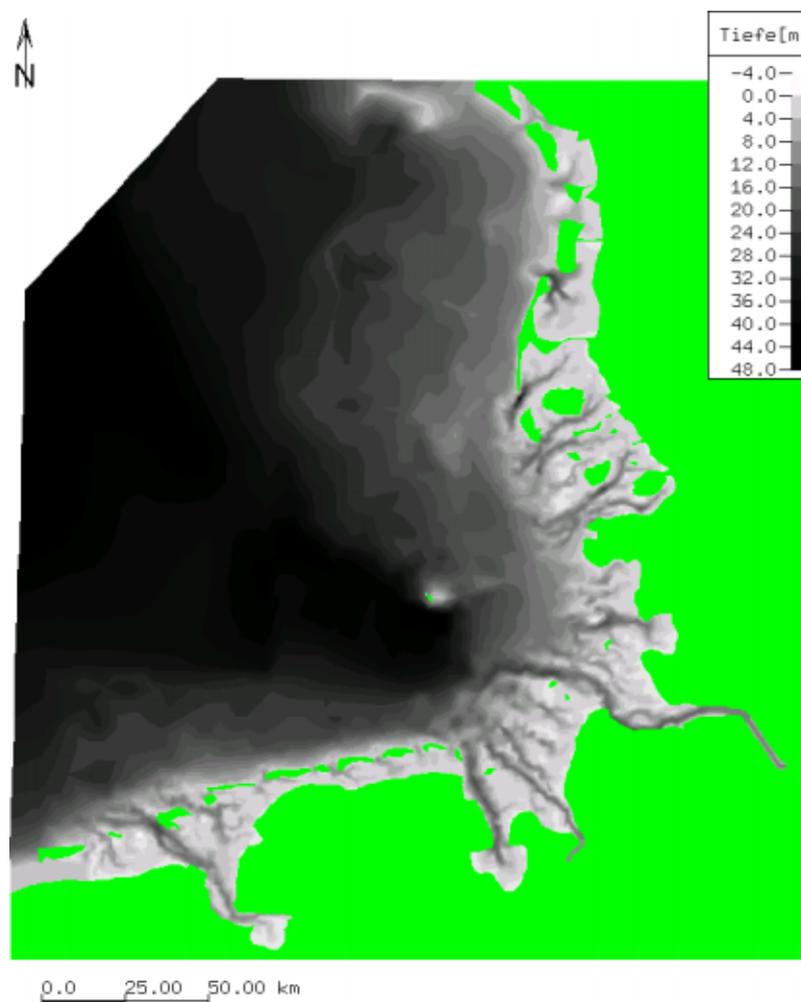


Abbildung 4.12: Das Modell der Deutschen Bucht

Das RDB besteht aus 6742 Elementen und 3747 Knoten die als Punkte in Abbildung 4.12 dargestellt sind. Durch die Verfeinerung des Berechnungsnetzes im küstennahen Bereich werden Wasserstände an den offenen Rändern zu kleinskaligen Submodellen wie der Meldorfer Bucht gut wiedergegeben.

Die Güte der Wasserstandssimulationen hängt bei dem Modell der Deutschen Bucht maßgeblich von den Randbedingungen an den offenen Rändern und den eingesteuerten Windfeldern ab, da diese das Geschehen im Modellgebiet steuern.

Wasserstandsrandbedingungen werden aus dem übergeordneten Modell des westeuropäischen kontinentalen Schelfgebietes gewonnen, dessen Grundlagen bereits in Kapitel 4.3 beschrieben wurden.

Das Modell der Deutschen Bucht basiert auf dem Programm FREEFLOW, welches die zweidimensionalen Flachwassergleichungen in der Formulierung des Durchflusses mit Hilfe Finiter Elemente in der Dreieckszerlegung löst. Im Einzelnen werden die Kontinuitätsgleichung

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} + \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} = 0 \quad (4.10)$$

sowie die tiefengemittelten Impulsgleichungen

$$\begin{aligned} \frac{\partial q_x}{\partial t} + \frac{q_x}{h} \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{q_y}{h} \frac{\partial q_x}{\partial y} = & -g \frac{\partial \zeta}{\partial x} + A \left(\frac{\partial^2 q_x}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 q_x}{\partial y^2} \right) \\ + \frac{1}{h} \frac{\rho_a}{\rho} C_D \sqrt{W_x^2 + W_y^2} W_x + \frac{r}{h} \sqrt{q_x^2 + q_y^2} q_x + 2\omega \sin \phi q_y \end{aligned} \quad (4.11)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial q_y}{\partial t} + \frac{q_x}{h} \frac{\partial q_y}{\partial x} + \frac{q_y}{h} \frac{\partial q_y}{\partial y} = & -g \frac{\partial \zeta}{\partial y} + A \left(\frac{\partial^2 q_y}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 q_y}{\partial y^2} \right) \\ + \frac{1}{h} \frac{\rho_a}{\rho} C_D \sqrt{W_x^2 + W_y^2} W_y + \frac{r}{h} \sqrt{q_x^2 + q_y^2} q_y - 2\omega \sin \phi q_x \end{aligned} \quad (4.12)$$

gelöst. Der Austauschkoefizient wird im Modell der Deutschen Bucht nach einer Formulierung von Elder [26] bestimmt. Dieser gibt die Beziehung $A = 5,9 \cdot |q| \text{ [m}^2/\text{s]}$ zur Bestimmung des Koeffizienten A an.

Das vorgestellte Modell der Deutschen Bucht wird mit der Reibungsformulierung nach Newton–Taylor betrieben. Das Gefälle $I [-]$ bestimmt sich zu

$$I = \frac{r |u| q}{g h^2} \quad (4.13)$$

Es hat sich ein globaler Wert für r von 0,002 für das RDB als günstigster Wert bezogen auf die Vergleiche zwischen Messung und Rechnung erwiesen.

4.4.1 Wasserstände

Als Nachweis für die Qualität der simulierten Wasserstände wurden verschiedene Zeiträume simuliert und mit Messergebnissen verglichen. Als Beispiel dient hier der September 1990, in dem ein Starkwindereignis und ansonsten schwachwindige Phasen vorherrschten, sowie der Februar 2000 da für diesen Monat sowohl PRISMA Daten vorliegen, als auch Modelldaten der DWD-Modelle.

In den Abbildungen 4.13 und 4.14 sind Vergleiche von gemessenen Wasserstandsreihen und mit dem RDB simulierten Wasserständen dargestellt. Die Randwerte (Wasserspiegelauslenkungen) für diese Simulation stammen aus der Simulation des CSM. Die Messdaten wurden vom Amt für ländliche Räume in Husum aufgenommen. Um eine bessere Visualisierung zu erreichen, wurden zwei Bereiche des September 1990 herausgegriffen. In Abbildung 4.13 ist die schwachwindigere Phase zwischen 144 und 336 Stunden ab dem 01.09.1990, also zwischen dem 7. und 15. September dargestellt. Gut zu erkennen ist der Übergang von Spring- zur Nipptide und die gute Übereinstimmung der Simulation mit der Messung. In Abbildung 4.14 ist das simulierte Starkwindereignis im Zeitraum 18. bis 26. September mit der Messung verglichen. Hier sind einige größere Abweichungen zwischen Messung und Rechnung zu verzeichnen, die mit den Abweichungen zwischen Windmessung und PRISMA-Datensatz zu erklären sind. Insgesamt ist ein mittlerer Fehler von 9 cm bei Betrachtung der Hoch- und Niedrigwasserwerte festzustellen. Dies ist unter Beachtung der Eingangsgrößen in die Modellkette als gut anzusehen. Wie bereits ausgeführt wird ausgehend von harmonischen Partialtiden und Windfeldern über dem gesamten kontinentalen Schelf die Modellkette CSM – RDB unter Übergabe der Randbedingungen in Form von Wasserständen simuliert.

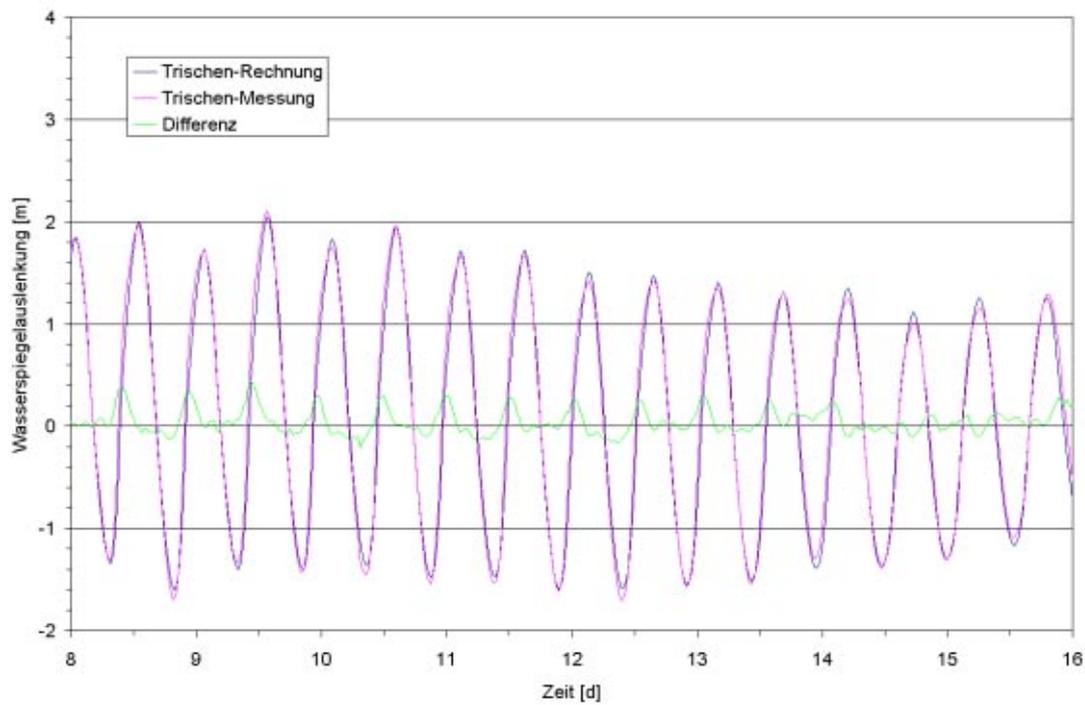


Abbildung 4.13: Vergleich simulierter und gemessener Wasserstände im September 1990 am Pegel Trischen–West, Messdaten: AIR Husum

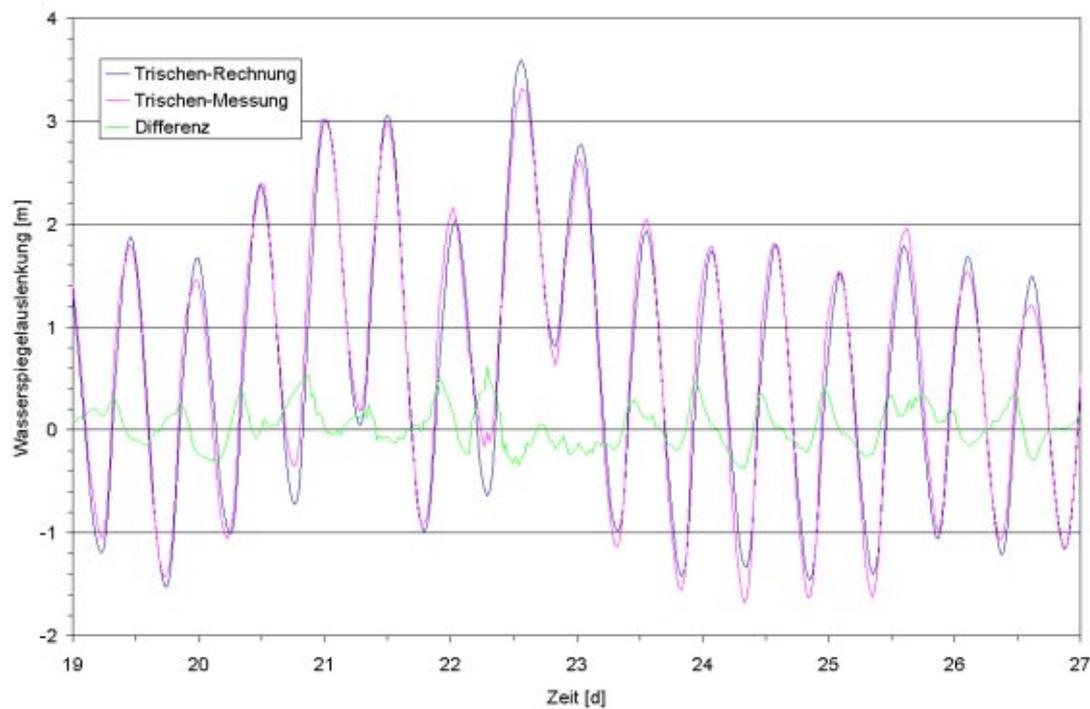


Abbildung 4.14: Vergleich simulierter und gemessener Wasserstände im September 1990 am Pegel Trischen–West, Messdaten: AIR Husum

Die Abbildung 4.15 stellt die Unterschiede in den Ganglinien der Wasserspiegellagen in den Simulationen mit dem Modell der Deutschen Bucht dar. Simuliert wurde der Februar 2000, der Ausschnitt zeigt die Phase mit stärkerem Wind zwischen dem 07.02. und dem 13.02. Es sind nur geringfügige Unterschiede in den Ganglinien vorhanden. Der Unterschied zwischen PRISMA und GME&LM beträgt im Maximum 23 cm bei einem RMS von 7,5 cm. Auch die Ergebnisse aus dem Lauf des GME ohne Berücksichtigung des Lokalmodells zeigt einen zufriedenstellenden Verlauf mit ebenfalls nur geringen Abweichungen zu den Simulationen unter PRISMA und GME&LM. Dies deutet auf eine nur geringe Abhängigkeit der Modelle des kontinentalen Schelfs und der Deutschen Bucht von lokalen Effekten in den Windfeldern. Von wesentlich höherem Einfluss ist die Güte der großräumigen Wind- und Luftdruckfelder wie bereits in [81] erarbeitet wurde.

In den folgenden Abbildungen sind die Ergebnisse des Modells der Deutschen Bucht unter verschiedenen Windfeldern im Vergleich zu Messungen dargestellt. Es zeigt sich, dass das Modell unter allen drei verschiedenen Windfeldern gute Ergebnisse erzielt. Tendenziell werden die Wasserstände unter den Windfeldern von PRISMA leicht überschätzt, ebenso die Ergebnisse unter Berücksichtigung von GME und LM.

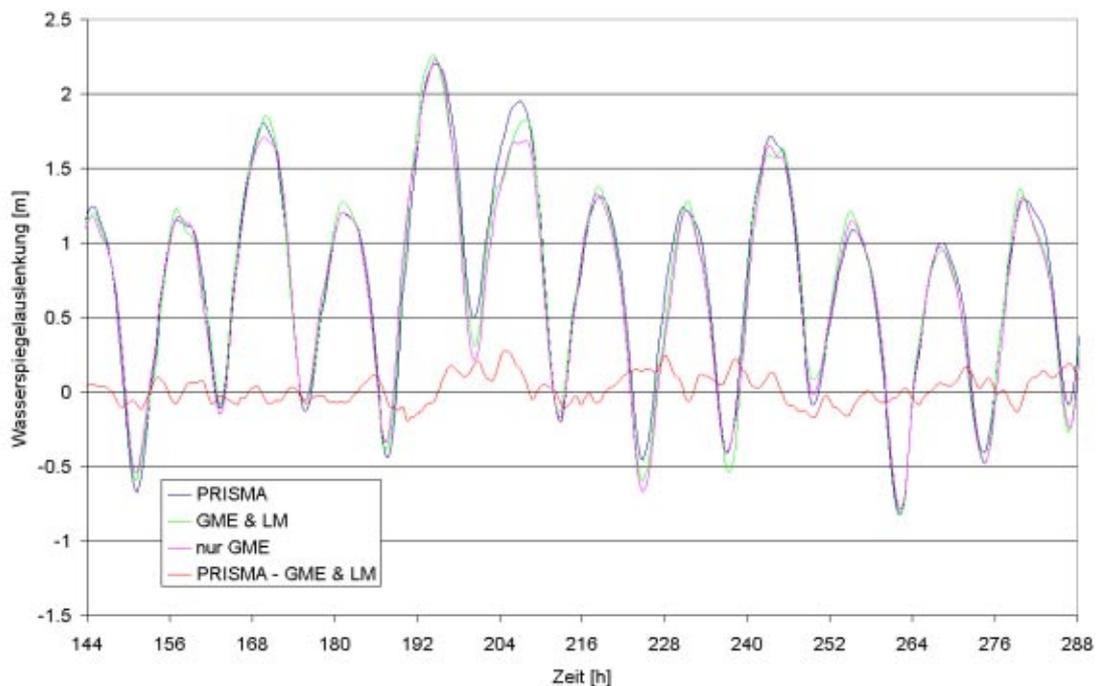


Abbildung 4.15: Wasserstandsganglinien am Pegel Westerland unter verschiedenen Windfeldern simuliert mit dem RDB, Messdaten: AIR Husum

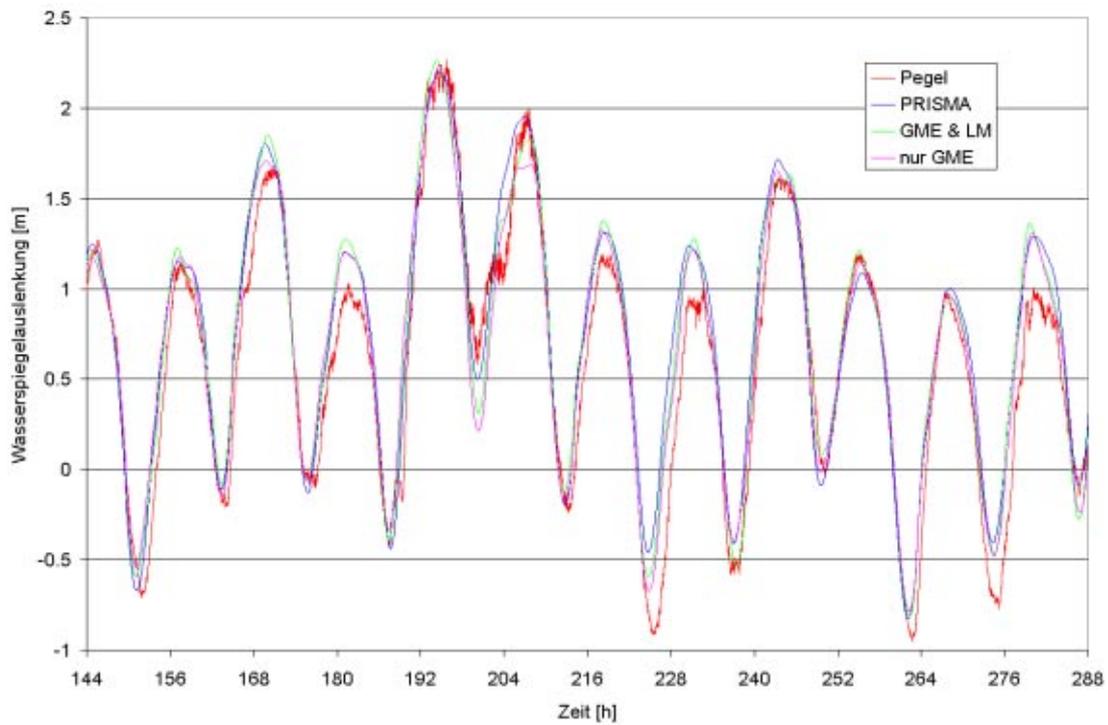


Abbildung 4.16: Ergebnisse des RDB am Pegel Westerland, AIR Husum

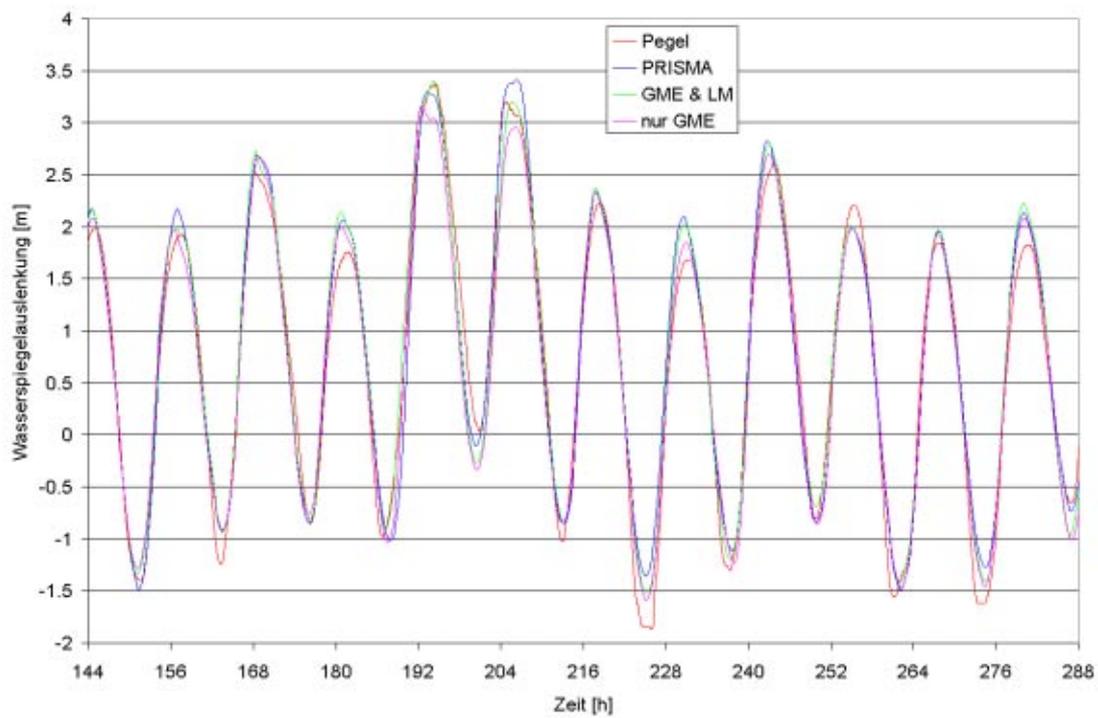


Abbildung 4.17: Ergebnisse des RDB am Pegel Büsum, AIR Husum

Die Ergebnisse bei Berücksichtigung der GME Daten ohne die Daten des Lokalmodells treffen die Messergebnisse am genauesten. Dies bestätigt die Art der Berücksichtigung des Windeinflusses in den Impulsgleichungen der Modelle CSM und RDB, da bei einem Vergleich der Winddaten aus GME mit den Messungen am Windmesspfahl in Büsum, s. Abbildung 4.6, diese Windfelder auch am genauesten mit der Messung übereinstimmen.

4.4.2 Strömungen

Aus den vorangegangenen Kapiteln wurde bereits deutlich, dass die hydrodynamischen Simulationen eine ausreichende Genauigkeit bezüglich der Wasserstände aufweisen. Zur Untersuchung der Strömungsgeschwindigkeiten wird in Ermangelung geeigneter Messdaten im Bereich der Deutschen Bucht als Referenzzustand das operationelle Modell des BSH (Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie) herangezogen. Ein Vergleich von Messung und Rechnung bezüglich der Strömungen wird in Abschnitt 4.5.2 anhand des Modells der Meldorfer Bucht vorgestellt. Als Vergleichspunkt innerhalb der Deutschen Bucht wird eine Koordinate in der Nähe von Helgoland gewählt. Dieser Punkt ist gleichzeitig Standort eines möglichen Offshore-Windparks und somit von höherem Interesse als wahllos herausgegriffene Punkte der Modelle. Die Abbildung 4.18 zeigt die Lage des Untersuchungspunktes.

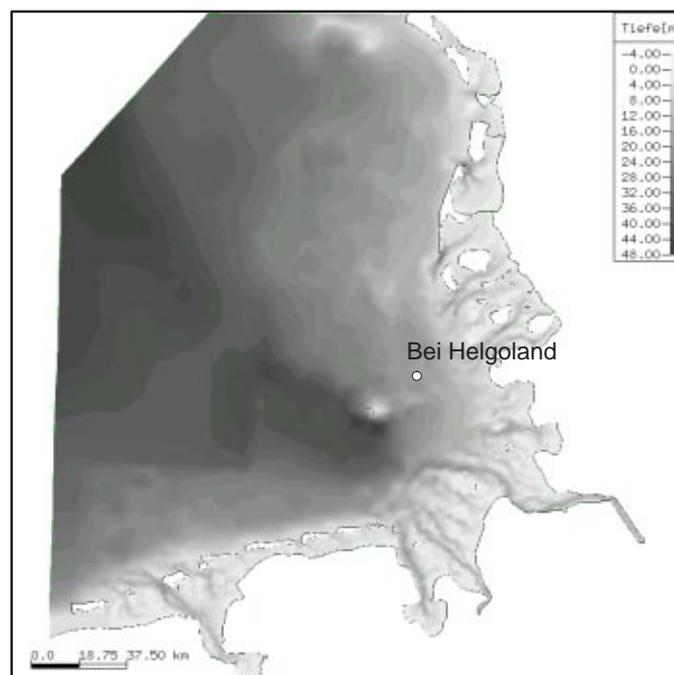


Abbildung 4.18: Lage des Punktes des Geschwindigkeitsvergleichs

Bei dem Modell des BSH handelt es sich um das seit vielen Jahren im Einsatz befindliche operationelle Wasserstandsvorhersagemodell. Die Daten die zum Vergleich zur Verfügung stehen sind die Berechnungen aus dem September 1997. Zu diesem Zeitpunkt bestand das Modell noch aus einer dreifachen Kette. Ausgehend von einem groben Nordseemodell mit einer Auflösung von 20 Minuten in Ost–West und von 12 Minuten in Nord–Süd–Richtung über ein feineres Modell der Deutschen Bucht (Auflösung 10 Minuten Ost–West und 6 Minuten Nord–Süd) bis zu einem Modell der küstennahen Regionen mit einer Auflösung von 100 Sekunden in Ost–West und 1 Minute in Nord–Süd–Richtung. Aus den Daten des letztgenannten sind die folgenden Vergleiche erstellt worden. Dargestellt sind jeweils die Ergebnisse der obersten Schicht der insgesamt maximal vorhandenen vier Schichten. Da die Gitter auch in vertikaler Richtung äquidistant sind, sind in flachen Bereichen nur ein bis zwei Schichten während der Simulation aktiv. Jede Schicht hat eine Mächtigkeit von 8 m, bzw. von der Resttiefe bis zum Boden.

Die Abbildungen 4.19 bis 4.22 zeigen die Vergleiche der Modelle untereinander. Es ist eine qualitativ hochwertige Übereinstimmung der Ergebnisse am Punkt bei Helgoland festzustellen. Dies ist von großer Bedeutung, da das Modell der Meldorfer Bucht, in dem auch morphodynamische Prozesse simuliert werden, seinen offenen Rand in der Nähe dieses Vergleichspunktes hat. Dargestellt sind die letzten 6 Tage des September 1997, die zeitliche Skala sind die Stunden seit dem 01. Januar 1997, die Skala der Ordinate ist konsequent gleich gehalten, um einen besseren Vergleich zu ermöglichen.

Die BSH Modelle werden seit jeher mit den Daten des DWD angetrieben. Die Simulationen des CSM und RDB sind mit PRISMA Daten durchgeführt worden. Es wurden bereits die nur geringen Unterschiede der Winddaten des DWD und PRISMA an sich und die daraus resultierenden Wasserstände vorgestellt, die ebenfalls nur geringe Unterschiede aufweisen.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass die großräumigen Modelle in der Lage sind die hydrodynamischen Gegebenheiten zufriedenstellend wiederzugeben. Die Charakteristik der Windfelder spiegelt sich in den Wasserständen wieder, mit den naturähnlichsten Daten werden auch die besten hydrodynamischen Ergebnisse erzielt. Dies zeigt, dass die Abbildung der Prozesse in den Modellen korrekt ist.

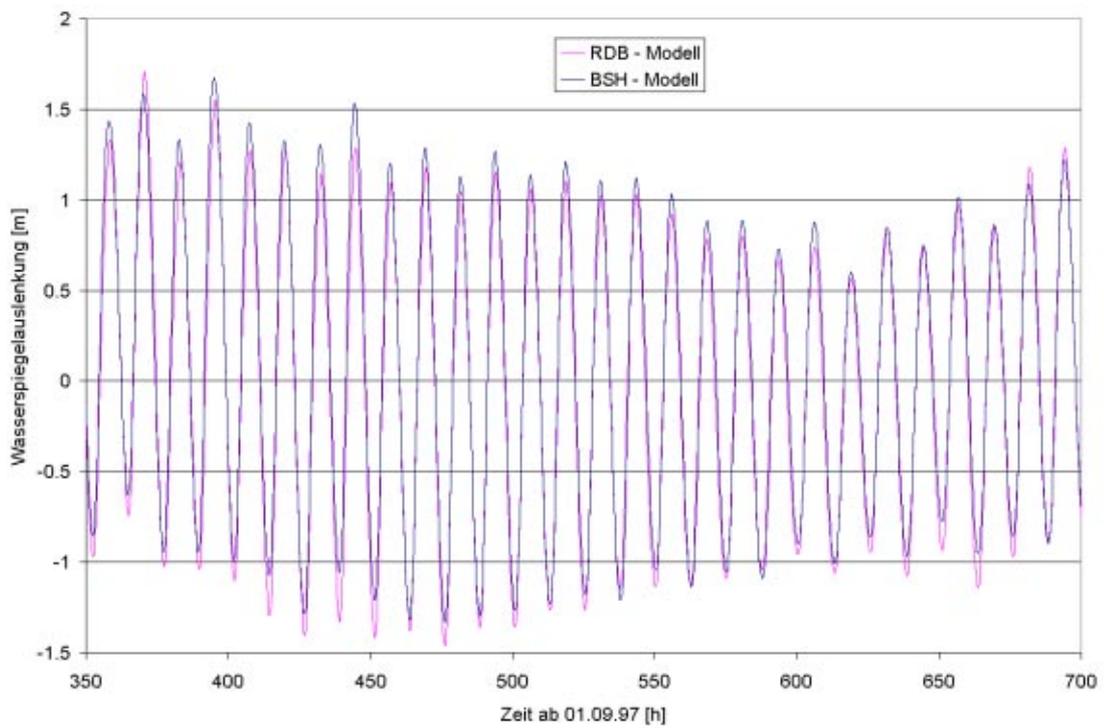


Abbildung 4.19: Vergleich der Wasserspiegelauslenkung bei Helgoland zwischen BSH-Modell und RDB-Modell

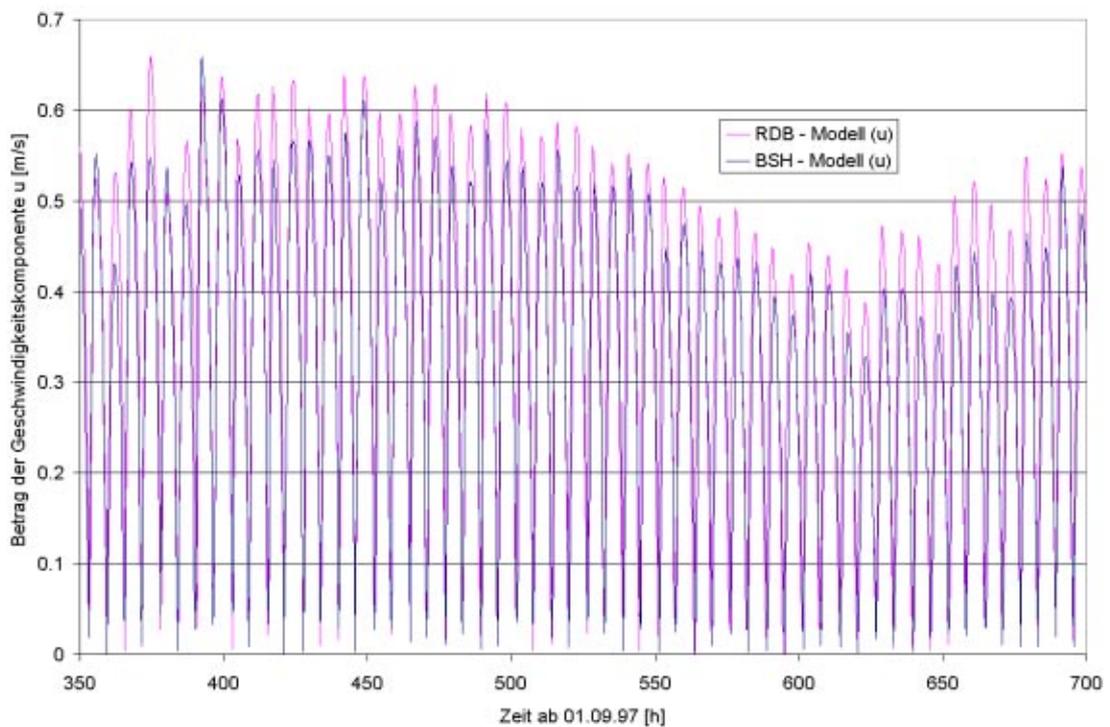


Abbildung 4.20: Vergleich der x-Geschwindigkeitskomponente bei Helgoland zwischen BSH-Modell und RDB-Modell

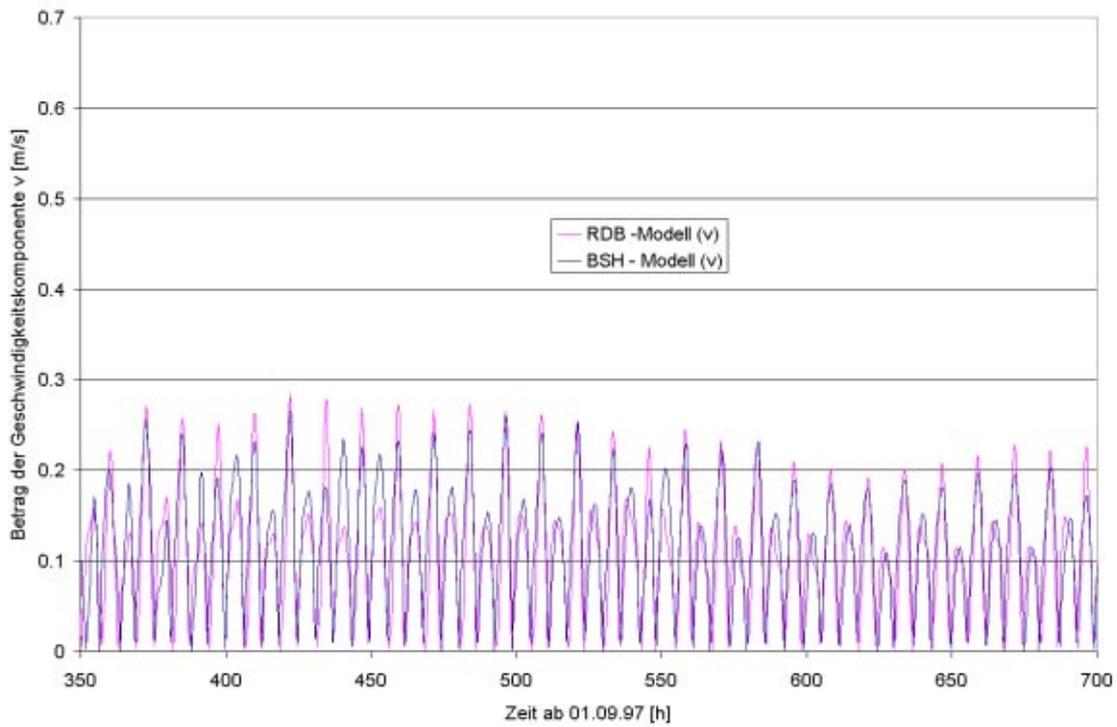


Abbildung 4.21: Vergleich der y-Geschwindigkeitskomponente bei Helgoland zwischen BSH-Modell und RDB-Modell

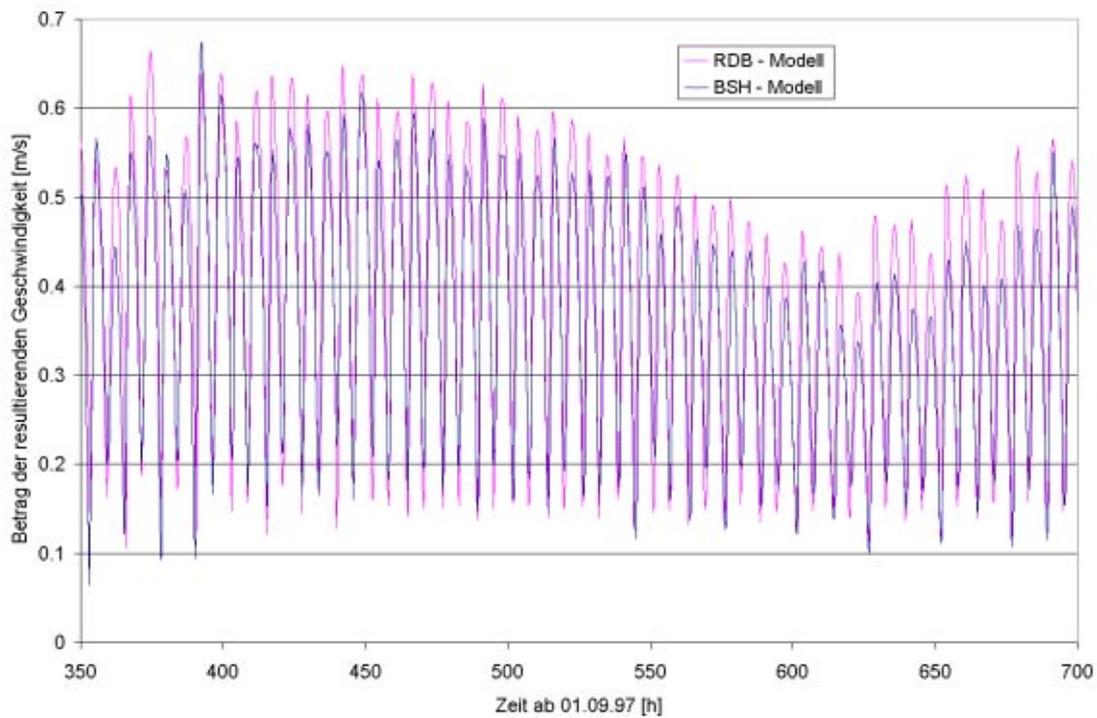


Abbildung 4.22: Vergleich des Betrages der Geschwindigkeiten bei Helgoland zwischen BSH-Modell und RDB-Modell

4.5 Das Modell der Meldorfer Bucht

Zur Untersuchung gekoppelter Simulationen die über die Kopplung Atmosphäre – Hydrodynamik hinausgehen wurde das Gebiet der Meldorfer Bucht gewählt. Zur Simulation der Tidedynamik in der Meldorfer Bucht bedarf es geeigneter Rand- und Anfangsbedingungen. Betrachten wir zunächst nur die Hydrodynamik, so ist es notwendig sich zeit- und ortsvariabler Wasserstände und Windfelder zu bedienen. Windfelder können aus Messungen, Simulationen oder Annahmen generiert werden, Wasserstände an den offenen Rändern werden aus den beschriebenen übergeordneten Modellen generiert, können prinzipiell aber auch aus Messungen gewonnen werden.

Für dieses Gebiet liegen umfangreiche Messungen aus den letzten 20 Jahren vor, so dass die Erstellung einer genauen Bathymetrie sowie eine Kalibrierung des Modells möglich ist. In Abbildung 4.23 ist die Lage des Modellgebietes ersichtlich. Es liegt innerhalb des Modells der Deutschen Bucht, so dass eine Randwertübergabe zur Steuerung des Modells möglich ist.

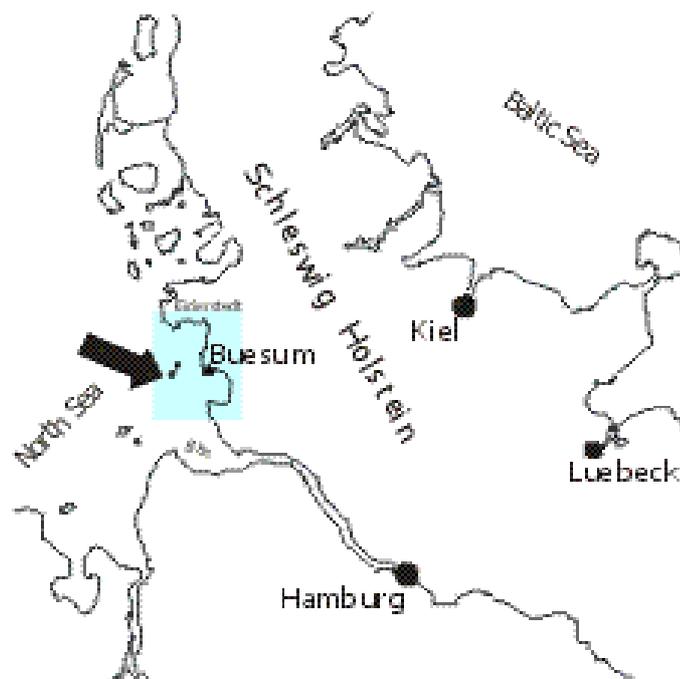


Abbildung 4.23: Lage des Modellgebietes Meldorfer Bucht

Die Datenbasis des Modells der Meldorfer Bucht besteht aus Vermessungen des Amt für ländliche Räume (AIR) in Husum, sowie den Vermessungen des Bundesamtes für Seeschifffahrt und Hydrographie (BSH) in Hamburg, die nahezu jährlich wiederholt werden. Die Messungen des AIR werden in Wattgrundkarten im Maßstab 1:25.000 aufgenommen

und sind als Punkte in Abbildung 4.24 dargestellt. Es wurden 37 Wattgrundkarten in digitaler Form verwandt, fehlerhafte Daten sind nicht berücksichtigt wie der fehlende Bereich in Abbildung 4.24 verdeutlicht. Die Wattgrundkarten des AIR umfassen 330.000 Tripelpunkte aus den Jahren 1986 bis 1993. Diese wurden zu einem trianguliertem irregulärem Netzwerk (TIN) mittels einer Delaunaytriangulation zusammengeführt. Aufgrund dieser Datenbasis kann ein erstes Berechnungsnetz mit Höheninformationen mittels Interpolation erstellt werden.

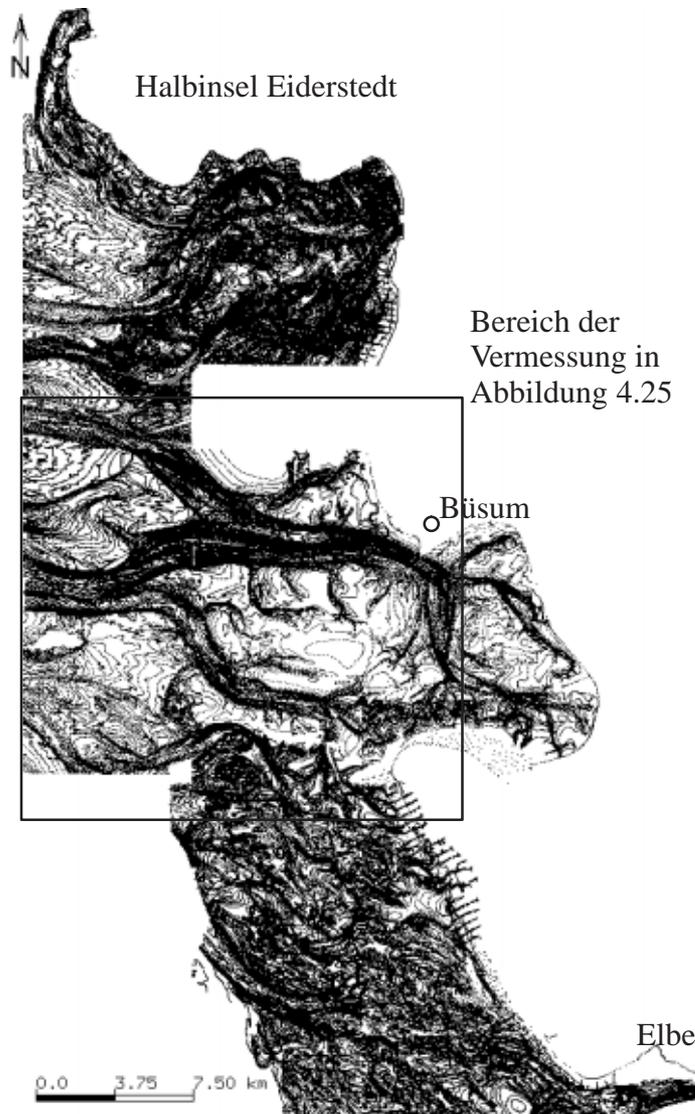


Abbildung 4.24: Datenbasis Meldorfer Bucht, AIR Wattgrundkarten

Eine weitere Quelle von Basisdaten zur Erstellung einer Modellbathymetrie stellen die erwähnten Vermessungen des BSH dar. Es liegen die Daten der Jahre 1974 bis 2000 in digitaler Form vor. Ein Beispiel für die Vermessungen des BSH zeigt Abbildung 4.25. Es ist der Bereich der in Abbildung 4.24 markiert ist im Jahre 1987 im dargestellten Umfang vermes-

sen worden. Deutlich ist der Unterschied zu den Daten des AIR erkennbar, die Fahrtrichtung der Vermessungsschiffe und der Verlauf des Fahrwassers in den Prielen wird deutlich sichtbar. Aus den genannten Vermessungsdaten werden jeweils über die Triangulation irreguläre Netze erstellt und zur Generierung eines Berechnungsnetzes herangezogen.

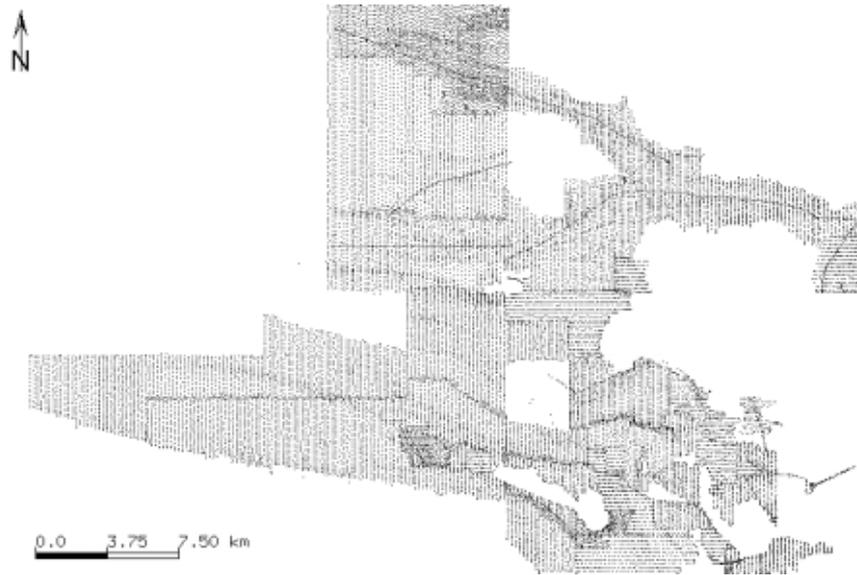


Abbildung 4.25: Datenbasis Meldorfer Bucht, BSH Vermessungen 1989

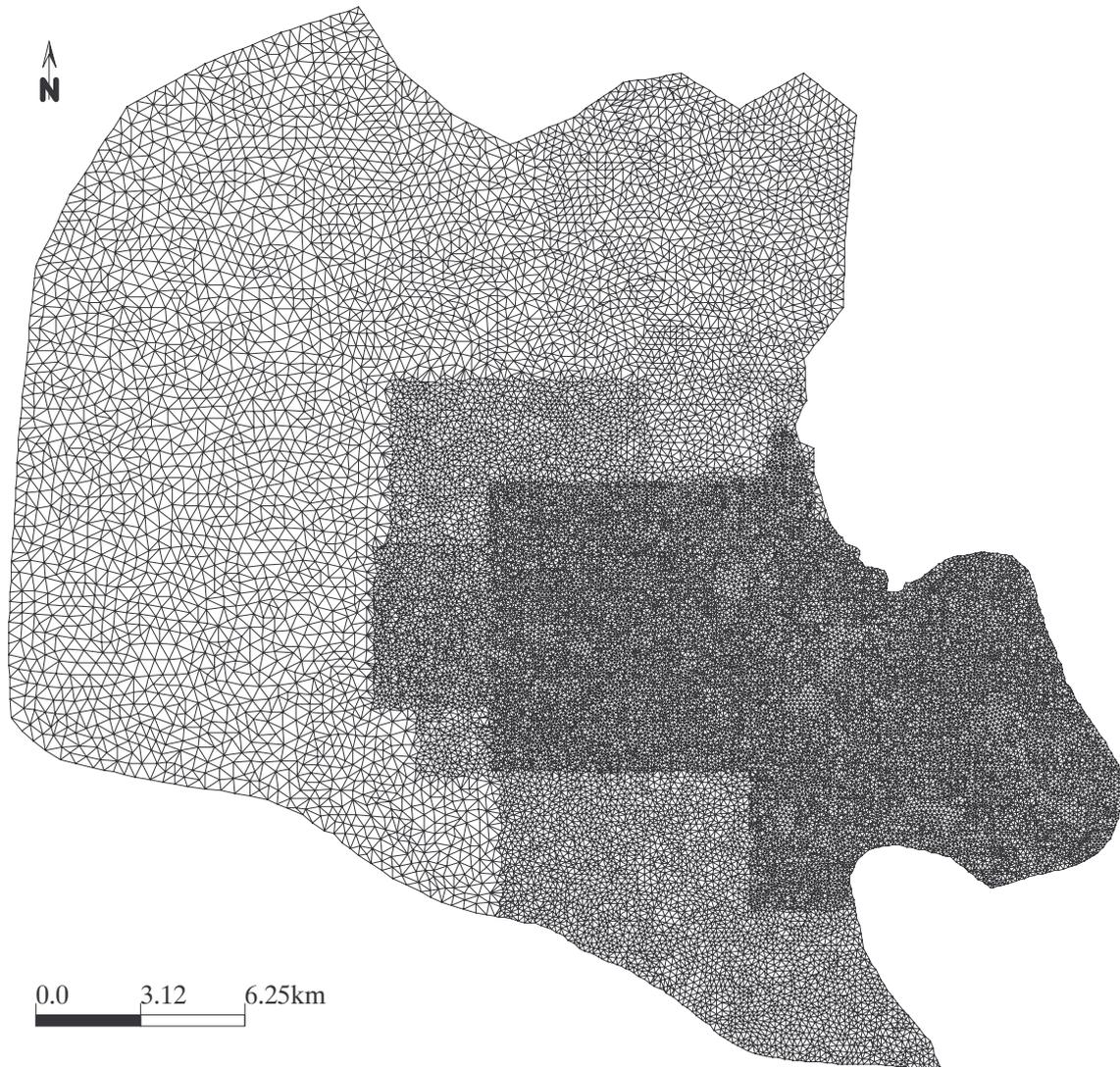


Abbildung 4.26: Berechnungsgitter Meldorfer Bucht

Das letztlich zur Berechnung der gekoppelten Prozesse erstellte Netz ist als Tiefenverteilung und als Gitternetz in den Abbildungen 4.26 und 4.27 dargestellt. Das Gitternetz besteht aus rund 26.000 Knoten und 52.000 Elementen mit Kantenlängen von 30 m bis 800 m in den Außenbereichen. Die Tiefenverteilung im Modell reicht von hohen Wattflächen bis 5 m über NN bis zu Wassertiefen von 25 m unter NN, wobei die äußere Berandung im Bereich von 10 m bis 14 m liegt. Insbesondere die innere Meldorfer Bucht ist hoch aufgelöst, um die morphologischen Veränderungen hier hinreichend genau zu erfassen. Eine Variante mit geringerer Auflösung ist zu Vergleichszwecken ebenfalls erstellt worden. Die Simulation der Hydrodynamik wurde mit dem in Kapitel 2.3 vorgestelltem Programmsystem TELEMAC-2D durchgeführt.

Als für die Simulation der Hydrodynamik günstigster Wert für die Reibung hat sich die Formulierung nach Strickler herausgestellt. Mit einem Wert von $k_{St} = 50 \text{ [m}^{1/3}/\text{s]}$ werden für die Hydrodynamik gute Ergebnisse erzielt. Bei Umrechnung des Strickler Wertes in Newton–Taylor mit

$$r = \frac{g}{k_{St}^2 h^{1/3}} \quad (4.14)$$

ergeben sich je nach Wassertiefe Werte zwischen 0,00144 für 20 m und 0,0023 für 5 m. Die Reibung liegt also in den Modellen der Deutschen Bucht und der Meldorfer Bucht in ähnlicher Größenordnung was für die Anwendbarkeit der Modelle spricht.

Abschließend noch ein Rückblick auf das Modell des kontinentalen Schelfgebietes (CSM). Bei diesem Modell lag die Reibung als Chezykoeffizient bei $65 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$ für Wassertiefen kleiner 40 m. Bei Umrechnung dieses Wertes mit der Beziehung

$$r = \frac{g}{C^2} \quad (4.15)$$

in den Newton–Taylor Koeffizienten wird ein Wert von 0,0023 ermittelt, der wiederum gut mit den Reibungskoeffizienten der anderen vorgestellten Modelle korrespondiert.

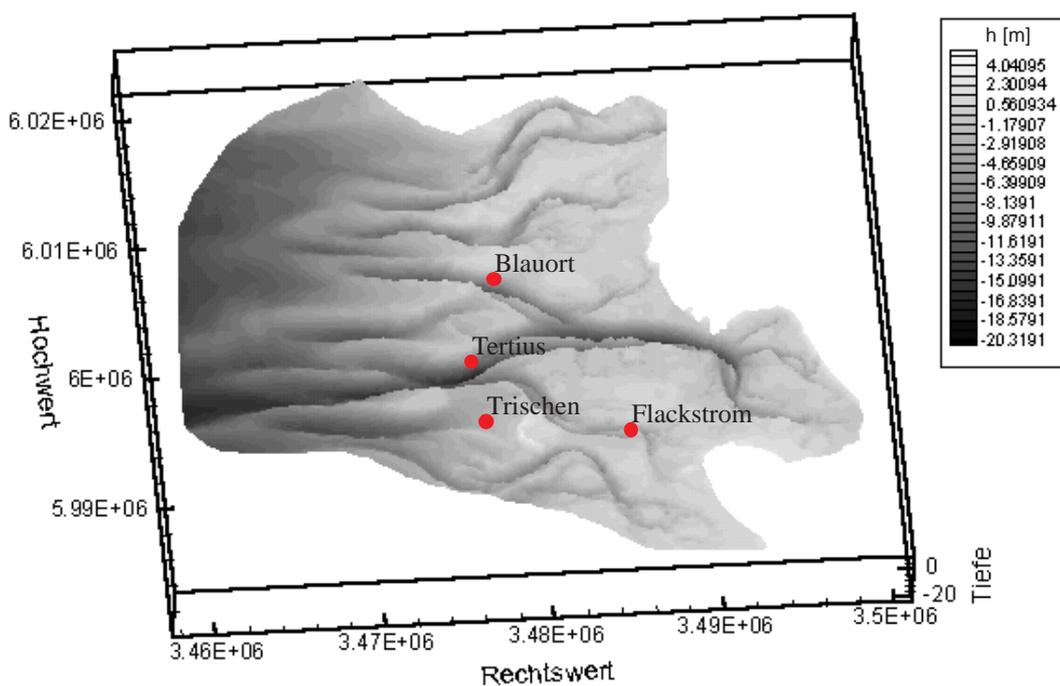


Abbildung 4.27: Tiefenverteilung des Modells Meldorfer Bucht und Lage einiger Pegel

4.5.1 Wasserstände

Zur Simulation der Wasserstände und der Strömungen sind die bereits beschriebenen Daten aus PRISMA beziehungsweise des DWD zur Anwendung gekommen. Die Randbedingungen für das Modell werden aus den Simulationen des RDB gewonnen. Die Abbildungen 4.28 bis 4.31 zeigen die Ergebnisse an den in Abbildung 4.27 dargestellten Pegeln. Die grüne Linie zeigt die Differenz zwischen der Messung und der Berechnung. Der erste Tag der Simulation wird nicht mit in der Auswertung berücksichtigt, da hier die Einschwingphase des Modells noch nicht abgeschlossen ist. Erst ab dem zweiten Tag der Simulation sind die berechneten Wasserstände zur Differenzenbildung heran zu ziehen. Die simulierte Ganglinie wurde zur Bildung der Differenzen auf die Zeitpunkte der jeweiligen Messreihe interpoliert, um mögliche Fehlstellen in den Pegelreihen, wie in Abbildung 4.28 am Tag 27 zu sehen, aus der Differenzenbildung heraus zu halten. Die mittleren Fehler der Simulationen sind nach der Gleichung zur Ermittlung des RMS (Route Mean Square Error)

$$RMS = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - x_i)^2}{n}} \quad (4.16)$$

mit X_i als Messwert und x_i als berechneter Wert bestimmt und in Tabelle 4.1 aufgeführt.

Pegel	RMS 09/90	RMS 09/96	RMS 05/99
Trischen–West	14,1 cm	keine Messungen.	keine Messungen
Tertius–Süderpiep	19,8 cm	18,3 cm	19,7 cm
Blauort–Norderpiep	14,2 cm	keine Messungen	19,2 cm
Flackstrom	18,6 cm	19,6 cm	keine Messungen

Tabelle 4.1: Mittlere Fehler der Wasserspiegelauslenkungen im Modell Meldorfer Bucht

Die mittleren Fehler schwanken zwischen 14 und 20 cm, was bei Berücksichtigung der Randbedingungen, Modellkette des Schelfes–Deutsche Bucht Modell–Meldorfer Bucht Modell, und den Unsicherheiten in den Windfeldern, als gut zu bewerten ist.

Ein weiterer Punkt bei der Fehlerbetrachtung ist der große Einfluss von leichten Phasenversätzen in den Zeitreihen auf die Differenzen zwischen Messung und Rechnung. Bei genauer Betrachtung der Reihen in den Abbildungen 4.32 und 4.33 fällt auf, dass die größten Differenzen vor allem im Flutstrom zu finden sind. Die Absolutwerte der Hoch- und Niedrigwasser werden gut wiedergegeben, geringfügige Verschiebungen während der Flutphase resultieren hingegen schnell in größeren Differenzen.

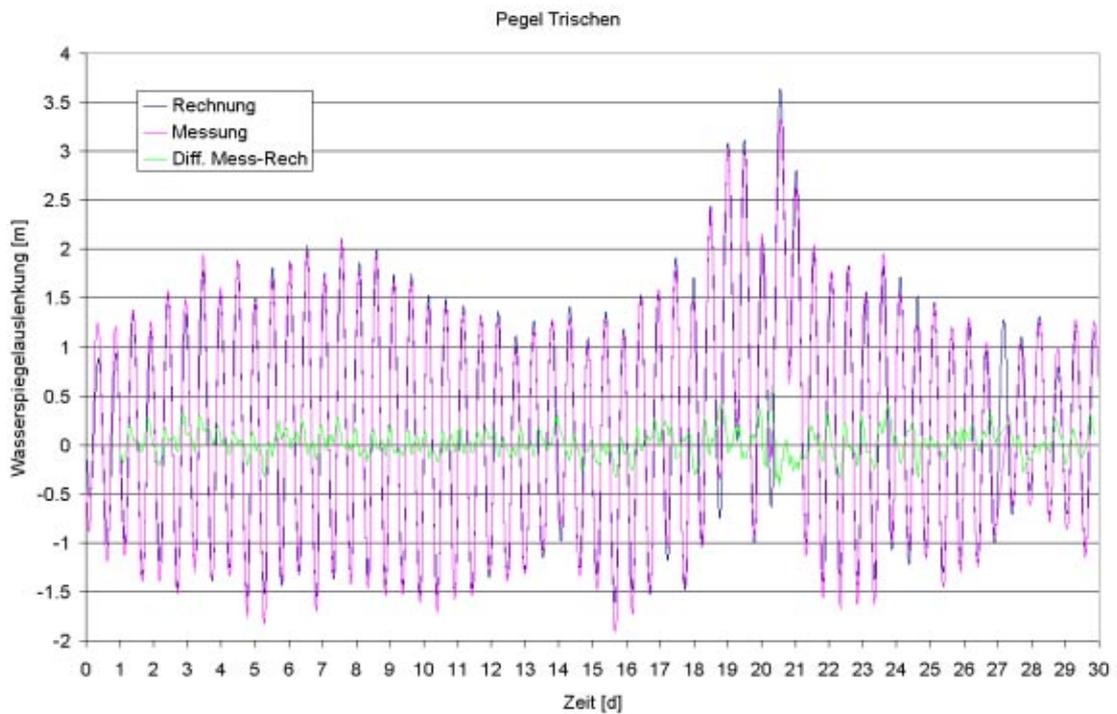


Abbildung 4.28: Vergleich mit dem Modell Meldorfer Bucht simulierter und gemessener Wasserstände im September 1990 am Pegel Trischen, AIR Husum

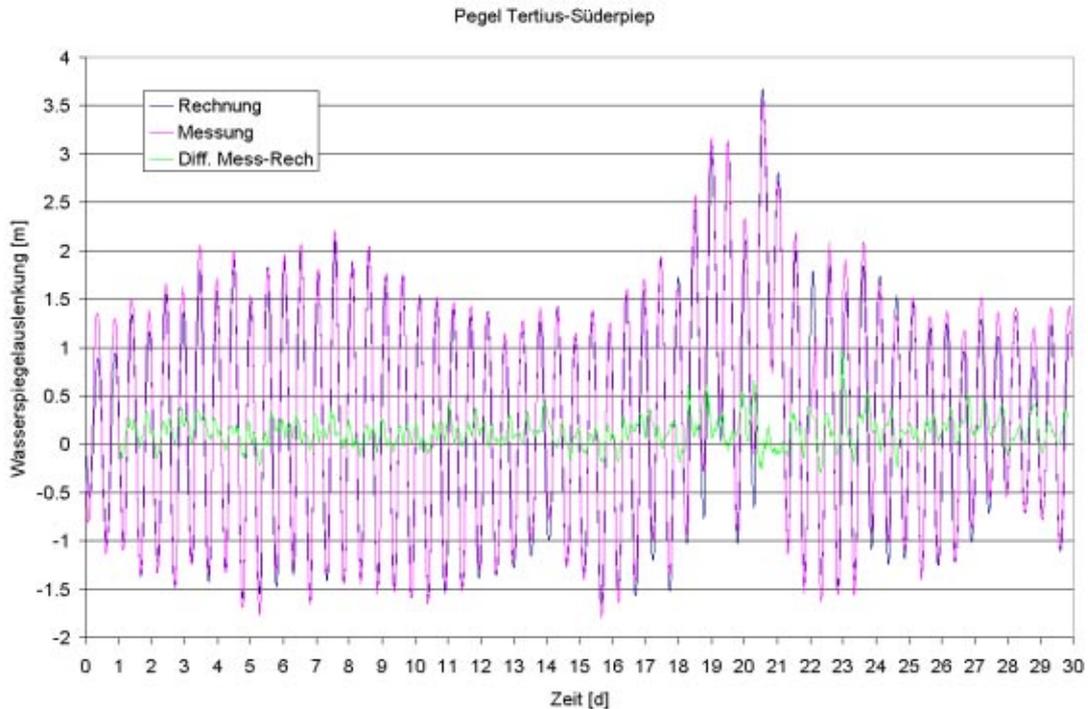


Abbildung 4.29: Vergleich mit dem Modell Meldorfer Bucht simulierter und gemessener Wasserstände im September 1990 am Pegel Tertius, AIR Husum

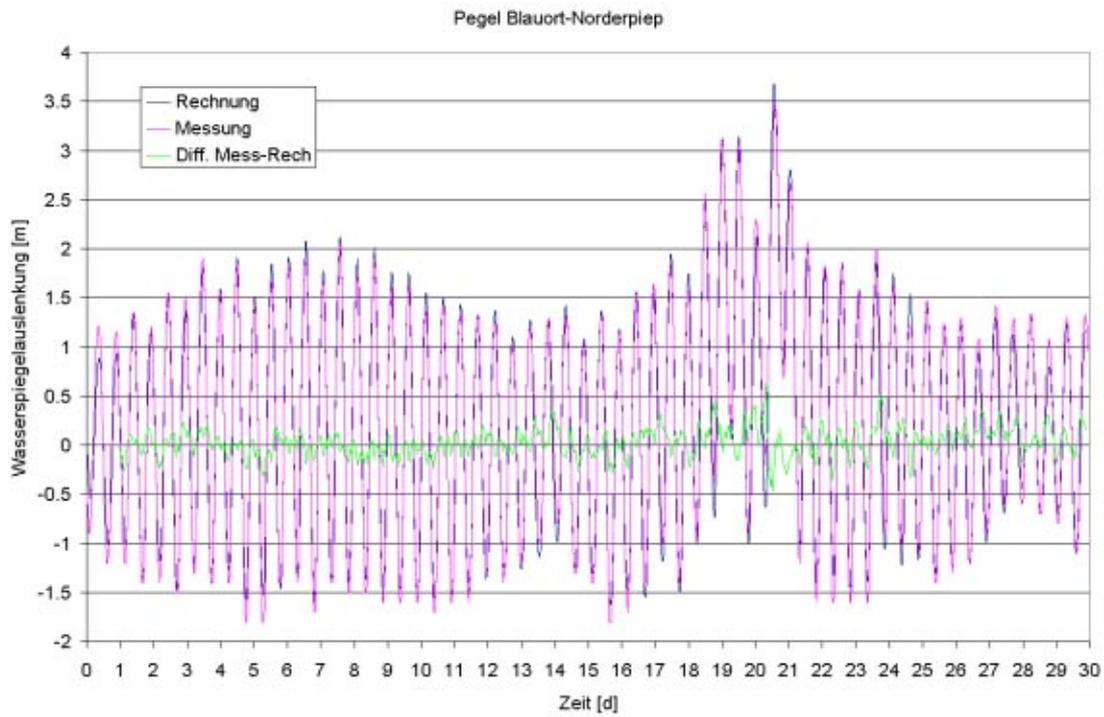


Abbildung 4.30: Vergleich mit dem Modell Meldorfer Bucht simulierter und gemessener Wasserstände im September 1990 am Pegel Blauort–Norderpiep, AIR Husum

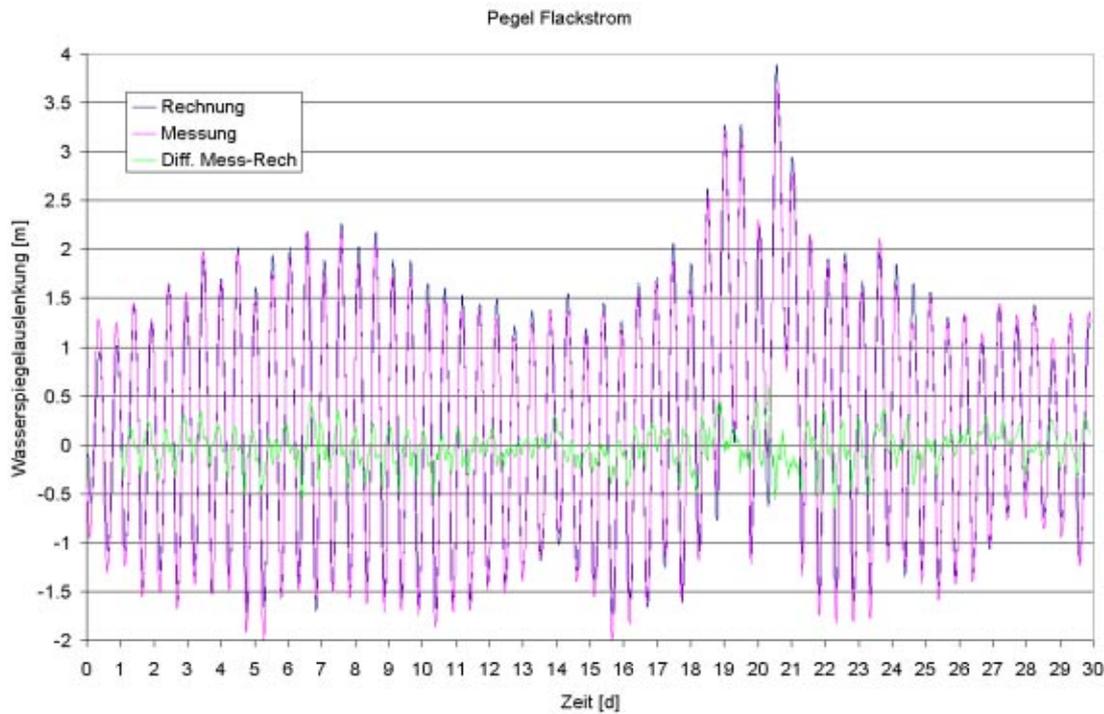


Abbildung 4.31: Vergleich mit dem Modell Meldorfer Bucht simulierter und gemessener Wasserstände im September 1990 am Pegel Flackstrom, AIR Husum

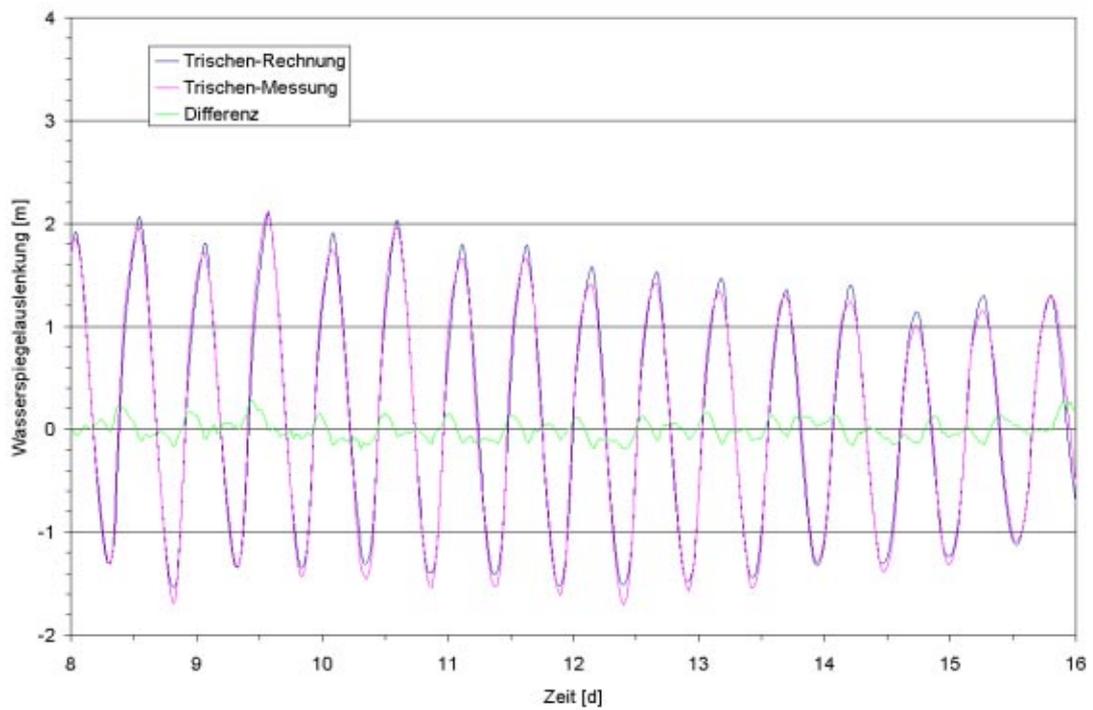


Abbildung 4.32: Vergleich mit dem Modell Meldorfer Bucht simulierter und gemessener Wasserstände im September 1990 am Pegel Trischen–West, AIR Husum

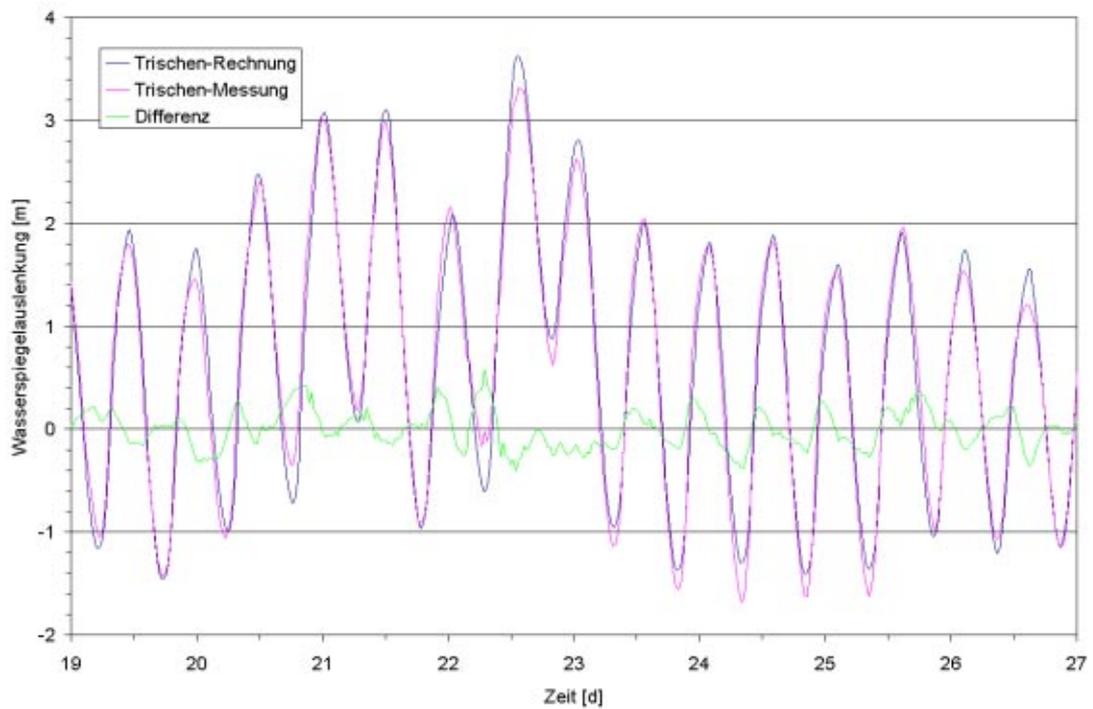


Abbildung 4.33: Vergleich mit dem Modell Meldorfer Bucht simulierter und gemessener Wasserstände im September 1990 am Pegel Trischen–West, AIR Husum

Im Vergleich zu den Simulationen mit dem Modell der Deutschen Bucht aus den Abbildungen 4.13 und 4.14 sind geringfügig kleinere Differenzen zu den Messwerten erkennbar. Dies ist vor allem auf die genauere Abbildung der Bathymetrie im Modell der Meldorfer Bucht zurückzuführen.

Genauere Aussagen über die Güte der simulierten Wasserstände lassen sich über einen Vergleich von Differenzen verschiedener Pegel treffen. In Abbildung 4.34 ist dies für die Pegel Büsum und Tertius durchgeführt und dargestellt worden, deren Lage aus Abbildung 4.27 ersichtlich wird. Die Pegel liegen etwa 14 km voneinander entfernt, es ist also mit einem späteren Eintreffen der Hochwasserstände am Pegel Büsum gegenüber Tertius zu rechnen. Die Zeitreihen der Messungen in Abbildung 4.34 und die Zeitreihen der Simulationen zeigen eine Differenz von etwa 20 Minuten was bei einer mittleren Wassertiefe von 14 m der theoretischen Zeit entspricht die eine Welle für die Strecke von 14 km benötigt. Neben den eigentlichen Messungen und den Ergebnissen der Simulation zeigt Abbildung 4.34 die Differenz der Wasserstände der Pegel Büsum und Tertius. Die Berechnung der Differenzen wird für die Reihe der Messungen und für die Reihe der Simulationen durchgeführt, so dass ein direkter Vergleich der Laufzeiten der Tidewelle im Bereich des Prieles "Piep" zwischen Messung und Simulation erfolgen kann. Dieser direkte Vergleich fällt im Fall des Modells der Meldorfer Bucht sehr gut aus, die Differenzen stimmen sowohl vom Betrag als auch von der Eintrittszeit her gut mit den Messungen überein.

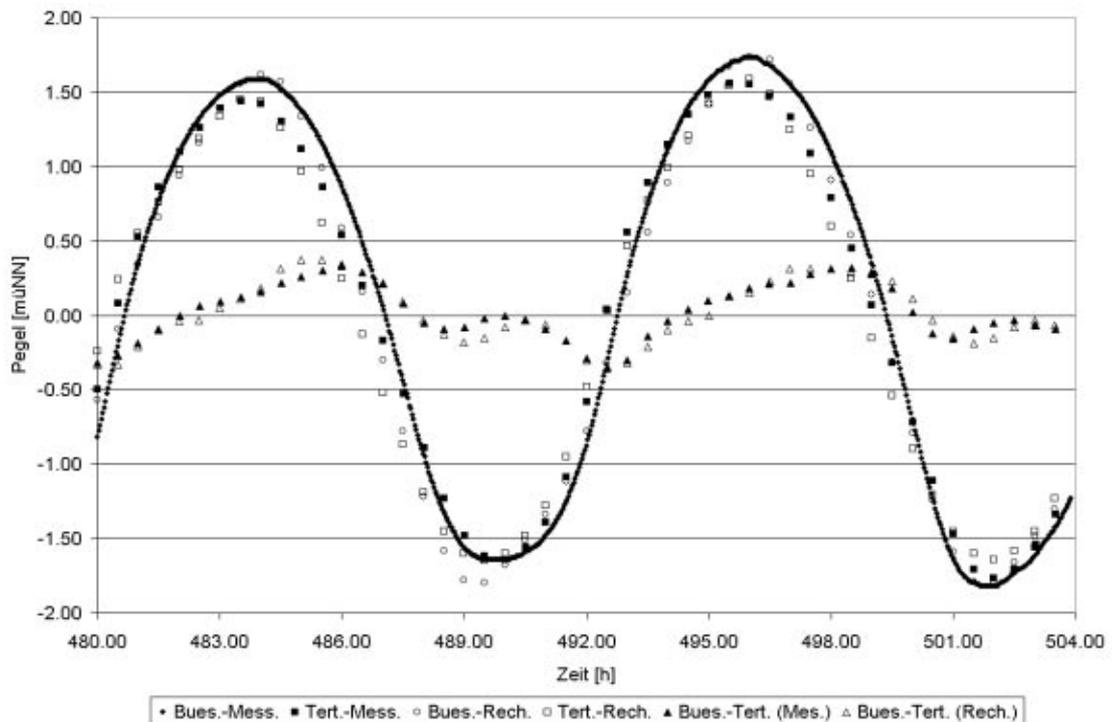


Abbildung 4.34: Vergleich mit dem Modell Meldorfer Bucht simulierter und gemessener Wasserstände im Mai 1999 an den Pegeln Büsum und Tertius, sowie Differenzen der Pegel in Messung und Rechnung

4.5.2 Strömungen

Die Strömungen im Modellgebiet der Meldorfer Bucht werden, wie die Wasserstände auch, hauptsächlich durch Tide und Wind beeinflusst. Zum Vergleich der Modellergebnisse dienen ADCP Messungen die im Mai 1999 in der Piep vom Forschungs- und Technologiezentrum Westküste in Büsum, sowie der GKSS in Geesthacht aufgenommen wurden. Über einen Zeitraum von etwa 12 Stunden wurden die Größen Geschwindigkeit, Trübung, Leitfähigkeit, Temperatur und Tiefe auf den gefahrenen Querprofilen aufgenommen. Beispielhaft sind jeweils eine Fahrt der Messschiffe in der Nord- und Südrinne der Piep und in der Norderpiep in Abbildung 4.35 dargestellt. Weiterhin ist die Tiefenverteilung zu erkennen.

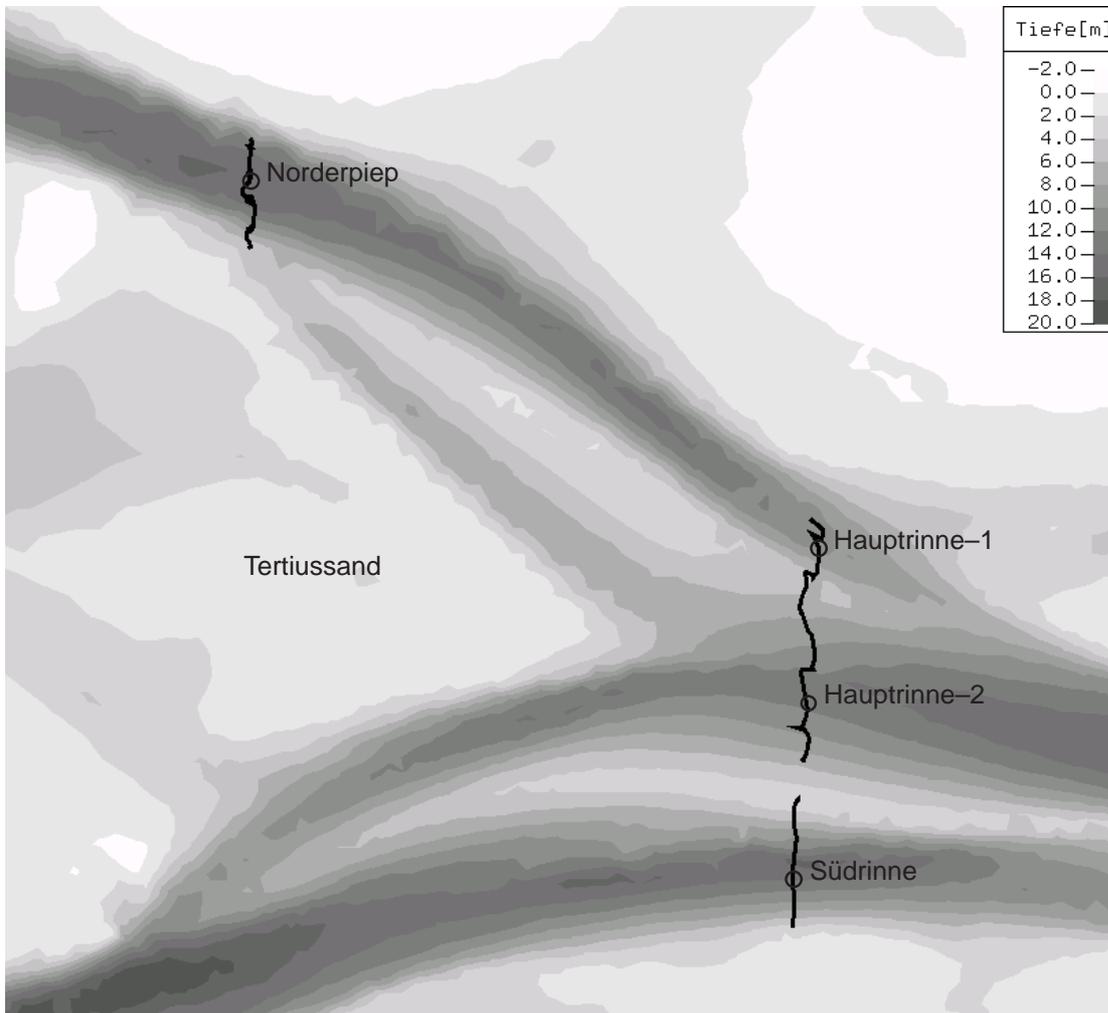


Abbildung 4.35: Fahrtrouten der Messschiffe im Mai 1999
(Forschungszentrum Westküste in Büsum, GKSS in Geesthacht)

Eine sehr anschauliche Möglichkeit der Auswertung ist der Vergleich anhand von Zeitreihen. Über den Zeitraum der Messungen wird jeweils ein Messpunkt in jeder Fahrtroute bestimmt, der möglichst nah an einer vorher definierten Koordinate in der Mitte der Rinnen liegt. Ein Vergleich der so entstehenden Zeitreihen mit den Ergebnissen des Modells zeigen die Abbildungen 4.37 bis 4.44. Die Hauptströmungsrichtung liegt in Ost–West–Richtung, also der x -Richtung im Modell. Die Geschwindigkeiten stimmen gut mit den Messungen überein, so dass sie unter Einschluss der zuvor beschriebenen Auswertungen der Wasserstände als validiert angesehen werden können.

Bei den Auswertungen der ADCP-Messungen wurde jeweils eine Tiefenmessung mit ihren Komponenten der u und v Geschwindigkeit über die Tiefe integriert. Bei den eigentlichen Messwerten gibt es ein Gütemaß welches bestimmt, in wie weit die Messungen ver-

trauenswürdig sind. Bei der hier dargestellten Auswertung wurden nur die Werte berücksichtigt, welche 100 Prozent aufweisen, so dass die noch berücksichtigten Größen von Messfahrt zu Messfahrt schwanken können. Hieraus erklären sich die Schwankungen der Messwerte in den Abbildungen 4.37 bis 4.44.

```

Start Day: 99/ 5/ 20
Start Time: 12/ 45/ 5
Position :      54.1268328      8.7203825   -28.6000000    65.5000000
DEPTH  VE    VN    SCAT1  SCAT2  SCAT3  SCAT4  QUAL
   m    m/s  m/s    db     db     db     db     %
1.63   .59   .23   77.2   70.4   74.2   76.4  100
1.88   .53   .12   79.0   73.8   76.8   78.5  100
2.13   .42   .09   80.3   77.3   78.6   81.6  100
2.38   .20   .17   91.0   90.5   92.7   93.1   67
Start Day: 99/ 5/ 20
Start Time: 12/ 45/ 21
Position :      54.1268725      8.7203108   -35.2000000    39.8000000
DEPTH  VE    VN    SCAT1  SCAT2  SCAT3  SCAT4  QUAL
   m    m/s  m/s    db     db     db     db     %
1.63   .57   .23   82.8   79.0   83.3   85.8  100
1.88   .50   .30   88.9   80.3   90.2   85.4  100
2.13   .46   .35   91.0   80.7   94.5   87.2  100
2.38   .42   .18   93.1   82.4  100.4   88.0  100
2.63   .31  -.04  107.8  97.5  111.7   95.3   50

```

Abbildung 4.36: Auszug aus einer ADCP Messung, FTZ Büsum und GKSS Geesthacht

Die über den gefahrenen Zeitraum aufgenommenen Daten weisen folglich auch einen Bereich der noch berücksichtigten Tiefe auf, der in folgender Tabelle für jeden ausgewerteten Punkt aufgeführt ist. In diesem Bereich der Tiefenschwankungen ist noch der Tidenhub implizit enthalten, da bei den ADCP-Messungen der Nullpunkt die Wasseroberfläche darstellt. Die Vergleiche der Strömungsgeschwindigkeiten mit den Messwerten fallen gut aus, so dass nicht von großen Unsicherheiten in den Messungen oder Modellierungen ausgegangen werden muss.

Messpunkt	Wertebereich der Tiefe
Hauptrinne Süd	7,63 – 11,63 m
Hauptrinne Nord 1	8,12 – 11,6 m
Hauptrinne Nord 2	6,87 – 11,6 m
Norderpiep	13,38 – 17,13 m

Tabelle 4.2: Schwankungsbereich der noch berücksichtigten Tiefe der Messpunkte

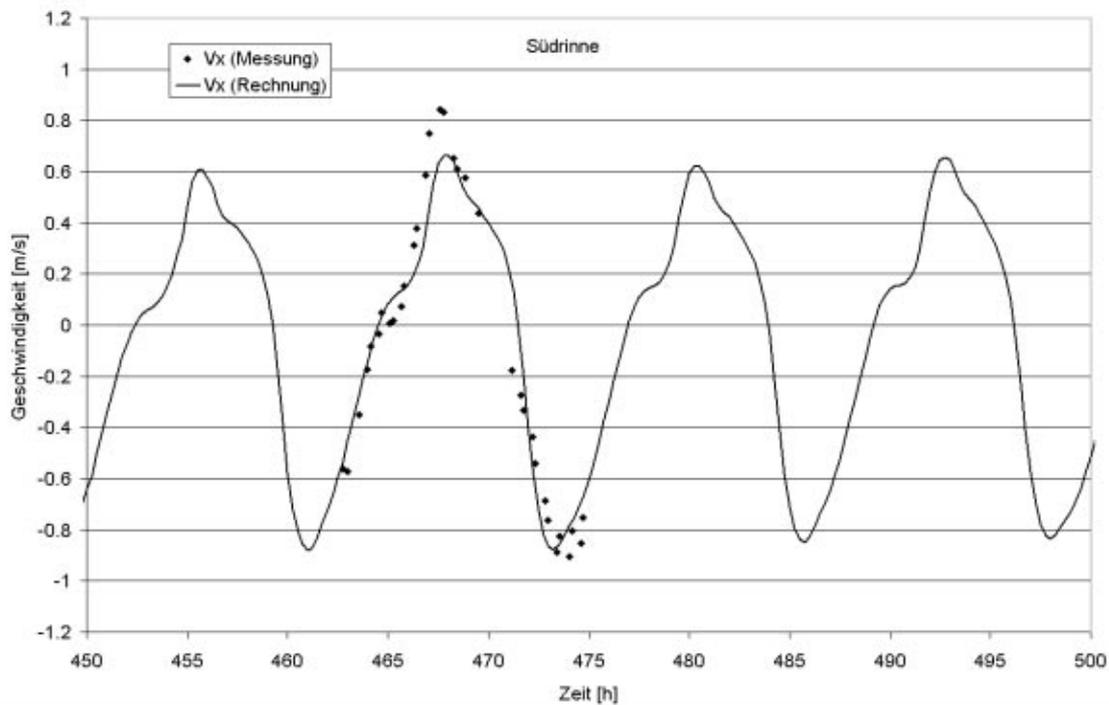


Abbildung 4.37: Vergleich mit dem Modell Meldorfer Bucht simulierter und gemessener u-Geschwindigkeiten in der Südrinne der Piep, (FTZ Büsum und GKSS)

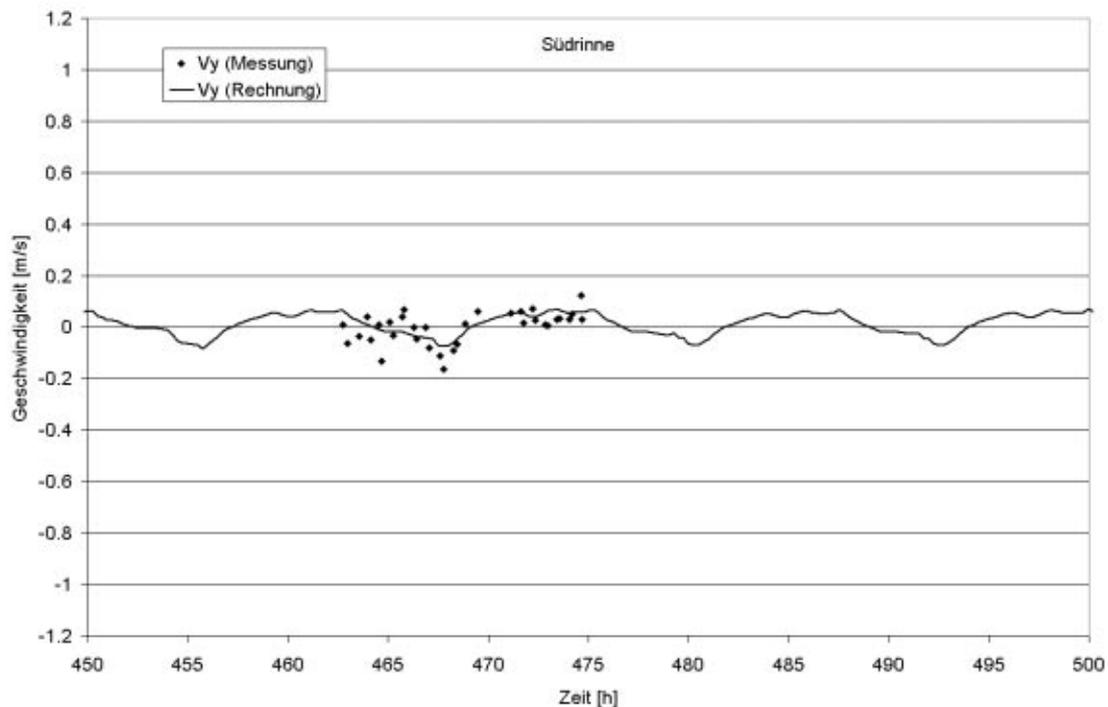


Abbildung 4.38: Vergleich mit dem Modell Meldorfer Bucht simulierter und gemessener v-Geschwindigkeiten in der Südrinne der Piep, (FTZ Büsum und GKSS)

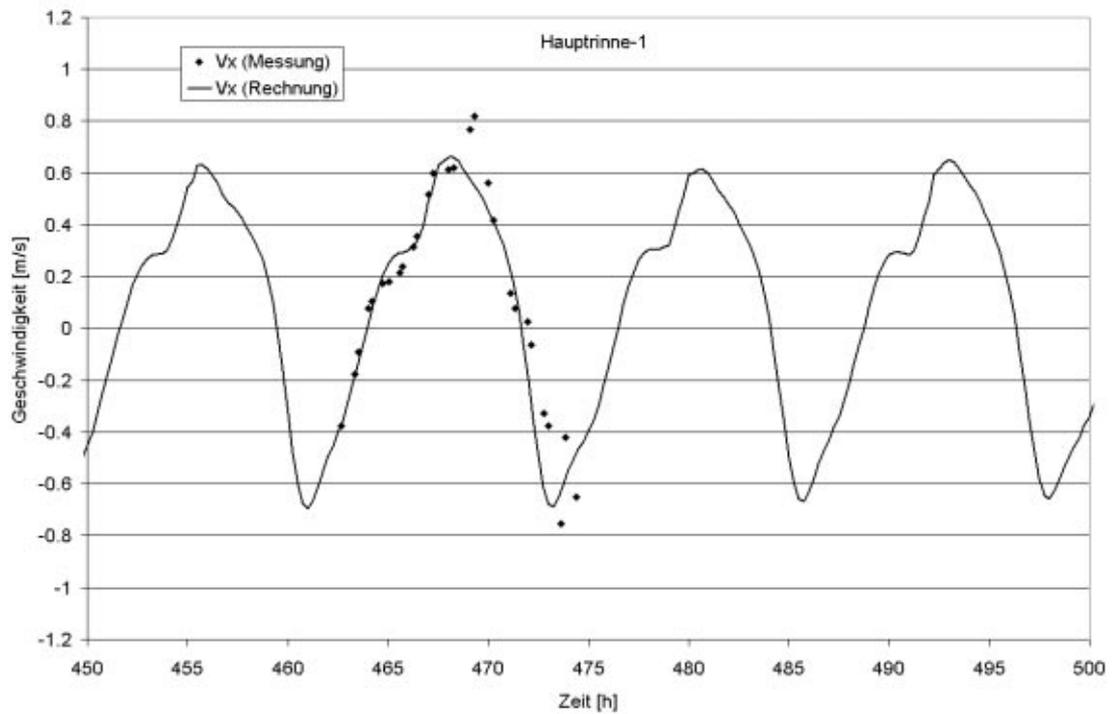


Abbildung 4.39: Vergleich mit dem Modell Meldorfer Bucht simulierter und gemessener u -Geschwindigkeiten in der Nordrinne der Piep, (FTZ Büsum und GKSS)

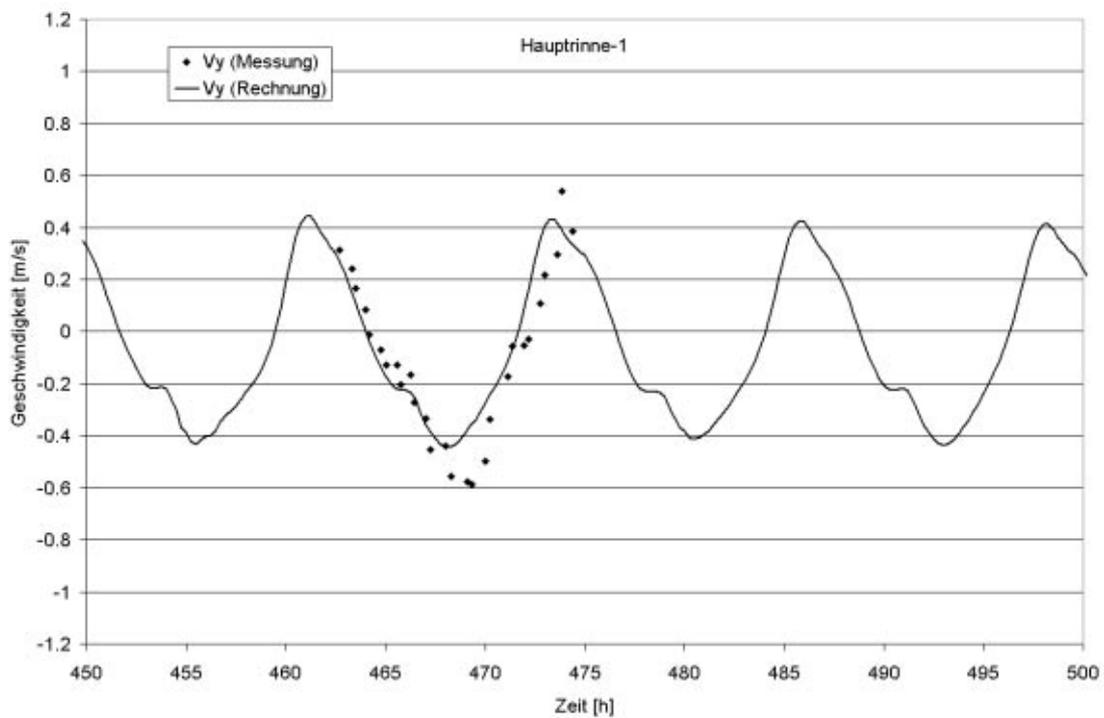


Abbildung 4.40: Vergleich mit dem Modell Meldorfer Bucht simulierter und gemessener v -Geschwindigkeiten in der Nordrinne der Piep, (FTZ Büsum und GKSS)

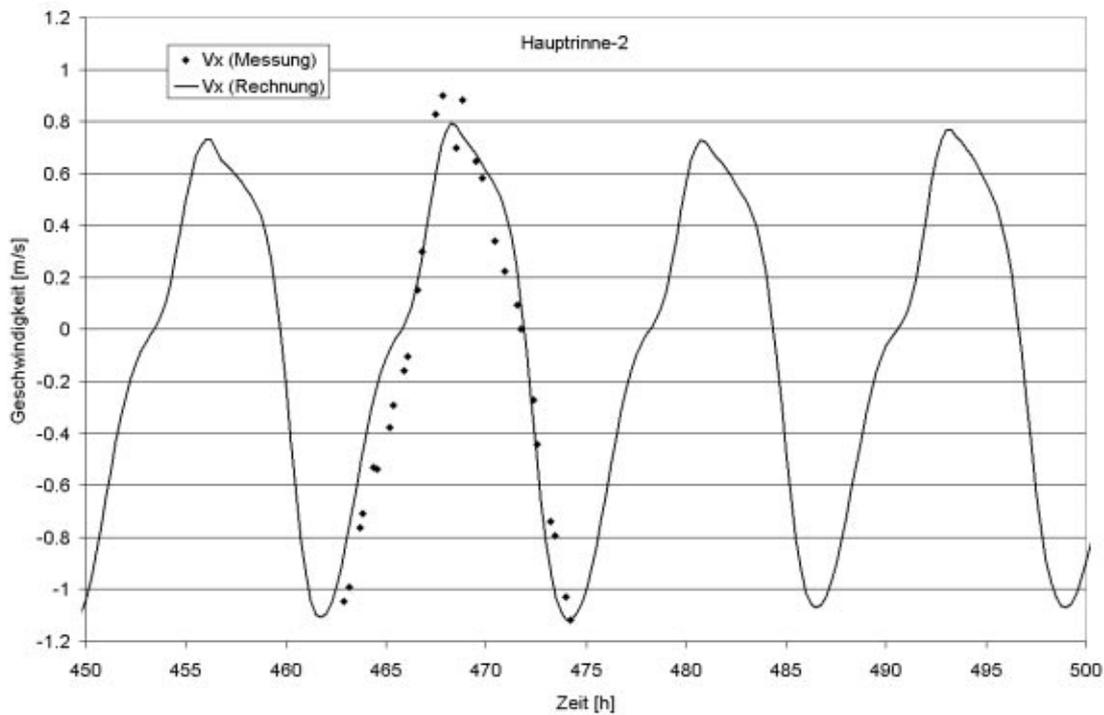


Abbildung 4.41: Vergleich mit dem Modell Meldorfer Bucht simulierter und gemessener u -Geschwindigkeiten in der Nordrinne der Piep, (FTZ Büsum und GKSS)

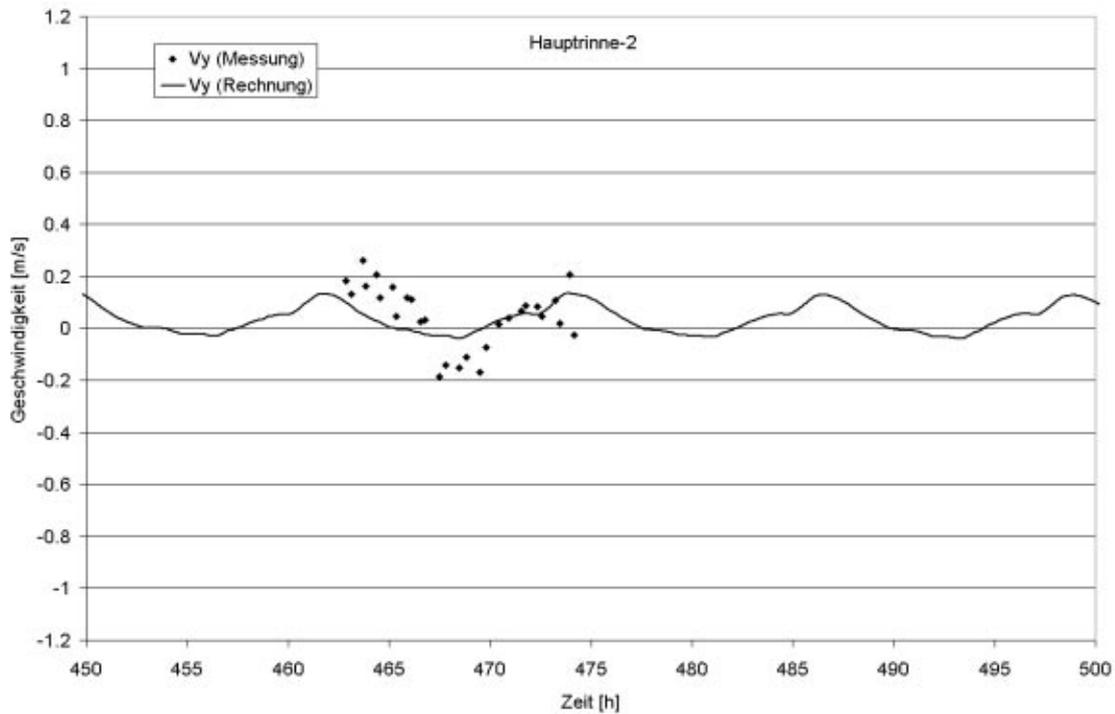


Abbildung 4.42: Vergleich mit dem Modell Meldorfer Bucht simulierter und gemessener v -Geschwindigkeiten in der Nordrinne der Piep, (FTZ Büsum und GKSS)

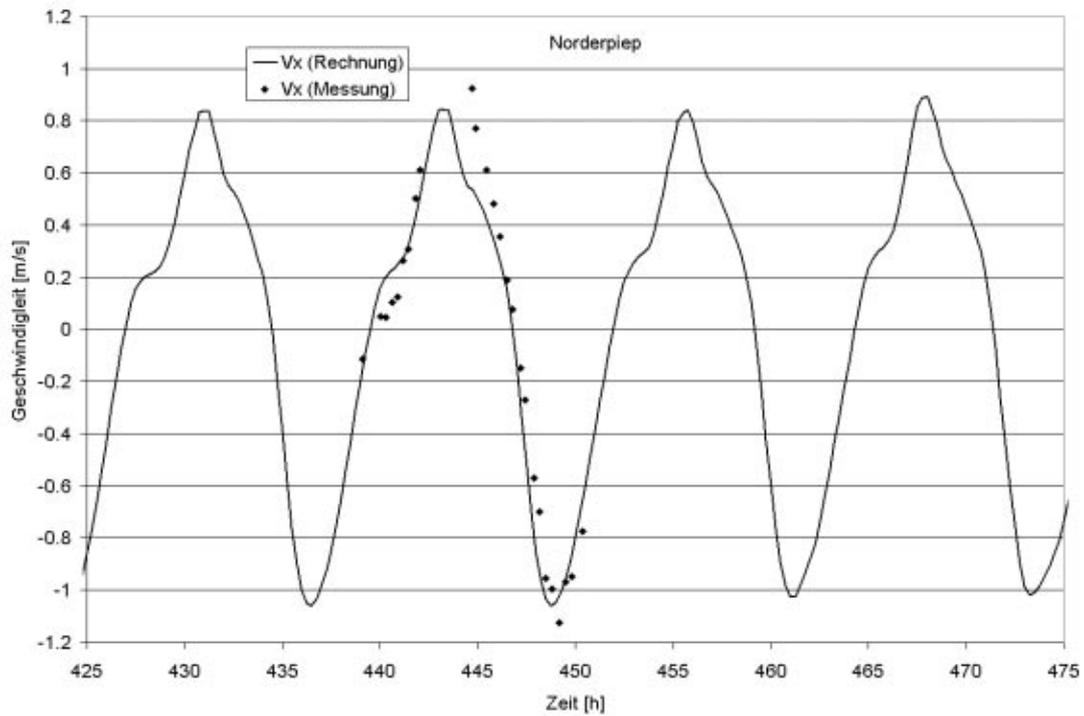


Abbildung 4.43: Vergleich mit dem Modell Meldorfer Bucht simulierter und gemessener u -Geschwindigkeiten in der Norderpiep, (FTZ Büsum und GKSS)

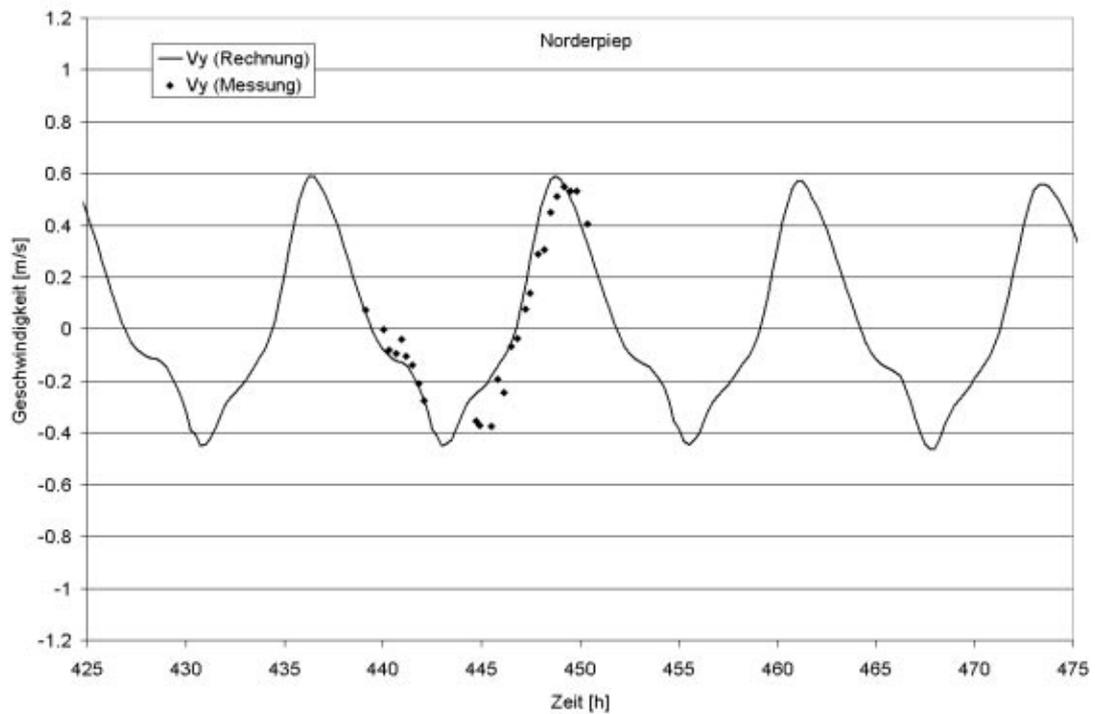


Abbildung 4.44: Vergleich mit dem Modell Meldorfer Bucht simulierter und gemessener v -Geschwindigkeiten in der Norderpiep, (FTZ Büsum und GKSS)

4.5.3 Seegang in der Meldorfer Bucht

Als Vergleich einer Seegangssimulation dienen in dieser Arbeit die Wellenmessungen an fünf Wellenbojen die während des September 1996 in einer gemeinsamen Messaktion des Amtes für ländliche Räume in Husum und der Forschungsstelle Küste auf Norderney aufgenommen wurden. Die Messdaten wurden von Jort Wilkens, Uni Kiel [82] ausgewertet, so dass signifikante Wellenhöhen und Perioden zur Verfügung stehen. Als Randbedingung wird die Peakfrequenz und die signifikante Wellenhöhe der Boje 2 als konstant über den offenen Rand angenommen. Als Windfelder werden die Daten aus PRISMA genutzt, die Strömungsfelder und Wasserstände die im Wellenmodell berücksichtigt werden, stammen aus dem Modell der Meldorfer Bucht (Kapitel 4.5).

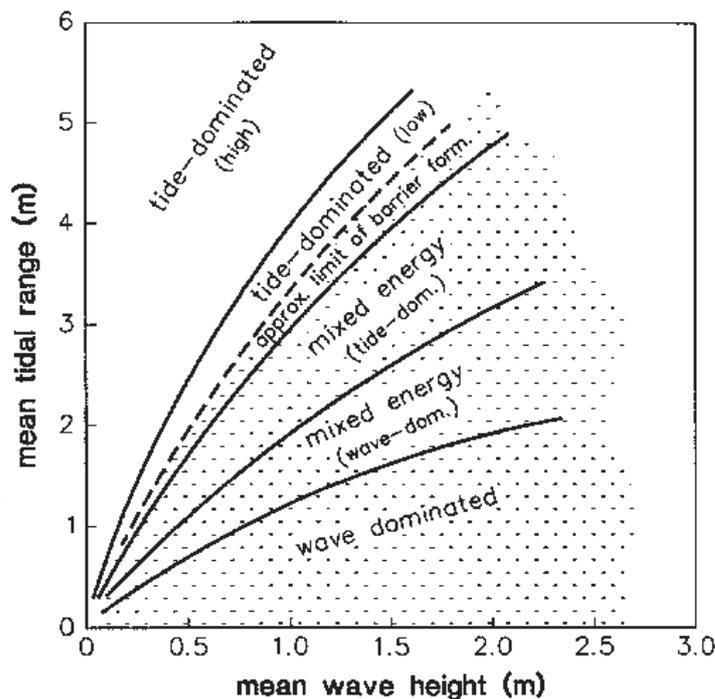


Abbildung 4.45: Klassifizierung von Küstenregionen, aus [75]

Zunächst wird die Küstenregion anhand der auftretenden Wasserstände und Wellenhöhen klassifiziert. Die Abbildung 4.45 zeigt eine Klassifizierung nach Davis und Hayes ([9], 1984). Unter Anwendung der Messwerte aus Abbildung 4.47 wird deutlich, dass es sich bei der Meldorfer Bucht um ein von der Tide dominiertes Gebiet handelt. Bei einem Tidehub von 3,0 m liegen nur die beiden Wellenbojen 1 und 2 in einem Bereich der durch "mixed energy", aber auch hier noch "tidedominiert" klassifiziert wird. Insbesondere die drei Messbojen in der inneren Meldorfer Bucht liegen eindeutig im Bereich "stark tidedo-

miniert". Aus den Messungen und insbesondere aus den Simulationen, die eine flächenhafte Darstellung der Verteilung der modellierten Größen erlauben, wird deutlich, dass die in die innere Meldorfer Bucht eingetragene Energie aus dem Seegang in etwa an der 10 m Linie dissipiert und der Hauptanteil der Wellen im inneren Teil der Bucht sich aus lokalen windinduzierten Wellen zusammensetzt.

Mit den vorgestellten Simulationen soll verdeutlicht werden, dass es möglich ist mit der vorgestellten Modellkette zu schlüssigen Ergebnissen auch in der Wellenmodellierung zu kommen, sowie der Einfluss des Seegangs auf die Strömung dargestellt werden. Der Einfluss auf die Morphodynamik wird in einer Kurzfristsimulation dargestellt. Die Rechenzeiten des Wellenmodells sind für längerfristige Anwendungen zu groß, um eine sinnvolle Kopplung zu erreichen. Es ist jedoch möglich einen Monat Seegang und mehr im hier vorgestellten Gebiet zu rechnen, allerdings ist bei einer Rückkopplung zur Hydrodynamik und damit auch zur Morphodynamik damit zu rechnen, dass eine einmalige Berechnung nicht ausreichend ist. Bei einer Simulation der Morphodynamik wie sie hier vorgestellt wird, die einen Zeitraum von mehreren Jahren umfasst, ist das wiederholte Berechnen der Wellenfelder zu aufwendig.

Die Abbildung 4.46 zeigt die Lage der Wellenbojen. Wie bereits erwähnt wird die Messung der Position 2 als Randbedingung über den gesamten offenen Rand gewählt. Dies ist vertretbar, da die Messungen zwischen Pos.1 und Pos.2 vergleichbar sind. Die Messungen der signifikanten Wellenhöhe an den Positionen 1–5 sind in Abbildung 4.47 dargestellt. Im Vergleich zu den Wasserständen im Gebiet (Tertius–Süderpiep) lässt sich deutlich die Abhängigkeit der signifikanten Wellenhöhe vom Wasserstand erkennen. Bei Niedrigwasser sind prinzipiell auch die geringsten Wellenhöhen und bei Hochwasser dementsprechend die höheren Werte zu verzeichnen. In der inneren Meldorfer Bucht (Pos.3 bis Pos.5) sind weiterhin nur bei höher auflaufendem Wasser, also am Beginn und am Ende der Zeitreihe, Anstiege der Wellenhöhen auch im Niedrigwasserbereich zu verzeichnen.

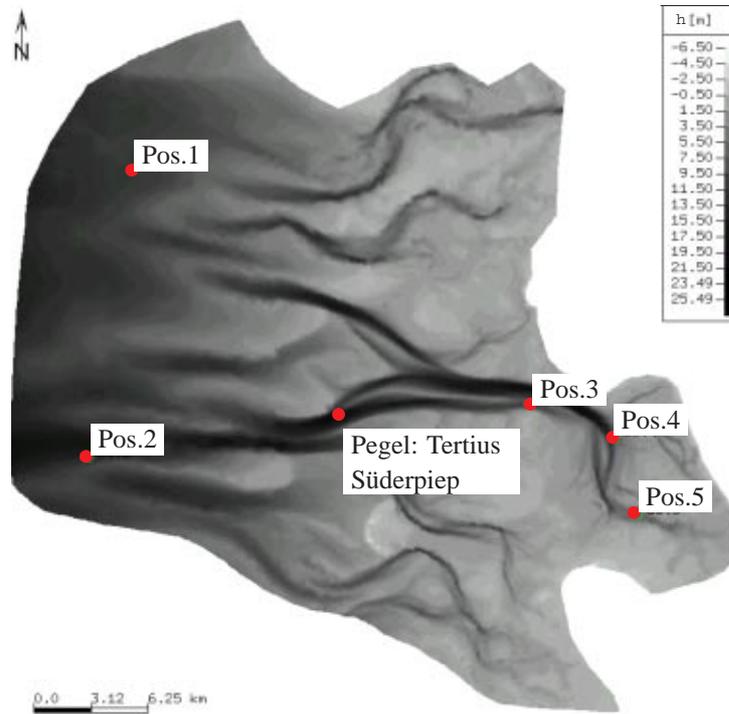


Abbildung 4.46: Positionen 1–5 der Wellenmessungen im September 1996

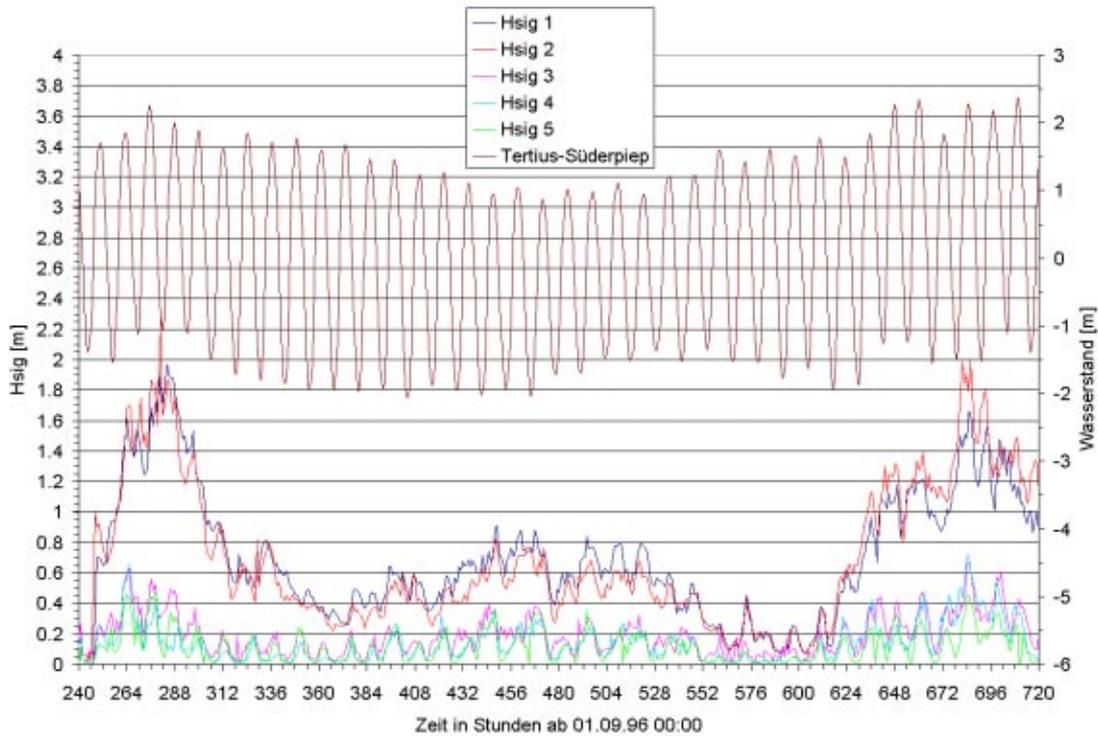


Abbildung 4.47: Messungen der signifikanten Wellenhöhe an den Positionen 1 bis 5 und Wasserstand am Pegel Tertius–Süderpiep im September 1996, Daten: AIR Husum und Forschungsstelle Küste Norderney

Folgendes Ablaufschema (Abbildung 4.48) verdeutlicht wie die Kopplung der Strömungs- und der Wellenmodellierung durchgeführt wird. Ausgehend von einer rein hydrodynamischen Berechnung wird zunächst das Wellenfeld bestimmt. Die resultierenden Kräfte aus der Wellenmodellierung gehen in die folgende Modellierung der Hydrodynamik ein und verändern dadurch Betrag und Richtung der Geschwindigkeitskomponenten.

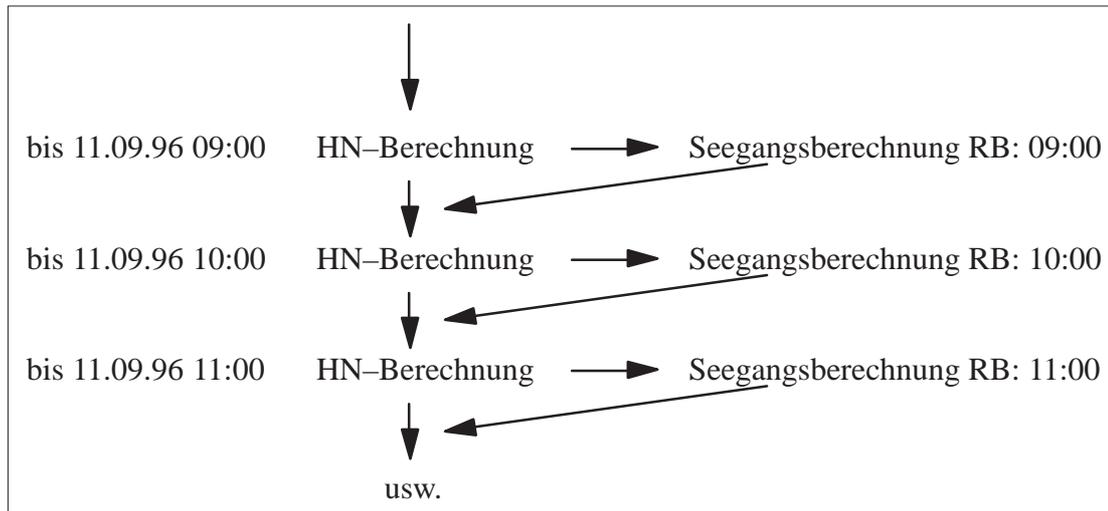


Abbildung 4.48: Ablaufschema der Kopplung Hydrodynamik und Seegang (RB=Randbedingung)

Die Ergebnisse aus der Wellenmodellierung sind in den Abbildungen 4.49 bis 4.53 für den gesamten Zeitraum aus Abbildung 4.47 dargestellt. Alle Berechnungen sind mit den Randwerten aus der Modellkette CSM – RDB – Meldorfer Bucht, den meteorologischen Verhältnissen aus den PRISMA-Daten und den Messungen an der Position 2 bei der Modellierung des Seegangs durchgeführt worden. Es ist eine gute Übereinstimmung zwischen Messung und Rechnung zu erkennen. Durch die Realisierung der Randwerte für das Wellenmodell allein aus Position 2 entstehen die Differenzen zwischen Rechnung und Messung an Position 1. Diese erscheinen allerdings nicht als zu gravierend, um hier Änderungen in der Behandlung des offenen Randes durchzuführen. Insgesamt lässt sich jedoch festhalten, dass unter Berücksichtigung des Modellierungsansatzes über die gesamte Modellkette CSM–RDB–Meldorfer Bucht, die Seegangmodellierung zufriedenstellend ist. Es kann mit Hilfe dieser Modellierungen der Einfluss der Kräfte aus den Wellenfeldern auf die Strömung im Folgenden diskutiert werden.

Abbildung 4.54 zeigt die berechnete Verteilung der Wellenhöhen im Modellgebiet für den Zeitpunkt 336 Stunden nach dem 01.09.1996, also den 14. September 1996 00:00.

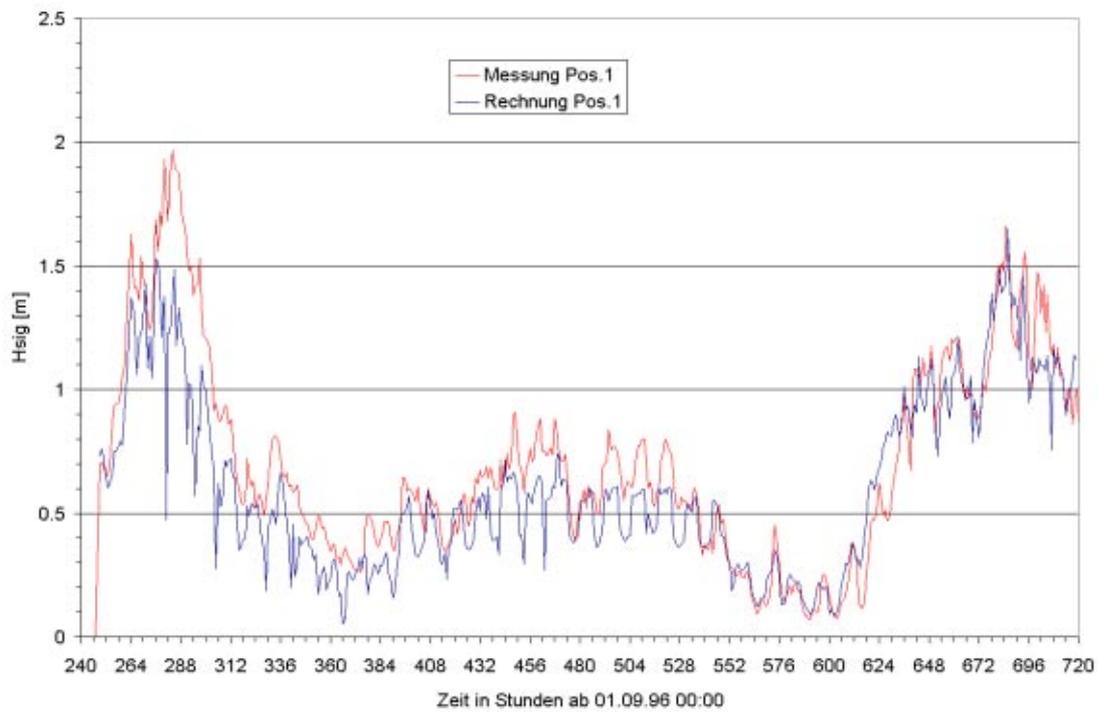


Abbildung 4.49: Vergleich der signifikanten Wellenhöhen an Position 1, Daten: AIR Husum und Forschungsstelle Küste Norderney

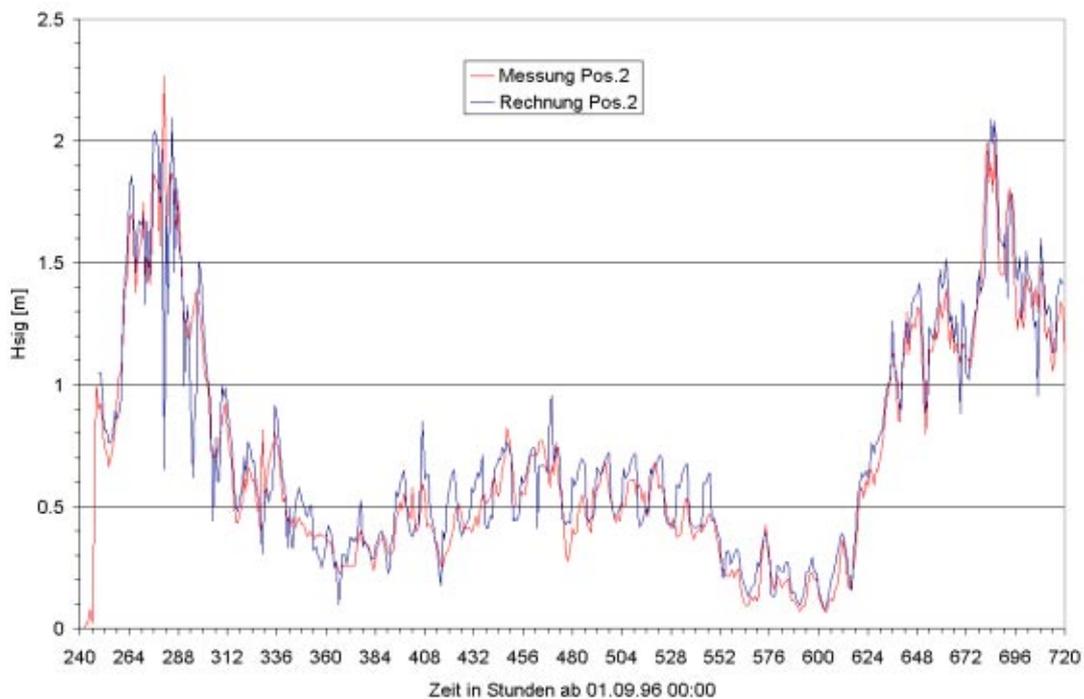


Abbildung 4.50: Vergleich der signifikanten Wellenhöhen an Position 2, Daten: AIR Husum und Forschungsstelle Küste Norderney

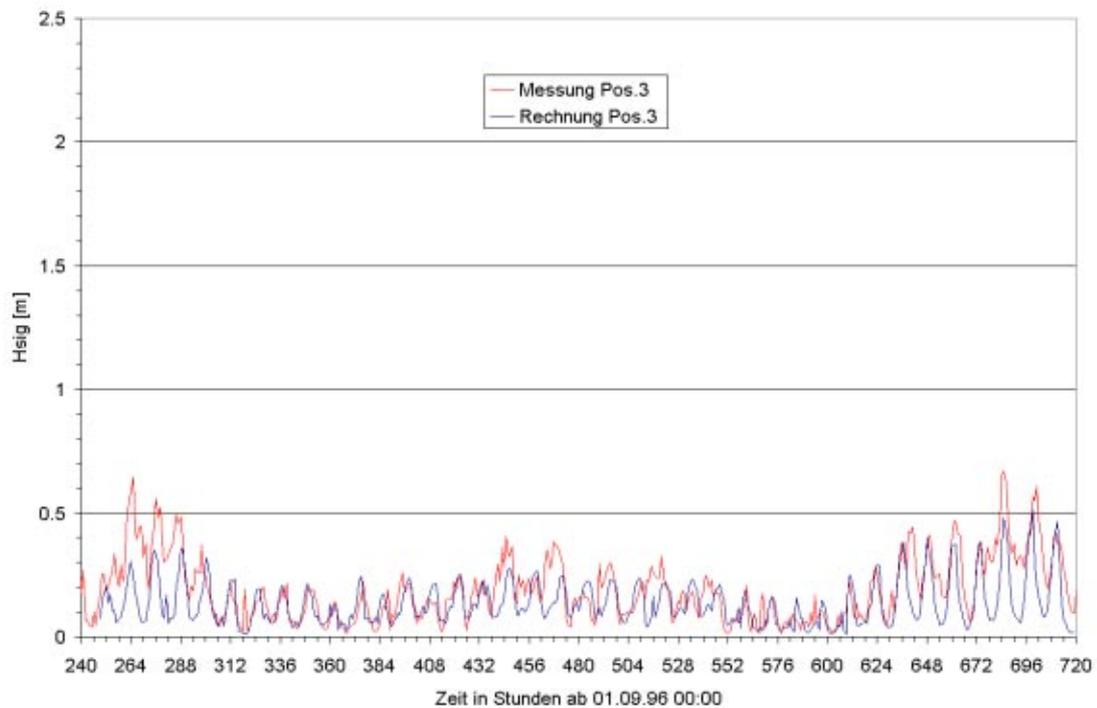


Abbildung 4.51: Vergleich der signifikanten Wellenhöhen an Position 3,
Daten: AIR Husum und Forschungsstelle Küste Norderney

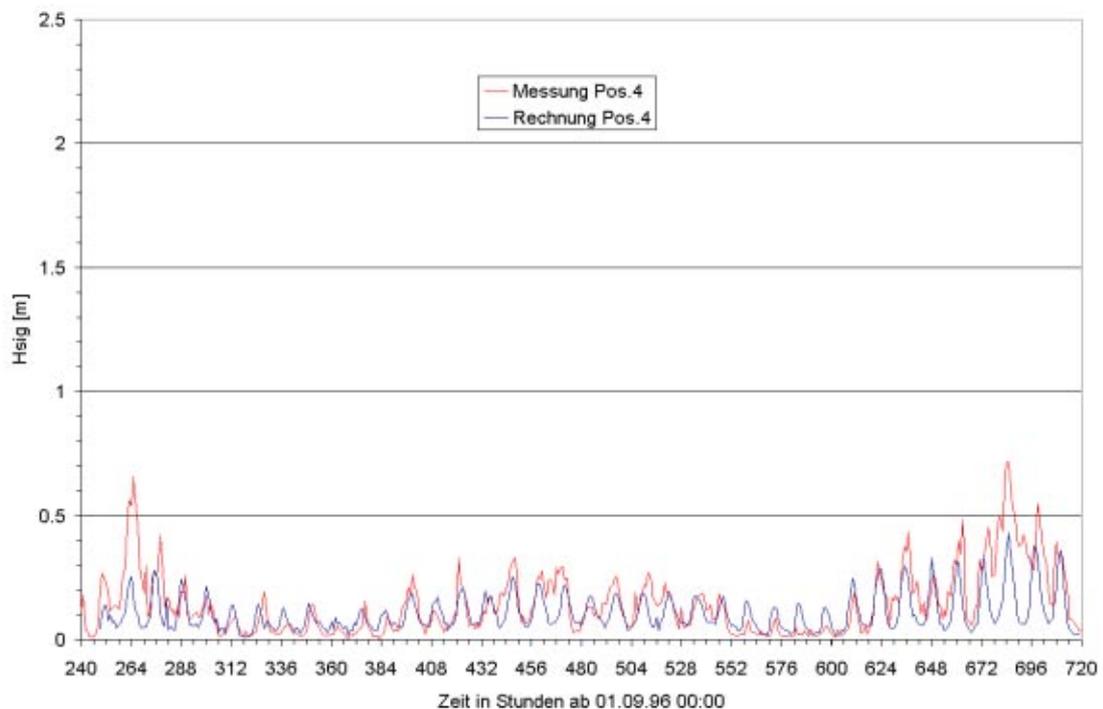


Abbildung 4.52: Vergleich der signifikanten Wellenhöhen an Position 4,
Daten: AIR Husum und Forschungsstelle Küste Norderney

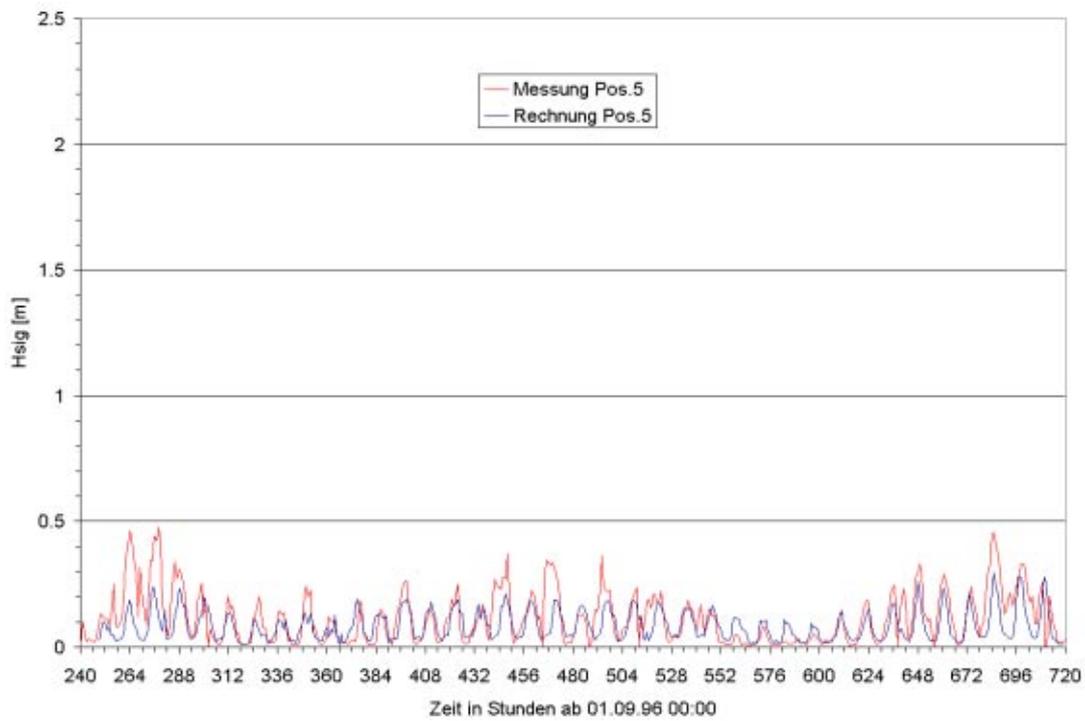


Abbildung 4.53: Vergleich der signifikanten Wellenhöhen an Position 5, Daten: AIR Husum und Forschungsstelle Küste Norderney

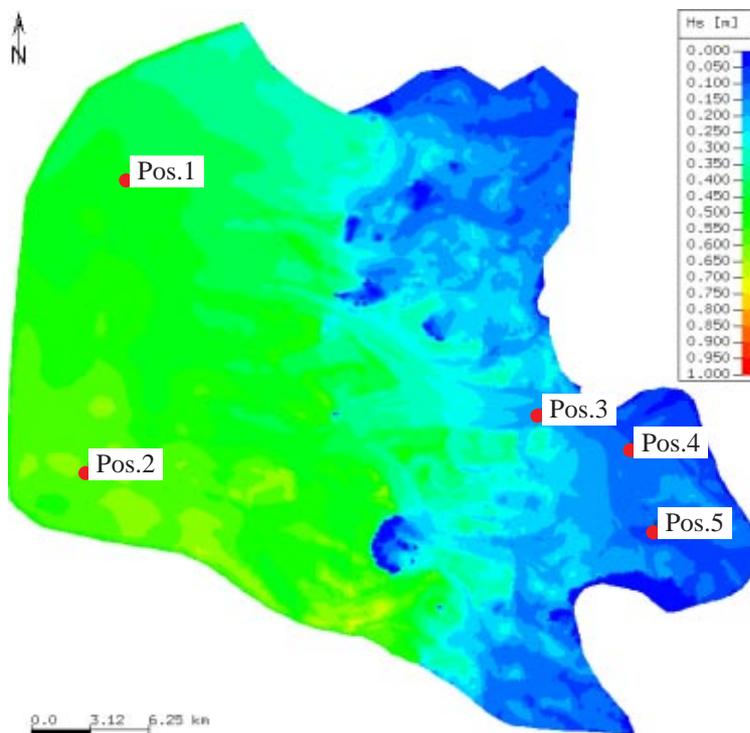


Abbildung 4.54: Verteilung der signifikanten Wellenhöhen zur Zeit 325 Stunden, September 1996, Simulation COWADIS

4.5.4 Einfluss des Seegangs auf die Strömungen

Die folgenden Auswertungen der Simulationen zeigen den Einfluss der Seegangsverhältnisse auf die Strömungen. In Abbildung 4.55 ist der Einfluss der welleninduzierten Kräfte auf die Wasserstände an den Positionen 3 bis 5 dargestellt. Pos 4 und 5 ist nur über einen kurzen Zeitraum zur Verdeutlichung des geringen Einflusses dargestellt. Die Ergebnisse zeigen, dass der Einfluss des Seegangs im modellierten Zeitraum vernachlässigbar ist. Dies zeigt sich auch an weiteren küstennahen Positionen die ebenfalls in die Auswertung einbezogen wurden.

Ein ähnlich geringfügiger Einfluss zeigt sich bei Betrachtung der u und v-Komponente der Strömungsgeschwindigkeiten. Nur während der kurzen Phase der Kenterung bei Tideniedrigwasser sind Differenzen in den Komponenten der Strömungsgeschwindigkeiten erkennbar. Auch bei der Auswertung küstennaher Positionen zeigt sich dieses Phänomen. Es kann also davon ausgegangen werden, dass ein Einfluss des Seegangs auf die Strömungen in dem hier betrachteten Zeitraum vernachlässigbar ist. Die maximalen signifikanten Wellenhöhen an den küstennahen Messbojen betragen nur selten bis zu 0,5 m was bereits auf einen nur sehr geringen Einfluss auf die Strömungen deutet. Weitergehende Untersuchungen im Hinblick auf morphodynamische Veränderungen unter Einfluss von Wellen finden sich im nächsten Kapitel.

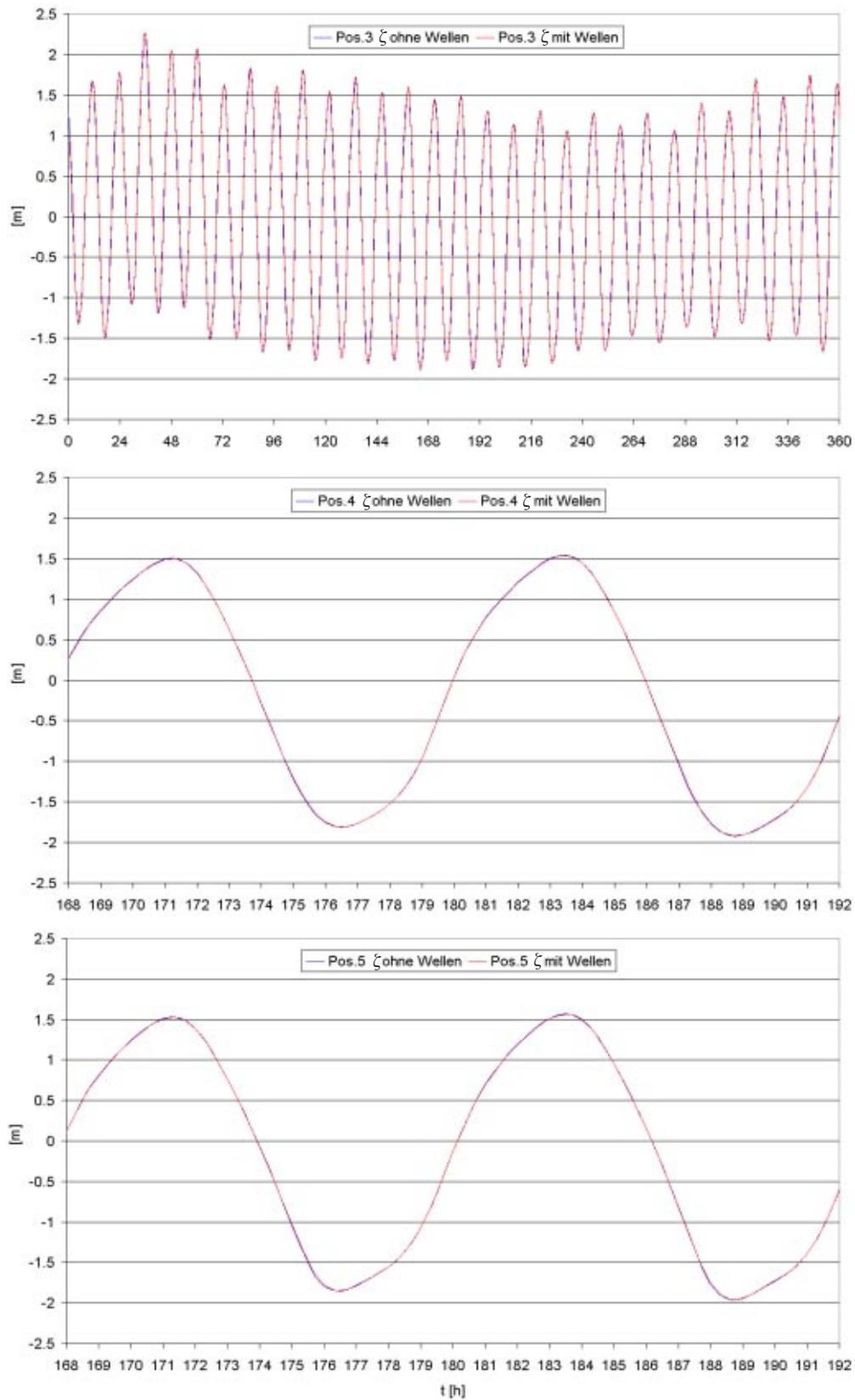
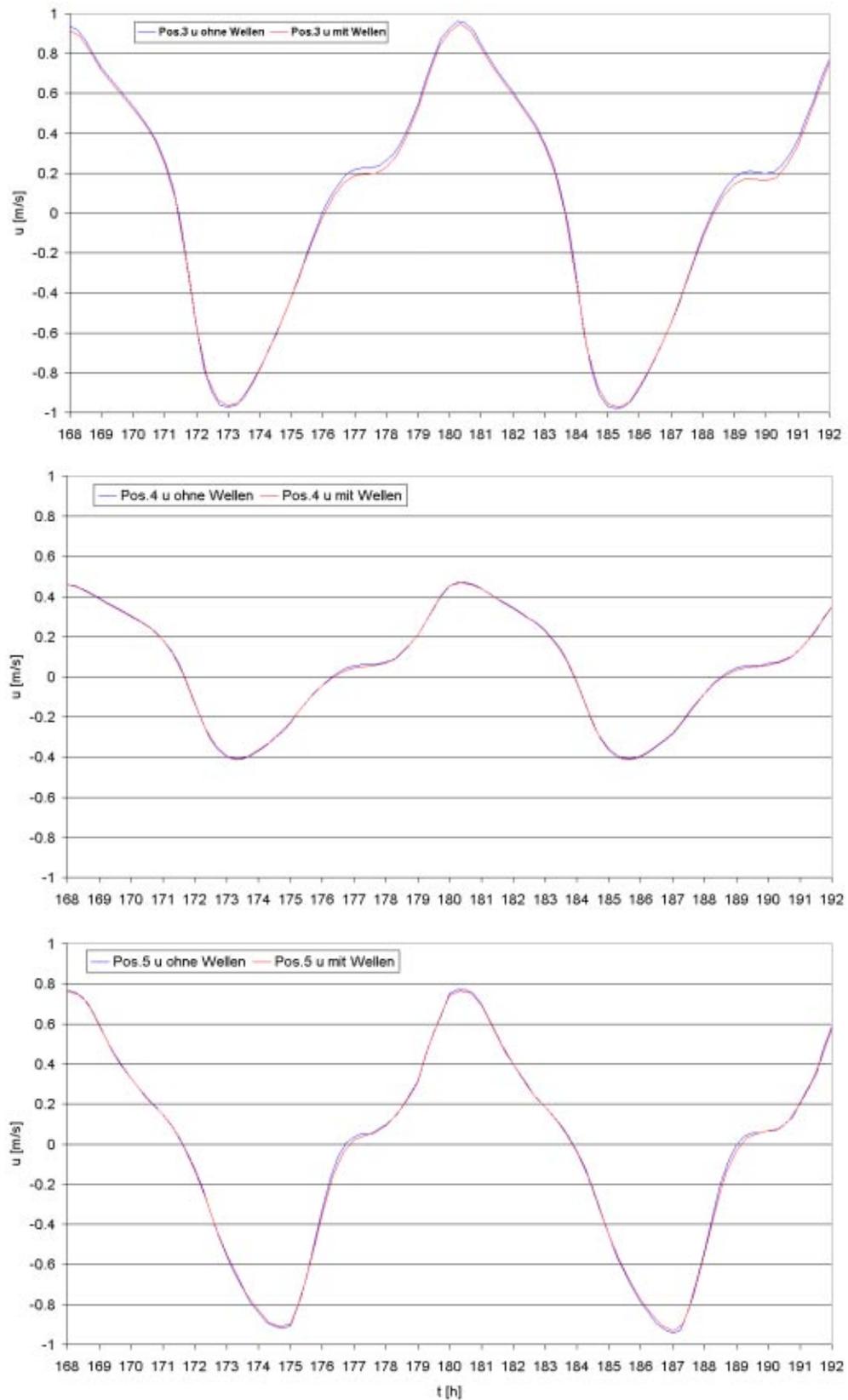
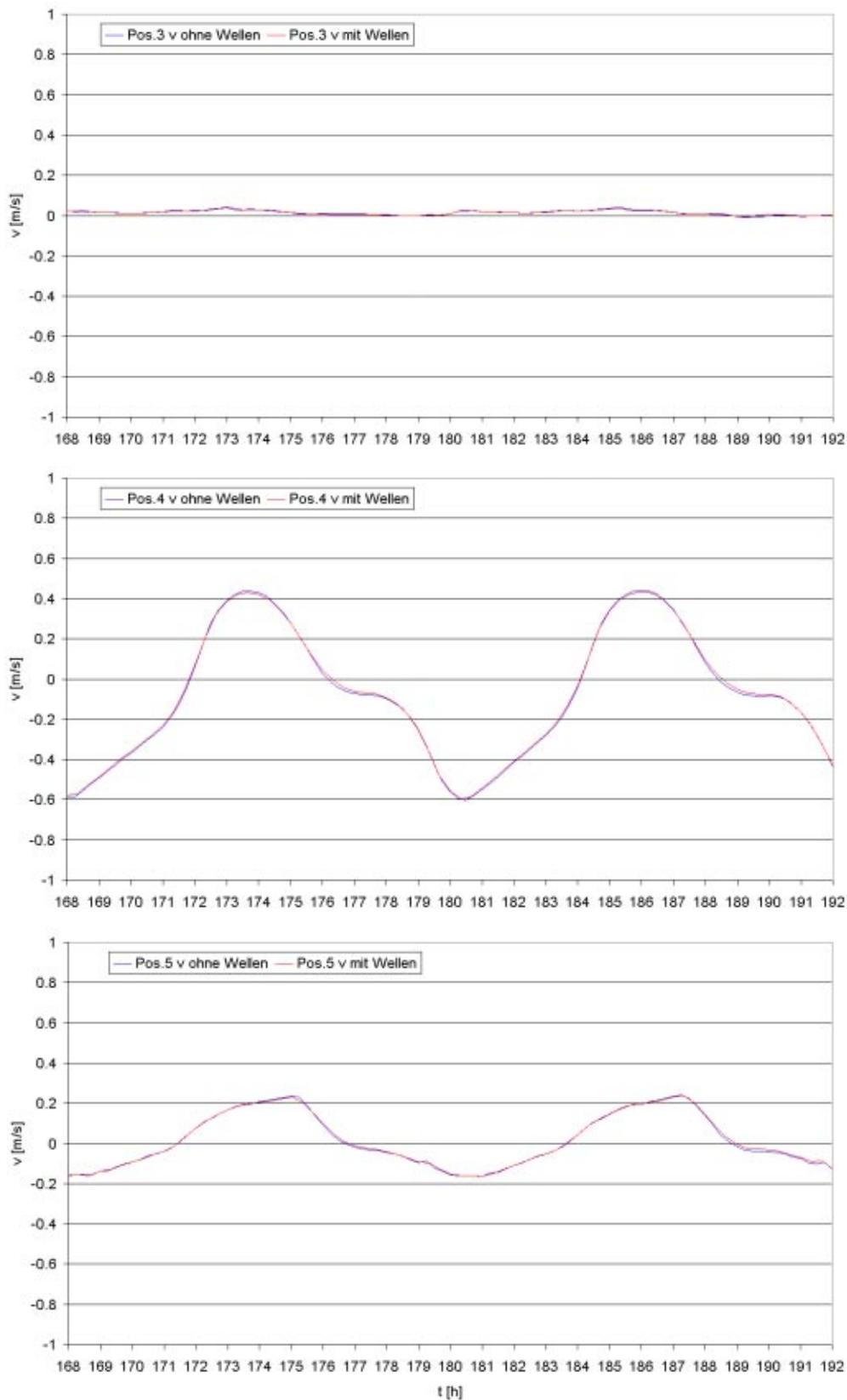


Abbildung 4.55: Einfluss des Seegangs auf den Wasserstand an Position 3 bis 5

Abbildung 4.56: Einfluss des Seegangs auf die u -Geschwindigkeit an Position 3 bis 5

Abbildung 4.57: Einfluss des Seegangs auf die v -Geschwindigkeit an Position 3 bis 5

4.6 Morphodynamik

In den vorangegangenen Kapiteln wurden bereits verschiedene Formulierungen der Transportkapazitätsberechnungen vorgestellt und auf einfache Systeme angewendet. Bei der Modellierung eines natürlichen Systems eines Ausmaßes wie dem Modell der Meldorfer Bucht kommt es darauf an eine Formulierung zu wählen, die den Gegebenheiten im System Rechnung trägt und numerisch stabil ist. Hier bietet sich die Formulierung nach Engelund–Hansen an, da bei ihr nicht ausschließlich der Transport am Boden berücksichtigt wird, sondern auch der Transport in Suspension approximiert wird. Die Formulierung nach Einstein und Bagnold wird zu Vergleichszwecken auch im Modell Meldorfer Bucht angewendet. Die Formulierung nach Bijker kommt bei einer Kurzfristsimulation zur Anwendung.

4.6.1 Die Morphologie der Meldorfer Bucht

Der Bereich der Meldorfer Bucht ist ein typisches Beispiel für ein Wattgebiet. Es besteht in der Hauptsache aus den großen Rinnen, die auch bei Ebbe schiffbar sind, und den eigentlichen Wattgebieten. Die Hauptrinne Piep, die von Ost nach West von Büsum zur offenen See zuläuft, spaltet sich in zwei Arme, die Süderpiep und die Norderpiep. Diese umfassen den Tertiussand, der in seiner zeitlichen Entwicklung in Abbildung 4.60 dargestellt ist. Durch die Süder– und Norderpiep wird die Meldorfer Bucht hauptsächlich mit Wasser und Sedimenten versorgt, ein weiterer Zulauf befindet sich südlich von Trischen. Dieser bildet mit einer Abzweigung aus der Süderpiep die von Norden auf Trischen zuläuft eine Einheit deren Zusammenschluss östlich von Trischen in der Zukunft möglich sein könnte.

Die mittlere Wassertiefe in den Rinnen beträgt etwa 10 m, der Maximalwert liegt bei 25 m. In den äußeren Bereichen der Meldorfer Bucht liegen verschiedene Sandbänke, die der einlaufenden Tidewelle und dem Seegang Widerstand entgegen setzen. Dies ist auch gut in Abbildung 4.54 zu erkennen, in den Außenbereichen wird der größte Anteil der Welleneenergie dissipiert. Die Sandbänke und intertidalen Flächen im inneren Teil der Bucht sind durchsetzt von kleineren Prielen, dies kann im Modell nur teilweise aufgelöst werden, da die Gitterweite hier der limitierende Faktor ist. Küstennah besteht die Berandung aus einem Deich mit vorgelagerten Salzwiesen, deren Breite von 10 m bis zu zwei Kilometern reicht.

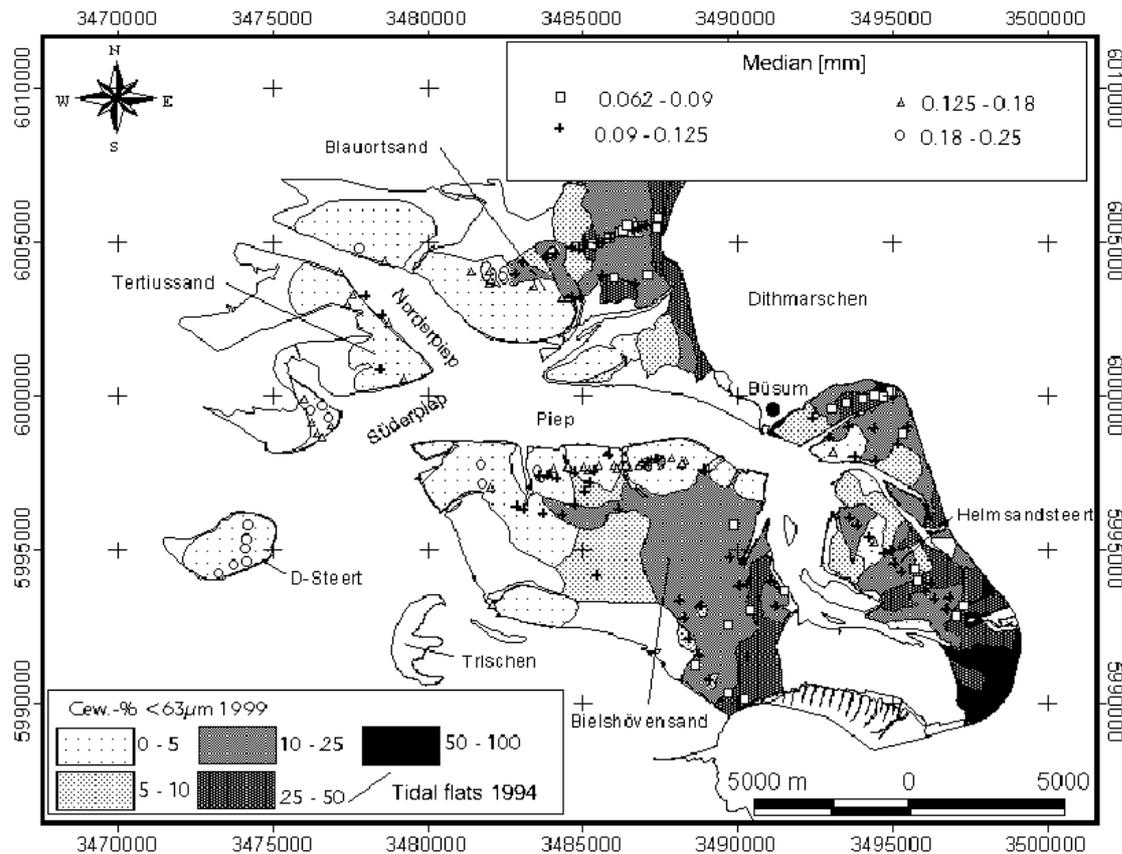


Abbildung 4.58: Verteilung der Sedimente auf den Wattflächen, aus [82]

Aus den Abbildungen 4.58 und 4.59 werden die Verteilungen der mittleren Korndurchmesser der vorliegenden Sedimente auf den Wattflächen und in den Rinnen ersichtlich. Die Daten wurden teilweise im Rahmen des Projektes PROMORPH aufgenommen. Mit zunehmender Entfernung von der Küstenlinie wird der Anteil der Feinsedimente geringer. Die Absetzvorgänge von transportierten Teilchen in der Wassersäule finden in der Nähe der Küstenlinie statt, hier wird dies durch Lahnungsfelder der Landgewinnung zunutze gemacht. In den mittleren bis äußeren Bereichen der Meldorfer Bucht herrschen Fein- bis Mittelsande vor. Insbesondere auf den Sänden Trischen, D-Steert, Tertius und Blauort sind sogar Mittelsande mit mittleren Korndurchmessern von 180 μm bis 250 μm vorhanden. Hier ist der Anteil der feinsten Fraktion von kleiner als 62 μm auch am geringsten.

Innerhalb der Rinnen wurden die Fraktionen der Sedimente mit Hilfe von Greiferproben und Side-Scan-Sonar Messungen ermittelt. Hier besteht der größte Anteil der untersuchten Flächen aus Fein- bis Mittelsanden mit mittleren Korndurchmessern von 63 μm bis 125 μm und 125 μm bis 300 μm . Eine Differenzierung der Anteile von 125 μm bis 250 μm und 250 μm bis 500 μm ist aufgrund der sehr ähnlichen Darstellungen im Side-Scan-Sonar

nicht möglich. Der größte Anteil der untersuchten Fläche besteht aus Feinsanden mit mittleren Korndurchmessern von 125 μm bis 300 μm .

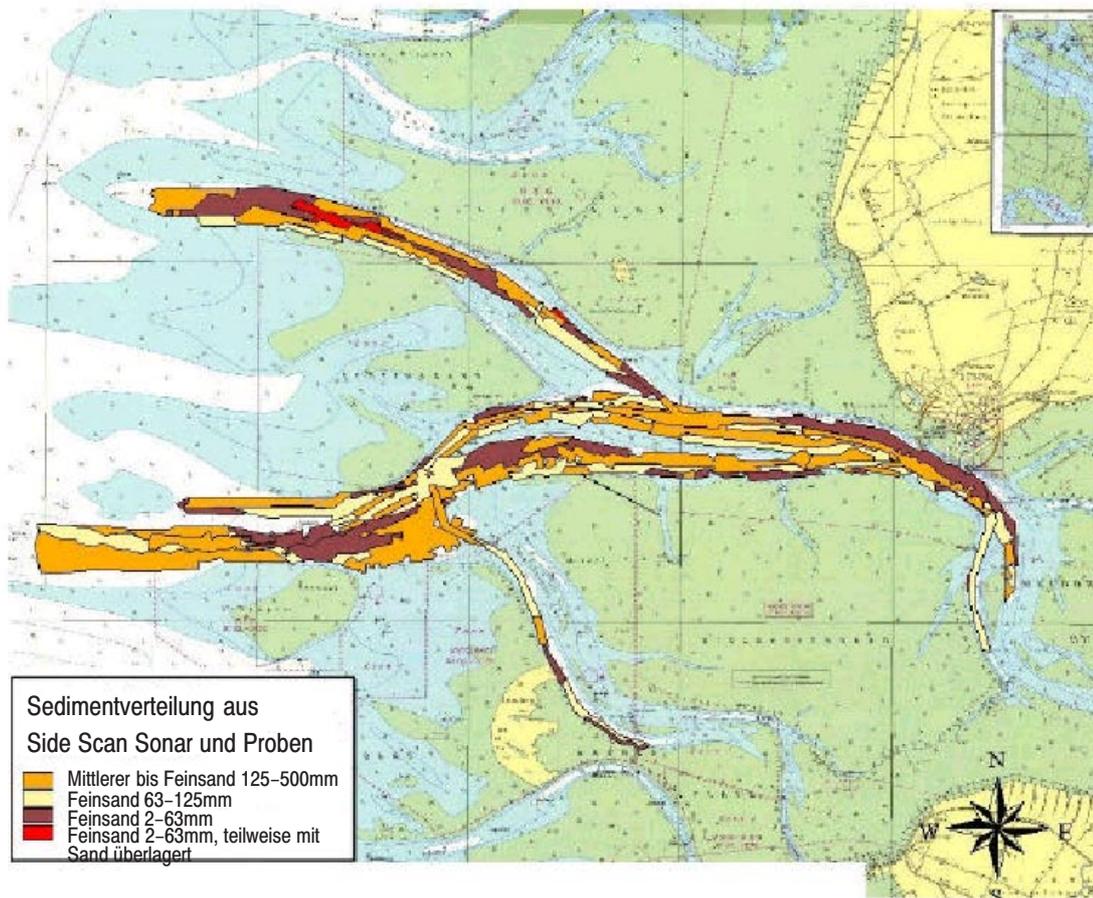


Abbildung 4.59: Verteilung der Sedimente in den Rinnen, aus [82]

4.6.2 Beobachtete mittel- bis langfristige Veränderungen

Die Meldorfer Bucht beinhaltet verschiedene interessante Teilgebiete die in ihrer Veränderung über die Zeit hochgradig dynamisch sind. Da in dieser Arbeit fast ausschließlich mit Bed-Load Transportkapazitätsformulierungen gearbeitet wird, sind insbesondere Umlagerungen von Prielen und Sandbänken von höherem Interesse. Hierzu ist in der Arbeit von Rausch [60] eine Auswertung von Teilgebieten der Meldorfer Bucht anhand von optischen Satellitendaten und Radarmessungen durchgeführt worden. Als Beispiel dient hier der Tertiusand in Abbildung 4.60. Es wurden die Berandungen bzgl. eines Wasserstandes von 1973, 1976 und 1984 über ein aktuelles Bild von 1997 aufgetragen. Hieraus werden unterschiedliche Bewegungen des Sandes ersichtlic.

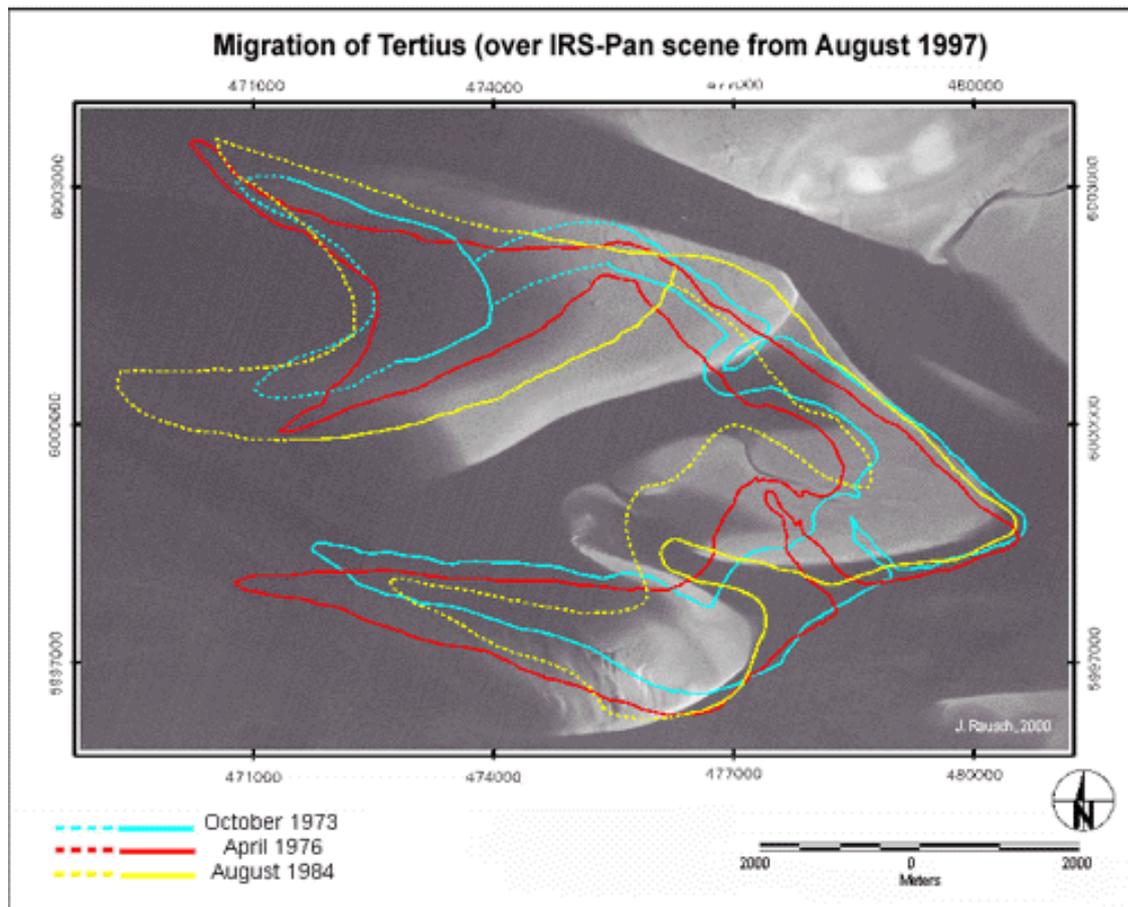


Abbildung 4.60: Entwicklung des Tertiusandes, aus [60]

Der östliche Rand des Tertiusandes bleibt über die dargestellten 24 Jahre relativ stabil. Der südliche Rand wird leicht nach Westen verdriftet, was auch gut an dem zunächst noch sehr schmalen Einschnitt, der mit den Jahren nach Südwesten wandert, zu sehen ist. Der südlichste Rand wird ebenso weiter nach Südwesten verschoben. Im Norden gibt es eine klare Tendenz des Sandes Richtung Norden und Osten. Ziel ist es solche Tendenzen zu ermitteln und in den Modellrechnungen wiedergeben zu können.

Eigene Auswertungen können mit den Daten der jährlichen Vermessungen des BSH durchgeführt werden. Als Datenbasis stehen die Vermessungen aus den Jahren 1977 bis 2000 zur Verfügung. In den Abbildungen 4.61 und 4.62 sind die aus Vermessungsfahrten gewonnenen Daten aus den Jahren 1977 und 1997 als Flächenplot dargestellt. Es handelt sich hierbei um die Originalmessdaten die zur Darstellung vernetzt wurden. Einige Bereiche auf denen das Hauptaugenmerk liegt sind gekennzeichnet, in den weißen Bereichen wurden keine Vermessungen durchgeführt. Die Ausschnitte sind im gleichen Maßstab und in ihrer Lage zum Bildrand gleich dargestellt.

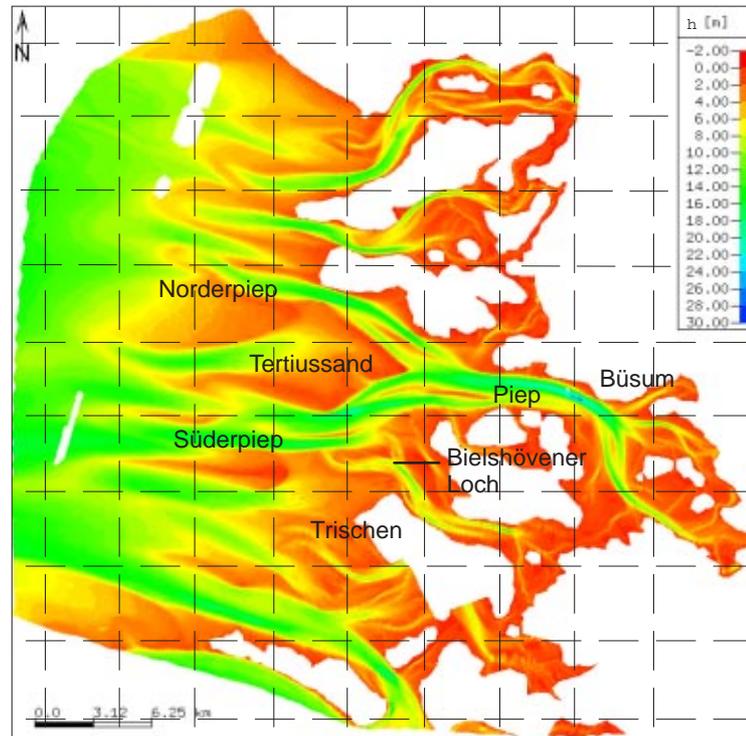


Abbildung 4.61: Bathymetrie 1977

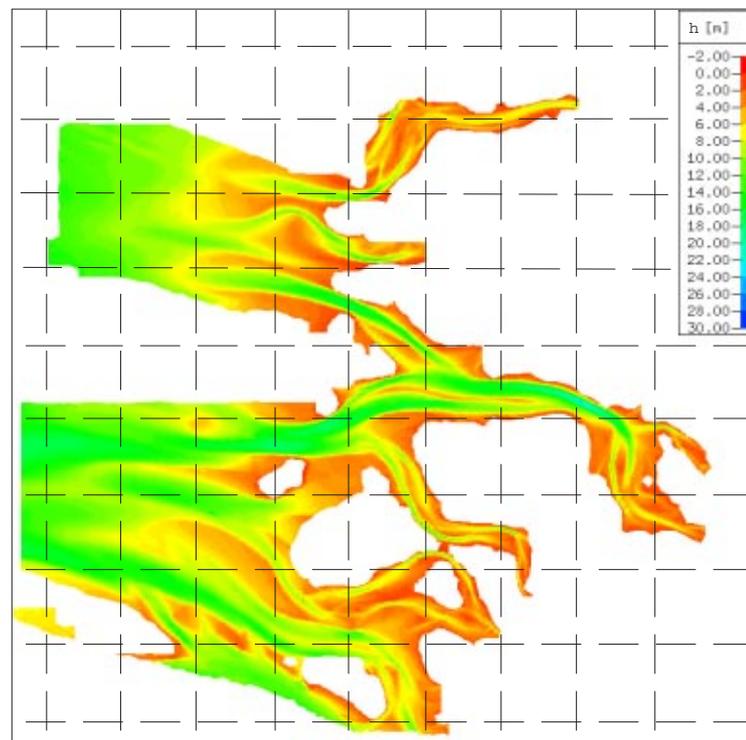


Abbildung 4.62: Bathymetrie 1997

In einem ersten direkten Vergleich der Tiefenverteilungen fallen bereits Veränderungen in dem dargestellten Zeitraum von 20 Jahren auf. Die Verlagerung des Einstroms in das Bielhömener Loch beispielsweise ist in dem Zeitraum weniger verzweigt und Richtung Osten verlagert worden.

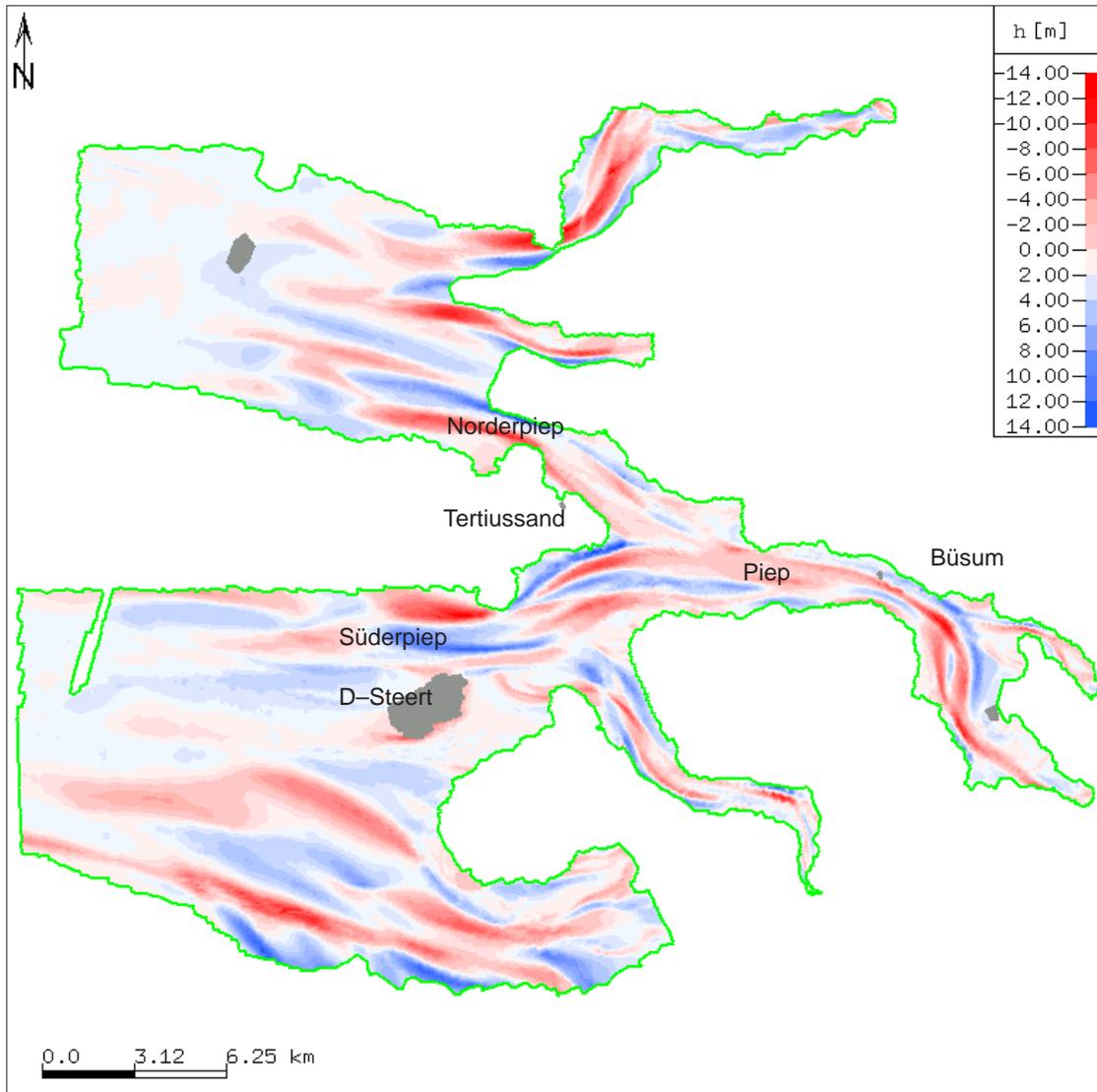


Abbildung 4.63: Differenzen Bathymetrie 1977 – 1997,
Blau: Vertiefung, Rot: Erhöhung, Grau: keine Vermessungsdaten

Eine genauere Analyse der Veränderungen lässt sich durch eine Darstellung der Differenzen der Bathymetrie erreichen. In Abbildung 4.63 ist dies für die Vermessungen aus den Jahren 1977 und 1997 durchgeführt worden. Es ist die Schnittmenge der vernetzten Vermessungspunkte dargestellt. Blaue Bereiche bedeuten eine Vertiefung der Bathymetrie innerhalb des dargestellten Zeitraumes von 20 Jahren, rote Bereiche eine Auflandung von Bodenmaterial. Der Bereich Tertiussand zeigt die gleichen Tendenzen wie sie bereits von

Rausch [60] durch ausgewertete Satellitenmessungen festgestellt wurden. Die große Sandbank in der Piep wird nach Norden verdriftet und bei Büsum wird die Biegung der Piep in Richtung Osten verlagert. In der Südrinne der Piep oberhalb des D-Steerts findet eine Vertiefung der Rinne statt. Es zeigen sich Umlagerungen in der Größenordnung von bis zu 14 m sowohl in der Anhäufung von Material, als auch in den Zonen des Materialabtrags. Es handelt sich beim inneren Teil der Meldorfer Bucht um ein morphologisch sehr aktives Gebiet.

4.6.3 Morphodynamische Simulationen

Zur Berechnung mittelfristiger Morphologieänderungen können unterschiedliche, bereits in Kapitel 3 erläuterte Techniken zur Anwendung kommen. Um geeignete Randbedingungen für die hydrodynamische Simulation zu erhalten, ist für den Bereich der Deutschen Bucht die Modellkette CSM-RDB-Meldorfer Bucht (Abbildung 4.64) entwickelt worden. Mit ihrer Hilfe ist es möglich, für die einzelnen Submodelle Randbedingungen zu erzeugen und nachfolgend die morphodynamischen Prozesse oder auch Seegangsverhältnisse in dem kleinskaligen Modell zu simulieren. Denkbar ist hier der Austausch des Submodells Meldorfer Bucht gegen andere Lokalmodelle des Bereiches Deutsche Bucht.

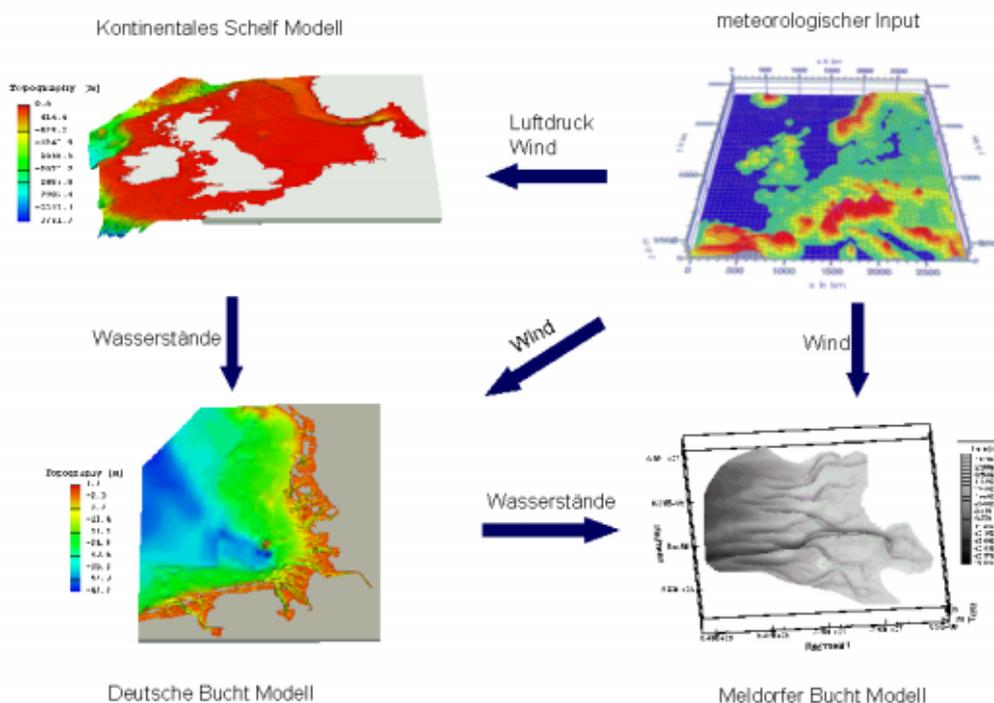


Abbildung 4.64: Kopplung der hydrodynamischen Modelle

Arbeiten zu morphodynamischen Mittelfrist- und Langfristmodellierungen sind im Bereich der deutschen Bucht von Hirschhäuser und Zanke [35] und [36] durchgeführt worden. Sie untersuchten den Einfluss von Anfangskornverteilungen und repräsentativen Windsituationen auf die Morphodynamik. Einen Überblick über einsetzbare Strategien zur mittelfristigen Modellierung gibt Latteux [39]. Die Strategie des Kontinuitäts-Updates, (s. Kap. 3) wurde von Roelvink [61] vereinfacht und auf ein Gebiet vor der niederländischen Küste angewendet. Er konnte gute Ergebnisse, insbesondere für Gebiete mit festen Strukturen, wie Hafentmolen erzielen. In dieser Arbeit wird mit einer eigenen, bereits erläuterten Strategie, die mittelfristige Simulation durchgeführt.

Die in dieser Arbeit durchgeführten morphodynamischen Modellierungen in der Meldorfer Bucht basieren auf den Vermessungsdaten des BSH und den Daten des Amtes für ländliche Räume in Husum. Zur Modellerstellung wurden die Daten des BSH von 1977 bis 1990, sowie die digitalisierten Küstenkarten auf das Berechnungsnetz interpoliert, so dass von einer Modellbathymetrie des Standes von 1990 ausgegangen werden kann. In der Abbildung 4.65 ist die Differenz zwischen den Vermessungen des BSH von 1995/96 und 1990 dargestellt. Es wurde hierbei von der Datenbasis 1995 ausgegangen. Die Bereiche die von den Daten nicht abgedeckt wurden, sind mit Daten aus der Vermessung von 1996 erweitert worden. Dargestellt ist die Schnittmenge der Punkte von 1995/96 und 1990. Graue Bereiche wiesen keine Daten in den Vermessungen auf. Auch in dieser Differenzendarstellung finden sich die gleichen Verhaltensmuster im Bereich Tertiusand, Norder- und Süderpiep, sowie der Piep im Bereich Büsum wie in der Darstellung der Veränderungen in den 20 Jahren von 1977 bis 1997 (vgl. 4.63). Zur Orientierung sind die Tiefenlinien mit dargestellt.

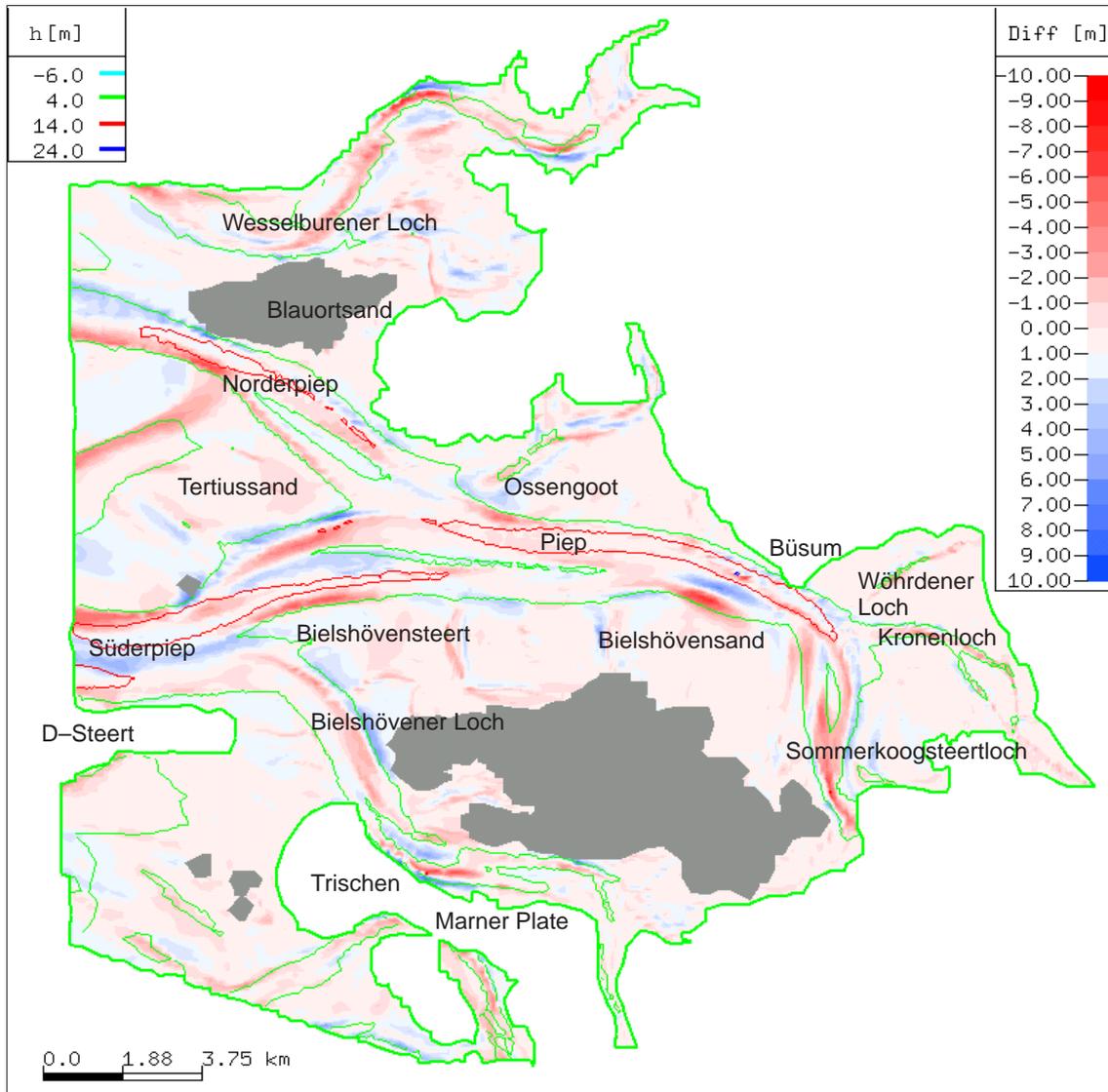


Abbildung 4.65: Differenzen Bathymetrie 1995/96 und 1990, Blau: Vertiefung, Rot: Erhöhung, Grau: keine Vermessungsdaten, Tiefenlinien zur Orientierung

4.6.4 Kurzfristige Simulation ohne und mit Welleneinfluss

Zur Untersuchung des Einflusses des Seegangs auf die morphodynamischen Prozesse ist der in Abbildung 4.47 dargestellte Zeitraum gekoppelt simuliert worden. Das Ablaufschema der Kopplung wird aus Abbildung 4.66 ersichtlich. Zunächst werden die Strömungsgrößen Durchfluss bzw. Geschwindigkeit und Wasserstände mit dem zweidimensional vertikal integrierten HN-Modell über den Zeitraum einer Stunde ermittelt. Diese Größen

gehen als Input in die Seegangsberechnung und später auch in die Berechnung der Morphodynamik ein. Die Seegangsberechnung findet stationär unter der Randbedingung zu jeder vollen Stunde statt. Der berücksichtigte hydrodynamische Zustand ist aus der HN-Berechnung ebenfalls zur vollen Stunde. Aus der Berechnung des Seegangs resultiert ein Wellenfeld welches als konstant über die folgende Stunde angenommen wird. Dieses Feld findet Eingang in die Berechnung der Morphodynamik und in die weitere Berechnung der Strömungsgrößen. Die berechnete Veränderung des Bodens wird sowohl bei der weiteren Berechnung der Strömungsgrößen, als auch bei der Seegangsberechnung berücksichtigt.

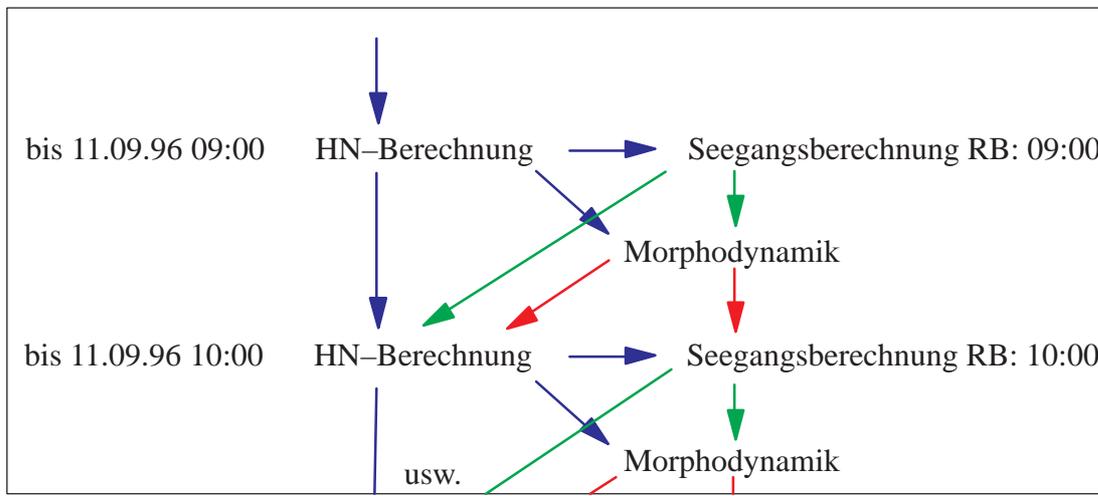


Abbildung 4.66: Ablaufschema der Kopplung Hydrodynamik, Seegang und Morphodynamik

Die Ergebnisse der vergleichenden Simulationen ohne und mit Welleneinfluss unter den Standardeinstellungen der Größen für die Bijker-Formulierung aus den Gleichungen (2.81) bis (2.88) sind in den Abbildungen 4.67 und 4.68 dargestellt.

Die Simulation ohne Welleneinfluss zeigt über den simulierten Zeitraum von 20 Tagen die Tendenzen der Bodenveränderungen wie sie auch in den längerfristigen Simulationen im folgenden Kapitel unter der Formulierung nach Engelund-Hansen auftreten. Der Wertebereich der Veränderungen bei der Formulierung nach Engelund-Hansen in den 20 Tagen (−0,3 m bis +0,3 m) liegt in einem kleineren Rahmen als bei den längerfristigen Simulationen (−10 m bis +10 m) unter Engelund-Hansen.

Die Ergebnisse der morphodynamischen Simulation unter Berücksichtigung des Seegangs mit der Formulierung nach Bijker weist wesentlich höhere Umlagerungen (−5 m bis +5 m) innerhalb der kurzen Simulationszeit von 20 Tagen auf. Die Lage der Zonen von Erosion und Deposition entsprechen der Lage in den längerfristigen Simulationen unter der Formulierung nach Engelund-Hansen (vgl. Abbildung 4.69). Die höheren Umlagerungen resultieren aus Transportkapazitäten die im Bereich der Rinnen bis zu einem Faktor 1000 höher

liegen, als bei der Berechnung nach Engelund–Hansen. Diese hohen Transportkapazitäten resultieren aus dem Transportanteil in Suspension aus der Formulierung nach Bijker in Gleichung (2.87). Wird die Rechnung nur mit dem Bed–Load Anteil durchgeführt ergeben sich Umlagerungen von nur $-0,05$ m bis $0,05$ m. Zurückzuführen ist dies auf die Werte die das Integral I , Gleichung (2.87), als Integral des Transports über die Wassersäule annimmt. Für eine Testrechnung über 24 Stunden nimmt es Werte von 0 bis 600 an, wodurch die Transportkapazitätsrate um ein Vielfaches erhöht wird. Der hier sensitive Parameter ist die Größe A die als Potenz in die Berechnung eingeht. Er setzt sich aus der Sinkgeschwindigkeit des Sediments, eine mit Unsicherheiten in der Bestimmung behaftete Größe, und der Geschwindigkeit u_{*cw} zusammen. Die Sinkgeschwindigkeit w_s wird aus einer Beziehung der Dichten, der Viskosität und dem mittleren Korndurchmesser nach Gleichung (2.66) bestimmt. Ein sensitiver Parameter ist hier die Viskosität, die folgende Tabelle gibt Aufschluss über die Wirkung einer Variation der Viskosität auf die Sinkgeschwindigkeit und auf den letztlich für die morphodynamischen Prozesse so stark einflussnehmenden Wertebereich des Integrals I für einen Punkt in der Rinne Piep bei Büsum während der simulierten Testphase von 24 Stunden.

Viskosität ν [m^2/s]	w_s [m/s]	I [–]
$5 \cdot 10^{-6}$	0,5	0 bis 4000
$1 \cdot 10^{-6}$	0,9	0 bis 600
$5 \cdot 10^{-7}$	0,95	0 bis 90
$1 \cdot 10^{-7}$	0,99	0 bis 4

Es zeigt sich bei einer Abweichung von der physikalisch korrekten Viskosität von $1,38 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ für Meerwasser bei 10 Grad, eine hohe Variabilität des Integrals I . Die Simulation mit dem Standardwert von $1 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ für die Viskosität ergab Veränderungen in der Morphologie von -5 m bis $+5$ m. Eine Vernachlässigung des Transports in Suspension hingegen nur von $-0,05$ m bis $+0,05$ m. Für eine Viskosität von $1 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ ergeben sich Veränderungen der Morphologie in den modellierten 20 Tagen von $-0,4$ m bis $+0,4$ m, was nahe an den Ergebnissen mit der Formulierung nach Engelund–Hansen liegt.

Da die Rechenzeiten für das Wellenmodell sehr hoch sind, wird auf eine weitere Untersuchung des Einflusses der Wellen auf die Transportkapazitäten an dieser Stelle verzichtet. Eine Berücksichtigung erscheint sinnvoll, jedoch können auch bei wesentlich geringeren Rechenzeiten mit der Formulierung nach Engelund–Hansen bereits gute Ergebnisse erzielt werden und so der Weg zur mittelfristigen Modellierung beschritten werden.

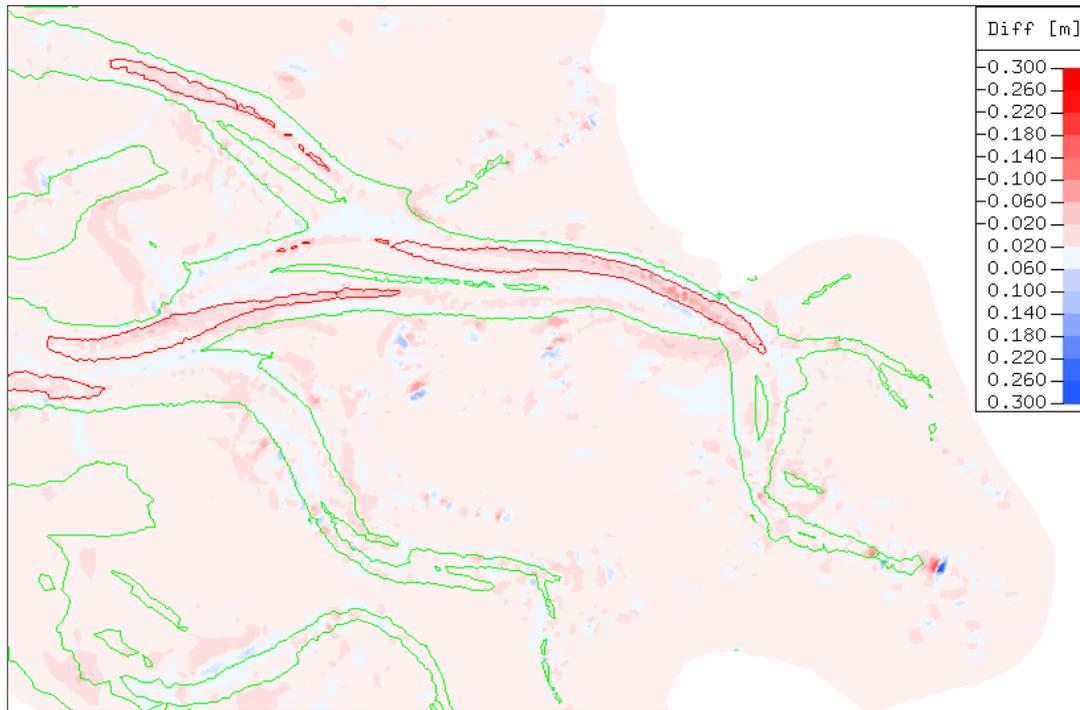


Abbildung 4.67: Ergebnisse der Simulation über 20 Tage (Sep.96) ohne Welleneinfluss, Formulierung Engelund–Hansen, Differenzendarstellung



Abbildung 4.68: Ergebnisse der Simulation über 20 Tage (Sep.96) mit Welleneinfluss, Formulierung Bijker, Differenzendarstellung

4.6.5 Mittelfristige Simulation: Ansatz nach Engelund–Hansen

Die erste hier vorgestellte mittelfristige Simulation ist mit der Formulierung nach Engelund–Hansen durchgeführt worden. Mittelfristig wird in dieser Arbeit als ein Zeitraum von 5 Jahren bei einer Gebietsausdehnung von 40 mal 40 km definiert. Dies ist konform zu den zuvor vorgestellten Definitionen aus der Literatur. Als Randbedingung wurde ein Nipp–Spring Zyklus, wie in Abbildung 3.6 dargestellt, gewählt. Die hydrodynamischen Größen werden, wie bereits beschrieben, über einen Zeitraum von 24 Stunden berechnet und sieben mal in Folge als Randbedingung in der morphodynamischen Simulation genutzt. Hierdurch wird eine schnellere Berechnung der morphodynamischen Prozesse bei gleichzeitig naturnahen Abfolgen der Strömungsgrößen erreicht. Nach erfolgreicher Simulation der morphodynamischen Prozesse dient die veränderte Bathymetrie als neuer Input für das Modell der Strömungen über die nächsten 24 Stunden.

Zur Auswertung der Simulation dienen Differenzen der Bathymetrie nach 5 Jahren simulierter Nipp–Spring Tide und der Startbathymetrie in Abbildung 4.69, sowie die Differenzen aus den Messungen 1995/95 und 1990 in Abbildung 4.65. Ausgehend von dieser ersten Simulation wird in den nachfolgenden Kapiteln der Einfluss verschiedener Parameteränderungen diskutiert.

Aus dieser ersten Simulation wird bereits deutlich, dass die maßgebenden Prozesse der Veränderung zum Großteil wiedergegeben werden können. Die Bezeichnungen der einzelnen Bereiche sind in Abbildung 4.65 zu finden. Im Folgenden wird das Gebiet von Norden nach Süden beschrieben. Das Wesselburener Loch liegt mit Kantenlängen von 150 m bis 500 m noch im Bereich des gröberen Gitters, wie in Abbildung 4.26 zu ersehen. Hier sind die simulierten Veränderungen in den fünf Jahren noch wesentlich gröber als in den südlicher gelegenen Regionen in denen die Kantenlänge zwischen 30 m und 200 m liegt. Allerdings zeigen sich auch in diesem gröberen Bereich Tendenzen die mit den gemessenen Veränderungen überein stimmen. So findet am Ostrand der Rinne eine Ablagerung von Material statt und auch die Anlagerung von Material am nördlichen Rand der gerade noch in den Vermessungen mit aufgenommen ist findet sich in der Modellierung wieder.

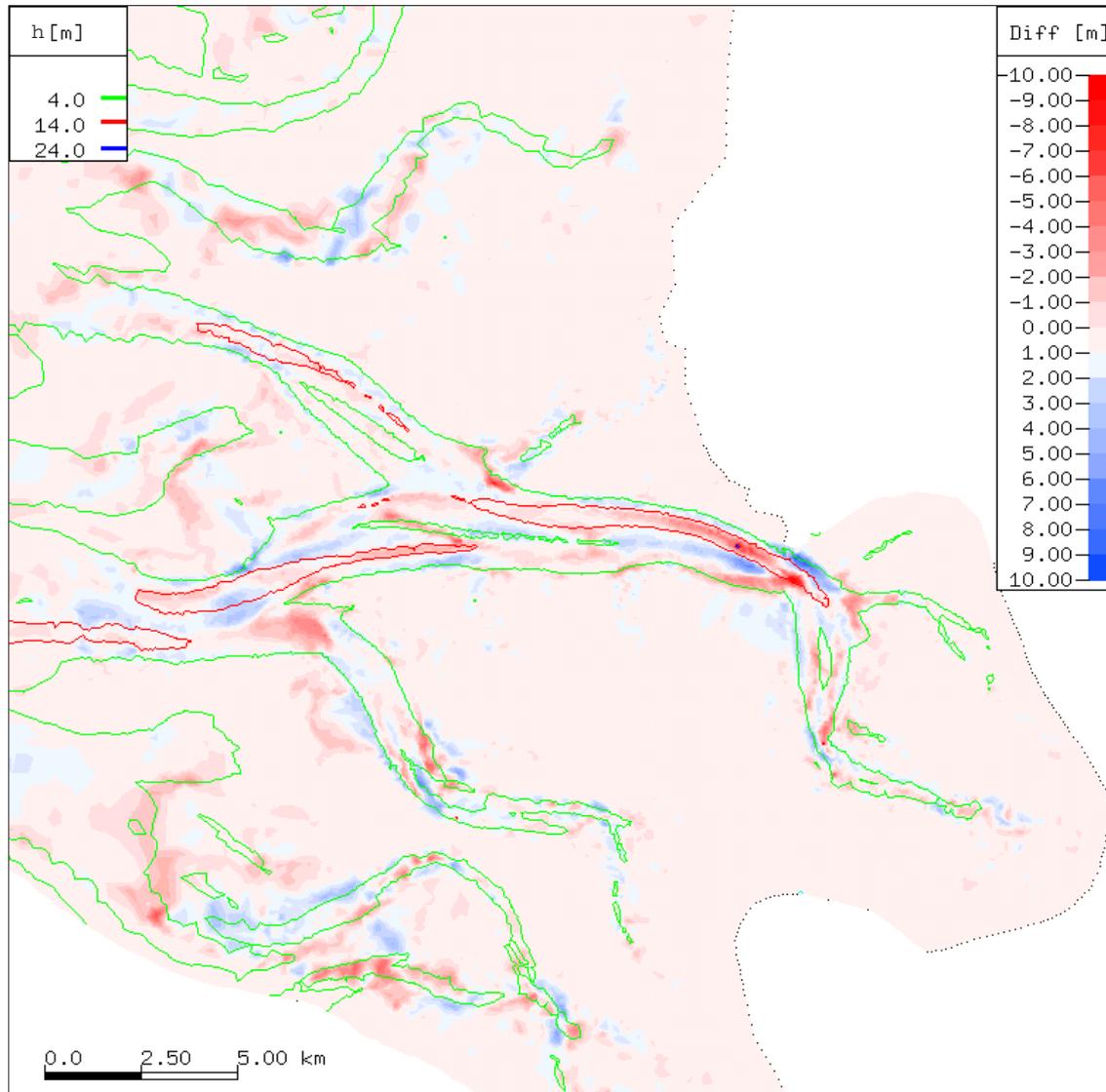


Abbildung 4.69: Differenz der berechneten Bathymetrie nach 5 Jahren unter Nipp-Spring-Zyklus Bedingungen und der Startbathymetrie, $d_{50} = 0,3$ mm Engelund-Hansen, Tiefenlinien zur Orientierung

Im Bereich südlich des Blauortsandes liegt der nördliche Zu- und Abfluss der Piep, die Norderpiep. Sie grenzt an den Tertius sand, dessen Entwicklung bereits in Abbildung 4.60 beschrieben wurde. Auch in dem Differenzenplot der Messungen zeigt sich die Entwicklung des nördlichen und südlichen Randes in Richtung der Rinnen und eine Erosion an der Ostspitze und süd-westlich der Ostspitze des Sandes. Diese Zone der Erosion wird in den Simulationen gut wiedergegeben, jedoch eine Verlagerung des Sandes am Nord- und Südrand in Richtung der Rinnen findet nicht oder bereichsweise nur unzureichend statt. In den Simulationen wirkt der Ebbstrom der Anlagerung von Material während der Flutstromphase in den Berechnungen zu stark entgegen. Diese Problematik findet sich ebenfalls im Be-

reich des Bielshövenener Lochs wieder. Hier findet im Modell während der Ebbphase ein Abtrag an der Westseite der Rinne statt, wohingegen eine Verlagerung der Rinne in Richtung Osten in den Vermessungen zu verzeichnen ist. Die Anlagerung von Material im nördlichen Bereich des Bielshövensteert wird im Modell wiedergegeben, allerdings findet eine zu starke Anlagerung von Material am Eingang zum Bielshövenener Loch statt.

Im Bereich Trischen wird ein Abtrag an der Marner Plate sowohl aus den Messungen, als auch aus den Simulationen deutlich. Im Bereich des Priels Ossengoot liegt die Verteilung der Erosions- und Depositionszonen in den Berechnungen sehr ähnlich zu denen in den Vermessungen. Nur am Ausstromrand des Priels ist die Anlagerung des Materials zu stark. Hier wird die ausräumende Wirkung des kleineren Priels gegenüber der Anlagerung von Material aus der Strömung der Norderpiep unterschätzt. Dies trifft auch für weitere kleinere Prielabzweigungen wie dem Kronenloch oder Wöhrdener Loch im Bereich Büsum zu.

Die Verlagerung der Piep im Bereich von Büsum wird tendenziell im Modell richtig erfasst. Die Anlagerung von Material am nördlichen Rand des Bielshövensand liegt im Modell zu weit östlich, der Bereich der Erosion wird jedoch gut wiedergegeben. Die Verlagerung der Rinne in Richtung Osten wird hier durch die ein- und auslaufende Strömung in der Biegung des Priels ebenfalls simuliert. Im weiteren Verlauf der Piep, dem Sommerkoogsteertloch, wird die Anlagerung von Material im Modell erfasst, jedoch die Gesamtverschiebung der Rinne Richtung Osten wie in der Norderpiep und dem Bielshövenener Loch nicht genau getroffen.

Insgesamt bleibt festzustellen, dass mit der vorgestellten Methode der Steuerung des morphodynamischen Modells durchaus Aussagen hinsichtlich der Veränderung von Rinnen in tidalen Gebieten getroffen werden können. In Abbildung 4.70 ist als Flächendarstellung die Tiefenverteilung im Bereich der Süderpiep und des D-Steert dargestellt. Es wird ersichtlich, dass die Entwicklung im Modell mit den gemessenen Tiefenverteilungen gut übereinstimmt und die Tendenzen der Vertiefung in der Süderpiep und die westwärts gerichtete Bewegung des kleinen Sandes oberhalb der Rinne gut wiedergegeben werden.

Bei der Auswertung bleibt zu beachten, dass die Simulationen mit einem Nipp-Spring-Zyklus durchgeführt wurden, so dass kein Einfluss von auftretenden Starkwindereignissen vorhanden ist. Desweiteren ist mit nur einer Korngröße über das gesamte Gebiet von $d_{50} = 300 \mu\text{m}$ simuliert worden. Änderungen dieser Einflussfaktoren werden im Folgenden behandelt.

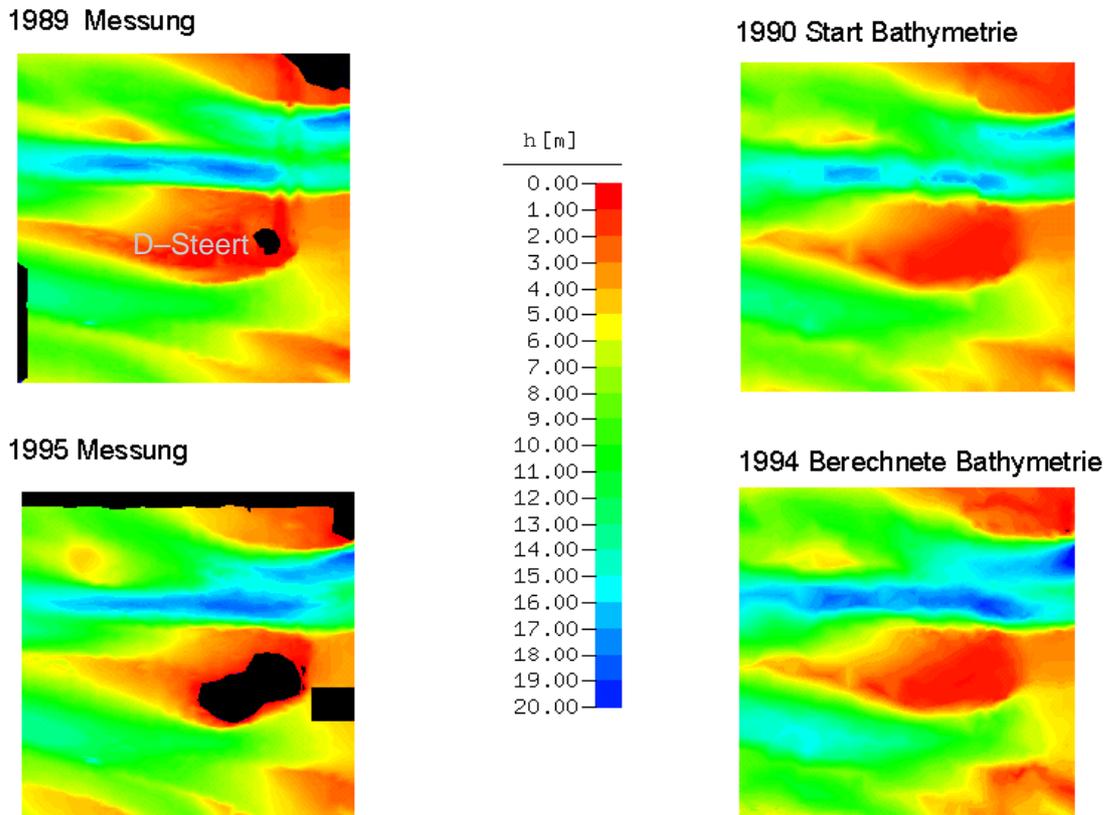


Abbildung 4.70: Gemessene und berechnete Bathymetrie in der Süderpiep mit D-Steert

4.6.6 Einfluss des mittleren Korndurchmessers

Um den Einfluss des mittleren Korndurchmessers zu untersuchen, wurde eine zweite Simulation mit einem feineren Sediment durchgeführt. Als Randbedingung dient der Nipp-Spring Zyklus wie zuvor, die Dauer der Simulation beträgt wieder fünf Jahre und das Sediment weist ein d_{50} von 0,1 mm auf. Die Ergebnisse sind als Differenzenplot in Abbildung 4.71 dargestellt. Es fällt auf, dass die berechneten Veränderungen in ihrer Lage den Veränderungen aus der vorherigen Simulation entsprechen. Es wird jedoch weniger Material verlagert als mit dem größeren Korn von $d_{50} = 0,3$ mm. Hier greift die Fallunterscheidung aus dem Ansatz nach Engelund-Hansen wie in den Gleichungen (2.75) dargestellt. In einem Bereich geringer Schubspannungen wird bei gleicher Schubspannung mit einem feineren Korn eine geringere Transportrate als bei einem größeren Korn berechnet. Dies ist exemplarisch in Abbildung 4.72 dargestellt.

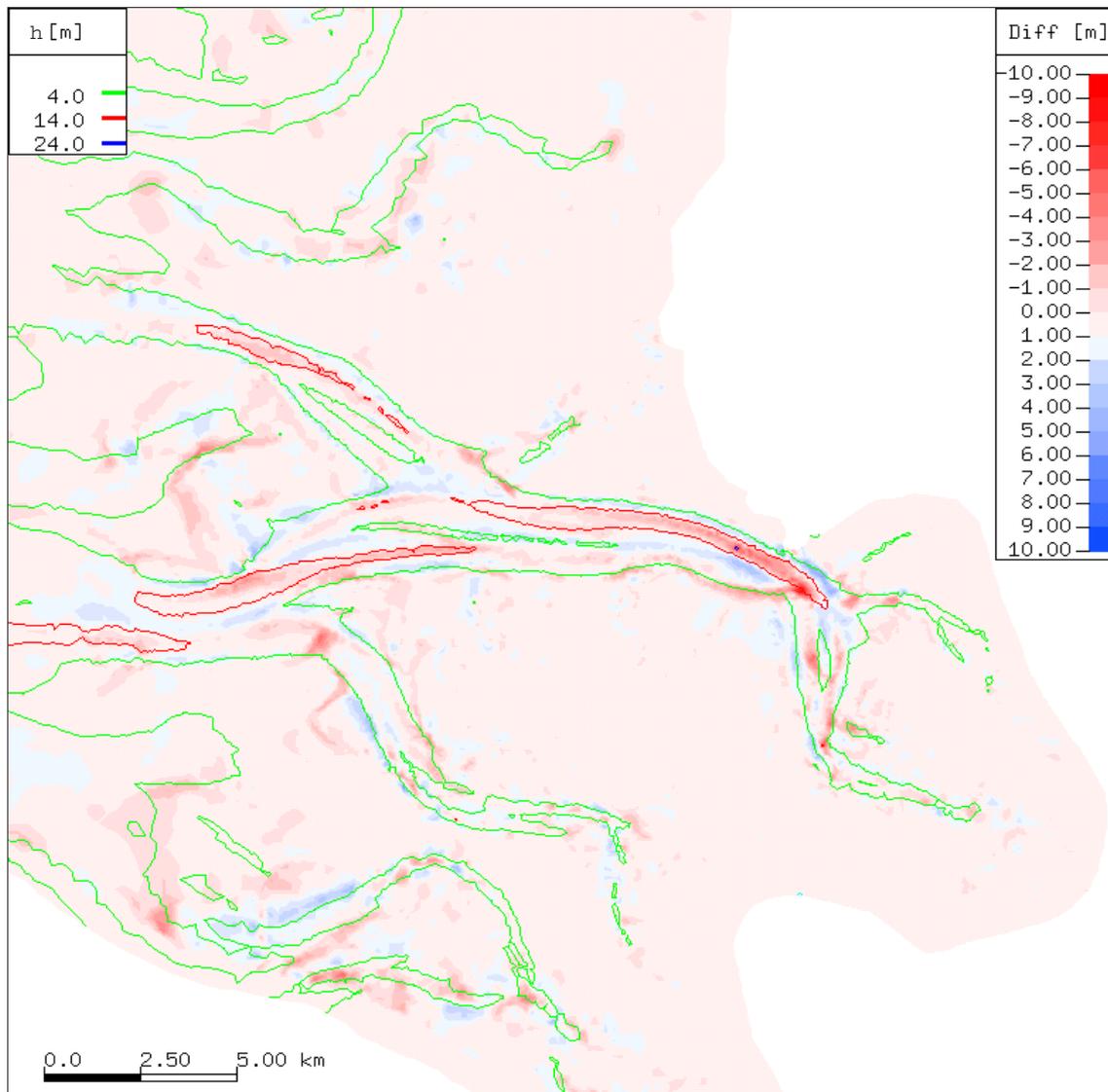


Abbildung 4.71: Differenz der berechneten Bathymetrie nach 5 Jahren unter Nipp-Spring-Zyklus Bedingungen und der Startbathymetrie, $d_{50} = 0,1$ mm, Engelund-Hansen, Tiefenlinien zur Orientierung

Für das Modell der Dünenbewegung aus Kapitel 3.5.3 sind die Schubspannungen und Transportraten in Abbildung 4.72 ins Verhältnis gesetzt worden. Bei einer Variation des mittleren Korndurchmessers ergeben sich die gezeigten Verläufe der Transportraten. Die im Modell Meldorfer Bucht auftretenden Schubspannungen liegen im Bereich der geringeren Werte, so dass bei gleicher Schubspannung bei dem feineren Korn eine geringere Transportrate für die Formulierung nach Engelund-Hansen ermittelt wird. Die Formulierung nach van Rijn hingegen weist nur in den kleinsten noch auftretenden Schubspannungen eine Kreuzung der Linien auf. Hier wird im weitaus größten Bereich bei geringem

Korndurchmesser auch am meisten transportiert, gegenüber weniger Transport bei größerem Korn.

Der Einfluss des mittleren Korndurchmessers wird hier anhand der Formulierung nach Engelund–Hansen dargestellt. Es lässt sich festhalten, dass die Umlagerungen örtlich gleich bleiben, nur die Beträge verändern sich. Dies ist abhängig von der gewählten Formulierung. Bei Formulierungen ohne der bei Engelund–Hansen eingeführten Fallunterscheidung wird sich das beschriebene Verhalten des Modells umkehren, bzw nicht so stark ausgeprägt darstellen.

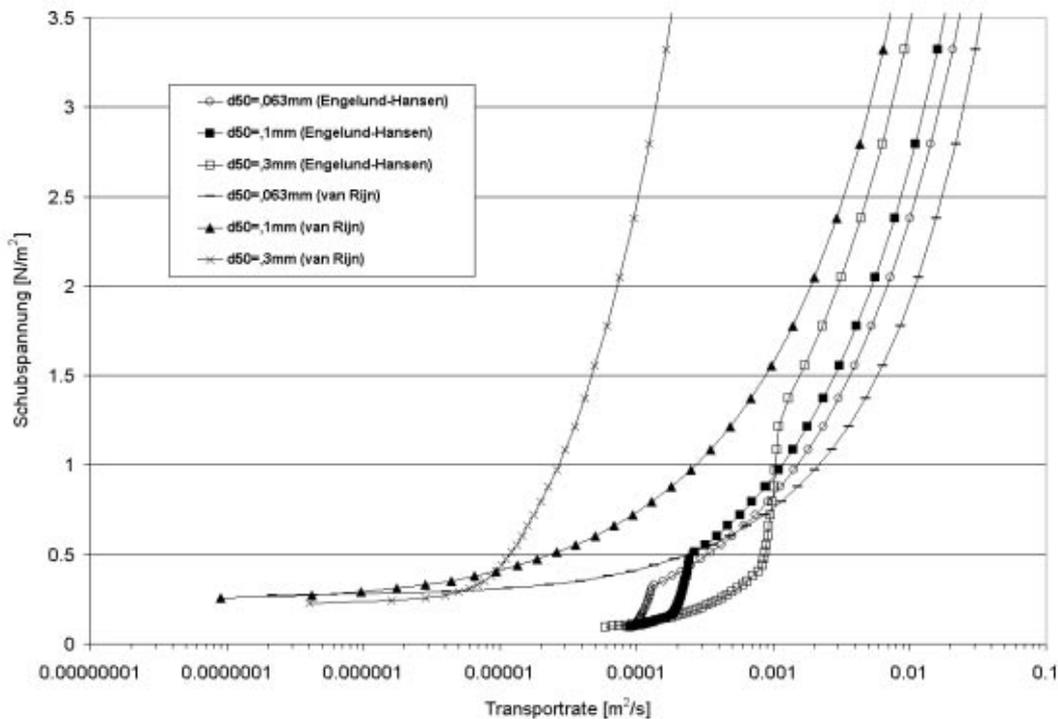


Abbildung 4.72: Transportraten in Abhängigkeit der Schubspannung und mittlerem Korndurchmesser

4.6.7 Ergebnisse unter Windeinfluss

Um den Einfluss von Sturmereignissen auf die Berechnung der morphodynamischen Prozesse zu untersuchen, ist nach dem Ansatz wie beschrieben in Abbildung 3.9, die Morphodynamik mit einer abgewandelten Abfolge von Randbedingungen simuliert worden. Die Randbedingung besteht nun nicht aus einem Nipp–Spring Zyklus, sondern aus einem realen Monat. Auch in diesem Fall wird zunächst über 24 Stunden die Strömung simuliert und nachfolgend die Ergebnisse sieben mal als Input für das morphodynamische Modell

genutzt. Somit wirken stark vom Wind beeinflusste Tiden sieben mal länger auf das Gebiet ein, als dies in der Realität geschah. Des Weiteren wird dieses Vorgehen so lange wiederholt bis die Simulationszeit von fünf Jahren erreicht ist. Somit wiederholt sich der in diesem Fall extrem lang anhaltende Sturm alle sieben Monate.

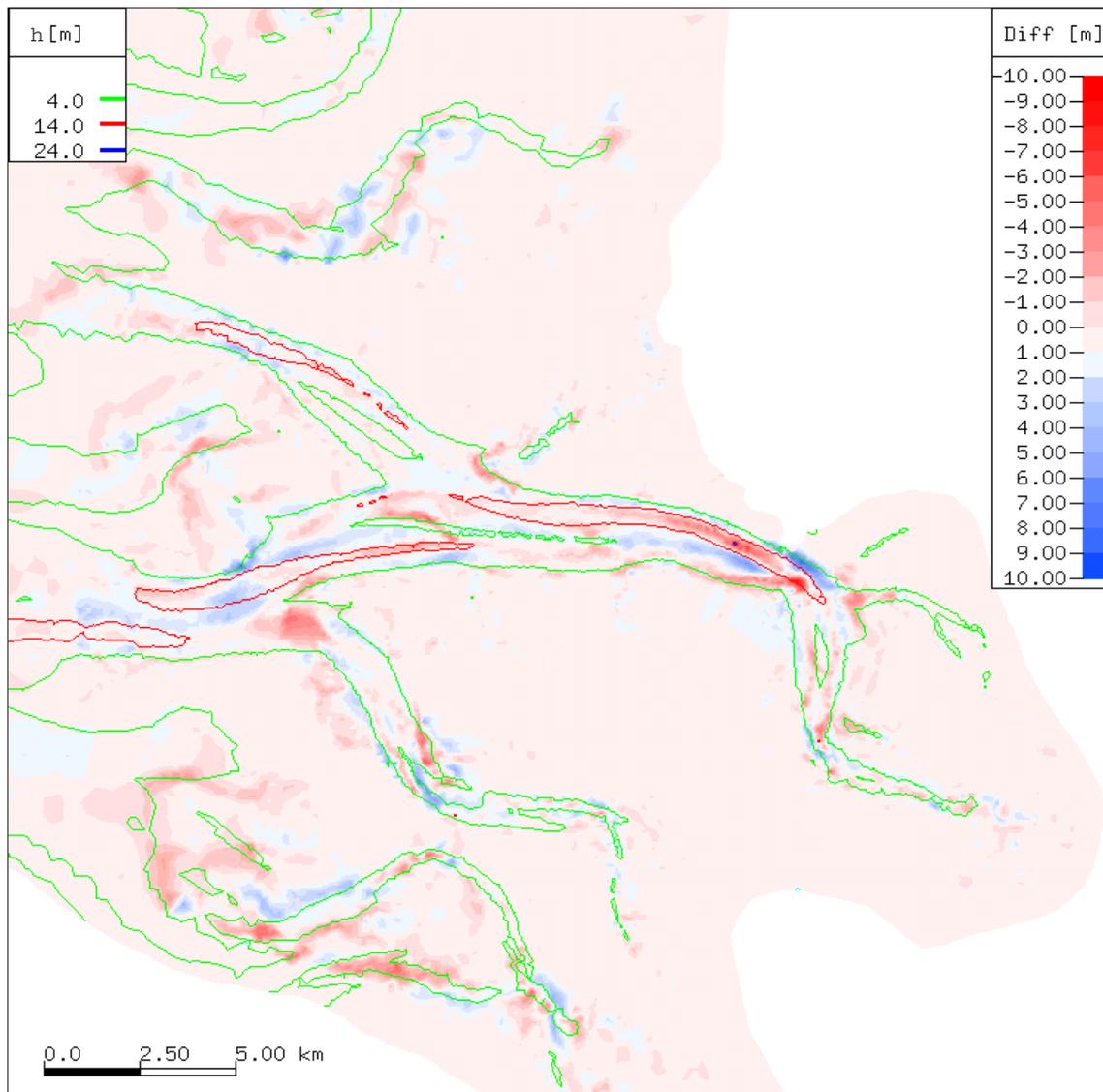


Abbildung 4.73: Differenz der berechneten Bathymetrie nach 5 Jahren unter Wind Bedingungen und der Startbathymetrie, $d_{50} = 0,3$ mm, Engelund–Hansen, Tiefenlinien zur Orientierung

In Abbildung 4.73 ist das Ergebnis der Simulation dargestellt. Auf den ersten Blick sieht die Veränderung gleich der unter Nipp–Spring Bedingungen erzeugten Simulation aus. Bei Betrachtung der westlichen Prielränder der Norderpiep, des Bielshöveners Lochs und des Sommerkoogsteertlochs fällt jedoch eine Verschiebung der Differenzen im Vergleich mit der Nipp–Spring Simulation aus Abbildung 4.69 in Richtung Osten auf. Dies lässt auf ei-

nen Einfluss des Windes hin zu naturnaheren Ergebnissen als unter einem reinen Nipp-Spring Zyklus schließen. Die Abbildung 4.74 zeigt dies genauer. Hier ist auf der linken Seite die resultierende Bathymetrie unter Nipp-Spring Bedingungen und auf der rechten Seite die resultierende Bathymetrie unter dem realen Monat für die fünf Jahre Simulation dargestellt. Der Schnitt verdeutlicht die Veränderung der Ergebnisse unter Windeinfluss.

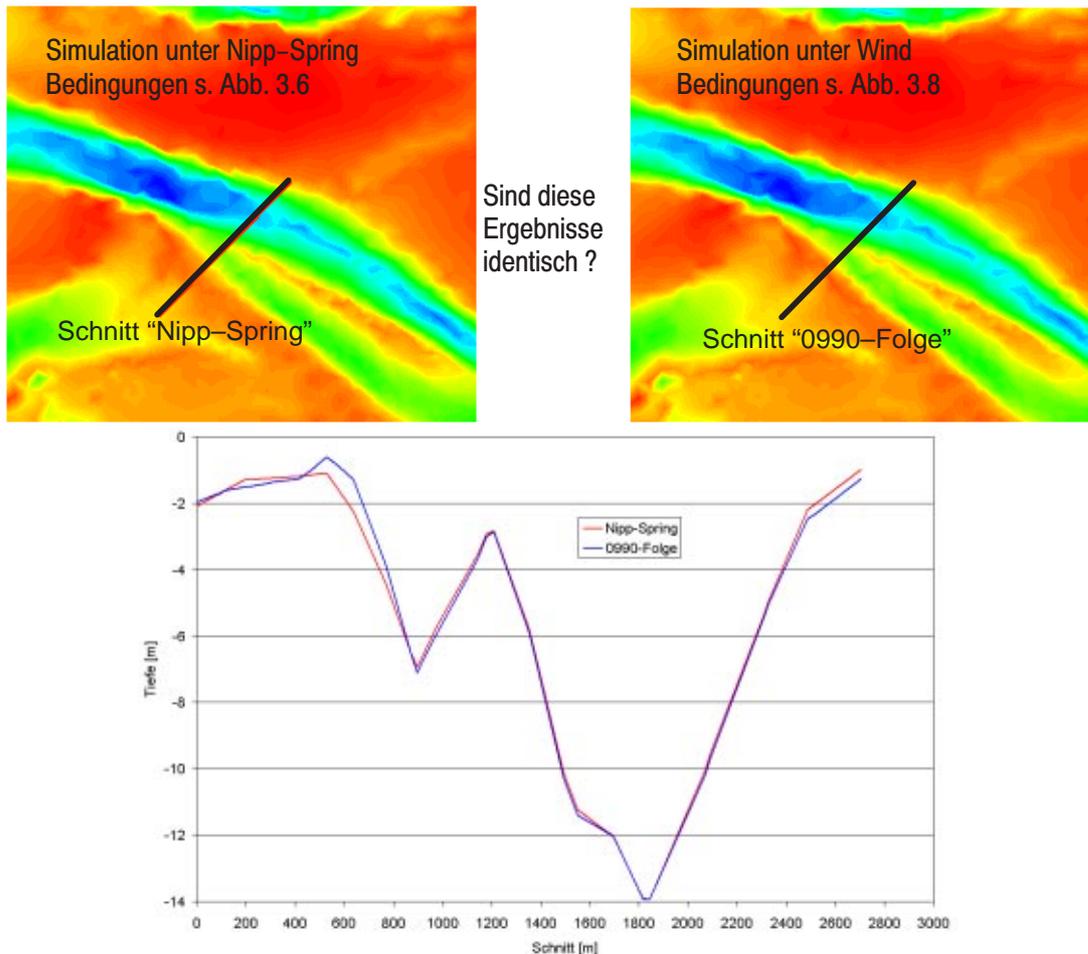
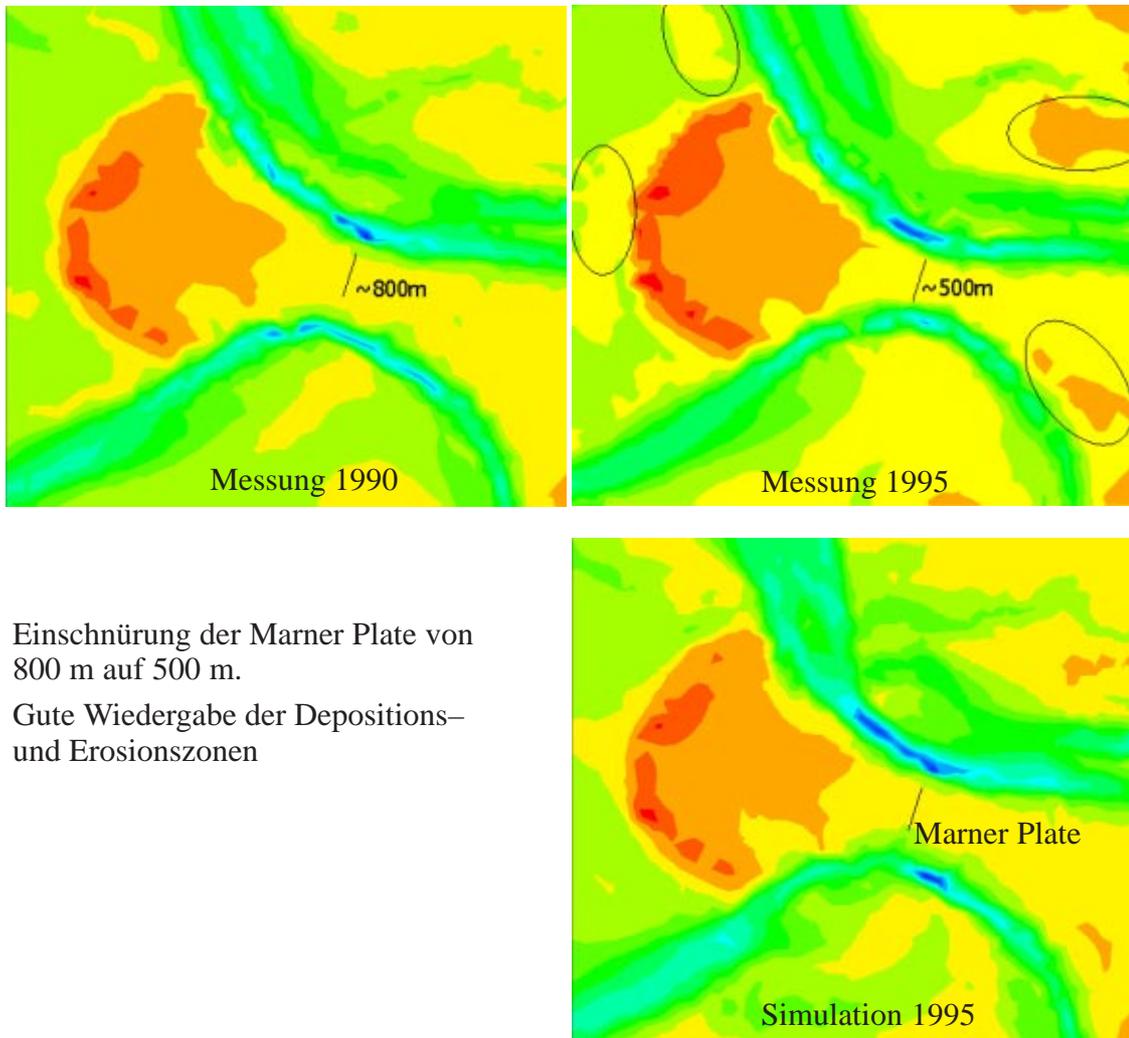


Abbildung 4.74: Einfluss der Randbedingungen auf die resultierende Bathymetrie

Eine weitere Simulation unter Windeinfluss, sowie einem feineren Korn von 0,2 mm bringt keine Verbesserung der Ergebnisse. Das zuvor beschriebene Phänomen der geringeren Umlagerung infolge des Verlaufes der Transportraten in Bezug zur Schubspannung tritt hingegen auch bei dieser Simulation auf.

Ein weiteres Ausschnittsbild des Gebietes um die Insel Trischen (Abbildung 4.75) zeigt gute Ergebnisse hinsichtlich der Umlagerungstendenzen. Während die Marner Plate in den Jahren 1990 bis 1995 deutlich erodiert wird, treten in den eingekreisten Teilflächen auch Anlagerungstendenzen auf. Die Messung 1990 dient gleichzeitig als Startbathymetrie. Die Simulation 1995 zeigt sehr ähnliche Tendenzen, wie das darüber angeordnete Bild der

Messung aus dem Jahre 1995. Der die Marner Plate teilende Strich dient als Anhaltspunkt für Vergleiche.



Einschnürung der Marner Plate von 800 m auf 500 m.

Gute Wiedergabe der Depositions- und Erosionszonen

Abbildung 4.75: Ergebnisse unter Windbedingungen bei der Insel Trischen

Neben der gezeigten Auswertung der Tiefenverteilungen und der Differenzendarstellungen lässt sich eine Veränderung der Bathymetrie durch die Bestimmung der Veränderung der Volumina unterhalb oder oberhalb eines Bezugsniveaus in verschiedenen Gebieten beschreiben. Hierzu sind die in Abbildung 4.76 dargestellten Polygone erstellt worden. Diese umfassen drei große Wattgebiete der Meldorfer Bucht: die innere Meldorfer Bucht (Polygon 1), den Bielshövensand (Polygon 2) und den Blauortsand (Polygon 3). Die Messungen basieren auf den Daten des BSH, welche jedoch nicht in jedem Jahr für alle Gebiete vorliegen und auch nicht immer die gesamten Polygone abdecken. Die jährlich vorliegenden Daten des BSH wurden jeweils auf das Berechnungsgitter des Modells Meldorfer Bucht interpoliert und so untereinander und mit den Rechnungen vergleichbar gemacht.

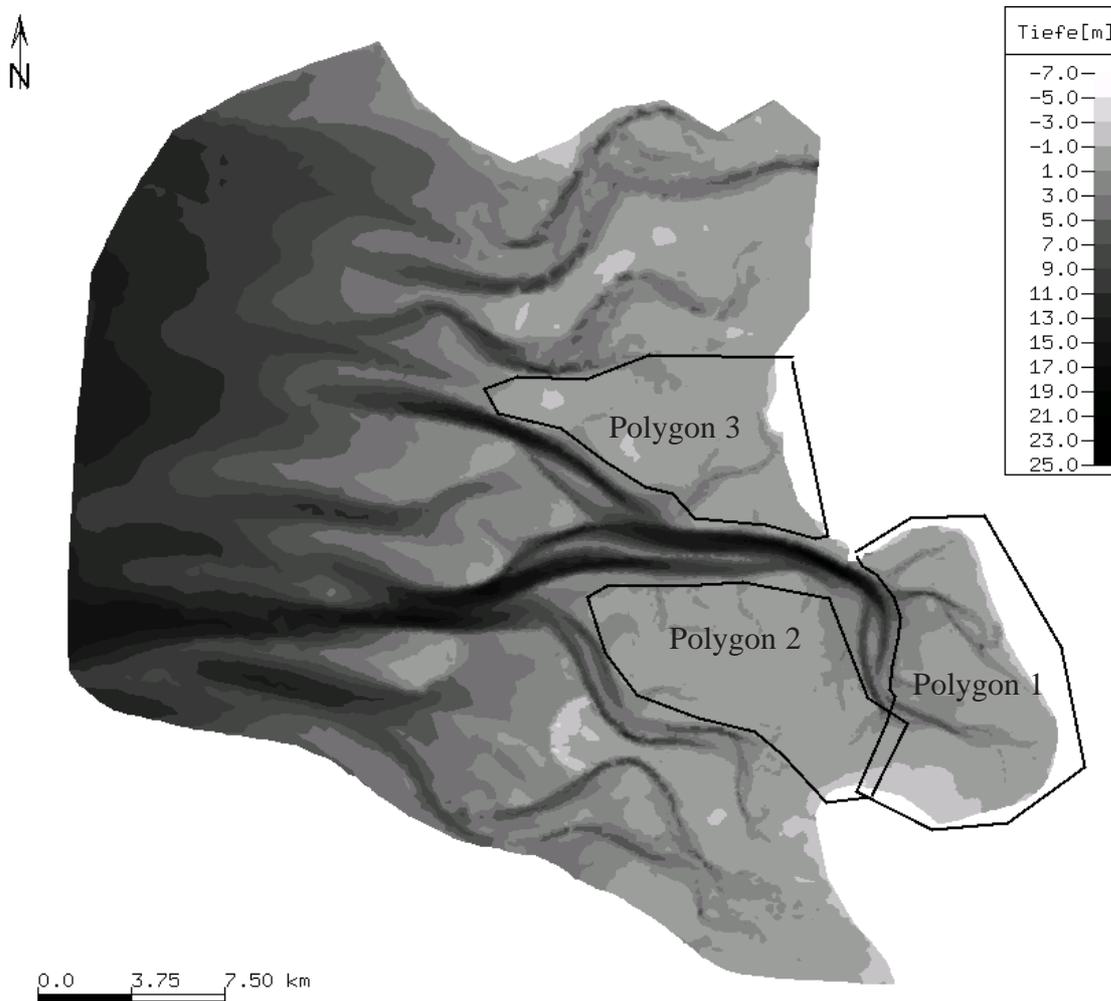


Abbildung 4.76: Polygone zur Auswertung der Watten

Die Auswertung der Messungen und der Rechnungen wird in Abbildung 4.77 gezeigt. Die Punkte *Messung Poly 1* bis *3* geben den Volumenanteil unterhalb NN wieder, der im Falle eines Wasserstandes mit der Höhe NN mit Wasser gefüllt wäre. Nimmt dieser Anteil mit der Zeit ab, so liegt dies an einer Verringerung der Tiefe der Priele und/oder einem Ausdehnen der Wattsockel liegen. Da die Messungen gerade auf den Wattflächen sehr unvollständig sind, wurde ein linearer Trend in die Messungen gelegt, um eine wahrscheinliche Entwicklung innerhalb der Polygone zu erhalten. Die Rechnungen geben die Trends für die Hindcast Rechnungen im Polygon 1 und 3 gut wieder, die Neigung des Trends im Polygon 2 wird hingegen nicht ausreichend wieder gegeben. Dies setzt sich auch in den Prognoserechnungen fort, die für einen Zeitraum von 10 Jahren auf der Grundlage der Vermessungen bis einschließlich 1999 durchgeführt wurden. Allerdings ist gerade im Bereich des Polygons 2 die Datenlage nicht ausreichend, der Wattsockel ist relativ hoch und die Vermessungen überdecken immer nur einen kleinen Teil des Gebietes. Die Messungen mit

der größten Überdeckung in den Polygonen stammen aus den Jahren 1983, 1990, 1993, 1996 und 1999. Legt man gedanklich nur durch diese einen linearen Trend, schwächen sich die dargestellten Trends etwas ab. Von der Grundaussage her bleiben sie allerdings gleich. Das Polygon 3 bleibt in seinem Verhalten stabil, die anderen beiden Gebiete unterliegen einer Anhäufung von Material. In den Prognoserechnungen die auf der Grundlage der Vermessungen bis 1999 durchgeführt wurden, bleibt das Polygon 2 nahezu konstant, hingegen die Polygone 1 und 3 weisen eine Zunahme von Material auf. Die Ergebnisse liegen jedoch immer noch im Rahmen der Größenordnung von Veränderungen die auch in den Messungen zu erkennen sind.

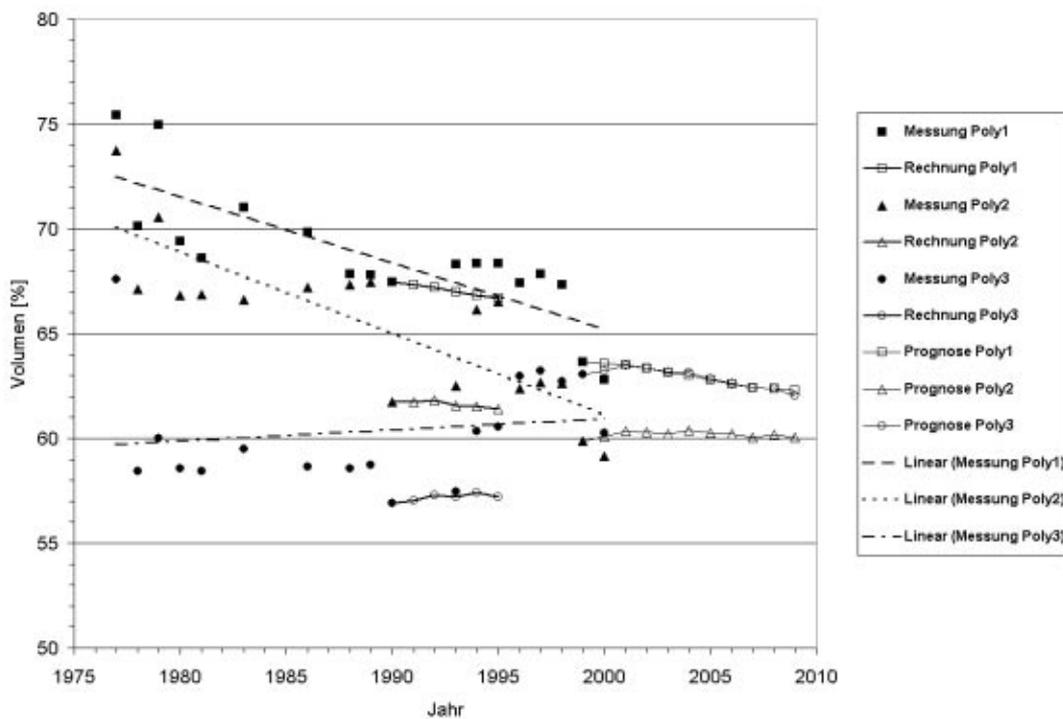


Abbildung 4.77: Auswertung des "nassen" Volumens unterhalb NN

Eine örtlich differenziertere Auswertung kann mit Hilfe von Volumenbilanzen, die jeweils für einen Tiefenmeter aufgestellt werden, erreicht werden. Hierzu wurde als Polygon die Summe der Wateinzugsgebiete nach Abbildung 4.78 aus dem Projekt WADE [54] übernommen. Die Auswertungen der Messungen und der Rechnungen sind in Abbildung 4.79 dargestellt. Es fällt auf, daß die Umlagerungen im Modell in den Schichten unterhalb 5 m Tiefe wesentlich größer als in den Messungen ausfallen. Die Messungen sind nahezu konstant in diesem Bereich, während im Modell eine Verlagerung des Materials von den oberen Schichten zu den tieferen Schichten stattfindet. Es muss allerdings auch hier angemerkt werden, dass die Datenlage im Bereich von NN –1 m und darüber sehr dünn ist und auch

in den Jahren zwischen 1990 und 1995 nicht in allen Bereichen des Polygons gemessen wurde.

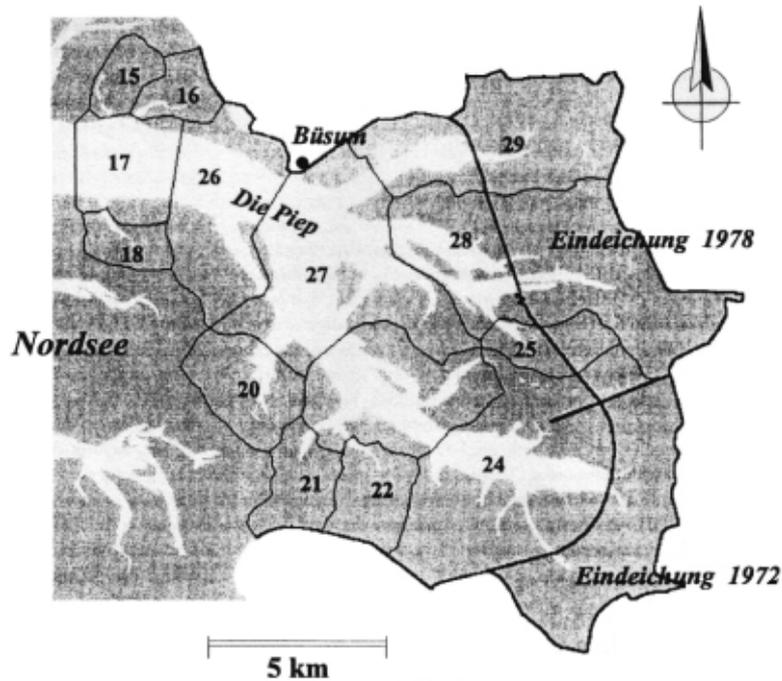


Abbildung 4.78: Watteinzugsgebiete der inneren Melderfer Bucht, aus [54]

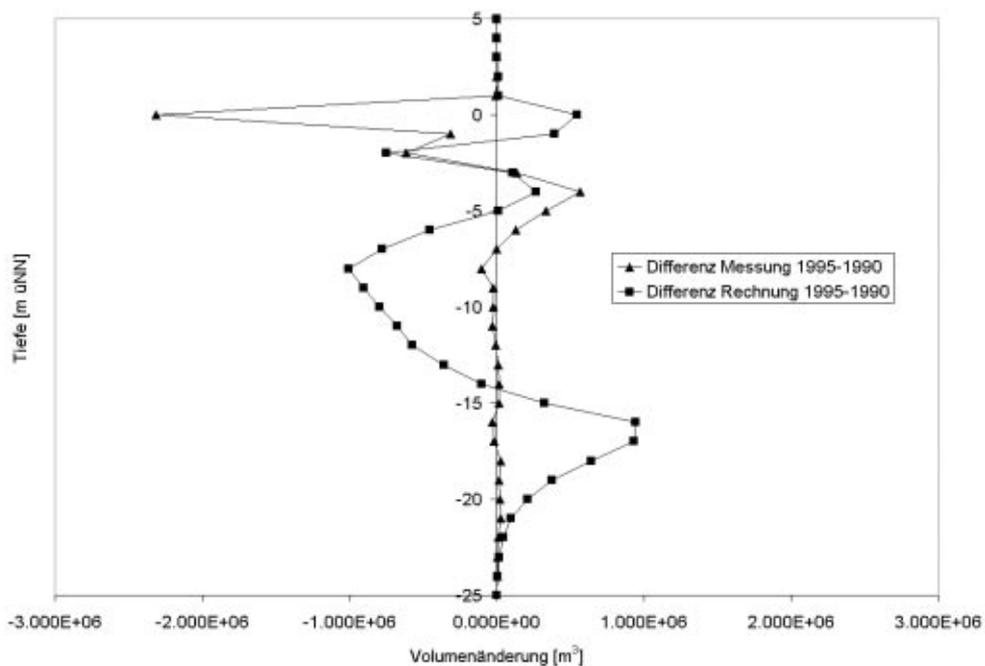


Abbildung 4.79: Veränderung des Sedimentvolumens je Tiefenmeter in Messung und Rechnung

4.6.8 Mittelfristige Simulation: Weitere Ansätze

Die Ergebnisse bei Anwendung des Ansatzes nach Einstein zeigen wesentlich geringere Veränderungen gegenüber den gemessenen Werten. Im direkten Vergleich mit den Ergebnissen nach Engelund–Hansen zeigen sich nur Veränderungen an den Bereichen, an denen auch in der Simulation mit Engelund–Hansen die größten Veränderungen auftreten. Hier wird auf eine weitere Untersuchung hinsichtlich des Einflusses des Windes oder der Sedimentdichte verzichtet.

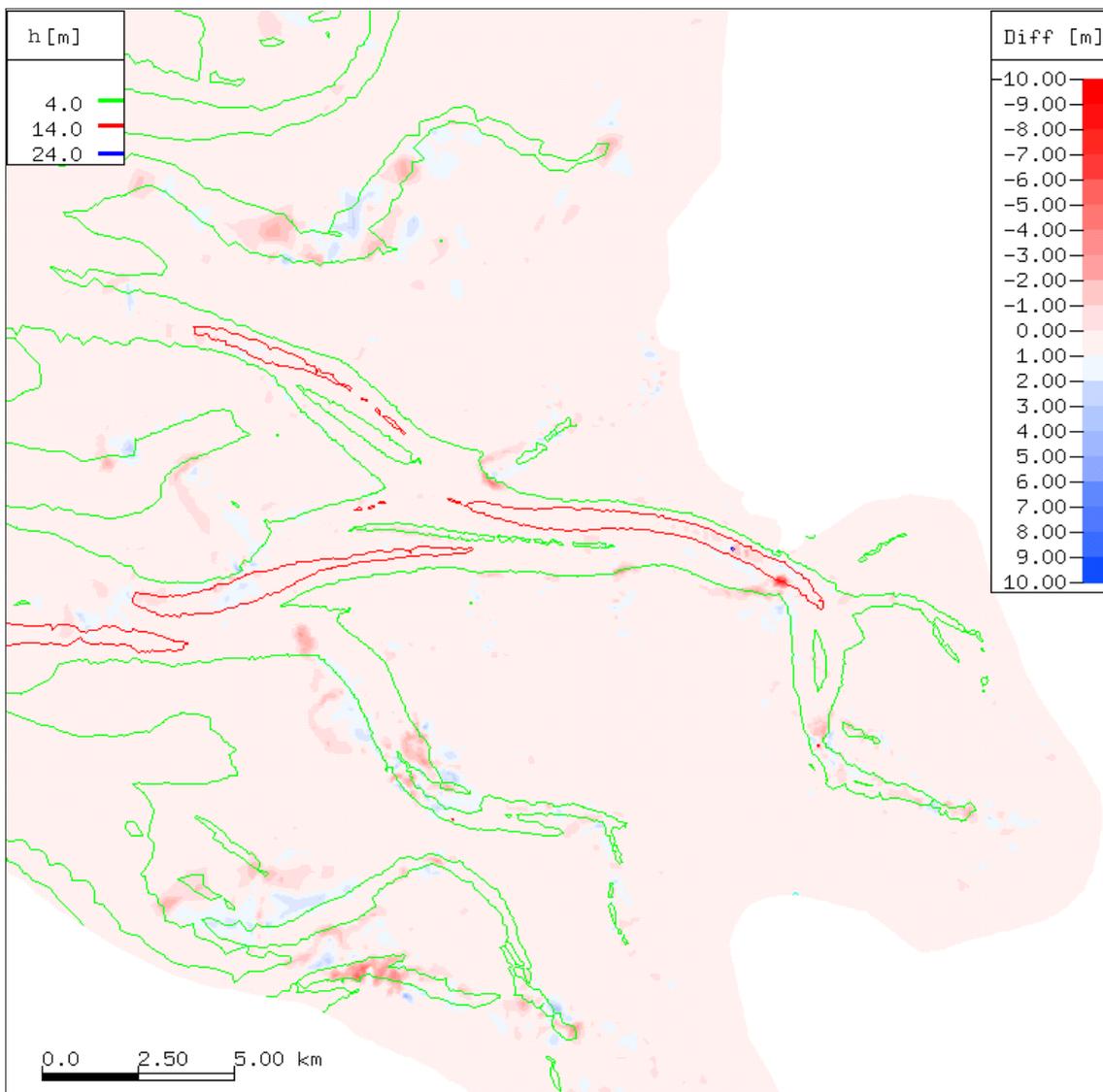


Abbildung 4.80: Differenz der berechneten Bathymetrie nach 5 Jahren unter Nipp–Spring Zyklus Bedingungen und der Startbathymetrie, $d_{50} = 0,3$ mm, Einstein, Tiefenlinien zur Orientierung

Desgleichen gilt für die Formulierung nach van Rijn aus den Gleichungen (2.58) und (2.67). Bei Anwendung dieser Form wird nahezu keine Umlagerung von Material erzielt, was nach den Auswertungen der Transportkapazitätsverläufe in den Abbildungen 3.17 und 3.23 auch zu erwarten war.

Auch die Simulation unter Nutzung des modifizierten Ansatzes nach Engelund–Hansen (vgl. Kapitel 3.5.2) zeigt wesentlich zu geringe Änderungen der Bathymetrie. Auf eine Darstellung wird verzichtet, da sie sehr ähnliche Änderungen aufweist wie die Simulation unter Nutzung des Ansatzes nach Einstein (Abbildung 4.80).

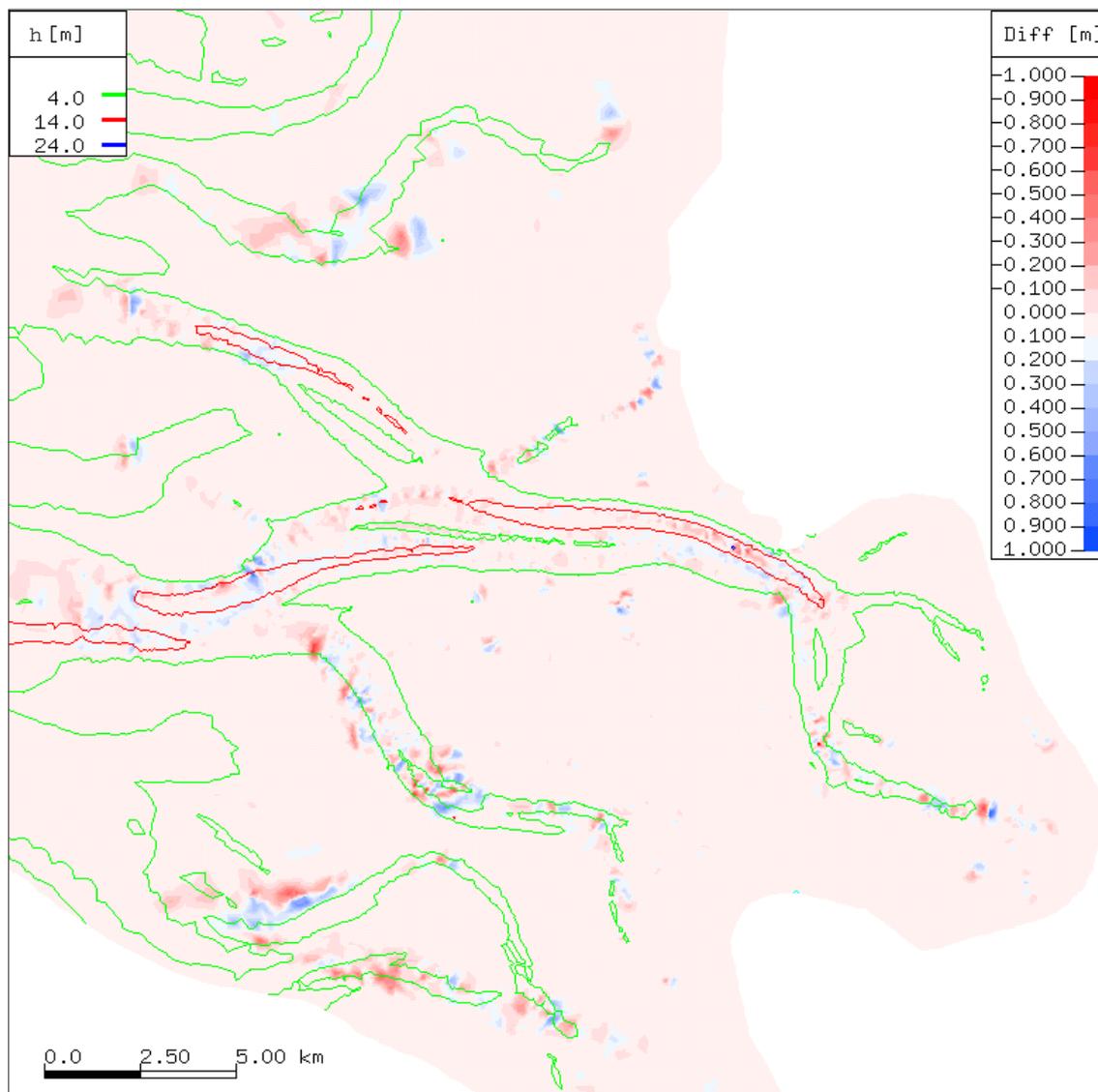


Abbildung 4.81: Differenz der berechneten Bathymetrie nach 5 Jahren unter Wind Bedingungen und der Startbathymetrie, $d_{50} = 0,3$ mm, van Rijn (2), Tiefenlinien zur Orientierung

Die mittelfristige Simulation nach van Rijn aus den Gleichungen (2.56) und (2.57) für den Bed-Load Transport und (2.62) für den Suspended-Load Transport ist in Abbildung 4.81 dargestellt. Auch bei dieser Formulierung wird eine zehnfach kleinere Umlagerung von Material als in den Messungen oder unter der Formulierung nach Engelund-Hansen erzielt. Die Ergebnisse zeigen weiterhin eine Tendenz zu einer lokal eng begrenzten Umlagerung von Material. Dies ist häufig in morphodynamischen Simulationen der Fall, wenn die Bedingungen zur Initialisierung des Transports an einen bestimmten Grenzwert gebunden sind. Da die Formulierung nach Engelund-Hansen auch bei kleineren Schubspannungen noch eine Transportkapazität berechnet sind die Ergebnisse in diesem Fall wesentlich "glatter" und näher an den Messungen in Qualität und Quantität.

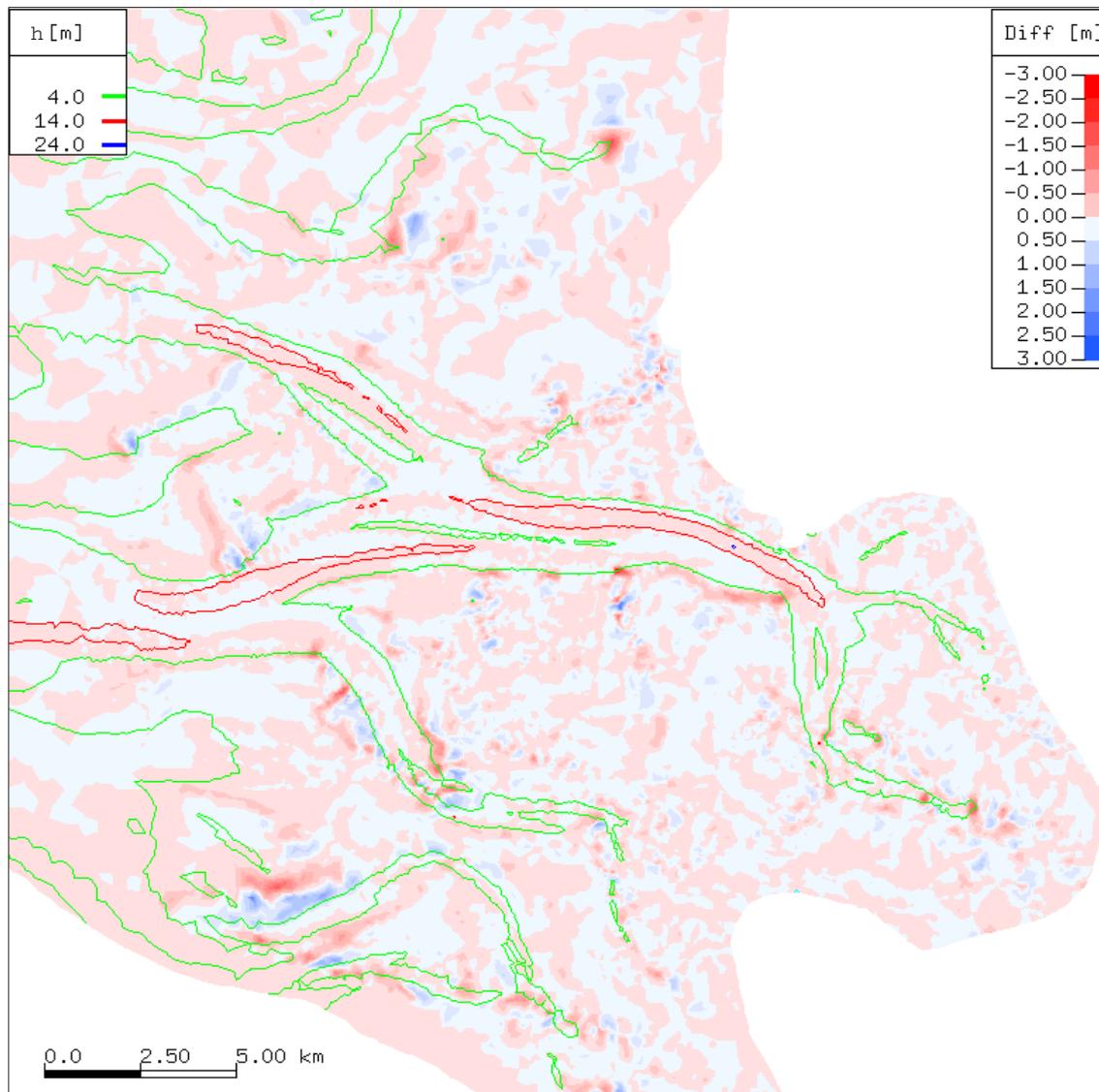


Abbildung 4.82: Differenz der berechneten Bathymetrie nach 5 Jahren unter Wind Bedingungen und der Startbathymetrie, $d_{50} = 0,3$ mm, Bagnold, Tiefenlinien zur Orientierung

Eine mittelfristige Simulation mittels der Formulierung nach Bagnold (Abbildung 4.82), zeigt keine eindeutigen Tendenzen in Lage und Ausdehnung der Erosions- und Depositionszonen, wie dies bei der Formulierung nach Engelund–Hansen der Fall ist. Die Umlagerungen des Materials liegen zwischen -3 m und $+3$ m, was wesentlich geringer ist als in den Messungen oder bei Nutzung der Formulierung nach Engelund–Hansen.

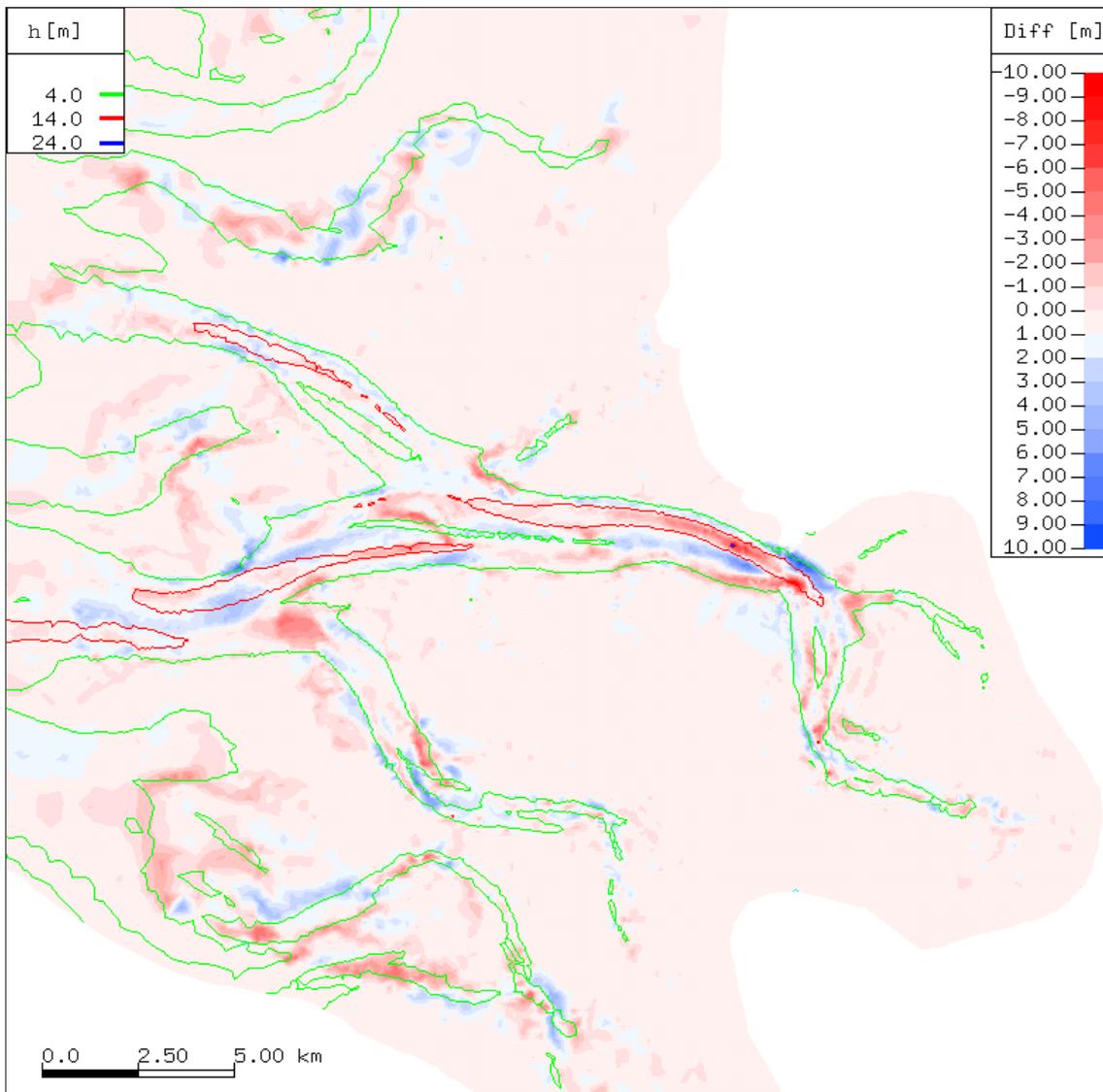


Abbildung 4.83: Differenz der berechneten Bathymetrie nach 5 Jahren unter Wind Bedingungen und der Startbathymetrie, $d_{50} = 0,3$ mm, Engelund mit Zufallszahl, Tiefenlinien zur Orientierung

In Abbildung 4.83 ist eine Simulation unter Nutzung der Engelund–Hansen Formulierung dargestellt. Bei dieser Simulation wurden die Transportkapazitäten mit einer Zufallszahl multipliziert, die zwischen 0,5 und 1,5 lag. Die Ergebnisse zeigen geringfügige Unterschiede zur Simulation ohne Zufallszahl auf. Die Haupttendenzen sind gleich was sowohl die Übereinstimmungen mit den Messungen als auch die Abweichungen betrifft.

Kapitel 5

Zusammenfassung

5.1 Überblick

Inhalt dieser Arbeit war die gekoppelte Simulation hydro- und morphodynamischer Prozesse. Der Schwerpunkt lag dabei auf der mittelfristigen Modellierung eines mesoskaligen, tidalen Küstengebietes. Mesoskalig bedeutet eine Gebietsausdehnung von mehreren hundert Quadratkilometern und eine simulierte Zeit von mehreren Jahren. Grundlage der Simulationen stellte das Gebiet der Meldorfer Bucht dar, für welches eine Strategie zur mittelfristigen Simulation über den Zeitraum von fünf Jahren entwickelt und angewendet wurde. Die gekoppelte Modellierung umfasste die relevanten Prozesse der Strömung, der Wellen, des Transports und der Morphodynamik. Erstere wurde durch eine zweidimensionale, vertikal integrierte Vorgehensweise modelliert und an Hand von Messdaten validiert. Die Modellierung der Wellen sowie der morphodynamischen Vorgänge erfolgte insbesondere im Hinblick auf ihren Einfluss auf das gesamte Prozessgeschehen. Ziel der Arbeit war die Entwicklung eines komplexen Simulationsmodells zur Beschreibung küstenmorphologischer Änderungen und die Beurteilung seiner Einsatzmöglichkeiten im Rahmen mittelfristiger Simulationsstudien. Neben der Anwendung auf ein natürliches System wurden zur Analyse und Bewertung der Relevanz einzelner Prozesse auch Prinzipstudien durchgeführt. Die einzelnen Teilergebnisse der Arbeit werden in den folgenden Abschnitten dargestellt.

5.2 Prozesse und Kopplungen

Die im Rahmen des in dieser Arbeit entwickelten Simulationsmodells berücksichtigten Prozesse sind der Wind, die Strömung, die Wellen sowie der Sedimenttransport, die zusam-

men die morphodynamischen Umlagerungsprozesse bestimmen. Die einzelnen Prozesse werden unter Verwendung separater Simulationsmodelle abgebildet und zu einem Gesamtmodell gekoppelt. Verschiedene Ansätze zur Bestimmung der Transportkapazitäten werden erläutert und in einigen Prinzipbeispielen auf ihr Verhalten unter unterschiedlichen Randbedingungen getestet.

Hauptziel der Arbeit ist, wie schon vorab dargestellt, die Bereitstellung eines Werkzeugs zur mittelfristigen Simulation von Änderungen der Küstenmorphologie. Für eine großräumige und zeitlich ausgedehnte Simulation sind in den letzten Jahren verschiedene Verfahren entwickelt worden, über die ein Überblick gegeben wird. Die hier entwickelte Strategie ist deterministischer Natur und geht davon aus, dass über einen gewissen Zeitraum die morphodynamischen Änderungen klein bleiben, so dass nicht nach jedem Zeitschritt der Strömungsberechnung die Bodenveränderung neu berechnet werden muss. Die Strömung sollte möglichst den natürlichen Verhältnissen entsprechen und eine Variabilität der Randbedingungen gewährleisten. Dies wird mit dem hier vorgestellten Verfahren erreicht.

5.3 Simulationen

Um die grundsätzliche Anwendbarkeit der verwendeten Programme darzulegen, sind zunächst Prinzipbeispiele aus der Literatur sowie die nach eigenen Versuchen in einer Strömungsrinne erzielten Ergebnisse gekoppelt simuliert worden. Hierbei handelt es sich um die Simulation von Strömung, Transport und Morphodynamik in Kanälen unterschiedlicher Größe und unter Berücksichtigung unterschiedlicher Bodenformen.

Die Ergebnisse der Prinzipstudien zeigen, dass das entwickelte Gesamtmodell zur Beschreibung der gekoppelten Prozesse von Strömung, Sedimenttransport und Morphodynamik geeignet ist, die wesentlichen Effekte in einem solchen System realitätsnah wiederzugeben.

Die Modellierungen in einem natürlichen System, hier der Meldorfer Bucht, benötigen Randbedingungen in Form von zeit- und ortsvariablen Wasserständen und Windfeldern. Die Modelle des kontinentalen Schelfs, der deutschen Bucht und der Meldorfer Bucht zeigen gute Ergebnisse für die Wasserstände auch unter Verwendung von Windfeldern aus unterschiedlichen Quellen, wie dem DWD oder dem Projekt PRISMA. Ein Vergleich der Strömungsgeschwindigkeiten zwischen dem Modell der deutschen Bucht und dem beim BSH betriebenen operationellen Modell der Nord- und Ostsee zeigte ebenfalls eine gute Übereinstimmung. Im Modell der Meldorfer Bucht konnten weiterhin gute Ergebnisse hin-

sichtlich der Strömungsgeschwindigkeiten erzielt werden. Hier zeigt der Vergleich zwischen Zeitreihen aus ADCP Messungen und der Modellierung nur geringe Differenzen, so dass davon ausgegangen werden kann, dass die gekoppelten Modelle für die morphodynamischen Untersuchungen hinreichend genaue Ergebnisse im Bereich der Strömungen und Wasserstände liefern. Gleiches gilt für die Modellierung der Wellen. Auch in diesem Bereich wurden Ergebnisse erzielt, die hinreichend genau sind, um den nächsten Schritt, die morphodynamische Modellierung, anzugehen.

Im Bereich der morphodynamischen Modellierung liegt der Schwerpunkt auf der mittelfristigen Modellierung. Diese umfasst einen Zeitraum von fünf Jahren bei einem Modellgebiet mit einer Ausdehnung von etwa 40 km mal 40 km. Das Gebiet der Meldorfer Bucht ist morphodynamisch sehr aktiv, wie die Auswertung von Messungen zeigt. Im Rahmen dieser Arbeit werden unterschiedliche Ansätze zur Bestimmung der Transportkapazitäten angewendet und auf ihre Eignung zur Modellierung mittelfristiger Prozesse untersucht. Es stellte sich hierbei heraus, dass mit der Formulierung nach Engelund–Hansen plausible Ergebnisse erreicht werden können. Der Einfluß der Wellen wird in einer kurzfristigen Simulation über 20 Tage untersucht. Es zeigt sich eine hohe Sensitivität gegenüber der Sinkgeschwindigkeit. Bei einer entsprechenden Wahl können allerdings auch hier plausible Ergebnisse erzielt werden.

Die mittelfristige Simulation, die den Schwerpunkt der Arbeit bildet, wurde mit einer Strategie zur Verlängerung des simulierten Zeitraumes untersucht, die die zeitliche und örtliche Variabilität der Strömungsverhältnisse in einer Küstenregion berücksichtigt. Hierzu wird eine beliebige Zeitfolge von örtlich variablen Wasserständen am Gebietsrand vorgegeben und über ein Teilstück dieses Zeitraums die Strömung im Gebiet simuliert. Diese Strömungen gehen dann in die Transportberechnung und die morphodynamische Modellierung ein und können dort beliebig oft, solange die morphodynamischen Veränderungen klein genug bleiben, wiederholt werden. Als Beispiel sind in der Arbeit unterschiedliche Folgen von Randbedingungen untersucht worden. Insgesamt umfasst jede Berechnung einen Zeitraum von fünf Jahren, was einer Rechenzeit von etwa 20 Tagen auf einem Pentium 4, 1.8 GHz Linux-PC mit 1GB RIMM PC800 Speicher entspricht. Diese Simulationen sind mit unterschiedlichen Ansätzen zur Berechnung der Transportkapazitäten und Variationen des mittleren Korndurchmessers durchgeführt worden. Hierbei zeigt sich, dass die Formulierung nach Engelund–Hansen sehr plausible Ergebnisse produziert, sowohl unter Windbedingungen, als auch ohne Berücksichtigung des Windes. Der Einfluss des mittleren Korndurchmessers zeigt sich als nicht besonders groß. Die Simulationen mit weiteren Ansätzen zeigten keine zufriedenstellenden Ergebnisse, mit Ausnahme der Formulierung nach Bijker, die zwar nur über 20 Tage mit Welleneinfluss simuliert wurde, jedoch die gleichen Tendenzen zur Umlagerung aufweist wie bei Engelund–Hansen oder den Messungen. Der Ein-

fluss des Windes zeigt sich insbesondere darin, dass bei seiner Berücksichtigung der Transport in Richtung Küste zunimmt und charakteristische Umlagerungen an Rinnenrändern besser nachgebildet wurden.

Es bleibt festzuhalten, dass mit der vorgestellten Strategie und einer geeigneten Transportformulierung, die morphodynamischen Veränderungen eines tidalen Rinnensystems, auch unter den genannten Vereinfachungen, über einen Zeitraum von mehreren Jahren nachgebildet werden können. Die Modellkette ist in der Lage, beliebige Randbedingungen für Submodelle, wie dem hier vorgestellten Modell der Meldorfer Bucht, für den Küstenraum der deutschen Bucht zu generieren.

5.4 Ausblick

Die morphodynamische Modellierung ist geprägt von vielen Unsicherheiten im Hinblick auf die Ermittlung und Identifizierung der relevanten Einflüsse auf die Umlagerungs- und Transportprozesse. In das entwickelte Simulationsmodell sind die grundlegenden Prozesse, Wind, Strömung und Wellen eingeflossen, um das grundsätzliche Verhalten eines solch komplexen Systems wiederzugeben. Detaillierte Untersuchungen in Bezug auf die Ansätze zur Beschreibung der Bodenreibung wie z.B. orts- und auch wasserstandsabhängige, also zeitlich variable Reibungsbeiwerte, sind im Rahmen von zukünftigen Arbeiten zu dieser Thematik wünschenswert. Desgleichen gilt für die Verteilung der mittleren Durchmesser der Sedimente in der morphodynamischen Modellierung. Auch hier könnte eine örtliche Verteilung eine weitere Verbesserung bringen. Gleichfalls nicht unerwähnt sollte ein Bodenmodell bleiben, dass der Sedimentschichtung und Konsolidierung Rechnung tragen kann. Dies bedeutet jedoch auch eine Erhöhung des Rechenaufwands. Im Hinblick auf die fortschreitende Entwicklung der Hardware können hier jedoch bereits Entwicklungen für zukünftige Rechnerarchitekturen getätigt werden. Die Simulationsergebnisse der Prinzipbeispiele und die Untersuchung des realen Systems haben gezeigt, dass die Abbildung der auftretenden Schubspannungen am Boden möglichst genau sein muss. Hier kann eine Berechnung mit einem dreidimensionalen Modell eine Verbesserung der Ergebnisse bewirken. Dies bedeutet jedoch wiederum einen wesentlich höheren Rechenaufwand, auch im Hinblick auf eine weitere Verfeinerung des Berechnungsnetzes des zu modellierenden Systems. Mit dem in der vorliegenden Arbeit entwickelten Simulationsmodell und seinen Annahmen und Vereinfachungen können jedoch bereits jetzt morphodynamische Veränderungen in einem Küstengebiet der deutschen Bucht, über einen Zeitraum von einigen Jahren, zufriedenstellend ermittelt werden.

Literatur

- [1] Bagnold, R.A., 1956, The Flow of Cohesionless Grains in Fluids. Proc. Royal Soc. Philos. Trans., London, Vol. 249
- [2] Bagnold, R.A., 1966, An Approach to the Sediment Transport Problem from General Physics. Geological Survey Prof. Paper 422-I, Washington
- [3] Barthel, K.G., et al. (eds), 1998, Third European Marine Science and Technology Conference, Conference Proceedings, Lissabon
- [4] Barthel, V., Zanke, U., 1998, A Morphodynamic Model for River and Estuary Management. Coastal Engineering Conference Proceedings, pp. 2992–3007, ISBN 0-7844-0411-9
- [5] Bijker, E.W., 1968, Littoral drift as function of waves and currents. International Conference on Coastal Engineering
- [6] Busch, U., 1998, Eine Parametrisierung zur Erkennung von Starkwind- und Sturm-
wetterlagen in globalen Klimasimulationen. Dissertation, Berichte des Instituts für Meteorologie und Klimatologie der Universität Hannover, ISBN 3-923624-39-5
- [7] Capobianco, M., 1998, Predictability for Long-term Coastal Evolution Handling the Limiting Factors. Third European Marine Science and Technology Conference, Conference proceedings, Lissabon, pp. 277–288
- [8] Capobianco, M., de Vriend, H.J., Nicholls, R.J., Stive, M.J.F., 1999, Coastal Area Impact and Vulnerability Assessment: The Point of View of a Morphodynamic Modeller, Journal of Coastal Research, 15(3), pp. 701–716
- [9] Davis, R.A., Hayes, M.O., 1984, What is a wave-dominated coast? Marine Geology, 60, pp. 313–329
- [10] De Vriend, H.J., 1987, 2DH Mathematical Modelling of Morphological Evolutions in Shallow Water. Coastal Engineering 11, pp. 1–27, Elsevier, Amsterdam

-
- [11] De Vriend, H.J., 1991, Modelling in Marine Morphodynamics. Computer Modelling in Ocean Engineering, Arcilla et al. (eds), Rotterdam, pp. 235–245, ISBN 9054100249
- [12] De Vriend, H.J., 1991, Mathematical modelling and large-scale coastal behaviour. Part 1: Physical processes. Journal of Hydraulic Research, Vol. 29, No. 6
- [13] De Vriend, H.J., 1991, Mathematical modelling and large-scale coastal behaviour. Part 2: Predictive models. Journal of Hydraulic Research, Vol. 29, No. 6
- [14] De Vriend, H.J., Capobianco, M., Chesher, T., de Swart, H.E., Latteux, B., Stive, M.J.F., 1993, Approaches to long-term modelling of coastal morphology: a review. Coastal Engineering, Vol. 21, No. 1–3, pp. 225–269
- [15] De Vriend, H.J., Zyserman, J., Nicholson, J., Roelvink, J.A., Pechon, P., Southgate, H.N., 1993, Medium-term 2DH coastal area modelling. Coastal Engineering, Vol. 21, No. 1–3, pp. 193–224
- [16] De Vriend, H.J., 1996, Mathematical Modelling of Meso-Tidal Barrier Island Coasts Part 1: Empirical and Semi-Empirical Models. Advances in Coastal and Ocean Engineering, Vol. 2, World Scientific Publ. Cy., Singapore, pp. 115–149
- [17] De Vriend, H.J., 1996, Mathematical Modelling of Meso-Tidal Barrier Island Coasts Part 2: Process based Models. Advances in Coastal and Ocean Engineering, Vol. 2, World Scientific Publ. Cy., Singapore, pp. 151–197
- [18] De Vriend, H.J., 1997, Introduction to Coastal Morphodynamics and its Mathematical Modelling. Lecture Notes, Institute of Hydrophysics, GKSS Forschungszentrum
- [19] De Vriend, H.J., 1997, State of the Art in Modelling Coastal Morphodynamics. Tagungsband HTG-Kongress, Bremen, pp. 53–63
- [20] De Vriend, H.J., 1997, Prediction of Aggregated-Scale Coastal Evolution. Coastal Dynamics '97, Plymouth, UK, 23–27 Juni
- [21] De Vriend, H.J., 1998, On the Predictability of Coastal Morphology. Third European Marine Science and Technology Conference, Conference proceedings, Lissabon, pp. 289–300
- [22] De Vriend, H.J., 1998, Morphodynamics at Small and Large Scale in Space and Time. In: Advances in Hydro-Science and -Engineering, Vol. 3, Keynote Lectures, Konferenz ICHE'98
- [23] De Vriend, H.J., 1998, Large-Scale Morphological Predictions: A Matter of Upscaling? In: Advances in Hydro-Science and -Engineering, Vol. 3, Keynote Lectures, Konferenz ICHE'98

-
- [24] De Vriend, H.J., 1999, Long-term morphodynamics of alluvial rivers and coasts. In: G. Bianchi (ed.): Environmental Applications of Mechanics and Computer Science, CISM Courses and Lectures no. 409, Springer Wien New York, pp. 1–19
- [25] DWD, 2000, Quaterly Report of the Operational NWP_Models of the Deutscher Wetterdienst. 1. September bis 30. November, No. 25, www.dwd.de
- [26] Elder, J.W., 1959, The dispersion of marked fluid in turbulent shear flow. *Journal of Fluid Mechanics*, 5:544–560
- [27] Engelund, F., Hansen, E., 1967, A Monograph on Sediment Transport in Alluvial Streams. Teknisk Forlag, Copenhagen, Denmark
- [28] Fernandez-Luque, R., van Beek, R., 1976, Erosion and Transport of Bed-Load Sediment. *Journal of Hydraulic Research*. Vol. 14, No. 2, The Netherlands
- [29] Francis, J.R.D., 1973, Experiments on the Motion of Solitary Grains along the Bed of a Water-Stream. *Proc. Royal Soc. A.*, 332
- [30] Gast, R.E., 1980, Die Sedimente der Meldorfer Bucht (deutsche Bucht): Ihre Sedimentpetrographie und Besiedlung, Typisierung und Schwermetallgehalte. Dissertation, Mathematisch-Naturwissenschaftliche Fakultät, Christian-Albrechts-Universität, Kiel
- [31] Gönnert, G., 1995, Mäandrierung und Morphodynamik im Eider Ästuar. *Berliner geographische Studien*, Band 41
- [32] Hamm, L., Madsen, P.A., Peregrine, D.H., 1993, Wave transformation in the near zone: a review. *Coastal Engineering*, Vol. 21, No. 1–3, pp. 5–40
- [33] Hervouet, J.M., 1986, CARAC, module de convection en elements finis par la methode des caracteristiques. Rapport EDF-LNH HE-41/86.21
- [34] Hervouet, J.M., 1999, Guide to programming in the Telemac system Version 5.0 Fortran 90. EDF-LNH HE-43/98/058/A
- [35] Hirschhäuser, T., Mewis, P., Zanke, U., 1999, Anfangskornverteilung. *Hansa*, 136. Jahrgang, Nr. 6, pp. 73–78
- [36] Hirschhäuser, T., Zanke, U., 1999, Long-term morphodynamic modelling of the Hörnum tidal-basin. *Proceedings of the 3rd German-Chinese joint seminar on sediment transport*, Taipeh
- [37] Johnson, H., Broker, I., Zysermann, J.A., 1994, Identification of some relevant processes in coastal morphological modelling. *Coastal Engineering*, pp. 2871–2885
- [38] Koch, F.G., Flokstra, C., 1981, Bed level computations for curved alluvial channels, XIXth Congress of the International Association for Hydraulic Research, New Delhi, Indien

- [39] Latteux, B., 1995, Techniques for long-term morphological simulation under tidal action, *Marine Geology* 126
- [40] le Normant, C., 1996, SISYPHE Version 1.0 – Note de principe. EDF-LNH note HE-42/96/035/B
- [41] Longuet-Higgins, M.S., Stewart, R.W., 1964, Radiation stresses in water waves; a physical discussion with applications. *Deep Sea Research*, 11, pp. 529–562
- [42] Luthardt, H., 1987, Analyse der wassernahen Druck- und Windfelder über der Nordsee aus Routinebeobachtungen. Diss., Hamburger geophysikalische Einzelschriften, Reihe A, 83, FB Geowissenschaften, Uni Hamburg
- [43] Malcherek, A., 1997, Das Programm TSEF. *Supercomputing News*, 6. Jahrgang, Heft 1, pp. 1–8, Bundesanstalt für Wasserbau, Außenstelle Küste, Hamburg
- [44] Malcherek, A., 1997, Räumliche Ausdehnung morphodynamischer Modelle. *Supercomputing News*, 6. Jahrgang, Heft 4, pp. 1–4, Bundesanstalt für Wasserbau, Außenstelle Küste, Hamburg
- [45] Malcherek, A., 1998, Modellierung der Bewegung von Dünen mit TRIM-2D. *Supercomputing News*, 7. Jahrgang, Heft 3, pp. 15–19, Bundesanstalt für Wasserbau, Außenstelle Küste, Hamburg
- [46] Malcherek, A., 1999, Die Bodenschubspannung in tiefenintegrierten Modellen. *Supercomputing News*, 8. Jahrgang, Heft 1, pp. 3–8, Bundesanstalt für Wasserbau, Außenstelle Küste, Hamburg
- [47] Malcherek, A., 2001, Physik und Numerik der Oberflächengewässer. Version 4.5, Bundesanstalt für Wasserbau, Außenstelle Küste, Hamburg
- [48] Malcherek, A., 2001, Numerische Methoden der Strömungsmechanik. Version 5.1, Bundesanstalt für Wasserbau, Außenstelle Küste, Hamburg
- [49] Marcos, F., 1998, COWADIS software for finite element wave propagation in coastal areas. Principle Note – Release 1.0. EDF-LNH note HE-42/98/056/A
- [50] Menendez, A.N., 1997, Sedimentological Modeling Selection Based on Study Scale. *J. Hydr. Engineering*, 123, pp. 922–925
- [51] Mielke, A., 2002, Stochastische Modelle. White Paper, www.andreas-mielke.de
- [52] Nicholson, J., Broker, I., Roelvink, J.A., Price, D., Tanguy, J.M., Moreno, L., 1997, Intercomparison of coastal area morphodynamic models. *Coastal Engineering*, Vol. 31, pp. 97–123

-
- [53] Nielinger, J., 1998, Kopplung numerischer Simulationsmodelle zur Regionalisierung von Ergebnissen globaler Klimaszenarienrechnungen. Dissertation, Berichte des Instituts für Meteorologie und Klimatologie der Universität Hannover, ISBN 3-923624-38-7
- [54] Niemeyer, H.D., 2000, Forschungsvorhaben WADE – Synthese und Ausblick –. Die Küste, 62, pp 87–99
- [55] Pechon, P., Rivero, F., Johnson, H., Chesher, T., O'Connor, B., Tanguy, J.M., Karambas, T., Mory, M., Hamm, L., 1997, Intercomparison of wave-driven current models. Coastal Engineering, Vol. 31, pp. 199–215
- [56] Peltier, E., Duplex, J., Latteux, B., Pechon, P., Chausson, P., 1991, Finite element model for bed-load transport and morphological evolution. Computer Modelling in Ocean Engineering, Arcilla et al. (eds), Rotterdam, ISBN 9054100249
- [57] Petersen, P., 1997, Morphodynamik der Küstengewässer. In: Mitteilungen des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Hochschule Darmstadt, Heft 98, pp. 17–23
- [58] Press, H., Schröder, R., 1966, Hydromechanik im Wasserbau. Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin, München
- [59] Prozesse im Schadstoffkreislauf Meer–Atmosphäre Ökosystem Deutsche Bucht, 1994, Abschlußbericht des BMFT–Projektes 03F0558A1, Zentrum für Meeres- und Klimaforschung, Uni Hamburg
- [60] Rausch, J., 2000, Analysis of morphological changes in Dithmarschen Bight based on topographic, radar and optical data. M.Sc. Thesis, Institute of Geosciences, Christian Albrechts University, Kiel
- [61] Roelvink, D., Boutmy, A., Stam, J.M., 1998, A Simple Method to Predict Long-Term Morphological Changes. Coastal Engineering Conference Proceedings, pp. 3224–3237, ISBN 0-7844-0411-9
- [62] Schüller, A., 1992, Zur Morphodynamik des Küstenvorfeldes – Innere Deutsche Bucht, Berliner geographische Studien, Band 35, Institut für Geographie der Technischen Universität Berlin, ISBN 0341-8537
- [63] Smith, S.D., Banke, E.G., 1975, Variation of the sea surface drag coefficient with wind speed. Quart. J. R. Met. Soc., 101, pp. 665–673
- [64] Soulsby, R.L., Hamm, L., Klopman, G., Myrhaug, D., Simons, R.R., Thomas, G.P., 1993, Wave-current interaction within and outside the bottom boundary layer. Coastal Engineering, Vol. 21, No. 1–3, pp. 41–69

- [65] Southgate, H.N., 1995, The effects of wave chronology on medium and long term coastal morphology. *Coastal Engineering*, Vol.26, No. 3–4, pp. 251–271
- [66] Spiegel, F., 1997, Zur Morphologie der Tidebecken im schleswig–holsteinischen Wattenmeer. *Die Küste*, 59, pp 115–142
- [67] Stelling, G.S., 1984, On the construction of computational methods for shallow water flow problems. *Rijkswaterstaat Communications*, No. 35
- [68] Stengel, T., 1994, Änderungen der Tidedynamik in der Deutschen Bucht und Auswirkungen des Meeresspiegelanstiegs. Diss., Bericht Nr. 38, Institut für Strömungsmechanik und Elektronisches Rechnen im Bauwesen, Uni Hannover
- [69] Sündermann, J., Lenz, W., 1983, *North Sea Dynamics*, Springer Verlag Berlin Heidelberg New York, ISBN 3–540–12013–0
- [70] Theunert, F., 1985, Zum lokalen Windstau in Ästuarien bei Sturmfluten– Numerische Untersuchungen am Beispiel der Unterelbe. Diss., Bericht Nr. 15, Institut für Strömungsmechanik und Elektronisches Rechnen im Bauwesen, Uni Hannover
- [71] Verboom, G.K., Dijk, R.P. van, Ronde, J.G. de, 1987, Een model van het Europese Continentale Plat voor windopzet en waterkwaliteitsberekeningen. *Rijkswaterstaat–Dienst Getijdewateren Waterloopkundig Laboratorium*, GWA0–87.021, Z96.00
- [72] van Dongeren, A.R., De Vriend, H.J., 1994, A model of morphological behaviour of tidal basins. *Coastal Engineering*, Vol. 22, pp. 287–310
- [73] van Rijn, L.C., 1993, *Principles of Sediment Transport in Rivers, Estuaries and Coastal Seas*. Amsterdam: Aqua Publications, ISBN 90–800356–2–9
- [74] Van Rijn, L.C., 1997, Sediment transport and budget of the central coastal zone of Holland. *Coastal Engineering*, Vol. 32, pp. 61–90
- [75] van Rijn, L.C., 1998, *Principles of Coastal Morphology*. Amsterdam: Aqua Publications, ISBN 90–800356–3–7
- [76] von Storch, H., Kappenberg, J., Riethmüller, R., 1998 Modelle: Naturwissenschaftliche Konstrukte der Küste. Manuskript, <http://w3g.gkss.de/G/Mitarbeiter/storch>
- [77] Wang, Z.B., de Vriend, H.J., 1991, A Morphodynamic Model for a Tidal Inlet. *Computer Modelling in Ocean Engineering*, Arcilla et al. (eds), Rotterdam, pp. 235–245, ISBN 9054100249
- [78] Williams, P.G., 1970, Flume Width and Water Depth Effects in Sediment Transport Experiments. *Geol. Survey Prof. Paper*, 562–H, Washington D.C.

-
- [79] Zhang, Y., Perrie, W., 2001, Feedback Mechanisms for the Atmosphere and Ocean Surface. *Boundary Layer Meteorology*, 100, pp 321–348
- [80] Zielke, W., 1984, *Strömungsmechanik für Bauingenieure I+II*. Institut für Strömungsmechanik und Elektronisches Rechnen im Bauwesen, Uni Hannover
- [81] Zielke, W., Roth, R., Groß, G., Mayerle, R., Kück, F., Hoyme, H., Nielinger, J., Busch, U., 1997, Auswirkungen von Klimaänderungen auf die Wasserstände und Windverhältnisse an der deutschen Nordseeküste. BMBF-Projekt Nr. 03F0141A, Abschlußbericht, Institut für Strömungsmechanik und Elektronisches Rechnen im Bauwesen, Uni Hannover
- [82] Zielke, W., et.al., 2001, PROMORPH – Prognosis of Medium-Term Coastal Morphology. BMBF-Projekt Nr. 03F0262A/B, Jahresbericht 2000, Institut für Strömungsmechanik und Elektronisches Rechnen im Bauwesen, Uni Hannover

Liste der bereits erschienenen Institutsberichte

- 01/1970 Holz, K.-P. Ergänzung des Verfahrens finiter Elemente durch Ecksingularitäten zur verbesserten Berechnung schiefwinkliger Platten. Dissertation, Techn. Univ. Hannover, 1970
- 02/1971 Ehlers, K.-D. Berechnung instationärer Grund- und Sickerwasserströmungen mit freier Oberfläche nach der Methode finiter Elemente. Dissertation, Techn. Univ. Hannover, 1971
- 03/1971 Meissner, U. Berechnung von Schalen unter großen Verschiebungen und Verdrehungen bei kleinen Verzerrungen mit Hilfe finiter Dreieckselemente. Dissertation, Techn. Univ. Hannover, 1971
- 04/1972 Grotkop, G. Die Berechnung von Flachwasserwellen nach der Methode der finiten Elemente. Dissertation, Techn. Univ. Hannover, Sonderdruck aus dem Jahresbericht 1971 d. SFB 79, H. 2, 1972
- 05/1973 Schulze, K.-W. Eine problemorientierte Sprache für die Dynamik offener Gerinne. Dissertation, Techn. Univ. Hannover, Mitteil. d. SFB 79, Heft 1, 1973
- 06/1977 Beyer, A. Die Berechnung großräumiger Grundwasserströmungen mit Vertikalstruktur mit Hilfe der Finite-Element-Methode. Dissertation, Fortschrittberichte der VDI-Zeitschriften, Reihe 4, Nr. 34, 1977
- 07/1977 Ebeling, H. Berechnung der Vertikalstruktur wind- und gezeitenerzeugter Strömungen nach der Methode der finiten Elemente. Dissertation, Fortschrittberichte der VDI-Zeitschriften, Reihe 4, Nr. 32, 1977
- 08/1977 Gärtner, S. Zur Berechnung von Flachwasserwellen und instationären Transportprozessen mit der Methode der finiten Elemente. Dissertation, Fortschrittberichte der VDI-Zeitschriften, Reihe 4, Nr. 30, 1977
- 09/1977 Herrling, B. Eine hybride Formulierung in Wasserständen zur Berechnung von Flachwasserwellen mit der Methode finiter Elemente. Dissertation, Fortschrittberichte der VDI-Zeitschriften, Reihe 4, Nr. 37, 1977
- 10/1979 Hennlich, H.-H. Aeroelastische Stabilitätsuntersuchung von Linientragwerken. Dissertation, Fortschrittberichte der VDI-Zeitschriften, Reihe 4, Nr. 49, 1979
- 11/1979 Kalocay, E. Zur numerischen Behandlung der Konvektions-Diffusions-Gleichung im Hinblick auf das inverse Problem. Dissertation, Univ. Hannover, 1979
- 12/1980 Januszewski, U. Automatische Eichung für ein- und zweidimensionale, hydrodynamisch-numerische Flachwassermodelle. Dissertation, Univ. Hannover, Fortschrittberichte der VDI-Zeitschriften, Reihe 4, Nr. 58, 1980
- 13/1982 Carbonel Huaman, C. A. A. Numerisches Modell der Zirkulation in Auftriebsgebieten mit Anwendung auf die nordperuanische Küste. Dissertation, Univ. Hannover, 1982
- 14/1985 Tuchs, M. Messungen und Modellierung am Deep Shaft. Dissertation, Univ. Hannover, 1984

- 15/1985 Theunert, F. Zum lokalen Windstau in Ästuarien bei Sturmfluten – Numerische Untersuchungen am Beispiel der Unterelbe. Dissertation, Univ. Hannover, 1984
- 16/1985 Perko, H.–D. Gasausscheidung in instationärer Rohrströmung. Dissertation, Univ. Hannover, 1984
- 17/1985 Crocogino, A. Ein Beitrag zur numerischen Modellierung des Sedimenttransports in Verbindung mit vertikal integrierten Strömungsmodellen. Dissertation, Univ. Hannover, 1984
- 18/1985 Rottmann–Söde, W. Ein halbanalytisches FE–Modell für harmonische Wellen zur Berechnung von Wellenunruhen in Häfen und im Küstenvorfeld. Dissertation, Univ. Hannover, 1985
- 19/1985 Nitsche, G. Explizite Finite–Element–Modelle und ihre Naturanwendungen auf Strömungsprobleme in Tidegebieten. Dissertation, Univ. Hannover, 1985
- 20/1985 Vera Muthre, C. Untersuchungen zur Salzausbreitung in Ästuarien mit Taylor’schen Dispersionsmodellen. Dissertation, Univ. Hannover, 1985
- 21/1985 Schaper, H. Ein Beitrag zur numerischen Berechnung von nichtlinearen kurzen Flachwasserwellen mit verbesserten Differenzenverfahren. Dissertation, Univ. Hannover, 1985
- 22/1986 Urban, C. Ein Finite–Element–Verfahren mit linearen Ansätzen für stationäre zweidimensionale Strömungen. Dissertation, Univ. Hannover, 1986
- 23/1987 Heyer, H. Die Beeinflussung der Tidedynamik in Ästuarien durch Steuerung – Ein Beitrag zur Anwendung von Optimierungsverfahren in der Wasserwirtschaft. Dissertation, Univ. Hannover, 1987
- 24/1987 Gärtner, S. Zur diskreten Approximation kontinuumsmechanischer Bilanzgleichungen. Institutsbericht, davon 4 Abschnitte als Habilitationsschrift angenommen, Univ. Hannover, 1987
- 25/1988 Rogalla, B. U. Zur statischen und dynamischen Berechnung geometrisch nichtlinearer Linientragwerke unter Strömungs– und Wellenlasten. Dissertation, Univ. Hannover, 1988
- 26/1990 Lang, G. Zur Schwebstoffdynamik von Trübungszone in Ästuarien. Dissertation, Univ. Hannover, 1990
- 27/1990 Stittgen, M. Zur Fluid–Struktur–Wechselwirkung in flexiblen Offshore–Schlauchleitungen. Dissertation, Univ. Hannover, 1990
- 28/1990 Wollrath, J. Ein Strömungs– und Transportmodell für klüftiges Gestein und Untersuchungen zu homogenen Ersatzsystemen. Dissertation, Univ. Hannover, 1990
- 29/1991 Kröhn, K.–P. Simulation von Transportvorgängen im klüftigen Gestein mit der Methode der Finiten Elemente. Dissertation, Univ. Hannover, 1991
- 30/1991 Lehfeldt, R. Ein algebraisches Turbulenzmodell für Ästuare. Dissertation, Univ. Hannover, 1991
- 31/1991 Prüser, H.–H. Zur mathematischen Modellierung der Interaktion von Seegang und Strömung im flachen Wasser. Dissertation, Univ. Hannover, 1991

- dito Schröter, A. Das numerische Seegangmodell BOWAM2 1990 – Grundlagen und Verifikationen – . Univ. Hannover, 1991
- 32/1992 Leister, K. Anwendung numerischer Flachwassermodelle zur Bestimmung von Wasserlinien. Dissertation, Univ. Hannover, 1992
- 33/1993 Ramthun, B. Zur Druckstoßsicherung von Fernwärmenetzen und zur Dynamik von Abnehmeranlagen. Dissertation, Univ. Hannover, 1993
- 34/1993 Helmig, R. Theorie und Numerik der Mehrphasenströmungen in geklüftet–porösen Medien. Dissertation, Univ. Hannover, 1993
- 35/1994 Plüß, A. Netzbearbeitung und Verfahrensverbesserungen für Tidemodelle nach der Finiten Element Methode. Dissertation, Univ. Hannover, 1994
- 36/1994 Nöthel, H. Statistisch–numerische Beschreibung des Wellen– und Strömungsge-
schehens in einem Bühnenfeld. Dissertation, Univ. Hannover, 1994
- 37/1994 Shao, H. Simulation von Strömungs– und Transportvorgängen in geklüfteten porö-
sen Medien mit gekoppelten Finite–Element– und Rand–Element–Methoden. Dis-
sertation, Univ. Hannover, 1994
- 38/1994 Stengel, T. Änderungen der Tidedynamik in der Deutschen Bucht und Auswirkun-
gen eines Meeresspiegelanstiegs. Dissertation, Univ. Hannover, 1994
- 39/1994 Schubert, R. Ein Softwaresystem zur parallelen interaktiven Strömungssimulation
und –visualisierung. Dissertation, Univ. Hannover, 1994
- 40/1994 Alm, W. Zur Gestaltung eines Informationssystems im Küsteningenieurwesen. Dis-
sertation, Univ. Hannover, 1994
- 41/1994 Benali, H. Zur Kopplung von FEM– und CAD–Programmen im Bauwesen über
neutrale Datenschnittstellen. Dissertation, Univ. Hannover, 1994
- 42/1995 Schröter, A. Nichtlineare zeitdiskrete Seegangssimulation im flachen und tieferen
Wasser. Dissertation, Univ. Hannover, 1995
- 43/1995 Blase, Th. Ein systemtechnischer Ansatz zur Modellierung von Hydraulik, Stoff-
transport und reaktionskinetischen Prozessen in Kläranlagen. Dissertation, Univ.
Hannover, 1995
- 44/1995 Malcherek, A. Mathematische Modellierung von Strömungen und Stofftransport-
prozessen in Ästuaren. Dissertation, Univ. Hannover, 1995
- 45/1995 Lege, T. Modellierung des Kluftgesteins als geologische Barriere für Deponien. Dis-
sertation, Univ. Hannover, 1995
- 46/1996 Arnold, H. Simulation dambruchinduzierter Flutwellen. Dissertation, Univ. Han-
nover, 1996
- 47/1996 Kolditz, O. Stoff– und Wärmetransport im Kluftgestein. Habilitation, Univ. Hanno-
ver, 1996
- 48/1996 Hunze, M. Numerische Modellierung reaktiver Strömungen in oberflächenbelüfte-
ten Belebungsbecken. Dissertation, Univ. Hannover, 1996

- 49/1996 Wollschläger, A. Ein Random-Walk-Modell für Schwermetallpartikel in natürlichen Gewässern. Dissertation, Univ. Hannover, 1996
- 50/1997 Feist, M. Entwurf eines Modellierungssystems zur Simulation von Oberflächengewässern. Dissertation, Univ. Hannover, 1997
- 51/1997 Hinkelmann, R. Parallelisierung eines Lagrange-Euler-Verfahrens für Strömungs- und Stofftransportprozesse in Oberflächengewässern. Dissertation, Univ. Hannover, 1997
- 52/1997 Barlag, C. Adaptive Methoden zur Modellierung von Stofftransport im Kluftgestein. Dissertation, Univ. Hannover, 1997
- 53/1997 Saberi-Haghighi, K. Zur Ermittlung der verformungsabhängigen Windbelastung bei Hängedächern. Dissertation, Univ. Hannover, 1997
- 54/1998 Krüger, A. Physikalische Prozesse im Nachklärbecken – Modellbildung und Simulation. Dissertation, Univ. Hannover, 1998
- 55/1998 Wolters, A. H. Zur Modellierung des instationären thermohydraulischen Betriebsverhaltens von Fernwärmanlagen. Dissertation, Univ. Hannover, 1998
- 56/1999 Jankowski, J. A. A non-hydrostatic model for free surface flows. Dissertation, Univ. Hannover, 1999
- 57/1999 Kopmann, R. Mehrdimensionale Effekte in dimensionsreduzierten Gewässergütemodellen. Dissertation, Univ. Hannover, 1999
- 58/1999 Kahlfeld, A. Numerische Seegangmodellierung als Bestandteil einer funktionellen Hafenplanung. Dissertation, Univ. Hannover, 1999
- 59/1999 Festschrift zum 60. Geburtstag von Prof. Dr.-Ing. Werner Zielke. Univ. Hannover, 1999
- 60/2000 Kolditz, O., Zielke, W., Wriggers, P., Dürbaum, H.-J., Wallner, M. 3. Workshop Kluft-Aquifere – Gekoppelte Prozesse in Geosystemen. Univ. Hannover, 2000
- 61/2001 Malcherek, A. Hydromechanik der Fließgewässer. Habilitation, Univ. Hannover, 2001
- 62/2001 Thorenz, C. Model Adaptive Simulation of Multiphase and Density Driven Flow in Fractured and Porous Media. Dissertation, Univ. Hannover, 2001
- 63/2001 Kaiser, R. Gitteradaption für die Finite-Elemente-Modellierung gekoppelter Prozesse in geklüftet-porösen Medien. Dissertation, Univ. Hannover, 2001
- 64/2001 Rother, T. Geometric Modelling of Geo-Systems. Dissertation, Univ. Hannover, 2001
- 65/2001 Habbar, A. Direkte und inverse Modellierung reaktiver Transportprozesse in klüftig-porösen Medien. Dissertation, Univ. Hannover, 2001
- 66/2001 Weilbeer, H. Numerische Simulation von Strömung und Kolkung an Wasserbauwerken. Dissertation, Univ. Hannover, 2001
- 67/2001 Hoyme, H. H. Mesoskalige morphodynamische Modellierungen am Beispiel der Meldorfer Bucht. Dissertation, Univ. Hannover, 2002